

Stabilitet og dimensjonering av flytende havturbin med understell i betong

Lars-Petter Solvang Johnsen
Melissa Nicole Glory Vestvik

Bacheloroppgave i Marinteknikk
Bergen, Norge 2021



Høgskulen
på Vestlandet



Institutt for Maskin- og Marinfag
Høgskulen på Vestlandet
NO-5063 Bergen, Norge

IMM 2021 - M35

Høgskulen på Vestlandet
Fakultet for Ingeniør- og Naturvitskap
Institutt for maskin- og marinfag
Inndalsveien 28
NO-5063 Bergen, Norge

Omslag fotografi © Norbert Lümmer

English title: Stability and dimensioning of floating wind turbine
with concrete foundation

Forfattere, studentnummer: Lars-Petter Solvang Johnsen, 578089
Melissa Nicole Glory Vestvik, 578098

Studieprogram: Marinteknikk
Dato: Juni 2021
Rapportnummer: IMM 2021-M35
Veileder ved HVL: Thore C. Thuestad
Trond E. Martinsen
Veileder ved Odfjell Energy: Fredrik Meyer-Lampe
Christopher Pedersen
Oppdragsgiver: Odfjell Energy AS
Oppdragsgivers referanse: Fredrik Meyer-Lampe
Christopher Pedersen

Antall filer levert digitalt: 3

Forord og anerkjennelser

Denne oppgaven er levert inn som en del av bachelorgraden i marinteknikk. Arbeidet ble utført ved Institutt for Maskin- og Marinfag (IMM) ved Høgskulen på Vestlandet (HVL). Oppgaven er gjennomført i tidsrommet januar 2021 til mai 2021, og er skrevet av gruppe M35 med kandidatene Lars-Petter Solvang Johnsen og Melissa Nicole Glory Vestvik, i kollaborasjon med gruppe M34 med kandidatene Henrik Nordvik og Eirik Tysseland Holmefjord.

Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Odfjell Energy. Gruppene M34 og M35 kom i kontakt med Odfjell Energy høsten 2020 etter forespørsel om samarbeid angående havturbiner med understell i betong. Etter samtaler med Odfjell Energy og de interne veiledere ved HVL ble en grov utforming av oppgaven bestemt før julen 2020.

Oppgaven er delt i to, der gruppene betrakter ulike felt, men går hovedsakelig ut på å utvikle et konsept for en flytende havturbिन med understell i betong. Denne rapporten fokuserer på det hydrostatiske aspektet, forankringsanalyse og en dimensjonerende betonganalyse. Gruppe M34 tar for seg det hydrodynamiske aspektet, samt konseptvurdering av konstruksjonen.

Interne veiledere for bacheloroppgaven ved HVL er Thore Clifford Thuestad, førstelektor ved IMM og Trond Einar Martinsen, høgskulelektor ved Institutt for Byggfag. Eksterne veiledere er Christopher Pedersen, VP Marine Technology – Innovation and Development hos Odfjell Energy, og Fredrik Meyer-Lampe, Senior Project Manager – Innovation and Development hos Odfjell Energy.

Takk til vår veileder fra HVL, Thore Clifford Thuestad, for gode råd og svar gjennom hele prosessen. Thuestad har vært et ypperlig eksempel for hvordan å tenke som selvstendige ingeniører. Han bidro med mye av sin tid og kompetanse til vår bachelor, og hans konstruktive tilbakemeldinger og råd har vært svært innflytelsesrike.

Vi vil også gi en stor takk til betongveileder fra HVL, Trond Einar Martinsen, for gode samtaler og drøfting. Han har vært en god støttespiller og har god erfaring fra tidligere prosjekter som har vært til stor hjelp under bacheloren.

Til slutt vil vi takke våre eksterne veiledere fra Odfjell Energy, Christopher Pedersen og Fredrik Meyer-Lampe, for godt samarbeid og informative samtaler, og ikke minst utfordringer som dere har gitt oss underveis i bacheloren. Dere har gjort det å skrive bachelor spennende, samt krevende, noe som har gjort oss ivrig og enda mer villig til å finne resultater.

Sammendrag

Flytende vindturbiner benyttes i områder der det ikke er økonomisk lønnsomt å benytte en bunnfast konstruksjon til å produsere energi. Halvt nedsenkbare innretninger, også kalt semi-sub, er et attraktivt alternativ som ofte benyttes ved store vanddyp. Problemstillingen i denne oppgaven er å se om det er mulig å løse det operasjonelle behovet ved å utvikle en flytende konstruksjon i betong.

Det er utført en konseptvurdering som danner grunnlaget for videre arbeid. Ved analyse av konstruksjonen, ble de hydrostatiske egenskapene kartlagt for å avgjøre fornuftig dypgang. Videre kontrolleres konstruksjonens stabilitet i henhold til stabilitetskrav for flytende innretninger. Resultatene ved stabilitetsanalysen tilsier at konstruksjonen tilfredsstillende de gitte stabilitetskravene og presterer bra ved ulike situasjoner. Det er likevel behov for videre inndeling av søylene for å redusere virkningene av skadesituasjonene.

Forankringsanalysens hensikt er å se på hvilke krefter og bevegelser konstruksjonen utsettes for i en intakt og skadet tilstand. Ved å utsette konstruksjonen for miljøkrefter fra fem ulike retninger er de maksimale bevegelsene identifisert med tilhørende maksimal linekraft.

Som en avsluttende del av rapporten utføres det en forhåndsdimensjonering av den flytende havturbinen for å se om utformingen imøtekommer de påkjenningene som oppstår. Dekke, vegger, skott, sylindersøyler og forankringsinnfester dimensjoneres ut fra analyser og spesifikasjoner fra Odfjell Energy. Det er tatt hensyn til relevante krefter i henhold til gjeldende standarder og konstruksjonens robusthet. Resultatmessig er konstruksjonen brukervennlig, da den har tilfredsstillende dimensjoner og lite behov for vedlikehold, fordi de valgte materialene er bestandige. Fundamentet fremstår robust da betongelementene har tilfredsstillende sikkerhetsmarginer, og tåler alle lastsituasjonene som er nødvendig for at fundamentet skal prestere under ulike forhold og situasjoner.

Abstract

Floating offshore wind turbines (FOWT) are used in areas where it is not economically efficient to use an offshore wind turbine rooted to the seabed to produce energy. Semi-submersible constructions, in short semi-subs, are an attractive alternative which often is used at great water depths. The topic in this bachelor thesis is to see if it is possible to solve the operational needs by developing a floating foundation in concrete.

A concept assesment has been carried out which forms the basis for further work. When analyzing the wind turbine, the hydrostatic properties were mapped to determine a reasonable draft. Futhermore, the stability of the FOWT is checked in accordance with the stability requirements for floating installations. The results of the stability analysis indicate that the wind turbine satisfies the given stability requirements and performs well in different situations. There is still a need for further division of the columns to reduce the effects of the damaged conditions.

The purpose of the anchoring analysis is to look at the forces and movements of the wind turbine in an intact and damaged condition. By exposing the structure to environmental forces from five different directions, the maximum movements are identified with the associated maximum line force.

As a concluding part of the report, a pre-dimensioning of the FOWT is carried out to see if the design withstands the force it is subjected to. Decks, walls, bulkheads, cylinder columns, and anchoring attachments are dimensioned based on analyzes and specifications from Odfjell Energy. Relevant forces have been considered in accordance with current standards and the robustness of the structure is emphasized. In terms of results, the pre-dimensioning indicates that the construction is user-friendly, as it has a satisfactory dimensioning and little need for maintenance as the selected materials are durable. The foundation appears robust as the concrete elements have satisfactory safety margins and can withstand all the load situations that are necessary for the foundation to perform under different conditions and situations.

Innholdsfortegnelse

Forord og anerkjennelser	iii
Sammendrag	v
Abstract	vii
Notasjoner	xii
1 Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn og motivasjon	1
1.2 Mål for oppgaven	2
1.3 Spesifikk målsetting	2
1.4 Disposisjon	3
2 Teori	4
2.1 Stabilitet	4
2.2 Tyngdepunktets høyde	5
2.3 Metasenter og rettende moment	5
2.4 GZ-kurven	6
2.5 Asimutvinkel	7
2.6 Vindgenerert strøm	7
2.7 Forankring	7
2.8 Betong	8
3 Programvareverktøy	9
3.1 SESAM	9
4 Metode	11
4.1 Konseptvurdering	11
4.2 Beskrivelse av vindturbin	12
4.3 Modellering	14
5 Resultat	15
5.1 Klargjøring av HydroD	15
5.1.1 Modeller	15
5.1.2 Tankkonfigurasjon og ballastering	16
5.2 Hydrostatiske resultat	17
5.2.1 Hydrostatisk dokumentasjon av modell	17
5.2.2 Deplasement som funksjon av dypgangen	18
5.2.3 Oppdriftssenter som funksjon av dypgangen	18
5.2.4 Metasenter som funksjon av dypgangen	19
5.2.5 Hydrostatiske data ved operasjonsdypgang	19
5.3 Stabilitet	20
5.3.1 Intakt stabilitet	20
5.3.2 Skadestabilitet og asimut	21

6	Forankring resultat	24
6.1	Forankringsutregning	24
6.2	Line og systemkarakteristikk	25
6.3	Regelverk forankring	27
6.4	Resultat intakt tilstand	28
6.5	Resultat skadet tilstand	33
7	Betongdimensjonering	38
7.1	Metode	38
7.2	Eurokoder	38
7.3	Krav fra bruker	38
7.4	Dimensjonerende brukstid	38
7.5	Pålitelighetsklasse	38
7.6	Fundamentet inndelinger	39
7.7	Lastgrunnlag	40
7.8	Dimensjonering av fundament	43
7.8.1	Bruddgrense, ULS	43
7.8.2	Bruksgrense, SLS	43
7.8.3	Material	44
7.8.4	Dypgang	44
7.9	Pontongkomponenter	45
7.9.1	Topplate pontong	45
7.9.2	Bunnplate pontong	49
7.9.3	Langvegg pontong	52
7.9.4	Innvendig vegg	55
7.9.5	Innvendig dekke	57
7.10	Søylekomponenter	59
7.10.1	Yttersøyle D = 20 m	59
7.10.2	Sirkulærdekke D = 15 m for yttersøyle	61
7.10.3	Inner Søyle D = 12 m for vindturbin	62
7.10.4	Sirkulærdekke for vindturbin D = 12 m	64
7.10.5	Hiv-Plate	65
7.11	Innfestning	66
7.12	Globaltbrudd	67
8	Diskusjon	70
9	Konklusjon	71
10	Feilkilder	72
11	Anbefalinger for videre arbeid	72
	Referanser	74
	Liste over tabeller	75
	Liste over figurer	77
	Liste over vedlegg	77

Notasjoner

Forkortelser

ALS	Accidental Limit State	Utsiktet grensetilstand
DNV-GL	Det Norske Veritas - Germanischer Lloyd	
FOWT	Floating Offshore Wind Turbine	Flytende havturbin
HVL	Høgskulen på Vestlandet	
IMM	Institutt for Maskin- og Marinfag	
NS	Norsk Standard	
SLS	Serviceability Limit State	Bruksgrensetilstand
ULS	Ultimate Limit State	Bruddgrense

Symboler

α	Gir vinkel	[grader (°)]
γ_{env}	Sikkerhetsfaktor for miljøkrefter	
γ_{pret}	Sikkerhetsfaktor til forspenning	
θ	Trim vinkel	[grader (°)]
μ	Middelverdien av komponentens bruddstyrke	[kN]
π	Matematisk konstant	
ρ_{fluid}	Tetthet til fluidet	[kg/m ³]
ρ_{steel}	Tetthet til stål	[kg/m ³]
σ	Standardavvik til amplitudfordelingen	[kN]
ϕ	Krengvinkel	[grader (°)]
ψ	Asimutvinkel	[grader (°)]
∇	Volumdeplasement	[m ³]
B	Oppdriftssenter	
B'	Ny oppdriftssenter	
BM	Formstabilitet	[m]
F	Flotasjonssenter	[m]
G	Tyngdepunkt	[m]
g	Gravitasjon	[m/s ²]
GM	Metasenterhøyde	[m]
GZ	Resultat av rettende arm	[m]
h	Vannndyp	[m]
I	Annet arealmoment	[m ⁴]
K	Kjøll	
KB	Kjøll til oppdriftssenter	[m]
KG	Tyngdepunktets høyde	[m]
KM	Kjøll til metasenter	[m]
l	Linelengde	[m]
M	Metasenter	
M_r	Opprettende moment	
m_i	Alle masser	[kg]
S_C	Linens bruddlast	[kN]
s	Aktiv linelengde	[m]
T	Strekkkraft	[kN]
T_B	Bruddstyrke	[kN]
T_{C-env}	Karakteristisk miljøspenning	[kN]
T_H	Krefter i horisontalretning	[kN]
T_{MPM}	Mest sannsynlig største linespenning	[kN]
T_{pret}	Linensforspenning	[kN]
$U_{1hour,10m}$	Vindhastighet for 1 time, 10 meter over havet	[m/s]
V_{Cwind}	Vindgenerert strøm	[m/s]
V_i	Alle neddykkede volum	[m ³]
w	Vekt av kjetting i vann	[kg/m]
w_{luft}	Vekt av kjetting i luft	[kg/m]
X	Projeksjon av total linelengde	[m]
x	Projeksjon av aktiv linelengde	[m]
z_i	Avstand til senter på hvert element	[m]

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn og motivasjon

Globalt har havvind de siste årene blitt en av de raskest voksende installasjonene av fornybar energi, med en økning på 30 % pr. år mellom 2010 og 2018 [1]. Den fornybare havvindindustrien har fått en bemerkelsesverdig vekst fra mindre enn 1 GW installert i 2006, til 19 GW i 2017 [2]. Likevel er dagens havvindmarked ikke engang i nærheten til å utnytte sitt fulle potensial. Globalt har havvind potentialet til å generere i overkant av 420 000 TWh pr. år, noe som tilsvarer 18 ganger verdens energibehov [1].

Havvind er derfor en betydelig bidragsyter til å dekke et økende energibehov, samtidig som det ivaretar en bærekraftig utvikling. Det vil være nødvendig å videreutvikle havvind som konsept, ved å utforske muligheten for installasjon i områder som tidligere har vært krevende. Havvind har gått fra å være stasjonære og permanente installasjoner, til mer mobile innretninger som har kapasitet til å forflytte seg mellom ulike energikrevende operasjoner. Flertallet av dagens installerte vindturbiner er imidlertid bunnfaste, noe som fører til begrensninger knyttet til vandyp, mobilitet og visualitet. Det blir derfor satset stort på flytende havturbiner (FOWT) da disse kan være med på å eliminere dybdebegrensningen og åpne for nye muligheter på dypere vann og ut av syne [3].

En FOWT er en vindturbine montert fast på en flytende konstruksjon som holdes på plass ved hjelp av forankring til havbunnen. En semi-submersible er en flytende konstruksjon med vertikale søyler som knyttes sammen av neddykkede pontonger. En slik innretning vil ha relativt lav dypgang og derav ha bedre mobile egenskaper ved eventuell forflytting. Disse konstruksjonene bygges henholdsvis i stål eller betong, men i praksis er stål mest benyttet. Dette medfører imidlertid enkelte materielle svakheter, da stålkonstruksjonen vil ha en dårligere evne til å motstå sammenstøt enn ved bruk av betong. Stål vil dessuten være svært utsatt for korrosjon som vil kreve kostbar og anstrengende vedlikehold. Betongkonstruksjoner er kjent for å være motstandsdyktig og optimal i marine miljø. Betongens trykkapasitet gir god motstandsdyktighet ved kollisjoner og beskytter armeringen mot korrosjon. Til tross for at betongkonstruksjoner har blitt benyttet i en årrekke er deres "stål-motpart" i all hovedsak blitt foretrukket, da det anses som et mer allsidig materiale. I lyset av en rekke nylige konseptuelle vurderinger viser det seg at fundament av betong er svært konkurransedyktig sammenlignet med stål [4]. Etersom betong er relativt motstandsdyktig mot korrosjon fra saltvann og holder vedlikeholdskostnadene lave, har flytende betongkonstruksjoner blitt stadig mer attraktivt for olje- og gassindustrien. I senere tid har moderne prosesserings og installasjonsmetoder utviklet seg og overgått begrensningene som tidligere har vært med betong installasjoner [4].

En fordel med betongkonstruksjoner er økt levetid, da armert og forspent betong presterer bedre over tid. På denne måten vil selskap få lengre bruksnytte og får ned konstanden for offshore drift. Med tanke på hvor aktuelt betongkonstruksjoner er blitt i den marine settingen, og hvilke muligheter det innebærer, vil det derfor i denne oppgaven fokuseres på en semi-submersible vindturbine med understell konstruert i betong.

1.2 Mål for oppgaven

I samarbeid med Odfjell Energy er det utviklet en oppgave som omhandler å designe en flytende havturbine med understell i betong. Målet for oppgaven er å utvikle et nytt konsept til offshore vindkraftproduksjon til petroleumsaktivitet i krevende områder, som for eksempel Karahavet. Denne oppgavebeskrivelsen er også gjeldende for korresponderende gruppe M34.

Problemstillingen går ut på om det er mulig å løse det operasjonelle behovet ved bruk av betong i skroget. God stabilitet og akseptable miljøpåvirkninger for vindturbinen i operasjonstilstand er noe av det viktigste man må se på når skroget skal designes. Konstruksjonen skal ha et energieffektivt design, da den ikke har annet maskineri enn det som er nødvendig for systemer knyttet til forankring, ballasting og generelle servicesystemer. Dette er fordi den skal forflyttes mellom ulike lokasjoner og havner.

Listet under er det sammen med Odfjell Energy fremstilt designspesifikasjoner og grunnprinsipp for konstruksjonen:

- Vindturbinen må kunne tilby en kapasitet på 15 MW.
- Harsh environment: Fare for is og sammenstøt i kombinasjon med bølger og strøm.
- Enheten skal opereres flytende og være oppankret nær brukssted.
- Enheten må kunne ferdigstilles ved kai, og ha mulighet til å legge til kai når den ikke er i operasjon. Samtidig må den også være designet for å være energieffektiv ved forflytning.
- Enheten skal ha lastekapasitet for tilhørende batteripakke samt trafo i fundamentet på 450 tonn.
- Enheten må kunne fungere ut i fra operasjonelle forhold i Karahavet ned mot -20°C . Forutsetningen er å designe en konstruksjon som evner ising, både på strukturen og for tilhørende installasjoner. Den må kunne transporteres med tanke på et værvindu som kan forsvare høy mobilitet mot for eksempel en norsk base eller operasjoner i Norge i vinterhalvåret (når operasjoner i Karahavet ikke vil kunne forsvares av operasjonelle årsaker).

1.3 Spesifikk målsetting

For gruppe M35, presenteres en kort konseptvurdering som er gjort i samarbeid med gruppe M34, der de tar for seg den omfattende presentasjon av dette. I denne rapporten vil det bli utført undersøkelser knyttet til de hydrostatiske egenskapene av konstruksjonen, forankringsanalyse og en forhåndsdimensjonering av betongkonstruksjonen. Mer spesifikke mål som skal undersøkes er konstruksjonens intakt- og skadestabilitet. Videre vil konstruksjonens globale respons hentet fra gruppe M34 for å gjennomføre forankringsanalysen, og betong dimensjoneringen baserer seg på alle data som er funnet i de to rapportene.

1.4 Disposisjon

Oppgaven starter med en kort introduksjon av offshore vindindustrien i kapittel 1, før mål for oppgaven presenteres.

Kapittel 2 består av teoretisk bakgrunn. Her blir teoriene lagt til grunn for å bygge eksperimentelle modeller, bakgrunnen for de matematiske simuleringene og utførelsene som blir gjort senere i oppgaven.

I kapittel 3 introduseres programvareverktøy brukt i oppgaven. Her blir SESAM presentert med de underliggende programmene som er brukt til modellering og ulike analyser.

Under kapittel 4, metode, omhandler fremgangsmåtene som er brukt for å kunne svare på problemstillingen. Mer utfyllende er startfasen med konseptvurdering oppført, samt beskrivelse av det endelige designet av vindturbinens understell.

I kapittel 5 blir klargjøring av HydroD lagt frem. Etterfulgt av alle hydrostatiske resultatene fra de utførte eksperimentene presentert med en følgende diskusjon. Det blir videre kjørt en stabilitetsanalyse for både intakt og skadet tilstand, for å kartlegge konstruksjonens stabilitet i henhold til NS for flytende innretninger.

Deretter i kapittel 6 legges det frem resultat fra forankringen ved intakt og skadet tilstand. Ved intakt blir det lagt vekt på hvilken line som har størst kraft og forskyvning ved de fem miljøpåkjenningene som settes på konstruksjonen. Ved skadet tilstand blir en bestemt line satt til brudd, og det observeres hvordan resterende liner reagerer og om det eventuelt fører til sekundære brudd.

I kapittel 7 identifiseres konstruksjonens brukstid, pålitelighetsklasse og tilhørende laster som virker på konstruksjonen. Videre settes grunnlaget for valgt kvalitet av armering og betong, før alle komponentene til konstruksjonen blir foråndsdimensjonert etter EC2.

Kapittel 8 består av diskusjon som oppsummerer resultatene, der det viktigste er betraktet og kommentert.

I kapittel 9 presenteres konklusjonen i henhold til problemstillingen.

Til slutt i kapittel 10 og 11, blir feilkilder som er funnet og anbefalinger for videre arbeid lagt frem. Avslutningsvis kommer lister med referanser, tabeller, figurer og vedlegg.

2 Teori

Teori om hydrostatikk og stabilitet blir her presentert, samt teoretisk bakgrunn for de matematiske simuleringene og utførelsene.

2.1 Stabilitet

Stabilitet defineres som konstruksjonens evne til å rette seg opp etter kregning. Stabilitet er knyttet til konstruksjonens tyngdepunkt, metasenter og oppdriftspunkt. Når en maritim konstruksjon krenger vil oppdriften virke i en angrepslinje som skjærer senterlinjen i metasenteret, og sammen med avstanden GZ dannes det da et rettende moment som bringer skipet tilbake i likevekt. Stabilitet vil være avhengig av konstruksjonens form, vekt og deplasement av væske, og kan kalkuleres med følgende formel for initial metasenterhøyde (GM):

$$GM = KM - KG \quad (1)$$

Dersom avstanden fra kjøll til metasenter (KM) ikke er kjent, kan den regnes ut slik:

$$KM = KB + BM \quad (2)$$

Avstanden fra kjøll til oppdriftssenter (KB) blir regnet ut på følgende måte:

$$KB = \frac{\sum(V_i \cdot z_i)}{\sum V_i} \quad (3)$$

Formelen for formstabilitet (BM) er gitt ved følgende formel:

$$BM = \frac{I}{\nabla} \quad (4)$$

Annet arealmoment (I) er forskjellig for tverrskip og langskip, da disse momentene ikke er symmetrisk i denne rapporten.

Av dette kan disse konklusjonene trekkes [5]:

1. Stabil likevekt er når $GM > 0$, og skipet vil rette seg opp når det kregende momentet fjernes. Skipet har da positiv stabilitet.
2. Labil likevekt er når $GM = 0$, og skipet har ingen evne til å rette seg opp, da $M_r = 0$. Skipet har indifferent stabilitet.
3. Ustabil likevekt er når $GM < 0$, og momentet vil virke i samme retning som det kregende momentet. Momentet er negativt. Skipet kan krenge videre til en vinkel ϕ , der $GM \geq 0$, eller det kan kantre. Skipet har da negativ stabilitet.

2.2 Tyngdepunktets høyde

For å holde kontroll på konstruksjonens stabilitet og muligheten til å utføre stabilitetsberegninger, må tyngdepunktets høyde over kjølen (KG) være kjent. For lettskips er KG bestemt av skipsbyggeren og det samme gjelder tyngdepunktet i alle lasterom, tanker, osv. Ved hjelp av vanlig momentregning kan KG beregnes for alle lasttilstander [5].

$$KG = \frac{\sum(m_i \cdot z_i)}{\sum m_i} \quad (5)$$

Samtidig kan formel (1) snus om for å regne KG slik:

$$KG = KM - GM \quad (6)$$

2.3 Metasenter og rettende moment

Figur 1 viser et skip som blir utsatt for et moment som medfører krengeing over vinkel ϕ . Oppdriftssenteret flytter seg fra B til B', mens tyngdepunktet (G) ligger på samme sted da ingen masser om bord er flyttet på.

Om det trekkes en normallinje fra G og gjennom oppdriftslinjen (B'), dannes punktet Z. Siden kraften gjennom G og Z er like store og virker på samme arm i motsatt retning, dannes kraftparet GZ, se figur 1. Dersom kraftretningen forlenges gjennom B' oppover, vil denne linjen skjære skipets diame-tralplan i punktet M. Dette skjæringspunktet kalles for metasenter (M). Når M ligger over G dannes ett opprettende moment (M_r) i punktet G [5].

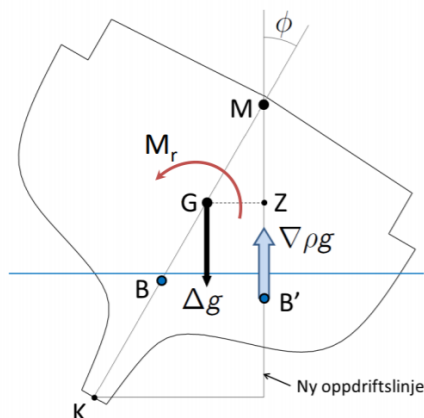


Figure 1: Kregende skip med rettende momentarm M_r [6].

2.5 Asimutvinkel

I et skadetilfelle vil fundamentet begynne å helle i rull og trim. For å ta hensyn til disse helningene, er det nødvendig å beregne en ny vinkel. Ved et skadetilfelle er det ønskelig å rette alle påkjenningene inn i konstruksjonens svake akse med en beregnet vinkel, denne kalles asimutvinkel. Når fundamentet krenger oppstår det en vinkel som funksjon av girvinkel (α) og krengevinkel (ϕ), dette gir helningsvinkelen (ψ). Krengevinkelen leses av i tabell, men girvinkelen må regnes ut ved å benytte verdiene for trim (θ) og krenge i formelen:

$$\alpha = \arctan \left[\frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right] \quad (7)$$

Helningsvinkelen regnes ut ved å benytte α i formelen:

$$\psi = \arctan \left[\frac{\tan \theta}{\sin \alpha} \right] \quad (8)$$

Helningsvinkelen brukes deretter til å bestemme asimutvinkelen.

2.6 Vindgenerert strøm

Vindgenerert strøm påfører krefter på konstruksjonen i form av dragkrefter. Formelen som tar hensyn til dette er hentet fra DNVGL-OS-E301: "Position mooring" [8]. I åpne områder kan vindgenererte strømhastigheter ved stille vannstand utledes som følgende, hvis statistiske data ikke er tilgjengelige:

$$V_{C_{Wind}} = 0,015 \cdot U_{1hour,10m} \quad (9)$$

2.7 Forankring

Her vil formler og relasjoner brukt i forankringsdelen av oppgaven bli lagt frem.

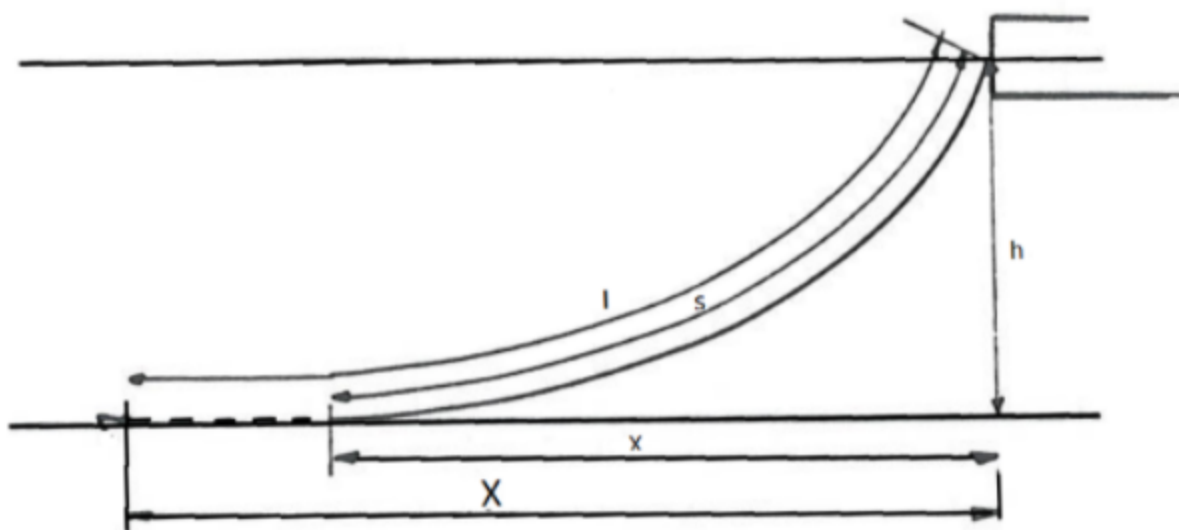


Figure 4: Forankringsline oppsett.

Formel for projeksjon av total linelengde (X), altså avstanden fra anker til innfestningspunkt i konstruksjonen, kan regnes ut med følgende formel:

$$X = l - s + x \quad (10)$$

Der s er formel for aktiv linelengde i meter, og regnes ut slik:

$$s = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot T_H}{w \cdot g} - h\right) \cdot h} \quad (11)$$

Hvor w er vekt av kjetting i vann, og kan regnes med følgende formel, dersom vekten av kjettingen er oppgitt i luft:

$$w = \left(1 - \frac{\rho_{fluid}}{\rho_{steel}}\right) \cdot w_{luft} \quad (12)$$

Den horisontale avstanden (x) fra der kjettingen treffer bunn og til innfestningspunktet i konstruksjonen har følgende formel:

$$x = \frac{T_H}{w \cdot g} \cdot \ln \left[\frac{T}{T_H} + \sqrt{\frac{T}{T_H} - l^2} \right] \quad (13)$$

T er her strekkraften i kjettingen. Formelen for strekk er gitt ved:

$$T = T_H + h \cdot w \cdot g \quad (14)$$

Formel (15) er en designligningen som alle forankringsystemer må tilfredsstill, denne gjelder for både intakt og skadet tilstand [8].

$$S_C - T_{pret} \cdot \gamma_{pret} - T_{C-env} \cdot \gamma_{env} > 0 \quad (15)$$

$$T_{MPM} = \mu - 0,45 \cdot \sigma \quad (16)$$

$$T_{C-env} = T_{MPM} - T_{pret} \quad (17)$$

2.8 Betong

Det vil i kapittel 7 bli presentert teori og resultat i samme del, for å gjøre det enklere å forstå de forutsetningene som er lagt til grunn for resultatet.

3 Programvareverktøy

Her presenteres de ulike programvarene som er blitt benyttet i løsningen av oppgaven, for mer utdypende se bachelor gruppe M34 [9].

3.1 SESAM

SESAM er en programvarepakke utviklet av DNV-GL, som brukes til strukturell og hydrodynamisk analyse av marine konstruksjoner. Figur 5 viser oppbyggingen av programpakken og underprogrammer. Aktuelle programmer benyttet i denne oppgaven er markert med rødt.

Programpakken består av flere underliggende programmer som hver for seg utfører ulike operasjoner og analyser [10]. Modelleringen gjøres i GeniE, mens HydroD brukes til hydrostatisk og hydrodynamisk analyse. I denne oppgaven brukes Sima til forankringsanalyse [11].

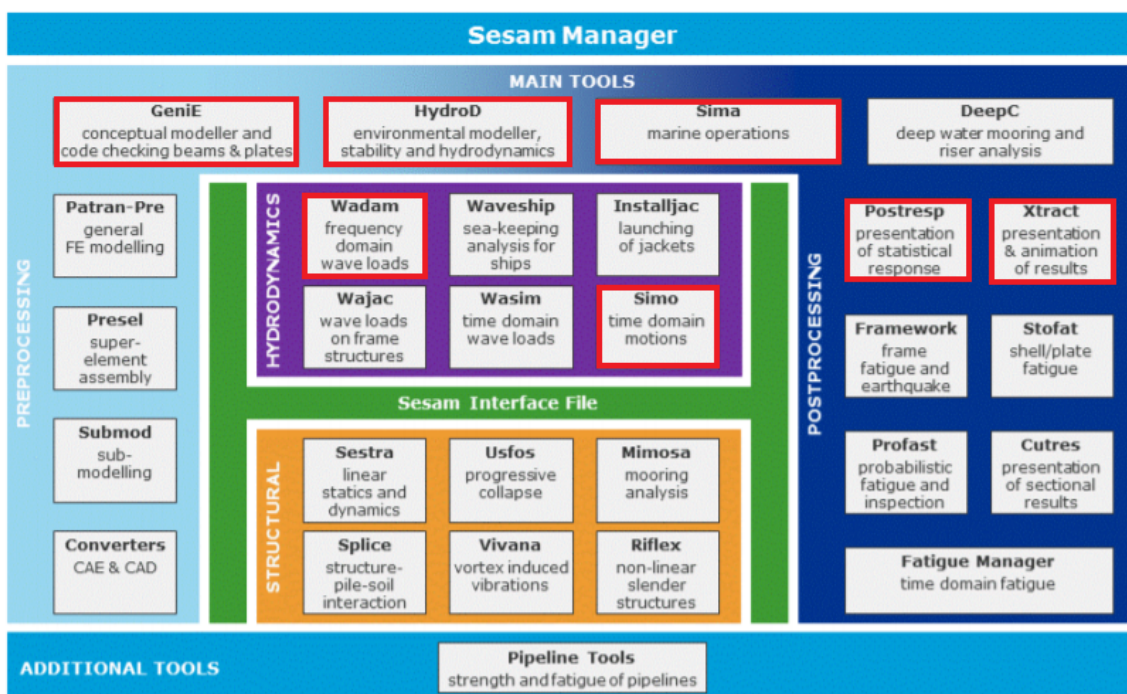


Figure 5: Sesam Manager med alle underliggende operatører. Programmer brukt er markert i rødt. [12].

GeniE

GeniE er et verktøy for konseptmodellering av bjelker, flater og avstivede skall. I tillegg er det muligheter til lastmodellering, eksplisitte belastninger, vindlast og generering av rom i flytende strukturer. Eksterne og interne påkjenninger ferdigstilles dermed i samme fil som modellen. Konseptmodellen eller deler av den, kan kobles sammen med en rekke ferdigstilte elementtyper av bjelker, plater og skall.

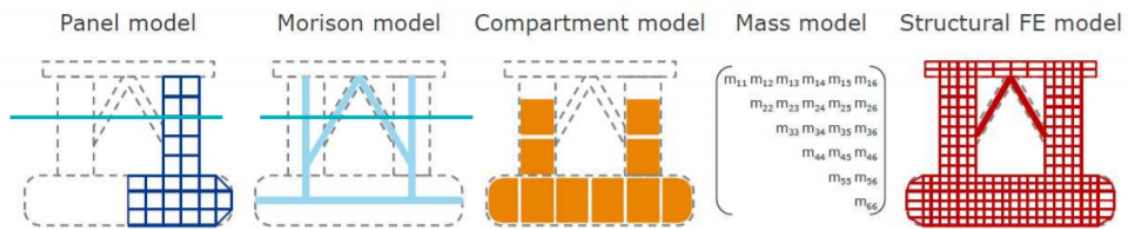


Figure 6: De ulike modellene som kan genereres i GeniE [10].

- Panelmodellen brukes til å modellere overflate arealet til konstruksjonen. Området som utsettes for hydrodynamiske krefter kalles for "våt overflate". Denne modellen brukes til beregninger av bevegelse og hydrodynamisk trykk på panelene.
- Morison modellen benyttes for å få et fullstendig bidrag fra de viskøse kreftene fra elementene i panelmodellen.
- I kompartment modellen genereres konstruksjonens tanker og hulrom. Tanker som videre skal brukes til ballastering er spesielt viktig å definere her.
- Massemodellen består av global massedata, som kan anvendes til en massematrise for modellen. Massene kan eventuelt beregnes ut fra strukturmodellen ved å definere materiale og platetykkelse. Dersom denne metoden skal benyttes må konstruksjonen tilfredstille en hvis grad av detaljer for å gi et nøyaktig bilde av konstruksjonens masser og deres lokasjon.
- Strukturmodell er en fremstilling av hele konstruksjonens utforming, og blir henholdsvis brukt til strukturellanalyse. Fra panelmodellen overføres også trykkbidraget til strukturmodellen.

HydroD

HydroD utfører hydrostatiske og hydrodynamiske beregninger som for eksempel stabilitetsanalyse, frekvensanalyse og tidsanalyse. Alt er basert på en felles modell, fullstendig integrert med en elementanalyse. For mer utfyllende beskrivelse av HydroD og mer om hva den kan brukes til, se bachelor gruppe M34 [9]. I denne oppgaven er HydroD brukt til stabilitetsanalysen.

Sima

Sesam-modulen, Sima, tar utgangspunkt i dynamisk analyse for simulering av marine operasjoner. I likhet med andre Sesam produkt fungerer Sima som administrator og som modelleringsverktøy. Det medfører at applikasjonen kan skille mellom krevende og mindre krevende oppgaver, samt tilrettelegger forberedelser til selve operasjonen før endt modulering. Programpakken støttes også opp under de effektive løserne Simo og Reflex. I tillegg gir Sima beslutningsstøtte under drift og tilbyr risikostyring. Felles for alle flytende strukturer er omfanget av ytterlige påvirkninger i form av bølger, vind og strøm. Sima kan utføre analyser som kobler effekten av overnevnte påkjenninger for strukturanalyse eller forankringsanalyse [13]. For denne oppgaven vil Sima være aktuell til å gjennomføre en forankringsanalyse som baserer seg på de hydrodynamiske resultatene fra analysen i HydroD.

4 Metode

Fremgangsmåtene som er brukt for å kunne svare på problemstillingen blir her lagt frem. Det vil blant annet bli presentert hvilke programmer som er benyttet og de viktigste egenskapene de inneholder. Videre vil valgene som gjøres for å løse problemstillingen bli beskrevet fortløpende.

4.1 Konseptvurdering

Konseptvurderingen er basert på et samarbeid med gruppe M34. For mer utfyllende beskrivelse av denne prosessen se bachelor gruppe M34 [9]. Her vil resultatene fra konseptfasen bli oppsummert i korte trekk.

I startfasen av prosjektet ble det først vurdert muligheten av å benytte en spar buoy utforming. En spar buoy er en dyp vertikal og tynn konstruksjon. Det ble fort konstatert med at dypgangen for en slik konstruksjon ikke ville oppfylle Odfjell Energys krav om å ha vindturbinen i Karahavet, der gjennomsnittsdypden er 131 m. Hovedfokuset ble da på en semi-sub som har lavere dypgang og er forholdsvis enklere å flytte, sammenlignet med en spar buoy. Semi-suben måtte i tillegg tilfredstille de forutsetningene som ble satt sammen med Odfjell Energy, samt de generelle kravene for flytende innretninger. Det ble utført enkle hydrostatiske beregninger, der ulike parametre som pontongenes lengder og diameteren til søylene kunne endres hyppig, for å generere ulike resultat. Nedenfor er de tre designkonseptene for understellet til vindturbinen illustrert.



Figure 7: Oversikt over vurderte designkonsept. Den røde prikken illustrerer hvor vindturbinen plasseres.

Etter omfattende testing og modifisering ble det konstatert med at konsept 1 ble for massivt til å ivareta gunstige flyteegenskaper. Konsept 2 var et godt utgangspunkt med god stabilitet, men installasjon av fundamentet kunne bli svært krevende. Derfor ble konsept 3 valgt til videre modellering, da denne presterte bedre sammenlignet med de andre konseptene og oppfylte gitte krav.

I startfasen var det også viktig å anta riktig betongtykkelse til konstruksjonen, da denne vil dominere vekt og vanntettheten. Den valgte tykkelsen ble satt til 400 mm, da vanntett betong har en minimumtykkelse på 300 mm. Dette blir videre begrunnet i kapittel 7.

4.2 Beskrivelse av vindturbin

Endelig design falt på en semi-sub med fire vertikale søyler som bryter vannoverflaten. De ytterste søylene har en kjegleformet topp og er utstyrt med en hivplate i bunn. Søylene er forbundet sammen med kvadratiske pontonger.

Følgende hoveddimensjoner for fundamentet er illustrert i de tekniske tegningene under.

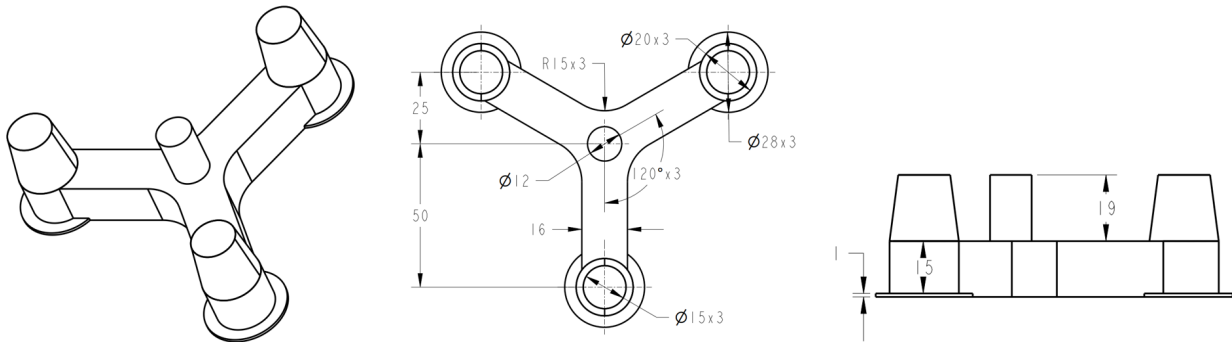


Figure 8: Dimensjoner av betongfundamentet i meter.

Vindturbinen består av en stålsøyle med tilhørende nacelle og turbinblad. Turbinen i seg selv er ikke hovedfokuset her, men nødvendige vekt og dimensjoner brukt til beregninger er hentet fra NREL: "Definition of the IEA Wind 15-Megawatt Offshore Reference Wind Turbine" [14].

I tabellen under er vekten til de ulike elementene i konstruksjonen kategorisert, med tilhørende vekt og plassering.

Lettskip				
Element	Vekt [kg]	X [m]	Y [m]	Z [m]
Betong	32 789 700	0	0	9,82
Nacelle	1 017 000	0	0	185,00
Turbinblad 1	65 250	14,60	0	211,80
Turbinblad 2	65 250	14,60	-23,21	171,60
Turbinblad 3	65 250	14,60	23,21	171,60
Turbintårn	860 000	0	0	104,70
Batteripakke 1	150 000	25,00	-43,30	3,00
Batteripakke 2	150 000	25,00	43,30	3,00
Batteripakke 3	150 000	50,00	0	3,00
Totalvekt	35 312 450			
Total tyngdepunkt		0,081	0,001	18,032

Table 1: Oversikt over vekt og deres plassering.

Konstruksjonens koordinatsystem er satt som vist i figurene under:

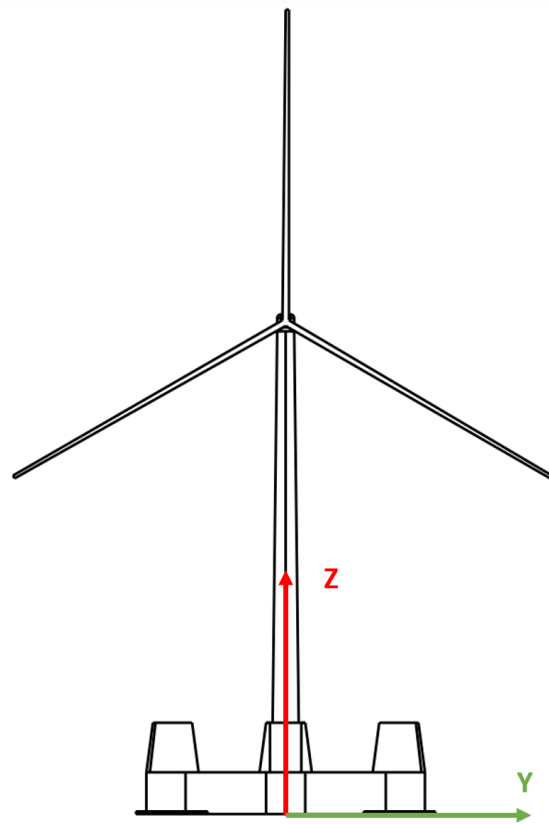


Figure 9: Koordinater yz-retning.

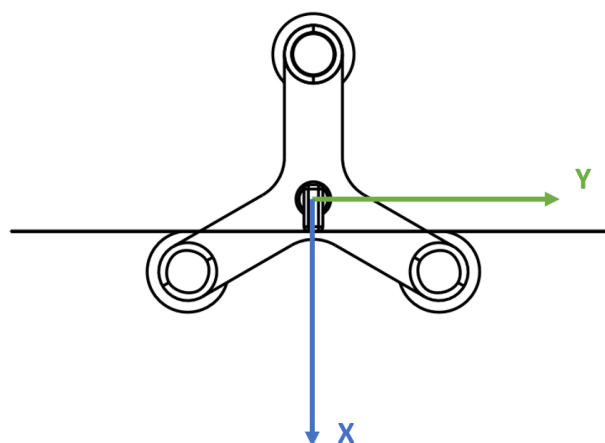
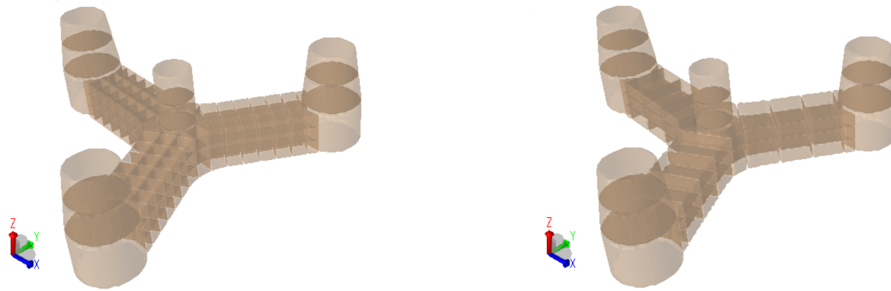


Figure 10: Koordinater xy-retning.

4.3 Modellering

Fundamentet og en forenklet versjon av turbinen modelleres i GeniE, etter dimensjonene fra figur 8. Søylene deles inn i tre skott med en høyde på 16 m og 25 m, beregnet fra kjøøl og oppover. Denne inndelingen er grunnet kriterier knyttet til skadestabilitet og utledes siden. Videre deles pontongene inn med to langsgående vegger med senteravstand 5,333 m og syv tverrgående vegger med samme senteravstand. Til slutt deles pontongen inn med to horisontale plater med senteravstand 5,0 m. Platetykkelser med tilhørende massetetthet tilegnes de forskjellige platene for å gi konstruksjonens lettskipsvekt. Alle ytre overflater med unntak av de solide hiv-platene har en materialtykkelse på 0,4 m. Indre skillevegger og skott har en materialtykkelse på 0,3 m. Hiv- og bunnplaten har materialtykkelse på 1,0 m. Det blir plassert massepunkt for turbinblad, nacelle og batteripakke i konstruksjonen i henhold til tabell 1. Etter modelleringen er utført, angis det en våt overflate på de delene av konstruksjonen som senere blir betraktet som panelmodell. Ved å dele skroget inn i flere deler, genererer GeniE tanker som brukes til ballastering. Siden pontongen er delt inn i mange små "terninger" er enkelte vegger gjort til "non water tight" slik at tankene blir større, som vist i figur 12.

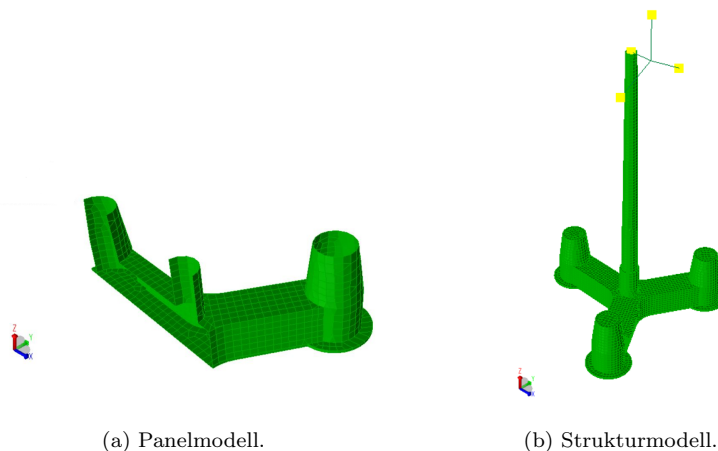


(a) Før inndeling av "non water tight" vegger.

(b) Etter inndeling av "non water tight" vegger.

Figure 11: Skott inndeling før og etter.

Til slutt kjører GeniE to mesh analyser av modellen, hvor resultatet eksporteres som en panel- og strukturmodell. Panelmodellen er laget for krefter og spenninger som benyttes i den hydrodynamiske resultat delen [9], og strukturmodellen er for masse og treghetsradier.



(a) Panelmodell.

(b) Strukturmodell.

Figure 12: Mesh for panel- og strukturmodell. Figureer er ikke i målestokk.

5 Resultat

Under vil resultatene fra den hydrostatiske- og forankringanalysen legges frem og kommenteres, med en avsluttende forhåndsdimensjonering av betongfundamentet.

5.1 Klargjøring av HydroD

Her legges frem resultatene av beregninger som er gjort for å kunne gi input til den hydrostatiske analysen i HydroD.

5.1.1 Modeller

Før analysene kan utføres, legges det inn data i HydroD som blir benyttet til beregning av hydrostatisk data og gir grunnlaget til den hydrostatiske-, stabilitets- og forankringsanalysen. Panel- og strukturmodellen som er generert i GeniE hentes og tegnes de respektive plassene i programmet. Videre er det viktig å sjekke at de hydrostatiske trykkvektorene peker inn mot flatelementene til konstruksjonen. Dette er illustrert i figur 13.

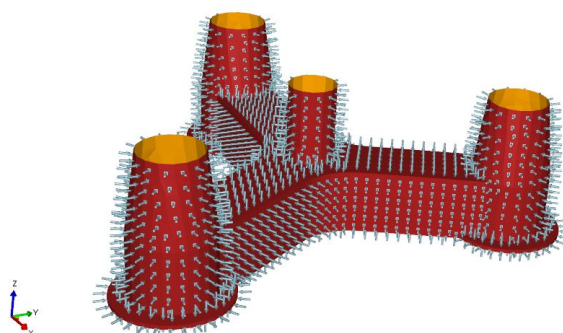


Figure 13: Kontroll av hydrostatisk trykkvektorer.

Massen til vindturbinen legges inn gjennom strukturmodellen, da tettheten, tykkelsen og punktmasser er definert i GeniE.

5.1.2 Tankkonfigurasjon og ballastering

For at ballasteringen av havturbinen skal være tilnærmet lik som i operasjonstilstand, kontrolleres volumet av skottene i strukturmodellen. Her legges det inn verdier for strukturreduksjon og permeabilitet i HydroD. Store avvik kan komme fra forenklinger som er gjort i modelleringen, med tanke på indre geometri og utstyr som ikke er inkludert. Det er det benyttet en strukturreduksjon på 14,7 % og permeabilitet på 85,3 % for alle skottene, da disse inneholder flere betongvegger som er definert som "non water tight". Utregning av strukturreduksjon og permeabilitet ligger i Vedlegg 1.

Det er i denne oppgaven valgt å benytte samme verdi for strukturreduksjon og permeabilitet for alle skottene, da det ikke er funnet avvik av betydelig størrelse. Når dette er gjort for alle tankene vil dette jevne ut forskjellene godt nok.

Konstruksjonen ballasteres til operasjonsdypgangen på 20 m med en kombinasjon av sjøvann (1025 kg/m³), jernmalm (3600 kg/m³) og armertbetong (2500 kg/m³). Etter ballasteringen ender den totale ballastvekten på 15 995 tonn. Figur 14 illustrerer hvilke tanker som er fylt. For mer detaljert informasjon om tankkonfigurasjonen se vedlegg.

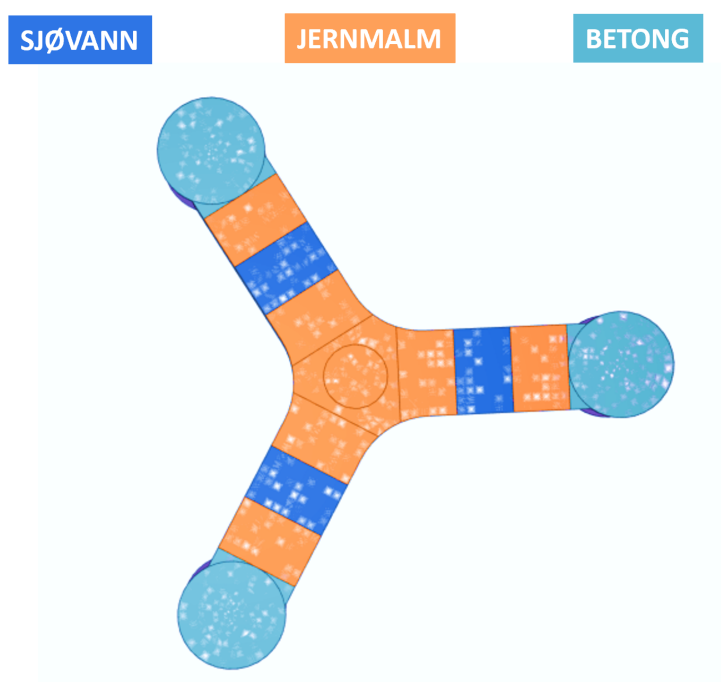


Figure 14: Tanker som er ballastert.

HydroD har nå all nødvendig informasjon til å generere hydrostatiske grafer og utføre stabilitetsanalysen.

5.2 Hydrostatiske resultat

Under vil det presenteres hydrostatiske resultat for konstruksjonen i operasjonstilstand og ved intakt og skadet tilfelle. Resultatene illustreres med kurver og tabeller.

5.2.1 Hydrostatisk dokumentasjon av modell

Det vil nå bli presentert grafer av de hydrostatiske egenskapene til konstruksjonen. Grafene er basert på data som er generert av HydroD ved dypgang 1 - 35 m. Egenskapene som illustreres er vannlinjeareal, deplasement, metasenterhøyde i z-retning og oppdriftsenter i z-retning. Alle fremstillingene er grafisk illustrert som funksjon av dypgang.

Vannlinjeareal som funksjon av dypgangen

I figur 15 observeres det at vannlinjearealet i starten er preget av at hivplatene danner det største vannlinjearealet til konstruksjonen. Videre synker arealet til underkant av 3000 m^2 da arealbidraget til hivplatene forsvinner, og effekten av søylene og pontongene etablerer et konstant vannlinjeareal frem til 16 m. Ved 16 m begynner vannet å gå over toppen av pontongene, og til slutt er arealbidraget basert på de koniske kjeglene som videre gir en gradvis reduksjon i vannlinjearealet frem til en dypgang på 35 m.

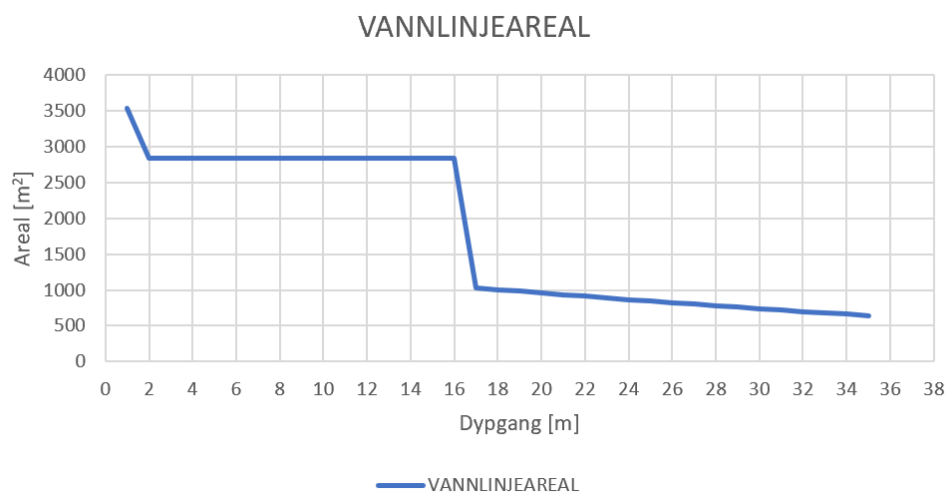


Figure 15: Endring i vannlinjeareal pr meter dypgang.

5.2.2 Deplasement som funksjon av dypgangen

Det observeres i figur 16 et område med høy stigning i starten, frem mot 16 m. Som vist på vannlinjearealet er det ved denne dypgangen at vannet går over pontongene, og den konstante stigningen skylles pontongens konstante areal. Videre kommer det et område med redusert stigning i deplasementet, etter pontongene er helt neddykket. Dette området er preget av sylinderkjeglens reduserte areal, som resulterer i en svakere økning av deplasementet, fra 16 m og frem til 35 m.

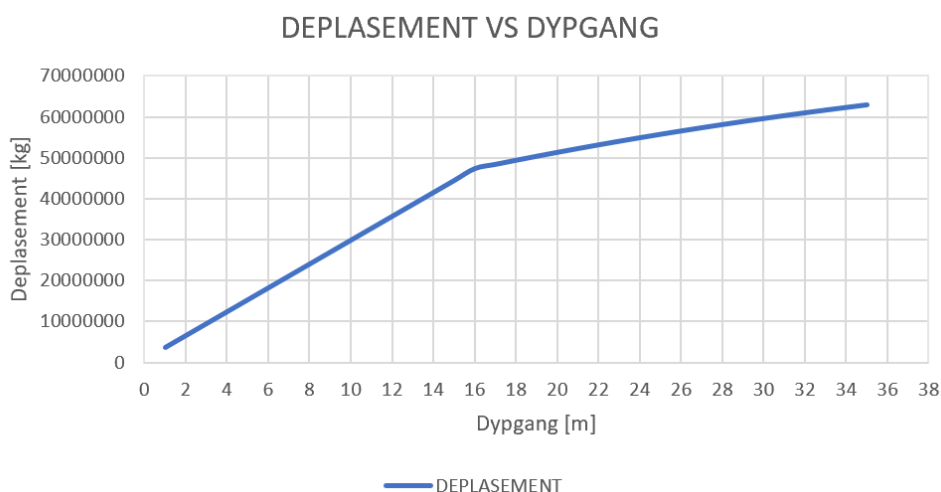


Figure 16: Endring i deplasement pr meter dypgang.

5.2.3 Oppdriftssenter som funksjon av dypgangen

Som forventet har grafen i figur 17 en lineær økning i starten der pontongene blir nedsenket. Her vil oppdriftsenteret være tilnærmet lik halvparten av dypgangen og dette er på grunn av utformingen på konstruksjonen i dette området. Videre kommer det en svakere stigning i grafen.

Dette kommer av innsnevringen til søylene, som skyldes søylens svake bidrag til økning i nedsenket volum, og oppdriftsenteret vil stige konstant oppover grunnet volumøkningen av sylinderkjeglene.

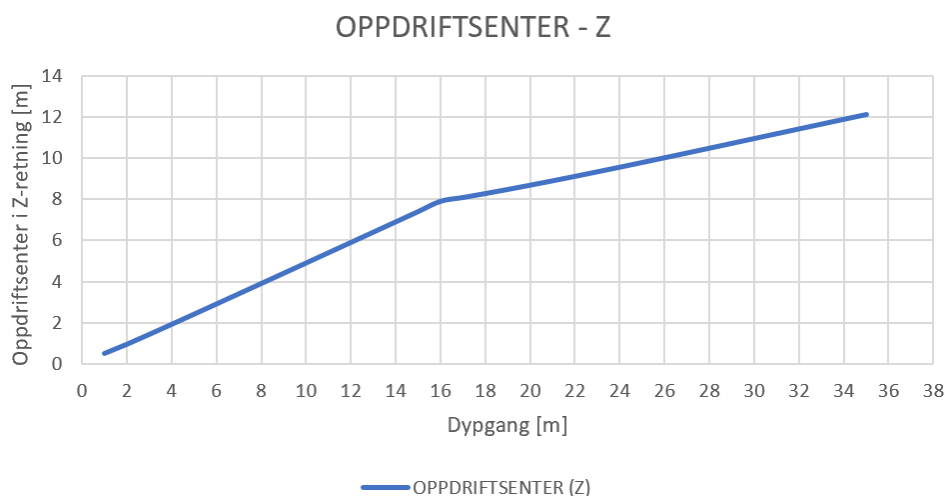


Figure 17: Endring i oppdriftssenter pr meter dypgang.

5.2.4 Metasenter som funksjon av dypgangen

I figur 18 er det verdt å legge merke til det svært høye metasenter punktet i starten av grafen.

Ved hjelp av ligningene i kapittel 2.1 kan grunnen til dette forklares:

Metasenterhøyden (GM), består av relasjonen mellom oppdriftssenteret (KB) og formstabiliteten (BM), se formel (1). I begynnelsen er bidraget fra KB såpass lite at konstruksjonens høye andreordens arealmoment og dens lave deplasement, fører til et høyt metasenter som illustrert i figur 18. Grafen synker deretter rask etter hvert som pontongene går under vann, dette er fordi det gir en økning i deplasement, samt KB og BM. I overgang fra pontong til søyle ved 16 m, synker metasenterhøyden i takt med reduksjonen av vannlinjeareal som kjeglen danner. Metasenterhøyden ender til slutt på 23 m ved en dypgang på 35 m, se i figur 18.

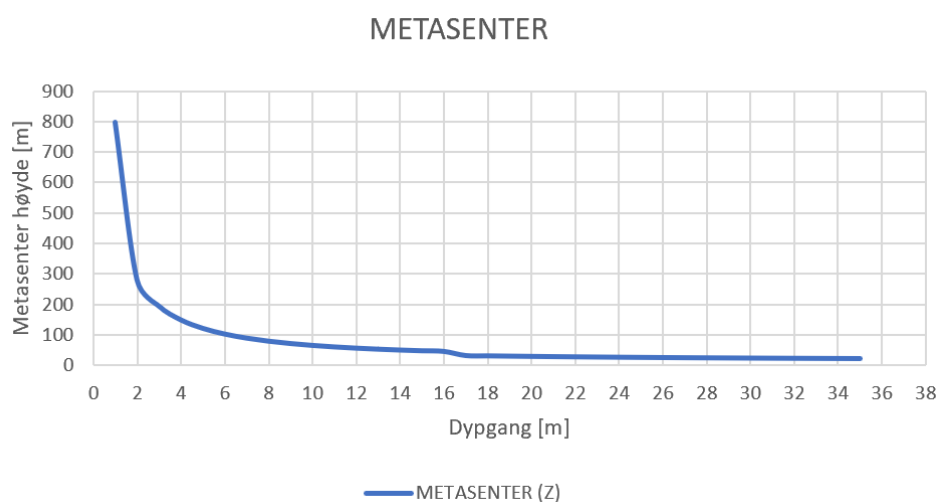


Figure 18: Endring i Metasenter pr. meter dypgang.

5.2.5 Hydrostatiske data ved operasjonsdypgang

Operasjonsdypgangen til konstruksjonen ble valgt før stabilitetsanalysen ble utført. Det viser seg at konstruksjonen får en dårligere stabilitet ved økt dypgang, som ikke er uventet da mesteparten av oppdriften ligger i pontongene under vannoverflaten. Dette medfører at oppdriftssenteret faller lengre ned, som igjen fører til dårlig stabilitet.

Tabell 2 viser de hydrostatiske dataene ved operasjonsdypgang på 20 m til konstruksjonen. Dataene er hentet fra grafene funnet i kapittel 5.2.1 til 5.2.4. Det er nå klart for å utføre en stabilitetsanalyse av konstruksjonen.

Dypgang [m]	Vannlinjeareal [m ²]	Deplasement [kg]	Metasenter (Z) [m]	Oppdriftssenter (Z) [m]
20,00	956,92	5,1355E+07	30,14	8,67

Table 2: Data ved operasjonsdypgang.

5.3 Stabilitet

Konstruksjonen skal oppfylle ulike stabilitetskrav for flytbare innretninger. Tilfredsstillende konstruksjonen kravene vil den kunne bygges i henhold til Norsk standar (NS) og blir da godkjent for bruk. Instabilitet kan resultere i betydelig skade på mennesker, miljø og materiell og det finnes derfor krav for stabilitet i NS [15]. Analysen er delt opp i to deler, intakt og skadet tilstand, der resultatene skal kontrolleres i henhold til kravene satt i regelverket.

I skadet tilstand gjennomføres det analyse knyttet til mest ugunstige skadetilfellet. Vindhastigheten for intakt- og skadestabilitet er henholdsvis 36 m/s og 25,8 m/s [15]. For å ta hensyn til vindeffekten på turbinbladene er det plassert en punktlast på 2500 kN i nacelle høyden, i samme retning som vindhastigheten [16].

5.3.1 Intakt stabilitet

Ved analysen for intakt tilstand er det behov for å utsette konstruksjonen for krefter fra forskjellige vinkler, dette for å lokalisere konstruksjonens svake akse. Kravene for intaktstabilitet er gjengitt i tabell 3 for å få bedre oversikt ved gjennomgang av resultat.

Intaktstabilitetskrav	
1.	Statisk krengevinkel på grunn av vind (θ_1) skal til enhver tid ikke overstige 17° .
2.	"Andre kryssing" skal skje ved en vinkel som er 30° eller større.
3.	Kurven for rettende moment skal være positiv over hele området fra opprett til andre kryssing.
4.	Metasenterhøyden (GM) skal være minst 1,0 m for alle operasjons- og forflytningstilstander samt sikkerhetstilstanden. Metasenterhøyden skal aldri være mindre enn 0,3 m i temporære tilstander.
5.	Arealet under kurven for rettende moment opp til "andre kryssing", eller eventuelt til en mindre vinkel, skal minst være 30 % større enn arealet under kurven for vindmoment begrenset av den samme vinkel.

Table 3: Stabilitetskriterier for intaktstabilitet fra lovdata [15].

Resultat

Stabilitetskrav	Intakt					Status
	1	2	3	4	5 $(A+B) \geq 1,3 \cdot (B+C)$	
Retning						
270°	1,71	51,38	OK	16,84	$(87,61E+07) > 35,28E+07$	✓
180°	1,59	46,36	OK	16,84	$(86,86E+07) > 21,93E+07$	✓
90°	1,69	30,05	OK	16,84	$(87,56E+07) > 16,39E+07$	✓

Table 4: Stabilitetskrav 1-5, for tre retninger ved intakt tilstand.

Fundamentet tilfredsstillter stabilitetskravene fra NS med god margin for de to først retningene. Ved stabilitetskrav 2 i tabell 4, kan det observeres at ved 90° oppfylles stabilitetskravet med liten margin. Dette betyr at ved en helningsvinkel større enn dette vil fundamentet erfare manglende stabilitet. Videre kan det konstanteres at en innfallsvinkel på 90° som danner rotasjon rundt y-aksen blir den svake aksene til konstruksjonen, da dette gav det mest ugunstige utfallet for de tre tilfellene. Dette er ikke overraskende, da vekten til nacellen og tilhørende turbinblad skaper et drivende moment i samme retning som vindlasten. Grafene for de tre stabilitetsanalysene kan leses av i Vedlegg 1. Under er intakttilfelle ved 90° illustrert med tilhørende GZ-kurve.

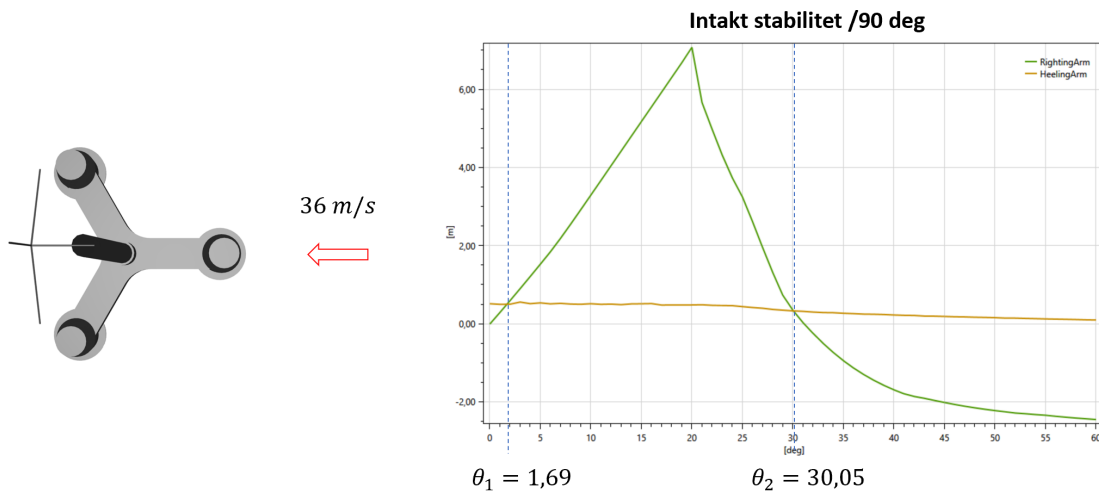


Figure 19: Situasjonsbilde og stabilitet resultat ved 90° .

5.3.2 Skadestabilitet og asimut

I henhold til regelverket for flytende vindturbiner, stilles det ingen krav til skadestabilitet for en ubemannet konstruksjon, men det er likevel gjort en kontroll i henhold til regelverk fra NS. Fra regelverket til NS er det antatt at en skade vil oppstå 3 m under, eller 5 m over vannoverflaten [15]. Med dette som bakgrunn, er det likevel utført en skadestabilitet ved å påføre konstruksjonen tre uavhengige skader. Disse skadene er lokalisert i sylinderkjeglene foran og bak, og en skade i pontongen selv om den ligger utenfor skadeområdet. Dette er utført for å finne verst tenkelig skadetilstand i konstruksjonen. I figur 20, er de tre uavhengige skadetilfellene illustrert.

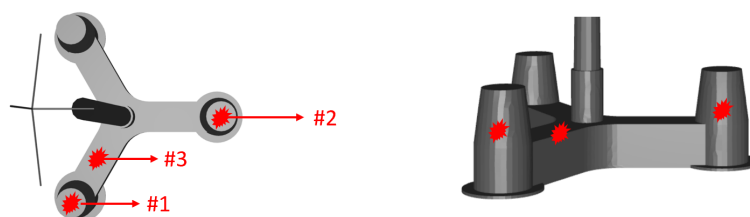


Figure 20: Konstruksjonen undersøkes for skadetilfelle 1, 2 og 3.

Under er skade stabilitetskravene listet opp på samme måte som intakt for å enkelt sammenligne det med resultatet.

Skadestabilitetskrav	
1.	Krengningsvinkelen (θ_1) skal aldri overstige 17° i noen retninger.
2.	Arealet under kurven for rettende moment skal være minst like stort som arealet under kurven for kreggende moment opp til andre kryssing av kurvene (θ_2). Begge arealene skal beregnes fra den statiske kregningsvinkel uten vind (θ_0).

Table 5: Kravene for skadestabilitet er gjengitt i tabell for bedre oversikt.

Skade			
Stabilitetskrav	1	2 (A+B) ≥ (B+C)	Status
Tilstand (#) & fylling (%)			
#1 97 %	8,86	(2,49E+07) > 1,38E+07	✓
#2 100 %	9,45	(2,00E+07) > 1,21E+07	✓
#3 100 %	3,78	(39,62E+07) > 6,97E+07	✓

Table 6: Resultat fra skadet tilstand ved stabilitetskrav 1-2.

Under analysen ble skottene fullt 100 % med sjøvann, som medførte at skadetilfelle 1 ikke kunne oppnå tilstrekkelig oppdrift, da denne hadde en fyllingskapasitet på 97 %. Dette var ikke uventet da skottenes størrelse er ganske store, og med momentet fra turbinen ville en slik fylling føre konstruksjonen ut av likevekt og erfare manglende oppdrift. Det er verdt å merke seg at inndelingen av skott ikke er målet for denne rapporten, da inndelingene var plassert på de stedene som var antatt mest gunstig. For å imøtekomme kravet ble skottene ballastert slik at analysen kunne fullføres. Illustrert i tabell 6 kan det likevel konkluderes med at konstruksjonen tilfredsstiller skadestabilitetskravene. Under er skadetilfelle 1 oppført og resterende grafer for skadetilfellene kan leses av i Vedlegg 1.

Resultatene fra stabilitetsanalysen tilsier at konstruksjonen presterer bra ved ulike forhold og er i henhold til kravene. Resultatene fra denne analysen gir derfor mulighet for gruppe M34 til å undersøke de hydrodynamiske bevegelsene av konstruksjonen. De hydrodynamiske resultatene fra gruppe M34 sin rapport vil videre bli brukt i forankringsanalysen av konstruksjonen.

Skadetilfelle 1

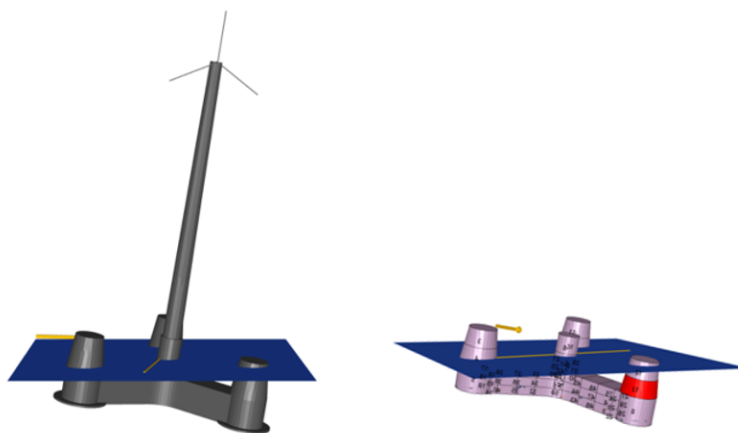


Figure 21: Illustrasjon over skadetilfelle 1.

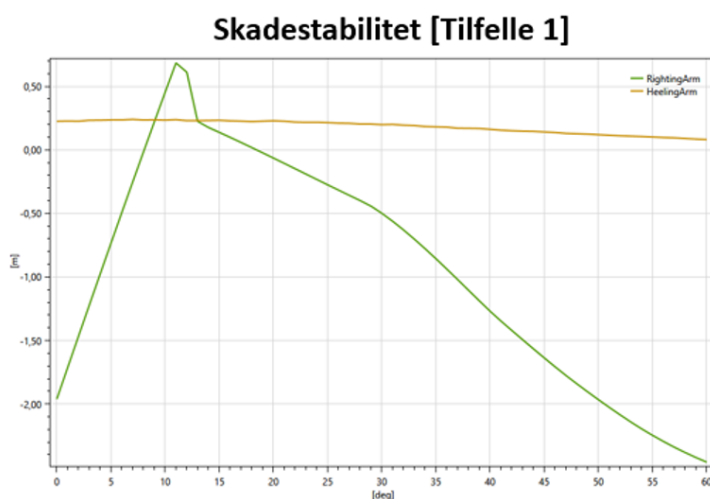


Figure 22: Grafen viser forholdet mellom righting og heeling arm ved skadetilfelle 1.

Asimut utregning ved skadetilfelle 1

Trim = 4,9436

Heel = - 8,6413

Bruker formel (7) og (8) for å finne asimut:

$$\alpha = \tan^{-1} = \left[\frac{\tan(4,9436)}{\tan(-8,6413)} \right] = 29,6467$$

$$\psi = \tan^{-1} = \left[\frac{\tan(4,9436)}{\sin(29,6467)} \right] = -9,9187$$

$$\psi = -9,9187 + 180 = 170,0813 \quad (18)$$

6 Forankring resultat

Under blir det lagt frem forankring resultat fra både intakt og skadet tilstand.

Ved intakt legges frem resultatet for hvilke liner som har størst kraft og forskyvning til konstruksjonen ved de ulike miljøpåkjenningene. Ved skadet tilstand vil en line gå i brudd og resultatet for påkjenningene til de andre linene legges frem ved de ulike miljøpåkjenningene.

Miljøkrefter som settes på er bølger, strøm og vind. Bølgene er satt til å ha en signifikant bølgehøyde på 6,5 m og en gjennomsnittlig bølgeperiode på 10,5 s. Strømmen er satt til 1,04 m/s og vinden har en hastighet på 36 m/s. Disse kreftene blir satt på konstruksjonen ved 0°, 45°, 90°, 135° og 180°, både ved intakt og skadet tilstand.

6.1 Forankringsutregning

Når konstruksjonen utsettes for vindpåkjenning vil det bli påført en vindgenerert strøm. Denne strøm hastigheten kan beregnes ved hjelp av formel (9):

$$V_{C_{wind}} = 0,015 \cdot 36m/s + 0,5m/s = 1,04 m/s$$

En vindgenerert strøm på 1,04 m/s brukes da som input i miljølaster i SIMA.

Konstruksjonen forankres med kjetting gjennom hele linen. Kjettingtypen som er tatt i bruk er en 100 mm ORQ fra Sotra Anchor & Chain [17], med følgende data:

Chain diameter		ORQ		Diam	Studlink Chain Weights	
inches	mm	Proof Load kN	Breaking Load kN		mm	kg/mtr
3 13/16	97	4774	7195	97	220	6050
3 15/16	100	5040	7596	100	234	6435
4	102	5220	7868	102	243	6683
4 1/8	105	5495	8282	107	266	7315
4 3/16	107	5681	8561	111	287	7893

Figure 23: Verdiene som er brukt for kjettingtypen er markert i rødt.

Vekten av kjettingen er her definert i luft, men siden denne blir brukt i sjøvann, blir den omregnet til vekt i sjø ved hjelp av formel (12). Kjettingens vekt i sjø blir da:

$$w = 203,45 \text{ kg/m}$$

Vanndyptet, h , er satt til 150 m da vindturbinen plasseres i Karahavet, der den gjennomsnittlige dybden er 131 m. Bruddstyrken på linen er $T_B = 7596 \text{ kN}$, se figur 23, og brukes i formel (11) for å regne ut den aktive linelengden, s :

$$s = 1057 \text{ m} \approx 1100 \text{ m}$$

Ved å sette kjettingens horisontallast lik bruddlasten, $T_H = T_B$, betraktes linelengden som stramt forankret. Dette medfører at den fritthengende linelengde tilsvarer den totale linelengden, $l = s$. Den utregnede linelengden tilfredsstiller da DNV-GL sitt krav [8]:

4.8 Permissible line length

4.8.3 Unrealistic line lengths to meet the requirements in [4.8.1] shall not be used in the mooring analyses. The maximum deployed line length allowed to be taken into account in the calculations is limited to the suspended length at a line tension equal to the breaking strength of the line plus 500 m

Figure 24: Krav om total linelengde fra DNVGL-OS-E301.

En linekarakteristikk kan da etableres ved hjelp av de gitte forankringsformlene som kartlegger kraft som en funksjon av en forskyvning av linesystemet. Forspenningen er definert som 3 % av vann dybde, som gir 1/3 bruddstyrken til T_B . Dette medfører en forskyvning på 4,5 m og en bruddlast på 2500 kN. Linekarakteristikken regnes ut i Excel for å finne den aktuelle forspenningen som er mest gunstig for dette systemet.

Når forankringskjettingene ble montert, etablerte dette en ekstra vekt som senker konstruksjonen 0,022 m dypere enn operasjonsdybden som er på 20 m. Det ble derfor påført tre punktlaster på konstruksjonen i positiv z-retning for å håndtere dette. De påførte kreftene nuller da ut den sammenlagte vekten av ankerlinene og konstruksjonen ligger nå på en 20 m operasjonsdybgang.

6.2 Line og systemkarakteristikk

Linene som er brukt plasseres med 120° fra hverandre på hvert innfestningspunkt.

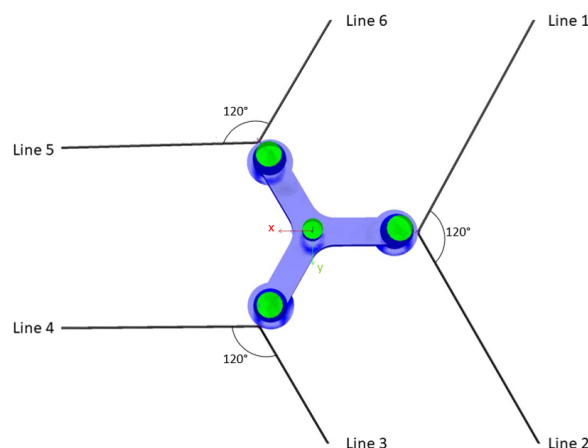


Figure 25: Illustrasjon av lineoppsett med 120° mellom hver line.

Linekarakteristikken som er vist i figur 26, viser forholdet mellom den horisontale kraften som påføres og den horisontale forskyvningen. Grafen fremstiller også total linelengde på bunn som en funksjon av forskyvningen som er påført.

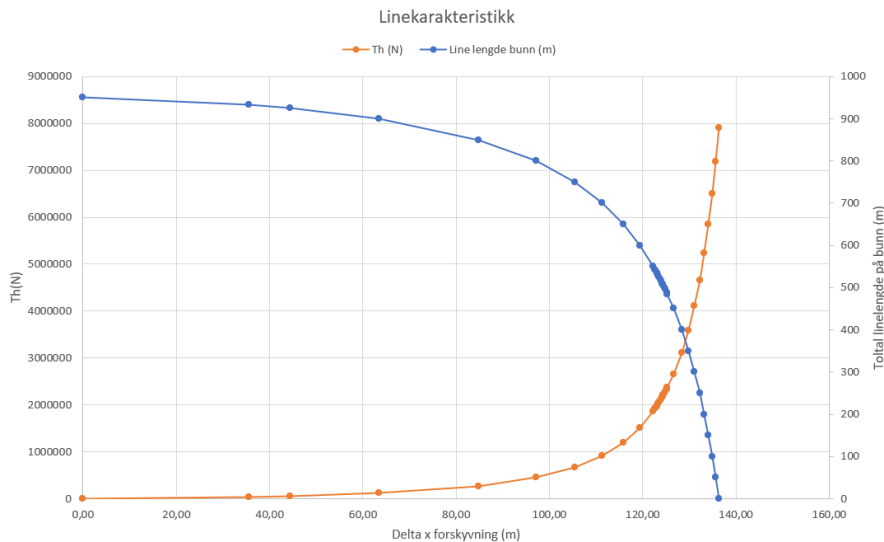


Figure 26: Graf for linekarakteristikk.

Det observeres ut i fra grafen at de horisontale kreftene, T_H , øker ettersom linelengden på bunnen avtar. Når hele linelengden er hevet fra havbunnen vil ankeret i enden av linen oppta både horisontale og vertikale krefter. Dette skal ikke oppstå da ankeret kun er konstruert for å absorbere horisontalkrefter. Det observeres at linelengden på bunnen reduseres etter hvert som forskyvningen øker, før linen mister helt kontakt med bunnen, og er fritthengende når forskyvningen er omtrent 130 m.

Figur 27 presenterer systemkarakteristikken til konstruksjonen og den mest belastede linen når den er påført ytre krefter i retning 0° inn på konstruksjonen. Den viser kraften som må tilføres for at konstruksjonen skal rette seg tilbake til likevektsposisjonen når den er utsatt for horisontale krefter.

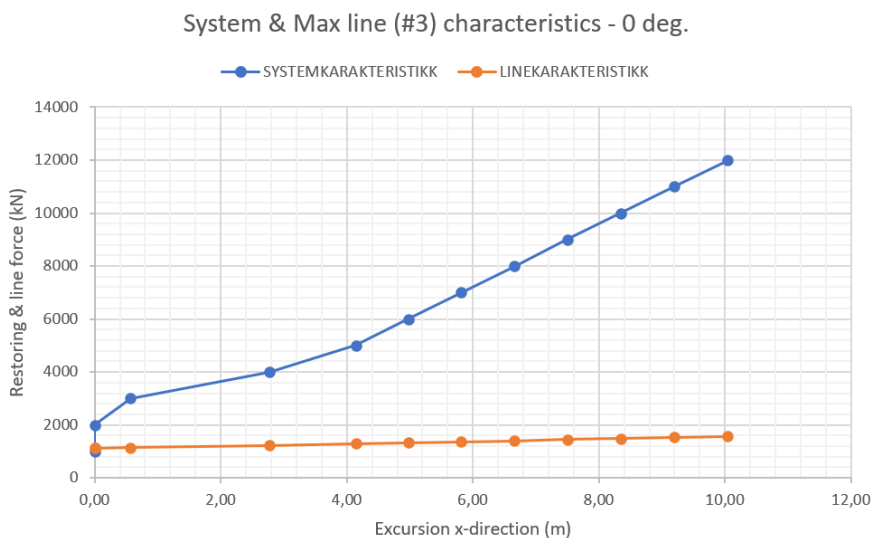


Figure 27: Graf for systemkarakteristikk.

For å etablere systemkarakteristikk må det gradvis påføres en økende horisontalkraft på konstruksjonen, helt til forflytningen i horisontalretning ikke lengre er mulig. Likevel er det her valgt å la maks horisontalkraft være på 12 000 kN, da dette dekker en forflyttelse på 10 m. Systemkarakteristikken dekker da tilstrekkelig med forskyvning, siden maksimal resulterende utsving på konstruksjonen er 5,272 m ved 135°, se Vedlegg 1. Systemet er stivt oppankret og en av grunnene til at det ikke er særlig forflyttelse er fordi konstruksjonen tar opp kreftene som virker på den. For videre arbeid vil det derfor være nødvendig å kjøre en utmattingsanalyse på konstruksjonen.

6.3 Regelverk forankring

Det stilles en rekke krav som må være oppfylt når forankringsanalysen utføres. Kravene som må oppfylles er hentet fra DNV-GL sin ”*Position mooring*” [8].

For å unngå skade på kraftkabelen, som ligger under turbinen, bør forflyttelsen begrenses til 30 % av vanddypet i mangel på mer detaljerte beregninger [18].

Tillatt midlere maksimum utsving: 30 % av vanddypet

Tilsier en midlere maks utsving av konstruksjonen på 45 m.

Forankringslinene skal kontrolleres for sine kapasiteter ved å benytte to forskjellige grensetilstander, ULS og ALS, ved beregning av maksimal ytelse. Grensetilstanden ULS, forsikrer at forankringslinen har en tilstrekkelig styrke til å tåle miljølastene som de er påført. ALS forsikrer at forankringslinene har stor nok styrke til å forhindre seriebrudd etter ett linebrudd har inntruffet, eller ved andre faktorer som for eksempel motorhavari, men dette er ikke et tilfelle for denne oppgaven.

De dynamiske sikkerhetsfaktorene som benyttes for denne analysen finnes i regelverket [8], da konstruksjonen defineres som permanent og mobil for konsekvens kategori 2. Krav for ULS og ALS er som følger:

4.2 Partial safety factors for the ULS

Table 1 Partial safety factors for ULS

Consequence class	Type of unit	Time domain analysis		Frequency domain analysis*)	
		Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}	Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}
1	Permanent	1.20	1.45	1.20	1.80
1	Mobile	1.20	1.35	1.20	1.50
2	Permanent & mobile	1.20	1.90	1.20	2.30

(a) ULS for intakt tilstand.

4.3 Partial safety factors for the ALS

Table 2 Partial safety factors for ALS

Consequence class	Type of unit	Time domain analysis		Frequency domain analysis*)	
		Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}	Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}
1	Permanent	1.00	1.10	1.00	1.25
1	Mobile	1.00	1.05	1.00	1.10
2	Permanent & mobile	1.00	1.45	1.00	1.70

(b) ALS for skadet tilstand.

Figure 28: Tabeller for sikkerhetsfaktorer hentet fra [8]. Verdier som er brukt er uthevet i rød boks.

2.5 Characteristic line tension for the ULS

2.5.2 All mooring lines in the system are considered to be intact in the analysis of the ULS. Three components of line tension are needed to perform the code check:

- T_{pret} The line pretension
- T_{C-env} The characteristic environmental tension
- T_{MPM} The most probable maximum line tension

$$T_{C-env} = T_{MPM} - T_{pret}$$

Figure 29: Hentet fra DNVGL-OS-E301 [8].

Bruddstyrken hentes fra Sotra anchor & chain, se figur 23, og har følgende verdi: $S_C = 7596$ kN. S_C settes lik bruddstyrken for at analysen skal kunne kontrolleres mot regelverket.

3.2 Main body of mooring line

3.2.2 The characteristic strength may be taken as the minimum breaking strength, S_{mbs} of new components:

$$S_C = S_{mbs}$$

Figure 30: Regelverk for S_C hentet fra DNVGL-OS-E301 [8].

6.4 Resultat intakt tilstand

Her presenteres resultat fra analyser som er utført ved intakt tilstand. Analysene tar for seg fordelingen av miljøkrefter som overføres til linene, forskyvningene som oppstår i x- og y-retning, samt resultantbevegelsene til konstruksjonen. For å unngå mye gjentakelse vil resultatene fra alle innfallsvinklene oppsummeres i tabeller på slutten av delkapittelet. Fullstendige utregninger for hvert tilfelle ligger i Vedlegg 1.

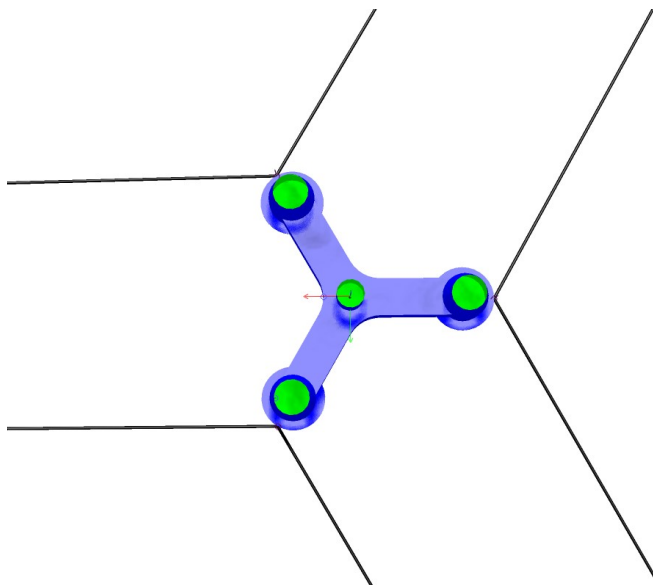


Figure 31: Illustrasjon av påsatte liner på konstruksjonen, sett ovenfra.

Intakt ved 180°

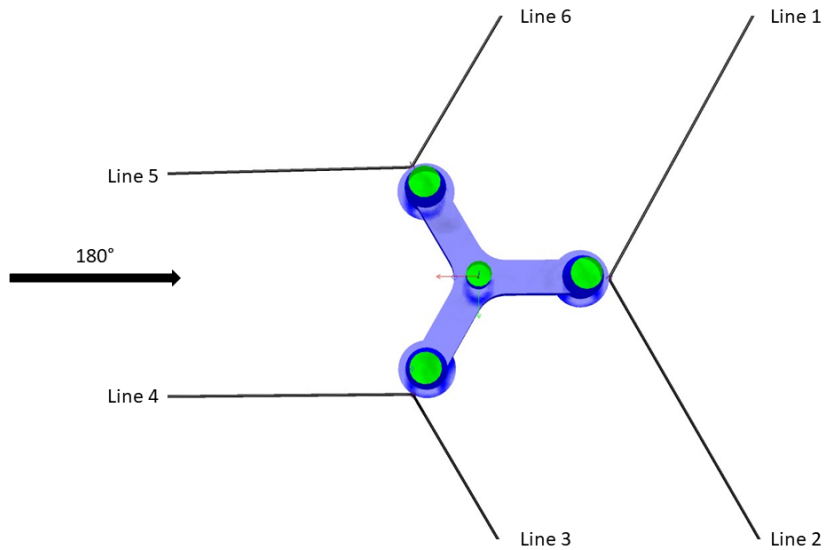


Figure 32: Lineoversikt for 180°.

Figur 33 viser fordelingen av kreftene som forankringslinen tar opp når miljøkreftene kommer inn fra 180°, som i dette tilfelle er forfra mot nacellen. Fra de registrerte dataene, opptrer den største kraften i line 4 og 5, noe som er forventet da miljøkreftene virker i samme retning som linene.

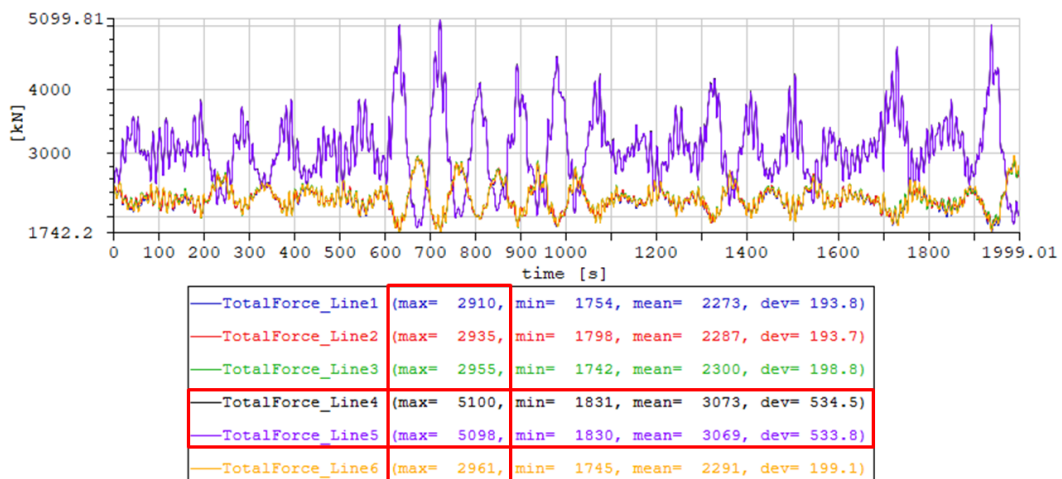


Figure 33: Fordeling av linekrefter ved 180°.

Ved miljøpåvirkning fra 180° er det forventet at de største bevegelsene oppstår i x-retning og minst bevegelser i y-retning. Dette er fordi miljøkreftene kommer inn fra 180° , som er langs x-aksen. Dette kan observeres i figur 34, og det kan observeres at bevegelsene i y-retning er tilnærmet lik null. Verdiene for x-aksen er negative på grunn av at den er motsatt rettet av miljøpåvirkningen, og har en maks forflyttelse på 5,23 m.

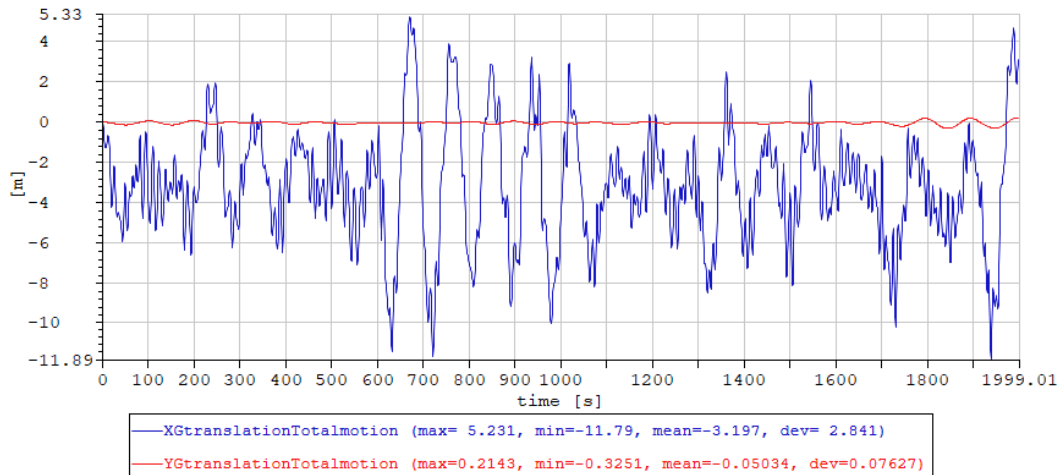


Figure 34: Forskyvning x- og y-retning ved 180° .

Figur 35 viser resulterende utsving i forhold til likevektsposisjonen i origo, når miljøkreftene angriper fra 180° . Det observeres at bevegelsen i y-retning ikke fordeler seg symmetrisk om x-aksen og gir konstruksjonen en ny likevektsposisjon rundt -3,20 m, der utstikkerene i grafen er et produkt av bølgenes sin innvirkning på konstruksjonen.

Intakt x- og y-forskyvning. 180°

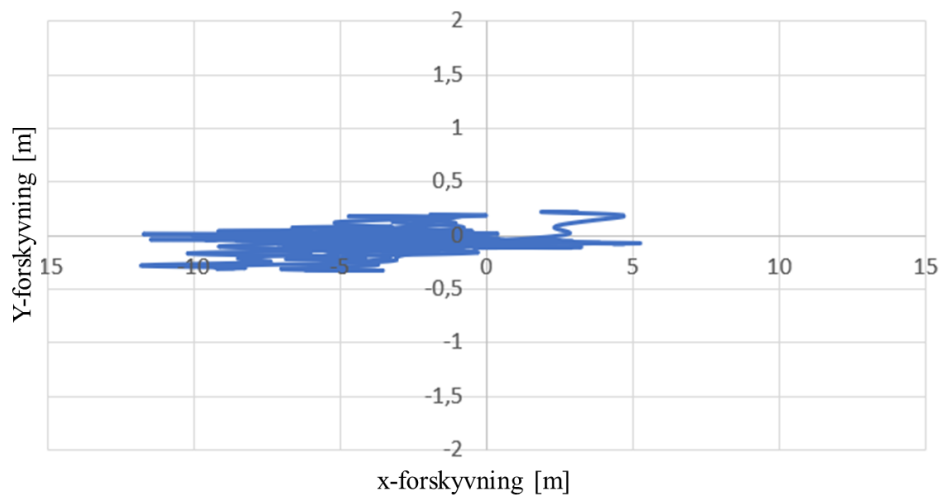


Figure 35: Resulterende utsving 180° .

Under vises det i figur 36 gjennomsnittet av alle maks verdiene til den mest anstrengte linjen i systemet, ved miljøpåkjenninger på 180°.

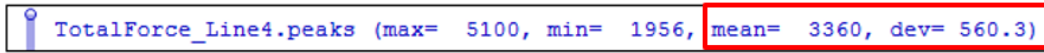


Figure 36: Maks linekrefter i line 4 ved 180°.

Kontroll iht. regelverk

Verdiene i tabell 7 er hentet fra figur 28a, figur 29 og figur 36. Disse verdiene brukes i designformelen (15) for å kontrollere om linjen tilfredsstillere kravene for intakt tilstand (ULS) i regelverket [8].

γ_{pret}	γ_{env}	μ	σ	S_C	T_{pret}
1,20	1,90	3360 kN	560,30 kN	7596 kN	2500 kN

Table 7: Tabell over spenningsverdier for designformelen 180°.

For å få verdiene for T_{MPM} og T_{C-env} benyttes formel (16) og formel (17):

$$T_{MPM} = 3107,87 \text{ kN}$$

$$T_{C-env} = 607,87 \text{ kN}$$

Under kontrolleres linjen opp mot designformelen (15) om den oppfyller kravet:

$$7696 - 2500 \cdot 1,20 - 607,87 \cdot 1,90 > 0$$

$$3541,06 > 0$$

Linjen oppfyller kravene for intakt tilstand.

Det må videre kontrolleres om midlere maksimum utsving i intakt tilstand er opprettholdt. Dette blir kontrollert ved å se på middelverdien av toppene på resultantbevegelsene i xy-retning, se figur 37:

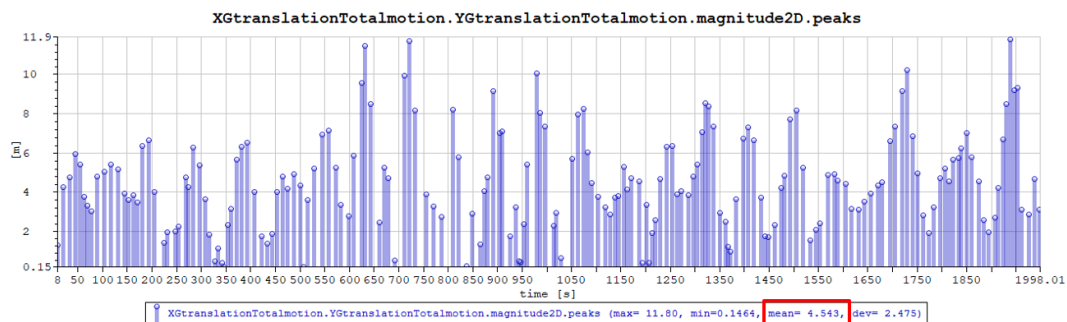


Figure 37: Resulterende utsving xy-retning ved 180°.

$$4,543 \text{ m} < 45 \text{ m}$$

Forflytningen er innenfor kravet.

Resultatene er innenfor de kravene som er satt i henhold til regelverket [8] når miljøkreftene kommer inn fra 180°.

Oppsummerende resultat ved intakt tilstand

Retning	Linekrefter [kN]	Gjennomsnitt maks linekrefter [kN]	
180°	Line 4	5100	3360
135°	Line 4	4462	3199
90°	Line 1	5190	3261
45°	Line 6	5303	3422
0°	Line 3	3535	2907

Table 8: Oversikt over linekrefter i systemet ved intakt tilstand.

γ_{pret}	γ_{env}	S_C	T_{pret}
1,20	1,90	7596 kN	2500 kN

Table 9: Konstante verdier for intakt tilstand.

I tabellen under viser det en oppsummering av de fem miljøpåvirkningene på den mest anstrengte linjen i systemet. Det observeres at linene ved alle miljøpåvirkningene oppfyller kravene for intakt tilstand (ULS).

Intakt tilstand						
Retning	μ [kN]	σ [kN]	T_{MPM} [kN]	T_{C-env} [kN]	Designformelen: $S_C - T_{pret} \cdot \gamma_{pret} - T_{C-env} \cdot \gamma_{env} > 0$	Status
180°	3360	560,30	3107,87	607,87	3541,06 > 0	✓
135°	3199	397,50	3020,13	520,13	3690,66 > 0	✓
90°	3161	553,70	3011,84	511,84	3723,51 > 0	✓
45°	3422	365,30	3167,62	667,62	3427,53 > 0	✓
0°	2907	230,00	2803,50	303,50	4119,35 > 0	✓

Table 10: Krav for designformelen ved intakt tilstand.

Kravet for tillatt midlere maksimum utsving er på 30 % av vanddyppet, som da tilsier en midlere maksimum utsving av konstruksjonen på 45 m. Under i tabell 17 oppsummeres den resulterende forflyttelsen til konstruksjonen med de ulike miljøpåvirkningene ved intakt tilstand, samt kontrolleres det om konstruksjonens forflyttelse er innenfor gitte krav.

Resulterende utsving i xy-retning		
Retning	Krav	Status
180°	4,543 m < 45 m	✓
135°	5,272 m < 45 m	✓
90°	5,072 m < 45 m	✓
45°	5,192 m < 45 m	✓
0°	4,381 m < 45 m	✓

Table 11: Oppsummert forflyttelse i alle retninger ved intakt tilstand.

Oppsummert er resultatene for konstruksjonen innenfor alle gitte krav for forankringsanalysen ved intakt tilstand. Den maksimale forflyttelsen er på 5,272 m når miljøkreftene treffer konstruksjonen ved 135°.

6.5 Resultat skadet tilstand

Det vil her bli presentert resultatene fra analysen ved linebrudd, der den mest belastede linen vil gå i brudd i henhold til DNVGL-OS-E301: ”*Position mooring*” [8]. Under i tabell 12 er verdiene for den mest belastede linen oppført for hver innfallsvinkel av miljøkreftene. Brudd er satt til å inntreffe 50 s etter analysestart. Det vil også bli sett nærmere på hvordan resterende liner vil absorbere kraften fra bruddlinen, og hvor mye konstruksjonen beveger seg ut fra likevektsposisjonen.

Innfallsvinkel	Utsatt line	Størst kraft [kN]	Utnyttelsesgrad i prosent
0°	Line 3	3535	46,5 %
45°	Line 6	5303	69,8 %
90°	Line 1	5190	68,3 %
135°	Line 4	4462	58,7 %
180°	Line 4	5100	67,1 %

Table 12: De største linekreftene for hver miljøpåvirkning.

Brudd ved 180°

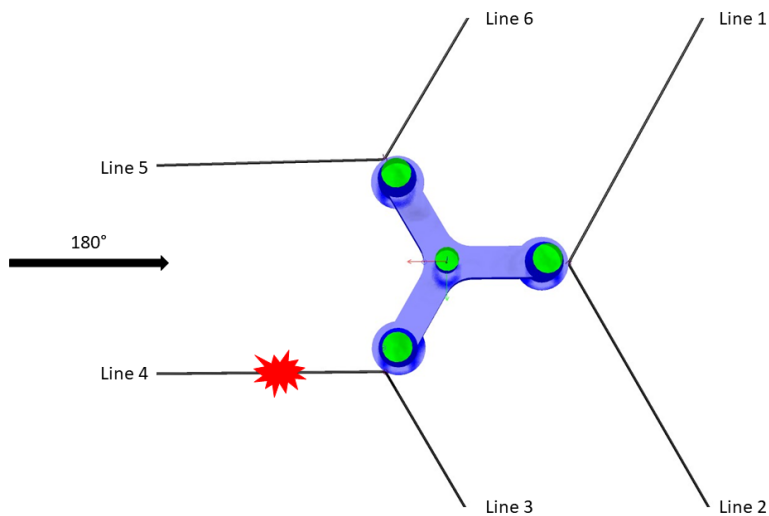


Figure 38: Brudd i line 4 for 180°

Når det går brudd i line 4 etter 50 s, vil line 5 bli utsatt for de største kreftene. Dette er ikke uventet da miljøkreftene angriper langs lineretningen.

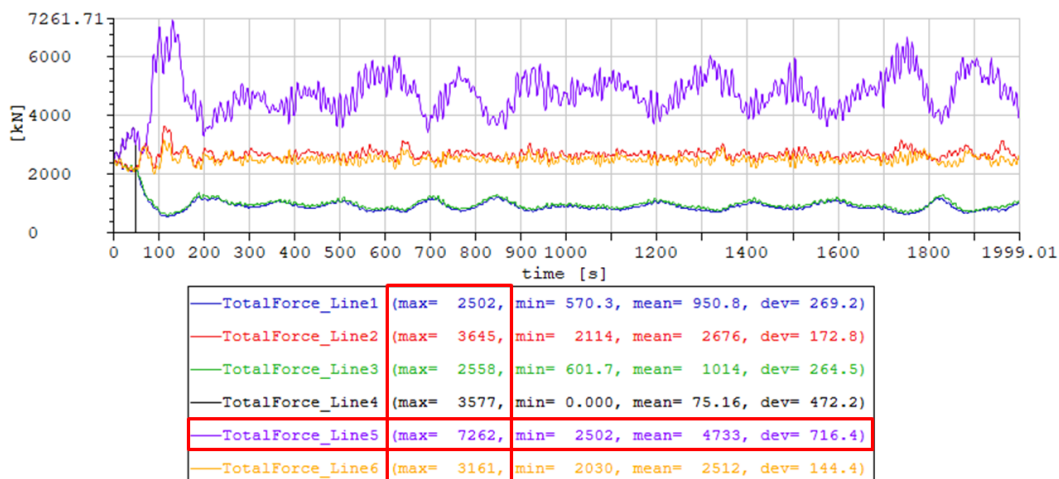


Figure 39: Fordeling av linekrefter ved brudd 180°.

Når det forekommer brudd i line 4 oppstår det store forflytninger i x-retning og tilnærmet lik ingen forflyttelse i y-retning. Dette kan observeres i figur 40, der forflyttelsen i y-retning ligger og stabiliserer seg på underkant av -1 m, og de største forflytningene i x-retning er på gjennomsnittlig -20 m.

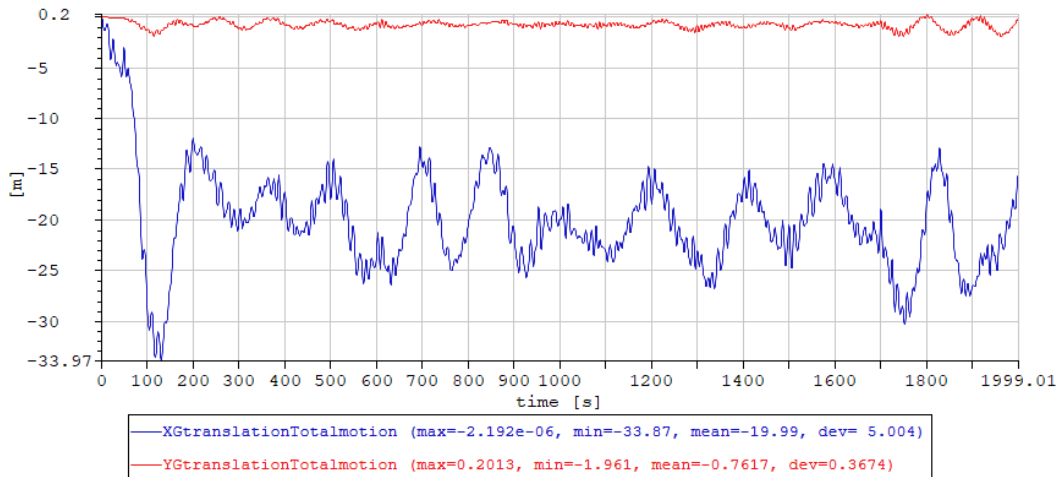


Figure 40: Forskyvning i x- og y-retning ved brudd 180°.

Ved å sammenligne forflytningen i intakt tilstand med skadet tilstand, er den gjennomsnittlige forflytningen i x-retningen seks ganger så stor i skadet tilstand. Samtidig er forflyttelsen i y-aksen 14 ganger mer i skadet enn i intakt tilstand. Dette kan skyldes en voldsom bevegelse i linene etter at line 4 ryker. I figur 41 observeres det at line 5 får en etterbevegelse og strammes opp med en kraft på 7262 kN, før konstruksjonen stabiliserer seg på rundt -20 m.

Skade x- og y-forskyvning. 180°

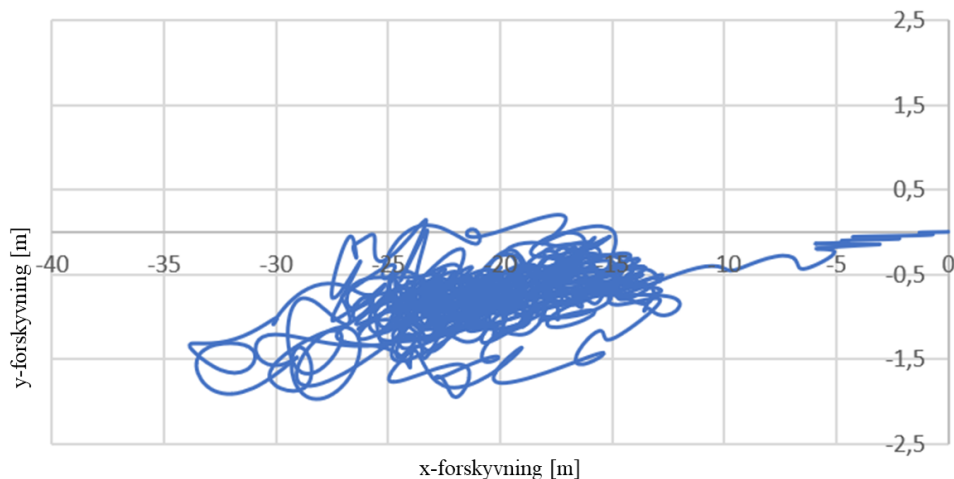


Figure 41: Resulterende utsving ved brudd 180°.

Figuren under er gjennomsnittet av alle maks verdiene til den mest anstrengte linjen i systemet ved miljøpåkjenninger på 180° .

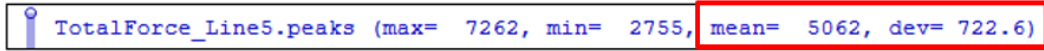


Figure 42: Maks linekrefter i line 5 ved brudd 180° .

Kontroll iht. regelverk

Verdiene i tabell 13 er hentet fra figur 28, figur 29 og figur 42. Disse verdiene brukes i designformelen (15) for å kontrollere om linjen tilfredsstillers kravene for skadet tilstand (ALS) i regelverket [8].

γ_{pret}	γ_{env}	μ	σ	S_C	T_{pret}
1,00	1,45	5062 kN	722,6 kN	7596 kN	2500 kN

Table 13: Tabell over spenningsverdier for designformelen ved brudd 180° .

For å få verdiene for T_{MPM} og T_{C-env} benyttes formel (16) og formel (17):

$$T_{MPM} = 4736,83 \text{ kN}$$

$$T_{C-env} = 2236,83 \text{ kN}$$

Under kontrolleres linjen opp mot designformelen (15) om den oppfyller kravet:

$$7696 - 2500 \cdot 1,00 - 2236,83 \cdot 1,45 > 0$$

$$1952,60 > 0$$

Linjen oppfyller kravene for skadet tilstand.

Det må videre kontrolleres om midlere maksimum utsving i skadet tilstand er opprettholdt. Dette blir kontrollert ved å se på middelverdien av toppene på resultantbevegelsene i xy-retning, se figur 43:

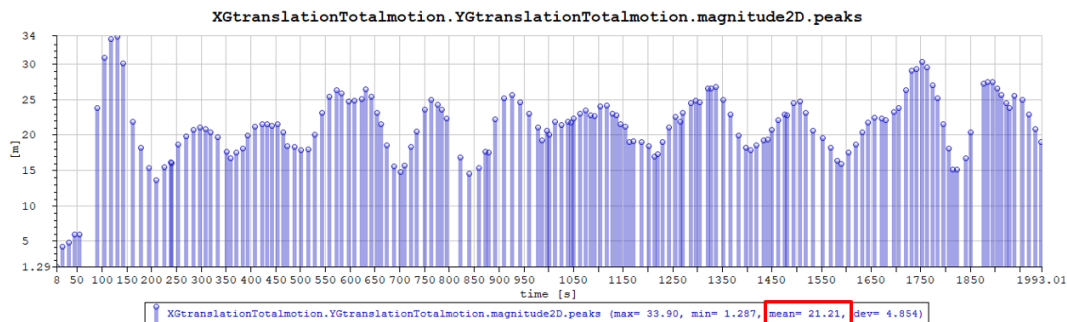


Figure 43: Resulterende utsving xy-retning ved brudd 180° .

$$21,21 \text{ m} < 45 \text{ m}$$

Forflytningen er innenfor kravet.

Resultatene er innenfor de kravene som er satt i henhold til regelverket [8] når miljøkreftene kommer inn fra 180° .

Oppsummerende resultat ved skadet tilstand

Retning	Linekrefter [kN]	Gjennomsnitt maks linekrefter [kN]
180°	Line 5 7262	5062
135°	Line 5 6825	4697
90°	Line 6 7168	4855
45°	Line 1 7451	5208
0°	Line 2 6179	4309

Table 14: Oversikt over linekrefter i systemet ved skadet tilstand.

γ_{pret}	γ_{env}	S_C	T_{pret}
1,00	1,45	7596 kN	2500 kN

Table 15: Konstante verdier for skadet tilstand.

I tabellen under viser det en oppsummering av de fem miljøpåvirkningene på den mest anstrengte linjen i systemet. Det observeres at linene ved alle fem miljøpåvirkningene oppfyller kravene for skadet tilstand (ALS).

Skadet tilstand						
Retning	μ [kN]	σ [kN]	T_{MPM} [kN]	T_{C-env} [kN]	Designformelen: $S_C - T_{pret} \cdot \gamma_{pret} - T_{C-env} \cdot \gamma_{env} > 0$	Status
180°	5062	722,60	4736,83	2236,83	1952,60 > 0	✓
135°	4697	562,60	4443,83	1943,83	2377,45 > 0	✓
90°	4855	652,60	4561,33	2061,33	2207,07 > 0	✓
45°	5208	722,30	4882,97	2382,97	1740,70 > 0	✓
0°	4309	496,70	4085,49	1585,49	2897,95 > 0	✓

Table 16: Krav for designformelen ved skadet tilstand.

Kravet for tillatt midlere maksimum utsving er den samme ved skadet tilstand som ved intakt tilstand. Tillatt midlere maksimum utsving av konstruksjonen skal ikke overstige 45 m. Under i tabell 17 oppsummeres den resulterende forflyttelsen til konstruksjonen med de ulike miljøpåvirkningene ved skadet tilstand, samt kontrolleres det om konstruksjonens forflyttelse er innenfor gitte krav.

Resulterende utsving i xy-retning		
Retning	Krav	Status
180°	21,21 m < 45 m	✓
135°	19,75 m < 45 m	✓
90°	20,13 m < 45 m	✓
45°	22,18 m < 45 m	✓
0°	17,38 m < 45 m	✓

Table 17: Oppsummert forflyttelse i alle retninger ved skadet tilstand.

Oppsummert er resultatene for konstruksjonen innenfor alle gitte krav for forankringsanalysen ved skadet tilstand.

7 Betongdimensjonering

Som en avsluttet del i konseptoppgaven vil det her bli utført en betongdimensjonering av det flytende fundamentet. For å kunne utføre dimensjoneringen er det lagt til grunn en del nøkkeldata fra tidligere analyser. Dette vil være løsninger som baserer seg på konstruksjonens bruksområde, forhold, hydrostatiske data og skadetilstander. Resultatene i dette kapittelet vil bli presentert i henhold til regler og retningslinjene gitt av Institutt for Byggfag.

7.1 Metode

Beregningene som er utført er gjort for hånd, med støtte i en rekke faglitteraturer og standarder. Det er vurdert å bruke beregningsprogrammer, men det ville i starten krevd en del tid for å lære programmet og tilegne seg nok kunnskap til å forstå resultatene. I tillegg er det enklere å forstå håndberegningene, da det er lettere å oppdage feil som oppstår underveis og korrigere dem. I et beregningsprogram kommer det direkte ut et svar eller en feilmelding, og det kan være problematisk å lokalisere hvor feilen har oppstått.

7.2 Eurokoder

Betegnelser	Tittel	Forkortelse
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC0
NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC2

Table 18: Liste over brukte eurokoder.

7.3 Krav fra bruker

Som nevnt tidligere i rapporten er det stilt en rekke strukturelle krav. Kravene kommer av at konstruksjonen skal plasseres i ett ekstremt værhardt område, med store variasjoner over tid.

7.4 Dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstid er hvor lenge en konstruksjon skal dimensjoneres for. Fundamentet i denne rapporten er dimensjonerende brukstidkategori satt til kategori 5, og 50 år er valgt for konstruksjonen [19] Tab 2.1

7.5 Pålitelighetsklasse

Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien kategori 3. Dette tilsvarer stor konsekvens.

7.6 Fundamentet inndelinger

Fundamentet består av tre føtter som hver inneholder 54 teoretiske skott. Som nevnt i kapittel 4.3 er skottenes kapasitet mye større da et fullverdig skott består av seks inndelinger.

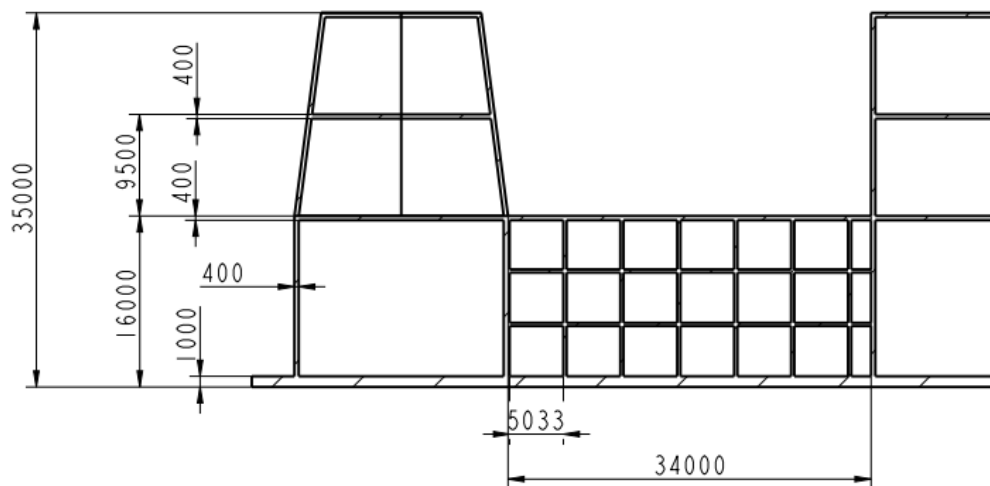


Figure 44: Langsgående snitt av fundamentet med dimensjoner.

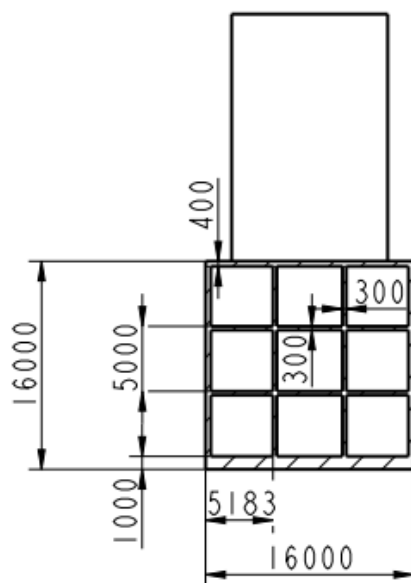


Figure 45: Tverrgående snitt av fundamentet.

7.7 Lastgrunnlag

I dette kapitlet identifiseres de permanente og variable lastene som virker på det flytende fundamentet. Disse lastene vil ha en innvirkning på konstruksjonens stabilitet og bæreevne. Det vil videre bli sett på egenlast, nyttelast, miljølast i form av vind-, snø-, is- og ulykkeslast. Tilhørende lastverdier, lastfaktorer og sikkerhetsfaktorer er beregnet ifølge NS og regelverk fra DNV-GL.

Egenlast

Egenlast er de permanente lastene konstruksjonen består av. ”Egenlasten er beregnet ut fra oppbyggingen av konstruksjonen og materialenes tyngdetetthet og dimensjoner”[20]. I denne oppgaven er det i egenlasten medberegnet vekten av selve turbinen med tilhørende innfestninger, diverse støttesystemer og permanente utstyr som batteripakker. Karakteristisk egenlast for normalarmert betong:

$$g_k = 25 \text{ kN/m}^3 \quad (19)$$

Nyttelast

Nyttelast omfatter variable laster som fundamentet skal dimensjoneres for. Siden fundamentet ikke utsettes for andre variable laster enn de som allerede er plassert, vil ikke dette bli tatt med i beregningene.

Snølast / Islast

Snø- og islast er naturlaster som kan påvirke konstruksjonen i vinterhalvåret. Drivende is i vanggrensen vil kunne kolliderer med fundamentet. Det er også mulig at det vil danne seg is på de vertikale delene av fundamentet, noe som kan medføre redusert stabilitet. I denne rapporten er det valgt å se vekk i fra snø- og isdannelse på konstruksjonen. Det skal likevel utføres en kollisjonstest som skaper et bilde av kapasiteten til betongveggene ved en kollisjon med drivende is.

Vindlast

Vindlast er en naturlast som vil virke på konstruksjonen. Siden mesteparten av konstruksjonen ligger under vann, vil vindkraften ha mer betydning for konstruksjonens stabilitet, enn for betongkonstruksjonen. Det er derfor valgt å se vekk i fra denne ved beregning av fundamentet.

Vanntrykk

Vanntrykk vil virke på alle deler av konstruksjonen som er neddykket i havet. Vanntrykket er avhengig av dypgang, som vil si at den varierer etter hvor på konstruksjonen den blir målt. På fire meters dyp, er den målt til 40,2 kN/m² og ved en dypgang på 20 m er den registret til å være 201,1 kN/m². Vanntrykk regnes på følgende måte:

$$P_V = \rho_s \cdot g \cdot z \quad (20)$$

Forankring

Fra den utførte forankringsanalysen er det valgt å betrakte kreftene fra de mest utsatte linene, for bestemmelsen av nødvendig innfestnings kapasitet.

Størst opptredende kraft:

- Intakt : Line 6 - 5303 kN
- Skadet : Line 1 - 7451 kN

Vannstrøm

Vannstrøm er en naturlast som virker på fundamenter og fartøy. Det er antatt at fundamentet vil bli påvirket av vannstrøm i noe grad. For å finne vannstrøm benyttes det som oftest 10-årsstrøm data for å identifisere styrken. I denne rapporten vurderes ikke effekten av vannstrøm ettersom det ikke finnes relevante data å oppdrive. Det kan også antas at vannstrømmens effekt er av sekundær betydning under ekstreme tilstander.

Bølgelast

Bølgelaster er en naturlast som virker på fundamentet. Fundamentet ligger i et værutsatt område med mye bølger. Bølge data for Nord-Atlanteren er benyttet som en tilnærming av forholdene i Karahavet for å dimensjonere fundamentet. Ved hjelp av bølgeformler er det mulig å beregne kreftene det dynamiske trykket påfører konstruksjonen. Som nevnt tidligere er det gjort forenklinger ved å se vekk ifra en rekke naturlaster (snø/is, vindlast og vannstrøm). For å ta hensyn til eventuelle effekter som utelates, er det besluttet å benytte en 1000 års sjøtilstand. Det antas å være til sikker side da en sammenligning med 100 års verdiene gir oss en margin på 17 %. Dette gjør også at det blir enklere å betrakte alle naturlastene som er opptredende.

Formel for bølgetrykk av en cosinus bølge [21]:

$$P_B = \rho_s \cdot g \cdot \xi_a \cdot e^{kz} \cdot \cos(kx - \omega t) = 80,1 \text{ kN/m}^2 \quad (21)$$

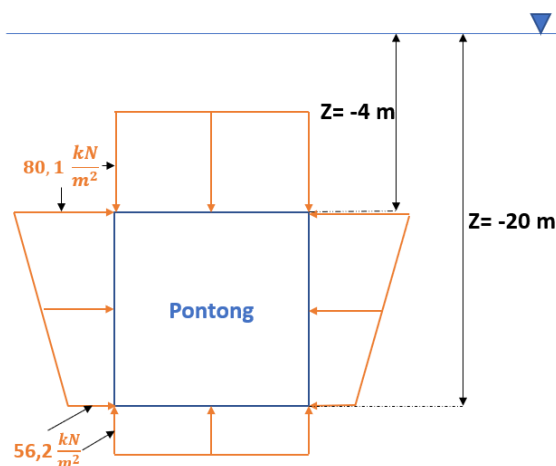


Figure 46: Krefter forårsaket av cosinus bølge.

Seismisk last

Norge antas å være et lavseismisk land og sannsynligheten for ett jordskjelv er dermed liten. Hvis konstruksjonen skal benyttes i høyrisiko områder for jordskjelv, vil det være nødvendig å betrakte hvilke innvirkning dette vil ha ved ankerene på havbunnen. Seismiske bevegelser kan forårsake tsunamier, der effekten av tsunamien er knyttet til vanddypet. På dype farvann vil tsunami-bølgetoppene vanligvis være så små at de ikke oppdages på konstruksjonen [22]. Konstruksjonen er heller ikke av samfunnskritisk art og kan enkelt erstattes. Det er derfor ikke nødvendig å utføre en jordskjelv- og tsunami-dimensjonering av konstruksjonen, da den ligger på dyptvann og effekten av de seismiske påkjenningene er liten.

Termisk last

Betongen utvider seg ved oppvarming og trekker seg sammen ved avkjøling. Termiske laster oppstår som følger av temperaturforskjeller i konstruksjonen. Mesteparten av konstruksjonen er avkjølt av sjøen og resterende søyler over vannlinjen eksponeres av varmen fra solen. Betong og armering er vurdert til å ha særdeles gode varmegjennomgangsegenskaper, da disse utvider seg likt ved temperaturendringer slik at armeringen ikke sprenger seg ut av betongen. Dermed tilfredstilles konstruksjonen de eventuelle termiske lastene.

Ulykkeslast

For å identifisere ulike scenario for ulykke, brukes NS-EN 1991-1-7. For flytende vindturbiner er det vurdert at den skal dimensjoneres for en kollisjon med et annet fartøy. Ifølge DNV-GL [22] skal konstruksjonen utsettes for en kollisjonslast på 5 MN når ikke annet er spesifisert, eller det ikke finnes tilstrekkelig informasjon om det imøtekommende skipet/konstruksjonen.

7.8 Dimensjonering av fundament

7.8.1 Bruddgrense, ULS

Grensetilstander har betydning for menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet, og skal klassifiseres som bruddgrensetilstander [19, s.24].

Når det kommer til bruksgrense, må en i denne analysen forholde seg til to regelverk. De to regelverkene som er benyttet er NS-EN og DNV-GL. Det vil være interessant å kontrollere disse mot hverandre for å se om det er noen ulikheter. Ut fra de to regelverkene var det lastkombinasjon (b) som var den mest ugunstige hos begge regelverkene. Det mest ugunstige lasttilfellet ble 6.10b, med en margin på 1,3 % fra DNV-GL, og blir dermed dimensjonerende for videre beregninger.

Nedenfor er det gitt noen eksempler på bruddgrensekombinasjoner for topplaten i tabell 19, oppgitt i kN/m².

Kombinasjoner	Bruddgrensefaktor	Last	Karakteristisk verdi	Bruddgrense
	1,20	Egenvekt	10,0	12,0
6.10b	1,50	Vanntrykk	40,0	60,0
	1,05	Bølge	80,1	84,1
		Total		156,1

Table 19: Lastkombinasjon for topplate.

7.8.2 Bruksgrense, SLS

Grensetilstander har betydning for konstruksjonens eller konstruksjonsdelenes funksjonsdyktighet ved normalbruk, menneskers komfort og konstruksjonens utseende [19, s.25].

Når konstruksjonen blir utsatt for krefter vil det oppstå deformasjoner i konstruksjonen. Disse deformasjonene må kontrolleres slik at de ikke er til skade for konstruksjonsdelene, eller for tilstøtende komponenter. Det finnes flere faktorer som spiller inn under beregningene av deformasjon. Konstruksjonen vil oppleve en umiddelbar deformasjon i det lasten påføres, i tillegg til deformasjon på grunn av uttørring av betongen (svinn). For dette fundamentet kan det sees vekk fra deformasjoner på grunn av svinn, ettersom konstruksjonen er armert i over- og underkant.

Riss er små sprekke-dannelser, mindre enn 0,4 mm som oppstår i betongen på grunn av lastene som er påført. Riss dannes når strekkspenningene i betongen overgår strekkfastheten til betongen [23, s.122]. Ettersom strekkfastheten til betong er lav, vil de fleste betongkonstruksjoner har opprissede tverrsnitt. Krav for riss blir bestemt av eksponeringsklasse, og hvor stor overdekningen er i forhold til minste overdekningskrav, etter punkt NA.7.3.1 i NS-EN 1992-1-1. Ettersom fundamentet ligger i vann, kan det være aktuelt å sette strengere krav og følge standard NS-EN 1992-3 for siloer og beholdere, da fundamentets skott skal inneholde væske. Det er likevel antatt at kravene i NS-EN 1992-1-1 holder for forhåndsdimensjoneringen i startfasen, men for en mer detaljert beregning bør dette vurderes.

7.8.3 Material

Armering

Den valgte armeringen for konstruksjonen er slakkarmering med kamstål klasse B500NC. Tallet 500 representerer den karakteristiske flytegrensen til armeringen. B500NC er standardarmering brukt i slakkarmerte konstruksjoner.

Betong

Siden alle konstruksjonsdelene i skroget består av betong, er det valgt betongkvalitet B45. Denne kvaliteten er valgt ut fra anbefalt kombinasjon med bestandighetsklassen for konstruksjonen. Kombinasjonen er basert på anbefalinger fra Norcem [24]. B45 er en tett betong som er gunstig å bruke i konstruksjoner som er utsatt for klorider. Fundamentet er plassert i saltvann, og det kreves derfor en tett betong for å unngå at saltvann trenger inn til armeringen og forårsaker korrosjon.

Eksponeringsklassen til konstruksjonen er hentet ut ifra tabell 4.1 og settes til XS3. Denne eksponeringsklassen velges da fundamentet er av typen marinkonstruksjon med tidevannsoner, skvalpesoner og sprutsoner. Fra tabell E.1N i NS-EN1992-1-1 er den minste forventede fasthetsklassen for konstruksjoner i eksponeringsklasse XS3 satt til B35 [19, s.209]. Med valgt fasthetsklasse på B45, er kravet overholdt. Når eksponeringsklassen XS3 er valgt, settes også kravet for bestandighet. Tabell NA.15 i NS-EN 206 angir den største bestandighetsklassen for konstruksjoner i XS3, som er M40 eller MF45 [25, s.110]. Dette innebærer at betongen må ha et v/c-tall mindre eller lik 0,4 [24]. Med v/c-tallet beskriver forholdet mellom vann og sement i betongresepten. Lavt v/c-tall angir høyere andel sement i resepten og gir en tettere betong. En tett betong gjør at inntrengingsperioden til armeringen blir lengre, som vil si at tiden det tar før armeringen begynner å korrodere blir lengre.

Betongens krav til frostbestandighet må også vurderes da konstruksjonen skal utsettes for minusgrader. Konstruksjonen skal plasseres i Karahavet, og forflyttes til norske farvann når operasjoner i Karahavet ikke vil kunne forsvares av operasjonelle årsaker i vinterhalvåret. Med grunnlag i dette vil det derfor være fare for frost i betongen. For å ta hensyn til dette blir bestandighetsklasse MF40 valgt. Dette valget medfører et krav til betongresepten. Den må da inneholde minst 4 % luft i fersk tilstand. For å oppnå 4 % luft i betongen, brukes det et luftinduserende stoff i betongblandingen. Det er verdt å merke seg at en verdi på 6 % ikke er ønskelig, da dette ikke gir en større frostmotstand, men en dårligere fasthet [26, s.20]. Det er også viktig å fremme at det er størrelsen og fordelingen på luftporene som avgjør frostbestandigheten til betongen [26, s.20].

7.8.4 Dyppgang

Dyppgangen til konstruksjonen gav grunnlaget for alle konstruksjonsdelene som befinner seg under vannlinjen. Dyppgangen er beregnet for hånd og kontrollert ved hjelp av simuleringsprogrammet HydroD. I HydroD er dyppgangen et resultat av egenvekten til konstruksjonen (33 000 tonn), ballasteringsvekten (16 000 tonn), batteripakken (450 tonn) og vindturbinen (2000 tonn) med på å avgjøre en gunstig operasjonsdyppgang. Dyppgangen beregnes dermed til 20 m.

7.9 Pontongkomponenter

7.9.1 Topplate pontong

Spesifikasjoner

Topplaten til pontongen er 16x34 m og er kontinuerlig over pontongen. Dekke har en tykkelse på 400 mm, og er kontinuerlig armert i over- og underkant i både bredde- og lengderetning. Dekketykkelsen er valgt med hensyn til krav for overdekning, mengde med lengdearmring og de maritime påkjennin- gene.

For at spennet på dekke ikke skal bli for stort, er dekke holdt oppe av fire langsgående og syv tver- rgående vegger. Dette gir topplaten en inndeling i felt, tre i bredden og seks i lengden. Hvert felt er like stor, 5,333 m i bredden (x-retning) og 5,33m i lengderetning (y-retning), med teoretisk opplager satt i endene. Spennet er i teorien litt kortere på grunn av tykkelsen til veggene, men det er konservativt å regne med teoretisk opplager plassert helt i enden av feltet. Hvert felt har langsgående opplager rundt hele randen av feltet i form av vegger som kjennetegnes som et toveisdekke. Et toveisdekke er et dekke som bærer vekt i begge retninger, og dermed får moment om to forskjellige akser. Dette medfører komplekse beregninger, men til gjengjeld blir kapasiteten til dekke større, ettersom kraften fordeles i to retninger. Forholdet mellom lengden av dekke i x- og y-retning bestemmer om det kan regnes som toveisdekke. Dersom forholdet er under 2,0 kan platen betraktes å være toveisdekke etter punkt 5.3.1(5) i NS-EN 1992-1-1. [19, s.56]. I dette tilfelle blir forholdet 1,0 og oppfyller kriteriene. Dermed kan topplaten beregnes som et toveisdekke.

Bruddgrense

Beregningene for bruddgrense er utført med lastkombinasjon 6.10b. Topplaten utsettes for krefter fra både egenvekt, vann og bølger. Den kombinerte egenvekt, vanntrykk og dynamisketrykk tilsvarer en jevnt fordelt last på 156,1 kN/m². Bøyemoment og skjærkrefter som ble dimensjonerende for topplaten finnes i tabell 20 under. I alle tilfeller ble M_{Ed} mindre en $M_{Rd,c}$ så det er ikke nødvendig med trykkarmring.

Feltmoment		
$M_{Ed,x}$	x-retning	78,2 kNm/m
$M_{Ed,y}$	y-retning	78,2 kNm/m
Støttemoment		
$M_{Ed,x,sttte}$	x-retning	228,8 kNm/m
$M_{Ed,y,sttte}$	y-retning	228,8 kNm/m
Skjærkrefter		
$V_{Ed,x}$	x-retning	371,6 kN
$V_{Ed,y}$	y-retning	371,6 kNm

Table 20: Krefter i topplate.

Armering

Armeringen som er valgt baserer seg på håndberegninger etter NS-EN 1992-1-1 [19] og den tyske håndboken *Beton-Kalender* [27]. Håndboken består av en rekke tabeller for utregning av moment og skjærkrefter på toveisdekke. Tabellene er delt opp etter innspenningen til dekke. I dette tilfelle er alle fire render fast innspent.

Minimums armeringen i henhold til EC2 for dekke bør i utgangspunktet multipliseres med en faktor på 2,0, ettersom konstruksjonens tetthet vektlegges for å sikre konstruksjonens vanntette integritet. Faktoren er ikke tatt til betraktning i denne rapporten, da dette må tas hensyn til ved en nærmere analyse av konstruksjonen.

Tabell 21 viser nødvendig armeringsareal pr. meter, diameter på kamstål med tilhørende senteravstand og valgt armeringsareal pr. meter dekkestripe.

Armeringsbeskrivelse	Nødvendig armering pr. meter	Diameter og senteravstand	Areal pr. meter
Langsgående armering OK	1679,4 mm^2	Ø20c150	2094,4 mm^2
Tverrgående armering OK	1786,0 mm^2	Ø20c150	2094,4 mm^2
Langsgående armering UK	619,5 mm^2	Ø20c150	2094,4 mm^2
Tverrgående armering UK	610,4 mm^2	Ø20c150	2094,4 mm^2

Table 21: Armering topplate.

Skjærstrekkapasitet

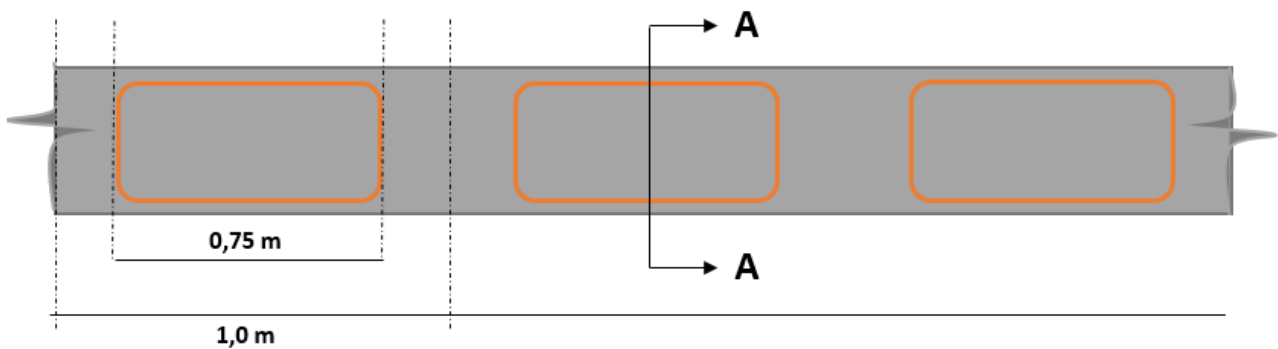
Armeringen i overkant av dekke bidrar til dekkets momentkapasitet, men spiller også en viktig rolle i dekkets skjærkapasitet. Under er dekkets skjærkapasitet funnet.

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b \cdot d = 179,3 \text{ kN} \quad (22)$$

Fra beregningene observeres det at skjærkapasiteten til dekke er mindre enn det opptrendene skjærkraft på 371,6 kN, fra tabell 20. Det viser seg dermed at dekke har behov for skjærarmering.

Skjærarmering

Ved å betrakte én meter av dekke som en bjelke, kan det benyttes utregninger for skjærarmering for bjelker. Det blir derfor nødvendig å legge inn skjærarmering på de områdene der skjærkraften er større en skjærkapasiteten til dekke. På figur 47, illustreres det et utsnitt av det 34 m lange dekke med nødvendig skjærbøyler som skal ta opp overskridelsene. Snitt A-A viser fordelingen av bøylerne over veggene med tilhørende antall, armeringsdiameter og senteravstand. Det observeres at det er over de tverrgående veggene det er behov for ekstra armering. Dette er ikke uventet da opplagerkreftene er størst her.



SNITT A-A

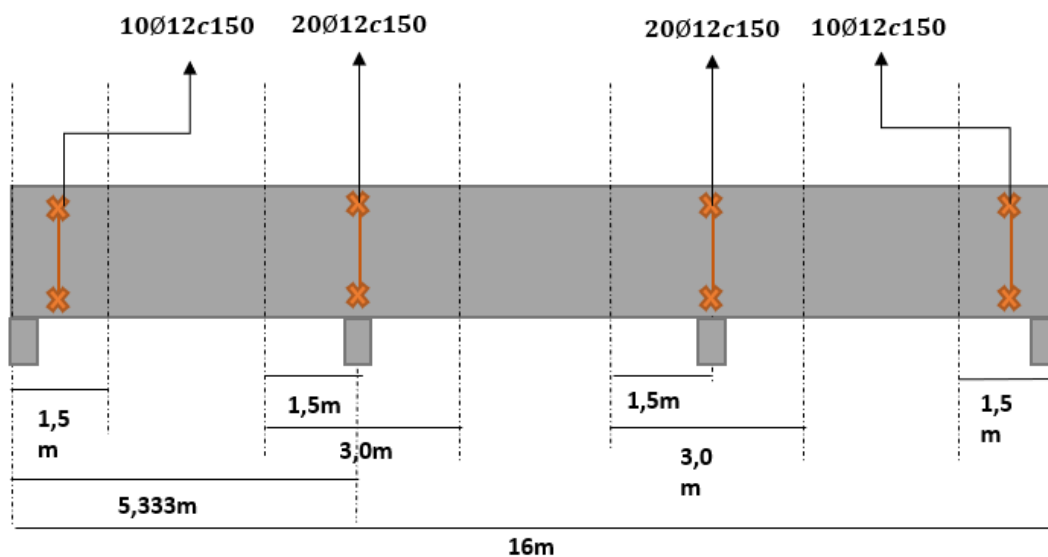


Figure 47: Nødvendig skjærarmering i topplate. Figur er ikke i målestokk.

Bruksgrense

Deformasjon

Beregningene for deformasjon er gjort etter formler fra tabellene i håndboken Beton-kalender [27]. Det er benyttet en E-modul på betongen på 10 000 Pa. Dette er ofte benyttet når det skal gjøres en overslagsberegning for nye konstruksjoner. Den endelige beregningen gav en vertikal deformasjon på 3 mm og nedbøyingen er derfor innefor kravet på 21,3 mm, etter 7.4.1(4) i NS 1992-1-1[19].

Rissvidde

Rissviddeberegningene er forenklet ved å utføre en forhåndskontroll av armeringspenningene. Ettersom dekket er et toveisdekke som har lengdearmering i to retninger, ble rissviddeberegningene gjennomført for begge retningene, samt for felt og over støtter der maksimal moment oppstår. Som en forenkling ble M_{sls} beregnet ved å benytte de karakteristiske lastverdiene. Elastisitetsmodulen til betongen er satt til 10 000 N/mm^2 . Rissviddeberegningene er hentet ut ved å interpolere verdier fra tabell 7.3N i NS 1992-1-1[19] og følgende rissvidder ble identifisert i de ulike områdene.

	Retning	Lovlig rissvidde w_{max}	Beregnet rissvidde w_k
Felt, underkant	x-retning	0,36 mm	0,2 mm
	y-retning	0,36 mm	0,2 mm
Støtte, overkant	x-retning	0,36 mm	0,33 mm
	y-retning	0,36 mm	0,37 mm

Table 22: Rissvidde topplate, pontong.

Fra tabellen 22 observeres det at beregnet rissvidde ved støtten er over lovlig rissvidde, men siden det regnes konservativt med 1000 års tilstand, er sannsynligheten lav for en slik rissdannelse, da overskridelsen er på 0,01 mm. I tillegg vil ikke en sjelden overskridelse av rissvidden, i et kort tidsrom skade konstruksjonen eller føre til at armeringen korroderer.

7.9.2 Bunnplate pontong

Spesifikasjoner

Bunnplaten har lik størrelse som topplaten med unntak av tykkelsen da denne er satt til 1000 mm. Bunnplaten har som funksjon å øke stabiliteten ved at størst mulig vekt blir plassert nederst.

Bruddgrense

På bunnplaten virker det kun to laster, i tillegg til egenvekten av bunnplaten. Begge lastene er jevnt fordelt og enkelt å regne på. Beregningene på bunnplaten er utført med lastkombinasjon 6.10b med en modifikasjon. Egenvekten i dette tilfelle er gunstig for konstruksjonsdelen. Det ble derfor satt inn en lastfaktor på 0,9 istedenfor 1,0 da dette er en konservativ tilnærming. Vanntrykkets høyde er satt lik dypgangen til konstruksjonen og tilhørende bølgekrefter. Netto last kom derfor på $322,8 \text{ kN/m}^2$. Dimensjonerende krefter er presentert i tabell 23.

Feltmoment		
$M_{Ed,x}$	x-retning	169,3 kNm/m
$M_{Ed,y}$	y-retning	169,3 kNm/m
Støttemoment		
$M_{Ed,x,sttte}$	x-retning	495,8 kNm/m
$M_{Ed,y,sttte}$	y-retning	495,8 kNm/m
Skjærkrefter		
$V_{Ed,x}$	x-retning	805,2 kN
$V_{Ed,y}$	y-retning	805,2 kN

Table 23: Krefter i bunnplate.

Armering

Armeringsareal i bunnplaten er beregnet etter samme metode som topplaten. Tykkelsen til bunnplaten gir stor momentkapasitet, som igjen medfører mindre armering i tverrsnittet. Platen må derfor kontrolleres for minimumsarmering i henhold til EC2. Minimumsarmeringen i bunnplaten viser seg å være større en den nødvendige armeringen som er beregnet. Valgt armeringsmengde baserer seg derfor på minimumsarmeringen og vises i tabell 24.

Armeringsbeskrivelse	Nødvendig armering pr. meter	Diameter og senteravstand	Areal pr. meter
Langsgående armering OK	$1837,7 \text{ mm}^2$	Ø20c150	$2094,4 \text{ mm}^2$
Tverrgående armering OK	$1798,2 \text{ mm}^2$	Ø20c150	$2094,4 \text{ mm}^2$
Langsgående armering UK	$1837,7 \text{ mm}^2$	Ø20c150	$2094,4 \text{ mm}^2$
Tverrgående armering UK	$1798,2 \text{ mm}^2$	Ø20c150	$2094,4 \text{ mm}^2$

Table 24: Armering bunnplate, pontong.

Skjærstrekkkapasitet

For skjærarmeringen brukes samme beregningsmetode som topplaten. Det er verdt å merke seg at det er armeringen i underkant som blir dimensjonerende for skjærkapasiteten, siden momentet skaper strekk i underkant. Beregningen gir følgende skjærkapasitet:

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b \cdot d = 294,6 \text{ kN} \quad (23)$$

Fra beregningene observeres det at skjærkapasiteten til bunnplaten er mindre enn den opptrendene skjærkraft på 768,5 kN, fra tabell 23. Det viser seg dermed at bunnplaten har behov for skjærarmering.

Skjærarmering

I figur 48 er bunnplaten på 16 m illustrert med nødvendig skjærarmering. Armeringen er regnet ut og plassert i områdene der platen går over tverrgående vegger. Det er her de største skjærspenningene oppstår.

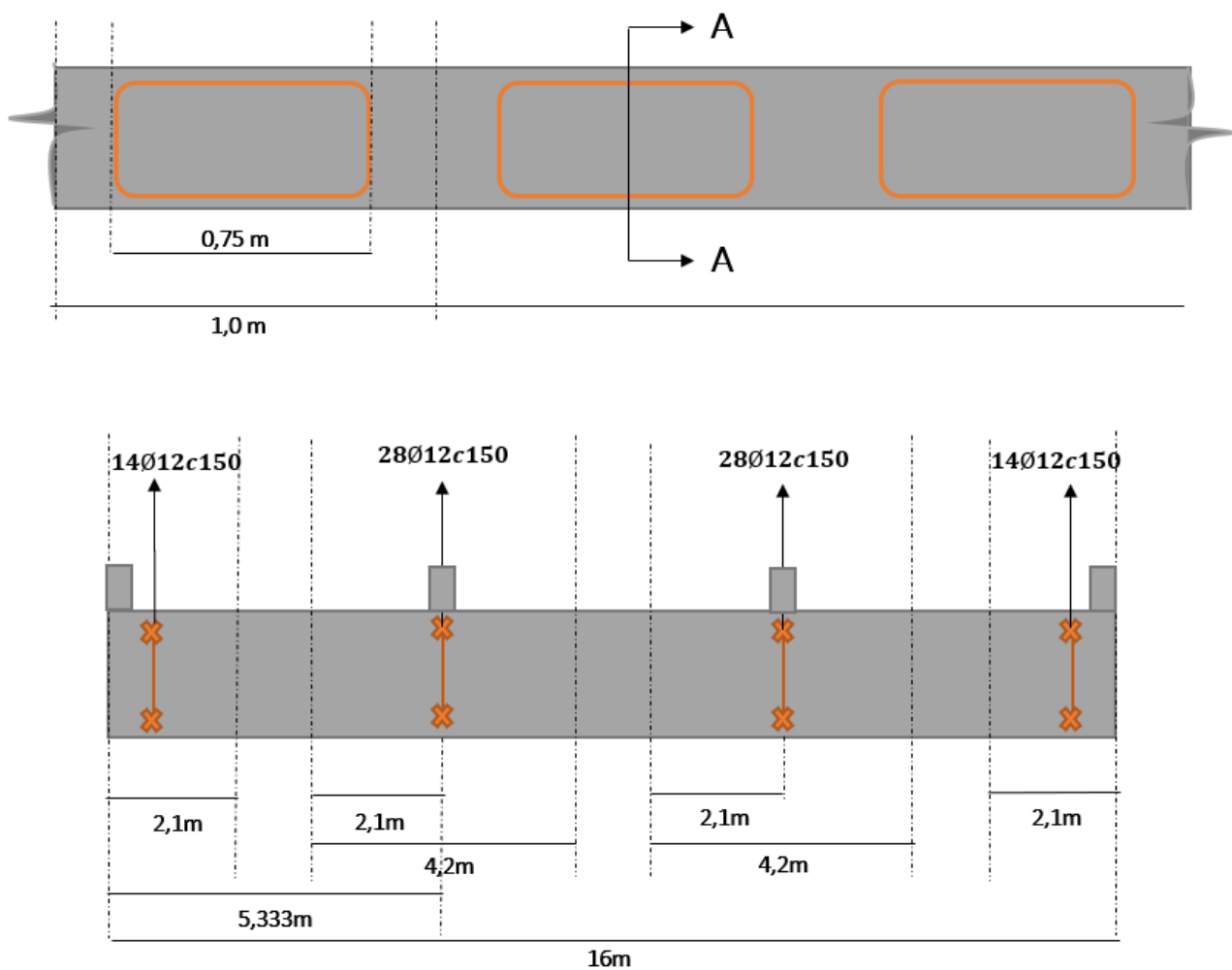


Figure 48: Nødvendig skjærarmering i bunnplate. Figur er ikke i målestokk.

Bruksgrense**Deformasjon**

Deformasjonen i bunnplaten ble regnet ut på samme måte som topplaten. Total vertikal deformasjon ble på 0,42 mm, som er under kravet på 21,3 mm.

Rissvidde

I likhet med topplaten til pontongen er eksponeringsklassen til bunnplaten XS3, og utregningene er utført med samme metode. Som vist under i tabell 25 har den ene støtten i overkant en overskridelse på 0,02 mm, men tilfredsstillende likevel kravet, da det er liten sannsynlighet for at et slikt riss oppstår. I tillegg vil en slik sjelden overskridelse ikke skade konstruksjonen eller føre til at armeringen i konstruksjonen korroderer.

	Retning	Lovlig rissvidde w_{max}	Beregnet rissvidde w_k
Felt, underkant	x-retning	0,36 mm	0,27 mm
	y-retning	0,36 mm	0,26 mm
Støtte, overkant	x-retning	0,36 mm	0,4 mm
	y-retning	0,36 mm	0,38 mm

Table 25: Rissvidde bunnplate, pontong.

7.9.3 Langvegg pontong

Spesifikasjoner

Langveggen til pontongen ble regnet ut med samme fremgangsmåte som topp og bunnplate, men med andre dimensjoner. På grunn av tverrveggene og de horisontale inndelingene, vil også langveggene bli delt opp i felt på lik linje som topp og bunnplatene. Feltet er 5 m høyt og 5,333 m bredt. I beregningene er lengste spennvidde $l_y=5,333$ m (y-retning) og korteste spennvidde er $l_x=5,0$ m (x-retning). Langveggene er 400 mm tykke. Langveggene må være like tykk som dekkene for å kunne regne som fullt innspente dekke.

Bruddgrense

I lastbildet til langveggen mot sjø er det tatt med dynamisk last fra bølge og vanntrykk. Siden maksimalt feltmoment for trekantlast og jevntfordelt last oppstår forskjellige steder, ble de summert opp ved hjelp av enkle momentdiagram. Dette kan utføres hvis forholdet mellom tallene og størrelsen på skissen er lik og presist illustrert. For å ta hensyn til eventuelle unøyaktigheter ble resultatet rundet opp til nærmeste hele tier for feltmomentene. Dimensjonerende krefter er presentert i tabell 26.

Feltmoment		
$M_{Ed,x}$	x-retning	130 kNm/m
$M_{Ed,y}$	y-retning	100 kNm/m
Støttemoment		
$M_{Ed,x,sttte}$	x-retning	374,3 kNm/m
$M_{Ed,x=5,sttte}$	x-retning	296,0 kNm/m
$M_{Ed,y,sttte}$	y-retning	316,9 kNm/m
skjærkrefter		
$V_{Ed,x}$	x-retning	644,7 kN
$V_{Ed,x=5}$	x-retning	540,7 kN
$V_{Ed,y}$	y-retning	446,4 kN

Table 26: Krefter i langvegg, pontong.

Knekking

Den langsgående veggen ble kontrollert for knekking ved å betrakte en meter veggstripe. Siden langveggen ikke er like lang som den er høy ble både bredden og lengderetningen kontrollert. Hensikten med denne beregningen er å sjekke om veggstripen ville være slank, og om det ville vært nødvendig å regne ut 2.ordens momenter. Som forventet var veggen under kravet, da knekk lengden til stripen var liten på grunn av innspenningsgraden til veggene.

Armering

Armeringen i langveggen til pontongen består i likhet med topp- og bunnplaten av lengdearmering i to retninger. I tabell 27 er nødvendig armering for langveggen presentert.

Armeringsbeskrivelse	Nødvendig armering pr. meter	Diameter og senteravstand	Areal pr. meter
Langsgående armering IK	953,3 mm^2	Ø20c200	1570 mm^2
Tverrgående armering IK	780,6 mm^2	Ø20c200	1570 mm^2
Langsgående armering YK	2834,2 mm^2	Ø20c100	3140,0 mm^2
Tverrgående armering YK	2554,4 mm^2	Ø20c100	3140,0 mm^2

Table 27: Armering langvegg pontong.

Skjærstrekkkapasitet

$$V_{Rd,c1} = \left[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b \cdot d = 179,3 \text{ kN} \quad (24)$$

Sammenlignet med maksimalt opptredende skjærkraft på 644,7 kN fra tabell 26, er den ikke innenfor kravet og det er behov for skjærarmering.

Skjærarmering

I figur 49 er et lite snitt av sideveggen til pontongen på 34 m illustrert med armeringsbøyer. Snitt A-A viser nødvendig skjærarmering som er regnet ut og plassert i områdene der platen går over de horisontale dekkene. Det er her de største skjærspenningene oppstår.

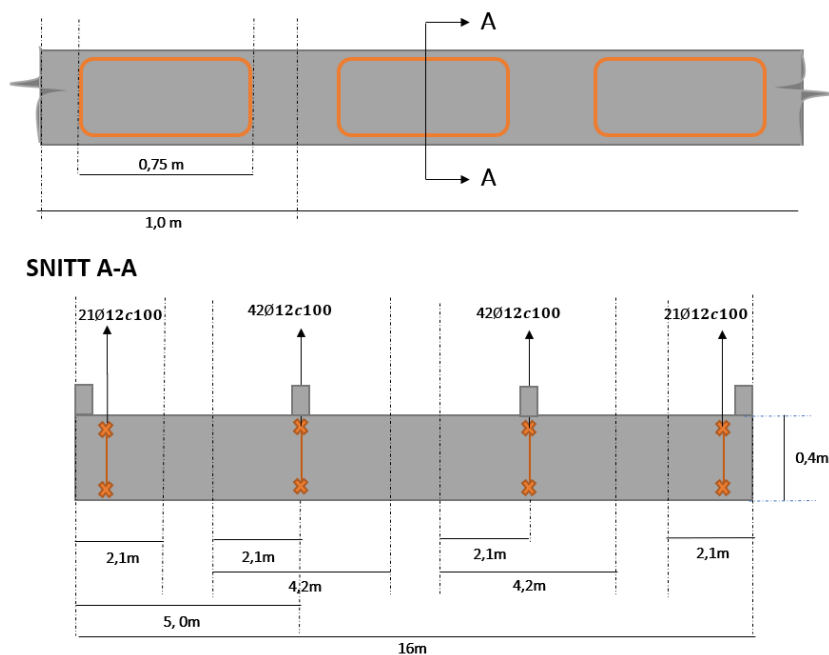


Figure 49: Nødvendig skjærarmering i langvegg. Figur er ikke i målestokk.

Bruksgrense**Deformasjon**

Kraften fra vann- og bølgetrykket vil medføre en bøyning innover av veggen. Ved beregning av deformasjon blir egenvekten av veggen sett vekk ifra da denne ikke bidrar til horisontal deformasjon. Estimert horisontal deformasjon av langveggen til betongveggen blir da 9,61 mm som er under kravet på 20 mm.

Rissvidde

Langveggen har samme eksponeringsklasse XS3 som tidligere komponenter, og utifra tabell 28 er de beregnede rissviddene innenfor kravet.

	Retning	Lovlig rissvidde w_{max}	Beregnet rissvidde w_k
Felt, underkant	x-retning	0,36 mm	0,31 mm
	y-retning	0,36 mm	0,24 mm
Støtte, overkant	x-retning	0,36 mm	0,36 mm
	y-retning	0,36 mm	0,29 mm

Table 28: Rissvidde sidevegg, pontong.

7.9.4 Innvendig vegg

Spesifikasjoner

Innerveggene i konstruksjonen brukes til å dele konstruksjonen inn i skott, da disse blir brukt til å ballastere konstruksjonen til ønsket dypgang. Innerveggene deler konstruksjonen opp i vanntette sektorer. Et skott har to yttervegger med tykkelse 300 mm og et dekke med tilsvarende tykkelse. Innerveggene dimensjoneres etter skadetilstand 3 i stabilitetsanalysen. Ved denne skaden ligger den øverste raden med skott ved en dypgang på 14 m og den nederste raden på 35 m. Den midterste raden og oppover er benyttet til oppdrift, og det er derfor valgt å dimensjonere dette området for vanntrykket som finnes i dette området. Dette er gjort for å sikre god kapasitet for konstruksjonen. Ulykkeslast dimensjoneres i henhold til skadetilstand 3 som nevnt tidligere. Når det benyttes ulykkestilstander brukes lastfaktorer og materialfaktorer for ulykke. I dette tilfellet betraktes veggene som fullt innspent i alle render siden alle veggene rundt er enten samme tykkelse eller tykkere. Det er ikke utført rissvidde kontroll for innvendig vegg da beregningene baserer seg på en ulykkesituasjon.

Krefter i innervegg

Under i tabell 29, er de opptredende kreftene i innerveggen regnet ut på samme måte som langveggen til pontongen. Veggene regnes som fullt innspent i alle render, da alle veggene rundt er enten samme tykkelse eller tykkere.

Feltmoment		
$M_{Ed,x}$	x-retning	90 kNm/m
$M_{Ed,y}$	y-retning	70 kNm/m
Støttemoment		
$M_{Ed,x,sttte}$	x-retning	241,1 kNm/m
$M_{Ed,x=5,sttte}$	x-retning	200,3 kNm/m
$M_{Ed,y,sttte}$	y-retning	206,4 kNm/m
Skjærkrefter		
$V_{Ed,x}$	x-retning	411,0 kN
$V_{Ed,x=5}$	x-retning	307,7 kN
$V_{Ed,y}$	y-retning	354,7 kN

Table 29: Krefter i innvendig vegg.

Armering innvendig vegg

Siden ulykkeslasten kan komme fra begge sider legges den største armeringsmengden i felt og støtte på begge sidene av tverrsnittet.

Armeringsbeskrivelse	Nødvendig armering pr. meter	Diameter og senteravstand	Areal pr. meter
Langsgående armering	2482,1 mm^2	Ø20c100	3140 mm^2
Tverrgående armering	2648,1 mm^2	Ø20c100	3140 mm^2

Table 30: Armering innvendig vegg.

Skjærkapasitet til innvendig vegg

For å sjekke om innvendige vegger har nok skjærkapasitet er det utført beregninger for å finne denne kapasiteten.

$$V_{Rd,c1} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d = 233,2 \text{ kN} \quad (25)$$

Det legges merke til at det er behov for skjærarmering i veggene, da opptrendene skjærkraft er på 411,0 kN.

Skjærarmering innervegg

Under er den nødvendige skjærarmeringen i dekke illustrert med tilhørende snitt av bøyler med antall bøyler, armeringdiameter og senteravstand.

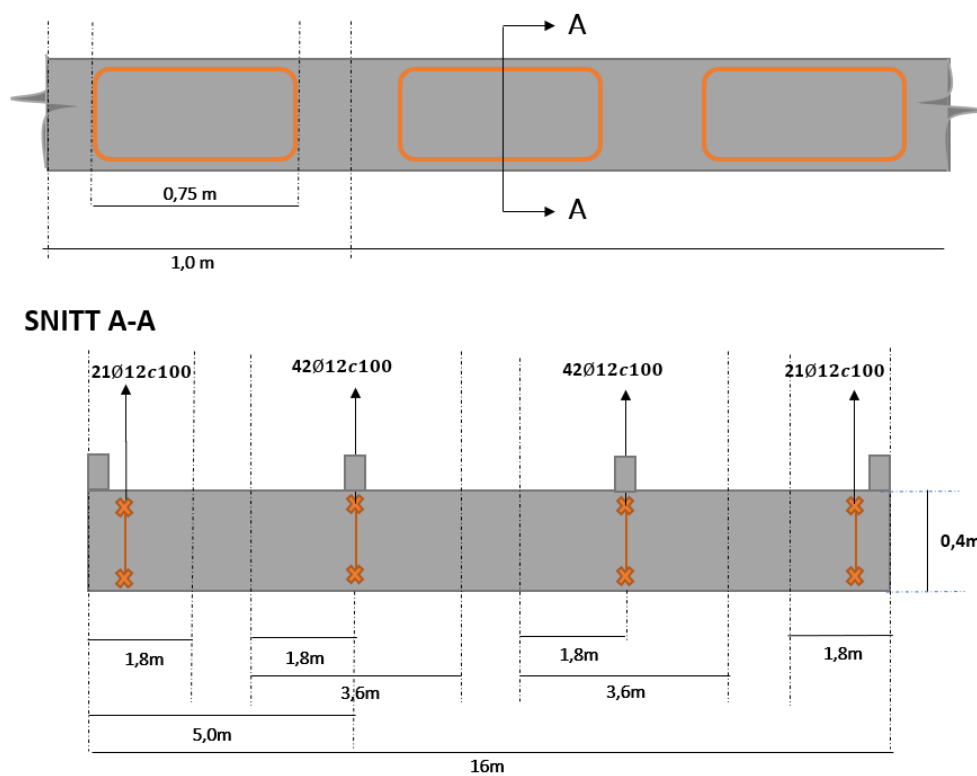


Figure 50: Nødvendig skjærarmering i innvendig vegg. Figur er ikke i målestokk.

7.9.5 Innvendig dekke

Spesifikasjoner

På lik linje som innerveggene har de innvendige dekkene samme funksjon som skottinndeler som innerveggene. Det er ikke utført rissvidde kontroll for innvendige dekke da beregningene baserer seg på en ulykkesituasjon.

Krefter i innvendig dekke

I tabellen under er de opptredende kreftene i innerdekkene regnet ut på samme måte som topp- og bunnplaten. Dekket regnes som fullt innspent i alle render da alle veggene rundt er enten samme tykkelse eller tykkere.

Feltmoment		
$M_{Ed,x}$	x-retning	103,7 kNm/m
$M_{Ed,y}$	y-retning	103,7 kNm/m
Støttemoment		
$M_{Ed,x,sttte}$	x-retning	303,6 kNm/m
$M_{Ed,y,sttte}$	y-retning	303,6 kNm/m
skjærkrefter		
$V_{Ed,x}$	x-retning	493,3 kN
$V_{Ed,y}$	y-retning	493,3 kN

Table 31: Krefter i innvendig dekke.

Armering innerdekke

Siden ulykkeslasten kan komme fra begge sider legges den største armeringen av felt og støtte på begge sidene av tverrsnittet.

Armeringsbeskrivelse	Nødvendig armering pr. meter	Diameter og senteravstand	Areal pr. meter
Langsgående armering OK	3626,0 mm^2	Ø20c80	3925 mm^2
Tverrgående armering UK	3310,7 mm^2	Ø20c80	3925 mm^2

Table 32: Armering innvendig dekke.

Skjærkapasitet til innvendig dekke

For å sjekke om det innvendige dekke har nok skjærkapasitet er det utført beregninger for å finne denne kapasiteten.

$$V_{Rd,c1} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d = 233,2 \text{ kN} \quad (26)$$

Det legges merke til at det er også behov for skjærarmering i dekkene, da opptrendene skjærkraft er på 493,3 kN.

Skjærarmering innvendig dekke

I figur 51 er skjærarmeringen illustrert i dekket med tilhørende plassering og senteravstand.

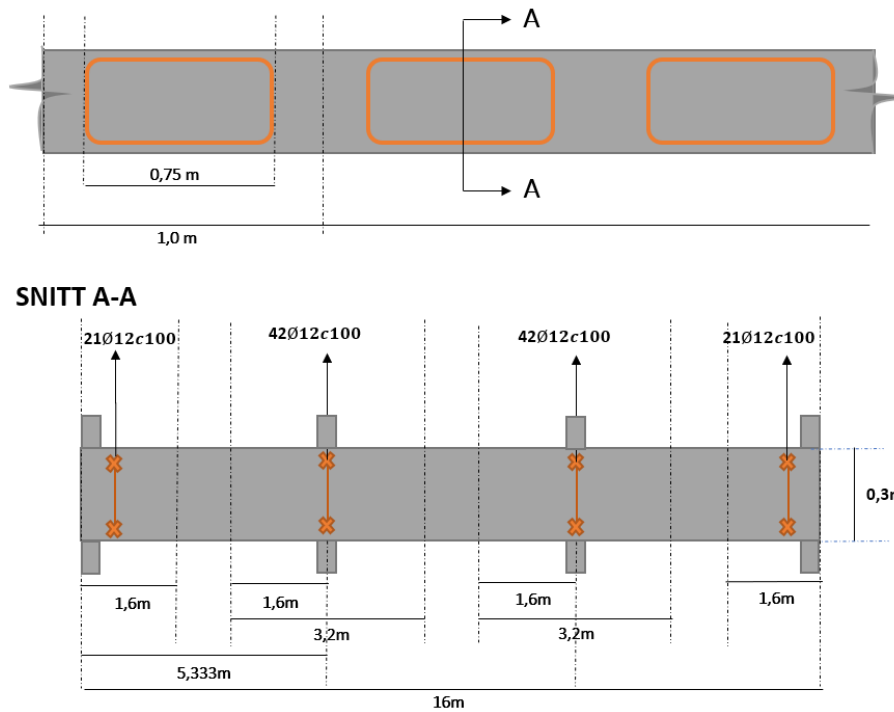


Figure 51: Nødvendig skjærarmering i innvendig dekke. Figur er ikke i målestokk.

7.10 Søylekomponenter

7.10.1 Yttersøyle $D = 20$ m

Spesifikasjoner

Yttersøylen har en tykkelse på 0,4 m og diameter på 20 m. Ved 16 m høyde går søylen over til et kjegleformet tårn med en toppdiameter på 15 m. På grunn av søylens varierende diameter er det i disse beregningene betraktet å se på søylen som en sylinder med konstant diameter på 20 m. Det er ikke nødvendig å utføre rissviddekontroll av søylen, da hele tverrsnittet er utsatt for trykk.

Bruddgrense

Beregningene utført på søylen er forenklet ved å benytte skadetilfelle 1 fra skadestabilitetsanalysen. Ved denne skaden ligger søylens øvre del ved vannlinjen og enden på 35 m vanddyb, som tilsvarer et vanntrykk på 351,9 kPa. Det dynamiske trykket i denne posisjonen er også beregnet ved dynamisk trykk ved overflaten. Det dynamiske trykket er forenklet ved å betrakte bølgelasten som en jevnt fordelt last. Dette er til konservativ side da bølgetrykket i utgangspunktet reduseres med dypgangen. Bølgetrykket blir da $87,5 \text{ kN/m}^2$. Det er valgt å se på hvilke spenninger som oppstår i tverrsnittet med tilhørende tykkelse for å motstå dette trykket. Sylindere skal også kontrolleres mot sirkulært brudd, der en punktlast på 5 MN skal illustrere en kollisjon med et annet fartøy.

Armering

Armeringen i søylen er basert på nødvendig armering i bunnplaten da vann og bølgetrykk er likt for søylen.

Trykkapasitet

Trykkapasiteten er betongens evne til å motstå trykk. Ved å identifisere spenningene i betongtverrsnittet kan opptredende spenning og nødvendig tykkelse på tverrsnittet identifiseres. Det er valgt at betongen ikke skal utsettes for et trykk større enn 20 MPa . B45 tåler større trykk enn dette, men det er valgt å kontrollere mot 20 MPa for å kunne ha reserve til eventuelle andre kraftpåkjenninger. Under er utregningene på opptredende spenning og nødvendig tykkelse for å motstå lastene.

$$\sigma = \frac{P_{Tot} \cdot d_{Innvendig,diameter}}{2 \cdot t} = 10,6 \text{ MPa} < \sigma_{Betong} = 20 \text{ MPa} \longrightarrow OK! \quad (27)$$

$$t_{Ndvendig} = \frac{P_{Tot} \cdot d_{Innvendig,diameter}}{2 \cdot \sigma_{Betong}} = 0,211 \text{ m} < t_{Valgt} = 0,400 \text{ m} \longrightarrow OK! \quad (28)$$

Betongen har god spenningskapasitet og nødvendig tykkelse er 0,211 m. Det ble valgt en tykkelse på 0,4 m, da vanntett betong behøver en minimumstykkelse på 0,3 m. Det er lagt på ekstra 0,10 m for å motstå eventuelle kollisjoner med andre fartøy, og for å sikre den vanntette integriteten til konstruksjonen.

Sirkulært brudd

Søylen skal utsettes for kollisjonen som er definert i kapittel 7.7. Under denne kollisjonen påføres søylen en punktlast på 5 MN og det vil være nødvendig å undersøke om søylen har nok kapasitet til å motvirke gjennomtrenging. Ved bruk av formler fra flytelinjeteorien [28] kan dette løses ved å benytte momentkapasiteten til tverrsnittet. Momentkapasiteten til søylen er beregnet til å være 270,5 kNm. Ved å bruke formelen under kan kraften som er nødvendig for å trenge gjennom betongsøylen beregnes.

$$P_p = 4\pi \cdot M_{Rd} = 3398,6 \text{ kN} \quad (29)$$

Kraften for å trenge gjennom et dekke på 400 mm er på 3398,6 kN. Siden en punktlast angriper på et lite areal vil dette grovt symbolisere kraften som trengs for å føre en nål gjennom 400 mm armert betong. Kravet som er nevnt tidligere på 5 MN, men det er likevel usannsynlig at et møtende fartøy har likt overflateareal som en nål. Det kan derfor konkluderes med at konstruksjonen klarer å motstå en kollisjon på 5 MN.

7.10.2 Sirkulærdekke $D = 15$ m for yttersøyle

Spesifikasjoner

I yttersøylene er det benyttet horisontale inndelinger for å dele søylene inn i vanntette skott. De horisontale inndelingen vil ikke bli dimensjonert i denne rapporten med hensyn til usikkerheten til hvilke komponenter som skal plasseres her. I tillegg viser skadestabilitetsanalysen at det også er behov for vertikale inndelinger, noe som vil gi dekkene større kapasitet. Det er derfor valgt å se på det øverste sirkulæredekket på yttersøylen som har diameter på 15 m og tykkelse på 0,4 m.

Bruddgrense

Bruddgrensen til dekket regnes med dekkets egenvekt. Den hydrodynamiske analysen tilsier at den relative bevegelsen mellom ett punkt på det sirkulære dekket og vannoverflaten ikke medfører at en bølge slår over dekket [9]. Men det er likevel tatt hensyn til en overskridelse på 1,5 m som slår over dekkeanten. Dette er gjort for å sikre kapasiteten til dekket og lasten settes til $33,8 \text{ kN/m}^2$. Det benyttes formler for sirkulære dekke til å beregne opptredende moment og skjærkrefter.

Feltmoment		
$M_{Ed,r}$	r=0 m	118,7 kNm/m
Støttemoment		
$M_{Ed,r}$	r=7,5 m	237,3 kNm/m
Skjærkrefter		
$V_{Ed,r}$	r=7,5 m	126,6 kN

Table 33: Krefter i sirkulæredekket. $D=15$ m.

Armering

Armeringen i den sirkulære platen består av håndberegninger gjort ved hjelp av håndboken *Tables for the analysis of plates, slabs and diaphragms based on the elastic theory* [29]. Boken tar for seg en rekke formler for sirkulære plater, utregning av momenter, skjærkrefter og deformasjon. Fremstilt i tabell 34 viser nødvendig armering i platen.

Armeringsbeskrivelse	Nødvendig armering pr. meter	Diameter og senteravstand	Areal pr. meter
Langsgående armering OK	1745,3 mm^2	Ø20c150	2094,4 mm^2
Tverrgående armering OK	1798,2 mm^2	Ø20c150	2094,4 mm^2
Langsgående armering UK	1837,7 mm^2	Ø20c150	2094,4 mm^2
Tverrgående armering UK	1798,2 mm^2	Ø20c150	2094,4 mm^2

Table 34: Armering sirkulærtdekke $D=15$ m.

Skjærstrekkkapasitet

Dekket er i likhet med alle andre komponenter beregnet etter punkt 6.2.2 i NS-EN 1992-1-1[19]. Beregningen viser at opptredende skjærkraft er mindre en skjærkapasiteten til tverrsnittet. Det er derfor ikke behov for skjærarmering i dekket.

$$V_{Rd,c1} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d = 179,4 \text{ kN} \quad (30)$$

7.10.3 Inner Søyle D = 12 m for vindturbin

Spesifikasjoner

Innersøylen betraktes likt som yttersøylen med samme tykkelse på 0,4 m, men med en ytterdiameter på 12,0 m. Søylen har en uniform utforming fra bunn til topp og er den delen av konstruksjonen som skal støtte oppunder turbin tårnet. Det er ikke nødvendig å utføre rissviddekontroll av søylen da hele tverrsnittet er utsatt for trykk.

Bruddgrense

Beregningene som er gjort er lik som på yttersøylene med samme situasjonsbilde. Det er likevel unaturlig at innersøylen vil utsettes for samme situasjoner da store deler av sylindere er inni pontongen. Men det er likevel til sikker side å betrakte den på samme måte.

Armering

Armeringen baserer seg på samme armeringsmengde som bunnplaten og yttersøylen.

Trykkapasitet

Ved å utføre de samme beregningen for yttersøylen som innersøylen gjelder de samme forutsetningene om at betongen ikke skal utsettes for en spenning på over 20 MPa. Siden konstruksjonen utsettes for to trykkpåkjenninger vil disse bli sett på hver for seg.

Trykket fra vindturbinen

Vindturbinens totale last vil fordele seg på det sirkulære tverrsnittet i søylen. Derfor må det kontrolleres at spenningen ikke overstiger tillatt betongspenning. Dette gjøres ved å benytte kraften fra vindturbinen og deretter dele på arealet til tverrsnittet. Slik vil spenningen for turbinen på sylindere regnes ut og er fremstilt i formelen under:

$$\sigma = \frac{m_{turbin} \cdot g \cdot 1,2}{A_{sylinder}} = 1,61 MPa \ll 20 MPa \rightarrow OK! \quad (31)$$

Trykket som påføres tverrsnittet er veldig lite og dermed vil det ikke være nødvendig å gjøre tiltak for tverrsnittet.

Vann- og bølgetrykk

På samme måte som på yttersøylen vil de samme utregningene bli utført bare med andre dimensjoner.

$$\sigma = \frac{P_{Tot} \cdot d_{Innvendig,diameter}}{2 \cdot t} = 6,2 MPa < \sigma_{Betong} = 20 MPa \rightarrow OK! \quad (32)$$

$$t_{Ndvendig} = \frac{P_{Tot} \cdot d_{Innvendig,diameter}}{2 \cdot \sigma_{Betong}} = 0,123 m < t_{Valgt} = 0,400 m \rightarrow OK! \quad (33)$$

Spenningene som oppstår i tverrsnittet, nødvendige tykkelsen og diameter til søylen tilfredsstillende påkjenningene den utsettes for.

Sirkulært brudd

Innersøylen skal på lik måte utsettes for kollisjonen som er definert i kapittel 7.7. Under kollisjonen påføres søylen den samme punktlast på 5 MN og det vil være nødvendig å undersøke om søylen har nok kapasitet til å motvirke gjennomtrenging. Momentkapasiteten til søylen er beregnet til å være 270,5 kNm. Ved å bruke formelen under kan kraften som er nødvendig for å trenge igjennom betongsøylen kartlegges.

$$P_p = 4\pi \cdot M_{Rd} = 3398,6 \text{ kN} \quad (34)$$

Kraften for å trenge gjennom den 400 mm veggen er på 3398,6 kN, noe som er likt yttersøylen. Dette er ikke uventet da de to tverrsnittene innehar like mye armering og det kan konkluderes med at den vil motstå kollisjonen.

7.10.4 Sirkulærdekke for vindturbin D = 12 m

Spesifikasjoner

I design fasen av fundamentet ble det besluttet å plassere tårnet til turbinen, med diameter på 10 m oppå et betongdekke som har en diameter på 12 m. Dette ville danne en 1 m passasje rundt hele tårnet. Under dimensjoneringen av dekke viser det seg at turbinens vekt danner for store krefter som dekke ikke vil kunne klare å motstå. Det ble derfor besluttet å snevre inn den innerste sylindren. Dette ble gjort for at tårnets last skulle kunne gå gjennom senterlinjen til søylens sirkulære tverrsnitt, slik at betongens trykkapasitet blir utnyttet. Lastgrunnlaget til dekket blir derfor betongens egenvekt.

Bruddgrense

I tabell 35 er de opptredende kreftene i dekket.

Feltmoment		
$M_{Ed,r}$	r=0 m	27 kNm/m
Støttemoment		
$M_{Ed,r}$	r=6 m	54 kNm/m
Skjærkrefter		
$V_{Ed,r}$	r=6 m	36 kN

Table 35: Krefter i sirkulærplate D=12m.

Armering

I beregningen av armering i det sirkulære dekke er det minimumsarmeringen som blir veiledenden, da dimensjonene er store og kreftene som dekke blir utsatt for er små.

Armeringsbeskrivelse	Nødvendig armering pr. meter	Diameter og senteravstand	Areal pr. meter
Langsgående armering OK	652,1 mm^2	Ø20c250	1256 mm^2
Tverrgående armering OK	612,6 mm^2	Ø20c250	1256 mm^2
Langsgående armering UK	652,1 mm^2	Ø20c250	1256 mm^2
Tverrgående armering UK	612,6 mm^2	Ø20c250	1256 mm^2

Table 36: Armering sirkulærtdekke D=12m.

Skjærstrekkapasitet

Det observeres at skjærkapasiteten til dekke er større enn den opptredene, det er derfor ikke behov for skjærarmering.

$$V_{Rd,c1} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d = 153,9 \text{ kN} \quad (35)$$

7.10.5 Hiv-Plate

Spesifikasjoner

Hivplatens funksjon er å minimere de vertikale bevegelsene av fundamentet. Platen er en forlengelse av bunnplaten og bygger 4 m utenfor ytterste sylinder med en tykkelse på 1 m. Hivplaten er betraktet som fast innspent i hovedsøylen.

Bruddgrense

Beregningene av lastbildet til hivplaten er forenklet. Siden hivplaten blir utsatt for trykk på begge sider, er det først når konstruksjonen er i bevegelse at lastene finner sted. Fra analyser gjort av gruppe M34, viser det seg at konstruksjonen beveger seg 10 m i vertikal retning [9]. Dette betyr at vannet over hivplaten settes i bevegelse og danner lastbildet. Det er valgt å bruke kraften av 10 m vanntrykk og egenvekten av platen for å finne de opptredende kreftene i hivplaten.

Støttemoment		
$M_{Ed,r}$		1200 kNm/m
Skjærkrefter		
V_{Ed}		600 kN

Table 37: Krefter i bunnplate.

Armering

Siden kreftene gir vekselvis strekk i over- og underkant i hivplaten når konstruksjonen beveger seg opp og ned i sjøen, er det benyttet samme armering på begge sider.

Armeringsbeskrivelse	Nødvendig armering pr. meter	Diameter og senteravstand	Areal pr. meter
Langsgående armering OK	3122,4 mm ²	Ø20c90	3488,0 mm ²
Tverrgående armering OK	3191,0 mm ²	Ø20c90	3488,0 mm ²
Langsgående armering UK	3122,4 mm ²	Ø20c90	3488,0 mm ²
Tverrgående armering UK	3191,0 mm ²	Ø20c90	3488,0 mm ²

Table 38: Armering Bunnplate.

Skjærstrekkkapasitet

Det er benyttet samme beregning på topp-, bunn- og sideplate. Siden momentet gir vekselvis strekk i over- og underkant benyttes armeringen i overkant, da den er lik på begge sider.

$$V_{Rd,c1} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b \cdot d = 385,2 \text{ kN} \quad (36)$$

Sammenlignet med maksimalt opptredende skjærkraft på 600 kN er den ikke innenfor kravet og må derfor skjærarmeres.

Skjærarmering

Beregningene for skjærarmering er gjort på lik måte som på de andre platene. Under er bøyler plassert der skjærkraften overskrider kapasiteten til dekke.

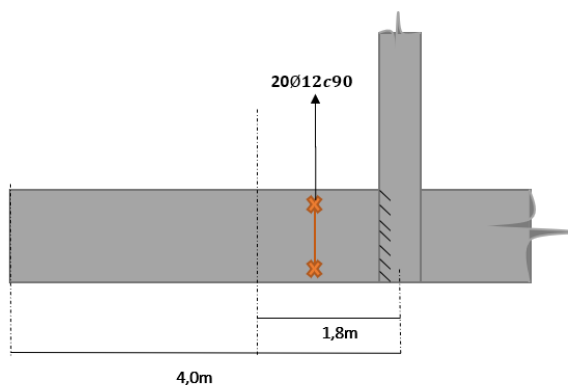


Figure 52: Nødvendig skjærarmering i hivplate. Figur er ikke i målestokk.

7.11 Innfestning

Det er behov for ekstra armering ved forankringsinnfestninger, da lastene vil danne store lokale krefter i fundamentet.

Forankring

Kreftene fra forankringen er hentet fra forankringsanalysen der den mest utsatte linjen, for de fem tilfellene blir dimensjonerende. Under beregningene ble det vurdert at det er mer hensiktsmessig at konstruksjonens innfestningspunkt er sterkere en forankringslinjen, det benyttes derfor bruddstyrken til den valgte linjen. Fra beregningene er det vurdert armering på 120 Ø20 armeringsjern for hver av innfestningene. Armeringen legges inn som bøyler i to lag med overdekning på 60mm fra bunn og topp, og deretter med en senteravstand på 55 mm. Bøyler legges inn med forankringslengde på 1,5 m.

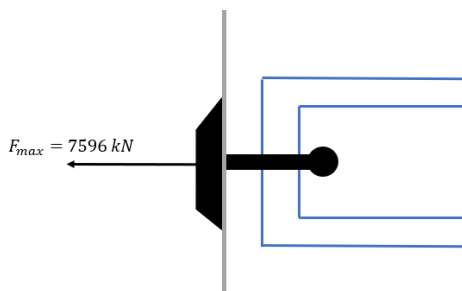


Figure 53: Skisse av forankringsarmering. Tverrsnitt av innfestningsområde. Skisse er ikke i målestokk.

7.12 Globaltbrudd

På grunn av konstruksjonens størrelse må det også kontrolleres for globalt brudd. Med globalt brudd menes det at det globale lastbildet fører til brudd. Det var valgt å benytte verdier fra styrkeanalysen som ble utført i HydroD. Her måles maksimale verdier for skjær- og momentkrefter langs hele konstruksjonen. Disse verdiene er med på å avgjøre om konstruksjonen har nok kapasitet til å motstå lastbilde den er utsatt for. Det blir derfor nødvendig å kontrollere de langsgående veggene i pontongen, da disse har størst lastbredde og derav utsatt for størst krefter. Det er valgt å betrakte hele pontongen som en bjelke da den består av tre like profiler. Lastbredden til en bjelke settes til 5,333 m. Armeringen som er brukt er hentet fra tidligere beregninger av toppplate i tabell 21 og bunnplate i tabell 24. Det er utført beregninger på trykkapasiteten til betongen i steget og strekkapasiteten til armeringen i flensen (dekkene).

Lastbilde

I figur 54 er kraftbilde illustrert. Det er valgt å betrakte en "fot" av konstruksjonen da verdier fra 0 til 40 m gir bidraget til to "føtter". Videre betraktes bare lastbilde av selve pontongen som strekker seg fra -6 m til -40 m. De største kreftene som observeres er $V_{Ed} = 10\ 000\ \text{kN}$ og $M_{Ed} = 350\ 000\ \text{kNm}$. Disse vil bli dimensjonerende for å identifisere skjær- og momentkapasiteten.

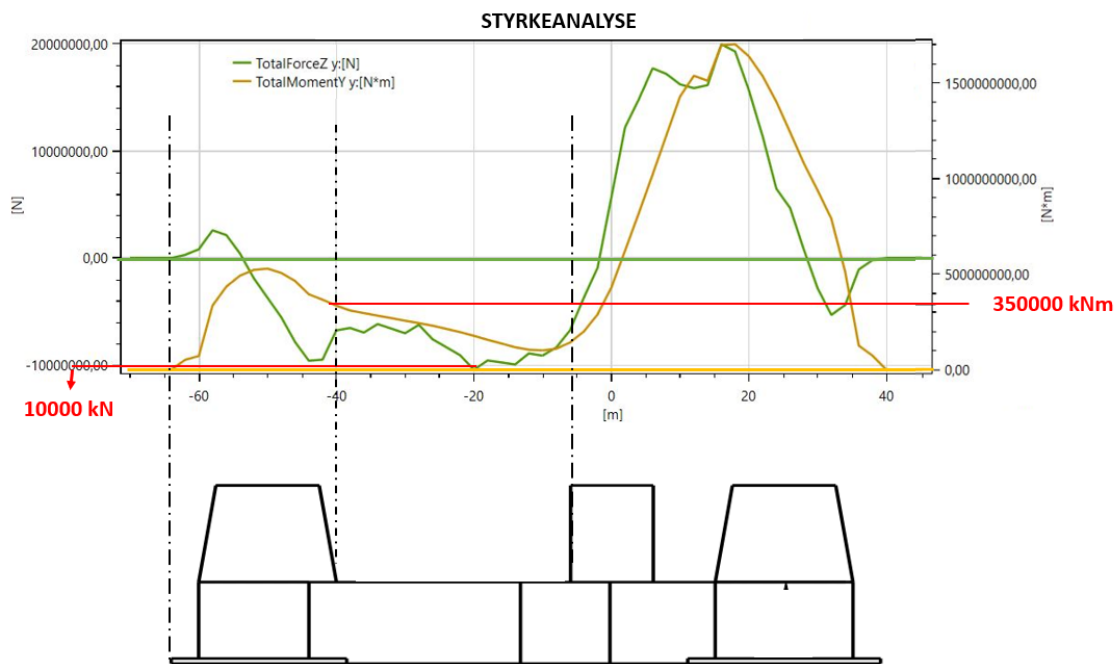


Figure 54: Skjær- og momentkrefter langs hele konstruksjonen.

Momentkapasitet

Ved utregningen av global kapasitet er det ønskelig å utnytte konstruksjonen i størst mulig grad, og betrakte pontongen som tre store I-bjelker, der dekke betraktes som flens og veggene som steg. Ved å benytte armeringen i flensbredden kan det beregnes momentkapasitet for strekksonene. Det er også beregnet momentkapasitet i trykksonen for den teoretiske bjelken.

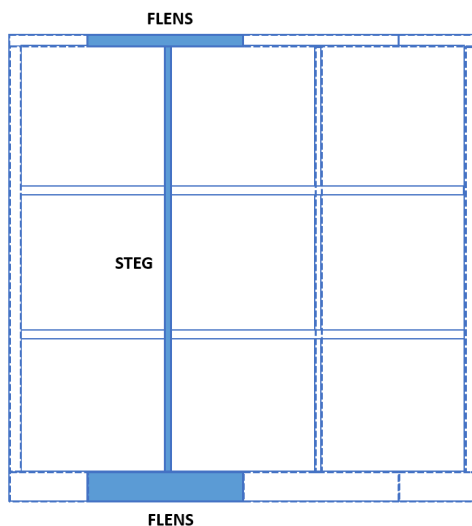


Figure 55: Teoretisk global bjelke i pontongen vertikale tverrsnitt. Figur er ikke i målestokk.

Utnyttelse av flensen:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd.s.f}} = 0,563 \quad (37)$$

Utnyttelse av steget:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd.c}} = 0,248 \quad (38)$$

Det observeres at utnyttelsen er lav og at dekke har mer kapasitet. I tillegg er det mer kapasitet å hente hvis armeringen i trykkflensen kan benyttes.

Skjærkapasitet

Det er også gjort beregninger for skjærstrekk i globalt brudd der skjærkapasitetene til steget er kontrollert. Beregningene er gjort i henhold til NS-EN 1992-1-1 (6.2.2)[19].

Utnyttelsen av skjærkraft:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.c}} = 1,900 \quad (39)$$

Utnyttelsen av skjærkapasiteten til betongen i globalt brudd har en overskridelse på 90,0 %, men må ses i sammenheng med utnyttelsen av skjærkapasiteten til armeringen i steget. Ved å betrakte kapasiteten til tilgjengelig armeringen på trykksiden for seg selv vil kapasiteten til armeringen være med på å ta imot overskridelsen, og øke kapasiteten til tverrsnittet.

Ved å utføre overslagsberegning av armeringen i veggen og betrakte ett tverrsnitt av en $\varnothing 12c100$ bøyle får tverrsnittet følgende skjærkapasitet:

$$V_{Rd} = \frac{A_{sw}}{c/c} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = 7078,3 \text{ kN} \quad (40)$$

Det observeres at ett tverrsnitt av en $\varnothing 12c100$ bøyle har god kapasitet.

Riss

For å vurdere sikkerheten i konstruksjonen er det utført en riss kontroll av det globale bildet. Riss er utført i henhold til NS-EN 1992-1-1[19] og det er brukt samme forenklede metode. K_c regnes ut og brukes til å finne tillatt spenning i armeringsjernene i tabell 7.2N og 7.3N. Deretter kontrolleres spenningen i armeringsjernene slik at den ikke overgår kravet. Riss kontrolleres ved å bruke de karakteristiske lastene etter eksponeringsklasse XS3 i NA.7.1N. Armeringsareal er hentet fra tidligere beregninger av bunnplaten.

Spenning i jernene på strekksiden:

$$\sigma_s = f_{yd} \cdot \frac{1}{1,2} \cdot \frac{A_{s.nod}}{A_{s.brugt}} = 228,2 \text{ MPa} \quad (41)$$

Kravet i 7.2N er 210 MPa, så den må kontrolleres videre med tabell 7.3N som gir 280 MPa. Konstruksjonen er ikke utsatt for riss da kravet fra 7.3N er overholdt.

8 Diskusjon

I all hovedsak baserer denne rapporten seg på utvikling av et nytt konsept for et flytende fundament i betong med kapasitet til å støtte en vindturbin i størrelsesorden 15 MW ved bruken av numerisk metode. Samtidig måtte fundamentet kunne tilfredsstillende en viss grad av mobilitet og håndtere krevende omgivelser. Videre er konstruksjonens hydrostatiske egenskaper, forankringsanalyse og en forhåndsdimensjonering av betong utført.

I den hydrostatiske analysen ble ulike dypganger betraktet for å finne en optimal operasjonsdypgang. Under testingen kom det frem at konstruksjonen fikk redusert stabilitet desto dypere konstruksjonen lå. Årsaken til dette er at oppdriftssenteret kommer lengre under vannoverflaten og danner redusert stabilitet, da det er ønskelig at oppdriften ligger nært vannoverflaten. Den valgte dypgangen på 20 m er basert på gunstig stabilitet og at pontongens topplate ved 4 m dypgang ligger utenfor skadeområdet, som er lokalisert 3 m under eller 5 m over vannlinje. Dersom en kollisjon skulle medføre tap av konstruksjonens ene fot, vil fundamentet erfare manglende stabilitet og resultere i kantring.

I henhold til NS tilfredsstiller stabiliteten for intakt og skade fra stabilitetsanalysen. Det ble likevel observert i skadet tilstand at konstruksjonen ikke hadde tilstrekkelig oppdrift ved skadetilfelle 1, der det ene skottet i søylen under turbinen ble fylt. Dette er ikke uventet da størrelsen på skottene er store, og det drivende momentet fra turbinen fører konstruksjonen i samme retning. Det er verdt å merke seg at stabilitetsanalysen baserer seg på konstruksjoner som har permanent personell, noe som medfører strengere krav. Konstruksjonen har derimot ingen permanent personell, men det er likevel til sikker side, da komponentene på konstruksjonen må kontrolleres med jevne mellomrom.

Forankringsanalysen er innenfor de gitte kravene for forflyttelse, og har forholdsvis liten forflyttelse, i henhold til tillatt maksimal forflyttelse. Dette er fordi konstruksjonen er stivt forankret og blir derfor utsatt for utmatting, og konstruksjonen tar opp mye av kreftene som virker på den.

Når miljøkreftene virker 135° inn på konstruksjonen ved intakt tilstand, gir dette en maksimal resulterende utsving på 5,272 m. Dette er en liten forflyttelse i forhold til den maksimale tillatte forflyttelsen som er på 45 m. Videre forekommer de minste resulterende utsvingningene når miljøkreftene treffer konstruksjonen forfra (180°) og bakfra (0°). Dette er ikke uventet da miljøkreftene virker langs x-retningen, noe som gir lite påvirkning på y-forskyvningen. Det er derfor forventet mer forflyttelse ved de andre miljøkreftene.

Når miljøkreftene virker inn på 45° ved intakt tilstand, virker de største linekreftene på line 1 og line 6. Dette er til å forvente, da konstruksjonen naturlig vil trekke i disse linene når miljøkreftene virker i positiv x- og y-retning som gir størst utslag. Den største kraften som oppstår etter brudd er på 7451 kN, og er på line 1 når miljøkreftene angriper ved 45° . Ved brudd oppstår det ingen sekundære linebrudd etter at en annen line går i brudd, da linene har nok kapasitet til å holde konstruksjonen igjen.

Forhåndsdimensjoneringen baseres på de ulike lastene som virker på konstruksjonen. Materialvalgene er valgt utifra omgivelsene konstruksjonen står i og tilfredsstiller kravene fra EC2. Betong er et material som er optimalt å bruke i marine miljø, da betongen ikke utsettes for tørking. Samtidig forhindrer betongen at det oppstår korrosjon på armeringen, som igjen har i oppgave å ta opp strekkkreftene i konstruksjonen, noe betongen ikke klarer alene.

9 Konklusjon

Målet med denne rapporten handler om hvorvidt det er mulig å lage en konstruksjon med understell i betong, for en flytende vindturbin. Konstruksjonen skulle derav tilfredstille en rekke operasjonelle krav, for eksempel god utforming som sikrer tilfredstillende stabilitet og forankringsmuligheter. I tillegg skulle konstruksjonens betong komponenter dimensjoneres for å tåle de lastene og miljøpåvirkningene den ble utsatt for. Rapporten tar for seg konseptfasen som bygger på funksjonskravene, i form av utforming, prestasjon, stabilitet, forankring og grunndimensjonering.

Resultatet fra konseptfasen gav et godt utgangspunkt, da de mest grunnleggende kravene som konstruksjonen dypgang, egenperiode og vekt ble prioritert i beregningene. For å verifisere konstruksjonens hydrostatiske egenskaper, ble den modellert for å få nøyaktige resultater. Det viste seg at konstruksjonen presterte bedre enn først antatt, da konseptfasen var preget av geometriske forenklinger.

Stabilitetsanalysen viser at konstruksjonen tilfredsstiller kravene som er satt for intakt- og skadestabilitet. Det finnes likevel rom for forbedringer som kan gi konstruksjonen bedre stabilitet fra innfallsvinkel 180° . Fra skadestabilitetsanalysen er det behov for videre inndeling av skottene i søylene, for å unngå at konstruksjonen erfarer manglende stabilitet når analysen kjøres. Konstruksjonen presterer bra ved andre skadetilfeller.

Forankringsanalysen viser at konstruksjonen tilfredsstiller kravene som er satt til både intakt og ved skadet tilstand. Det er verdt å legge merke til at konstruksjonen har svært liten forflyttelse, som skyldes at den er stivt forankret. Konstruksjonen er oppankret med kjetting i hele linen, og for videre arbeid er det lurt å sjekke muligheten for enten å slakke forankringslinene eller skifte materiale, til eksempel tau. Konstruksjonen kan da ha bedre bevegessevne og ikke være preget av utmatting.

Forhåndsdimensjoneringen av fundamentet viser at konstruksjonen er brukervennlig, ettersom den har tilfredstillende dimensjoner og trenger lite vedlikehold, da materialene som er valgt er bestandige. Fundamentet er robust, da alle betongelementene har tilfredstillende sikkerhetsmarginer og tåler alle lastsituasjoner som er nødvendig for at fundamentet skal fungere under ulike lastforhold og situasjoner.

10 Feilkilder

Ulike feilkilder kan ha hatt innvirkning på resultatene som er blitt lagt fram i oppgaven, og vil herunder presenteres og diskuteres.

Blant annet kan store avvik komme fra forenklinger som er gjort i modelleringen med tanke på indre geometri og utstyr som ikke er inkludert. Hvis vindturbinen hadde blitt modellert i sin helhet ville analysene sannsynligvis vært ulik fra det som er fremstilt i rapporten, da vindturbinen er forenklet med punktlaster.

11 Anbefalinger for videre arbeid

Rapporten tar hovedsakelig for seg en konseptvurdering som bygger på resultat fra stabilitet- og forankringsanalyser, samt dimensjonering og strukturelle beregninger. Det er likevel noen temaer som burde undersøkes nærmere før en eventuell realisering av den flytende havturbinen.

Optimalisering av konstruksjonen er et naturlig steg videre. Det kan utbredes alternative løsninger som kan vurderes og prises opp mot løsningene i rapporten.

For videre arbeid er det konkludert med at det er ønskelig å se på muligheten til å redusere vekten til konstruksjonen og benytte andre ballasteringsmidler for å gi konstruksjonen mer fleksibilitet. Det vil også være behov for å bedre den hydrodynamiske utformingen, med tanke på avrundinger av kanter.

Fundamentet er stramt forankret og det vil derfor være nødvendig å utføre en utmattingsanalyse, da dette ikke ble gjennomført i denne oppgaven. Andre muligheter som å endre materialvalget for forankringslinen for å se om det er mer hensiktsmessig med et slakt forankret system.

I den konstruksjonsmessige delen er det ønskelig at konstruksjonen kan beregnes i et FEM-analyse program for å se på kreftene som oppstår i overgangene. Å benytte andre armeringsvarianter som spennarmering i stedet for slakk armering er også et alternativ for å redusere mengden av armering i konstruksjonen. Det kan også undersøkes om det er hensiktsmessig å redusere antall vegger inni pontongen ved å erstatte disse med betongdragere. Mer drastiske endringer som å redusere antall skott i pontongen ved å fjerne et lag i høyden eller bredden, er også en mulighet å undersøke.

Referanser

- [1] Dr. Birol. *Offshore Wind Outlook*. Hentet fra: <https://www.iea.org/reports/offshore-wind-outlook-2019>, IEA. Lastet ned: 10.02.2021.
- [2] IRENA. *Nurturing offshore wind markets: Good practices for international standardisation, 2018*. Abu Dhabi, FAE, Hentet fra: <https://www.irena.org/publications/2018/May/Nurturing-offshore-wind-markets>. Lastet ned: 03.02.2021.
- [3] IRENA. *Floating Foundations: A Game Changer for Offshore Wind Power, 2016*. Hentet fra: <https://www.irena.org/publications/2016/Dec/Floating-foundations-A-game-changer-for-offshore-wind>. Lastet ned: 03.02.2021.
- [4] M.L.Pardo og R.P. Fernandez. *Ocena Engineering*, vol. 58, 2013. Hentet fra: <https://www.sciencedirect.com/journal/ocean-engineering/vol/58/suppl/C>, Lastet ned: 04.02.2021.
- [5] A. Lund. *Skipsteknikk*. 6. utg. Bergen. Norge: Fagbokforlaget Vigmostad Børke AS, 2013.
- [6] Dr. Stenfelt. *Introduksjon til Marinteknikk - MAS124*, 2019. [PowerPoint slides] Hentet fra: https://home.hvl.no/ansatte/gste/ftp/MAS124_Intro_Marinteknikk/Kompendier_Notater/Notater/Forelesningsnotater_GS_HVL.pdf. Lastet ned: 14.04.2021.
- [7] *Flytende oppdrettsanlegg - Krav til lokalitetsundersøkelse, risikoanalyse, utforming, dimensjonering, utførelse, montering og drift*, NS-9415, 2009.
- [8] *Position mooring*, DNVGL-OS-E301, 2018.
- [9] H. Nordvik og E.T. Holmefjord. *Flytende havturbिन med understell i betong*. Bachelor oppgave, Institutt for Maskin- og Marinfag, Høgskulen på Vestlandet, Bergen, IMM 2021-M34, 2021.
- [10] DNV-GL. *SESAM feature description*, 2019. Hentet fra: https://www.dnv.com/Images/Sesam-feature-description_tcm8-58834.pdf. Lastet ned: 09.03.2021.
- [11] DNV-GL. *Software product overview*. Hentet fra: <https://www.dnv.com/software/products/sesam-products.html>. Lastet ned: 09.03.2021.
- [12] T.C. Thuestad. *Introduksjon og opplegg*, 2020. [PowerPoint slides] Hentet fra: https://home.hvl.no/ansatte/tct/ftp/H2020%20Marinteknisk%20Analyse/Forelesninger/Uke%2034/Uke34_Introduksjon%20og%20opplegg_rev.1.pdf. Lastet ned: 14.04.2021.
- [13] DNV-GL. *Marine operations and mooring analysis software - Sima*. Hentet fra: <https://www.dnv.com/services/marine-operations-and-mooring-analysis-software-sima-2324>, Lastet ned: 17.03.2021.
- [14] NREL. *Definition of the IEA Wind 15-Megawatt Offshore Reference Wind Turbine*, 2020. Hentet fra: <https://www.nrel.gov/docs/fy20osti/75698.pdf>, Lastet ned: 17.03.2021.
- [15] *Forskrift om stabilitet, vanntett oppdeling og vanntette/værtette lukningsmidler på flytbare innretninger*, 1992, Hentet fra: https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/1991-12-20-878/KAPITTEL_7.

- [16] H.Bredmose. *Definition of the IEA 15 MW wind turbine and its use in COREWIND*, 2020. [PowerPoint slides]. Tilgjengelig: <https://corewind.eu/wp-content/uploads/files/presentations/Definition-of-the-15-MW-wind-turbine.pdf>, Lastet ned: 18.02.2021.
- [17] Sotra Anchor & Chain. *Test loads ORQ, R3 and R4*. Hentet fra: <http://www.sotra.net/?mapping=89>, Lastet ned: 13.04.2021.
- [18] P.T. Holm. *Utmattelsesanalyse og utvikling av forankringssystem for en spar-type flytende vindturbin*. Masteroppgave, Institutt for Maskin, prosess- og produktutvikling, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet, ÅS, 2019.
- [19] NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Lysaker: Standard Norge, 2018.
- [20] 471.031. *Egenlaster fra bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*, 2013. Hentet fra: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler, Lastet ned: 07.05.2021.
- [21] B. Pettersen. *Marin teknikk 3 Hydrodynamikk, Pensumhefte*. Norge: Akademika, 2020.
- [22] *Floating wind turbine structures*, DNVGL-ST-0119, 2018.
- [23] Sørensen SI. *Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg. Trondheim: Fagforlaget; 2013, 470 p.
- [24] Norcem. *Standardsement [Produksjonsinformasjon]*. Hentet fra: <https://www.betomur.no/file/filer-fra-uni-okonomi/1023500-standardsement-fa-datablad.pdf>, Lastet ned: 09.02.2021.
- [25] NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2017. *Betong. Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar*. Standard Norge; 2013, 111 p.
- [26] Norcem. *God betong er bestandig*, 2018. Hentet fra: <https://www.norcem.no/sites/default/files/assets/document/godbetongerbestandig-web.pdf>, Lastet ned: 10.03.2021.
- [27] W.Ernst og Sohn. *Beton-kalender, teil 1*. Berlin/München/Düsseldorf. Germany: Druckhaus Lange, 1976.
- [28] P.K. Larsen et al. "Kapasitet av plater og platekomponenter" i *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 3. utg. Trondheim, Norge: Fagbokforlaget., 2019, s.300.
- [29] J. Javornický. *Tables for the Analysis of Plates, Slabs and Diaphragms Based on the Elastic Theory*. 2. utg. Berlin. Germany: Bauverlag GmbH., 1971.

Liste over tabeller

1	Oversikt over vekt og deres plassering.	12
2	Data ved operasjonsdypgang.	19
3	Stabilitetskriterier for intaktstabilitet fra lovdata [15].	20
4	Stabilitetskrav 1-5, for tre retninger ved intakt tilstand.	20
5	Kravene for skadestabilitet er gjengitt i tabell for bedre oversikt.	22
6	Resultat fra skadet tilstand ved stabilitetskrav 1-2.	22
7	Tabell over spenningsverdier for designformelen 180°	31
8	Oversikt over linekrefter i systemet ved intakt tilstand.	32
9	Konstante verdier for intakt tilstand.	32
10	Krav for designformelen ved intakt tilstand.	32
11	Oppsummert forflyttelse i alle retninger ved intakt tilstand.	32
12	De største linekreftene for hver miljøpåvirkning.	33
13	Tabell over spenningsverdier for designformelen ved brudd 180°	36
14	Oversikt over linekrefter i systemet ved skadet tilstand.	37
15	Konstante verdier for skadet tilstand.	37
16	Krav for designformelen ved skadet tilstand.	37
17	Oppsummert forflyttelse i alle retninger ved skadet tilstand.	37
18	Liste over brukte eurokoder.	38
19	Lastkombinasjon for topplate.	43
20	Krefter i topplate.	45
21	Armering topplate.	46
22	Rissvidde topplate, pontong.	48
23	Krefter i bunnplate.	49
24	Armering bunnplate, pontong.	49
25	Rissvidde bunnplate, pontong.	51
26	Krefter i langvegg, pontong.	52
27	Armering langvegg pontong.	53
28	Rissvidde sidevegg, pontong.	54
29	Krefter i innvendig vegg.	55
30	Armering innvendig vegg.	55
31	Krefter i innvendig dekke.	57
32	Armering innvendig dekke.	57
33	Krefter i sirkulærdekket. $D=15$ m.	61
34	Armering sirkulærtdekke $D=15$ m.	61
35	Krefter i sirkulærplate $D=12$ m.	64
36	Armering sirkulærtdekke $D=12$ m.	64
37	Krefter i bunnplate.	65
38	Armering Bunnplate.	65

Liste over figurer

1	Krengende skip med rettende momentarm M_r [6].	5
2	Forholdet mellom GM, GZ og krengvinkel ϕ	6
3	GZ-kurve [7].	6
4	Forankringsline oppsett.	7
5	Sesam Manager med alle underliggende operatører. Programmer brukt er markert i rødt. [12].	9
6	De ulike modellene som kan genereres i GeniE [10].	10
7	Oversikt over vurderte designkonsept. Den røde prikken illustrerer hvor vindturbinen plasseres.	11
8	Dimensjoner av betongfundamentet i meter.	12
9	Koordinater yz-retning.	13
10	Koordinater xy-retning.	13
11	Skott inndeling før og etter.	14
12	Mesh for panel- og strukturmodell. Figurer er ikke i målestokk.	14
13	Kontroll av hydrostatisk trykkvektorer.	15
14	Tanker som er ballastert.	16
15	Endring i vannlinjeareal pr meter dypgang.	17
16	Endring i deplasement pr meter dypgang.	18
17	Endring i oppdriftssenter pr meter dypgang.	18
18	Endring i Metasenter pr. meter dypgang.	19
19	Situasjonsbilde og stabilitet resultat ved 90°	21
20	Konstruksjonen undersøkes for skadetilfelle 1, 2 og 3.	21
21	Illustrasjon over skadetilfelle 1.	23
22	Grafen viser forholdet mellom righting og heeling arm ved skadetilfelle 1.	23
23	Verdiene som er brukt for kjettingtypen er markert i rødt.	24
24	Krav om total linelengde fra DNVGL-OS-E301.	25
25	Illustrasjon av lineoppsett med 120° mellom hver line.	25
26	Graf for linekarakteristikk.	26
27	Graf for systemkarakteristikk.	26
28	Tabeller for sikkerhetsfaktorer hentet fra [8]. Verdiene som er brukt er uthevet i rød boks.	27
29	Hentet fra DNVGL-OS-E301 [8].	28
30	Regelverk for S_C hentet fra DNVGL-OS-E301 [8].	28
31	Illustrasjon av påsatte liner på konstruksjonen, sett ovenfra.	28
32	Lineoversikt for 180°	29
33	Fordeling av linekrefter ved 180°	29
34	Forskyvning x- og y-retning ved 180°	30
35	Resulterende utsving 180°	30
36	Maks linekrefter i line 4 ved 180°	31
37	Resulterende utsving xy-retning ved 180°	31
38	Brudd i line 4 for 180°	34
39	Fordeling av linekrefter ved brudd 180°	34
40	Forskyvning i x- og y-retning ved brudd 180°	35
41	Resulterende utsving ved brudd 180°	35
42	Maks linekrefter i line 5 ved brudd 180°	36
43	Resulterende utsving xy-retning ved brudd 180°	36
44	Langsgående snitt av fundamentet med dimensjoner.	39
45	Tverrgående snitt av fundamentet.	39

46	Krefter forårsaket av cosinus bølge.	41
47	Nødvendig skjærarmering i topplate. Figur er ikke i målestokk.	47
48	Nødvendig skjærarmering i bunnplate. Figur er ikke i målestokk.	50
49	Nødvendig skjærarmering i langvegg. Figur er ikke i målestokk.	53
50	Nødvendig skjærarmering i innvendig vegg. Figur er ikke i målestokk.	56
51	Nødvendig skjærarmering i innvendig dekke. Figur er ikke i målestokk.	58
52	Nødvendig skjærarmering i hivplate. Figur er ikke i målestokk.	66
53	Skisse av forankringsarmering. Tverrsnitt av innfestningsområde. Skisse er ikke i målestokk.	66
54	Skjær- og momentkrefter langs hele konstruksjonen.	67
55	Teoretisk global bjelke i pontongen vertikale tverrsnitt. Figur er ikke i målestokk. . . .	68

Liste over vedlegg

Vedlegg nr.	Beskrivelse	Filtype
1	Stabilitets- og forankringsanalyse	.pdf
2	Betongdimensjonering	.pdf

