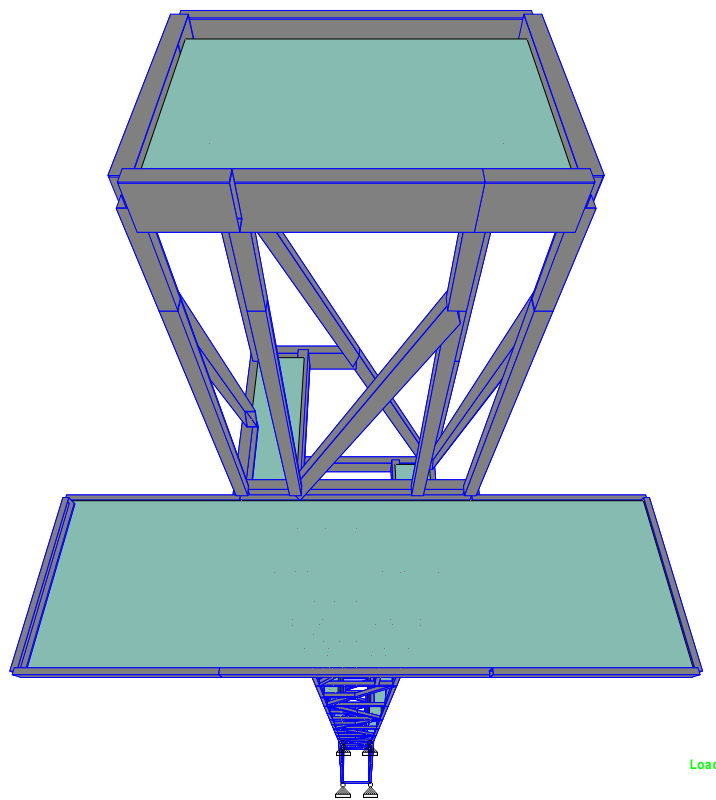




HØGSKOLEN STORD/HAUGESUND

Konstruksjon og dimensjonering av trapp-/heistårn med plattform og landgang



Hovudprosjekt utført ved

Høgskolen Stord/Haugesund - Avd. Haugesund - ingeniørfag

Studieretning: Maskin

Av: Marit Øverland

Kandidatnr.: 48

Per Morten Aarak

Kandidatnr.: 60

*Haugesund**2005*



HØGSKOLEN STORD/HAUGESUND



HØGSKOLEN STORD/HAUGESUND

Høgskolen Stord/Haugesund
Avdeling Haugesund - ingeniørfag
Bjørnsonsgt. 45
5528 HAUGESUND
Tlf. nr. 52 70 26 00
Faks nr. 52 70 26 01

Oppgavens tittel		Rapportnummer
Konstruksjon og dimensjonering av trapp-/heistårn med plattform og landgang		(Fylles ikke ut)
Utført av		
Marit Øverland og Per Morten Aarak		
Linje	Studieretning	
Maskin	Energi- og prosesseteknikk	
Gradering Åpen	Innlevert dato 06.05.2005	Veiledere Torleiv Ese og Lars Toadalen

Ekstrakt

Oppgåva tar for seg konstruksjon og dimensjonering av eit trapp-/heistårn med plattform og landgang. Tårnet skal fungere som bindeledd mellom land og flyterigger som kjem inn til bedrifta Westcon for reparasjon/vedlikehald.

Ulike norske standardar er brukt som dimensjoneringsgrunnlag. Berekningsprogrammet STAAD.pro er brukt til å utføre berekningane.

Konstruksjonen er blitt sett på som tredelt. Tårn, plattform og landgang. For kvar del er det blitt sett på ulike utformingar og løysingar.

Til slutt er det sett på heile konstruksjonen under eitt, og ei løysing er anbefalt.

Forord

Når ein avsluttar studiet på maskinlinja ved Høgskolen Stord/Haugesund, er det obligatorisk å gjennomføra eit hovudprosjekt. Målet med dette prosjektet er å visa at ein kan nytte dei kunnskapane ein har tileigna seg gjennom studiet, og at ein er i stand til å finna og nytta den informasjonen ein treng for å komma fram til ei løysing. I tillegg er det den første erfaringa ein får med kva det inneber å arbeida som ingeniør.

Oppgåva vår vart gitt av firmaet West Contractors AS på bakgrunn av at me ønska ei konstruksjonsoppgåve. Under arbeidet med denne har me møtt på mange utfordringar, og fått ein del overraskingar. Arbeidet har vore spennande, frustrerande og utfordrande, men først og fremst svært interessant og lærerikt. I denne rapporten håpar me å formidla det me har lært, og at du som lesar skal få eit større innblikk i kva som ligg bak dimensjoneringa av ein konstruksjon.

Oppgåva hadde aldri blitt som den er utan hjelp. I den forbindelse vil me takka:

- Torleiv Ese Intern vegleiar
- Lars Toadalen Ekstern vegleiar
- Roger Jensen Imenco
- Knut Erik Kismul Høgskulen i Bergen

Haugesund 06.05.05

Marit Øverland

Per Morten Aarak



Innholdsliste

Forord.....	II
Samandrag.....	V
1 – Innleiing.....	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Problemstilling og målsetting for oppgåva.....	2
1.3 Løysingstilnærming.....	2
1.4 Oppbygging av rapporten.....	2
2 – Materiale – metodar.....	3
2.1 Standardar og krav.....	3
2.2 Opplysingar.....	3
2.3 Avgrensingar.....	4
2.4 Autodesk Inventor 9.0.....	4
2.5 STAAD.pro.....	4
2.6 MS Office Excel.....	4
2.7 MS Project.....	4
3 – Laster.....	6
3.1 Eigenvekt.....	6
3.2 Vindlast.....	7
3.3 Snølast.....	12
3.4 Nyttelast.....	13
3.4.1 Personlast.....	13
3.4.2 Plattform.....	14
3.4.3 Heis.....	14
4 – Trappetårnet.....	15
4.1 Diskusjon over utforming av trappetårn.....	15
4.1 Diskusjon over utforming av trappetårn.....	16
4.2 Konstruksjon og berekningar.....	17
4.3 Diskusjon og konklusjon.....	18
5 - Plattformar.....	19
5.1 Diskusjon over utforming av plattform.....	19
5.2 Innfesting av plattform.....	20
5.3 Konstruksjon og berekning.....	22
5.4 Diskusjon og konklusjon.....	25
5.4.1 Diskusjon.....	25
5.4.2 Konklusjon.....	26
6 – Landgang.....	27
6.1 Diskusjon over utforming av landgang.....	27
6.2 Innfesting av landgang.....	27
6.3 Konstruksjon og berekning.....	29
6.4 Diskusjon og konklusjon.....	30
7 – Samansatt konstruksjon.....	31
7.1 Laster.....	31
7.1.1 Bruddgrensetilstand.....	31
7.1.2 Bruksgrensetilstand.....	32
7.2 Berekningar og resultat.....	33
7.3 Diskusjon.....	40
8 – Konklusjon.....	41



9 – Appendiks	42
9.1 Forkortingar og ordforklaring	42
9.2 Referansar og litteratur	42
9.3 Vedleggsliste.....	43

Samandrag

Denne rapporten tar for seg konstruksjon og dimensjonering av eit trapp-/heistårn med plattform og landgang.

Oppgåva er gitt av firmaet Westcon AS. Dei ønskjer å erstatta eit trapp-/heistårn dei har i dag, med eit nytt. Det nye tårnet skal passa til fundamentet, vera sterkt nok, men samtidig slankast mogleg. Tårnet skal ha ein høgderegulerbar plattform, ein landgang som er fleksibel både horisontalt og vertikalt, og som kan nå over eit lengdeintervall frå 4 til 12 meter.

Ulike norske standardar er brukt som dimensjoneringsgrunnlag. Berekningsprogrammet STAAD.pro er brukt til å utføre berekningane.

Trapp-/heistårnet med plattform og landgang er dimensjonert for lastene eigenvekt, vindlast og nyttelast.

Konstruksjonen er blitt sett på som tredelt. Tårn, plattform og landgang. For kvar del er det blitt sett på ulike utformingar og løysingar.

Den endelege konklusjonen er trekt ut frå den samansette konstruksjonen. Westcon får presentert to ulike konstruksjonar av eit trapp-/heistårn med plattform og landgang. Begge konstruksjonane møter krava frå Westcon, men konstruksjonane har ulike fordelar og ulemper. Konstruksjon B (sjå figur 7.10 side 41) blir vurdert som den beste totalløysinga.

1 – Innleiing

1.1 Bakgrunn

Westcon er ei bedrift som driv med vedlikehald og utrusting av båtar og riggar. Bedrifta held til Ølensvåg i Ølen kommune. Anlegget er vist på figur 1.1.



Figur 1.1 Westcon sitt anlegg i Ølensvåg sett frå nordaust

Per dags dato har Westcon to trapp-/heistårn. Eit som vart bygd hausten 2004, heretter kalla Tårn 1, og eit trapp-/heistårn satt saman av eit fagverk frå ein byggkran og stillasmateriell, heretter kalla Tårn 2. Tårn 2 fungerer ikkje så bra som Westcon ønskjer. Det er bl.a. svært tungvindt å høgderegulera plattformen. Difor ønskjer Westcon å sjå på mulige konstruksjonar av eit nytt trapp-/heistårn som kan erstatta, og fungera betre enn, det nåverande oppsettet.

Tårn 1 er dimensjonert etter NS 3479, som nå er erstatta av NS 3490. Tårnet har dimensjonane 200X200X6 mm på søylene, og 200X100X6 mm og 100X100X6 mm på andre stavar. Stålkvaliteten har flytegrense 355 N/mm². På grunn av at fundamentet til Tårn 1 er ulikt fundamentet til Tårn 2, kan ikkje Westcon erstatta Tårn 2 ved å byggja eit trappetårn som er likt Tårn 1. I tillegg ønskjer Westcon å få konstruert eit slankare tårn enn Tårn 1.

1.2 Problemstilling og målsetting for oppgåva

Oppgåva er å konstruera eit trapp-/heistårn med plattform og landgang. Problemstillinga er å få tårnet til å passa til fundamentet, vera sterkt nok, men samtidig slankast mogleg. Tårnet skal ha ein høgderegulerbar plattform, ein landgang som er fleksibel både horisontalt og vertikalt, og som kan nå over eit lengdeintervall frå 4 til 12 meter.

Målet er å koma fram til ei løysing som er innanfor fysiske avgrensingar, og som Westcon kan sjå seg fornøgd med. Dersom konstruksjonen svarer til Westcon sine krav og ønskjer, er det mulig at konstruksjonen blir oppført.

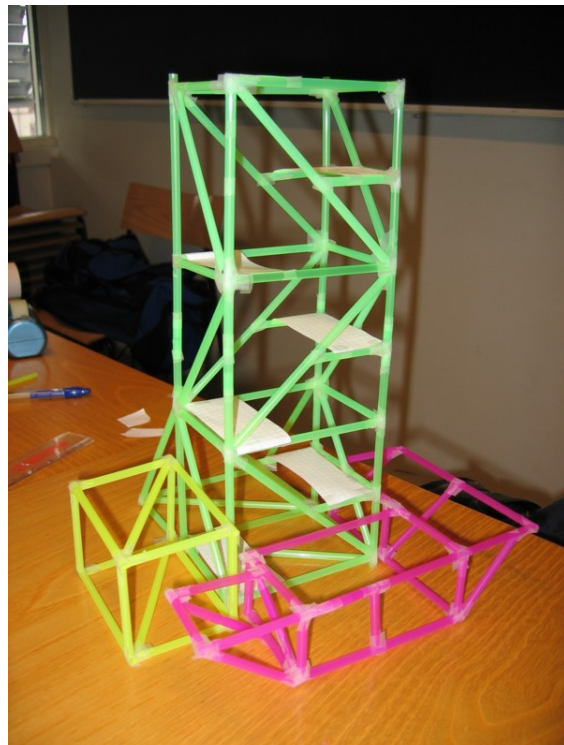
1.3 Løysingstilnærming

Løysing av denne oppgåva har skjedd i fire trinn. Først ein periode med innhenting av informasjon, aktuell litteratur og standardar. Så følgde ein kreativ periode der verktøy som modellbygging (figur 1.2), skisser og STAAD.pro vart nytta. Ut frå desse modellane, erfaringar frå trappetårnet som vart bygd i 2004 og gode råd, vart endeleg utforming bestemt.

Tredje trinn var berekningar i STAAD.pro. Programmet vart nytta til å finna dimensjonane som måtte til for å gjera tårnet sterkt nok til å tilfredsstilla Norsk Standard. Til slutt vart resultatane samla i rapportform.

1.4 Oppbygging av rapporten

Rapporten er i stor grad bygd opp på same måte som arbeidet med oppgåva har føregått. Først blir dei ulike opplysningane og den informasjonen som er blitt brukt i oppgåva presentert. Så blir dei ulike delane av konstruksjonen presentert i kvar sitt kapittel. Til slutt kjem den samansette konstruksjonen, diskusjon og konklusjon. Gjennom heile rapporten blir det vist til dei aktuelle standardar. Dette er for å dokumentera opplysningane, og for å gjera det enkelt å verifisera framgangsmåten.



Figur 1.2 Modellbygging i sugerøyr

2 – Materiale – metodar

Dette kapitlet omhandlar dei krav, opplysningar og avgrensingar som er lagt til grunn for oppgåva. Aktuelle dataprogram blir også omtala.

2.1 Standardar og krav

Dei følgjande standardane er dei som er aktuelle å bruke i denne oppgåva. Standardane grip inn i kvarandre, og ein finn gjerne same informasjonen i fleire standardar.

- NS 3472 Prosjektering av stålkonstruksjoner
- NS 3490 Prosjektering av konstruksjoner. Krav til pålitelighet.
- NS 3491 Prosjektering av konstruksjoner. Dimensjonerende laster.
 - Del 1: Egenlaster og nyttelaster
 - Del 3: Snølaster
 - Del 4: Vindlaster

Plattforma i toppen skal ha plass til 48 personar. Dette er satt fordi heisen har plass til 24 personar. Plattforma skal ha plass til både dei som kjem ut frå heisen, og dei som skal inni heisen.

Plattforma skal vera høgderegulerbar. Den skal kunne plasserast på ulike høgder i tårnet i høgdeintervallet frå ca 25 m til ca 35 m.

Innfestinga til landgangen må vera slik at landgangen kan bevegest både horisontalt og vertikalt.

Trappetårnet må komma minst tre meter frå kaikanten oppe i høgda pga. overheng på rigg.

2.2 Opplysingar

I rapporten er det vist til tårnets nord -, aust -, sør - og vestsida. Desse retningane stemmer ikkje heilt med geografisk nord, aust, sør og vest, men er brukt for å lettare kunne halda greie på kva side av tårnet det er snakk om. Retningane er angitt med ei nordpil på dei aktuelle figurane

Den aktuelle stålqualiteten har flytegrense 355 N/mm^2 .

Heisen er ein person-/vareheis laga av produsenten ALIMAK. Den har plass til 24 personar, og har eit innvendig areal på ca 6 m^2 . Heisen kjem til å stå på austsida av tårnet.

Tårnet har trapperepos for kvar 1,80 høg. Desse er referert til som etasjar.

2.3 Avgrensingar

Oppgåva er avgrensa til tårnet med plattform og landgang. Det betyr at fundamentet og innfestinga av tårnet ikkje blir vurdert. Fundamentet og innfestinga blir tenkt på som ”sterk nok”.

Fundamentet til tårnet er avgrensa i alle retningar. Nord, aust og sør for fundamentet er det sjø. Vest for tårnet går det kranspor som avgrensar utstrekninga mot vest. På austsida av fundamentet er det laga til eit område med rister, og det er tilrettelagt for montering av heis. Tilkomst til fundamentet er via ei bru på nordsida.

2.4 Autodesk Inventor 9.0

Autodesk Inventor er eit program for teknisk teikning. Dette programmet er blitt brukt til å lage 3D-skisser av diverse løysingar.

2.5 STAAD.pro

STAAD.pro er eit program som utfører styrkeberekningar. Skjermbildet er vist på figur 2.1 Ein lagar trådmodellar og legg på ulike laster. Programmet viser korleis lastene påverkar konstruksjonen. Dette programmet har vore hovudverktøyet for styrkeberekningar i denne oppgåva.

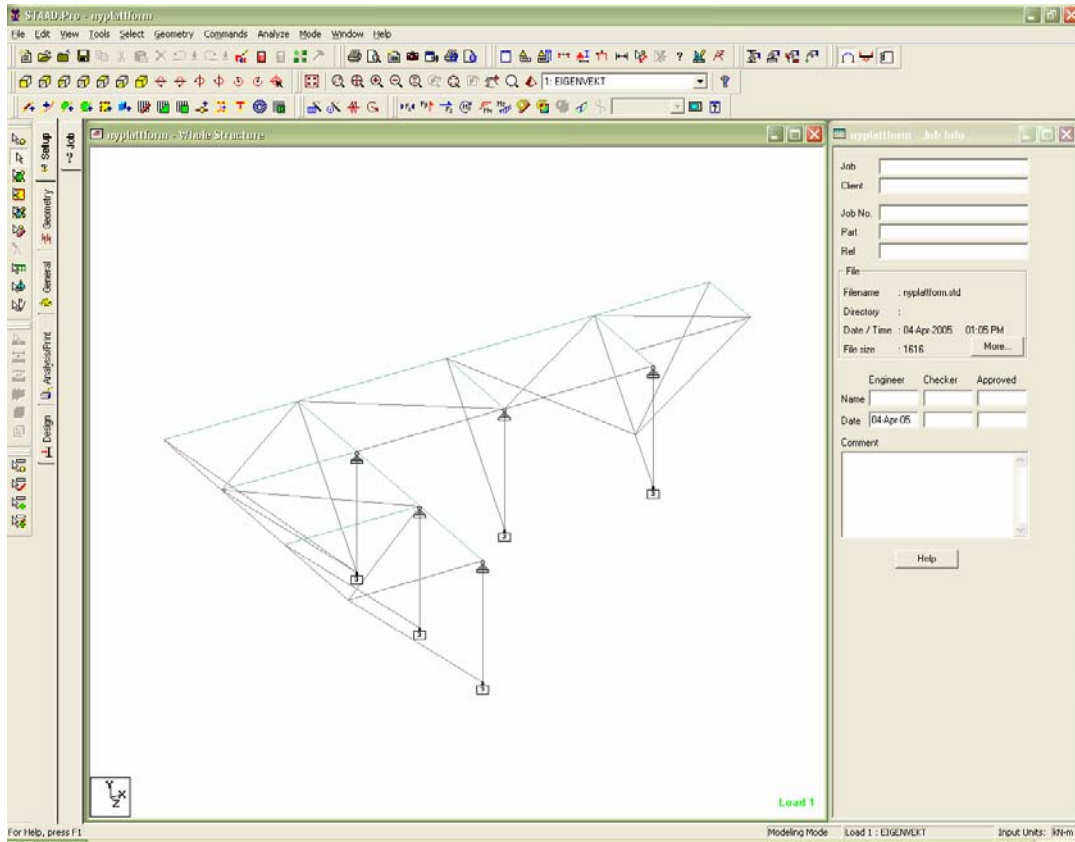
STAAD.pro står for STructural Analysis And Design for professionals. Programmet kan utføre dimensjonering etter ulike standardar. I denne oppgåva er det dimensjonert etter NS 3472 (Prosjektering av stålkonstruksjonar). Lastene med lastfaktorar og retning må leggjast inn manuelt, medan analysane går automatisk. Ved bruk av STAAD.pro må ein vera oppmerksam på at programmet opererer med rette parametar. Ein må f.eks. kontrollere at STAAD.pro dimensjonerer etter rett standard, med rett stålqualität og med rette knekk lengder.

2.6 MS Office Excel

Utrekningar av areal og laster er lagt inn i rekneark i Excel. Desse reknearka ligg som vedlegg.

2.7 MS Project

MS Project er det planleggingsverktøyet som er blitt brukt i denne oppgåva. Framdriftsplanen ligg som vedlegg 1.



Figur 2.1 Skjermbildet til STAAD.pro

3 – Laster

Alle lastene i denne oppgåva er utrekna på grunnlag av NS 3490 [2]. Norsk Standard dimensjonerer etter partialfaktormetoden. Det vil seie at i staden for å bruke ein sikkerheitsfaktor til slutt, bruker ein ”partial sikkerheitsfaktorar” i kvart ledd. I praksis betyr dette at ein multipliserer laster med ein lastfaktor slik at lastene blir rekna som større enn dei er (dimensjonerande laster). For material dividerer ein karakteristisk fastleik for materialet på ein faktor, slik at materialet blir rekna som svakare enn det er (dimensjonerande fastleik). Ut frå dimensjonerande fastleik reknar ein dimensjonerande kapasitet til å motstå påkjenningar.

Programmet STAAD.pro har partialfaktormetoden implementert for materiala ([9] Kapittel 2.7). Når ein då legg inn lastene med lastfaktor i programmet, dimensjonerer programmet tårnet etter NS 3472 [1].

STAAD.pro reknar bl.a. ut utnyttingsgraden for stavane. Når ein bruker partialfaktormetoden, tar ein med seg sikkerheitsfaktorar i alle ledd, og ein kan difor dimensjonera stavane opp til utnyttingsgrad lik 1.

3.1 Eigenvekt

Eigenvekt er den krafta konstruksjonen blir belasta med på grunn av konstruksjonens vekt. Eigenvekta av dette trapp-/heistårnet er samla vekt av fagverk, trapper, rekkverk og rister. STAAD.pro finn automatisk eignevekta ut frå dei brukte materiala og dimensjonane. På grunn av at trapper, rister og rekkverk ikkje er ein del av den bærande konstruksjonen, er dei ikkje teikna inn i STAAD. For å likevel få med eigenvekta av trappene og ristene, blir vekta lagt på som last på dei bjelkane dei er festa i. Vekta av rekkverket blir sett bort i frå.

Ristene er av type Norgesrist Type S – Offshore 35X5 mm og veg $53,4 \text{ kg/m}^2$ når dei er galvaniserte [10]. Det er avgrensa kor stort spenn ristene kan ha. For ristene som blir brukt i dette tårnet, er maksimal spennvidde 1800 mm [10]. Dette avgjer kva veg ristene ligg, og dermed kva bjelkar som blir belasta. Lasta pga. ristene blir rekna om til N/m, og lagt inn som bjelkelast.

Trappevekta er samansatt av vekta av trinna og vangane. Trinna veg 9 kg/trinn, vangane veg $22,4 \text{ kg/m}$ [10] Denne vekta blir rekna om til N/m, og lagt på bjelken trappa går ut frå. Dette vil gi ein liten feil i toppen og i botnen av tårnet, der belastninga vil bli litt større enn den eigentleg er.

3.2 Vindlast

Før vart vindlast rekna ut etter NS 3479. Etter store øydeleggingar pga. kraftig uvær på 90-talet vart det klart at ein strengare vindstandard var nødvendig Samarbeid med europeiske standardiseringsorganisasjonar resulterte i NS 3491 - 4. Dette er ein strengare og meir kompleks standard for utrekning av vindlast enn NS 3479.

Vindlast er ei variabel last der svært mange faktorar spelar inn. Vinden varierer bl.a. med høgde over havet, årstidene og terrengtilhøve. Figur 3.1 viser korleis brukar NS 3491 - 4 til å finna vindlast. Vindlast blir utrekna i eining N/m, og lagt inn i STAAD.pro som bjelkelast.

Vidare følgjer ei forklaring på dei ulike faktorane, og eit eksempel på utrekning av vindlast for ein del av tårnet. Eksempelet er meint som ei forklaring av framgangsmåten som er brukt på utrekningane i dei vedlagte rekneark (Vedlegg 2-5). Eksempelet er avgrensa til ein seksjon utan trapper. Resultata i eksempelet vil difor ikkje finnast igjen i rekneark som er vedlagt.

I følgje standard NS 3491-4 [5] er referansevindhastigheit for Ølen kommune med returperiode 50 år $v_{ref} = 26$ m/s.

Formel for vindkrefter er: $F_w = c_d \cdot c_f \cdot A_{ref} \cdot q_{kast}(z_e)$

Formel for vindhastigheitstrykk: $q(z)_{kast} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot c_{RET}^2 \cdot c_{HOH}^2 \cdot c_{ÅRS}^2 \cdot c_{SAN}^2 \cdot q_{k0}(z)$

c_{RET} ([5] Tabell A.2):

Faktor som varierer med vindretninga. For indre Rogaland og Hordaland varierer faktoren mellom 0,6 og 1,0, men kan setjast til 1,0 i alle retningar. $c_{RET} = 1,0$ blir nytta i denne oppgåva.

$c_{ÅRS}$ ([5] Tabell A.3):

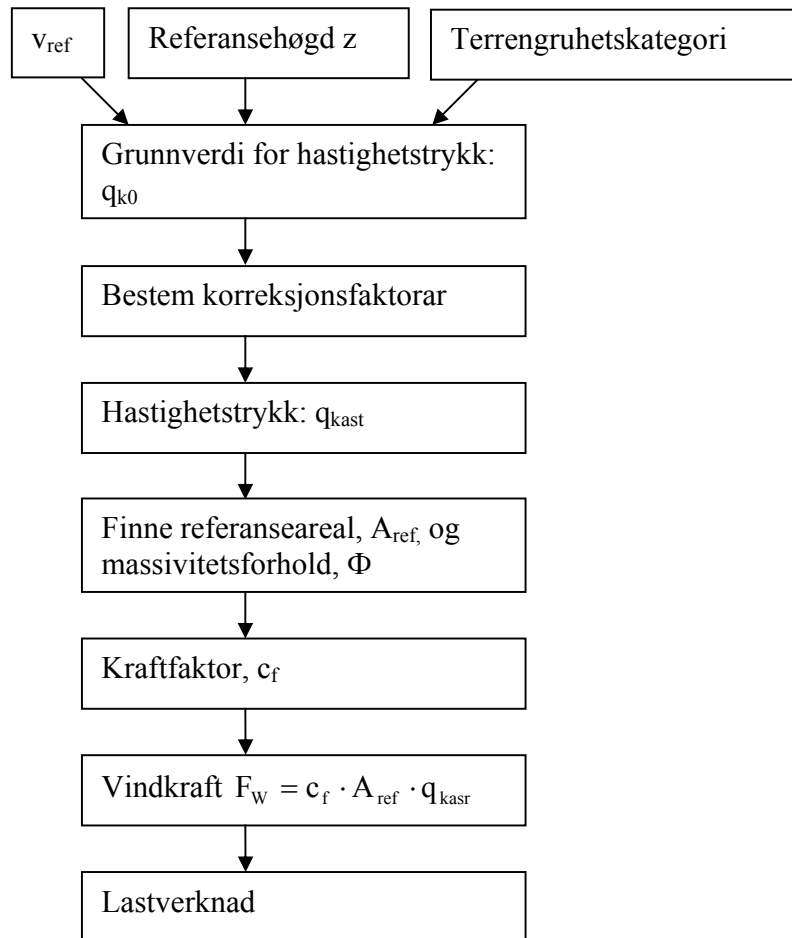
Faktor for årstidsvariasjon. $c_{ÅRS} = 0,8$ for mai til august, og $c_{ÅRS} = 1,0$ for september til april. Trappetårnet skal stå heile året, og $c_{ÅRS} = 1,0$ blir difor brukt.

c_{HOH} ([5] Tabell A.4):

Nivåfaktor som varierer etter kor høgt over havoverflata bygget står. Trappetårnet blir bygd ved havnivå. Det gir: $c_{HOH} = 1,0$

c_{SAN} :

Faktor som bestemmer årlig sannsyn for overskriding. For vanlege konstruksjonar vel ein $c_{SAN} = 1,0$.



Figur 3.1 Framgangsmåte for utrekning av vindlast
(Fritt etter figur 4.21 [8])

c_d :

Konstruksjonsfaktor som tar omsyn til dynamiske effektar pga vind. Stivleiken blir i dette tilfellet vurdert som så stor at dynamiske effektar kan sjåast bort frå. Det gir: $c_d = 1,0$.

c_f ([5] Figur 36):

Kraftfaktor som avhenger av slankheta, massiviteten og omstrømingstilhøva rundt fagverket. For massivitet $\Phi < 0,7$ kan ein sjå bort frå omstrømingstilhøva. Massiviteten er gitt som:

$$\Phi = \frac{A_{ref}}{A}$$

A_{ref} :

A_{ref} er arealet av konstruksjonen som er normalt til vinden. Her må me ta omsyn til både arealet av fagverket, og det projiserte arealet av trappa inni fagverket. Dette arealet er ulikt etter kva for ei av sidene vinden bles på. Den "tettaste" sida er austsida pga heisarrangementet.

 $q_{kast}(z_e)$:

Dette er ein kortvarig toppverdi for hastigheitstrykket ved referansehøgda z_e . I denne oppgåva er hastigheitstrykket differensiert for kvar etasje (sjå vedlegg 2)

 k_1 :

Faktoren som tar omsyn til vindakselerasjon over åsar og skråningar. Her: $k_1 = 1,0$

 k_2 :

Faktor som tar omsyn til vindkastauke på le side av bratt terreng. Først finn ein nivåforskjellen mellom toppen av fjellet og byggestaden, $H(\theta)$, og avstanden mellom byggestaden og fjelltoppen, $L(\theta)$. Forholdet mellom desse avstandane gir faktorane c_t og c_{tt} , som igjen gir ein graf ([5] Figur E.12 og E.13) der faktor k_2 kan lesast av.

Her: Fjellet ligg bakom tårnets nordside.

$$L(\theta) \approx 1000, H(\theta) = 500 \text{ m} \rightarrow L(\theta) \leq 10 H(\theta) \rightarrow c_t=1,0, c_{tt}=1,75 \rightarrow \text{Figur E.13 i NS 3491-4}$$

Avlesing gir:

$$k_2 = 1,39 \text{ for vind på nordsida av tårnet}$$

$$k_2 = 1,0 \text{ for vind på dei andre sidene.}$$

 k_3 ([5] Tabell E.1):

Faktor som tar omsyn til tilgrensande område med annan ruhet enn byggestaden.

Her: $k_3 = 1,15$ for vind på sørsida av tårnet

$$k_3 = 1,0 \text{ for vind på dei andre sidene}$$

 $q_{k0}(z)$:

Dette er ein grunnverdi for hastigheitstrykket frå kastevind ved ulike høgder. I denne oppgåva er hastigheitstrykket differensiert for kvar etasje (sjå vedlegg 3)

Å rekna ut vindhastigheitstrykket, q_{kast} , er komplisert. Ein forenkla metode er å bruke framgangsmåten som er beskriven i NS 3491-4 tillegg E. I denne oppgåva er den forenkla metoden brukt. Metoden tar utgangspunkt i v_{ref} , og gir tabellar der ein kan finne q_{k0} når ein har parametrane terrengkategori, høgde og v_{ref} .

Eksempel på utrekning av vindlast:

Ølensvåg, Ølen kommune 0 m.o.h

$v_{ref} = 26 \text{ m/s}$ ([5] Tab. A.1)
 $z = 36,4 \text{ m}$

Terrengruhetskategori: 2
 ([5] Tab. 1 eller figur 1)

$q_{k0} = 1350 \text{ N/m}^2$ ([5] Figur E.3 c)

Korreksjonsfaktorar:

$k_1 = k_3 = c_{ARS} = c_{HOH} = c_{SAN} = c_{RET} = 1$

$k_2 = 1,39$ ([5] Figur E.13)

Hastighetstrykk:

$q_{kast} = k_2 \cdot q_{k0}$

$$q_{kast} = 1877 \text{ N/m}^2$$

Profilar:

TUB20020016:

$h_1 = 0,2 \text{ m}$

$L_1 = 2 \cdot 3,70 = 7,4 \text{ m}$

TUB1001006:

$h_2 = 0,1 \text{ m}$

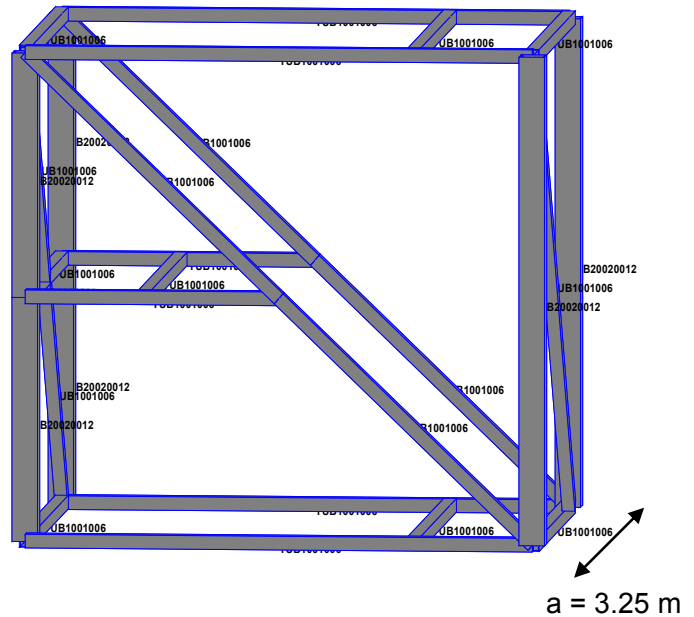
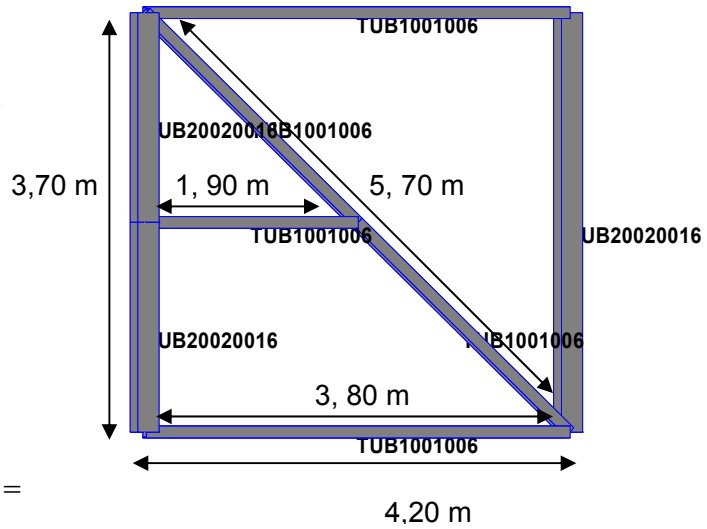
$L_2 = 2 \cdot 3,80 + 5,16 + 1,90 = 14,7 \text{ m}$

Areal:

$A = L \cdot h$

$A = 4,20 \cdot 3,70 = 15,5 \text{ m}^2$

$A_{ref} = L_1 \cdot h_1 + L_2 \cdot h_2$



$$A_{\text{ref}} \approx 3\text{m}^2$$

Massivitetsforholdet:

$$\phi = \frac{A_{\text{ref}}}{A} \quad ([5] \text{ Figur 35})$$

$$\phi = 0,19$$

Formfaktor:

$$c_f = 1,7 \quad ([5] \text{ Figur 36})$$

Vindlast per meter på lo side:

$$\text{TUB2002006: } f = c_f \cdot q_{\text{kast}} \cdot h_1$$

$$f = 638 \text{ N/m}$$

$$\text{TUB1001006: } f = c_f \cdot q_{\text{kast}} \cdot h_2$$

$$f = 319 \text{ N/m}$$

Skjerming:

$$\beta = 1,15 - 1,67 \cdot \phi \cdot (b/a)^{0,25}$$

$$\beta = 0,82$$

a: avstanden mellom plana

b: konstruksjonens kortaste side.

Vindlast per meter på le side:

$$\text{TUB2002006: } f = \beta \cdot c_f \cdot q_{\text{kast}} \cdot h_1$$

$$f = 523 \text{ N/m}$$

$$\text{TUB1001006: } f = \beta \cdot c_f \cdot q_{\text{kast}} \cdot h_2$$

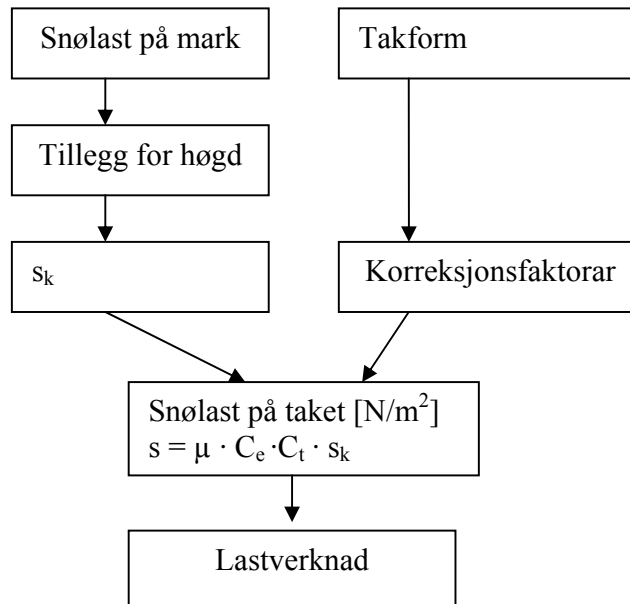
$$f = 262 \text{ N/m}$$

Total vindlast (lo + le side):

$$F_w = q_{\text{kast}} \cdot c_f \cdot A_{\text{ref}} + \beta \cdot q_{\text{kast}} \cdot c_f \cdot A_{\text{ref}}$$

$$F_w = 17,4 \text{ kN}$$

3.3 Snølast



**Figur 3.2 Framgangsmåte for utrekning av snølast
(Fritt etter figur 4.14 [8])**

Figur 3.2 viser gangen i korleis ein reknar snølast. Vidare følgjer utrekninga av snølast på trapp-/heistårnet. Formlar og verdiar er henta frå NS 3491-3 [4].

Karakteristisk snølast på mark:

$$s_k = s_{k,0} + n \cdot \Delta s_k$$

I vårt tilfelle gjeld grunnverdien $s_{k,0}$ for høgdenivået 0 til 150 moh.

Det gir oss:

$$s_k = s_{k,0}$$

Representativ verdi for snølast på tak:

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

Tabell 3.1 Parametrar for utrekning av snølast

Grunnverdien for karakteristisk snølast på mark i Ølen kommune ([4] A.2)	$s_{k,0} = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Formfaktoren gitt av hellinga av flata ($\alpha = 0^\circ$) ([4] Tabell 1)	$\mu = 0,8$
Eksponeeringsfaktor ([4] 5.1)	$C_e = 1,0$
Termisk faktor ([4] 5.1)	$C_t = 1.0$

Parametrar for utrekning av snølast er vist i tabell 3.1. $\mu = 0,8$ kan forklarast med at vind bles snøen av flater som ligg høgare enn bakkenivå. Dette gir mindre snølast på tak enn på bakken.

Verdien for snølast blir:

$$s = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

I tårnet blir det brukt rister. Det fører til at når tårnet er i bruk, vil snøen bli trakka gjennom ristene. Dermed kan me sjå bort frå kombinasjonen personlast og snølast. Ved tilfeller der tårnet ikkje er i bruk, og det legg seg snø, vil snølasta vera mindre enn den personlasta tårnet er dimensjonert for (sjå kap. 3.4.1). På bakgrunn av desse vurderingane er ikkje snølast tatt med i berekningane.

3.4 Nyttelast

Nyttelaster for tårnet er personlast og last pga. plattformar. Plattformar har nyttelastene personlast og last pga. landgangen. Landgangen har nyttelasta personlast.

3.4.1 Personlast

I denne oppgåva dimensjonerer me trapp-/heistårnet for nyttelast etter standard NS 3490 [2]. Standarden deler bygningsareal inn i kategoriar etter spesifikk bruk. Trapp-/heistårnet blir vurdert til å tilhøyra kategorien *C5: Arealer som lett overfylles*. Det gir denne verdien for nyttelast:

$$q_k = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad ([3] \text{ Tabell 6.1 og 6.2})$$

Denne verdien omfamnar last bl.a. pga. personar, flyttbare gjenstandar, maskinar og unormale laster som kan opptre i kortare periodar [3]. I dette tilfellet er det last pga. personar som er aktuelt. Verdien på 5 kN/m^2 kan då virke stor, men ettersom tårnet er rømningsveg frå rigg, kan det oppstå situasjonar der lasta er opp mot denne verdien.

Personlasta er rekna om til eining N/m, og lagt inn som bjelkelast på dei aktuelle bjelkane.

3.4.2 Plattform

Lasta som plattformen representerer på tårnet er også ei nyttelast. Ved utrekning av belastning i STAAD.pro, er plattformen plassert i toppen av tårnet. Denne plasseringen gir størst moment, og er dermed den plattformposisjonen som gir størst belastning. Belastningen av landgangen virkar i første omgang på plattformen, men ettersom plattformen er festa i trappetårnet, vil belastningen pga. landgangen bli overført til tårnet. I STAAD.pro er dette løyst ved å sjå på plattformen med belastning pga. landgang for seg. Reaksjonskreftene i festepunkta til plattformen er så lagt på tårnet, og belastningen på tårnet pga total plattformlast er så rekna ut. Plattformalasta er lagt inn som punktlast på søylene til tårnet.

Utrekning av nyttelastene ligg som vedlegg 8.

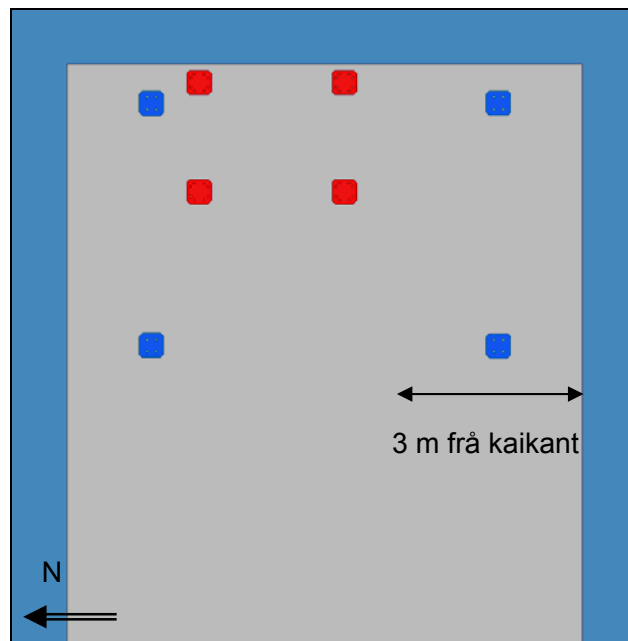
3.4.3 Heis

Heisarrangementet står sjølv, og overfører dermed ingen vekt på tårnet. Derimot blir vindkrefter som virkar på heis og heismast overført fordi heismasta er klamra fast til tårnet. Heise og heismast er rekna som tette. For vind frå aust vil heisen skjerme for vindkrefter direkte på tårnet i den høgda heisen er plassert. Det verste tilfellet er når heisen står i øvste posisjon.

I STAAD.pro er vindlast pga heis og heismast lagt inn som punktlaster i kN. For å få plassert lasta i rett avstand til tårnet, er det teikna inn dimensjonslause støtter på austersida av tårna. Endepunkta for støttene representerer midtpunktet på heisen og midten av heismasta. Utrekningar for vindlast på heis er vist i vedlegg 7.

4 – Trappetårnet

Utgangspunkt for trapp-/heistårnet er eit fundament av betong med åtte festepunkt. Fundamentet er vist på figur 4.1. Alle åtte festepunkta kan nyttast, men dei blå festepunkta er vurdert som best eigna. Det er krav om at tårnet med plattform må komma minst 3 m frå kaikanten. Difor kan ikkje tårnet byggjast rett opp frå dei to blå festepunkta til høgre på figuren, men må trekkjast inn på fundamentet tilsvarande skissa vist som figur 4.2.



Figur 4.1 Skisse av fundamentet med festepunkt

4.1 Diskusjon over utforming av trappetårn

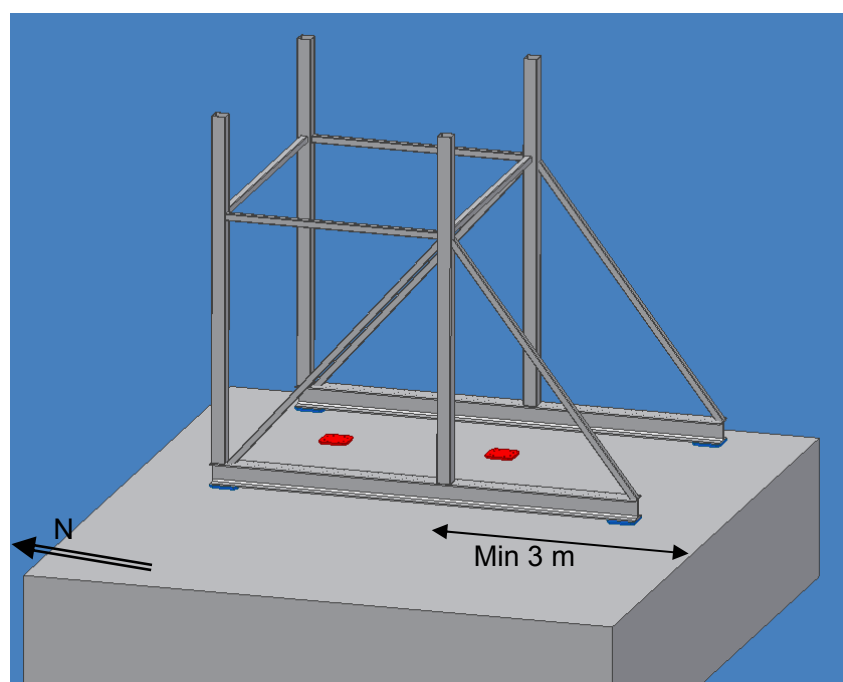
Westcon ønskjer eit tårn som er slankast mogleg. Det skal vera optimalisert med omsyn på vekt og størrelse. Tårnet må ha ei breidde som gir plass til trapp og lysopning mellom rekkverk og annan struktur. Stigninga på trappa saman med reposbreidda gir lengda av tårnet.

Sidan trappetårnet er ein del av arbeidsmiljøet ved bedrifta er det også viktig å ta omsyn til dette under konstruksjonsarbeidet. Det blir sett som ein fordel for brukarane at trappene i dei to tårna er like å gå i. På grunnlag av dette er det valgt å bruke same trappa som i Tårn 1. Det gir trapperepos for kvar 1,80 m høgd, og den projiserte lengda av trappa blir ca 2000 mm (opplysningar gitt av ekstern vegleiar). Dersom trappa går aust – vest, passar festepunkta slik at ein får plass til trappa og to repos med breidde ca 90 cm.

4.1 Diskusjon over utforming av trappetårn

Westcon ønsker eit tårn som er slankast mogleg. Det skal vera optimalisert med omsyn på vekt og størrelse. Tårnet må ha ei breidde som gir plass til trapp og lysopning mellom rekkverk og annan struktur. Stigninga på trappa saman med reposbreidda gir lengda av tårnet.

Sidan trappetårnet er ein del av arbeidsmiljøet ved bedrifta er det også viktig å ta omsyn til dette under konstruksjonsarbeidet. Det blir sett som ein fordel for brukarane at trappene i dei to tårna er like å gå i. På grunnlag av dette er det valgt å bruke same trappa som i Tårn 1. Det gir trapperepos for kvar 1,80 m høgd, og den projiserte lengda av trappa blir ca 2000 mm (opplysningar gitt av ekstern vegleiar). Dersom trappa går aust – vest, passar festepunkta slik at ein får plass til trappa og to repos med breidde ca 90 cm.



Figur 4.2 Skisse av tårnplassing

Breidda av trappa kan ikkje bli større enn at tårnet klarer regelen om 3 m avstand til kaikanten. Trappetrinna har breidde 1 m. For å få plass til trapp, vangar, rekkverk og lysopning, er breidda av tårnet satt til 3250 mm (senter – senter for søylene). Denne konstruksjonen gjer at tårnet er komprimert rundt trappa.

Ei mogleg utforming av tårnet er å bygge det rett opp frå dei blå festepunkta til venstre på figur 4.2. Dei blå festepunkta til høgre på figur 4.2 nyttast ved at ein lager skråstøtter til tårnet. Dette er ein grei konstruksjon med tanke på fundamentet. Ein bruker dei festepunkta som er, og treng ikkje gjere forandringar nede på bakken. Ulempa er at tårnet kjem så nær kaikanten, at det ikkje er mogleg å lage ein plattform på sørsida og samtidig klare kravet om 3 m avstand til kaikanten. Denne utforminga er frå nå av referert til som Tårn A

Eit anna forslag er å bruke same tårnutforminga, men å forskyve tårnet nordover. Det gjer det mogleg å ha ein plattform på framsida av tårnet. Denne varianten skapar utfordringar på bakkeplan. For å klare 3 m kravet, må tårnet skyvast bakover heilt til kanten av fundamentet. Det skaper problem for gangbrua som blir brukt som forbindelse til fundamentet. Dette forslaget blir frå nå av referert til som Tårn B.

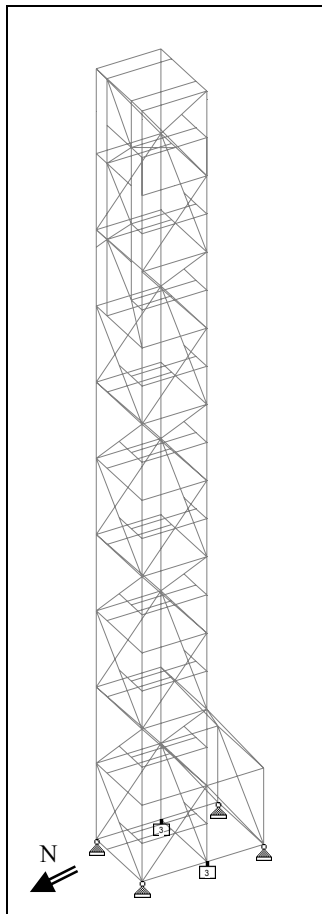
Oppe i høgda må fagverket vera tilrettelagt slik at ein lett kjem seg ut av trappa og ut på plattformen. Dette blir løyst ved at det blir laga ”dørøpningar” i fagverket på den sida plattformen er. For Tårn A er dette på nordsida. For Tårn B er det på sørsida.

4.2 Konstruksjon og berekningar

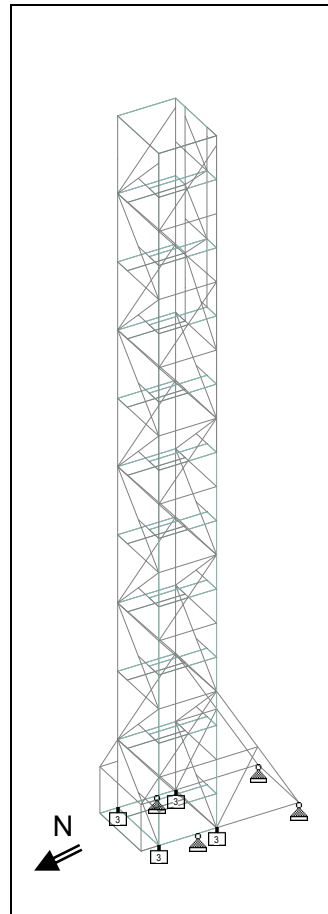
Utforminga av Tårn A og Tårn B vart teikna inn i STAAD.pro. Først vart berre dei eksisterande festepunkta brukt, men det gav svært store moment og brot i konstruksjonen. Dermed vart det lagt inn festepunkt som berre tar opp krefter i y-retning der det mangla festepunkt. Dette er vist på figur 4.3 og 4.4. Dei eksisterande festepunkta er vist som trekantar, dei nye som firkantar.

Utforminga av støttestrukturen er blitt til gjennom prøving og feiling etter kva resultat som blei gitt av analysen i STAAD.pro. Endeleg utforming av tårna med støttestruktur er vist på figur 4.3 og 4.4.

Ettersom dimensjonane på tårnet blir avgjort av den samla belastninga pga. vindlast, plattform, landgang, eigenvekt og nyttelast, blir ikkje berekningar berre av tårnet gjennomgått. Berekningar og resultat for samansatt konstruksjon er å finna i kapittel 7.



Figur 4.3 Tårn A



Figur 4.4 Tårn B

4.3 Diskusjon og konklusjon

Tårn A og Tårn B har i utgangspunktet same utforminga på sjølve tårnet. Skilnaden er i hovudsak plasseringa på fundamentet, og dei føringane plasseringa gir for utforming av plattform. Valet mellom Tårn A og Tårn B vil bl.a. stå på om ein føretrekk å gjera endringar nede for å få ein så gunstig plattform som mogleg, eller om ein ønskjer å gjera minst mogleg nede og heller ha ein litt mindre gunstig plattform. Ut over dette er det vanskeleg å trekke nokon konklusjon før heile konstruksjonen er vurdert under eitt. Viser difor til kapittel 8 for endeleg konklusjon.

5 - Plattform

Westcon vil ha ein plattform som kan høgderegulerast. Dette er viktig, fordi flyteriggane som kjem inn til Westcon har ulik høgde. Ved å kunne regulera høgda på plattformen innanfor eit visst område, blir overgangen mellom rigg og tårn så effektiv og sikker som mogleg.

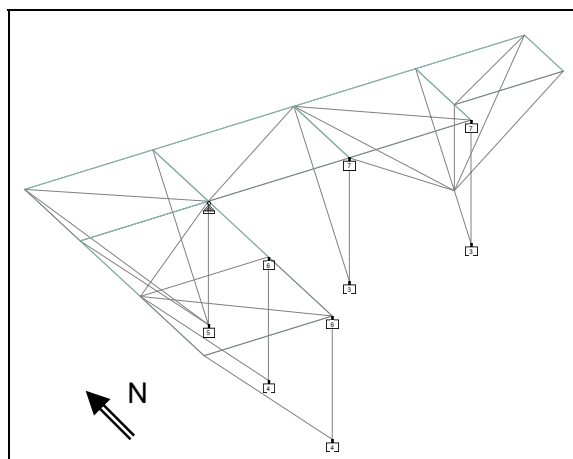
Utfordringa her er å finna ein god og enkel måte å regulera plattformen på. Plattformen skal kunne flyttast utan for store utfordringar, og mekanismen må fungera kvar gong. Innfestinga må vera sterk nok, og festemekanismane for ei høgd må ikkje koma i konflikt med plattformen ved ei anna høgd. Westcon har ein stor kran i nærleiken av tårnet. Denne kan nyttast til å flytta plattformen. Plattformen må også vera tilrettelagt for av- og påstigning til heisen.

Westcon sitt arealkrav til plattformen er at det skal vera plass til dobbel så mange på plattformen som det er plass til i heisen. Det gir eit minimumsareal på $2 \times$ heisareal. Tårnets plassering på fundamentet avgjer i stor grad utforminga av plattformen. Dette er pga. at tårnet må minst vera 3 m frå kaikanten oppe i høgda. Dei to ulike utformingane av tårnet krev difor kvar sin løysing når det gjeld plattform.

5.1 Diskusjon over utforming av plattform

Tårn A:

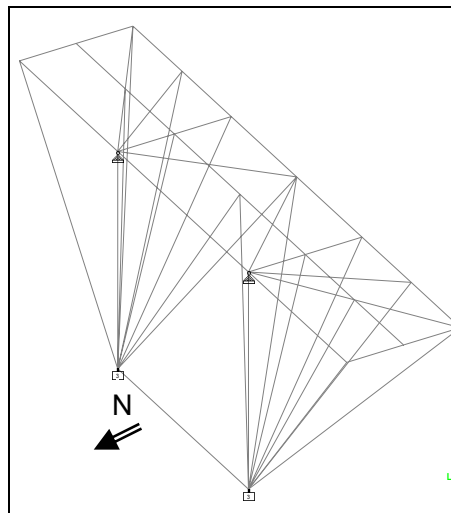
Tårn A klarer akkurat kravet om at det skal stå 3 m frå kaikanten. Plattformen kan difor ikkje vera på sørsida av tårnet, men må gå rundt tårnet på nordsida. Arealet er på ca. 18 m^2 . Med denne utforminga får landgangen avgrensa fleksibilitet i og med at berre ein liten del av plattformen vender mot sør. Plattformen er vist på figur 5.1.



Figur 5.1 Plattform til Tårn A

Tårn B:

Tårn B kjem så lang inn på kaien at det er plass til ein plattform på sørsida av tårnet. Ideen er å laga ein balkongliknande plattform på framsida. Plattformen blir lengre enn tårnet vest- og austover. Dette er for å møte arealkravet og får å få til ein god av- og påstigning til heisen. Plattformen som er vist på figur 5.2 har arealet ca. 20 m². Her er tanken at landgangen skal kunne festast kvar som helst langs lengda av plattformen (sjå kap 6.2).



5.2 Plattform til Tårn B

5.2 Innfesting av plattform

Det må tas fleire omsyn når festeanordninga til plattformen skal konstruerast. Den må vera sikra mot vindkrefter som kan gi løft. Innfestinga skal i tillegg tåla belastninga av eigenvekta til plattformen, personlast og vekta av landgangen. Innfestinga må vera så enkel at det er raskt å flytta plattformen vertikalt, og mekanismen må fungera kvar gong, sjølv om plattformen har stått i same posisjon lenge.

Innfesting 1:

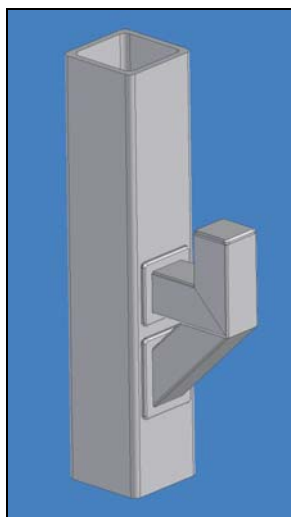
Eit hydraulisk system tilsvarande det som er vist på figur 5.3. Systemet består av ein hydraulisk sylinder som løftar gaffelen opp og ned i ei skinne. Dette systemet kan skalerast opp slik at det blir sterkt nok til å løfta plattformen opp og ned.



Figur 5.3 Hydraulisk system for baklastar

Innfesting 2:

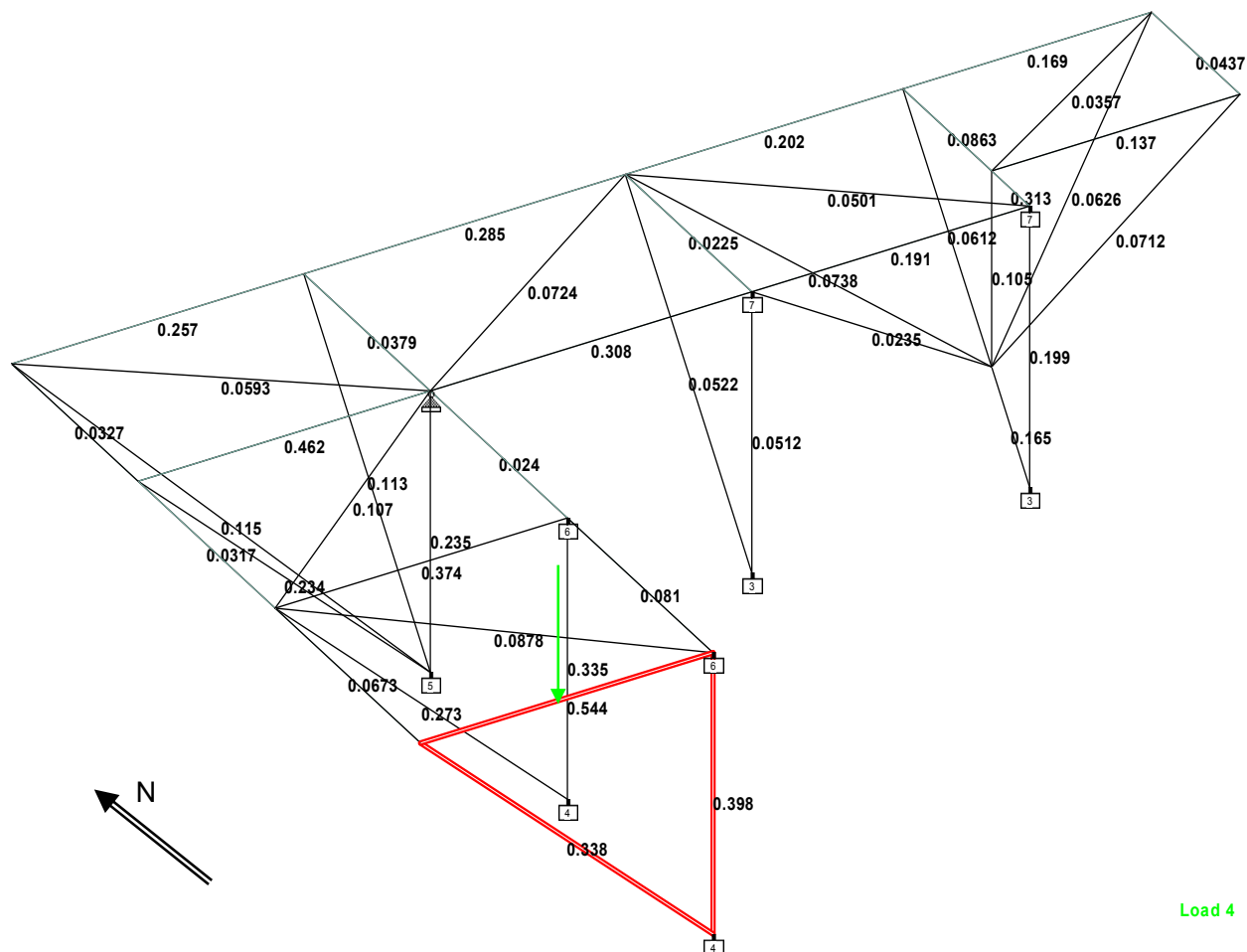
Ein kan bruka kranen som står rett ved tårnet til å lyfta plattform opp og ned. Plattform må då ha lyfteøyrrer i tillegg til mekanismen som festar plattform til tårnet. For å få festa plattform til tårnet, kan ein bruka krokane. Ein kan festa krokane på søylene til tårnet. Plattform kan då leggjast oppi krokane. Dette forslaget er illustrert på figur 5.4. Ved å festa slike krokane for kvar etasje, vil plattform enkelt kunne plasserast på den ønska høgda. For å hindra at plattform skal kunne løftast opp av vind, må den sikrast.



Figur 5.4 Krok til innfesting av plattform

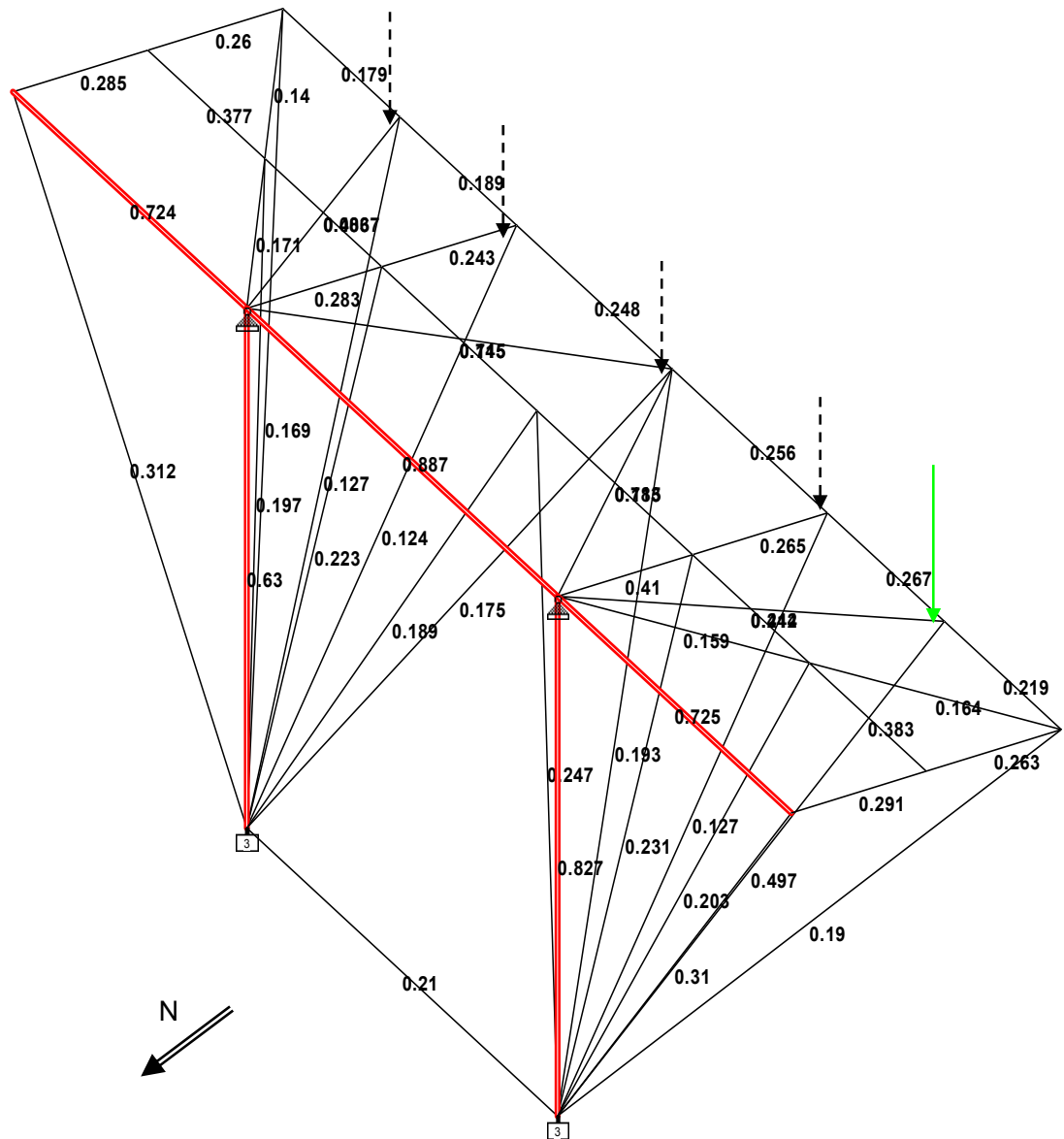
5.3 Konstruksjon og berekning

Plattforma er lagt inn i STAAD.pro med lastene eigenvekt, personlast, vindlast og last pga. landgang. Innfestinga for plattforma er i STAAD.pro lagt inn slik at berre dei øvste festepunkta tar opp krefter i vertikal retning (y-retning). Dette er nærare forklart i kapittel 7. Reaksjonskreftene for plattformane er vist på figur 5.7 og figur 5.8



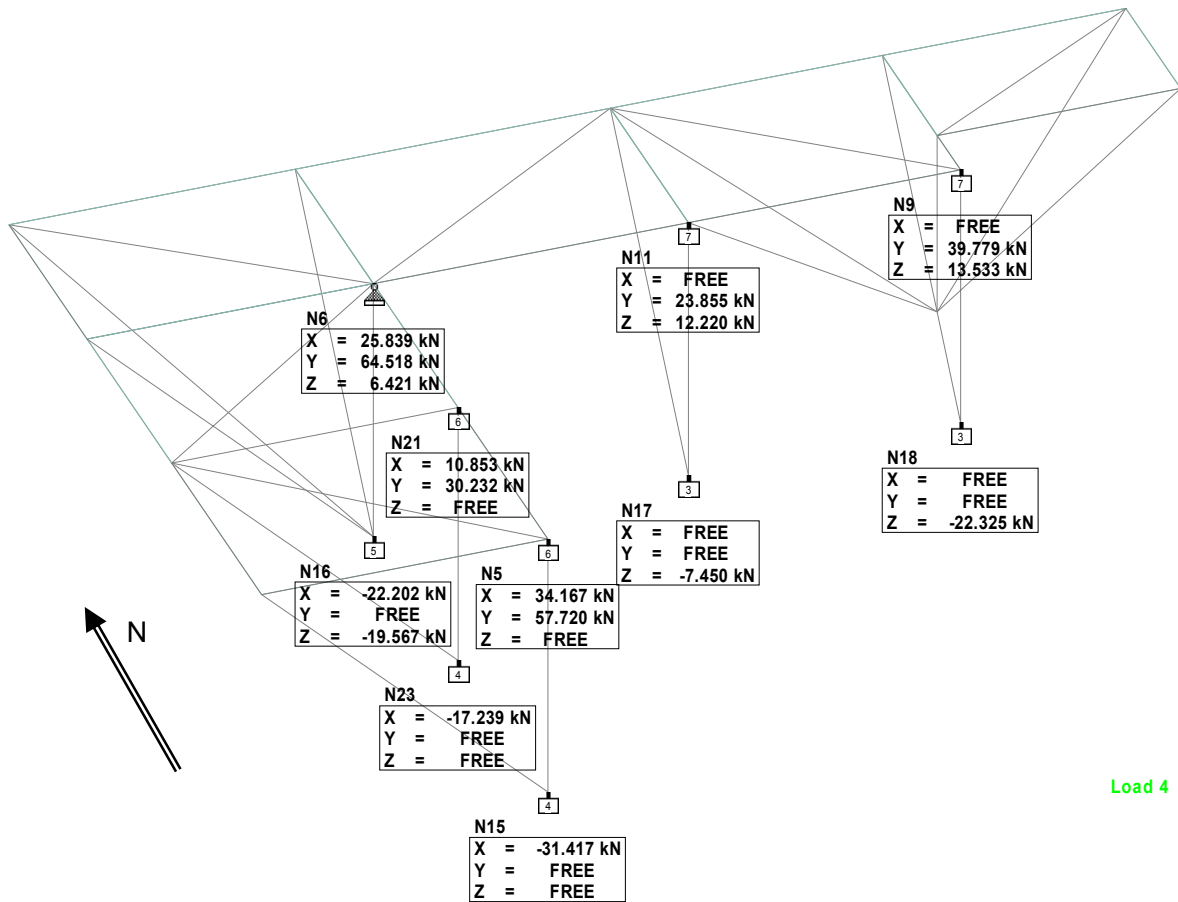
Figur 5.5 Utnyttingsgrad for bjelkane til Plattform A

Plattform A er gitt dimensjonane 100X100X6 mm. På figur 5.5 viser utnyttingsgraden til bjelkane. Dei bjelkane som er utheva har størst belastning. Det er pga. at belastninga frå landgangen er lagt inn der (markert med pil). Den største utbøyinga er på 0,3 mm og kjem i vestre hjørne av plattforma.



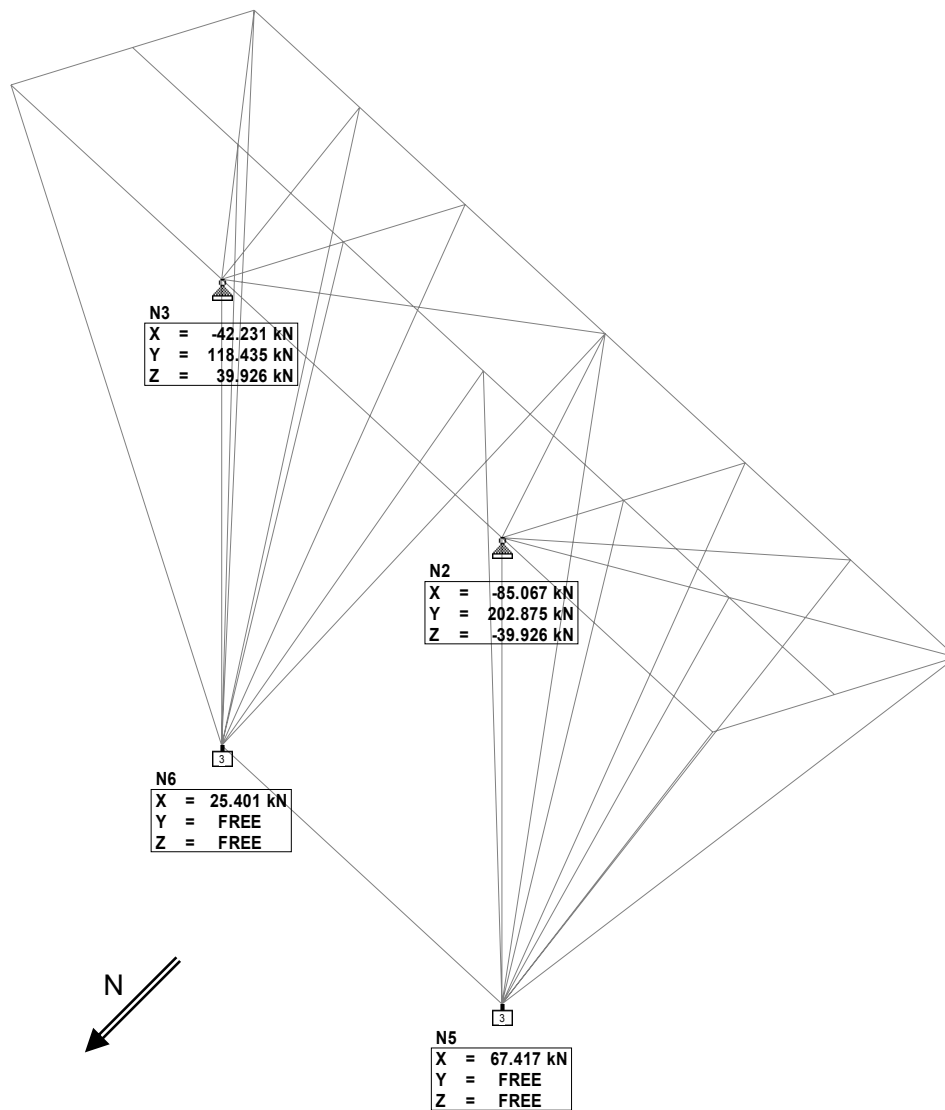
Figur 5.6 Utnyttingsgrad for bjelkane til Plattform B.

Plattform B er gitt dimensjonane 100X100X6 mm. På figur 5.6 viser utnyttingsgraden til bjelkane. Dei bjelkane som er utheva, er dei med størst belastning. Plasseringa av landgangen er markert med heiltrukken pil. Alternative plasseringar av landgangen er markert med stipla piler. Det er utført styrkeberekningar for dei ulike posisjonane. Den markerte plasseringa gir størst belastning. Den største utbøyinga kjem pga. landgangen og er på $-2,5$ mm.



Figur 5.7 Reaksjonskrefter for Plattform A

Reaksjonskreftene som er vist på figurane 5.7 og 5.8 blir lagt på søylene til tårna, og på den måten brukt til å finne belastninga på tårnet på grunn av plattformen.



Figur 5.8 Reaksjonskreftene for Plattform B

5.4 Diskusjon og konklusjon

5.4.1 Diskusjon

Utforminga av tårnet avgrensar mulighetene for utforming av plattformen ettersom det er eit krav om 3 m avstand frå kaikant. Dei to alternativa presentert i teksten klarer både avstandskravet og arealkravet med god margin.

Plattform A:

Plattform A har låg utnyttingsgrad for bjelkane. Det tyder i praksis at ein kan gå ned i dimensjon. Noko som vil gi ein lettare plattform, som igjen gir mindre belastning på tårnet.

Ulempene med denne varianten er at den er lang og smal. Dette kan gi trengsel ved inn- og utgangane til trapp og heis. Det gir også ein mindre gunstig rømmingsveg. Denne løysinga krev fleire festepunkt enn Plattform B. Fleire festepunkt tyder meir arbeid ved tilvirking av konstruksjon, men ein fordel er at fleire festepunkt gir betre vektfordeling.

Plattform B:

Utforminga av Plattform B gir god tilkomst til trapp og heis. Løysinga gir større fleksibilitet med tanke på landgangen. Ulempene med denne varianten er at all vekta kjem på sørsida av tårnet, og at vektfordelinga er avgrensa til få festepunkt.

Innfesting 1:

I hydrauliske system er det alltid risiko for lekkasje som fører til siging. For å vera sikker på at plattformar ikkje sig, krev denne løysinga sikringsanordningar for dei ulike høgdenivåa. Eit hydraulisk system må innehalda komponentar som pumpe, sylindrar, oljetank og ventilar. Eit slikt system er dyrt å laga og driva. Det krev vedlikehald og gir ekstra tyngde. Sidan Westcon har ein kran med stor kapasitet rett i nærleiken av tårnet, vil det vera ei unødvendig utgift å laga til eit slikt hydraulisk system. Dette alternativet blir difor ikkje utreda nærare.

Innfesting 2:

Denne løysinga er enkel og krev lite vedlikehald. Ulempa er at krokane stikk ut frå søylene 1,80 m over ristene. Dette kan gi skader på personell ved uforsiktheit.

5.4.2 Konklusjon

Ut frå diskusjonen rundt innfesting kan følgjande konklusjon trekkast:
Det hydrauliske systemet blir vurdert som uaktuelt. Innfestinga med krokar er meir rasjonell, og blir difor vurdert som best eigna.

Utforminga av plattformar må sjåast i samanheng med resten av tårnet. Ein konklusjon for heile konstruksjonen blir trekt i kapittel 8.

6 – Landgang

Utfordringa når det gjeld landgangen er å få ei sikker og fleksibel løysing. Landgangen skal kunna bevegast både horisontalt og vertikalt, og dekkja lengder frå 4 til 12 m.

Grunnen til at landgangen må vera så fleksibel, er at alle riggar som kjem inn har ulik høgd. Sannsynet for at rigghøgda passar akkurat med plattformhøgda, er lite. Dermed er det landgangen som må ta opp den høgdeforskjellen. I tillegg varierer rigghøgda med flo og fjære. Desse variasjonane må også landgangen tåla.

Eit anna aspekt er sikkerheit. Landgangen må i så stor grad som mogleg sikrast mot at den kan falle ned. Dette er noko som kan skje dersom riggen skulle slita seg og flyta vekk frå kaien. Det er også krav om rekkverk og sikkerhetsnett under landgangen (ref. Arbeidstilsynets forskrifter for hamnearbeid). Landgangen skal vera minst 60 cm brei med rekkverk på begge sider. Rekkverket må vera minst 100 cm høgt og ha knelist som er minst 50 cm over golvet.

6.1 Diskusjon over utforming av landgang

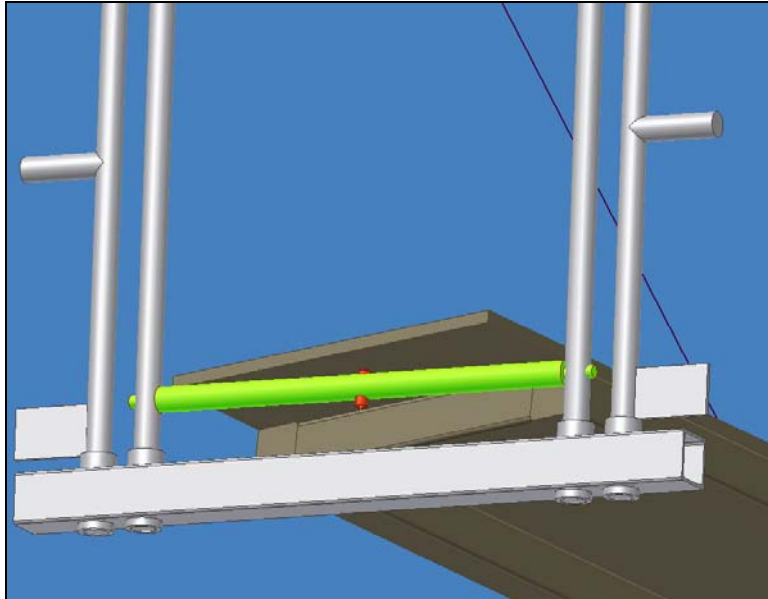
Landgangen skal nå over lengder frå 4 til 12 m. Det betyr at det anten må vera ein landgang som er teleskopisk, eller at det blir laga fleire landgangar med ulike lengder. Det siste alternativet krev at det er svært enkelt å skifte landgang.

Belastninga av landgangen virkar på eit lite område. For å unngå at denne belastninga blir veldig stor, er det mest hensiktsmessig å lage landgangen i aluminium. Dessverre er STAAD.pro versjonen til HSH ikkje i stand til å dimensjonera aluminium etter norsk aluminiumsstandard (NS 3471). Eit vektoverslag er blitt gjort for å kunne bruke aluminiumslandgangen vidare i berekningane (sjå kap 6.3).

6.2 Innfesting av landgang

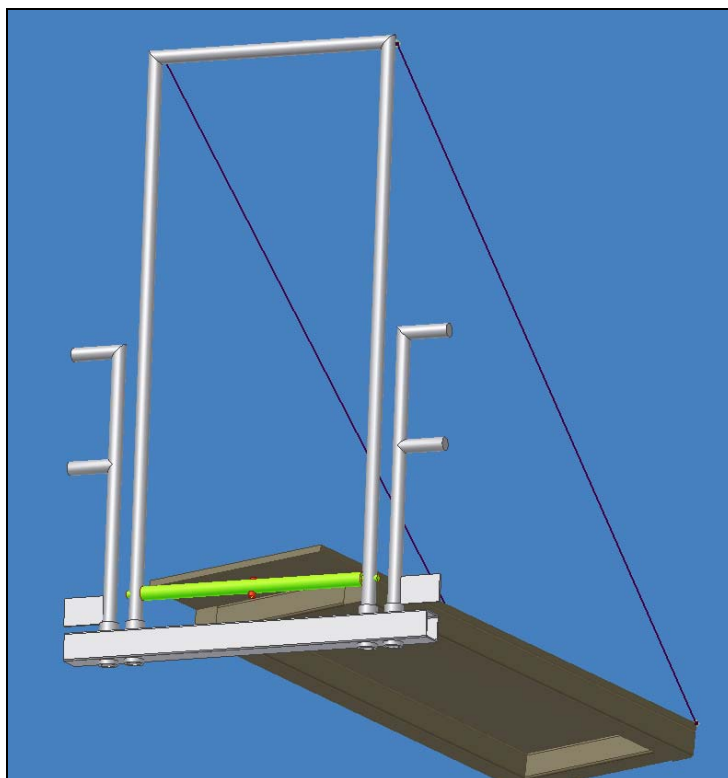
Det å finna ein innfestingsmetode til landgangen som er både fleksibel og enkel, er ein utfordring. Figurane 6.1 og 6.2 er idéskisser over eit innfestingsalternativ som er fleksibelt i alle retningar. Den grøne akslinga gir vertikal bevegelse, medan den raude boltten gir moglegheit for horisontal bevegelse. Den raude boltten gir også moglegheit for å skifte mellom landgangar med ulike lengder på ein enkel måte.

Ideen er at rekkverket skal byggast opp av modular som lett kan skiftast ut med landgangsportal. Landgangsportalen inkluderer ein horisontal aksling som er tilrettelagt for innfesting av landgangen. Denne løysinga vil gi mange plasseringsmoglegheiter på Plattform B. Figurane er berre ideskisser. Skal alternativet brukast, må landgangsportalen, bolten, samt røyra som rekkverk og portal er festa i, dimensjonerast. Ein må også lage til sikring på bolten og akslinga.



Figur 6.1 Detalj av landgangsinnfesting

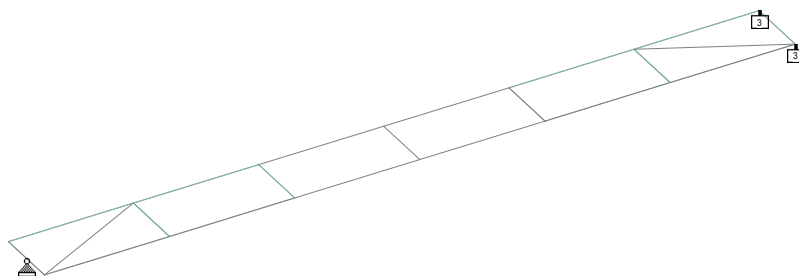
For å hindre landgangen i å falle ned dersom riggen beveger seg bort frå tårnet, er det på skissa teikna inn wire som er festa i landgangsmodulen (sjå figur 6.2). Denne wira må ha ein slags "bilbeltefunksjon". Den må vera i stand til å bevege seg med landgangbevegelsane pga. flo og fjære, men må stoppe dersom landgangen mistar kontakten med riggen og er i ferd med å falle ned. For å sikre stabilitet og for å avgrense belastning ved eventuelt fall, blir portalen også sikra med wire festa i tårnet.



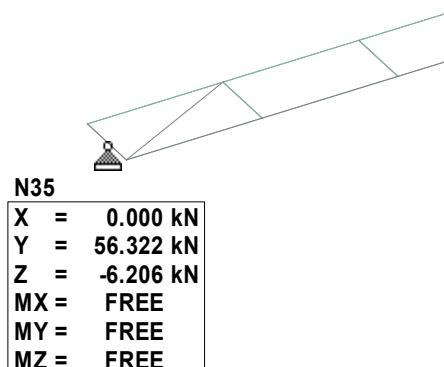
Figur 6.2 Landgangsinnfesting

6.3 Konstruksjon og berekning

Mogleg konstruksjon av landgang med fast lengde er vist på figur 6.3. Denne figuren viser berre trådmodell av bærande konstruksjon. Reaksjonskreftene for landgangen er vist på figur 6.4 for konstruksjon i stål. Grunnlaget for utrekninga av reaksjonskreftene er eigenvekt (inkluderer vekt av rekkverk og rister), vindlast og personlast. Personlast er dimensjonerande last.



Figur 6.3 Landgang



Figur 6.4 Reaksjonskrefter, stål

Vektoverslag aluminium:

Den lengste landgangen skal vera 12 m lang. Antar bruk av 200 mm u-profil med vekt 5 kg/m. I tillegg til bjelkar kjem rister og rekkverk. Vindlast og personlast virkar på landgangen. Personlasta er i følge standard 5 kN/m². Dette overslaget gir ei reaksjonskraft i kvar ende på ca 32 kN. Denne verdien er brukt vidare berekningane av konstruksjonen.

6.4 Diskusjon og konklusjon

Teleskopisk landgang:

Denne landgangen bør ha fire ledd for å dekke 4 til 12 m lengde. Fordelen med ein slik landgang er at den kan stillast inn på den nøyaktige avstanden mellom tårn og rigg. Ulemper er at dette vil gi ein tung konstruksjon, og den har fleire rørlige deler som krev tilsyn og vedlikehald.

Landgang med fast lengde:

Ved å lage fleire landgangar med ulike lengder får ein ein lettare konstruksjon. Ulemper er at ein må ha fleire landgangar, og at ein har mindre fleksibilitet med omsyn på avstand til rigg. Denne løysinga krev at det er svært enkelt å skifte landgang. Ein ide til ei slik innfesting er presentert i kap 6.2.

Det blir sett som mest hensiktsmessig å lage fleire landgangar med ulike lengder. Ein fleksibel landgang vil bli veldig stor og tung.

Landgangen bør vera lettast mogleg for å gi minst mogleg belastning på plattformen. Ein landgang laga av stål vil bli mykje tyngre enn ein landgang laga i aluminium. Ein landgang i aluminium er difor å føretrekke.

7 – Samansatt konstruksjon

I dette kapitlet blir dei ulike delane av konstruksjonen samla og sett på som ei eining. Tårn A med plattform blir referert til som Konstruksjon A, Tårn B med plattform blir referert til som Konstruksjon B. Sjølv om plattformane ikkje viser på figurane, er kreftene pga. plattform og landgang lagt inn i modellen.

Dette kapitlet skal også gi forklaring på korleis belastningane er lagt inn og kva resultat er.

7.1 Laster

Her følgjer ei forklaring av dei ulike tilstandane som må vurderast når ein styrkebereknar ein konstruksjon, bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

7.1.1 Bruddgrensetilstand

Konstruksjonen må dimensjonerast slik at den ikkje bryter saman eller får deformasjonar utover det akseptable. Denne tilstanden er kalla bruddgrensetilstand. To ulike lastkombinasjonar skal kontrollerast, og den verste skal brukast i berekningane. Kombinasjonane er ein sum av lastene multiplisert med gjeldane partialfaktorar.

Kombinasjon nr 12 ([2] s.33):

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Kombinasjon nr 13([2] s. 33):

$$\sum \xi_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Tabell 7.1 Oversikt over faktorar

ξ_{Gj}	Reduksjonsfaktor
G_{kj}	Karakteristisk verdi for permanente laster
γ_{Gj}	Partialfaktor for permanent last j
γ_P	Partialfaktor for forspenning (NA)
P_k	Karakteristisk verdi for forspenning (NA)
γ_{Q1}	Partialfaktor for dominerande variabel last
Q_{k1}	Karakteristisk verdi for dominerande variabel last
ψ_{01}	Kombinasjonsfaktor

γ_{Qi}	Partialfaktor for variabel last i
ψ_{0i}	Kombinasjonsfaktor
Q_{ki}	Karakteristisk verdi for øvrige variable laster

Tabell 7.2 Oversikt over verdier av lastfaktorar ([2] Tabell E.3.1)

Lastfaktor γ inklusive ψ -faktorar	Kombinasjon 12	Kombinasjon 13
- permanente laster	1,35 (1,0)	1,20 (1,0)
- dominerande variabel last	1,05	1,5
- andre variable laster	1,05	1,05

7.1.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden ser ein på om konstruksjonen er tilfredsstillande funksjonsdyktig. Her ser ein på dei daglege belastningane, og ikkje dei store belastningane som sjeldan oppstår. Tre kombinasjonar skal vurderast:

Kombinasjon 17 ([2] s. 36): Karakteristisk (sjeldan)

$$\sum \gamma_G G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Kombinasjon 17 ([2] s. 36): Inntreff ofte

$$\sum \gamma_G G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \psi_{11} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Kombinasjon 17 ([2] s. 36): Tilnærma permanent

$$\sum \gamma_G G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum \gamma_{Qi} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Tabell 7.3 Oversikt over faktorar

G_{kj}	Karakteristisk verdi for permanente laster
γ_G	Partialfaktor for permanente laster
γ_P	Partialfaktor for forspenning (NA)
P_k	Karakteristisk verdi for forspenning (NA)
γ_{Q1}	Partialfaktor for dominerande variabel last
ψ_{11}	Faktor for verdi som inntreff ofte

Q_{k1}	Dominerande variabel last
γ_{Qi}	Lastfaktor for andre variable laster
ψ_{0i}	Kombinasjonsfaktor
ψ_{2i}	Faktor for tilnærma permanent verdi
Q_{ki}	Andre variable laster

Tabell 7.4 Oversikt over verdier av lastfaktorer ([2] Tabell E.3.2)

Lastfaktor γ inklusive ψ -faktorer	Kombinasjon 17	Kombinasjon 18	Kombinasjon 19
- permanente laster	1,0	1,0	1,0
- dominerande variable last	1,0	0,7	0,5
- andre variable laster	0,7	0,6	0,5

7.2 Beregningar og resultat

Her blir det gjennomgått korleis lastene er blitt lagt inn i STAAD.pro for dimensjonering av Konstruksjon A og Konstruksjon B. Resultata vil også bli presentert.

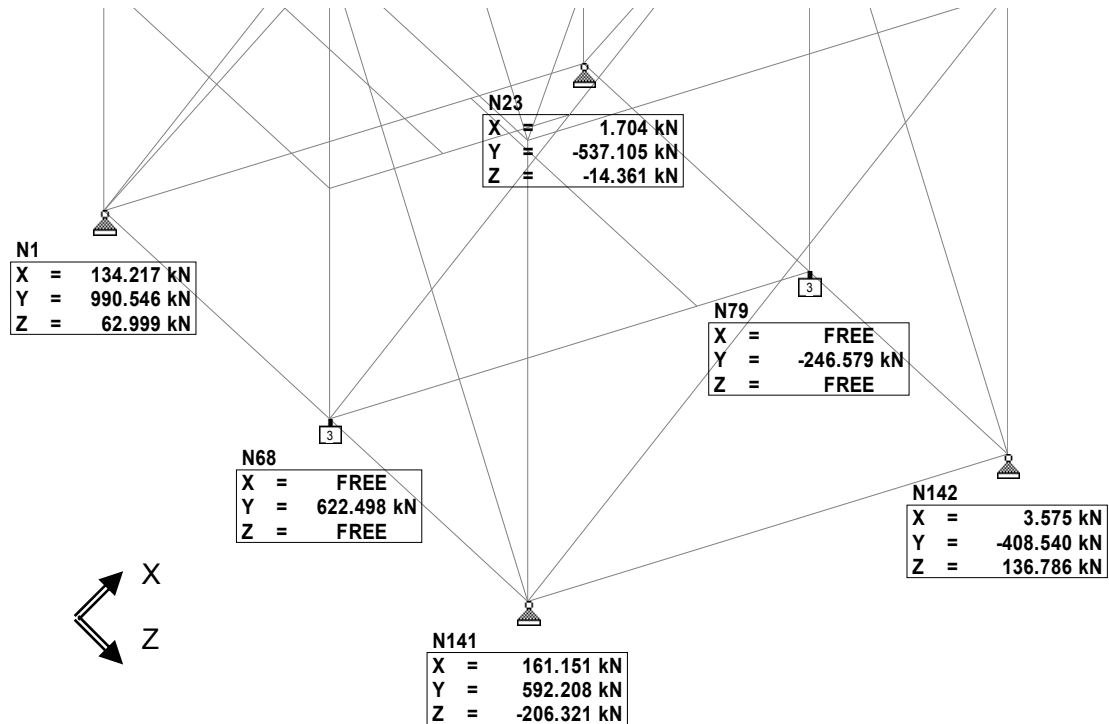
Lastene er lagt inn i STAAD.pro enkeltvis, for så å bli kombinert slik som forklart i kapittel 7.1. For plattform og landgang er personlast vurdert som dominerande variabel last. For tårna er vindlast vurdert som dominerande variabel last.. Kombinasjon 13 med vind frå nord er verst for begge tårna.

Først vart det gjort eit overslag for å finne reaksjonskreftene for landgangen. Desse reaksjonskreftene vart så lagt på plattformen saman med eigenvekt, personlast og vindlast. Reaksjonskreftene for plattformen vart så funne. Desse reaksjonskreftene vart så lagt på tårnet i øvste festepunkt (øvste etasje). Dette gir størst moment, og dermed størst belastning på tårnet. Lastene eigenvekt, personlast og vindlast vart også lagt inn på tårnet. Dette gav til slutt resultata for heile konstruksjonen.

Lastene er lagt inn med dei tilhøyrande lastfaktorar på den konstruksjonsdelen dei tilhøyrer. Når lasta gitt av ein konstruksjonsdel blir lagt på ein annan konstruksjonsdel, blir lasta lagt på med faktor 1. Dette for å unngå overdimensjonering pga. dobbel bruk av lastfaktor.

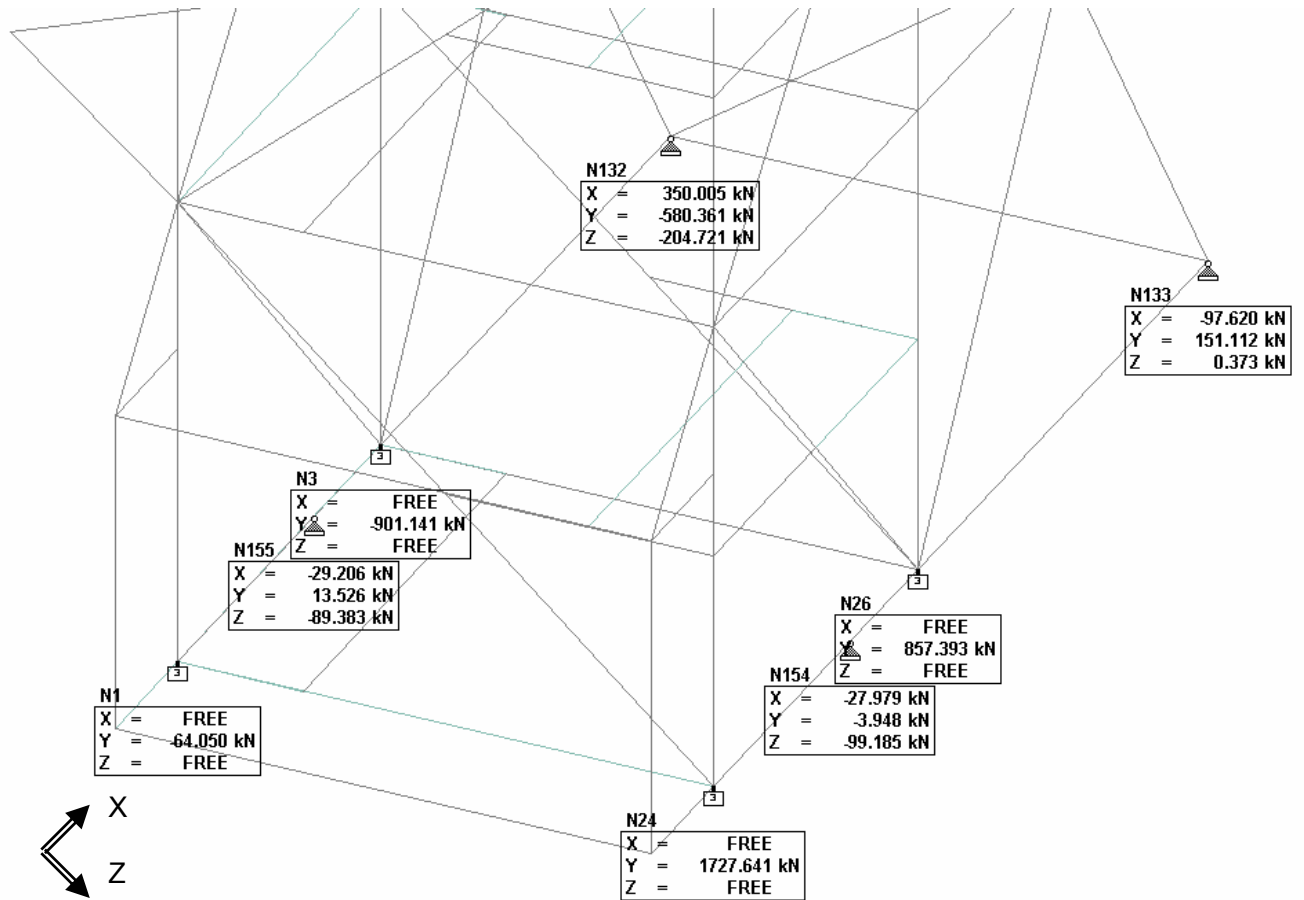
Ingen av innfestingane i beregningane overfører moment. Dette er valgt fordi det gir den største belastninga på bjelkane.

Vidare i rapporten er resultata for dei ulike konstruksjonane presenter med tekst og figur.



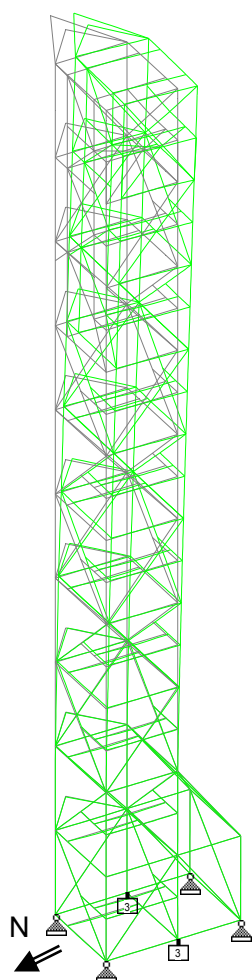
Figur 7.1 Reaksjonskrefter for Konstruksjon A, vind frå aust

Figur 7.1 syner reaksjonskreftene for Konstruksjon A for kombinasjon 13 med vind frå aust. Største belastning i y- retning er 990,5 kN trykk. Dette er den største reaksjonskrafta uansett vindretning. Hovudårsaken til dette er at festepunkta er står mykje nærare kvarandre i aust-vest retning enn i nord-sør retning. Det gir større moment ved vind frå aust enn ved vind frå nord.

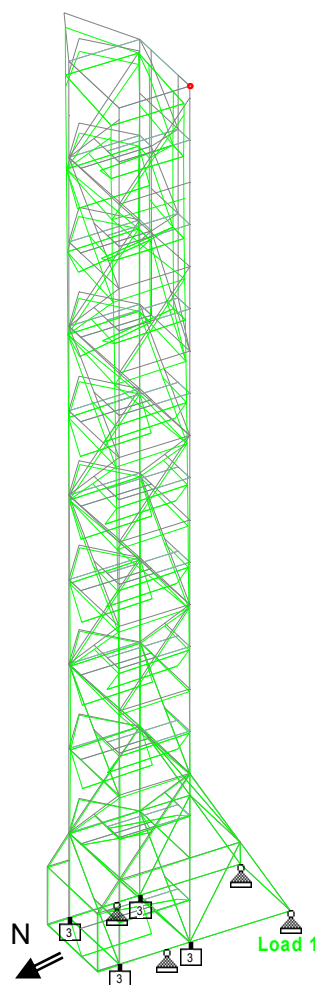


Figur 7.2 Reaksjonskrefter for Konstruksjon B

Figur 7.2 syner reaksjonskrefter for Konstruksjon B for kombinasjon 13 med vind frå aust. Største belastning i y-retning er 1727,6 kN.



Figur 7.3 Utbøying av Konstruksjon A

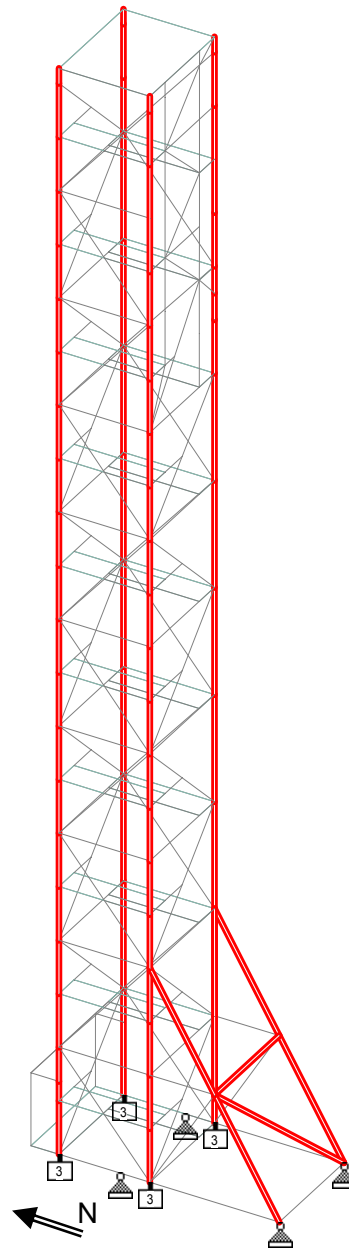
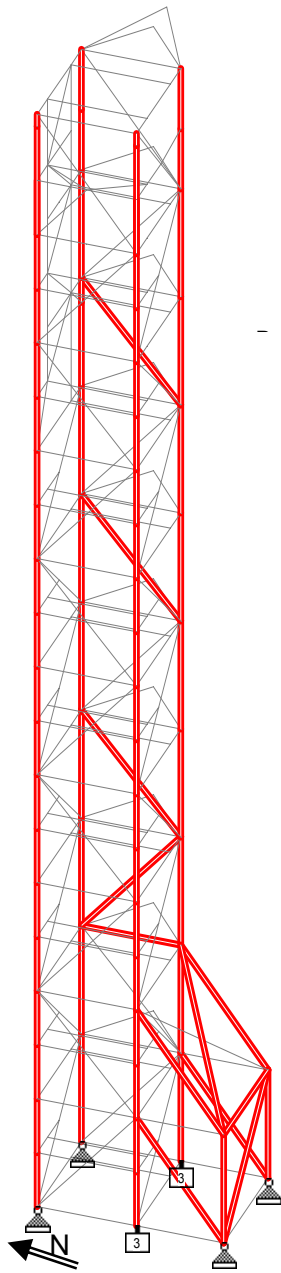


Figur 7.4 Utbøying av Konstruksjon B

Vind frå nord gir i kombinasjon 13 ei maksimal utbøying på 76,2 mm for Konstruksjon A. Dette er vist på figur 7.3.

Vind frå aust gir i kombinasjon 13 ei utbøying på maksimalt 176mm for Konstruksjon B. Dette er vist på figur 7.4.

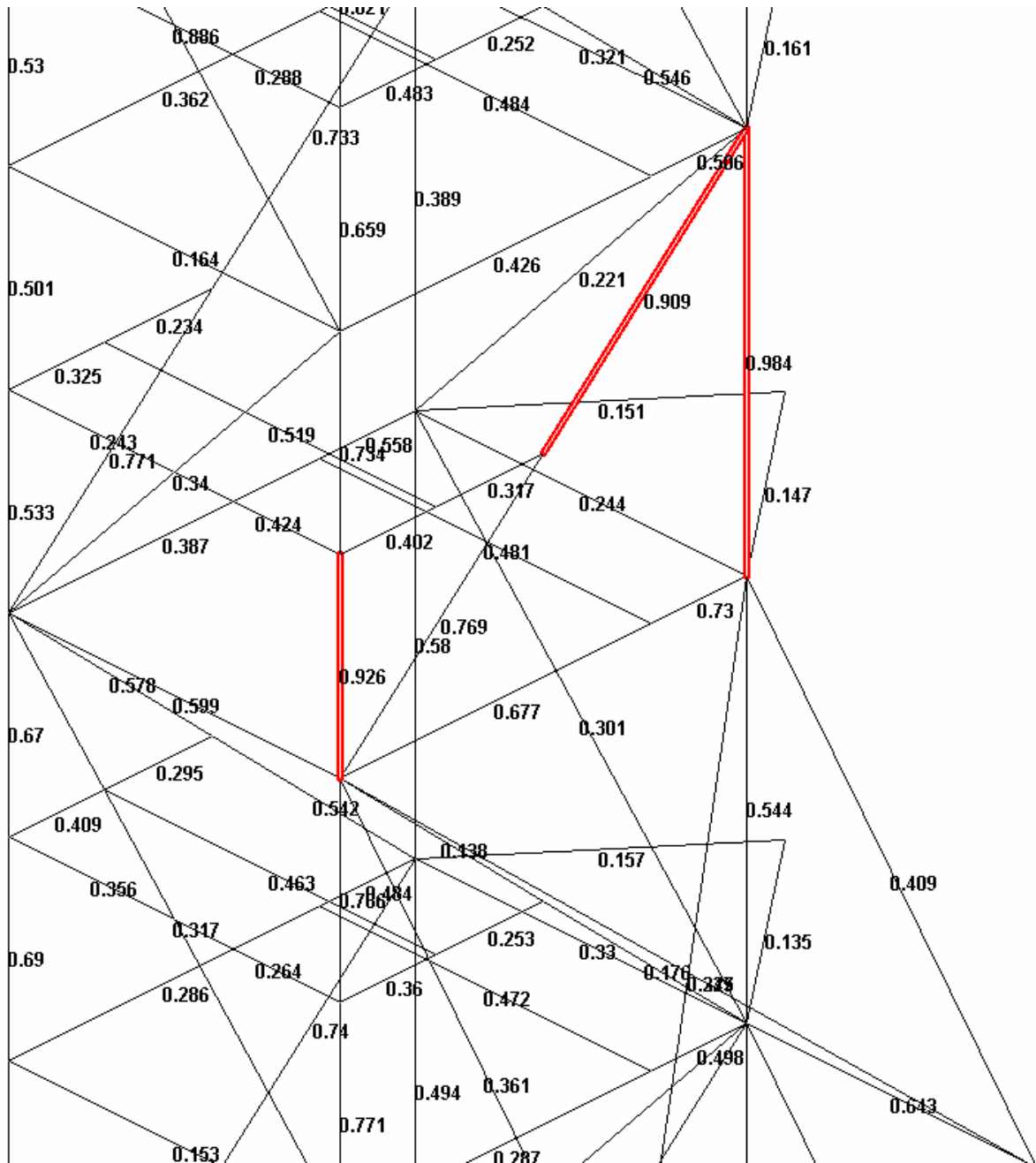
Sidevegs rørsle kan følast ubehageleg i slike konstruksjonar. Dersom ein legg inn lastene med faktorar gitt av dei ulike kombinasjonane for bruksgrensetilstand, vil maksimal utbøying for Konstruksjon A vera 54 mm, og Konstruksjon B 84 mm for vind frå nord. Dette må seiast å vera akseptabelt for den vindstyrken tårna er dimensjonert for.



Figur 7.5 Dimensjonar for Konstruksjon A **Figur 7.6 Dimensjonar for Konstruksjon B**

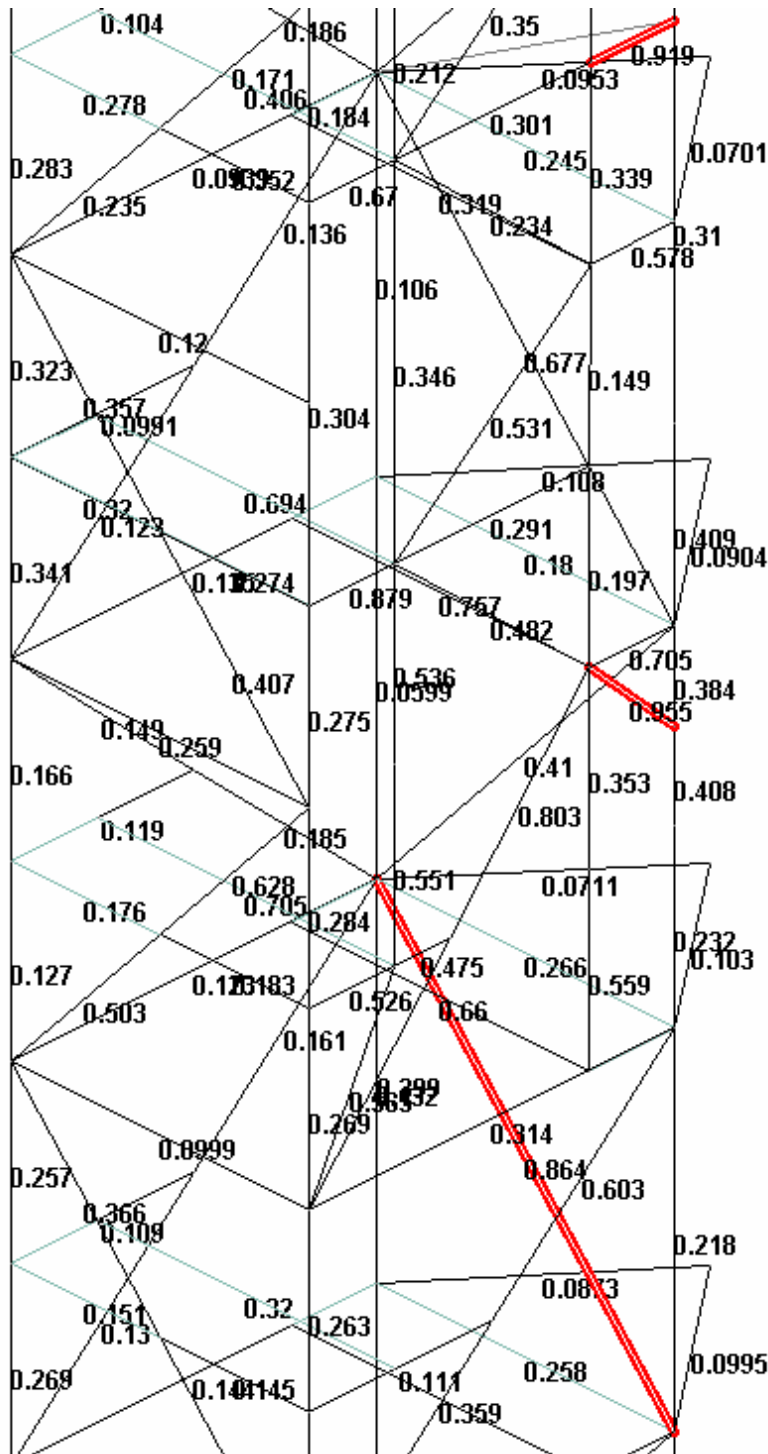
Dimensjonar for begge konstruksjonane er som følgjer:

Markerte bjelkar (fig 7.5 og 7.6):	TUB 200X200X12 mm
Etasjeskiller og skråbjelkar:	TUB 100X100X6 mm
Bjelkar i botn:	HE300B



Figur 7.7 Utnyttingsgrad, Konstruksjon A

Dei markerte bjelkane på figur 7.7 syner dei mest belasta bjelkane i Konstruksjon A.



Figur 7.8 Utnyttingsgrad, Konstruksjon B

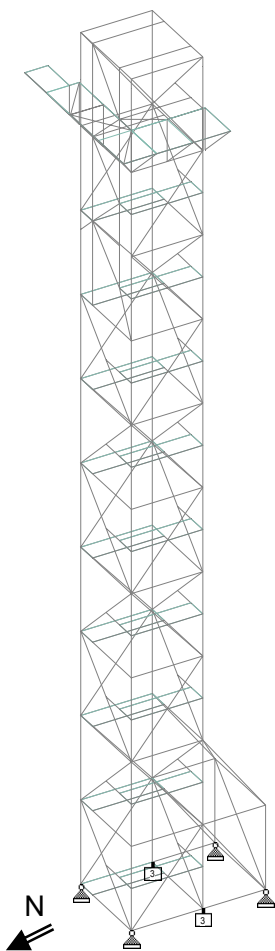
Dei markerte bjelkane på figur 7.8 syner dei mest belasta bjelkane i Konstruksjon B.

Største reaksjonskraft og størst utbøyning skjer i Konstruksjon B. Konstruksjon A har høgast utnyttingsgrad for dei mest utsette bjelkane, og krev fleire bjelkar enn Konstruksjon B med dimensjon 200X200X12 mm.

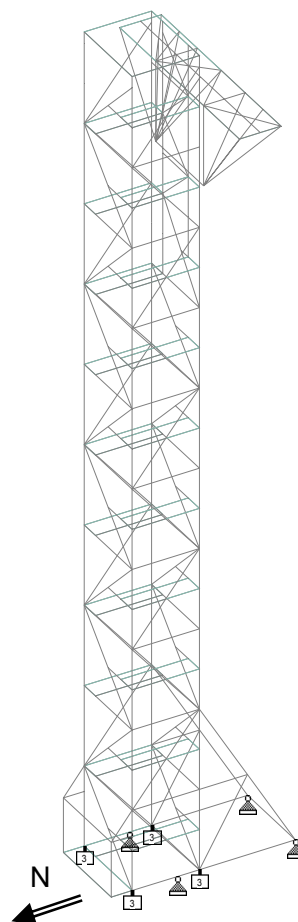
7.3 Diskusjon

Sjølve tårnkonstruksjonen var i utgangspunktet lik for begge tårna. Gjennom ein itereringsprosess der ulike utformingar og dimensjonar er testa, har utforminga endra seg. Tårna fått ulike støttestrukturar, og Konstruksjon A krev meir forsterking på austsida enn Konstruksjon B. Desse skilnadane kjem pga. ulik plattform og at Konstruksjon A og Konstruksjon B er plassert ulikt i høve til festepunkta.

Konstruksjon A er vist på figur 7.9. Denne utforminga krev lite endring på bakkenivå. Dei største ankepunktta til Konstruksjon A kjem i forbindelse med plattformforma (sjå 5.4.1).



Figur 7.9 Konstruksjon A



Figur 7.10 Konstruksjon B

Konstruksjon B er vist på figur 7.10. For å få til den viste plattformutforminga, og samtidig klare kravet om 3 m avstand til kaikant, blir tårnet ståande heilt på kanten av fundamentet på nordsida. For å ha moglegheit til å gå rundt tårnet, må det lagast ein gangveg som heng fast i tårnet. Denne gangvegen er teikna inn på figur 7.10. Denne utforminga fører også til konflikt mellom tårn og gangbrua som gir tilkomst til fundamentet. Ved oppføring av dette tårnet må det altså utførast endringar av gangbrua. Denne utforminga krev med andre ord mykje endring på bakkenivå. Fordelen med Konstruksjon B er utforminga av plattforma, og den fleksibilitet plattforma gir i forbindelse med landgangen.

Det er i utgangspunktet overraskande at desse konstruksjonane krev tjukkare gods i søylene enn Tårn 1 ettersom både Tårn A og Tårn B er komprimerte i høve til Tårn 1. Ein forklaring på dette kan vera at Konstruksjon A og Konstruksjon B er dimensjonerte etter NS 3490 som er strengare med omsyn til vind enn NS 3479 som Tårn 1 er dimensjonert etter. Det at Tårn A og Tårn B har mindre avstand mellom søylene enn Tårn 1 gir større moment som må tas opp av bjelkane i tårna kan også vera ein forklaring.

8 – Konklusjon

Denne rapporten presenterer to konstruksjonar som begge møter krava til Westcon. Konstruksjonane har begge fordeler og ulemper.

Konstruksjon A krev lite endring på bakkeplan, og er difor enklast å oppføra. Ulempene med denne konstruksjonen er plattforma. Den gir svært avgrensa fleksibilitet for landgangen, og kan vera problematisk i ein rømningssituasjon.

Konstruksjon B har større fleksibilitet med tanke på plassering av landgangen. Den har også den beste plattformutforminga med tanke på rømning. Ulempa med Tårn B er dei ombyggingane som må til på bakkenivå.

Westcon må ut frå desse betrakingane vurdere kva tårn dei er best tjent med. Men ettersom det er meininga at konstruksjonen skal vera i bruk over lengre tid, vurderest det som viktigare å ha god fleksibilitet og brukarvennligheit enn å unngå ekstra kostadar pga ombygging. Konstruksjon B med dimensjonane TUB 200X200X12 mm, TUB 100X100X6 mm og HE300B blir difor anbefalt.

9 – Appendiks

9.1 Forkortingar og ordforklaring

Repos	trappeavsats
Lo side	vindsida
Le side	sida som vender frå vinden
NA	ikkje aktuelt
N	Newton når brukt i tekst, nord når brukt på figurar
TUB	Firkantrøyr. TUB er brukt for å få samsvar med STAAD.pro
HEB	H-bjelke

9.2 Referansar og litteratur

Arbeidstilsynets forskrifter for havnearbeid

- [1] NS 3472 Prosjektering av stålkonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler.
- [2] NS 3490 Prosjektering av konstruksjoner. Krav til pålitelighet.
NS 3491 Prosjektering av konstruksjoner. Dimensjonerende laster.
- [3] Del 1: Egenlaster og nyttelaster
- [4] Del 3: Snølaster
- [5] Del 4: Vindlaster

- [6] Larsen, Per Kr. (2004) **Konstruksjonsteknikk – Laster og bæresystemer**. Trondheim, Tapir akademiske forlag.

- [7] Larsen, Per Kr, Arild H. Clausen, Arne Aalberg (2003) **Stålkonstruksjoner Profiler og formler**. Trondheim, Tapir akademiske forlag

- [8] Eie, John (2002) **Konstruksjonslære Last og sikkerhet**. Bekkestua, NKI forlaget

- [9] EDR (2003) **STAAD.pro NS 3472/NPD Steel design – Code check**. Sandvika

- [10] Norsk stål sin varekatalog:
<http://www.norskstaal.no/varekatalog/varekatalog.aspx>

Research Engineers, International (2004) **STAAD.pro 2003 Technical reference**



9.3 Vedleggsliste

- Vedlegg 1: Framdriftsplan MS Project
- Vedlegg 2: Rekneark for utrekning av tårnareal
- Vedlegg 3: Rekneark for utrekning av krefter på tårn
- Vedlegg 4: Rekneark for utrekning av plattformareal
- Vedlegg 5: Rekneark for utrekning av krefter på plattform
- Vedlegg 6: Rekneark for utrekning av nyttelaster
- Vedlegg 7: Rekneark for vindkrefter på heis

Vedlegg 2

Referanseareal av ein seksjon på tårn, aust- og vestsida

Berekning av areal er her delt inn i to. Fram- og baksida av tårnet er rekna som to like plan med ein avstand a mellom seg. Trappa blir rekna som eit eige plan.

Tverrsnitt	Antall	Lengde[m]	Breidde [m]	Areal	Vekt pr meter	Totalvekt
Søyler	2	3,6	0,2	1,44		
Etasjeskille	1	3,05	0,1	0,305		
Skråstag	1	4,85	0,1	0,485		
Trappestøtta	1	3,05	0,1	0,305		
Rekkverk	2	3,05	0,025	0,1525		
	1	3,05	0,046	0,1403		
Totalt referanseareal				2,8278		
Totalt tverrsnittsareal				12,42		
Φ	0,227681159					
c_f	1,7					
β	0,783347108					
Trappertrinn	18	1	0,07	1,26	9	162
Trappevangar	2	3,6	0,075	0,54		
Referanseareal for trappa				1,8		
Totalt tverrsnittsareal				4,14		
Φ	0,434782609					
c_f	1,6					

Referanseareal av ein seksjon på tårn, nord- og sørside

Berekninga av referansearealet her er gjort slik at tårnet blir betrakta som to like plan der trappevangane blir rekna som ein del av planet

Tverrsnitt	Antall	Lengde[m]	Breidde [m]	Areal	Vekt pr meter	Totalvekt
Søyler	2	3,6	0,2	1,44		
Etasjeskille	1	3,79	0,1	0,379		
Skråstag	1	5,37	0,1	0,537		
Trapestøtte	1	1,99	0,1	0,199		
Trappevangar	2	2,77	0,18	0,9972	20,2	111,908
Rekkverk	2	11,22	0,025	0,561		
	1	11,22	0,046	0,51612		

Totalt referanseareal 4,62932

Totalt tverrsnittsareal 15,084

Φ 0,30690268

c_f 1,59

β 0,61195837

Vedlegg 3

Vindkraft frå aust på tårn

	y [m]	Tverrsnitt [m]	q ₀ aust [N/m ²]	c _f	β=1,15- 1,67φ(b/a) ^{0,25}	Koordinat x = =3,986 Vindkraft [N/m]	Koordinat x = 0 Vindkraft [N/m]
TUB1001006	32,4 < y ≤ 36,4	0,1	1350	1,7	0,783347108	230	180
TUB20020012	32,4 < y ≤ 36,4	0,2	1350	1,7	0,783347108	459	360
Rekkverk	32,4 < y ≤ 36,4	0,242	1350	1,7	0,783347108	555	435
TUB1001006	28,8 < y ≤ 32,4	0,1	1325	1,7	0,783347108	225	176
TUB20020012	28,8 < y ≤ 32,4	0,2	1325	1,7	0,783347108	451	353
Rekkverk	28,8 < y ≤ 32,4	0,242	1325	1,7	0,783347108	545	427
TUB1001006	25,2 < y ≤ 28,8	0,1	1300	1,7	0,783347108	221	173
TUB20020012	25,2 < y ≤ 28,8	0,2	1300	1,7	0,783347108	442	346
Rekkverk	25,2 < y ≤ 28,8	0,242	1300	1,7	0,783347108	535	419
TUB1001006	21,6 < y ≤ 25,2	0,1	1250	1,7	0,783347108	213	166
TUB20020012	21,6 < y ≤ 25,2	0,2	1250	1,7	0,783347108	425	333
Rekkverk	21,6 < y ≤ 25,2	0,242	1250	1,7	0,783347108	514	403

TUB1001006	$18 < y \leq 21,6$	0,1	1225	1,7	0,783347108	208	163
TUB20020012	$18 < y \leq 21,6$	0,2	1225	1,7	0,783347108	417	326
Rekkverk	$18 < y \leq 21,6$	0,242	1225	1,7	0,783347108	504	395
TUB1001006	$14,4 < y \leq 18$	0,1	1150	1,7	0,783347108	196	153
TUB20020012	$14,4 < y \leq 18$	0,2	1150	1,7	0,783347108	391	306
Rekkverk	$14,4 < y \leq 18$	0,242	1150	1,7	0,783347108	473	371
TUB1001006	$10,8 < y \leq 14,4$	0,1	1100	1,7	0,783347108	187	146
TUB20020012	$10,8 < y \leq 14,4$	0,2	1100	1,7	0,783347108	374	293
Rekkverk	$10,8 < y \leq 14,4$	0,242	1100	1,7	0,783347108	453	354
TUB1001006	$7,2 < y \leq 10,8$	0,1	1000	1,7	0,783347108	170	133
TUB20020012	$7,2 < y \leq 10,8$	0,2	1000	1,7	0,783347108	340	266
Rekkverk	$7,2 < y \leq 10,8$	0,242	1000	1,7	0,783347108	411	322
TUB1001006	$3,6 < y \leq 7,2$	0,1	900	1,7	0,783347108	153	120
TUB20020012	$3,6 < y \leq 7,2$	0,2	900	1,7	0,783347108	306	240
Rekkverk	$3,6 < y \leq 7,2$	0,242	900	1,7	0,783347108	370	290
TUB1001006	$y \leq 3,6$	0,1	750	1,7	0,783347108	128	100
TUB20020012	$y \leq 3,6$	0,2	750	1,7	0,783347108	255	200
Rekkverk	$y \leq 3,6$	0,242	750	1,7	0,783347108	309	242



Belastning pga trapper

Vekt trappetrinn	81 kg
Vekt trappevangar	55,95 kg
Sum	136,95 kg
Belastning på bjelke	1343,52 N
Belastning per meter	0,41 kN/m
Vekt av personar	450 kg
Belastning på bjelke	4414,5 N
Belastning per meter	1,36 kN/m
Total belastning pga trapper	1,77 kN/m

Vind frå aust:	Høgd:	q_0 aust [N/m ²]	Areal	c_f	Koordinat x =1,993	Bjelkebelastning [kN/m]
					Vindkraft [N]	
	32,4 < y ≤ 36,4	1350	1,8	1,6	3888	1,20
	28,8 < y ≤ 32,4	1325	1,8	1,6	3816	1,17
	25,2 < y ≤ 28,8	1300	1,8	1,6	3744	1,15
	21,6 < y ≤ 25,2	1250	1,8	1,6	3600	1,11
	18 < y ≤ 21,6	1225	1,8	1,6	3528	1,09
	14,4 < y ≤ 18	1150	1,8	1,6	3312	1,02
	10,8 < y ≤ 14,4	1100	1,8	1,6	3168	0,97
	7,2 < y ≤ 10,8	1000	1,8	1,6	2880	0,89
	3,6 < y ≤ 7,2	900	1,8	1,6	2592	0,80
	y ≤ 3,6	750	1,8	1,6	2160	0,66

Vindkraft frå nord på tårn

	y [m]	Tverrsnitt [m]	q ₀ nord [N/m]	c _f	β	Koordinat z = 0 Vindkraft [N/m]	Koordinat z = 3,25 Vindkraft [N/m]
TUB1001006	32,4 < y ≤ 36,4	0,1	1877	1,59	0,61	298	183
TUB20020012	32,4 < y ≤ 36,4	0,2	1877	1,59	0,61	597	365
Trapp med rekkverk	32,4 < y ≤ 36,4	0,251	1877	1,59	0,61	749	458
TUB1001006	28,8 < y ≤ 32,4	0,1	1842	1,59	0,61	293	179
TUB20020012	28,8 < y ≤ 32,4	0,2	1842	1,59	0,61	586	358
Trapp med rekkverk	28,8 < y ≤ 32,4	0,251	1842	1,59	0,61	735	450
TUB1001006	25,2 < y ≤ 28,8	0,1	1807	1,59	0,61	287	176
TUB20020012	25,2 < y ≤ 28,8	0,2	1807	1,59	0,61	575	352
Trapp med rekkverk	25,2 < y ≤ 28,8	0,251	1807	1,59	0,61	721	441
TUB1001006	21,6 < y ≤ 25,2	0,1	1750	1,59	0,61	278	170
TUB20020012	21,6 < y ≤ 25,2	0,2	1750	1,59	0,61	557	341
Trapp med rekkverk	21,6 < y ≤ 25,2	0,251	1750	1,59	0,61	698	427
TUB1001006	18 < y ≤ 21,6	0,1	1715	1,59	0,61	273	167
TUB20020012	18 < y ≤ 21,6	0,2	1715	1,59	0,61	545	334
Trapp med rekkverk	18 < y ≤ 21,6	0,251	1715	1,59	0,61	684	419
TUB1001006	14,4 < y ≤ 18	0,1	1586	1,59	0,61	252	154
TUB20020012	14,4 < y ≤ 18	0,2	1586	1,59	0,61	504	309
Trapp med rekkverk	14,4 < y ≤ 18	0,251	1586	1,59	0,61	633	387
TUB1001006	10,8 < y ≤ 14,4	0,1	1562	1,59	0,61	248	152
TUB20020012	10,8 < y ≤ 14,4	0,2	1562	1,59	0,61	497	304
Trapp med rekkverk	10,8 < y ≤ 14,4	0,251	1562	1,59	0,61	623	381

TUB1001006	$7,2 < y \leq 10,8$	0,1	1430	1,59	0,61	227	139
TUB20020012	$7,2 < y \leq 10,8$	0,2	1430	1,59	0,61	455	278
Trapp med rekkverk	$7,2 < y \leq 10,8$	0,251	1430	1,59	0,61	571	349
TUB1001006	$3,6 < y \leq 7,2$	0,1	1296	1,59	0,61	206	126
TUB20020012	$3,6 < y \leq 7,2$	0,2	1296	1,59	0,61	412	252
Trapp med rekkverk	$3,6 < y \leq 7,2$	0,251	1296	1,59	0,61	517	317
TUB1001006	$y \leq 3,6$	0,1	1095	1,59	0,61	174	107
TUB20020012	$y \leq 3,6$	0,2	1095	1,59	0,61	348	213
Trapp med rekkverk	$y \leq 3,6$	0,251	1095	1,59	0,61	437	267



Vedlegg 4

Referanseareal Plattform A

Rekkverk

	Høgd [m]
Øvre røyr	0,046
Mellomrøyr	0,025
Mellomrøyr	0,025
Sparkelist	0,1
Stolpar	0,046
Sum	0,242

Massivetsforholdet, ϕ , (fra aust mot vest)

	Høgd [m]	Projisert lengde [m]	A_{ref} [m ²]	A [m ²]	$\phi=A_{ref}/A$
TUB20020012	0,2	1,05	0,21		
TUB1001006	0,1	1,254	0,1254		
TUB1001006	0,1	1,254	0,1254		
Rekkverk	0,242	1,05	0,2541		
Sum			0,71	1,3167	0,54

Massivetsforholdet, ϕ , (fra nord mot sør)

	Høgd [m]	Projisert lengde [m]	A_{ref} [m ²]	A [m ²]	$\phi=A_{ref}/A$
TUB20020012	0,2	8,1	1,62		
TUB1001006	0,1	1,8	0,18		
Rekkverk	0,242	8,1	1,9602		
Sum			3,7602	14,58	0,26

**Referanseareal for Plattform B, aust- og vestsida**

Tverrsnitt	antall	lengde[m]	breidde [m]	Areal
Søyler	1	3,6	0,1	0,36
Skråstag	1	4,24	0,1	0,424
Horisontal bjelke	1	3	0,1	0,3
Rekkverk	1	3	0,242	0,726
Totalt referanseareal				1,81
Totalt tverrsnittsareal				5,4

Φ	0,335185185
c_f	1,6

Referanseareal for Plattform B, nord- og sørsida

Tverrsnitt	antall	lengde[m]	breidde [m]	Areal
Utstikk				
Horisontal bjelke	1	3	0,1	0,3
Rekkverk	1	3	0,242	0,726
Skråstag	1	4,69	0,1	0,469
Totalt referanseareal				1,495
Totalt tverrsnittsareal				5,4

Φ	0,276851852
c_f	1,63

Vedlegg 5

Vindkraft frå aust på Plattform A

Vindhastighetstrykk q_{k0} (36m): **1350** N/m²

32,4 < y ≤ 36m
 0 m ≤ x ≤ 8,1 m
 0 m ≤ z ≤ 1,05 m

Koordinatar

x		c_f	Høgd [m]	Vind [N/m ²]	Vindkraft [N/m]
=	8,1				
	TUB1001006	1,6	0,1	1350	216
	Rekkverk	1,6	0,242	1350	523

$$\beta = 1,15 - 1,67\varphi(b/a)^{0,25}$$

x		φ	b [m]	a [m]	β	c_f	Høgd [m]	Vind [N/m ²]	Vindkraft [N/m]		
=	7,25	TUB1001006	0,543	1,05	0,85	0,1940889	1,6	0,1	1350	42	
x	=	6,4	TUB1001006	0,543	1,05	1,7	0,3461777	1,6	0,1	1350	75
x	=	5,3	TUB1001006	0,543	1,05	2,8	0,4404504	1,6	0,1	1350	95
x	=	4,2	TUB1001006	0,543	1,05	3,9	0,4968603	1,6	0,1	1350	107
x	=	3,1	TUB1001006	0,543	1,05	5	0,5361959	1,6	0,1	1350	116
x	=	2	TUB1001006	0,543	1,05	6,1	0,5659638	1,6	0,1	1350	122
x	=	1	TUB1001006	0,543	1,05	7,1	0,5877135	1,6	0,1	1350	127
x	=	0	TUB1001006	0,543	1,05	8,1	0,6059347	1,6	0,1	1350	131



Vindkraft frå nord på Plattform A

Vindhastighetstrykk Q_{k0}
(36m): **1877** N/m²
32,4 < y ≤ 36m
0 m ≤ x ≤ 8,1
0 m ≤ z ≤ 4,75 m

Vindkraft på plattformdel rett på tårnet

Koordinatar		c_f	Høgd		Vindkraft	
z	= 0		[m]	[m]	Vind [N/m ²]	[N/m]
	TUB1001006	1,65	0,1	1877	310	
	Rekkverk	1,65	0,242	1877	749	

$$\beta = 1,15 - 1,67\varphi(b/a)^{0,25}$$

z		φ	b [m]	a [m]	β	c_f	Høgd [m]	Vind [N/m ²]	Vindkraft [N/m]	
z =	0,53	TUB1001006	0,2579	4,4	0,525	0,4171869	1,65	0,1	1877	129
z =	0,75	TUB1001006	0,2579	4,4	0,75	0,4797023	1,65	0,1	1877	149
z =	1,28	TUB1001006	0,2579	4,4	1,275	0,5629765	1,65	0,1	1877	174
z =	1,5	TUB1001006	0,2579	4,4	1,5	0,586349	1,65	0,1	1877	182

Vindkraft på austleg utstikk

Koordinatar		c_f	Høgd		Vindkraft	
z	= 0		[m]	[m]	Vind [N/m ²]	[N/m]
	TUB1001006	1,65	0,1	1877	310	
	Rekkverk	1,65	0,242	1877	749	

$$\beta = 1,15 - 1,67\varphi(b/a)^{0,25}$$

z		φ	b [m]	a [m]	β	c_f	høyde [m]	Vind [N/m ²]	Vindkraft [N/m]	
z =	0,53	TUB1001006	0,2579	1,254	0,525	0,6145678	1,65	0,1	1877	190
z =	1,05	TUB1001006	0,2579	1,254	1,05	0,699757	1,65	0,1	1877	217



Vindkraft på vestleg utstikk

Koordinatar

Z		c_f	Høgd [m]	Vind [N/m ²]	Vindkraft [N/m]
=	0				
	TUB1001006	1,65	0,1	1877	310
	Rekkverk	1,65	0,242	1877	749

$$\beta = 1,15 - 1,67\varphi(b/a)^{0,25}$$

Z		φ	b [m]	a [m]	β	c_f	høyde [m]	Vind [N/m ²]	Vindkraft [N/m]	
=	0,75	TUB1001006	0,2579	1,8	0,75	0,6139285	1,65	0,1	1877	190
Z										
=	1,5	TUB1001006	0,2579	1,8	1,5	0,6992194	1,65	0,1	1877	217
Z										
=	2,31	TUB1001006	0,2579	1,8	2,3125	0,7454543	1,65	0,1	1877	231
Z										
=	3,13	TUB1001006	0,2579	1,8	3,125	0,774789	1,65	0,1	1877	240
Z										
=	3,94	TUB1001006	0,2579	1,8	3,9375	0,7958536	1,65	0,1	1877	246
Z										
=	4,75	TUB1001006	0,2579	1,8	4,75	0,8120794	1,65	0,1	1877	252



Vindkraft på vestleg utstikk

Koordinatar

Z		Høgd [m]	Vind [N/m ²]	Vindkraft [N/m]
=	0			
	TUB1001006	0,1	1877	188
	Rekkverk	0,242	1877	454

$$\beta = 1,15 - 1,67\varphi(b/a)^{0,25}$$

Z		φ	b [m]	a [m]	β	høyde [m]	Vind [N/m ²]	Vindkraft [N/m]	
=	0,75	TUB1001006	0,257901235	1,8	0,75	0,6139285	0,1	1877	115
Z									
=	1,5	TUB1001006	0,257901235	1,8	1,5	0,6992194	0,1	1877	131
Z									
=	2,31	TUB1001006	0,257901235	1,8	2,3125	0,7454543	0,1	1877	140
Z									
=	3,13	TUB1001006	0,257901235	1,8	3,125	0,774789	0,1	1877	145
Z									
=	3,94	TUB1001006	0,257901235	1,8	3,9375	0,7958536	0,1	1877	149
Z									
=	4,75	TUB1001006	0,257901235	1,8	4,75	0,8120794	0,1	1877	152

Vindkraft frå aust på Plattform B

Vindhastighetstrykk q_{k0} (36m): **1350** N/m²

32,4 < y ≤ 36m
3,45 m ≤ x ≤ 5,45
m
"- 3 m ≤ z ≤ 6,99
m

Koordinatar		Vindkraft			
Z		c_f	Høgd [m]	Vind [N/m ²]	[N/m]
=	-3				
	TUB1001006	1,6	0,1	1350	135
	Rekkverk	1,6	0,242	1350	327

$$\beta = 1,15 - 1,67\varphi(b/a)^{0,25}$$

		Vindkraft							
Z		φ	b [m]	a [m]	β	c_f	Høgd [m]	Vind [N/m ²]	[N/m]
Z	-								
=	1,5	TUB1001006	0,335	2	1,5	0,5488	1,6	0,1	1350 119
Z	0	TUB1001006	0,335	2	3	0,6445	1,6	0,1	1350 139
Z	4	TUB1001006	0,335	2	6,99	0,7408	1,6	0,1	1350 160
Z	5,5	TUB1001006	0,335	2	8,49	0,7602	1,6	0,1	1350 164
Z	7	TUB1001006	0,335	2	9,99	0,7758	1,6	0,1	1350 168

Vindkraft frå nord på Plattform B

Vindhastighetstrykk

q_{k0} (36m):

1877 N/m²

32,4 < y ≤ 36m
 3,45 m ≤ x ≤ 5,45 m
 "- 3 m ≤ z ≤ 6,99 m

		β	c_f	Høgd [m]	Vind [N/m ²]	x = 3,45	x = 5,45
						Vindkraft [N/m]	Vindkraft [N/m]
Utstikk	TUB1001006	0,75	1,63	0,1	1877	306	230
	Rekkverk	0,75	1,63	0,242	1877	740	556
Midtseksjon	TUB1001006	0,74	1,64	0,1	1877		228
	Rekkverk	0,74	1,64	0,242	1877		551

Vedlegg 6

Belastning pga rister

Data for eit repos:

Lengde	3,25 m
Breidde	0,94 m
Areal	3,06 m ²
Vekt per areal	53,40 kg/m ²
Vekt av rister	163,14 kg
Belastning av rister	1,60 kN
Belastning av rister per meter	0,246 kN/m

Belastning pga personlast

Data for eit repos:

Lengde	3,25 m
Breidde	0,94 m
Areal	3,06 m ²
Personlast per areal	5 kN/m ²
Personlast	15,275 kN
Personlast per meter	2,35 kN/m



Vedlegg 7

Vindkrefter på heis

Heis (36m)	y [m]	høgd,[m]	bredde,[m]	areal [m ²]	q _{k0} øst [N/m ²]	k ₂	c _f	Vindkraft, F _w [kN]
fra øst	36	3	3,7	11,1	1350	1	1,4	21
fra nord	36	3	1,6	4,8	1877	1,39	1,2	15
Mast								
fra øst	36	3,6	0,65	2,34	1350	1,0	1,3	4
	32,4	3,6	0,65	2,34	1325	1,0	1,3	4
	28,8	3,6	0,65	2,34	1300	1,0	1,3	4
	25,2	3,6	0,65	2,34	1250	1,0	1,3	4
	21,6	3,6	0,65	2,34	1225	1,0	1,3	4
	18	3,6	0,65	2,34	1125	1,0	1,3	3
	14,4	3,6	0,65	2,34	1100	1,0	1,3	3
	10,8	3,6	0,65	2,34	1000	1,0	1,3	3
	7,2	3,6	0,65	2,34	900	1,0	1,3	3
	3,6	3,6	0,65	2,34	750	1,0	1,3	2
fra nord	36	3,6	0,65	2,34	1350	1,39	1,3	6
	32,4	3,6	0,65	2,34	1325	1,39	1,3	6
	28,8	3,6	0,65	2,34	1300	1,39	1,3	5
	25,2	3,6	0,65	2,34	1250	1,39	1,3	5
	21,6	3,6	0,65	2,34	1225	1,39	1,3	5
	18	3,6	0,65	2,34	1125	1,39	1,3	5
	14,4	3,6	0,65	2,34	1100	1,39	1,3	5
	10,8	3,6	0,65	2,34	1000	1,39	1,3	4
	7,2	3,6	0,65	2,34	900	1,39	1,3	4
	3,6	3,6	0,65	2,34	750	1,39	1,3	3