



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av industri kai med sjøfundamentert
pullert

Structural analysis of industrial quay with mooring
dolphin

Simon Dyrland Håkonsen

Anders Træland

Henrik Norland Vistnes

Bachelor i ingeniørfag

Institutt for byggfag, Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Veileder: Svein Rune Kleppe

Innleveringsdato: 30.05.2022

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1

Forord

Denne bacheloroppgaven er tellende som avsluttende vurdering av vår bachelorgrad i byggingeniør ved Høgskulen på Vestlandet. Gjennom arbeidet med denne oppgaven skal gruppen vise teori og egenskaper vi har tilegnet oss gjennom studieløpet.

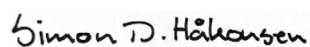
Arbeidet med bacheloroppgaven startet høsten 2021 med å finne gruppemedlemmer. Det var et naturlig valg at gruppens medlemmer skulle jobbe sammen på dette prosjektet da vi har jobbet med oppgaver sammen før, og samtlige hadde ambisjoner om å skrive sin bacheloroppgave innen temaet konstruksjonsteknikk.

Gruppen takket ja til å skrive oppgaven i samarbeid med Sweco Norge AS, hvor de tilbød oss å skrive om et kaiprojekt som skal oppføres på Eitrheimsneset i Odda, Norge. Byggherren på det gitte prosjektet er Boliden AS.

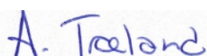
Vi ønsker å takke både Sweco Norge AS og Boliden AS for muligheten til å jobbe med denne oppgaven. Prosjektets omfang har gitt oss anledning til å velge en rekke relevante temaer som rapporten kunne basere seg på. Tematikken i oppgaven går dypere inn på kaiens bæresystem, i tillegg til å prosjektere en alternativ løsning for prosjektets nordligste pullertfundament. På denne måten mener vi at gruppen har vist bred kunnskap innen konstruksjonstekniske temaer, knyttet til reelle problemstillinger.

Vi ønsker å takke vår interne veileder Svein Rune Kleppe med god hjelp på alle områder gjennom arbeidet med oppgaven. I tillegg ønsker vi å takke Thomas Simpson, som har vært vår kontaktperson i Sweco Norge AS, for god hjelp og informasjon gjennom hele prosjektet. Gruppen har fått konkrete og hjelpsomme svar på samtlige spørsmål rundt oppgaven, noe som har gjort det lettere for oss å planlegge og utføre rapporten.

Bergen, mai 2022



Simon Dyrland Håkonsen



Anders Træland



Henrik Norland Vistnes

Sammendrag

Boliden AS skal oppføre et kaianlegg på Eitrheimsneset i Odda, Norge. Dette anlegget skal i hovedsak brukes til transport av svovelsyre. Konstruksjonene som skal bygges må derfor kunne fasilitere diverse maskiner og transportutstyr som brukes i en slik prosess. Prosjektet består av en kai, fire landbaserte pullertfundamenter, adkomstveier og diverse utstyr som monteres på henholdsvis kaien og pullertfundamentene. Det er Sweco Norge AS som har blitt kontrahert for å dimensjonere prosjektet.

Hovedfokuset i denne rapporten er kaiens bæresystem. Gruppen har dimensjonert denne for aktuelle vertikale krefter. Her kommer det frem at bæresystemet kan bygges av utstøpte stålkjernepeler, plasstøpte bjelker, prefabrikerte plattendecker med påstøp og et prefabriert frontskjørt. Kaien har blitt dimensjonert for egenlast, en jevnt fordelt nyttelast på 60 kN/m^2 og en punktlast på 1000 kN som virker over 1 m^2 . Våre løsninger beholder i stor grad samme dimensjoner som ble foreslått av Sweco Norge AS. Dimensjoneringsprosessen viser at konstruksjonen krever vesentlige mengder armering. Valgt armering er gjennomførbar, men det er rom for optimalisering dersom nødvendig.

Sweco Norge AS sitt forslag til prosjektets nordligste pullertfundament innebærer utfordringer med plass, da andre konstruksjoner står oppført på den planlagte posisjonen. Gruppen har derfor kommet med et alternativ hvor dette pullertfundamentet flyttes ut i sjøen. Gruppens foreslåtte konstruksjon vil bygges av fire utstøpte stålrørspeler som skrås 1:4 i begge retninger. Et massivt betongdekke med 2 meter tykkelse støpes på toppen av disse, og et pullerhode monteres på toppen av betongmassivet. Denne konstruksjonen dimensjoneres for en pullertlast på 1250 kN som har et virkeområde 65 grader til høyre/venstre og 60 grader opp/ned.

I den grad det er mulig vil gruppen anbefale at den landfundamenterte løsningen beholdes i prosjektet. En sjøfundamentert pullert medfører utfordringer i både prosjektering- og utførelsesfasen, og vil sannsynligvis føre til økte kostnader. Løsningen som er foreslått for kaiens bæresystem vil være mulig å tas i bruk for de lastene den er dimensjonert for.

Abstract

Boliden AS are constructing a quay facility on Eitrheimsneset in Odda, Norway. This facility will mainly be used for transport of sulfuric acid. The structures that are being built must therefore be able to facilitate various machines and transport equipment, which is used in such a process. The project will consist of a quay, four land based bollard foundations, access roads and various equipment that will be mounted on the quay and on the bollard foundations. Sweco Norge AS has been contracted for the structural design on this project.

The main focus of this report will be the quay's bearing system. The group has designed the bearing system for the vertical forces acting on it. The structural design of the quays bearing system concludes that the structure can be built by steel core piles, cast-in-place beams, prefabricated slab decks with additional casting and a prefabricated front skirt. This system has been dimensioned for the self-weight of the construction with a distributed load of 60 kN/m² and a point load of 1000 kN. The solutions that have emerged through the work with this report mainly use the same dimensions suggested by Sweco AS. The structural design of the construction concludes that there is a significant need for rebar. Our solution is feasible but can be optimized if needed.

The northernmost placed bollard foundation may have limitations involving space due to other structures being placed in the same area. We have proposed an alternative where a *mooring dolphin* structure is used. The *mooring dolphin* structure consists of four battered steel core piles, which has a slope of 1:4 in each direction. A reinforced concrete slab with a thickness of 2 meters will be cast on top of the battered piles. A bollard head will then be mounted on top of the slab. This construction will be dimensioned for a force of 1250 kN that can act 65 degrees right/left and 60 degrees up/down on the bollard head.

If possible the group recommends to proceed with the original solution of the land based bollard foundation. A *mooring dolphin* may contribute to difficulties in the design and construction phase as well as increased costs. The solution suggested for the bearing system of the quay can be used in practice for the loads included in the dimensioning process.

Innholdsfortegnelse

Forord

Sammendrag

Tabelliste

Vedleggsliste

1. Innledning	1
1.1 Oppgavebeskrivelse	1
1.2 Avgrensning av oppgaven	2
1.3 Problemstilling	2
2. Teori	3
2.1 Materialer	3
2.1.1 Generell info om betong	3
2.1.2 Plasstøpt betong	4
2.1.3 Prefabrikerte betongelementer	4
2.3.1 Plattendekker	5
2.4 Peler	6
2.5 Fortøyningsystem	8
2.5.1 Pullerter	9
2.5.2 Pullertfundament	9
3. Metode	11
3.1 Standarder og eurokoder	11
3.2 Programvare	11
3.3 Ulike typer laster	13
3.3.1 Permanente laster	13
3.3.2 Variable laster	13
3.4 Grensetilstander	14
3.4.1 Bruddgrense	15
3.4.2 Bruksgrense	15
4. Dimensjonering og analyse av kaiens dekke	16
4.1 Beskrivelse av valgt løsning	16
4.2 Materialdata og overdekning	17
4.3 Innledende kontroll av plattendekke	18
4.4 Bruddgrensek kontroll av dekke	19
4.4.1 Dimensjonerende felt- og støttemoment	20
4.4.2 Kontroll av skjærkrefter i dekket	22

4.4.3 Kontroll av gjennomlokking	26
4.4.4 Valg av armering i dekke	27
4.5 Bruksgrensek kontroll av dekke	34
4.5.1 Nedbøyning	34
4.5.2 Rissviddekontroll	37
5. Dimensjonering og analyse av bjelker	41
5.1 Kontroll av Fase 1 - Bjelker	44
5.1.1 Lengdearmering og skjærarmering Fase 1 - Bjelker	44
5.1.2 Nedbøyning Fase 1 - Bjelker	46
5.1.3 Rissviddeberegning Fase 1 - Bjelker	46
5.2 Kontroll av Fase 2 - Bjelker	47
5.2.1 Lengdearmering fase 2 - Bjelker	48
5.2.2 Rissviddeberegning Fase 2 - Bjelker	50
5.2.3 Skjærarmering Fase 2 - Bjelker	51
5.2.4 Armering i støpeskjøt for Fase 2 - Bjelker	52
5.2.5 Nedbøyning Fase 2 - Bjelker	53
5.2.6 Forankring av lengdearmering Fase 2 - Bjelker	54
6. Dimensjonering og analyse av peler	55
6.1 Lastsituasjon	55
6.1.1 Laster - Bruddgrense	56
6.1.2 Laster - Bruksgrense	57
6.1.3 Statisk system	58
6.2 Knekk lengde	58
6.3 Armering	60
6.4 2. Ordens moment	62
6.5 Kontroll av armering	63
6.6 Endelig armering	64
6.7 Forankring	65
6.8 Kapasitetsutnyttelse	65
7. Oppsummering av valgt løsning for kaiens bæresystem	67
8. Pullertfundament	69
8.1 Generell beskrivelse av alternativ løsning for pullertfundament	69
8.2 Dimensjonering av konstruksjonen	72
8.2.1 Laster	72
8.2.2 Stålrørspeler	74
8.2.3 Massivfundament	83
8.2.4 Lokal forankring av pullerthode	86
8.3 Drøfting av foreslått løsning	87

9. Konklusjon	89
10. Forslag til videre arbeid	91
Litteraturliste	92

Figurliste

Figur 1.1: Kaiens bæresystem	1
Figur 1.2: Forslag til sjøfundamentert pullert	1
Figur 2.1: Prinsipp for plattendekke i kaikonstruksjonen	5
Figur 2.2: Spissbærende peler	7
Figur 2.3: Svevepeler	7
Figur 2.4: Ferdigstøpte betongpeler	7
Figur 2.5: Utstøpte stålørspeler	8
Figur 2.6: Fortøyningsprinsipp	9
Figur 4.1: Kaidekke	16
Figur 4.2: Plattendekke - fritt opplagt over to opplegg	17
Figur 4.3: Snitt nordlig del av kaidekke - seks felt	17
Figur 4.4: Omhyllingsdiagram for egenvekt og påstøp	18
Figur 4.5: Omhyllingsdiagram for jevnt fordelt last	20
Figur 4.6: Fordeling av punktlast i plattendekke	21
Figur 4.7: Moment som følge av punktlast på 667 kN/m	21
Figur 4.8: Skjærkraftdiagram for jevnt fordelt last	23
Figur 4.9: Plassering av punktlast for maksimal skjærkraft	23
Figur 4.10: Plassering for bruk av redusert punktlast	24
Figur 4.11: Skjærkraft fra redusert punktlast	24
Figur 4.12: Skjærkraft ved en avstand 2d fra opplegg	24
Figur 4.13: Kontrollsnitt	26
Figur 4.14: Skjærbøyler	31
Figur 4.15: Skjærarmering i støpeskjøt dekke	32
Figur 4.16: Prinsipp for forankring av UK armering over opplegg	33
Figur 4.17: Armeringstegning av plattendekke med påstøp	33
Figur 4.18: Nedbøyning plattendekke i Fase 1	36
Figur 4.19: Nedbøyning som følge av jevnt fordelt last	36
Figur 4.20: Nedbøyning som følge av punktlast	37
Figur 4.21: Karakteristisk feltmoment i Fase 1	38
Figur 4.22: Rissvidde i Fase 1 fra ISY Design	39
Figur 4.23: Dimensjonerende moment i bruksgrense fra punktlast	39
Figur 4.24: Resultater fra ISY Design	41
Figur 5.1: Dimensjonert bjelke	42
Figur 5.2: Oppbygging av bjelketverrsnitt	43
Figur 5.3: Statisk system	44
Figur 5.4: Tverrsnitt Fase 1 - bjelker	44
Figur 5.5: Omhyllingsdiagram Fase 1 - bjelker	45
Figur 5.6: Tverrsnitt Fase 2 - Bjelker	47
Figur 5.7: Omhyllingsdiagram Fase 2 - bjelker	48
Figur 5.8: Skjøting av armering	50
Figur 5.9: Rissutnyttelser overkant	51
Figur 5.10: Avtrapping av armering i støpeskjøt	53
Figur 5.11: Nedbøyning Fase 2 - bjelker	54

Figur 6.1: Dimensjonert pelerad	55
Figur 6.2: Fugleperspektiv av pel, bjelke og ulike akser	56
Figur 6.3: Omhyllingsdiagram for den mest ugunstige bjelken i bruddgrense	56
Figur 6.4: Omhyllingsdiagram for den mest ugunstige bjelken i bruksgrense	57
Figur 6.5: Sidesnitt pelerad	58
Figur 6.6: Knekk lengder	59
Figur 6.7: Eksentrisk belastning	60
Figur 6.8: NM-diagram ytterste pel	61
Figur 6.9: Innlagt armering i peler	64
Figur 6.10: Eksempel på forankring i bjelke	65
Figur 6.11: Kapasitetsutnyttelse ved hjelp av NM-diagram	66
Figur 8.1: Plassering av landbaserte pullertfundamenter	69
Figur 8.2: Skisse av foreslått løsning	70
Figur 8.3: Valg av pullerhode	71
Figur 8.4: Fortøyningsprinsipp <i>Mooring Dolphin</i>	73
Figur 8.5: Lasttilfelle 1 - dekomponert kraft	73
Figur 8.6: Lasttilfelle 2 - horisontal kraft	73
Figur 8.7: Mest ugunstig lastplassering korteste peler	75
Figur 8.8: Mest ugunstig lastplassering lengste peler	76
Figur 8.9: Knekk lengder for ulike system	77
Figur 8.10: Kritisk knekk lengde fra Robot Structural Analysis	78
Figur 8.11: Tverrsnitt av korteste peler	81
Figur 8.12: Tverrsnitt av lengste peler	81
Figur 8.13: Utnyttelse kort pel	82
Figur 8.14: Utnyttelse lang pel	82
Figur 8.15: Oversiktstegning av massivfundament	83
Figur 8.16: Momentkrefter i massivfundament	84
Figur 8.17: Skjærkrefter i massivfundament	85
Figur 8.18: Lokal forankring av pullerthode	87

Tabelliste

Tabell 3.1: Eurokoder brukt i denne oppgaven	11
Tabell 3.2: Oversikt over laster på konstruksjonen	14
Tabell 4.1: Krefter i Fase 1	19
Tabell 4.2: Felt- og støttemoment	22
Tabell 4.3: Skjærkrefter i dekket	25
Tabell 4.4: Oversikt over gjennomlokking i dekket	27
Tabell 4.5: Armeringskrav	27
Tabell 4.6: Valgt armering per meter platestripe av kaidekket	34
Tabell 4.7: Risskontroll Fase 1	38
Tabell 4.8: Armeringsspenning i Fase 2	40
Tabell 4.9: Rissvidde i Fase 2	41
Tabell 5.1: Dimensjonerende krefter i Fase 1	45
Tabell 5.2: Armeringsmengder Fase 1	46
Tabell 5.3: Rissvidde i Fase 1	47
Tabell 5.4: Dimensjonerende krefter i Fase 2	49
Tabell 5.5: Armeringsmengder i Fase 2	49
Tabell 5.6: Armeringsspenning i underkant	51
Tabell 5.7: Skjærkapasitet	52
Tabell 5.8: Innlagt støpeskjøtsarmering	53
Tabell 6.1: Dimensjonerende aksialkrefter i bruddgrense	57
Tabell 6.2: Dimensjonerende aksialkrefter i bruksgrense	57
Tabell 6.3: Dimensjonerende knekk lengder	59
Tabell 6.4: 1. Ordens moment	60
Tabell 6.5: Ytterste pel	61
Tabell 6.6: Midterste pel	61
Tabell 6.7: Armeringsmengder	62
Tabell 6.8: Pelenes slankhet	62
Tabell 6.9: Dimensjonerende momentverdier	63
Tabell 6.10: Kontroll armering ytterste pel	63
Tabell 6.11: Kontroll armering midterste pel	63
Tabell 6.12: Innlagt armering	64
Tabell 6.13: Kapasitetsutnyttelse av peler	66
Tabell 7.1: Oppsummering av gjennomførte kontroller	67
Tabell 8.1: Data for stålkjerne $\varnothing 180$ mm	74
Tabell 8.2: Tverrsnittskrefter i de korteste pelene	75
Tabell 8.3: Tverrsnittskrefter i de lengste pelene	76
Tabell 8.4: Knekk lengder	78
Tabell 8.5: Dimensjonerende krefter	79
Tabell 8.6: NM - diagram for korteste peler	80
Tabell 8.7: NM - diagram for lengste peler	80
Tabell 8.8: Armering i peler	80
Tabell 8.9: Pelenes slankhet	80
Tabell 8.10: Innlagt armering	81
Tabell 8.11: Oversikt over armeringskrav i platen	84
Tabell 8.12: Skjær i massivfundament	85

Vedleggsliste

- Vedlegg D.1 - Innledende kontroll av plattendekke
- Vedlegg D.2 - Håndberegningskontroll av krefter i dekket
- Vedlegg D.3 - Gjennomlokkingskontroll dekke
- Vedlegg D.4 - Valg av armering i dekke
- Vedlegg D.5 - Armering i støpeskjøt dekke
- Vedlegg D.6 - Forankring/armering over fritt opplegg
- Vedlegg D.7 - Bruksgrensekontroll dekke
- Vedlegg D.8 - Innledende kontroll av plattendekke ISY Design
- Vedlegg D.9 - Jevnt fordelt last ISY Design
- Vedlegg D.10 - Punktlast ISY Design
- Vedlegg B.1 - Dimensjonering av bjelker fase 1
- Vedlegg B.2 - Dimensjonering av bjelker fase 2
- Vedlegg B.3 - Nødvendig armering ihht. rissvidde, kun for fase 2
- Vedlegg B.4 - Boliden kai bjelke fase 1 ISY
- Vedlegg B.5 - Boliden kai bjelke fase 2 ISY
- Vedlegg B.6 - Kontrollsjekk statikk bjelker
- Vedlegg P.01 - Armering, ytterste pel
- Vedlegg P.02 - 2. ordens moment, ytterste pel + kontroll armering
- Vedlegg P.03 - Kapasitet, ytterste pel
- Vedlegg P.04 - Avstandskrav mellom jern
- Vedlegg P.05 - ISY, ytterste pel
- Vedlegg P.11 - Armering, midterste pel
- Vedlegg P.12 - 2. ordens moment, midterste pel + kontroll armering
- Vedlegg P.13 - Kapasitet, midterste pel
- Vedlegg P.15 - ISY, midterste pel
- Vedlegg P.21 - 2. ordens moment, innerste pel + kontroll armering
- Vedlegg P.22 - Kapasitet, innerste pel
- Vedlegg P.25 - ISY, innerste pel
- Vedlegg M.1 - Kontroll av strekk i peler

Vedlegg M.2 - Armering, lang pel

Vedlegg M.3 - Kontroll, 2. ordens moment, lang pel

Vedlegg M.4 - ISY, lang pel

Vedlegg M.5 - Armering, kort pel

Vedlegg M.6 - Kontroll, 2. ordens moment, kort pel

Vedlegg M.7 - ISY, kort pel

Vedlegg M.8 - Kontroll av pullertfundament

Vedlegg M.9 - Global Modell av "Mooring Dolphin" FEM Design

Vedlegg M.10 - Nødvendig forankring rundt pullerthodets bolter

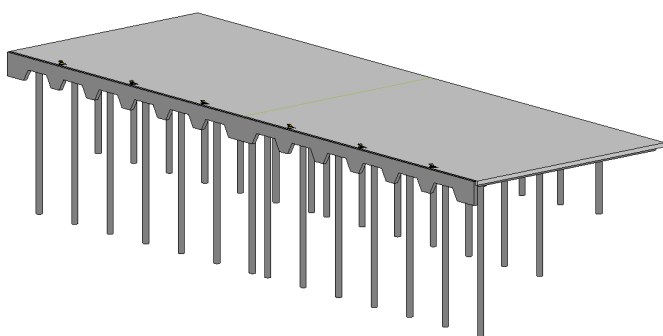
Vedlegg M.11 - Knekkanalyse i Robot Structural Analysis

1. Innledning

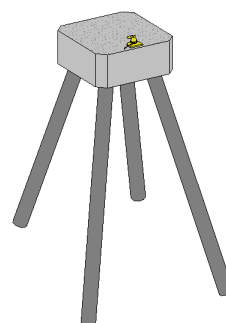
1.1 Oppgavebeskrivelse

Prosjektet denne bacheloroppgaven baserer seg på er gitt av Sweco Norge AS, og tar for seg et kaianlegg som skal oppføres på Eitrheimsneset i Odda, Norge. Byggherren på prosjektet er Boliden AS, og Sweco AS har hatt ansvar for detaljprosjektering av prosjektet. Det skal bygges et kaianlegg som i hovedsak skal benyttes som et ledd i transport av svovelsyre. Anlegget består av en kai, fire landfundamenterte pullerter, samt adkomstveier, henholdsvis til kaien og pullertfundamentene. Konstruksjonene som skal bygges har som hensikt å fasilitere fortøyning av skip og bruk av diverse anleggsmaskiner i Boliden AS sin produksjon.

Kaiens oppbygning er av borede utstøpte stålrørspeler i berg, plastøppte betongbjelker, en prefabrikert frontbjelke og et dekke av plattendekker med påstøp som spenner mellom bjelkene. Kaien skal ha en lengde i nord-sørgående retning på 90 meter og en varierende bredde på omkring 30 meter. Dekket er delt på midten av en bevegelsesfuge som forhindrer spenninger forårsaket av blant annet svinn og temperaturforskjeller [1, s. 128]. Dekket har en slak helning inn mot land, slik at eventuelle utslipp av miljøfarlige stoffer ved arbeid på kaien ikke vil renne ut i sjøen. I bakkant av kaien ligger et massivt endefundament, som har til hensikt å stabilisere de horisontale kreftene som virker på kaien. De fire landfundamenterte pullertene skal i hovedsak bygges som massive betongfundamenter som forankres i fjell. Plassutfordringer for det nordligste pullertfundamentet gjør at det er relevant å utarbeide en alternativ løsning. Forenklete 3D modeller av de løsningene gruppen kommer med gjennom arbeidet med bacheloroppgaven vises under i *Figur 1.1* og *1.2*.



Figur 1.1: Kaiens bæresystem



Figur 1.2: Forslag til sjøfundamentert pullert

1.2 Avgrensning av oppgaven

For å sikre at det er mulig å fullføre bacheloroppgaven innen gitt tidsramme, er det nødvendig å avgrense rapporten til en overkommelig og relevant mengde. Kaikonstruksjonen til Boliden AS er et omfattende prosjekt og det er mulig å gå i dybden på flere forskjellige områder. Hovedfokuset i denne oppgaven vil være å gjøre kontrollberegninger av kaiens bæresystem for de vertikale kreftene den blir utsatt for.

I tillegg skal det prosjekteres en alternativ løsning for det nordligste pullertfundamentet på prosjektet. Tanken er at denne løsningen skal kunne brukes både i dette prosjektet, men også på øvrige kaianlegg med like forutsetninger som Boliden AS sin kai.

Oppgavens avgrensning medfører følgende:

- Kaiens horisontale stabilitet antas å være tilfredsstillt
- Endefundamentets kapasitet antas å være tilstrekkelig
- Det gjøres ikke beregninger på støttemur langs adkomstvei til kai
- Prosjektering av diverse utstyr som ledere, rekkverk, fendere og pullerthoder utføres ikke
- Det antas gode geotekniske forhold
- Adkomstbro til den sjøfundamenterte pullerten dimensjoneres ikke

1.3 Problemstilling

På bakgrunn av informasjon fra Sweco Norge AS og oppgavens avgrensning vil problemstillingen i denne bacheloroppgaven ta for seg følgende:

Dimensjonering av kaiens bæresystem og en alternativ løsning for prosjektets nordligste pullertfundament.

2. Teori

2.1 Materialer

Kaien og pullertfundamentene består i hovedsak av armert betong. En innføring om dette materialet vil derfor være hensiktsmessig.

2.1.1 Generell info om betong

For å sikre en konstruksjon med tilfredsstillende styrke og bestandighet, er det viktig å ta i bruk materialer med tilstrekkelige egenskaper. Kaien står i et aggressivt, marint miljø, og utsettes for store vertikale og horisontale laster.

Problemstillingene løses ved å bruke betong i bæresystemet til kaien og i pullertfundamentet. Betong har høy trykkfasthet, god bestandighet, kan støpes i flere fasonger og råvarene er vidt tilgjengelige [2, s. 4]. Ved valg av riktig betongkvalitet og utførelse kan betongen stå i et marint miljø over lengre tid. Dette er viktig for å opprettholde levetiden og styrken til bæresystemet [2, s. 8].

En negativ side med med betong, og spesielt sement, er et høyt utslipp av CO₂ ved produksjon. Sementproduksjon alene står for 7-8% av verdens totale CO₂-utslipp [3]. Derfor er det viktig å finne løsninger for å kutte utslipp fra produksjonen, men også prøve å ha dette i bakhodet under dimensjoneringen.

Betong er en blanding som hovedsakelig består av tilslag med sand og stein (60-70%), sement (10-12%) og vann (15%-20%). Som regel tilsettes også tilsetningsstoffer for å endre egenskapene til betongen. Når sement og vann blandes sammen oppstår en kjemisk reaksjon, og det dannes sementpasta. Denne vil fungere som «limet» mellom tilslagene. Blandingsforholdet mellom disse bestemmer i stor grad egenskapene til betongen [2, s.4].

V/C-tallet er forholdet mellom effektivt vanninnhold og sement, og en viktig parameter for egenskapene til betong. Høyt V/C-tall (over 0.4) betyr at det ikke er nok sement til å reagere med alt vannet. Dette vannet kan fordampe og etterlate seg kapillærrom, som igjen reduserer fastheten til betongen. Ved lavere V/C-tall (under 0.4) er det ikke er nok vann til at

all sementen reagerer. Sementen vil fungere som et godt fyllstoff og resultatet er en fastere og tettere betong [2, s. 11-13].

Trykkfastheten til betong bestemmes av fasthetsklassen. Den forteller oss hvor store laster en gitt betongtype tåler. Eksempelvis blir B45 betong brukt i Boliden kai, noe som vil si at den har en trykkfasthet på 45 N/mm². Bestandigheten til betong bestemmes av bestandighetsklassen, og består av klasser fra M90 til MF40. Den angir hvor lang levetid en gitt betongtype har i et spesielt miljø [2, s.8]. Dette vil være spesielt viktig å ta hensyn til i dette prosjektet da kaien og pullertene er eksponert for et marint miljø.

Betong kan leveres på forskjellige måter. Den kan forskales og støpes på stedet, eller en kan bruke prefabrikerte betongelementer. For Boliden Kai kombineres disse to løsningene.

2.1.2 Plasstøpt betong

Plasstøpt betong defineres som betong som støpes direkte på byggeplassen [4]. Ved denne byggemetoden er det vanlig å bruke forskaling for å forme betongen slik en ønsker. Tradisjonell forskaling består av trevirke og plater. I dag er det også vanlig å bruke systemforskaling der det er hensiktsmessig, spesielt i større byggeprosjekter. Denne typen forskaling er gjenbrukbar og bidrar til effektivisering og kostnadsuttsettelse i løpet av et byggeprosjekt.

Noen av fordelene ved bruk av plasstøpt betong er effektiv plassutnyttelse, god tilpasningsdyktighet og redusert behov for transport i forhold til hva prefabrikerte elementer medfører. På den andre siden kan denne byggemetoden føre til lengre byggetid, og dermed økte kostnader [4].

2.1.3 Prefabrikerte betongelementer

Prefabrikerte betongelementer produseres på fabrikk eller byggeplass [5, s. 6]. Når elementene er ferdig herdet og klare til bruk kan de monteres i løpet av kort tid.

Det finnes både fordeler og ulemper ved bruk av betongelementer i bygningskonstruksjoner.

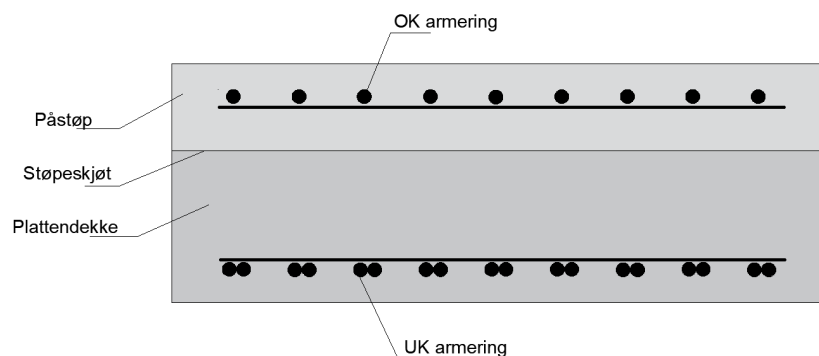
Produksjonen foregår ofte under kontrollerte forhold, og man sørger på denne måten for en mindre værømfindtlig produksjon [5]. Byggetid og kostnader reduseres, fordi det kreves mindre bemanning. I tillegg sikres et ryddigere og tryggere arbeidsmiljø. Alt dette kan være med på å redusere den totale kostnaden på prosjektet [6].

På den andre siden kan bruken medføre utfordringer ved transport og montering av elementene. Under montering må det ofte brukes avansert løfte- og kranutstyr, og det er viktig at forbindelsene mellom elementene er tilfredsstillende [6]

Det er vanlig å bruke en kombinasjon av prefabrikerte og plasstøpte løsninger. På kaien i Odda er det prosjektert for prefabrikerte plattendekker og frontbjelker. Påstøp, hovedbjelker, peler, endefundament og pullertfundament er plasstøpt.

2.3.1 Plattendekker

Sweco Norge AS har valgt en løsning med prefabrikerte plattendekker som spenner mellom plasstøpte bjelker. Disse elementene kombinerer fordelene ved både prefabrikerte og plasstøpte konstruksjoner. I følge leverandører leveres platen som regel med ferdig innlagt hovedarmering [7]. I dette prosjektet vil armeringen i plattendekket fungere som underkantarmoring for det ferdige dekket. Overkantarmoringen legges i påstøpet. Prinsipp for dette er vist i *Figur 2.1*. Dette vil gi reduserte kostnader og en effektiv byggeprosess, da en sparer mye tid og arbeid på byggeplassen i forhold til en løsning med kun plasstøpt betong.



Figur 2.1: Prinsipp for plattendekke i kaikonstruksjonen

Ved støping av kaianlegg er det spesielt utfordrende å bruke tradisjonell dekkeforskaling og plaststøpt betong. Det er problematisk å forskale ned mot vann. Store dimensjoner og spenn vil føre til at forskalingen har problemer med å ta hele egenvekten til betongen før den herder. I plattendekker reduseres forskalingssarbeidet, da platen allerede kommer med innlagt armering [7]. Plattendekker tåler altså lengre spenn og er et godt alternativ til plaststøpt betong i kaikonstruksjoner.

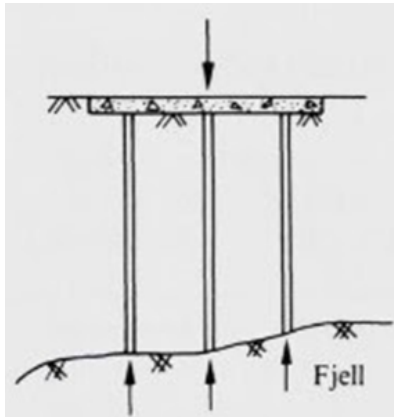
Påstøpet vil sørge for god stivhet i knutepunktene mellom elementene, og forhindre rotasjon i dekket. Kombinasjonen av plattendekker og påstøp gjør at dekket til kaien kan regnes som et samvirketverrsnitt. Det er derfor viktig å ta høyde for dette i dimensjoneringen. For kaier bør nemlig samvirketverrsnitt ha innlagt armering i skjøten mellom plate og påstøp, slik at man oppnår full kraftoverføring mellom konstruksjonsdelene [5, s. 29].

2.4 Pelers

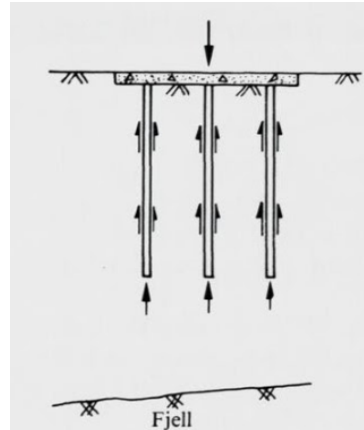
Hensikten til pelene er å overføre de vertikale kreftene ned til fast fjell. Havbunnen rundt kaien består av bratt terreng, med løsmasser av varierende tykkelse. Valg av peletype baseres på forundersøkelser, og det er nødvendig å se nærmere på hvilken type som er mest hensiktsmessig for prosjektet [8, pkt. 2.8].

Det er aktuelt å velge mellom to forankringsløsninger for pelene. Svevepeler står ikke direkte på fjell, men bruker friksjon langs sidene til å ta opp de påførte kreftene. Bæreevnen kommer i hovedsak fra friksjonskrefter. Disse pelene egner seg best i jord med leire eller sand, der det er langt ned til fast fjell [9, s. 178].

Den andre løsningen kalles spissbærende peler. I stedet for å bruke friksjon, overføres kreftene direkte ned på et bæredyktig lag. Dette kan for eksempel være fast morene eller fjell [9, s. 178].



Figur 2.2: Spissbærende peler [9, s. 178]



Figur 2.3: Svevepeler [9, s. 178]

Kort avstand ned til fast fjell gjør at det er valgt spissbærende peler for dette prosjektet. Basert på dette valget må det også velges peletype.

Betongpeler

Betongpeler er en god økonomisk løsning der forholdene tillater det [8, pkt. 5.0]. I dette prosjektet er det flere forhold som taler mot bruk av betongpeler. De egner seg best når det er ikke-utfordrende bergforhold og pelingen foregår fra land [10]. Ved Boliden kai er det bratt terreng og pelingen vil derfor måtte foregå til sjøs. I tillegg vil betongen befinne seg i sjøvann, noe som vil føre til angrep fra diverse klorider [11].



Figur 2.4: Ferdigstøpte betongpeler [12]

Stålrørspeler

Stålrørspeler egner seg godt til bruk i kaier fordi de er anvendelige og tåler store trykk- og strekkrefter [13]. Stålrørene kan enten rammes eller bores ned i berggrunnen. Boring vil gi mindre vibrasjoner og er derfor en mer skånsom metode [14]. Stålrøret fungerer som forskaling og rørene armeres og støpes ut.

Basert på disse opplysningene er det ønskelig å ta i bruk stålrørspeler. Dette er spesielt fordelaktig utenfor kaien da det bratte terrenget gir risiko for utglidning eller andre setninger. Utglidninger i berggrunnen gir risiko for å ikke kunne regne pelen som fast innspent i bunn, noe som kan føre til beregningsfeil [9, s. 176].



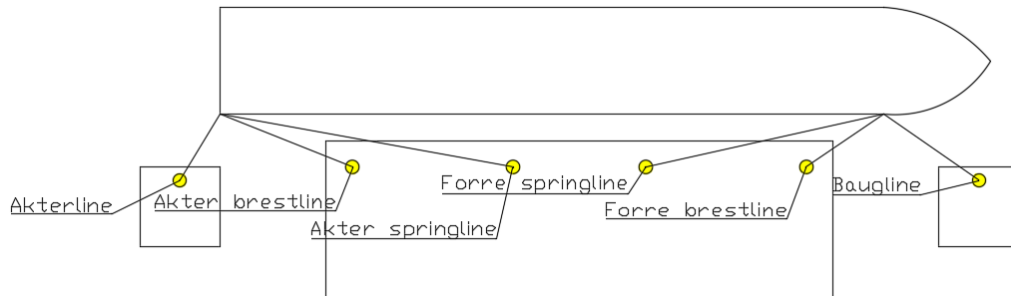
Figur 2.5: Utstøpte stålrørspeler [15]

Hver halvdel av kaien vil bestå av syv kolonner, med tre peler i hver rad. Hver rad har varierende lengder avhengig av hvor dypt det er. Basert på informasjon om prosjektet fra Sweco AS antas det peler med diameter $\varnothing 800$ mm. Stålrørene bores ned i berggrunnen, og glippen mellom fjell og rør gyses. Deretter vil røret armeres og fylles med betong.

2.5 Fortøyningsystem

For å kunne gjennomføre sikkert arbeid ved kaien er det nødvendig med et fortøyningsystem for båtene. Et slikt system må kunne ta opp krefter fra vind, strømninger og bølger som virker på skipene. Dette gjør at fartøyene som skal ta i bruk kaien ligger i ro. For kaianlegg som er av lik størrelsesorden som Boliden kai, er det vanlig at

fortøyningssystemet består av pullerter, fendere og trosser. Et vanlig prinsipp for fortøyning av skip er ved bruk av spring -og bresttrosser i baug og akter, samt baug- og akterline. Slik vil alle drivkreftene som virker på fartøyet tas hånd om [16].



Figur 2.6: Fortøyningsprinsipp [17]

2.5.1 Pullerter

Pullerter er korte, tykke stålkonstruksjoner som har til hensikt å være ankerpunkt for trosser når skip og andre fartøyer skal fortøye. Ved Bolidens kai er det prosjektert et fortøyningssystem med fire landfundamenterte pullerter, to nord for kaien og to sør for kaien. Hver av disse er dimensjonert for 125 tonn. I tillegg til disse fire pullertfundamentene er det foreslått syv 65 tonns pullerter som er montert i front av kaien.

2.5.2 Pullertfundament

Boliden kai skal brukes av skip som er opp til 164 meter lange. Derfor er det nødvendig å fasilitere pullerter som forlenger fortøyningssystemet i nord- og sørgående retning. Dette gjør det mulig for de største skipene å ta i bruk baug- og akterline. Disse pullertene er ikke en del av kaikonstruksjonen, og det er derfor nødvendig med fundamenter som pullertene kan forankres i. Hovedoppgaven til pullertfundamentene vil være å ta opp horisontale krefter fra fartøyene som ligger til kai. Det er vanlig praksis at fundamentene og pullertene er symmetriske om skipets midtpunkt. På denne måten vil trossene utsettes for like laster og en sikker fortøyning oppnås [18, s. 94].

Vanligvis konstrueres slike pullertfundamenter av plasstøpt massivbetong med forankring til

fjell. I byggeprosjekter hvor det ikke er mulighet for å ha pullertfundamenter på land, er konstruksjoner som settes i sjøen og forankres på sjøbunnen et alternativ. Slike konstruksjoner kalles for *mooring dolphins* [16, s. 184].

3. Metode

3.1 Standarder og eurokoder

Det fremgår i TEK 17 §10–2 (3) at Norsk Standard skal brukes som grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [19]. Norsk Standard er en betegnelse som beskriver Eurokoder med nasjonale tillegg. «Eurokoder er en felles europeisk serie standarder for prosjektering av byggverk og dokumentasjon av produkters bæreevne/styrke til konstruksjonsformål. Byggverk defineres som alt som bygges eller er et resultat av byggearbeid, dvs. at både bygg- og anleggskonstruksjoner er inkludert» [20]. Tabell 3.1 viser Eurokodene som er benyttet i arbeidet med denne bacheloroppgaven.

Tittel	Forkortelse
NS – EN 1990 – Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016) [21]	EC0
NS – EN 1991 – Eurokode 1: Laster på konstruksjoner (NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019) [22]	EC1
NS – EN 1992 – Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner (NS – EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA2021) [23]	EC2

Tabell 3.1: Eurokoder brukt i denne oppgaven

3.2 Programvare

Gjennom arbeidet med bacheloroppgaven har det vært behov for å ta i bruk forskjellig programvare i dimensjoneringen av kaien og pullertfundamentet.

PTC MathCAD Prime 7.0

Arbeidet gjennom denne oppgaven krever at det gjennomføres flere manuelle beregninger. Mathcad er et program som tillater brukeren å definere matematiske formler, ved å bruke standardiserte matematiske notasjoner. Det er også mulig å korrigere, organisere og

presentere de beregningene man gjør. Utvikleren har selv kalt det «Engineering math software» [24]. I vår oppgave har vi gjennomført kontrollberegninger kontinuerlig gjennom arbeidsprosessen. Mathcad har fungert som et hjelpemiddel for håndberegninger. Programmet har gjort organisering, korrigerer av feil og presentasjon av beregninger enklere.

Autodesk ROBOT Structural Analysis 2022

Autodesk ROBOT er et beregningsprogram som kan brukes til analyse av konstruksjonslast. Programmet gir mulighet til å kontrollere om konstruksjonen overholder krav i henhold til nasjonale standarder og Eurokoder når det kommer til konstruksjonsteknisk analyse. I hovedsak tar ROBOT i bruk matrisestatikk som metode for sine beregninger. Kalkulasjonene baserer seg altså på rotasjoner og stivheter [25]. I oppgaven har programmet blitt brukt til å kontrollere statikk, samt å finne knekkfaktor til pelene i pullertfundamentet.

ISY Design

ISY Design er et beregningsprogram som tillater brukeren å definere en konstruksjons geometri og lastutsettelse. Etter man har definert det som er nødvendig for den gitte lastsituasjonen er det mulig å gjennomføre beregninger, som igjen gir direkte tilgang til statikk, utnyttelser og kapasiteter [26]. Modeller fra ISY Design er brukt som grunnlag for statikk og diverse utnyttelser for lokale bygningsdeler i rapporten.

FEM Design

FEM Design er også et beregningsprogram som tar for seg en analyse av konstruksjonslast. Programmet tillater brukeren å sette opp konstruksjonen av diverse elementer og deretter generere en “mesh” av elementene. Brukeren kan sette på laster på konstruksjonen og analysere resultatene etter det. FEM Design har blitt brukt til å produsere en global modell av pullertfundamentet i oppgaven. Dette gjøres for å finne de aktuelle tverrsnittskreftene som må kontrolleres.

Autodesk AutoCAD

I all hovedsak er AutoCAD et tegneprogram som kan brukes i både 2D og 3D. Det brukes i produksjon av en rekke tekniske tegninger innenfor flere ingeniørdisipliner [27]. I oppgaven er AutoCAD brukt til opptegning av figurer og armeringstegninger.

Autodesk REVIT

Autodesk REVIT er et BIM-Program som brukes til 3D modellering av bygninger og andre konstruksjoner. De forenklede 3D figurene som er produsert av henholdsvis kaien og pullertfundamentet er laget i dette programmet.

3.3 Ulike typer laster

I enhver dimensjoneringsprosess er det sentralt å kartlegge hvilke laster og krefter konstruksjonen blir utsatt for. Laster klassifiseres etter deres påvirkning over tid, og deles ofte inn i permanente og variable laster, samt ulykkespåvirkninger [21, s. 126]. I denne oppgaven har det kun blitt tatt hensyn til egen- og nyttelast. Samtlige naturlaster og ulykkespåvirkninger neglisjeres.

3.3.1 Permanente laster

Konstruksjonen i denne oppgaven påføres permanente laster i form av egenvekt. Egenvekten til betongen avhenger av dimensjonene til bygningsdelen, samt hvilken konstruksjonsdel som betraktes. I praksis vil kaien også bli utsatt for andre permanente laster som egenvekt av fendere, pullerter og diverse annet utstyr. Disse lastene neglisjeres i dimensjoneringen, ettersom de er av vesentlig mindre størrelsesorden enn de egenlastene som vurderes. Det samme gjelder for pullertfundamentet.

3.3.2 Variable laster

Nyttelaster oppstår under bruk og fremkommer av *EC1*. En konstruksjon skal dimensjoneres for den lastplasseringen som gir den mest ugunstige lastvirkningen [22, s. 12].

Boliden kai brukes som et ledd i transport av svovelsyre, noe som gjør at den har en rekke nyttelaster som ikke beskrives i EC1. Eksempler på slike laster er egenvekt av diverse anleggsmaskiner og fortøyningslaster fra skip.

Etter samtale med ekstern veileder har det blitt bestemt at en jevnt fordelt nyttelast på 60 kN/m² og en punktlast på 1000 kN, som virker over 1 m², skal tas høyde for i dimensjoneringen av kaien. Dette er i samsvar med dokumentgrunnlag fra Sweco AS. De to nyttelastene vil ikke virke samtidig på konstruksjonen. Pullertfundamentet belastes med en kraft på 1250 kN.

I *Tabell 3.2* presenteres alle relevante laster som tas med i dimensjoneringen, etterfulgt av en beskrivelse av disse.

Type last	Navn på last	Henvisning	Verdi
Permanent last	Egenvekt av armert betong	BKS 471.031 [28]	25 kN/m ³
Permanent last	Egenvekt prefabrikkert frontbjelke	Sweco Design basis Vedlegg B.1 [29]	242.6 kN
Variabel last	Jevnt fordelt nyttelast	Sweco Design basis [29]	60 kN/m ²
Variabel last	Punktlast [1mx1m]	Sweco Design basis [29]	1000 kN
Variabel last	Pullertlast	Sweco Design basis [29]	1250 kN

Tabell 3.2: Oversikt over laster på konstruksjonen

3.4 Grensetilstander

Det er vanlig å se på fire grensetilstander, men i denne oppgaven vil fokuset være på bruksgrense- (SLS) og bruddgrensetilstand (ULS). De siste tilstandene, utmattelses- og ulykkesgrensetilstand vil ikke bli vektlagt i rapporten. Grensetilstandene skal relateres til dimensjonerende lastsituasjoner, som velges slik at konstruksjonen kan oppfylle sin funksjon under de forhold som kan inntreffe [21, s. 24].

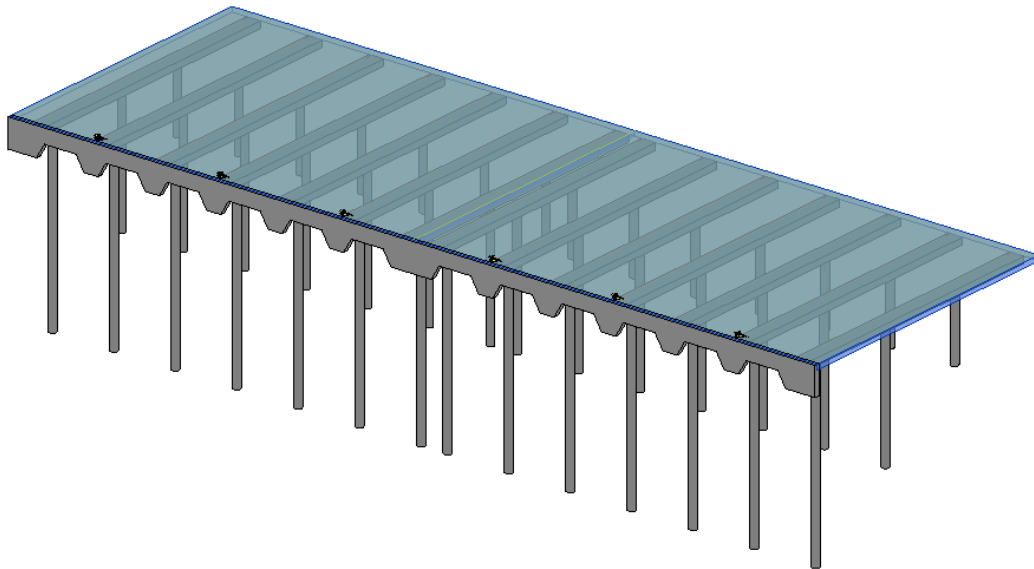
3.4.1 Bruddgrense

Bruddgrensetilstand, heretter forkortet ULS (*Ultimate Limit State*), er relatert til lokalt eller globalt brudd og angir en kapasitet for hele konstruksjonen. Det er en tilstand som er av betydning for menneskers og konstruksjonens sikkerhet [21, s. 24]. En bruddgrensekontroll gjennomføres ofte med de dimensjonerende lastene til konstruksjonen. Lastfaktorer som brukes for laster i bruddgrense bestemmes fra *ECO* og er basert på Tabell A1.2(B) [21].

3.4.2 Bruksgrense

Bruksgrensetilstand, heretter forkortet SLS (*Serviceability Limit State*), er relatert til blant annet konstruksjonens utseende, funksjon ved normal bruk og menneskers komfort [21, s. 25]. I denne rapporten blir deformasjon og riss kontrollert i bruksgrense. Det er blant annet ønskelig å begrense risstørrelse med tanke på estetiske forhold, for å sikre akseptabel korrosjonsmotstand i armeringsjern og forhindre frostsprengning . Kravene til rissvidde er knyttet til konstruksjonens eksponeringsklasse [30]. Lastfaktorer for dimensjonering i bruksgrense baseres på tabeller fra *ECO*.

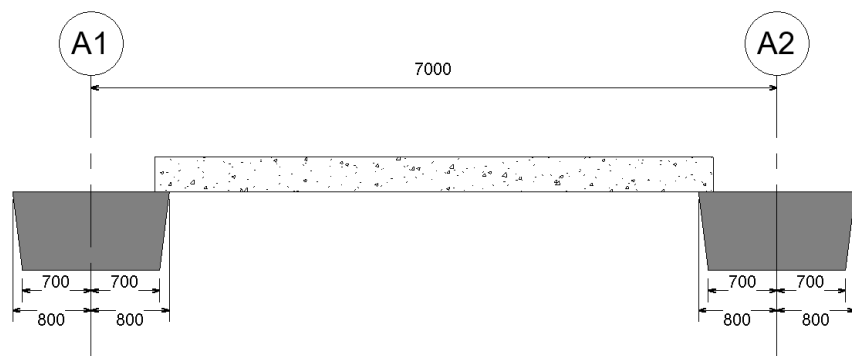
4. Dimensjonering og analyse av kaiens dekke



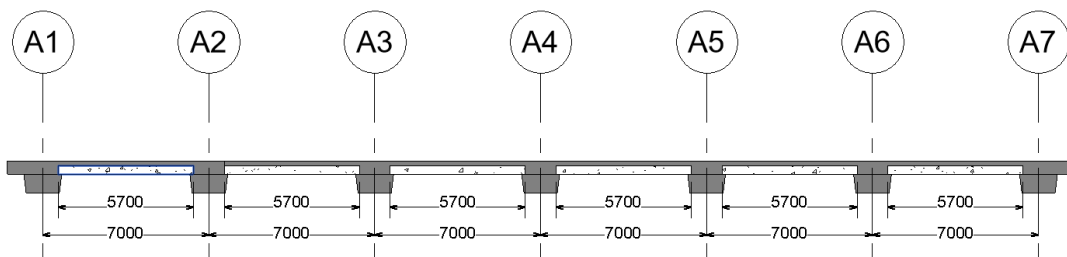
Figur 4.1: Kaidekke

4.1 Beskrivelse av valgt løsning

Dekkets funksjon er å ta imot kreftene som virker på kaien, og fordele disse videre til bjelkene. Kaidekket består av to deler, separert av en bevegesfuge i midten, på totalt 90 meter. Plattendekker monteres mellom bjelkene, og ligger 150 mm inn på hver bjelke, noe som gjør at de regnes som fritt opplagt mellom to opplegg i første fase. Dette gir en spennlengde på 5,7 meter som vist i *Figur 4.2*. Videre støpes et lag med påstøp, som gir dekket en total tykkelse på 550 mm. Når påstøpet herder står man igjen med et system bestående av seks felt på hver side av fugen. Dette er skissert i *Figur 4.3*. I denne oppgaven blir systemet kontrollert for egenlast, jevnt fordelt nyttelast på 60 kN/m^2 og en punktlast på 1000 kN som virker over 1 x 1 meter.



Figur 4.2: Plattendecke - fritt opplagt over to opplegg



Figur 4.3: Snitt nordlig del av kaidekke - seks felt

4.2 Materialdata og overdekning

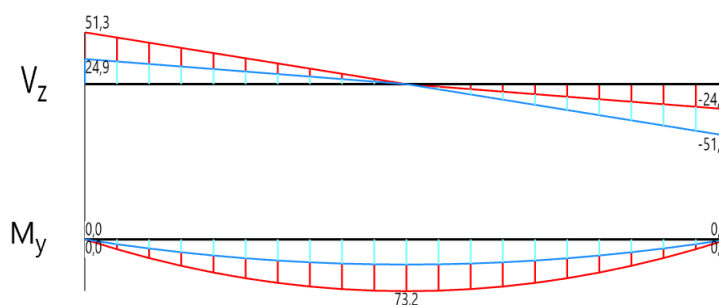
Dimensjoneringen i denne oppgaven utføres på bakgrunn av *EC2*, og tar i hovedsak for seg bygningsdeler av armert betong. Grunnet kaiens marine beliggenhet vil det benyttes betong av kvalitet B45 i alle konstruksjonsdeler. Armeringsjern er av kvalitet B500NC.

Overdekning er avstanden fra betongoverflaten til nærmeste armeringsflate. Den har til hensikt å sikre overføring av krefter ved hjelp av heft, samt beskytte mot korrosjon [23, s. 47]. Nødvendig overdekning bestemmes med tanke på konstruksjons- og eksponeringsklasse. Det er tatt høyde for en dimensjonerende brukstid på 50 år, noe som gir konstruksjonsklasse S4 i henhold til *EC2* 4.4.1.2(5) [23]. Kaien ligger i en fjord og risikerer derfor korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann. Dette gir konstruksjonsklasse XS3 ifølge *Tabell 4.1* i *EC2* [23]. I beregningene har det innledningsvis blitt antatt armering med $\varnothing 32$ i underkant (UK) av dekket. Beregninger senere i oppgaven viser at disse jernene må buntet. Overdekning blir da 60 mm, inkludert 10 mm toleranse.

4.3 Innledende kontroll av plattendekke

Siden dekket monteres i to deler, først som plattendekke mellom bjelker og deretter som fullt system med påstøp, må det dimensjoneres for to tidsepoker. For å hindre at plattendekket går til brudd i monteringsfasen, må elementet tåle sin egen vekt, i tillegg til vekten av fersk påstøp. Før påstøpet herder er det altså plattendekkets tykkelse som skal ta hele vekten alene. Ved hjelp av denne dimensjoneringen kan nødvendig tykkelse på plattendekke bestemmes.

Beregningsprogrammet ISY Design brukes for dimensjoneringen, se *Vedlegg D.8*, og resultatene kontrolleres med håndberegninger fra MathCad. Full utregning er vist i *Vedlegg D1*. I beregningene har det blitt tatt utgangspunkt i en tykkelse på 350 mm for plattendekket og 200 mm for påstøp.



Figur 4.4: Omhyllingsdiagram for egenvekt og påstøp

Vekt av plattendekke og påstøp gir et moment på 73 kNm og skjærkraft på 51 kN, som vist i *Figur 4.4*. Da har det blitt tatt hensyn til lastfaktor 1.2 for egenvekt og 1.5 for ferskt påstøp, i henhold til *EC0*. Håndberegninger gir tilnærmet likt resultat som ISY Design.

For å regne momentkapasiteten til plattendekker i denne fasen tas det utgangspunkt i 1 meter platestripe, og effektiv høyde d beregnes fra plattendekkets antatte tykkelse på 350 mm.

Plattendekket har tilstrekkelig kapasitet for både egenvekt og fersk påstøp. En kontroll av skjærkreftene viser også at platen har god nok skjærkapasitet i monteringsfasen, og vi går derfor videre med en plattendekketykkelse på 350 mm. Resultatene for Fase 1 er fremstilt i *Tabell 4.1*.

Opptredende moment	Momentkapasitet	Opptredende skjærkraft	Skjærkapasitet
$M_{Ed} = 73 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 526 \text{ kNm}$	$V_{Ed} = 51 \text{ kN}$	$V_{Rdc} = 190 \text{ kN}$

Tabell 4.1: Krefter i Fase 1

Endelig valg av armering bestemmes i påfølgende kapitler, da nyttelast vil være dimensjonerende for dette.

4.4 Bruddgrensekontroll av dekke

Etter at påstøp herder, sitter vi igjen med et dekke bestående av seks felt på hver side av bevegelsesfugen. I denne oppgaven kontrolleres kun én av sidene, og det antas at resultatene vil være gyldig for begge. I bruddgrense blir dette systemet kontrollert for dimensjonerende moment og skjærkraft med hensyn på den jevnt fordelte lasten og punktlasten som virker på dekket. Nyttelastene er ikke statiske, men kan beveges fritt over dekket. De plasseres derfor på en måte som gir størst mulig krefter i konstruksjonen. For punktlasten vil dette være i det ytterste feltet, men for jevnt fordelt last vil lastplasseringen variere. Det er avhengig av om det er dimensjonerende felt- eller støttemoment som beregnes.

De største kreftene oppstår i det venstre sidesnittet, både i felt og over støtte. Beregningene viser tilnærmet like store krefter i det høyre sidesnittet, men her vil del 2 av kaien i realiteten sørge for bedre kapasitet og lavere utnyttelse. For dimensjonering i bruddgrense blir kombinasjon 6.10b) fra *ECO* brukt, da det alltid vil være nyttelasten som er dimensjonerende. Resultatene fra disse beregningene benyttes for å bestemme nødvendig armering i dekket.

For å kontrollere resultatene fra ISY Design gjøres beregningene også for hånd i MathCad. Det har vært utfordrende å finne kilder på formler for dekker med seks felt, og vi har derfor regnet på snitt av dekket. Det har blitt tatt utgangspunkt i et dekke med tre felt for jevnt fordelt last, og to felt for punktlasten. Formlene er hentet fra *Structural Engineering Resources* [31] og "Stålkonstruksjoner - profiler og formler" [32]. Dette gjøres både for

moment- og skjærkrefter, og lastene er plassert for å gi mest ugunstig utfall. Etter samtale med veileder bør resultatene ligge innenfor en feilmargin på +/- 10 %. Alle håndberegninger er vist i *Vedlegg D2*.

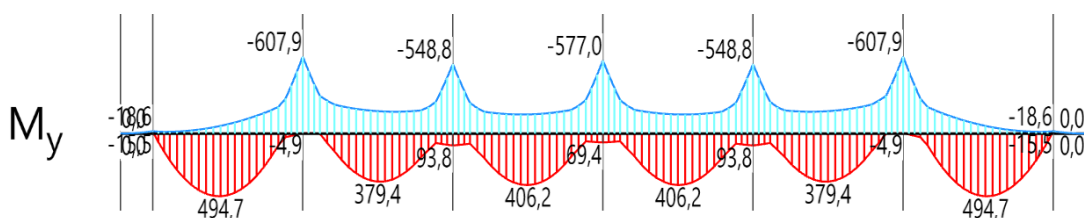
4.4.1 Dimensjonerende felt- og støttemoment

Dekket vil bli påført moment som følge av egenvekt, jevnt fordelt last og punktlast. Det er nødvendig å kontrollere de aktuelle momentene opp mot kapasiteten, og velge armering som følge av dette. I denne dimensjoneringen vil egenvekten regnes ut med hensyn på 1 meter platestripe og en høyde på 550 mm. Det samme gjelder for momentkapasiteten.

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 1532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lasttilfelle 1: Moment som følge av egenlast og jevnt fordelt nyttelast

ISY Design gjør det mulig å beregne verst tenkelige lasttilfeller ved å plassere nyttelasten i forskjellige felt. Resultatet er gitt i *Vedlegg D.9* og viser at den jevnt fordelte lasten gir moment over støtte på 608 kNm, og feltmoment på 495 kNm. *Figur 4.5* viser resultatene fra ISY Design.



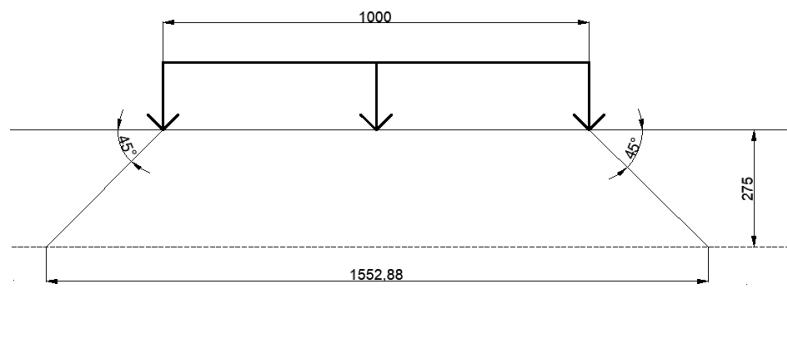
Figur 4.5: Omhyllingsdiagram for jevnt fordelt last

Det største momentet som følge av jevnt fordelt last har altså en størrelse på 608 kNm og dette oppstår over støtte for det ytterste feltet.

Lasttilfelle 2: Moment som følge av egenlast og punktlast

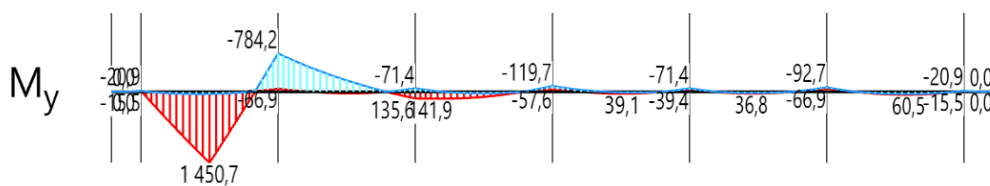
Punktlasten har som sagt en størrelsesorden på 1000 kN som virker over et areal på 1 x 1 meter. For beregning av dekke kan denne lasten fordeles ut på et større område, slik at lastflaten øker og størrelsen på lasten blir mindre. Det antas at lasten sprer seg 45 grader ned

til midten av plattenedekket. Prinsipp for dette er vist i *Figur 4.6*. Dette gjør at lastflaten blir tilnærmet lik 1.55 m x 1.55 m, og lasten kunne dermed vært redusert til 416 kN/m. I denne oppgaven ønsker vi å regne konservativt, og videre blir det tatt hensyn til punktlast på 667 kN/m, som tilsvarer et areal på 1x1.5 meter. Dette har blitt avklart med både intern og ekstern veileder.



Figur 4.6: Fordeling av punktlast i plattenedekke

Figur 4.7 viser at dimensjonerende moment, som følge av punktlast, oppstår i felt med en størrelse på 1451 kNm. *Vedlegg D.10* viser rapporten fra ISY Design. Her har punktlasten blitt påført som en spiss last, uten å ta hensyn til lastarealet. I realiteten vil momentdiagrammet se mer ut som en kurve.



Figur 4.7: Moment som følge av punktlast på 667 kN/m

Både felt- og støttemoment fra punktlast blir større enn momentene fra jevnt fordelt last. Disse verdiene er derfor dimensjonerende, og må tas hensyn til i videre beregninger.

Håndberegninger

For håndberegninger av den jevnt fordelte lasten er egenvekten naturligvis plassert over hele

systemet. For å kontrollere feltmomentet plasseres nyttelasten i de to ytterste feltene. Dette gir et resultat hvor håndberegninger gir et moment som er 3 % større enn ISY Design.

Forskjellen i verdier skyldes at systemet i ISY Design har en utkrager som gjør at feltmomentet blir mindre.

For å finne støttemomentet plasseres nyttelasten i de to feltene til venstre, og sammenlignes med det største støttemomentet fra ISY Design. Dette gir en forskjell i verdier på 2 %.

Punktlasten plasseres i midten av feltet for å gi størst felt- og støttemoment. Resultatene fra de to kontrollene er svært like og anses som ok. Her vil også utkrageren i ISY Design gi mer gunstig moment. Gjeldende felt- og støttemoment er presentert i *Tabell 4.2*.

Lasttilfelle	Plassering	ISY Design [kNm]	Håndberegninger [kNm]	Avvik [%]
Jevnt fordelt + egenlast	Felt	495	510	3 %
	Støtte	608	596	2 %
Punktlast + egenlast (dimensjonerende)	Felt	1 451	1479	2 %
	Støtte	784	757	4 %

Tabell 4.2: Felt- og støttemoment.

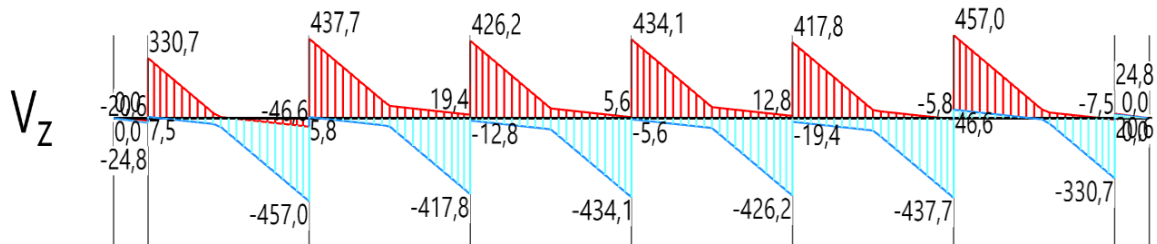
Samtlige moment er lavere enn momentkapasiteten til dekket, og vi har derfor en delvis utnyttet trykksone. Dette vil ha betydning for utregningen av hovedarmering i senere kapittel. Verdiene fra ISY Design blir benyttet videre.

4.4.2 Kontroll av skjærkrefter i dekket

Punktlasten på kaidekket vil gi store skjærkrefter og skjærkapasiteten kan derfor bli en utfordring. Punktlasten har en angrepsflate på 1 x 1 meter og det vil derfor oppstå problemer nært opplegg, da kraften i liten grad kan fordeles ut til sidene. Det vil derfor være nødvendig å se på mulighetene for å beregningsmessig redusere punktlasten som følge av nærhet til opplegg.

Skjærkraft fra jevnt fordelt last

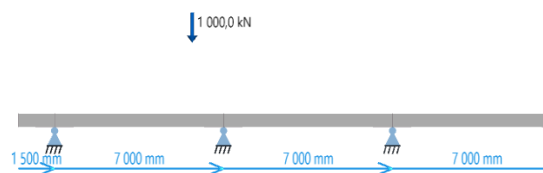
I statikkmodellen fra ISY Design oppstår størst skjærkraft ved opplegg i det ytterste feltet til venstre. I følge punkt 6.2.1(8) i EC2 kan skjærkraften i utgangspunktet leses av fra en avstand $d = 467 \text{ mm}$ fra kant av opplegg [23], men til sikker side settes denne til 438 kN ved opplegg. Skjærdiagrammet for jevnt fordelt last er presentert i *Figur 4.8*.



Figur 4.8: Skjærkraftdiagram for jevnt fordelt last

Skjærkraft fra punktlast

Punktlast på 1000 kN gir størst skjærkraft i nærhet av opplegg, med en størrelse på 1398 kN per meter platebredde. Grunnen til dette er at lasten ikke kan fordeles ned i dekket på samme måte som vist i delkapittel 4.4.1.

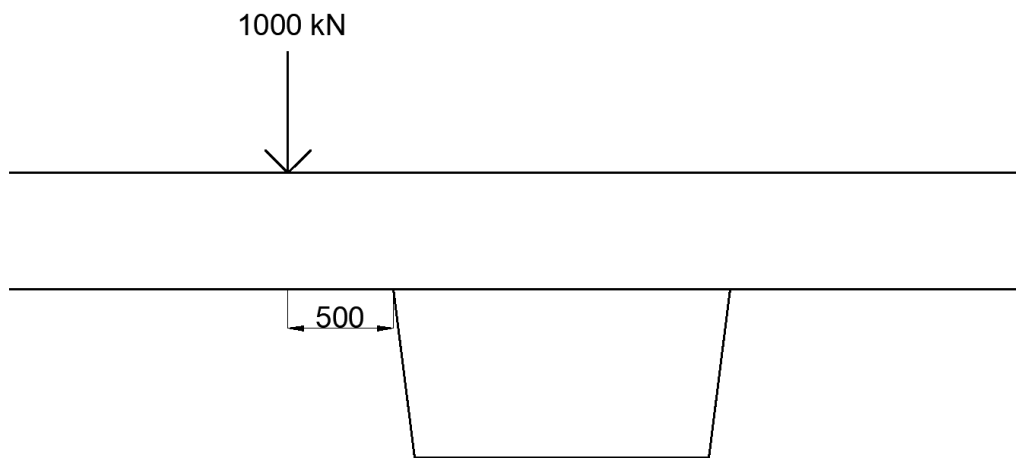


Figur 4.9: Plassering av punktlast for maksimal skjærkraft

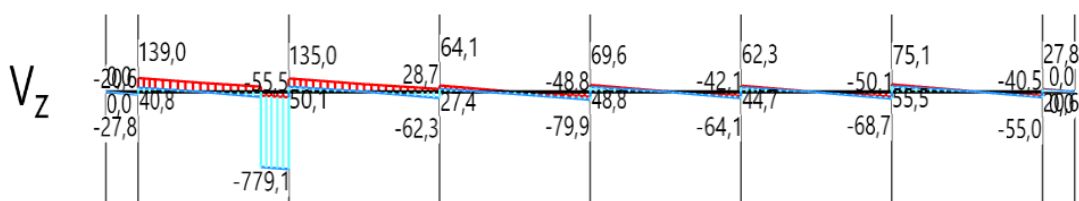
Punkt [6.2.2(6)] i EC2 gir føringer for reduksjon av skjærkraft i nærhet av opplegg, og gjelder for en avstand $0,5d < a < 2d$ fra kant av opplegg [23]. Det kontrolleres først for et lasttilfelle med senter av punktlast ved en avstand 500 mm fra kant av opplegg, som vist i *Figur 4.10*. Grunnen til dette er at dersom man ser på en lastflate tilsvarende 1×1 , vil en del av kraften tas opp av bjelken dersom den blir plassert nærmere enn dette. Reduksjonsfaktoren er gitt som:

$$\beta := \frac{a_v}{2 \cdot d} = 0.535$$

Denne faktoren multipliseres med lasten på 1000 kN. Dette gir en redusert skjærkraft lik 779 kN, og er vist i *Figur 4.11*.



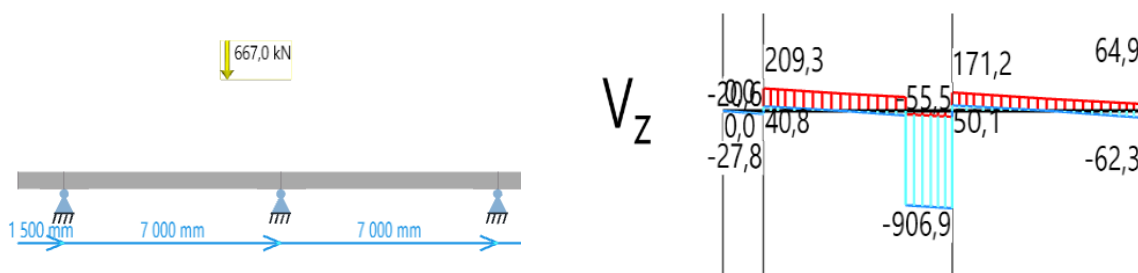
Figur 4.10: Plassering for bruk av redusert punktlast



Figur 4.11: Skjærkraft fra redusert punktlast

Skjærkraften må også kontrolleres i en avstand større enn $2d$ fra kant opplegg.

Beregningsmessig antas det at kraften fordeler seg over lik lastflate som i delkapittel 4.4.2, og har derfor en størrelse på 667 kN. *Figur 4.12* viser at dette gir en skjærkraft på 907 kN, som er større enn den reduserte kraften nær opplegg. Denne blir dermed dimensjonerende.



Figur 4.12: Skjærkraft ved en avstand $2d$ fra opplegg

Skjærkraftkapasitet

Dekker og plater er "Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering" i følge punkt 6.2.2 i EC2 [23]. Det er imidlertid nødvendig å kontrollere kapasiteten, spesielt ved laster av den størrelsen som er påført for Boliden Kai. Dette gjøres etter formel (6.2.a) og (6.2.b) i EC2.

$$V_{Rdc} := C_{Rdc} \cdot K \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d \cdot MPa = 346.5 \text{ kN}$$

Av beregningene kommer det frem at skjærkraftkapasiteten overskrides for begge lasttilfeller og det er behov for skjærarmering for at konstruksjonsdelen ikke skal gå til brudd.

Skjærarmering velges i delkapittel 4.4.3

Håndberegninger

Skjærkraft fra jevnt fordelt last beregnes ved å plassere nyttelasten i de to ytterste feltene. For å finne skjærkraften fra punktlasten plasseres den ved en avstand 2d fra kant av opplegg, og sammenlignes med diagrammene fra ISY Design. Videre brukes resultatene fra ISY Design. Oversikt over skjærkreftene er presentert i *Tabell 4.3*.

Lasttilfelle	ISY Design [kN]	Håndberegninger [kN]	Avvik [%]
Jevnt fordelt + egenvekt	457	458	0 %
Punktlast uten reduksjon	1398	NA	-
Punktlast 0.5m fra kant opplegg	779	NA	-
Punktlast avstand 2 d fra kant opplegg	907	868	4%

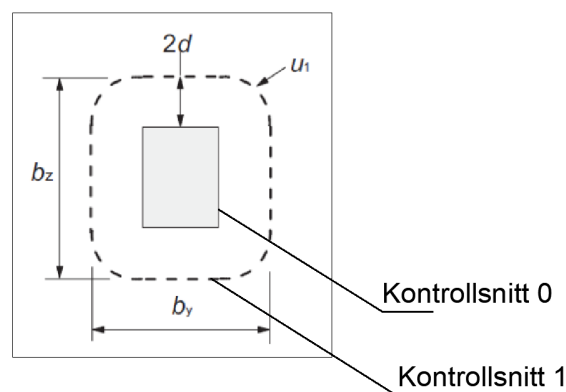
Tabell 4.3: Skjærkrefter i dekket

4.4.3 Kontroll av gjennomlokking

På grunn av den store punktlasten er det nødvendig å kontrollere skjærkraft fra konsentrerte laster. I dette tilfellet kan gjennomlokking skje som følge av last som virker på et relativt lite areal. Kontrollsnitt 0 og 1 kontrolleres for henholdsvis skjærtrykkbrudd- og skjærstrekkkapasitet. Beregningene er gjort i henhold til *EC2 6.4.3 Skjærkraft ved konsentrerte laster*. Til sikker side velger vi å bruke skjærkraft fra punktlast på 1000 kN uten reduksjon i nærhet av opplegg. Beregningene er vist i *Vedlegg D3*.

$$V_{Ed} := 1398 \text{ kN}$$

I *Kontrollsnitt 0* kontrolleres største skjærspenning ved lastens kant opp mot maksimal skjærspenningskapasitet. I *kontrollsnitt 1* sammenlignes spenningen ved en avstand $2 \cdot d_{\text{eff}}$ med kapasiteten, for å se om det er behov for ekstra armering her. En skisse av de ulike kontrollsnittene er vist i *Figur 4.13*, og er hentet fra *Kapittel 6.4* i *EC2*.



Figur 4.13: Kontrollsnitt [23, s.96]

Beregningene viser at det ikke er fare for gjennomlokking i dekket. Det er verdt å merke seg at beregningene for støpeskjøten i delkapittel 4.4.3 viser at det likevel legges inn skjærarmering mellom plattendekke og påstøp. Det konkluderes derfor med at det ikke er fare for gjennomlokking, selv når konservativ skjærkraft er brukt. Resultatene fra kontrollen er vist i *Tabell 4.4*.

Kontrollsnitt	Største skjærspenning [MPa]	Kapasitet [MPa]	Utnyttelse [%]
0	$V_{Ed0} = 1.131$	$V_{Rd,max} = 5.018$	0.23
1	$V_{Ed1} = 0.46$	$V_{Rdc} = 0.611$	0.75

Tabell 4.4: Oversikt over gjennomlokking i dekket

4.4.4 Valg av armering i dekke

Det legges inn hovedarmering i både over- og underkant av kaidekket. Dette skal ta hensyn til dimensjonerende moment i konstruksjonen. Valg av armering gjelder for 1 meter platestripe av betongdekket, og beregninger er vist i *Vedlegg D4*.

Krav til senteravstand av hovedarmering:

Ved valg av armering tas det hensyn til reglene om maksimal senteravstand i *NA.9.3.1.1 i EC2*. For "områder med konsentrerte laster og med største moment" skal største senteravstand ikke overskride 250 mm [23].

Minste og største armeringsareal

Krav til armering fremgår av kapittel *NA.9.2.1.1 i EC2* og er vist i *Tabell 4.5*

Minimumsarmering	Største tillatte armering
$A_{s,min} = 888 \text{ mm}^2$	$A_{s,max} = 22\,000 \text{ mm}^2$

Tabell 4.5: Armeringskrav

Påfølgende beregninger viser at samtlige armeringsmengder i dekket tilfredsstiller kravene i *EC2* [23].

Hovedarmering i underkant dekke

Moment fra punktlaster er dimensjonerende, og oppstår i felt. Det legges to jern med buntet armering i underkant, for å oppnå nok armeringsareal. Over støtte er det ikke nødvendig at

armeringsjern buntet, grunnet minimalt med moment i underkant.

- Armeringsjern: $\emptyset 32$
- Senteravstand: 150 mm
- Antall i bunt: 2

Dette gir et armeringsareal per løpemeter som er større enn den nødvendige mengden.

$$A_{s_{UK}} := \frac{b}{S_{UK}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_n}{2} \right)^2 = 10723 \text{ mm}^2$$

Momentet reduseres desto lenger vekk fra felt man kommer, og det kan være et alternativ å optimalisere konstruksjonen ved å avtrappe armering vekk fra felt. I denne oppgaven har det blitt bestemt at vi regner konservativt og legger full armering over hele dekket. Det er verdt å kommentere at senteravstanden i underkant kunne blitt økt til 175 mm, men av konstruksjonsmessige årsaker gjøres ikke dette. Det er for at det skal bli symmetri mellom overkant- og underkantarmoring, i tillegg til skjærbøyler.

Armering i overkant av dekke

Armeringsmengde i overkant styres av støttemomentet som følge av punktlasten på 6-feltssystemet av kaien. I beregningen har det blitt tatt hensyn til største moment rett over opplager. Valgt armering legges over hele dekket. Da vil denne armeringen også være med på å ta momentet som kommer av den jevnt fordelte lasten, og armeringen avtrappes derfor ikke.

Valgt armering i overkant:

- Armeringsjern: $\emptyset 32$
- Senteravstand: 150 mm
- Antall lag: 1

$$A_{s_{OK}} := \frac{b}{S_{OK}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{32}}{2} \right)^2 = 5362 \text{ mm}^2$$

Svinn- og fordelingsarmering

Det stilles krav til at svinn- og fordelingsarmering skal tilsvare 20 % av armeringsarealet til hovedarmeringen [23, s. 157]. I dette tilfellet utgjør kravet et areal på 2145 mm² per meter platestripe. Svinn- og fordelingsarmering legges både i underkant og i overkant av dekket. Siden dekket støpes monolittisk med bjelken, er det kreftene på bjelken som bestemmer størrelse og senteravstand for svinn- og fordelingsarmeringen i området rundt bjelkene. Bjelkeberegninger i *delkapittel 5.2* viser at det derfor må legges Ø32 med varierende senteravstand i overkant rundt bjelken.

Resterende S&F-armering bestemmes på vanlig måte.

Valgt svinn- og fordelingsarmering:

- Armeringsjern: Ø20
- Senteravstand: 125 mm

$$A_{s_{\text{svinn}}} := \frac{b}{S_{\text{svinn}}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\text{Ø}_{20}}{2} \right)^2 = 2513 \text{ mm}^2$$

Maks lengde på armering

Armeringsjern blir vanligvis ikke levert til byggeplass med en lengde som er større enn 12 meter. Armeringsjern i overkant av dekket blir derfor skjøtet både i lengde- og bredderetning. Jernene skjøtes i de områdene hvor det oppstår minst moment, og det er viktig å passe på at det er tilstrekkelig plass til å skjøte armeringen. Skjøting av armeringsjern må tas hensyn til i utforming av bøyeliste. Nødvendig lengde på skjøten settes til 60 x Ø for å være på den sikre siden.

- Skjøtelengde hovedarmering: 60 x 32 mm = ca. 2 meter
- Skjøtelengde S&F-armering: 60 x 20 mm = 1.2 meter

Skjærarmering

Av utregningene i *delkapittel 4.4.2* kommer det frem at skjærkapasiteten overskrides, og at det derfor må legges skjærarmering i dekket. Skjærkraften varierer med hensyn på nærhet til

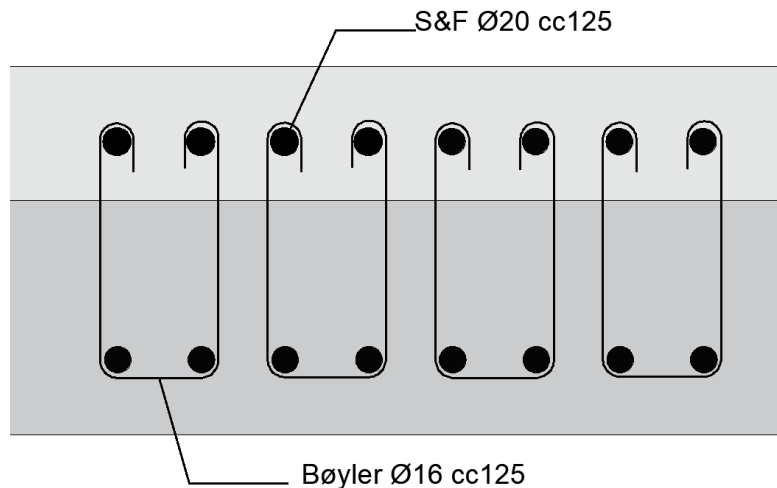
opplegg. For å være sikker på at konstruksjonen ikke går til brudd som følge av denne kraften, legges det derfor inn betydelige mengder skjærarmering i platen. Beregningene er konservative da det har blitt tatt hensyn til skjærkraft uten reduksjon nært opplegg. Denne mengden legges over hele platen, til tross for at skjærkraften varierer. Dersom det er ønskelig å optimalisere konstruksjonen kan denne armeringen avtrappes lenger vekk fra opplegg. Da vil det være naturlig å se på skjæradiagrammet, og finne ut hvor på dekket det er mulig å legge inn mindre armering med tanke på opptredende skjærkraft. I denne rapporten har det ikke blitt gjort beregninger på dette.

Delkapittel 9.2 og 9.3 i EC2 definerer konstruksjonsregler for blant annet skjærarmering i både bjelker og plater. Ifølge punkt 9.2.2(2) bør bøyene ligge rundt strekkarmeringen og trykksonen [23]. Det kan være hensiktsmessig å vurdere dette for plater også, men det medfører at overdekningen endres, noe som vil ha konsekvenser for resten av beregningene. Etter samtale med ekstern veileder velger vi derfor å legge skjærarmeringen rundt svinn- og fordelingsarmeringen slik at overdekningen ikke reduseres. Prinsipp for dette er vist i *Figur 4.14*.

Utrekningen er vist i *Vedlegg D4* og følger EC2 6.2.3. Det er da tatt hensyn til Ø16 skjærarmeringsbøyer med senteravstand 125 mm, som monteres på svinn- og fordelingsarmeringen. Disse bøyene monteres på hvert jern i bredderetning i dette området. Dette gir god kapasitet for den største skjærkraften.

$$V_{Rds} = 4413 \text{ kN}$$

Til sikker side legges denne armeringen over hele dekket, men kan som sagt avtrappes dersom det er ønskelig.



Figur 4.14: Skjærbøyler

Skjærarmeringen i Figur 4.14 er lagt med “åpen ende” opp. Her kunne det også vært hensiktsmessig å snu bøyler opp ned i forhold til det som er vist. Dette er en sak som kan og bør vurderes før montering.

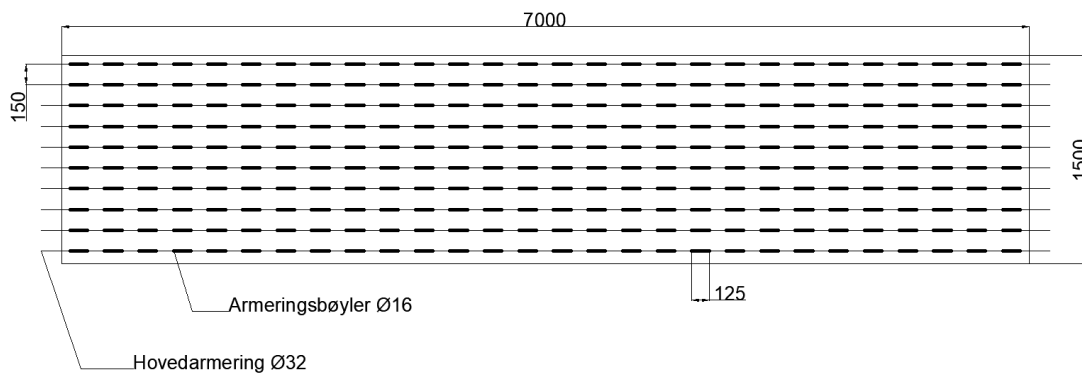
Skjærarmering i støpeskjøt

For at dekket skal oppnå maksimal styrke og full tverrsnittstykkelse er det nødvendig med armering i støpeskjøten mellom plattendekke og påstøp. Plattendekket støpes på fabrikk, mens påstøp støpes på byggeplass, og dekket må derfor oppfylle kravene i *Kapittel 6.2.5 i EC2* [23].

Skjærarmeringen som er beskrevet ovenfor vil også virke som armering i støpeskjøtet. Beregningene i *Vedlegg D5* viser at følgende armeringsmengder er tilstrekkelig i støpeskjøten.

- Skjærbøyler: Ø16 cc 150 på hvert armeringsjern i bredderetning
- Skjærbøyler Ø16 c250 på hvert S&F-jern i lengderetning

Dette tilsvarer 28 bøyler per 1 m² plate. Figur 4.15 viser hvordan skjærbøyler legges i platen. Som nevnt tidligere er dette en konservativ tilnærming, og det er fullt mulig å avtrappe armering i felt av dekket.



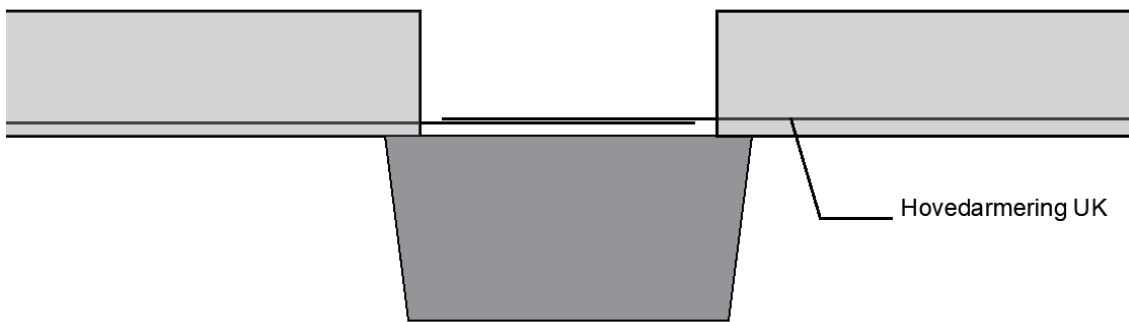
Figur 4.15: Skjærarmering i støpeskjøt dekket

Forankring

Armeringen må være fullt forankret over opplegg. I overkant av dekket går armeringen kontinuerlig forbi opplegg, og det er derfor ikke nødvendig med ytterligere forankring. Underkantarmoring må derimot forankres over opplegg, og dette løses med utstikkende jern fra hvert plattendekke, som går videre inn over bjelken. Prinsipp for dette er vist i *Figur 4.16*. Her har det kun blitt tegnet opp lengdearmoring i underkant, men i realiteten vil det også komme oppstikkende jern fra bjelken. Dette er med på å sørge for at påstøpet er tilstrekkelig armert.

Beregninger i *Vedlegg D6* viser at det ikke er nødvendig med ekstra forankring over fritt opplegg, grunnet den store armeringsmengden som er brukt for lengdearmoring. I bredderetning, der hvor plattendekker ligger ved siden av hverandre, er det mulig at det oppstår et svakt punkt. Det bør derfor legges inn armeringsjern på tvers av plattendekkene for å styrke konstruksjonen i disse områdene. Det blir ikke gjort beregninger på dette i denne rapporten.

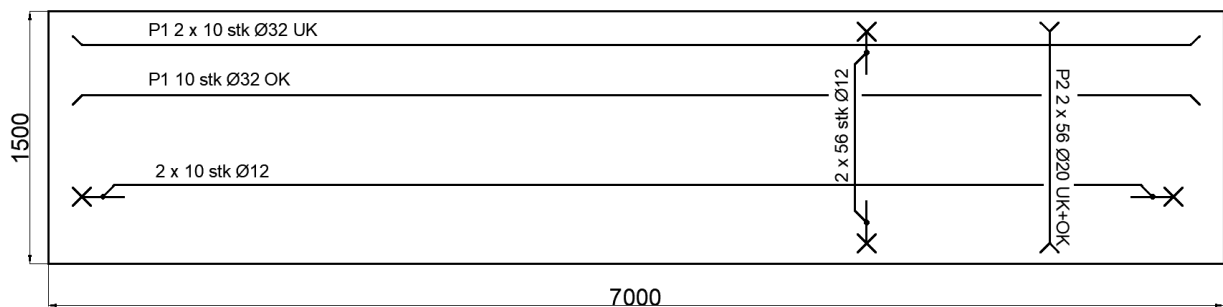
Det legges også inn bøyer rundt kanten av dekket, som gjør det mulig å forankre både lengdearmeringen og svinn- og fordelingsarmering. Det brukes $\varnothing 12$ bøyer i begge retninger. I bredderetning legges disse med senteravstand 150 mm, tilsvarende som hovedarmeringen. Bøyer i lengderetning legges med senteravstand 125 mm, likt som for svinn- og fordelingsarmering.



Figur 4.16: Prinsipp for forankring av UK armering over opplegg

Valgt armering

På bakgrunn av kontrollene i bruddgrense legges armering slik som vist i Figur 4.17 og Tabell 4.6. Skjærarmeringen har ikke blitt tegnet inn her, da denne allerede er vist tidligere. En viktig merknad er at noe av dekkets svinn- og fordelingsarmering som sagt vil opptre som bjelkens hovedarmering. Dette har ikke blitt tegnet inn i den aktuelle armeringstegningen for dekket.



Figur 4.17: Armeringstegning av plattendekke med påstøp

Type armering	Kamdiameter [mm]	Senteravstand [mm]	Antall [stk]	Areal [mm ²]
Hovedarmering UK	32	150	7 (bunt)	10723
Hovedarmering OK	32	150	7	5362
S&F UK + OK	20	125	8+8	5026
Armering støpeskjøt/ skjærarmering	16	150/250	28	11 260

Tabell 4.6: Valgt armering per meter platestripe av kaidekket

4.5 Bruksgrensekontroll av dekke

For Boliden kai er det nødvendig å kontrollere rissvidde og nedbøyning av dekket i bruksgrense. Grunnet kaiens marine beliggenhet er den spesielt utsatt for korrosjon som følge av saltvann som trenger inn i betongen. Dette gjør kontroll og krav til rissvidde spesielt viktig i dimensjoneringen.

Både nedbøyning og rissvidde kontrolleres i to faser for betongdekket. *Fase 1* tar for seg et fritt opplagt plattenedekke som skal tåle sin egen vekt, i tillegg til vekten av vått påstøp. Dekket vil da ha en tykkelse på 350 mm, som tidligere nevnt. I denne fasen er det kun egenvekt som kontrolleres. *Fase 2* omfatter et seksfelts kaidekke etter at påstøp herder. Tykkelsen til dekket vil da være 550 mm, og skal kontrolleres for kort- og langtidsdel av nyttelast. Dersom bruksgrensekontrollen ikke er tilfredsstillende, vil det være nødvendig å legge inn mer armering enn det som ble fastslått i delkapittel 4.4. Resultatene fra ISY Design er vist i *Vedlegg D.8, D.9 og D.10*.

4.5.1 Nedbøyning

I bygningskonstruksjoner tas det høyde for tre typer deformasjon, som enten opptrer alene eller i kombinasjon med hverandre [33];

- Umiddelbar deformasjon
- Deformasjon på grunn av langtidslast
- Deformasjon på grunn av uttørking

I *Fase 1* vil plattendekket få en umiddelbar nedbøyning fra egenlast og vått påstøp i underkant. Påstøpet vil likevel ligge flatt i topp. I *Fase 2* vil de vertikale nyttelastene på dekket gi ytterligere nedbøyning. I denne fasen vil også laster over lengre tid føre til at betongen trykkes sammen, utover den umiddelbare deformasjonen. Betongen vil da bli påvirket av kryp, som er en tilleggsdeformasjon på grunn av langtidslast. I tillegg vil uttørking av betongen kunne føre til svinn, som vil si at betongen krymper [34]. Kaidekket til Boliden er armert såpass mye i overkant, så virkningen av svinn kan neglisjeres i dette tilfellet.

Underkant av dekket vil ikke være synlig ved normal bruk, og estetiske hensyn er derfor nedprioritert. Dekket er imidlertid dimensjonert for en helning på 1:100 mot land, og det er derfor viktig at nedbøyningen ikke påvirker dette.

Beregninger for nedbøyning er vist i *Vedlegg D7*.

Fase 1: Umiddelbar deformasjon

I *Fase 1* vil egenlast i kombinasjon med vått påstøp gi de største kreftene på snittet, og det er derfor dette lasttilfellet det tas utgangspunkt i beregningene. Plattendekket kontrolleres for å kartlegge om kravet til nedbøyning er tilfredsstillt i monteringsfasen. Vi ser da på et fritt opplagt system. Anbefalt krav for nedbøyning bestemmes av punkt 7.4(4) i *EC2* og settes lik $L/250$ [23].

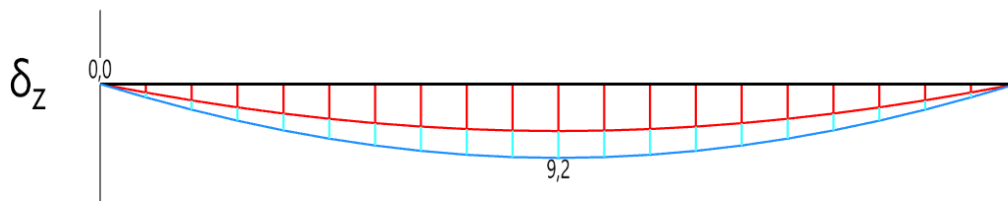
$$\delta_{krav1} := \frac{l}{250} = 22.8 \text{ mm}$$

Riss i betongen gir betydelig redusert stivhet [35]. For nedbøyningen til platen er det nødvendig å bestemme kryptall for så å finne bøyestivheten til plattendekket. I beregningene blir det tatt hensyn til riss, selv om det er snakk om umiddelbar nedbøyning. Ved hjelp av nedbøyningsformler, formelhefte og regler i *EC2* finner vi at maksimal nedbøyning for dekket

i Fase 1 får følgende verdi:

$$\delta_{fase1} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{Ed} \cdot l^4}{E_c I_c} = 6 \text{ mm}$$

Som vist i Figur 4.18, gir ISY Design en nedbøyning på 9.2 mm i Fase 1. Disse verdiene er relativt like og vi velger å akseptere dette resultatet.



Figur 4.18: Nedbøyning plattendekke i Fase 1

Nedbøyningen i Fase 1 er mindre enn anbefalt krav for nedbøyning.

Fase 2: kort- og langtidslast

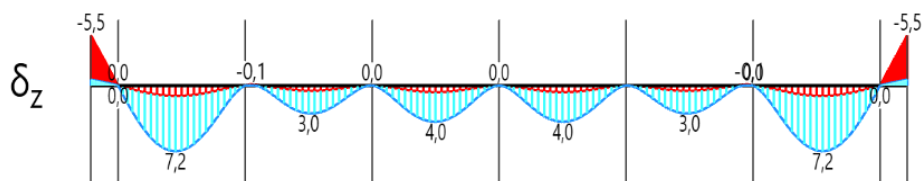
Systemet i Fase 2 blir kun kontrollert i ISY Design. Dette er fordi det finnes få kilder som gir formel for nedbøyning for et seksfelts dekke. Anbefalt krav for nedbøyning i Fase 2 blir følgende:

$$\delta_{krav2} := \frac{L}{250} = 28 \text{ mm} \quad \delta_{krav.utkrager} := \frac{L}{250} = 6 \text{ mm}$$

Jevnt fordelt last

Dimensjonering i ISY Design viser at største nedbøyning i felt som følge av jevnt fordelt last er på 7.2 mm, noe som er godt innenfor anbefalingen. Nedbøyning i utkrager er også ok.

Resultatet er fremstilt i Figur 4.19.



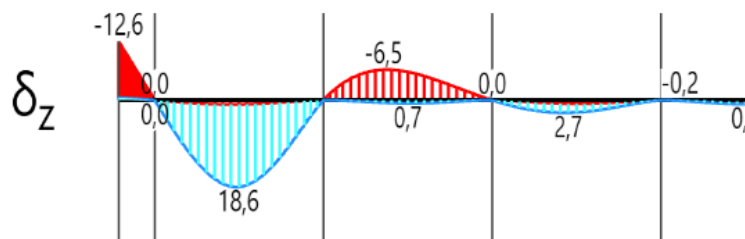
Figur 4.19: Nedbøyning som følge av jevnt fordelt last

Punktlast

Punktlasten på 667 kN, plassert i midten av ytterfeltet, vil bli dimensjonerende. Den gir en nedbøyning på 18.6 mm i felt. For dette lasttilfellet blir nedbøyningskravet til utkrageren overskredet i overkant, og det må derfor støpes med overhøyde. I henhold til EC2 punkt [7.4.1(4)] bør man ikke forske overhøyde større enn $L/250$, noe som tilsvarer 6 mm i dette tilfellet [23]. Når det tas hensyn til overhøyde blir faktisk deformasjon i utkrager lik 6.6 mm, som fortsatt gjør at kravet overskrides.

$$\delta_{utkrager} := 12.6 \text{ mm} - \frac{L}{250} = 6.6 \text{ mm}$$

Vi velger likevel å akseptere resultatet, og valgt løsning beholdes. Grunnen til dette er overskridelsen på 0.6 mm er såpass liten at den ikke vil ha betydelige estetiske konsekvenser. Det vil heller ikke ha noen konstruktive konsekvenser. I tillegg har vi tatt utgangspunkt i et konservativt krav til nedbøyning, da det også er vanlig å gå ut fra en maksimal nedbøyning tilsvarende $L/200$. Nedbøyning for Fase 2 som følge av punktlast er vist i Figur 4.20.



Figur 4.20: Nedbøyning som følge av punktlast

I realiteten er det ikke nødvendig å inkludere forskyvning fra Fase 1 i overkant siden plattendeckket blir støpt inn med påstøp.

4.5.2 Rissviddekontroll

Kontroll av rissvidde i dekket er den mest kritiske kontrollen i bruksgrense. Riss kan oppstå av volumendringer innad i betongen, nedbrytning fra for eksempel kloridinntrengning og som følge av brukslaster [2, s.69]. Man ønsker å unngå riss av spesielt tre årsaker [30]:

- estetikk
- forhindre armeringskorrosjon
- forhindre frostsprengning.

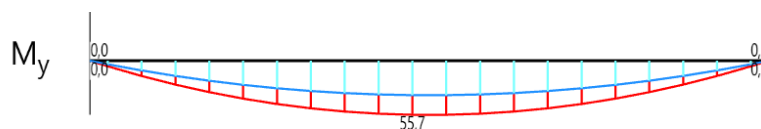
For kaikonstruksjonen er det spesielt viktig å unngå for stor rissvidde med tanke på armeringskorrosjon. Konstruksjonen befinner seg i et marint miljø, og inntrengning av saltvann kan føre til problemer med korrosjon. På samme måte som nedbøyning kontrolleres også riss for to faser. De to fasene vil ha ulike tverrsnitt og lasttilfeller, og resultatene vil derfor variere avhengig av dette. Beregningene er vist i *Vedlegg D7*.

Fase 1

Det antas at plattendekkene monteres 7 dager etter ferdig støp. Kryptall for denne fasen tilsvarer 1.63. Dette samsvarer med resultater fra ISY Design.

$$\varphi_{0,egen} := \beta t_{o,egen} \cdot \beta f_{cm} \cdot \varphi_{RH} = 1.634$$

Totallast for fase 1 er på 13.75 kN/m, som gir et karakteristisk feltmoment på 55.7 kNm. Momentdiagrammet er vist i *Figur 4.21*.



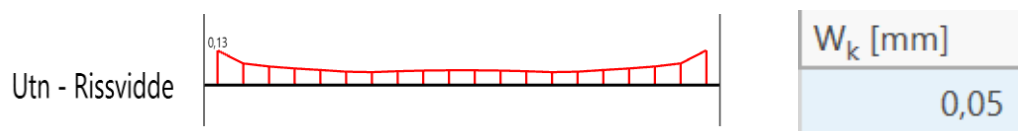
Figur 4.21: Karakteristisk feltmoment i Fase 1

Armeringsspenningen sammenlignes med kravene i Tabell 7.2N i EC2, som tar utgangspunkt i stangdiameter $\varnothing 32$ og $W_k = 0.3$ [23]. Det er også nødvendig å kontrollere karakteristisk rissvidde mot gjeldende krav. Resultatene er vist i *Tabell 4.7*.

Opptredende armeringsspenning	Krav til armeringsspenning	Karakteristisk rissvidde	Krav til rissvidde
$\sigma_{s,1} = 27.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{tillat} = 160 \text{ N/mm}^2$	$W_k = 0.035 \text{ mm}$	$W_{max} = 0.36 \text{ mm}$

Tabell 4.7: Risskontroll Fase 1

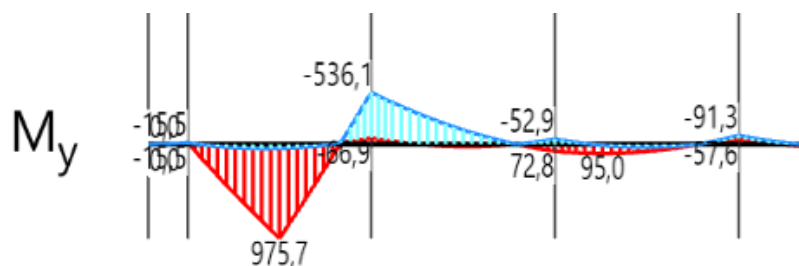
Håndberegningene fraviker noe i forhold til verdiene fra ISY Design i *Figur 4.22*, men vi velger å akseptere resultatet da utnyttelsen er lav.



Figur 4.22: Rissvidde i Fase 1 fra ISY Design

Fase 2

I *Fase 2* blir dekket utsatt for nyttelaster i form av punkt- og jevnt fordelt last. Som vist i *Figur 4.23* er det punktlasten på 667 kN som gir størst moment, både i felt og over støtte.



Figur 4.23: Dimensjonerende moment i bruksgrense fra punktlast

I denne fasen tas det hensyn til både langtid- og korttidsvirkning av nyttelasten, og det er nødvendig å regne ut en midlere E-modul. Dette gjøres ved hjelp av *Tabell NA.A1.1* i *ECO* [21], og gjeldende kryptall. I beregningene antas det at betongen blir belastet for egenlast etter 7 døgn, og nyttelast etter 28 døgn. I håndberegningene tas det også hensyn til egenvekten av plattendeckket, til tross for at denne egentlig virker i *Fase 1*.

$$E_{mid} := \frac{q_{tot}}{\frac{g_{Ed}}{E_{cl.g}} + \frac{p_{Ed.l}}{E_{cl.p}} + \frac{p_{Ed.k}}{E_{cm}}} = 20338 \text{ MPa}$$

Armeringsspenning

Videre er det nødvendig å kontrollere armeringsspenning og rissvidde for moment både over støtte og i felt. Grunnen til dette er at det er ulik armeringsmengde i OK og UK av dekket, som kan gi varierende resultat med hensyn på de aktuelle momentene. For armeringsspenningen i UK er det nødvendig å slå sammen spenningen for de to fasene og kontrollere opp mot krav i *Tabell 7.2N* og *Tabell 7.3N* i EC2 [23].

Det stilles en rekke krav i EC2 for bruk av disse tabellene. Blant annet baserer tabellen seg på at overdekningen på konstruksjonen er 25 mm og at høyden på tverrsnittet subtrahert med den effektive tykkelsen skal være lik høyden multiplisert med faktoren 0.1. Det er flere av disse forutsetningene som ikke er overholdt for dekket til kaien. Derfor har det blitt bestemt at den summerte spenningen i armeringen i underkant for dekket, skal være godt innenfor kravet som foreligger i EC2 Tabell 7.3N. Som anbefalt gjennom undervisning i faget betongkonstruksjoner.

En oversikt over resultatene for armeringsspenningen i Fase 2 er vist i *Tabell 4.8*.

Opptredende armeringsspenning	Tillatt armeringsspenning	Utnyttelse
$\sigma_{s,UK, fase2} = 232.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{tillatt} = 280 \text{ N/mm}^2$	0.83
$\sigma_{s, fase2, totalt} = 259.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{tillatt} = 280 \text{ N/mm}^2$	0.93
$\sigma_{s,OK, fase2} = 122.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{tillatt} = 280 \text{ N/mm}^2$	0.44

Tabell 4.8: Armeringsspenning i Fase 2.

Det holder at armeringsspenning oppfyller minst *ett* av kravene i henholdsvis *Tabell 7.2N* og *7.3N* i EC2, og det konkluderes derfor med at armeringsspenningen i dekket er OK.

Rissvidde

Videre kontrolleres også selve rissvidden i felt og over støtte, og sammenlignes med kravene satt i standarden. Dette gjøres både ved hjelp av håndberegninger og ISY Design. Resultatene er fremstilt i henholdsvis *Tabell 4.7* og *Figur 4.24*.

Opptredende rissvidde	Tillatt rissvidde	Utnyttelse
$W_{k,\text{felt}} = 0.316 \text{ mm}$	0.36 mm	0.88
$W_{k,\text{støtte}} = 0.129 \text{ mm}$	0.36 mm	0.36

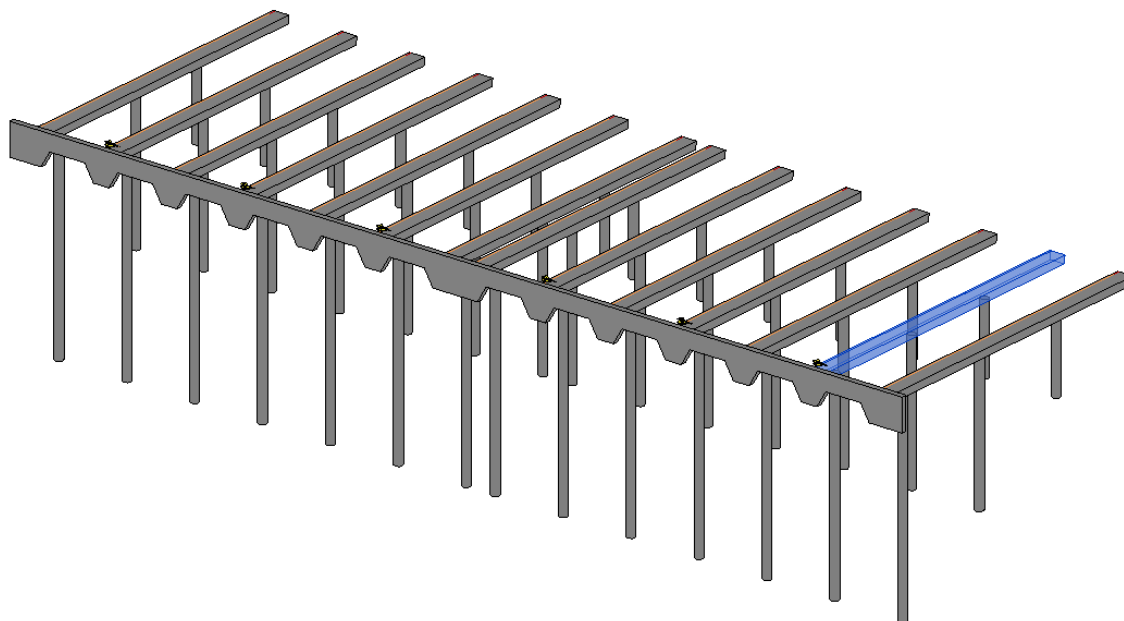
Tabell 4.9: Rissvidde i Fase 2

Rissutn	w_{max} [mm]	W_k [mm]
✓ 0,02	0,36	0,01
✓ 0,37	0,36	0,13
✓ 0,33	0,36	0,12
✓ 0,06	0,36	0,02
✓ 0,07	0,36	0,03
✓ 0,06	0,36	0,02

Figur 4.24: Resultater fra ISY Design

Resultatene for karakteristisk rissvidde i Fase 2 er svært forskjellige for de to kontrollene. Vi er usikker hva dette avviket skyldes, men en av grunnene kan være at egenvekten har blitt inkludert i begge fasene for hånd. Håndberegningene gir den klart største rissviddeutnyttelsen, men er likevel innenfor kravet. Vi velger derfor å akseptere resultatet, og legger ikke inn ytterligere armering enn det som er bestemt i tidligere delkapittel.

5. Dimensjonering og analyse av bjelker



Figur 5.1: Dimensjonert bjelke

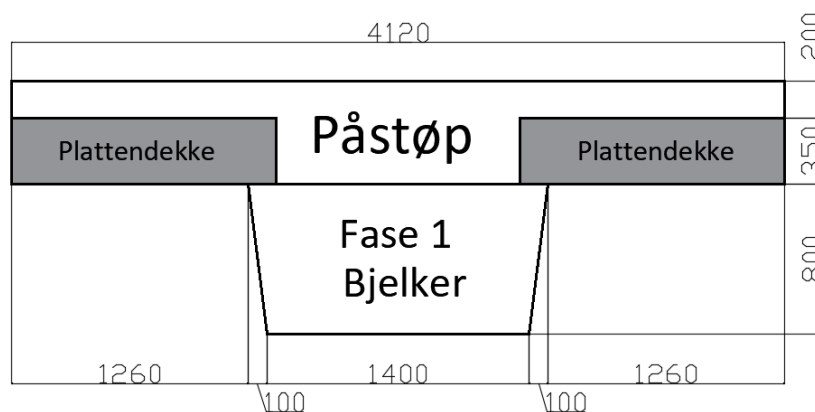
Kaiens bjelker har til hensikt å føre kreftene som kommer fra dekket videre ned i pelene, som igjen fører kreftene ned i fjell. Etersom kaien utsettes for vesentlige krefter har det blitt valgt å ta i bruk plastøpte bjelker i kaikonstruksjonen.

Plastøpte bjelker er den mest passende bjelketypen i denne situasjonen, dersom man tar gjennomførbarhet av bygging og endelig kapasitet av konstruksjonen i betraktning. Det mest aktuelle alternativet ville vært prefabrikerte betongbjelker. Kaikonstruksjonens store spenn og lastsituasjon hadde krevd bjelker av svært stor vekt og lengde, og gjennomførbarheten ville blitt et problem. Andre alternativer ses bort ifra da de ikke vil ha tilstrekkelig kapasitet etter de kreftene kaien utsettes for.

Ut ifra den byggemetoden som er valgt for kaikonstruksjonen vil det være nødvendig å gjøre beregninger i to faser for bjelkene. I den første fasen, heretter kalt Fase 1, vil bjelkene være belastet av sin egenvekt samt egenvekt av dekket. Grunnen for at det gjøres slik er fordi det vil være en periode etter utstøping hvor dekket er vått. Dekkets påstøp vil derfor ikke bære noen form for krefter i denne tilstanden. Det vil bli brukt et bjelketverrsnitt formet som et trapes, da dette er med på å redusere risikoen for blæredannelse under støping [5, s. 54].

Støping av betong på sjøen medfører store utfordringer og derfor vil stålbjelker festes til pelene for å bære egenvekten av Fase 1 med forskaling. Stålbjerkene festes altså på sidene til pelene i øst-vestlig retning, og slik bærer de egenvekten av forskaling og Fase-1 bjelker på best mulig måte. Valg av stålprofil gjøres av entreprenør.

Den andre fasen for kaiens bjelker, heretter kalt Fase 2, beskriver situasjonen hvor dekket har herdet. Etter EC2 10.9.3 (8) kan bjelkene i denne fasen beregnes som en samvirkekonstruksjon med dekket [23]. Dette gjør at bjelkens tverrsnitt omgjøres til et t-tverrsnitt med effektiv flensbredde, samt en økt verdi av tverrsnittets effektive tykkelse. Begge disse variablene har en vesentlig positiv innvirkning på bjelkenes kapasitet. Figur 5.2 viser en prinsippskisse av hvordan utformingen av bjelkenes tverrsnitt vil være i Fase 2, samt hvilke deler tverrsnittet består av i den endelige fasen.



Figur 5.2: Oppbygging av bjelketverrsnitt

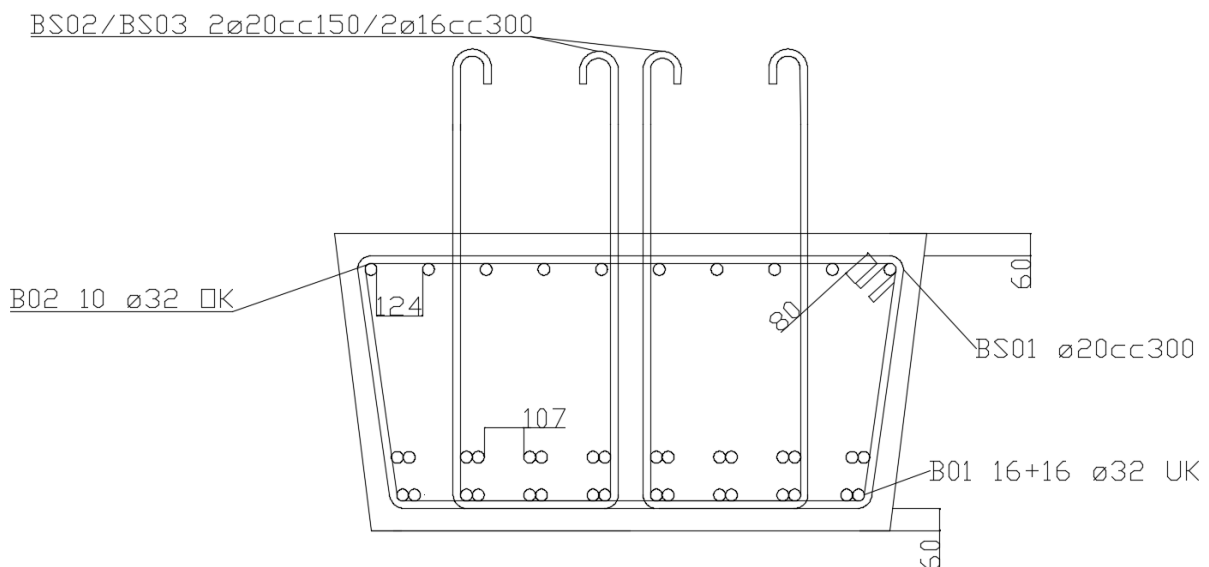
I dimensjoneringen av kaiens bjelker er det den nest nordligste bjelken beregningene baseres på. Denne bjelken er valgt ettersom den har en kombinasjon av størst lastbredde og størst spenn mellom opplegg. I Figur 5.1 er denne bjelken fremhevet i blått. Det betyr at alle de andre bjelkene i kaikonstruksjonen utsettes for mindre laster enn den nest nordligste. Det vil være en konservativ betraktning dersom alle bjelkene bygges med samme dimensjoner og armering som den dimensjonerte bjelken. Denne metoden medfører vesentlige tidsbesparelser i forhold til en løsning hvor alle bjelkene dimensjoneres hver for seg. Det statiske systemet til den nest nordligste bjelken er vist i Figur 5.3, tatt fra modell i ISY Design.



Figur 5.3: Statisk system

5.1 Kontroll av Fase 1 - Bjelker

Som tidligere nevnt vil det være nødvendig å gjøre kapasitetskontroller for bjelkene før plattendekket påstøp har herdet. I denne fasen vil det kun være det trapesformede tverrsnittet med høyde lik 800 mm som er bærende. Tverrsnittet med valgt armering er vist i Figur 5.4.

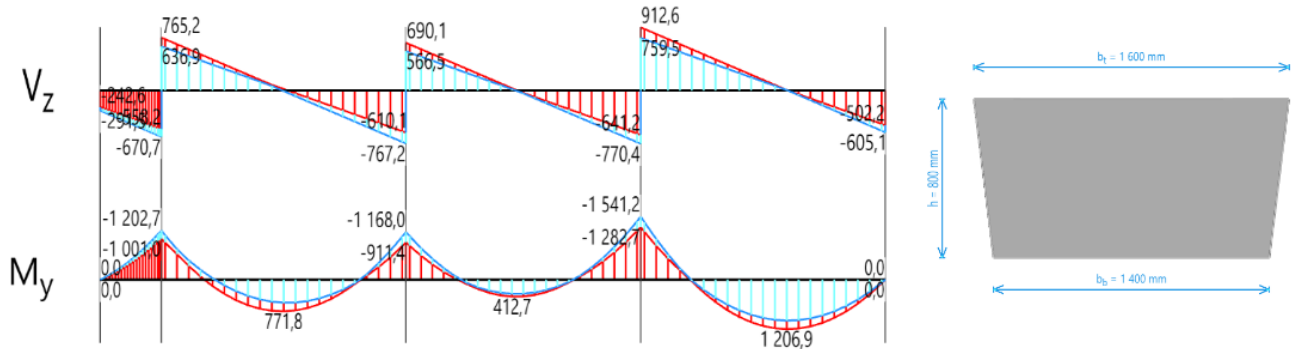


Figur 5.4: Tverrsnitt Fase 1 - bjelker

5.1.1 Lengdearmoring og skjærarmoring Fase 1 - Bjelker

Til å begynne med er det utført en kontroll av nødvendig lengdearmoring for denne fasen. Bjelken vil kun være utsatt for egenlast i Fase 1, og de dimensjonerende lastene er hentet fra modell i ISY Design, Vedlegg B.4. Omhyllingsdiagrammet fra ISY Design viser de største moment- og skjærkreftene som virker i Fase 1. Dette er vist i Figur 5.5. Det er viktig å

spesifisere at et omhyllingsdiagrammet viser de største lastene fra ulike lastsituasjoner.



Figur 5.5: Omhyllingsdiagram Fase 1 - bjelker

Dette gir følgende dimensjonerende krefter for Fase 1.

$M_{Ed.UK}$	1206.9 kNm
$M_{Ed.OK}$	1541.2 kNm
V_{Ed}	912.6 kN

Tabell 5.1: Dimensjonerende krefter i Fase 1

Beregningene som er gjort for denne fasen er vedlagt i Vedlegg B.1. Det legges 10 jern med størrelse $\varnothing 32$ i OK for Fase 1, og denne mengden overholder kravet for minimumsarmering etter EC2 9.2.1.1[23]. Trykksonen sin momentkapasitet blir større enn dimensjonerende moment både i overkant og underkant for denne fasen, dermed behøves det ikke trykkarmering for Fase 1. Det legges 32 stk $\varnothing 32$ i UK for Fase 1. I underkant av bjelkene vil det være kreftene fra Fase 2, med nyttelaster, som er dimensjonerende. Derfor brukes denne armeringsmengden i underkant også for Fase 1.

$$M_{Rd.OK} > M_{Ed.OK} \quad M_{Rd.UK} > M_{Ed.UK}$$

Oversikt over armering for Fase 1 er vist i Tabell 5.2.

Nødvendig armeringsmengde	Brukt armeringsmengde	Utnyttelse
$A_{s,OK} = 5371.3 \text{ mm}^2$	$A_{s,OK,Brukt} = 8042.5 \text{ mm}^2$	0.67
$A_{s,UK} = 4419.4 \text{ mm}^2$	$A_{s,UK,Brukt} = 25735.9 \text{ mm}^2$	0.17

Tabell 5.2: Armeringsmengder fase 1

Det er også gjort en kontroll for skjærarmering i *Vedlegg B.1*, hvor det fremkommer at skjærarmeringen som velges for Fase 2 er tilstrekkelig, også for den første fasen.

5.1.2 Nedbøyning Fase 1 - Bjelker

Det er gjort nedbøyningskontroller for Fase 1, hvor det konkluderes at nedbøyningen i denne fasen er tilfredsstillende med den armeringsmengden som er tatt i bruk. Sweco Norge AS har ikke fastsatt noe krav for nedbøyning på dette prosjektet. Den største nedbøyningen som fremkommer i beregningene er tatt fra modell i ISY Design, og senere kryssjekket med forenklete konservative nedbøyningsformler.

Nedbøyningen i denne fasen vil ikke ha negativ innvirkning på kaiens funksjon. En vesentlig nedbøyning av utkrageren mot sjøen er uønskelig, da miljøskadelige stoffer kan lekke ut i sjøen ved et slikt tilfelle. Dette vil ikke være et problem ettersom den faktiske nedbøyningen er betydelig lavere enn hva som kreves for at dette skal inntreffe. Estetikk er en annen faktor som nedbøyningen kan ha en negativ innvirkning på. Den nedbøyningen som skjer vil kun være synlig på kaiens underside. Med dette tatt i betraktning kan man argumentere for at nedbøyning i denne fasen ikke bør prioriteres.

5.1.3 Rissviddeberegning Fase 1 - Bjelker

Kaikonstruksjonen ligger i et kloridutsatt og aggressivt miljø, og på samme måte som for dekket er det sentralt å kontrollere bjelkene for rissvidde i begge fasene. Det er viktig at kravet for riss i underkant av bjelkene overholdes, da denne siden er direkte eksponert mot sjøen. Det har blitt utført en rissviddekontroll etter *EC2 7.3.3* og *7.3.4* [23]. I *Vedlegg B.1* for Fase 1 kommer det frem at kravet for rissvidden overholdes med valgt armeringsmengde. Overkant av bjelkene vil støpes igjen i Fase 1, og det legges derfor kun vekt på rissvidde for

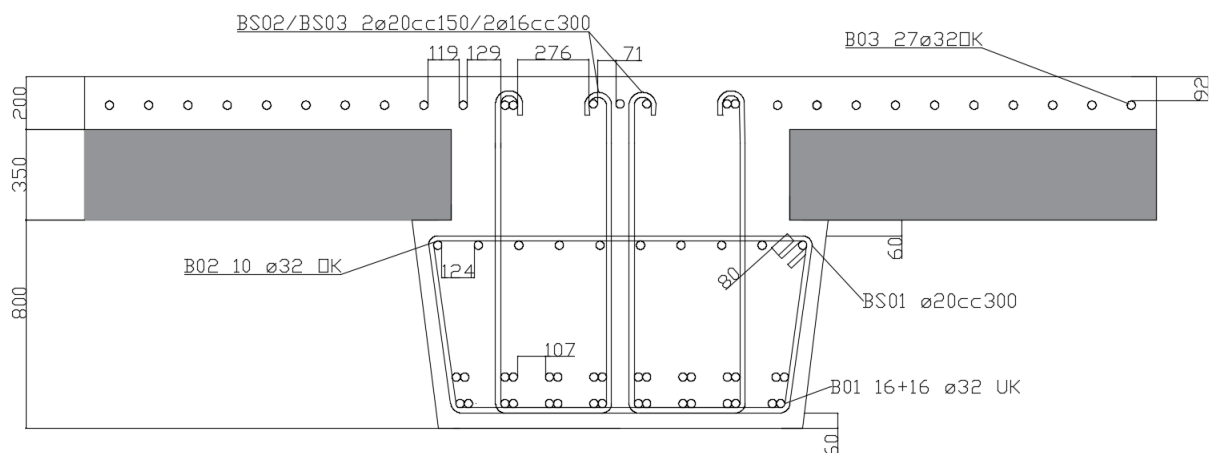
underkant av bjelken. Utnyttelse av rissvidde vises i *Tabell 5.3*.

Opptredende rissvidde	Krav rissvidde	Utnyttelse
$W_k = 0.066 \text{ mm}$	$W_{\max} = 0.36 \text{ mm}$	0.18

Tabell 5.3: Rissvidde i Fase 1

5.2 Kontroll av Fase 2 - Bjelker

Det fremgår i *EC2 10.9.3 (8)* at "Prefabrikerte enheter med påstøp på minst 40mm kan dimensjoneres som samvirketverrsnitt hvis skjærkapasiteten i kontaktflaten blir påvist i henhold til 6.2.5" [23]. Dette er tilfellet for Fase 2, med de byggemetodene som er valgt for konstruksjonen. Som tidligere nevnt vil det være mulig å regne på bjelken som et T-tverrsnitt, med effektiv flensbredde, i den endelige fasen. Dette vil medføre økt kapasitet. Det endelige tverrsnittet med valgt armering er vist i *Figur 5.6*. For akkurat dette tverrsnittet vises den største mengden armering som brukes i både over- og underkant. Det er brukt 16+16 stk $\varnothing 32$ som er buntet i underkant. Disse buntet for å overholde krav for horisontale avstander mellom lengdearmeringen. I overkant brukes det 27 stk $\varnothing 32$, og disse legges på tvers av hovedarmeringen til dekket i overkant. Slik vil svinn- og fordelingsarmeringen til dekket fungere som hovedarmeringen til bjelkene i overkant.



Figur 5.6: Tverrsnitt Fase 2 - bjelker

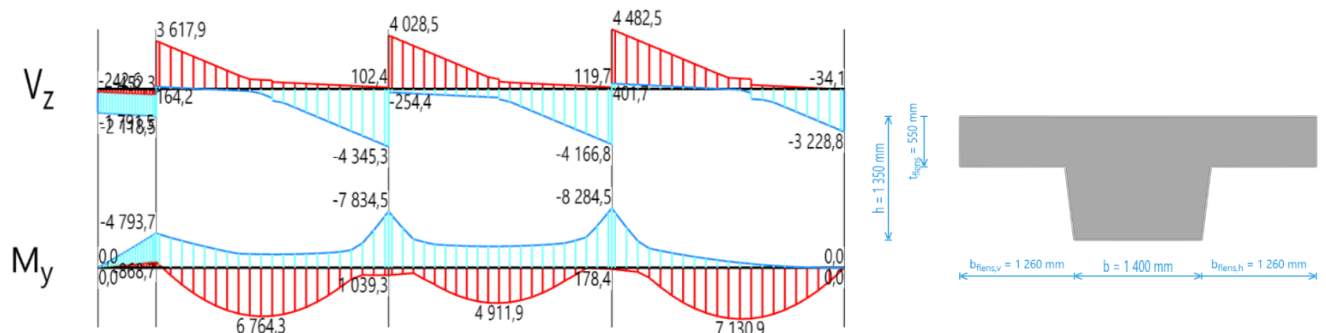
Bjelkens effektive flensbredde er beregnet ut ifra formel i *EC2*, og er vist i *Vedlegg B.2*.

Avstanden mellom momentnullpunktene vil variere for hvert av oppleggene. For å kunne se på bjelkene som et samlet tverrsnitt brukes den mest konservative avstanden for å dimensjonere bjelken. Over det ytterste opplegget mot sjøen vil bjelken i praksis ha en noe mindre effektiv flensbredde enn hva som er betraktet i beregningene. Kraftene som virker over dette opplegget er vesentlig mindre enn over de andre oppleggene, og bjelken vil holde med valgt armering.

5.2.1 Lengdearmering fase 2 - Bjelker

For å komme frem til valgte mål og armeringsmengde er det produsert en modell i ISY Design, *Vedlegg B.5*. I tillegg er det gjort håndberegninger i Mathcad, *Vedlegg B.6*. De dimensjonerende momentene og skjærkreftene som er tatt med i beregningene baserer seg på omhyllingsdiagrammet fra ISY Design. Her kommer det frem at lastene fra henholdsvis ISY Design og håndberegninger har et maksimalt avvik på 6.5 %. ISY Design modellen har blitt valgt som grunnlag i den videre dimensjoneringen av bjelkene.

I ISY Design er bjelkene belastet med egenvekt av bjelkene og dekket, samt egenvekt av den prefabrikerte frontbjelken. I tillegg til dette er den jevnt fordelte lasten på 60 kN/m^2 plassert feltvis for å gi den mest ugunstige lastsituasjonen. Det samme gjelder for punktlasten på 1000 kN , selv om dette måtte gjøres på en mer manuell måte i programmet. Som tidligere nevnt vil disse to nyttelastene ikke virke samtidig. Omhyllingsdiagram som viser dimensjonerende moment- og skjærkrefter i bruddgrense for Fase 2 vises i *Figur 5.7*.



Figur 5.7: Omhyllingsdiagram Fase 2 - bjelker

Med dette tatt i betraktning er det dimensjonerende laster i bruddgrense vist i *Tabell 5.4*.

$M_{Ed.UK}$	7130.9 kNm
$M_{Ed.OK}$	8284.5 kNm
V_{Ed}	4482.5 kN

Tabell 5.4: Dimensjonerende krefter i Fase 2

$$M_{Rd.OK} > M_{Ed.OK} \quad M_{Rd.UK} > M_{Ed.UK}$$

Ettersom det regnes på et T-tverrsnitt kommer det frem i beregningene at tverrsnittet har tykk flens. Dermed kan de videre beregningene gjennomføres med å finne trykksone's momentkapasitet. Valgt armering fremstilles i Tabell 5.5.

Nødvendig armeringsmengde	Brukt armeringsmengde	Utnyttelse
$A_{s.OK} = 16720.2 \text{ mm}^2$	$A_{s.OK.Brukt} = 21714.7 \text{ mm}^2$	0.77
$A_{s.UK} = 14024.8 \text{ mm}^2$	$A_{s.UK.Brukt} = 25735.9 \text{ mm}^2$	0.55

Tabell 5.5: Armeringsmengder i Fase 2

Det har blitt brukt vesentlig større mengder lengdearmering i bjelken både i over- og underkant. Grunnen er at rissviddeberegningen blir dimensjonerende, og dermed økes behovet for lengdearmering. Det er også viktig å merke seg at armeringsmengden i underkant regnes etter EC2 (8.14), da denne armeringen er buntet.

Gitt at det brukes så store mengder armering i bjelkene er det foretatt en kontroll av vertikale og horisontale avstander mellom lengdearmeringen. I underkant vil det da være en minste horisontal avstand på 107mm mellom buntene, og en vertikal avstand på 70 mm. I overkant vil lengdearmeringen ha en minste horisontal avstand på 71mm. Denne kontrollen er gjort etter EC2 NA 8.2 (2) og alle avstandene overholder minimumskravet som vist i Vedlegg B.2. For å kunne forankre støpeskjøtsarmeringen på en god måte i strekkarmeringen, er det gjort horisontale forflytninger på noen av jernene i overkant av bjelkene, som vist på Figur 5.6.

Skjøting av lengdearmering i Fase 2 skjer på samme måte som for kaiens dekke. Det vil si at

nødvendig skjøtelengde er $60 \times \emptyset$. Denne omfaringslengden er større enn den høyeste veriden man kan få fra EC2 8.7.3. Da lengdearmeringen er buntet i underkant er det også viktig å overholde krav etter EC2 8.9.3, som spesifiserer at jernene må forskyves, og ikke avsluttes på samme punkt [23]. Vi kommer ikke til å gå nærmere inn på denne forskyvningen.

For omfaringslengder er det ønskelig at skjøtingen ikke skjer hvor armeringen blir utsatt for strekkrefter. Altså bør armeringen i overkant av Fase 2 skjøtes i felt, og armeringen i underkant bør skjøtes over støtte. Figur 5.8 viser tiltenkt skjøting av bjelkenes lengdearmering. Alle jernene skjøtes med samme omfaringslengde, l_0 . Bjelkens hovedarmering forankres 1.5 m inn i kaiens endefundament.

$$l_0 = 1920 \text{ mm}$$



Figur 5.8: Skjøting av armering

Avtrapping av bjelkenes lengdearmering kan gjennomføres for å spare armering. For Fase 2 ville det sannsynligvis være mest aktuelt å redusere overkantarmering i felt, og underkantarmering over støtte. Det er ikke gjort beregninger på en slik reduisering.

5.2.2 Rissviddeberegning Fase 2 - Bjelker

Rissvidde er på samme måte som for Fase 1, beregnet etter EC2 7.3.3 og 7.3.4. I overkant kommer det frem i beregningene at rissvidden har en utnyttelse på 0.98 i forhold til kravet i EC2 Tab NA.7.1.N [23]. Dette stemmer overens med utnyttelsen fra modell i ISY Design, som har en utnyttelse på 0.97. Resultatene er vedlagt i Vedlegg B.2 og Vedlegg B.5, og er forenklet vist i Figur 5.9. Det betyr at bjelkene overholder kravet for rissvidde i overkant med valgt armering. Momentkreftene som er tatt med i disse beregningene er tatt fra karakteristisk omhullingsdiagram i ISY Design.

$$\frac{W_{k.OK}}{W_{max}} = 0.98$$

Rissutn ▲	
✓	0,90
✓	0,97

Figur 5.9: Rissutnyttelser overkant

For underkant av bjelkene brukes en metode hvor armeringsspenningene fra begge fasene summeres sammen. Summen av disse må ha en mindre verdi som er mindre enn kravet som fremgår i EC2 Tabell 7.3N.

Opptredende armeringsspenning	Tillatt armeringsspenning	Utnyttelse
$\sigma_{s.UK} = 259.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{s.Tillat} = 320 \text{ N/mm}^2$	0.81

Tabell 5.6: Armeringsspenning i underkant

Resultatene viser kravene for total rissvidde overholdes for begge fasene. Som tidligere nevnt vil bruken av Tabell 7.3N medføre en rekke forutsetninger. Dette er også tatt høyde for her.

Måten rissviddeberegningen for Fase 2 ble utført på, har medført konservative valg gjennom beregningsprosessen. Det kan derfor være interessant å analysere resultatet opp mot en metode hvor man ikke summerer armeringsspenningene for begge fasene i underkant. Som vist i Vedlegg B.3. kan lengdearmeringen i underkant av bjelkene reduseres med 9 stk Ø32 for hver bjelke. Dette utgjør 7238.3 mm². Valg av beregningsmetode kan utgjøre store materielle og økonomiske besparelser. Når det er sagt har det blitt besluttet å ta konservative valg der det er mulig. Derfor er armeringsmengden i underkant valgt fra rissviddeberegningen som tar med armeringsspenningene i begge faser.

5.2.3 Skjærarmering Fase 2 - Bjelker

Som vist i Figur 5.7 blir bjelken utsatt for vesentlige skjærkrefter. Det er derfor nødvendig å finne passende skjærarmering for den gitte lastsituasjonen. Beregning av nødvendig skjærarmering for bjelkene er gjort etter EC2 6.2.3.

Dimensjonerende skjærkraft	Skjærkraftkapasitet
$V_{Ed} = 4483 \text{ kN}$	$V_{Rd,max} = 6574 \text{ kN}$

Tabell 5.7: Skjærkapasitet

I beregningene fremgår det at det kreves $\varnothing 20$ cc 150 mm over støtte som skjærarmering. Denne armeringsmengden overholder også minstekravet etter EC2 (9.4) og maksimumskravet i EC2 9.6N [23]. Skjærkreftene i bjelken vil reduseres mot midten av spennene og ha størst krefter over støtte. Derfor har det også blitt foretatt beregninger som viser hvordan skjærarmeringen kan avtrappes for å spare store mengder armering.

$$a_0 = 3.1 \text{ m}$$

I beregningene for avtrapping av skjærarmering tas det utgangspunkt i maks senteravstand for bøyene. Det blir så funnet hvor stor skjærkraftkapasiteten er. Til slutt finner man hvor på bjelken skjærkraften er på størrelse med $V_{Rd,s,min}$. I dette tilfellet betyr det at bøyene kan legges med en senteravstand på 335 mm, fra en avstand 3.1 meter ut fra oppleggene.

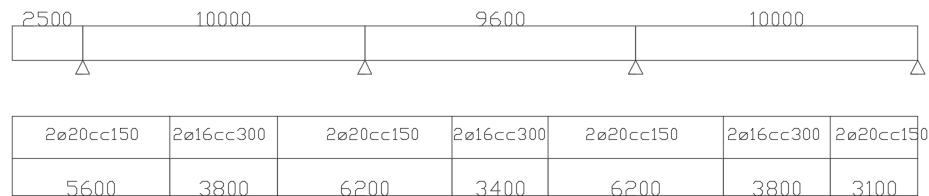
Denne avtrappingen er senere kun brukt for armeringen for støpeskjøten mellom kaiens bjelker og dekke. Grunnen for dette er at armering i støpeskjøten også vil ta opp skjærkrefter, og det er derfor ikke nødvendig å ta med begge. Skjærbøyene legges som minimumsarmering langs hele bjelkens lengde med $\varnothing 20$ cc 300 mm.

5.2.4 Armering i støpeskjøt for Fase 2 - Bjelker

Det vil oppstå en støpeskjøt mellom Fase 1 og Fase 2. Støpeskjøten vil ha redusert skjærkraftkapasitet. For at bjelkene skal kunne regnes på som et tverrsnitt må denne støpeskjøten ha tilstrekkelig heft. Dette er gjort etter EC2 6.2.5, på samme måte som for kaiens dekke.

For å ta opp de skjærkreftene som oppstår i støpeskjøten må det legges 2 stk $\varnothing 20$ cc 150 mm over støtte og 3.1 m ut til hver side. For denne skjærarmeringen er det som tidligere nevnt

utført en avtrappingsberegning. I områdene med redusert skjærkraft legges 2 stk $\varnothing 16$ cc 300 mm. Avtrapping vises i *Figur 5.10*. Et annet alternativ er å legge 2 stk $\varnothing 20$ cc 300 mm, for å oppnå samme diameter på jernene gjennom hele bjelken.



Figur 5.10: Avtrapping av armering i støpeskjøt

Både skjærarmeringen for støpeskjøten og bøyene fra kapittel 5.2.3 vil ta opp skjærkrefter, og det er ikke nødvendig å ha med begge i samme tverrsnitt. Skjærarmeringen for støpeskjøten vil derfor brukes som beskrevet. Skjærbøylene brukes for å opprettholde krav for minimumsarmering. Modellen i ISY Design inneholder kun den avtrappede skjærarmeringen beskrevet i kapittel 5.2.3. Dette vil da være et konservativt valg fordi det i praksis brukes mer skjærarmering enn det som tas med i modellen. I *Tabell 5.8* vises armeringsmengder henholdsvis for over støtte og for de avtrappede områdene.

	Nødvendig armering i støpeskjøt	Brukt armering i støpeskjøt	Utnyttelse
Over støtte	$A_{s,min} = 6097.4 \text{ mm}^2$	$A_{s,w} = 8377.6 \text{ mm}^2$	0.73
Avtrappet	$A_{s,min} = 2056.3 \text{ mm}^2$	$A_{s,w} = 2680.8 \text{ mm}^2$	0.77

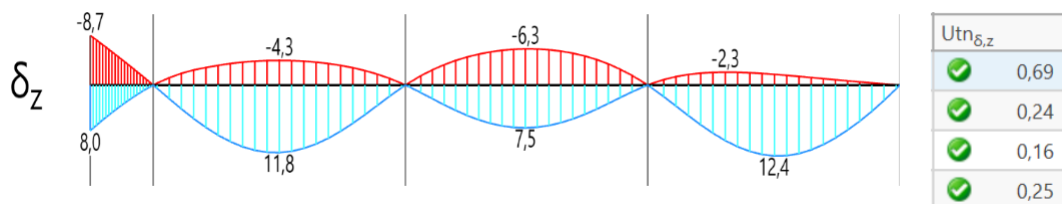
Tabell 5.8: Innlagt støpeskjøtsarmering

5.2.5 Nedbøyning Fase 2 - Bjelker

Resultatene som legges til grunn for nedbøyning i Fase 2 er tatt fra modell i ISY Design. Det statiske systemet, i kombinasjon med de varierende variable lastene gjør det svært utfordrende å gjøre beregninger manuelt. Som vist i *Figur 5.11* ligger den faktiske

nedbøyningen godt innenfor kravet det anbefalte kravet i *EC2 7.4.1 (4)* [23]. Det gjør at den maksimale nedbøyningsutnyttelsen for bjelkene i Fase 2 ligger på 0.69. Dette tilfellet skjer når feltet ytterst mot sjøen og feltet innerst mot land er belastet med den jevnt fordelte nyttelasten. Da vil utkrageren flyttes 8.7 mm oppover.

Dermed konkluderes det med at krav for nedbøyning Fase 2 overholdes. I *Figur 5.11* vises graf for nedbøyning og utnyttelsen til bjelken fra modell i ISY Design.



Figur 5.11: Nedbøyning Fase 2 - bjelker

5.2.6 Forankring av lengdearmring Fase 2 - Bjelker

Beregninger for forankring av bjelkenes armering er gjort etter *EC2 8.4* i *Vedlegg B.2*. Her kommer det frem at det vil være mer enn god nok kapasitet for forankring av lengdearmeringen, gitt at den forankres 1.5 meter inn i endefundamentet.

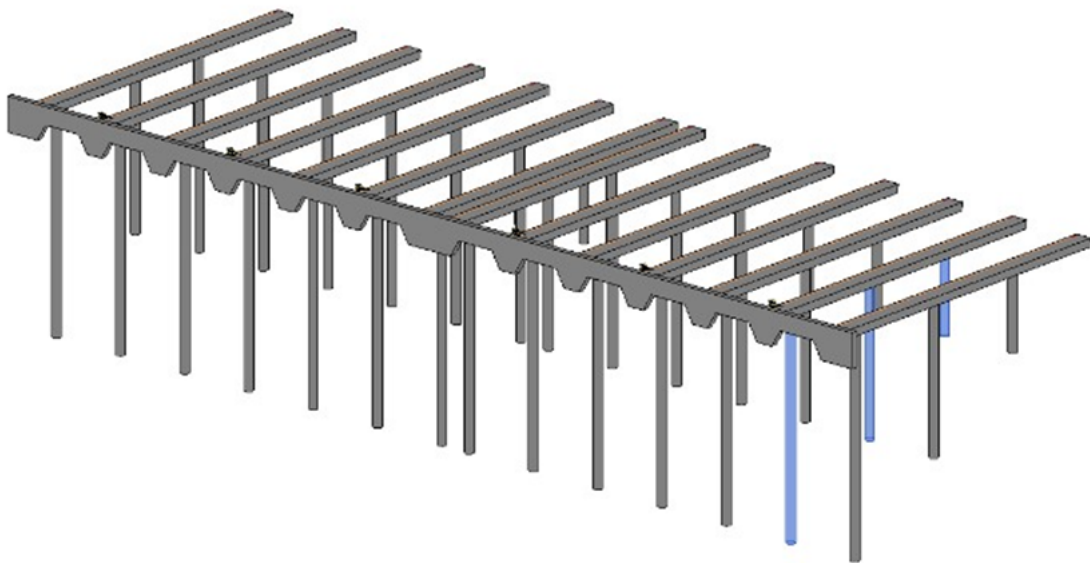
Lengdearmeringen i underkant må også forankres så langt inn i utkrageren som mulig.

6. Dimensjonering og analyse av peler

De vertikale lastene som virker på kaien tas opp av peler som forankres i havbunnen.

Hensikten er å føre de vertikale kreftene ned til et bæredyktig lag, som i dette tilfellet er fast fjell. Hver bjelke ligger kontinuerlig på tre peler. De er organisert i tre rader og syv kolonner, på hver halvdel av kaien.

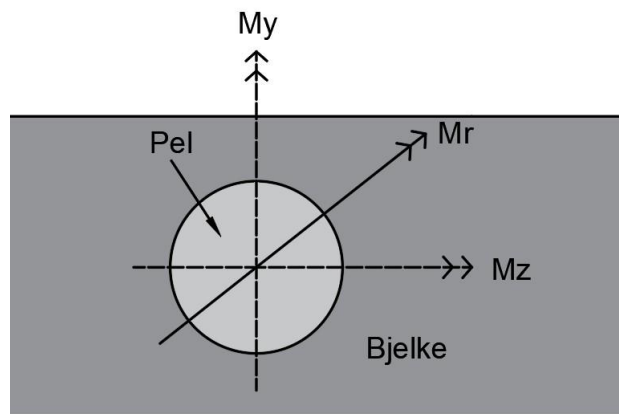
Den lengste pelen i hver rad er dimensjonerende. Dette er en konservativ tilnærming da dybdeforholdet varierer under kaien.



Figur 6.1: Dimensjonert pelerad

6.1 Lastsituasjon

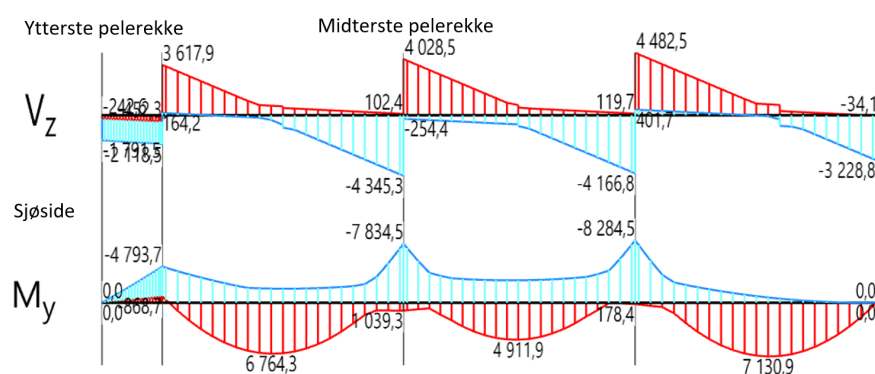
Etter samtale med intern veileder vil vi kun bruke moment om y-aksen, kombinert med den største verdien av aksialkraften. Nyttelast i alle felt vil gi stor aksialkraft, men lite moment om z-aksen. Nyttelast i enkelte felt vil gi mindre aksialkraft, men større moment om z-aksen. Vi velger å se bort fra nyttelast i enkelte felt, fordi dette vil redusere M_y og aksiallasten. En stor aksiallast med påfølgende moment om M_y , vil gi en mer ugunstig lastsituasjon i forhold til last om M_y og M_z , kombinert med en mindre aksiallast.



Figur 6.2: Fugleperspektiv av pel, bjelke og ulike akser

6.1.1 Laster - Bruddgrense

Pelene dimensjoneres etter bjelken med den mest ugunstige lastsituasjonen. Bjelken har laster i bruddgrense, og ISY Design plasserer lastene for å gi mest ugunstig moment- og skjærkrefter. Den dimensjonerende normalkraften vil være oppleggsreaksjjonen på pelen som skal kontrolleres. Denne hentes fra bjelkens dimensjonerende skjærkraftdiagram i bruddgrense. Den midterste og innerste pelen vil utsettes for en betydelig større normalkraft enn den ytterste. Likevel må alle tre kontrolleres da den ytterste er betydelig lengre.



Figur 6.3: Omhyllingsdiagram for den mest ugunstige bjelken i bruddgrense

Kreftene er hentet fra et omhyllingsdiagram, der vi har summert to forskjellige lastsituasjoner. Dette er en konservativ tilnærming. Kraftene vises i Tabell 6.1.

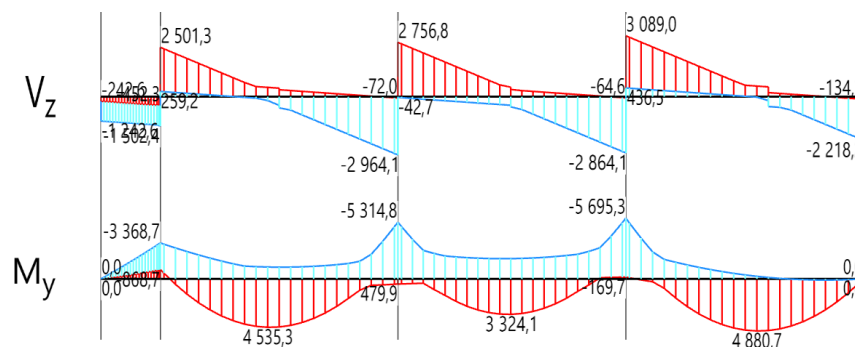
$N_{Ed,Rad.1} = 5832.4 \text{ kN}$
$N_{Ed,Rad.1} = 8349.4 \text{ kN}$
$N_{Ed,Rad.1} = 8656.9 \text{ kN}$

Tabell 6.1: Dimensjonerende aksialkrefter i bruddgrense

6.1.2 Laster - Bruksgrense

ISY Design gir normalkreftene på pelene i bruksgrense. Disse brukes for å beregne effektivt kryptall. Det effektive kryptallet tar hensyn til varighet av lastene. Dimensjonerende aksialkrefter i bruksgrense er vist i *Tabell 6.2*.

Det er også nødvendig å beregne effektivt kryptall for å finne slankhetsgrensen til de forskjellige pelene som kontrolleres. Dersom pelen viser seg å være slank, må også kryptallet brukes til å bestemme eksentrisiteten til 2. ordens moment.



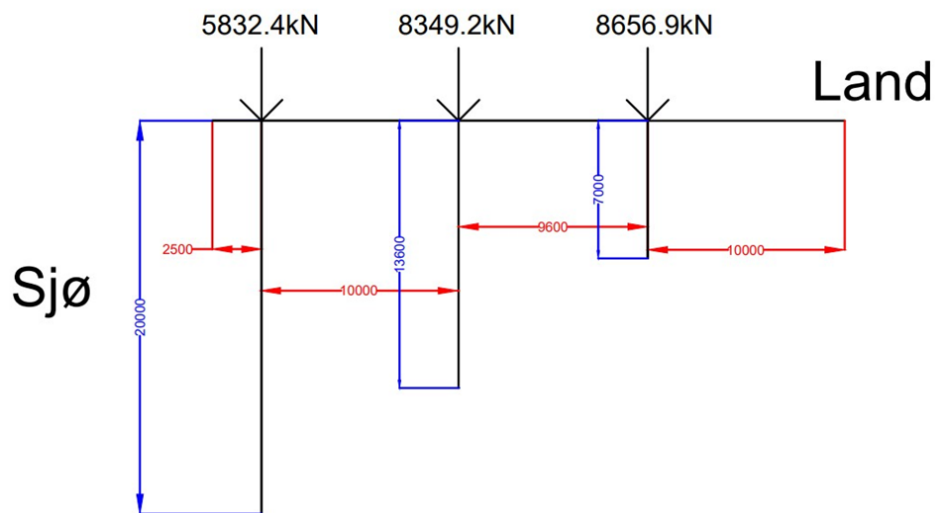
Figur 6.4: Omhyllingsdiagram for den mest ugunstige bjelken i bruksgrense

$N_{Ed,Rad.1} = 4003.7 \text{ kN}$
$N_{Ed,Rad.1} = 5720.9 \text{ kN}$
$N_{Ed,Rad.1} = 5953.1 \text{ kN}$

Tabell 6.2: Dimensjonerende aksialkrefter i bruksgrense

6.1.3 Statisk system

Det statiske systemet i *Figur 6.5* viser lastene og lengdene som brukes i beregningene. Lengdene er angitt ved å legge på en sikkerhetsmargin på 1 meter for hver pel.



Figur 6.5: Sidesnitt pelerad

Som tidligere nevnt i oppgaven, er valgt løsning utstøpte stålrør med diameter $\varnothing 800$ mm. Disse bores noen meter ned i fjell og kan regnes som fast innspent i bunn. Det antas at stålrøret kan korrodere bort, og det neglisjeres derfor i beregningene.

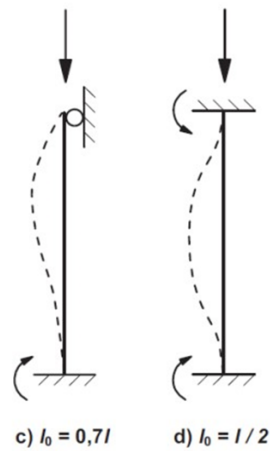
6.2 Knekk lengde

Lange og slanke konstruksjonsdeler er utsatt for knekking. Hvis kapasiteten overskrides, kan det oppstå stabilitetsproblemer og pelen kan knekke ut. Dette er uønsket fordi konstruksjonsdelen vil miste sin bæreevne [36]. Pelene må derfor ha nok kapasitet til å ta lastene som dekket utsettes for. Beregningene utføres i henhold til krav i EC2.

Den effektive knekk lengden til pelen er i stor grad med på å bestemme kapasiteten. Den kan være både lengre eller kortere enn den fysiske lengden på pelen, basert på innspenningen i topp og bunn.

Bjelken og pelen er egentlig kontinuerlig, og det vil derfor være noe momentoverføring fra bjelken til pelen. Pelen kan likevel ikke regnes som fast innspent i topp da bjelken vil rotere

noe. Knekk lengden vil ligge mellom et system som er sideveis fastholdt, og et system med fast innspenning i topp og bunn. De to systemene er vist i *Figur 6.6*



Figur 6.6: Knekk lengder [23]

Ved hjelp av programvare er det mulig å få ut nøyaktig knekk lengde, for eksempel ved å modellere opp rammen, og gjennomføre en knekkanalyse. Som en tilnærming til sikker side betraktes pelene som sideveis fastholdt i topp, uten momentoverføring fra bjelke. På grunn av stor stivhetsforskjell mellom bjelke og pel, er det begrenset hvor mye moment som overføres til pelen. Etter samtale med ekstern veileder er dette et vanlig prinsipp, da det er nyttig å ikke være avhengig av momentoverføring mellom pel og bjelke. For bjelken er det en tilnærming til sikker side å ikke regne med momentoverføring. Pelenes knekk lengder er vist i *Tabell 6.3*.

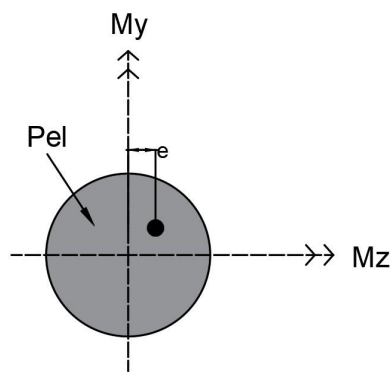
	Ytterste pel	Midterste pel	Innerste pel
Lengde	20 m	13.6 m	7 m
Knekkfaktor	0.7	0.7	0.7
Knekk lengder	14 m	9.52 m	4.9 m

Tabell 6.3: Dimensjonerende knekk lengder

6.3 Armering

Hver rad med peler armeres likt. I denne oppgaven kontrolleres pelene kun for vertikalkrefter, men vil i realiteten bli utsatt for både bølgekrefter og islaster. Armeringen vil også redusere risikoen for sprekker i betongen.

Pelene utsettes for bøyemoment i form av en eksentrisk vertikalkraft og moment fra bjelken. Posisjonen til aksiallasten vil ikke virke midt på pelen, men vil ha et lite avvik. En eksentrisk plassert trykkraft vil gi moment i pelen. Derfor legges det til et geometrisk tilleggsmoment som tar hensyn til dette og eventuelle geometriske avvik på pelen [37]. Avviket kalles første ordens moment, og eksentrisk belastning er vist i *Figur 6.7*. Beregningene av første ordens moment for de ulike pelene er vist i *Vedlegg P.01, P.11 og P.21*. Oversikt over resultatene er fremstilt i *Tabell 6.4*.



Figur 6.7: Eksentrisk belastning

$M_{0.Ed.Ytterst} = 204.1 \text{ kNm}$
$M_{0.Ed.Midterst} = 222.7 \text{ kNm}$
$M_{0.Ed.Innerst} = 230.9 \text{ kNm}$

Tabell 6.4: 1. Ordens moment

Det antas hovedarmering $\varnothing 25 \text{ mm}$ og skjærarmering $\varnothing 12 \text{ mm}$.

Armeringsmengden bestemmes ved hjelp av NM-diagram. Diagrammet brukes for å finne kapasitet til elementer belastet av trykk og moment. Det består av to akser, hvor den

vertikale aksen tar hensyn til aksialkreftene, mens den horisontale tar hensyn til momentkreftene. Diagrammet består også av kurver som representerer det mekaniske armeringsforholdet [37]. Aksial- og momentkreftene avgjør hvilken kurve som blir dimensjonerende for armeringen. Beregningene er gjort i *Vedlegg P.01 og P.11*, og resultatet er vist i *Tabell 6.5 og 6.6*.

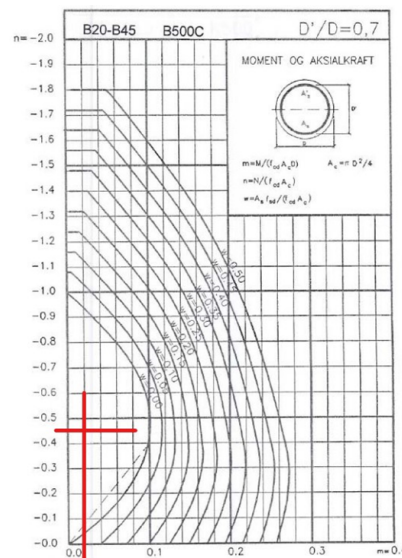
Tverrsnittskrefter	NM-Diagram
$N_{Ed} = 5832.4 \text{ kN}$	$n = 0.46$
$M_{Ed} = 204.1 \text{ kNm}$	$m = 0.02$
Armeringsforhold	$w = 0$

Tabell 6.5: Ytterste pel

Tverrsnittskrefter	NM-Diagram
$N_{Ed} = 8349.2 \text{ kN}$	$n = 0.65$
$M_{Ed} = 222.7 \text{ kNm}$	$m = 0.02$
Armeringsforhold	$w = 0$

Tabell 6.6: Midterste pel

Pelene utsettes for et relativt lite moment i forhold til tverrsnittets størrelse, og verdien for m blir derfor lav. Dette gir et mekanisk armeringsforhold w lik null, og minimumsarmering blir gjeldene, før 2. ordens moment er kontrollert. Fremgangsmåten for bruk av NM-diagram er vist i *Figur 6.8*. Det er ikke nødvendig å kontrollere den innerste pelen, da denne er kortere og tilnærmet likt belastet som den midterste. Alle pelene får dermed lik minimumsarmering. Armeringen bestemmes i *Vedlegg P.01 og P.11*, og vises i *Tabell 6.7*.



Figur 6.8: NM - diagram ytterste pel [38]

	Antall jern	Minimumsarmering
Ytterste pelerad	13 Ø25-jern	$A_{S,min,ytterst} = 6383 \text{ mm}^2$
Midterste pelerad	13 Ø25-jern	$A_{S,min,midterst} = 6383 \text{ mm}^2$
Innerste pelerad	13 Ø25-jern	$A_{S,min,innerst} = 6383 \text{ mm}^2$

Tabell 6.7: Armeringsmengder

Skjærarmering legges med en senteravstand på 300 mm. Dette overholder kravet til maksimal senteravstand i NA.9.5.3 i EC2 [23].

6.4 2. Ordens moment

Ved dimensjonering av søyler og peler må det tas hensyn til eventuelle 2. ordens momenter. Det er et tilleggsmoment som må regnes ut dersom pelen er slank. I en slank pele vil det oppstå deformasjoner som følge av ytre krefter. Ved å finne slankhetsgrensen er det mulig å avgjøre om pelen er slank. Dersom slankheten er lavere enn slankhetsgrensen er det kun nødvendig å kontrollere for materialbrudd.

Hvis grensen overskrides er pelen utsatt for stabilitetsbrudd. Det vil si en 2. ordens utbøying som øker ubegrenset, og fører til slutt til at pelen knekker [37]. En må derfor legge til et 2. ordens moment for å ta hensyn til dette i dimensjoneringen. I Vedlegg P.02, P.12 og P.21 beregnes pelenes slankhet og slankhetsgrense. Resultatene presenteres i Tabell 6.8.

	Slankhet	Slankhetsgrense	Resultat
Ytterste pelerad	39.44	13	Slank
Midterste pelerad	32.1	13	Slank
Innerste pelerad	16.8	13	Slank

Tabell 6.8: Pelenes slankhet

Pelene overskrider slankhetsgrensen, og det må legges til et 2. ordens moment for samtlige. I Vedlegg P.02, P.12 og P.21 beregnes en 2. ordens eksentrisitet som brukes til å finne

tilleggsmomentet. Dette legges til første ordens moment, og en får ut totalt dimensjonerende momentet i hver pel. En oversikt over pelenes dimensjonerende moment fremgår av *Tabell 6.9*.

Pelerad	2. ordens eksentrisitet	2. ordens tilleggsmoment	Dimensjonerende moment
Ytterste pelerad	160.5 mm	936.4 kNm	1222.1 kNm
Midterste pelerad	63.3 mm	528.5 kNm	840.2 kNm
Innerste pelerad	18.7 mm	161.5 kNm	359.9 kNm

Tabell 6.9: Dimensjonerende momentverdier

Pelene får et betydelig høyere moment med 2. ordens effekter. Minimumsarmeringen må derfor kontrolleres for det nye momentet. Ved kontroll i ISY Design oppgir programmet et tilleggsmoment på grunn av 2. ordens effekter tilsvarende vårt tilleggsmoment på grunn av formfeil. Dette tyder på at ISY-design ikke anser pelene som slank, som vist i *Vedlegg P.01, P.15 og P.25*. Vi har tolket standarden konservativt, og det er sannsynligvis grunnen til forskjellen i resultat. Punkt *NA.5.8.3.1* i *EC2* inneholder krav for å sette $r_m = 1$ [23]. Pelene oppfyller kravet og havner dermed over slankhetsgrensen. Dette er en tilnærming til sikker side.

6.5 Kontroll av armering

I *Vedlegg P.02, P.12 og P.21* kontrolleres pelene for det nye momentet. Resultatene er vist i *Tabell 6.10 og Tabell 6.11*.

Tverrsnittskrefter	NM-diagram
$N_{Ed} = 5832.4 \text{ kN}$	$n = 0.46$
$M_{Ed} = 1222.1 \text{ kNm}$	$m = 0.16$
Armeringsforhold	$w = 0.18$

Tabell 6.10: Kontroll armering ytterste pel

Tverrsnittskrefter	NM-diagram
$N_{Ed} = 8349.2 \text{ kN}$	$n = 0.65$
$M_{Ed} = 840.2 \text{ kNm}$	$m = 0.11$
Armeringsforhold	$w = 0.1$

Tabell 6.11: Kontroll armering midterste pel

NM-diagrammet brukes på samme måte som vist i *Figur 6.8*. På grunn av 2. ordens effekter øker det mekaniske armeringsforholdet. For den midterste og innerste pelen er ikke økningen av w stor nok til at minimumsarmeringen overskrides, og derfor beholdes denne for midterste og innerste pelerad.

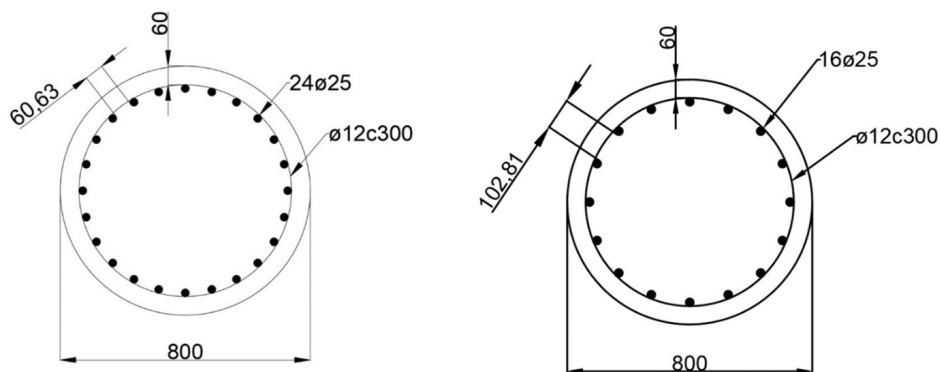
For den ytterste peleraden blir w betydelig større og det må legges inn mer armering. Formelen i NM-diagrammet gir kun virksom armering på en side. Det legges derfor inn to ekstra jern som virker midt på bøyeksen. Disse gir ikke et bidrag til momentkapasiteten.

6.6 Endelig armering

Tabell 6.12 viser endelig valgt armering for bæresystemets peler. Resultatene baserer seg på beregningene fra *kapittel 6.5*. Innlagt armering for den ytterste pelen (venstre), samt midterste og innerste (høyre) er vist i *Figur 6.9*. Beregninger i *Vedlegg P.04* viser at krav til senteravstand på minimum 50 mm overholdes.

Pelerad	Armeringsareal	Antall jern	Skjærarmering
Ytterste pelerad	11784 mm ²	24 stk Ø25	Ø12 c 300 mm
Midterste pelerad	7856 mm ²	16 stk Ø25	Ø12 c 300 mm
Innerste pelerad	7856 mm ²	16 stk Ø25	Ø12 c 300 mm

Tabell 6.12: Innlagt armering

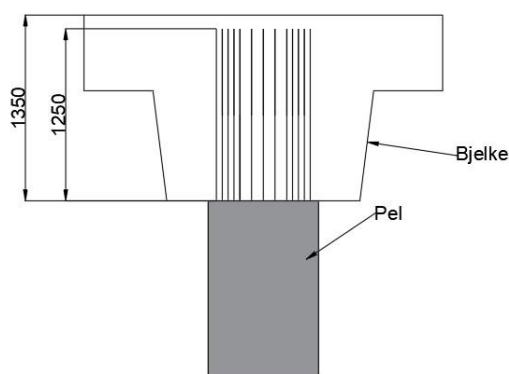


Figur 6.9: Innlagt armering i peler

6.7 Forankring

I beregningene er pelen regnet som leddet i topp, uten momentoverføring. Dersom momentoverføring hadde blitt tatt hensyn til i beregningen, ville det vært nødvendig å forankre pelen fullt i bjelken. Det ville da vært nødvendig med en bøy i hovedarmeringen i topp av bjelken.

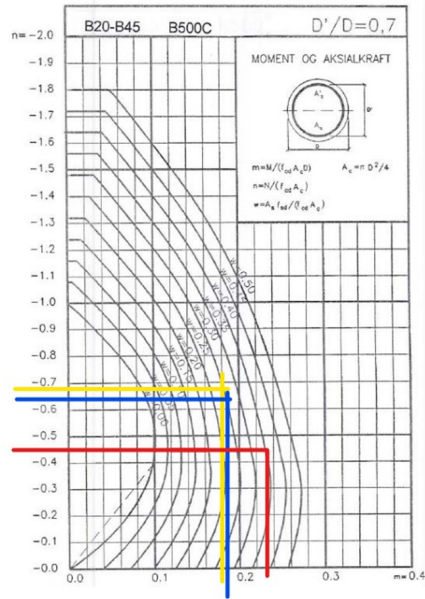
Ved leddet overføring mellom pel og bjelke holder det med rette armeringsjern opp i bjelken som sikrer kraftoverføring for skjærkreftene. Vi velger å forankre med $50 \times \emptyset$ noe som også gir god strekkforankring. Dette reduserer også risiko for riss. *Figur 6.10* viser prinsipp for forankring i bjelke. Det er da viktig å ta hensyn til armeringen i bjelken, slik at det ikke oppstår kollisjoner mellom armeringsjernene. I denne oppgaven har det ikke blitt gjort ytterligere vurderinger for dette.



Figur 6.10: Eksempel på forankring i bjelke

6.8 Kapasitetsutnyttelse

NM-diagram blir igjen brukt for å bestemme momentkapasitet. I stedet for å finne mekanisk armeringsforhold w , beregnes denne ut i fra innlagt armering. *Figur 6.11* viser hvordan diagrammet brukes for de ulike pelene. I figuren er ytterste, midterste og innerste pelerad representert av henholdsvis rød, blå og gule streker. Beregninger for momentkapasitet er gjort i *Vedlegg P.03, P.13 og P.22*, og resultatene er igjen vist i *Tabell 6.13*.



Figur 6.11: Kapasitetsutnyttelse ved hjelp av NM-diagram [38]

	Aksialkapasitet	Aksialutnyttelse	Momentkapasitet	Momentutnyttelse
Ytterste pelerad	17941.2 kN	0.33	2358.5 kNm	0.52
Midterste pelerad	16233.4 kN	0.51	1897 kNm	0.44
Innerste pelerad	16233.4 kN	0.53	1845.7 kNm	0.19

Tabell 6.13: Kapasitetsutnyttelse av peler

7. Oppsummering av valgt løsning for kaiens bæresystem

I startfasen av arbeidet med oppgaven ble gruppen tildelt diverse mål og dimensjoner av kaiens bæresystem. Sammen med ekstern veileder ble det besluttet å dimensjonere konstruksjonen for en feltvis variabel nyttelast på 60 kN/m^2 og en punktlast på 1000 kN . Lastene skal ikke virke samtidig. Med dette tatt i betraktning har det så blitt gjort nødvendige dimensjoneringskontroller for henholdsvis kaiens dekke, bjelker og peler.

Ved hjelp av konservative løsninger konkluderes det med at valgt løsning vil være tilstrekkelig for å ta opp de vertikale kreftene som virker på kaien.

Det er sentralt å understreke at den valgte løsningen ikke er optimalisert når det kommer til materielle og økonomiske besparelser. Eksempelvis er løsningen for bjelkene med valgt armering dimensjonert for lastbredde og statisk system som tilhører kaisystemets mest ugunstige bjelke. Vi har valgt å bruke denne løsningen på alle bjelkene i kaien, og hovedgrunnen for dette er tidsbegrensninger for oppgaven. Kontroller som er gjennomført i dimensjoneringsprosessen av kaiens bæresystem er vist i *Tabell 7.1*.

Kontroller gjennomført	Utnyttelser
<u>Bjelker:</u>	
Kontroll av nødvendig lengdearmering for Fase 1 - bjelker (OK/UK)	0.67/0.17
Kontroll av nødvendig lengdearmering for Fase 2 - bjelker (OK/UK)	0.77/0.55
Kontroll av nødvendig skjærarmering for begge faser (Over støtte/Avtrappet)	0.36/0.44
Kontroll av nedbøyning i begge faser	0.69
Rissviddekontroll Fase 1 - bjelker (UK)	0.18
Rissviddekontroll Fase 2 - bjelker (UK/OK)	0.81/0.98
Kontroll av horisontal- og vertikal plass mellom armering	OK!
Kontroll av nødvendig skjærarmering i støpeskjøt (Over støtte/Avtrappet)	0.73/0.77
Kontroll av forankring av lengdearmering	OK!
<u>Dekke:</u>	
Kontroll av nødvendig lengdearmering (UK/OK)	0.79/0.8

Kontroll av nødvendig svinn og fordelingsarmering	0.85
Beregning av skjærkapasitet etter innlagt skjærarmering	0.32
Nødvendig skjærarmering i støpeskjøt	0.79
Kontroll av nedbøyning og riss for begge faser	OK!
Kontroll av forankring av lengdearmering	OK!
Gjennomlokkingskontroll (kontrollsnitt 0/1)	0.23/0.75
<u>Peler:</u>	
Aksialkapasitet ytterste pel	0.33
Momentkapasitet ytterste pel	0.52
Aksialkapasitet midterste pel	0.51
Momentkapasitet midterste pel	0.44
Aksialkapasitet innerste pel	0.53
Momentkapasitet innerste pel	0.19
Forankring i bjelke	OK!

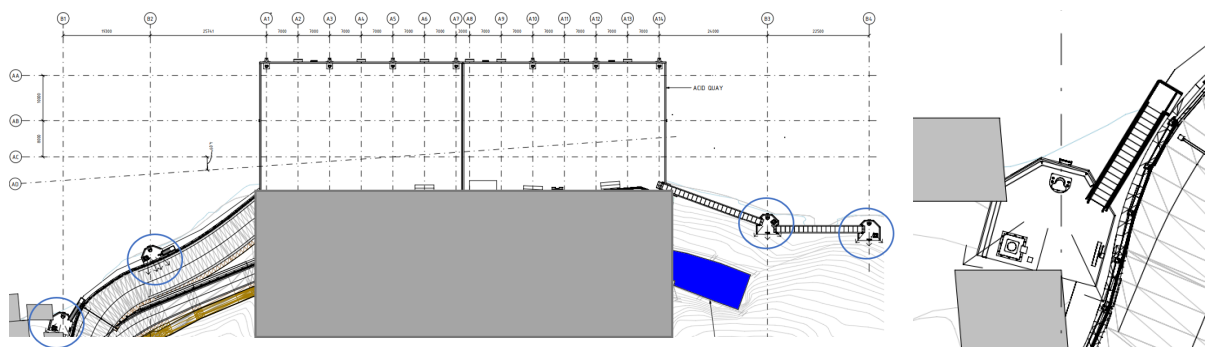
Tabell 7.1: Oppsummering av gjennomførte kontroller

Alle kontrollene som er gjennomført overholder kravene etter aktuelle eurokoder med den armeringsmengden, de materialene og dimensjonene som er valgt for de ulike bygningsdelene.

8. Pullertfundament

8.1 Generell beskrivelse av alternativ løsning for pullertfundament

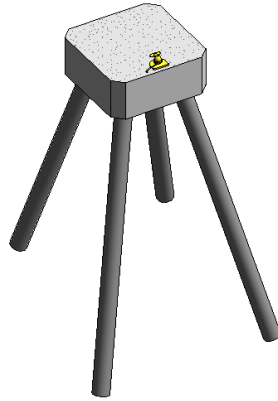
Som beskrevet i *kapittel 1.1* skal kaisystemet kunne fasilitere fire 125 tonn pullerter. Disse har ikke en direkte tilknytning til kaikonstruksjonen. I prosjekteringen av Sweco Norge AS har det blitt foreslått å bygge fire pullertfundamenter som støpes på land. De planlagte konstruksjonene vil sikre at fortøyningskreftene som går gjennom trossene, føres ned til fjell på en effektiv måte. Derfor er det ønskelig med en slik løsning der det er mulig. For det nordligste pullertfundamentet er det derimot utfordringer når det kommer til plass. Grunnen er at andre bygg og konstruksjoner står oppført på samme posisjon som nettopp dette fundamentet. Planlagt oppføring av pullertfundamenter vises på *Figur 8.1*, og her kan man også se at det nordligste pullertfundamentet kolliderer med andre konstruksjoner.



Figur 8.1: Plassering av landbaserte pullertfundamenter

Det er dermed aktuelt å foreslå en alternativ løsning for det nordligste pullertfundamentet. Den mest aktuelle løsningen vil være å flytte pullertfundamentet ut i sjøen. En slik konstruksjon vil bestå av et massivfundament i armert betong som støpes på stålrørspeler med stålkjerner. Disse forankres i fjell.

For å gjøre konstruksjonen mer stabil må pelene skrås fra bunn til topp. Selve pullerten vil så monteres på toppen av det massive betongfundamentet. En slik konstruksjon kalles en *mooring dolphin* [16, s. 183], og prinsipp for løsningen er vist i *Figur 8.2*.



Figur 8.2: Skisse av foreslått løsning

Den sjøfundamenterte pullerten må også dimensjoneres for en last på 125 tonn. Denne lasten skal kunne virke i 60 grader vertikalt opp og ned, ut fra pullerthodet. I tillegg må konstruksjonen tåle en last som virker 180 grader til høyre og venstre. Dette er den viktigste forutsetningen som legges til grunn i dimensjoneringen. En annen forutsetning er hvordan stålrørspelene skal monteres i byggefasen. Dette er utfordrende fordi de skal skrås i forhold til ankerpunktet i to dimensjoner.

Utførelse

Stålrør- og stålkjernepeler er de to peletypene som er aktuelle å bruke i en slik konstruksjon. Etter samtale med ekstern veileder har det blitt bestemt at utstøpte stålrørspeler er mest hensiktsmessig. Disse er mindre utsatt for knekking enn stålkjernepeler. Vi ønsker å lage en løsning der det i tillegg brukes stålkjernepeler som strekkforankring i stålrørspelene, da pelene i konstruksjonen vil være utsatt for strekkrefter. Før dimensjoneringen startet har vi tatt kontakt med en fagkyndig for å få en indikasjon på hvordan dette bør gjennomføres, og om det er en realistisk løsning.

Det antas lik helning på havbunnen som for den øvrige kaikonstruksjonen, altså 30 grader. Alle de fire pelene monteres med helning 4:1, noe som tilsvarer 14 grader i begge retninger. Deretter føres en massiv stålkjerne ned i stålpelene, som må forankres tilstrekkelig i fast fjell. Stålkjernen støpes deretter fast langs hele lengden av stålrøret [39]. Dette skaper et system som er fast innspent i bunn og delvis sideveis fastholdt i topp. På toppen av stålkjernen monteres et pelehode som har til hensikt å øke overflaten mellom pelen og det massive

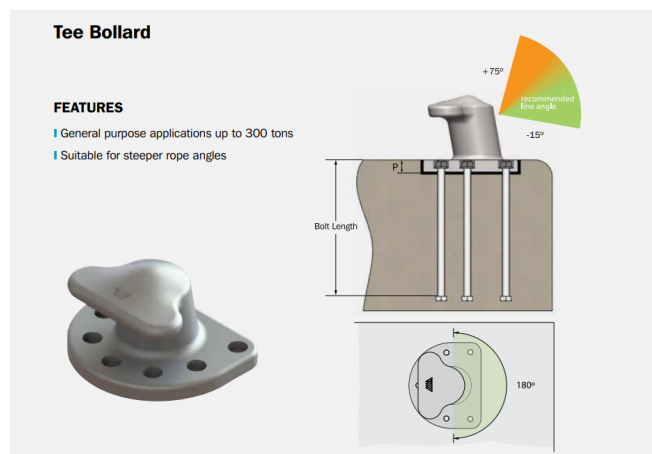
betongfundamentet. Dette fungerer altså som forankring. Kjerneboring i fjell, samt heft mellom fjell og pel, er tilstrekkelig forankring i bunn.

Monteringen kan medføre risiko for at de to lengste pelene skrenser av fjellet, da det er liten vinkel mellom havbunn og peler. Utførende entreprenør må derfor ta hensyn til dette under montering. Ved korrekt utførelse kan pelene anses som fast innspent i bunn.

Boringen starter i aksen hvor det massive pullertfundamentet skal plasseres. Grunnet fare for mye strekk i pelene har vi valgt å dimensjonere en løsning hvor de stikker 1 meter opp i fundamentet.

Valg av pullerthode

Det har blitt valgt å ta i bruk 125 tonn Tee Bollard[®] fra produsenten Trelleborg AB [40]. Dette produktet egner seg godt til konstruksjonen, da den også er dimensjonert for en pullertlast på 125 tonn. I tillegg til dette har 125 tonn Tee Bollard[®] en boltelengde på 900mm, noe som egner seg godt for vår konstruksjon da det vil være 100 mm vertikal avstand mellom enden på boltene og topp av pelehodene. Dette pullerthode har også et gunstig virkeområde når det kommer til anbefalt vinkel på kraften den utsettes for. En viktig begrensning av dette produktet er at kreftene kun kan virke 15 grader nedover. I *Figur 8.3* vises 125 tonn Tee Bollard[®] og dens spesifikasjoner.



Figur 8.3: Valg av pullerthode [40]

8.2 Dimensjonering av konstruksjonen

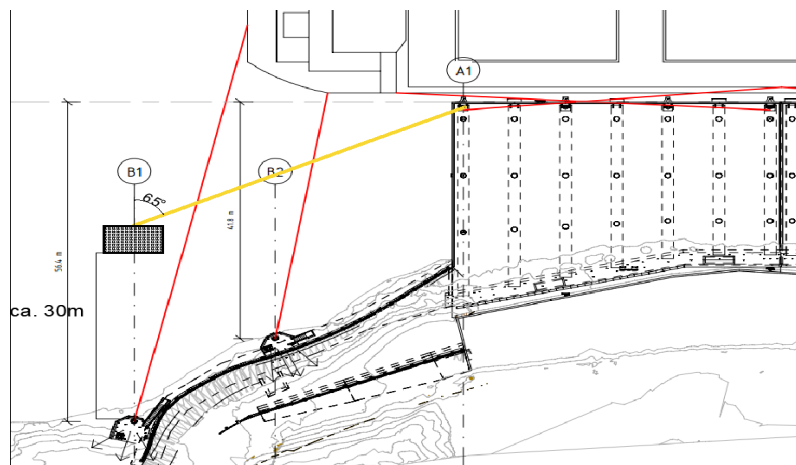
Pelegruppen, massivfundamentet og selve pullerten må kontrolleres i bruddgrense for å vurdere om konstruksjonen holder for de påsatte kreftene. I tillegg må det gjøres en vurdering av forankringen til konstruksjonen. På denne måten kan vi bestemme nødvendige dimensjoner og armering som trengs for å lage et aktuelt alternativ til dagens løsning.

Grunnet tidsbegrensninger for oppgaven blir det ikke gjort beregninger i bruksgrense for konstruksjonen. Dette vil si at deformasjon og riss ikke blir kontrollert i påfølgende kapitler.

Det må legges inn armering rundt boltene til selve pullerthode, da dette har til hensikt å føre kreftene inn i betongen. Dersom dette ikke gjøres, risikerer man at pullerthode blir dratt ut av konstruksjonen.

8.2.1 Laster

Sweco Norge AS har lagt til grunn at hvert pullertfundament skal kunne tåle en last på 125 tonn, noe som tilsvarer 1250 kN. Som spesifisert tidligere skal denne kraften virke i 180 grader horisontalt, altså 90 grader ut til hver side, og 60 grader opp og ned. Innledende beregninger viser at konstruksjonen blir svært ømfintlig dersom lasten påføres 90 grader på pullerten. Grunnen til dette er at pullerthodet ikke er plassert i senter av betongmassivet, noe som gjør at kraften får en arm som skaper et stort moment. Vi anbefaler at fortøyningsystemet ikke brukes på denne måten. Dersom pullerten flyttes omkring 30 meter ut fra land langs akse B1, og det fortøyes til akse A1, vil det dannes en vinkel på 65 grader. Etter samtale med ekstern veileder er dette en realistisk tilnærming. *Figur 8.4* viser fortøyningsprinsippet for denne løsningen.

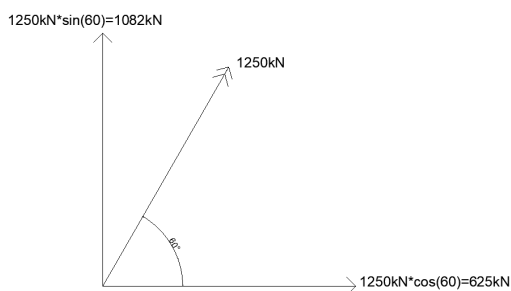


Figur 8.4: Fortøyningsprinsipp Mooring Dolphin

Pullertlasten må multipliseres med en *Safe Working Load (SWL)* faktor. Dette er en sikkerhetsfaktor som brukes på utstyr som påføres krefter i sin bruk [41]. Etter samtale med både ekstern og intern veileder har det blitt bestemt å ta i bruk en SWL på 1.5.

En global modell av den tiltenkte løsningen er produsert i programmet FEM - Design. Modellen har til hensikt å presentere tverrsnittskreftene som oppstår i konstruksjonen, som følge av de mest ugunstige lastplasseringene.

Lasttilfellene med vinkler som ikke går langs programmets aksesystem, har blitt dekomponert med to krefter. *Figur 8.5 og 8.6* illustrerer hvordan dette er gjort med to forskjellige lasttilfeller. *Lasttilfelle 1* tar for seg de situasjonene hvor kraften virker med en vinkel i det horisontale- og vertikale planet. *Lasttilfelle 1* har en horisontal og en vertikal kraft som følge av den dekomponerte skrålasten. *Lasttilfelle 2* tar for seg den fulle kraften på 1250 kN.



Figur 8.5: Lasttilfelle 1 - dekomponert kraft



Figur 8.6: Lasttilfelle 2 - horisontalkraft

8.2.2 Stålrørspeler

De fire utstøpte stålrørspelene har forskjellig lengde, hvor de to korteste pelene er 11.6 meter og de to lengste er 14.8 meter. For kaikonstruksjoner er det vanlig praksis å bruke stålrørspeler med tverrsnittsdiameter mellom $\varnothing 406$ og $\varnothing 1220$ mm [13]. Pelene er valgt til diameter $\varnothing 1200$, da mindre dimensjoner ikke gir tilstrekkelig kapasitet. Stålkjernen bestemmes ved hjelp av Kynningsrud Fundamentering AS sine standardiserte tabeller for stålkjernepeler [42]. Diameter settes til $\varnothing 180$ mm, med stålkvalitet S355J2+AR. Spesifikasjoner for valgt stålkjerne er vist i *Tabell 8.1*.

Stålrør [mm]	Stålkjerne [mm]	Pelehode [mm]		Trykkapasitet stålkjerne [kN]
		Bredde	Tykkelse	
$\varnothing 1200$	$\varnothing 180$	500	80	6216

Tabell 8.1: Data for stålkjerne $\varnothing 180$ mm.

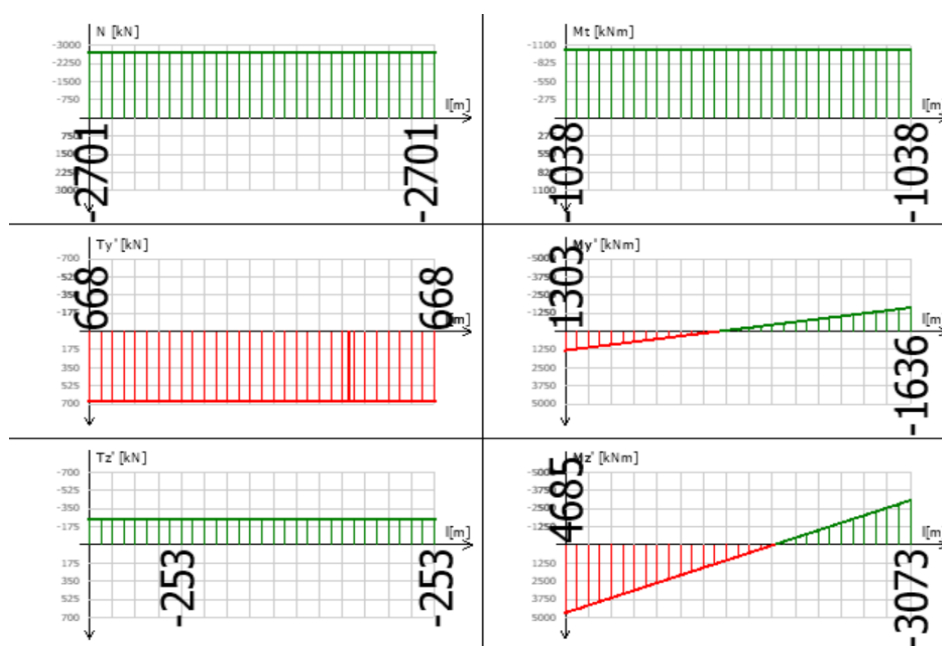
Tverrsnittskrefter

Kreftene i stålrørspelene beregnes som sagt i FEM-Design. Pelene blir modellert som et kompositt-tverrsnitt bestående av stålkjernepeler og utstøpt betong. Det antas at stålrørene vil korrodere bort i løpet av konstruksjonens levetid, og neglisjeres derfor i beregningene. Aksial- og momentkrefter er fremstilt i *Tabell 8.2* og *8.3*, med tilhørende diagrammer i *Figur 8.7* og *8.8*.

Lastillfellene hvor kraften virker 65 grader til høyre og venstre ut fra pullerten, er i denne tabellen kalt *65 grader aksialtrykk* og *65 grader aksialtrekk*. Kreftene som virker for disse lastillfellene vil være like, avhengig av hvilken retning lasten virker. Eksempelvis vil den lengste pelen mot nord bli utsatt for samme krefter når lasten virker 65 grader til høyre, som den lengste pelen mot sør når denne er belastet 65 grader til venstre.

Lasttilfelle	Aksialkrefter [kN]	Moment y-akse [kNm]	Moment z-akse [kNm]	Torsjon [kNm]
0 rett frem	+1449	-764/967	-547/586	198
60 opp	+806	-815/1132	-566/682	230
60 ned	+643	53/-165	19/-96	32
65 grader aksialtrekk	+3926	-1949/2453	-5148/3568	1205
65 grader aksialtrykk	-2701	1203/-1636	4685/-3073	1038

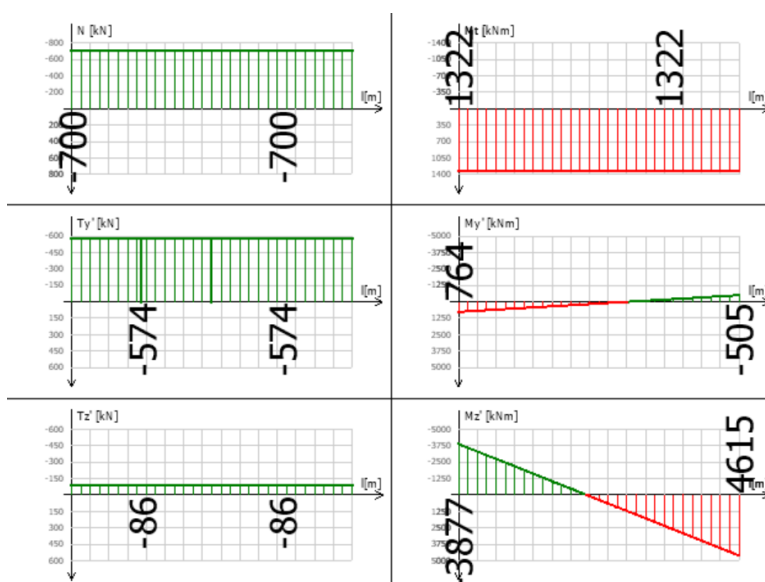
Tabell 8.2: Tverrsnittskrefter i de korteste pelene



Figur 8.7: Mest ugunstig lastplassering korteste peler

Lasttilfelle	Aksialkrefter [kN]	Moment y-akse [kNm]	Moment z-akse [kNm]	Torsjon
0 rett frem	-1426	-652/498	-402/361	137
60 opp	+76	573/-823	395/-507	173
60 ned	-1502	-75/171	-40/105	36
65 grader aksialtrykk	-700	-505/764	4615/-3877	1322

Tabell 8.3: Tverrsnittskrefter i de lengste pelene



Figur 8.8: Mest ugunstig lastplassering lengste peler

Kontroll av strekkrefter

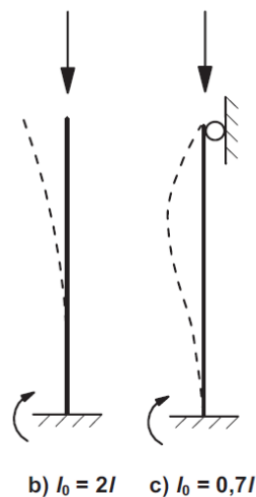
De to korteste pelene blir utsatt for de største strekkreftene i konstruksjonen. Dette er som følge av lasttilfellet med en vinkel på 65 grader til høyre eller venstre. Kraften er da 3926 kN. Når pelenes strekkapasitet kontrolleres antas det at stålkjernerne alene tar opp alle strekkreftene. Betong og armering neglisjeres. Utregningene er vist i Vedlegg M1.

$$\frac{\sigma}{\sigma_{tillatt}} = 0.456 \qquad \frac{N_{Ed.strekk}}{N_{tRd}} = 0.456$$

Beregningene viser at strekkapasiteten til den valgte stålkjernepelen er tilstrekkelig.

Valg av armering og kapasitetskontroll

Massivfundamentet er ikke sideveis fastholdt og vil i realiteten bevege seg. Vi antar at pelene er fast innspent i bunn og delvis sideveis fastholdt i topp. Ved å sammenligne systemet med knekk lengder fra kapittel 5.8.3.2 i EC2, vil det være realistisk med en innspenningsgrad hvor knekkfaktoren ligger mellom 0.7 (fastholdt i topp) og 2.0 (fri i topp). Knekk lengdene som blir vurdert er vist i *Figur 8.9*.



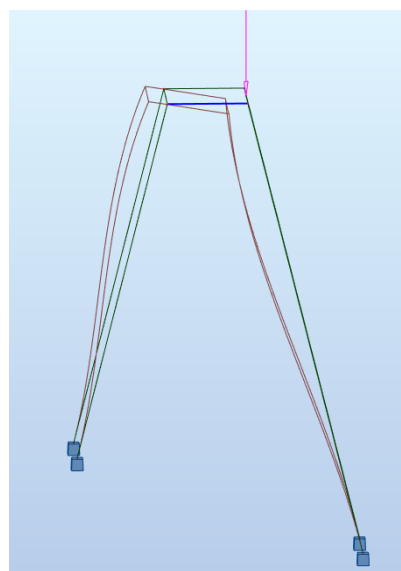
Figur 8.9: Knekk lengder for ulike system [23]

Det utføres en knekkanalyse i Robot Structural Analysis for å finne knekk lengden til pelene, og resultatene er vist i *Vedlegg M.11*. En avstivning mellom pelene skal representere det massive fundamentet. Prinsipp for dette vises i *Figur 8.10*. Resultater fra ulike lastsituasjoner, som overflatelast og punktlast, gjør at vi velger å gå videre med de lengdene som gir det mest ugunstige utfallet for hver enkelt pel. Dette er presentert i *Tabell 8.4*. Som antatt ligger knekk lengden et sted mellom $0.7 \cdot L$ og $2.0 \cdot L$. Resultatet er fornuftig fordi massivfundamentet vil gi en betydelig fastholdning, men ikke nok til at systemet kan regnes sideveis fastholdt. De korteste pelene får størst knekkfaktor fordi disse har minst kritisk knekklast. Dette kontrolleres ved hjelp av *Eulers formel for kritisk knekklast* [43].

Type pel	Original lengde [m]	Knekk lengde [m]	Knekkfaktor
Korteste	11.6	17.23	$1.49 \cdot L$
Lengste	14.8	13.66	$0.92 \cdot L$

Tabell 8.4: Knekk lengder

Videre brukes disse knekk lengdene til å finne armering, samt til å vurdere slankhetsgrensen til pelene.



Figur 8.10: Kritisk knekk lengde fra Robot Structural Analysis

Dimensjonerende laster

Ved hjelp av FEM-design er det mulig å analysere forskjellige resultater basert på retningen til kraften som virker på pullerten. Det oppstår moment om både Y- og Z-aksen, i tillegg til en dimensjonerende trykkraft. Pelene er sirkulære og vi velger derfor å regne med en resultantkraft av dimensjonerende moment om hver akse. Denne lasten kombineres så med den aktuelle trykkraften.

Torsjon

Det oppstår betydelige torsjonskrefter i de fire pelene. Torsjonen kan tas opp ved å øke diameteren og/eller redusere senteravstanden til skjærarmeringen. Modell i FEM Design gir et dimensjonerende torsjonsmoment med en størrelse på 1205 kNm for de korteste pelene, og 1322 kNm for de lengste. Ved å legge inn tverrsnittskrefter i ISY Design er det mulig å finne ut av hvor mye armering som trengs for å ta opp torsjonen. Det legges derfor skjærarmering med størrelse $\varnothing 20$ og senteravstand 125 mm for alle pelene. I tillegg er det nødvendig med ekstra lengdearmering som følge av torsjon.

Dimensjonerende tverrsnittskrefter

Påført moment beregnes som nevnt ved å finne resultanten av det høyeste momentet om Y- og Z-aksen. Aksiallasten hentes direkte fra FEM Design. *Tabell 8.5* viser en oversikt over kreftene som blir brukt i beregningene, hentet fra *Vedlegg M.2* og *M.5*.

	Dimensjonerende moment	Dimensjonerende aksiallast
Kort pel	$M_{Ed} = 4954.5 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 2701 \text{ kN}$
Lang pel	$M_{Ed} = 4670.5 \text{ kNm}$	$N_{Ed} = 700 \text{ kN}$

Tabell 8.5: Dimensjonerende krefter

Armering

Pelene utsettes altså for en aksiallast og et påført moment. I tillegg økes momentet ytterligere på grunn av formfeil. Grunnet et betydelig moment antas $\varnothing 32$ som lengdearmering og $\varnothing 20$ som skjærarmering. Formler og tilhørende NM-diagram brukes for å bestemme nødvendig armering i de fire pelene. Resultatene framgår i *Tabell 8.6* og *8.7* og er vist i *Vedlegg M.2* og *M.5*.

Tverrsnittskrefter	NM-diagram
$N_{Ed} = 2701 \text{ kN}$	$n = 0.1$
$M_{Ed} = 4954.5 \text{ kNm}$	$m = 0.14$
Armeringsforhold	$w = 0.2$

Tabell 8.6: NM-diagram for korteste peler

Tverrsnittskrefter	NM-Diagram
$N_{Ed} = 700 \text{ kN}$	$n = 0.02$
$M_{Ed} = 4671 \text{ kNm}$	$m = 0.13$
Armeringsforhold	$w = 0.18$

Tabell 8.7: NM-diagram for lengste peler

Det viser seg at det er behov for betydelige mengder armering. For å opprettholde krav til senteravstand velger vi derfor å bunte jernene, med to stykk jern i hver bunt.

	Antall bunter	Armeringsareal
Kort pel	20 stk	$A_{s,kort} = 32170 \text{ mm}^2$
Lang pel	18 stk	$A_{s,lang} = 28953 \text{ mm}^2$

Tabell 8.8: Armering i peler

Slankhet

På samme måte som for pelene under kaikonstruksjonen er det nødvendig å kontrollere slankheten, og sammenligne dette mot slankhetsgrensen til pelene. Dersom pelene er slanke, må det beregnes et tilleggsmoment som legges til det påførte momentet. Beregningene er vist i Vedlegg M.3 og M.6, og resultatene gitt i Tabell 8.9.

	Slankhet	Slankhetsgrense
Kort pel	12.52	13
Lang pel	5.17	13

Tabell 8.9: Pelenes slankhet

Begge pelene har en slankhet som er under slankhetsgrensen. De korteste pelene har slankhet nær grensen. Gjennom beregningene har det blitt gjort tilnærminger til sikker side, slik at den ekte slankheten sannsynligvis er lavere. Det konkluderes derfor med at de korte

pelene ikke er slanke. Slankheten til de lengste pelene er betydelig lavere enn slankhetsgrensen. Grunnen til dette er at de blir utsatt for en lavere trykkraft og har kortere knekkklengde. Resultatene underbygges ytterligere av beregninger i ISY Design, se *Vedlegg M.4 og M.7*.

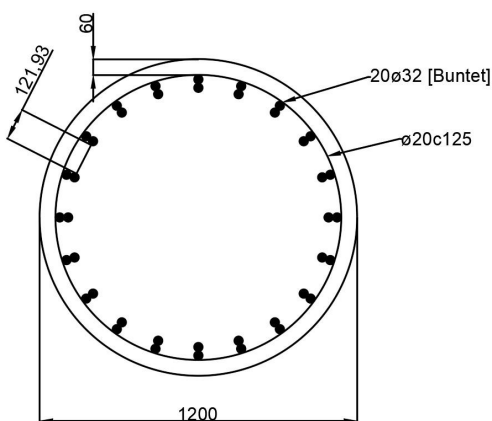
Endelig valg av armering

Det er ikke nødvendig å legge inn ytterligere armering som følge av 2.ordens moment. Armering kan legges som først antatt, da dette er tilstrekkelig for at konstruksjonen skal holde for de påførte lastene.

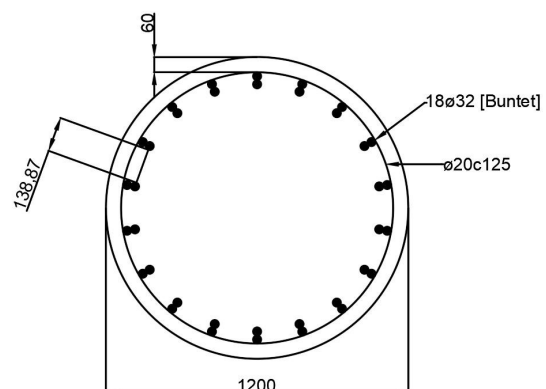
En oversikt over valgt armering fremstilles i *Tabell 8.10*, og *Figur 8.11 og 8.12* viser hvordan det er tenkt at armeringen legges i pelene.

	Armeringsareal	Antall jern	Skjærarmering
Korteste peler	$A_{s,kort} = 32170 \text{ mm}^2$	40 stk $\text{Ø}32$ [buntet]	$\text{Ø}20$ c 125 mm
Lengste peler	$A_{s,lang} = 28953 \text{ mm}^2$	36 stk $\text{Ø}32$ [buntet]	$\text{Ø}20$ c 125 mm

Tabell 8.10: Innlagt armering



Figur 8.11: Tverrsnitt av korteste peler



Figur 8.12: Tverrsnitt av lengste peler

Ved å legge inn valgte dimensjoner, armering og tverrsnittskrefter er det også mulig å kontrollere resultatet i ISY Design. Beregningene fra programmet er vist i *Figur 8.13* og *8.14*, og det kommer her frem at kapasiteten er tilstrekkelig for valgt løsning. Vi ser riktignok at torsjonsutnyttelsen er nokså høy, men dette kan løses ved å øke dimensjonene til skjærarmeringen. Et annet alternativ er å redusere senteravstanden. Vi velger likevel å gå videre med valgt løsning.

Utn _{M+N}	Torsjonsutnyttelse
✓ 0,91	✓ 0,87

Figur 8.13: Utnyttelse kort pel

Utn _{M+N}	Torsjonsutnyttelse
✓ 0,86	✓ 0,95

Figur 8.14: Utnyttelse lang pel

Forankring av peler

Pelene må forankres i fast fjell i bunn, og i massivfundamentet i topp. Forankringen i bunn bestemmes av strekkraftene i pelene. Dimensjonerende strekkraft er som nevnt tidligere 3926 kN, og virker på de korteste pelene. Til sikker side brukes denne verdien for alle de fire pelene. For å motvirke denne kraften må stålkjernen bores et betydelig stykke ned i fjell. Dette er en egen beregning og vil ikke blir gjort i denne oppgaven.

Egenlasten til fundamentet og pelene vil riktignok virke gunstig for strekkforankringen, da de vil motvirke de oppadrettede kreftene. Det antas at vekten av fundamentet fordeler seg likt ned i pelegruppen, selv om dette i realiteten vil kunne variere. I tillegg brukes de korteste lengdene for å beregne pelenes egenvekt. Pelene er neddykket i vann og egenvekten multipliseres derfor med lastfaktor 0.9.

Konstruksjonens egenvekt vil dermed motvirke strekkraftene med en kraft på 998 kN, og faktisk kraft som må forankres blir 2928 kN.

$$N_{egenvekt} := \left(\frac{g_{fundament}}{4} + g_{peler} \right) \cdot 0.9 = 998 \text{ kN}$$

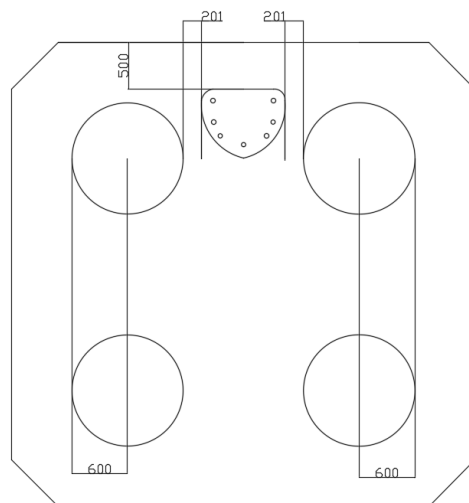
$$N_{Ed.forankring} := N_{Ed.strekk} - N_{egenvekt} = 2928 \text{ kN}$$

Grunnet tidsbegrensning på oppgaven blir det ikke gjort nøyaktige beregninger på forankring i berggrunnen. Det antas at de utstøpte stålørspelene, i kombinasjon med stålkjernen, holder igjen for strekkraftene. Stålkjernen kjernebores ned i fast fjell og vil fungere som strekkforankring.

I overgangen mellom peler og massivfundamentet vil pelehodet fungere som forankring, siden overflaten mellom betongen og pelene øker. Denne platen vil også være med på å føre lastene ned i pelene [14]. Det gjøres heller ikke nærmere beregninger på dette.

8.2.3 Massivfundament

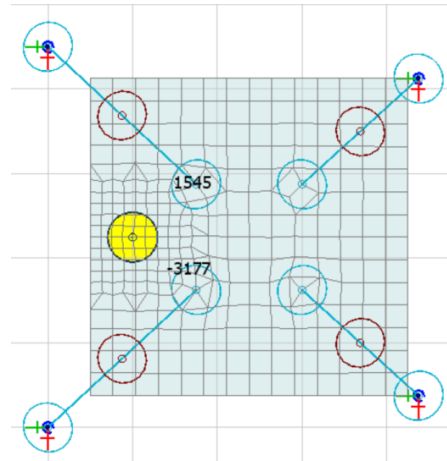
Massivfundamentet sin hovedoppgave er å føre kreftene fra pullerthodet ned i pelene. Fundamentet må være stort nok til å kunne fortøye skipstrafikk på en effektiv og sikker måte. Dimensjonene til denne plattformen er derfor satt til å være 5m x 5m x 2m. Pelene stikker 1 meter opp i fundamentet, og forankres som sagt av pelehoder. I tillegg monteres det et pullerthode på toppen. En prinsippskisse av massivfundamentets utforming er gitt i *Figur 8.15*. Vi velger å bruke de samme materialegenskapene for fundamentet som for kaiens bæresystem. Beregningene er vist i *Vedlegg M.8*.



Figur 8.15: Oversiktstegning av massivfundament

Moment

Massivfundamentet blir regnet som en plate og det blir tatt utgangspunkt i 1 meter platestripe i samtlige analyser. Fundamentet analyseres i FEM Design, som kommer frem til at dimensjonerende moment i platen er 3177 kNm. Resultatet er fremstilt i *Figur 8.16*. Dette momentet brukes så til å finne nødvendig armering i platen.



Figur 8.16: Momentkrefter i massivfundament [kNm]

Momentkapasiteten til platen er større enn påført moment, som fører til delvis utnyttet trykksone. Det legges derfor inn hovedarmering med $\varnothing 32$ cc 150 mm i både over- og underkant av fundamentet. Dette gir et armeringsareal som er større enn både minimumsarmeringen og nødvendig armering, se *Tabell 8.11*. Siden det er en symmetrisk plate antas det at moment kan oppstå hvor som helst, og spennlengdene er lik i alle retninger. Valgt armering legges derfor som rutenett i både over- og underkant av fundamentet.

Opptredende moment	Kapasitet	Minimumsarmering	Nødvendig armering	Innlagt armering
$M_{Ed} = 3177 \text{ kNm}$	$M_{Rd} = 25\,959 \text{ kNm}$	$A_{s,min} = 3802 \text{ mm}^2$	$A_{s,n\ddot{o}dv} = 4529 \text{ mm}^2$	$A_s = 5362 \text{ mm}^2$

Tabell 8.11: Oversikt over armeringskrav i platen

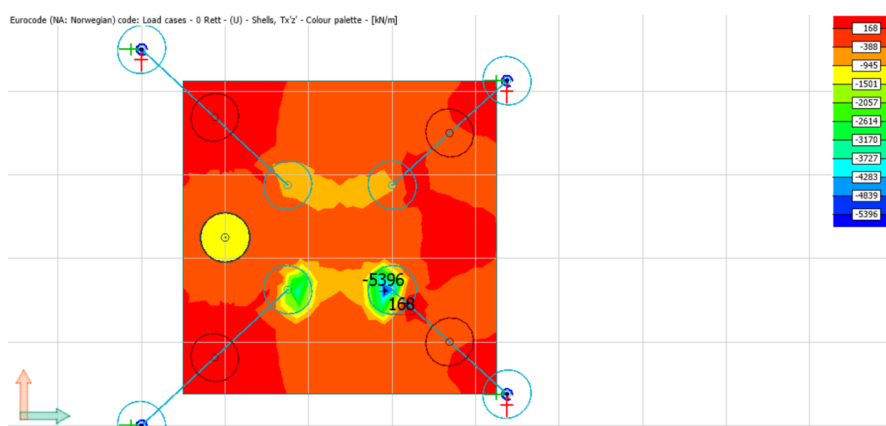
Skjær

Figur 8.17 viser dimensjonerende skjærkraft i fundamentet. Det oppstår en svært stor skjærkraft med størrelse 5396 kN over den ene pelen, men det antas at store deler av denne blir ført ned i den aktuelle pelen. Dimensjonerende skjærkraft kan derfor leses av fra yttergrensen til pelen, men vi ønsker å regne konservativt og tar derfor hensyn til den største opptredende skjærkraften ved valg av armering.

For å ta opp skjærkraften rundt pelene legges det inn skjærbøyler med diameter $\varnothing 12$ cc 150 mm. Bøylene legges i to retninger, etter samme prinsipp som i *kapittel 4.4.3*. Armeringen legges over hele fundamentet til sikker side. Dersom det er ønskelig å optimalisere konstruksjonen, kan valgt skjærarmering avtrappes der det er mulig. Det er ikke gjort beregninger for dette i denne rapporten. Etter innlagt skjærarmering økes kapasiteten betraktelig, som vist i *Tabell 8.12*.

Største skjærkraft	Kapasitet uten armering	Innlagt armering	Kapasitet med armering	Utnyttelse
$V_{Ed} = 5396 \text{ kN}$	$V_{Rdc} = 686 \text{ kN}$	$\varnothing 12$ cc 150/ cc 150	$V_{Rds} = 8515 \text{ kN}$	0.63

Tabell 8.12: Skjær i massivfundament



Figur 8.17: Skjærkrefter i massivfundament

Gjennomlokking

Massivfundamentet kontrolleres også for gjennomlokking i henhold til reglene i *kapittel 6.4* i *EC2* [23]. Vi har valgt å ta hensyn til at pelene vil kunne føre til gjennomlokking, og bruker den største skjærkraften i fundamentet på 5396 kN. Det ville også vært mulig å kontrollere aksialkraften i toppen av pelene, men den er mindre enn skjærkraften. Beregningene er derfor konservative. Grunnet platens tykkelse og pelenes store dimensjoner, antas det på forhånd at konstruksjonen har god kapasitet for gjennomlokking

I *Vedlegg M.8* gjøres det en trykkbruddkontroll ved søylekant, og en skjærspenningskontroll ved avstand $2 \cdot d$ fra søylens kant. Resultatene er fremstilt i *Tabell 8.13*.

Kontrollsnitt	Største skjærspenning [N/mm ²]	Kapasitet [N/mm ²]	Utnyttelse
0	$V_{Ed0} = 0.863$	$V_{Rd,max} = 5.018$	0.17
1	$V_{Ed1} = 0.116$	$V_{Rdc} = 0.307$	0.38

Tabell 8.13: Gjennomlokkingskontroll av massivfundament

Beregningene viser at kapasiteten er god nok, og det er ikke behov for ytterligere skjærarmering som følge av gjennomlokking.

8.2.4 Lokal forankring av pullerthode

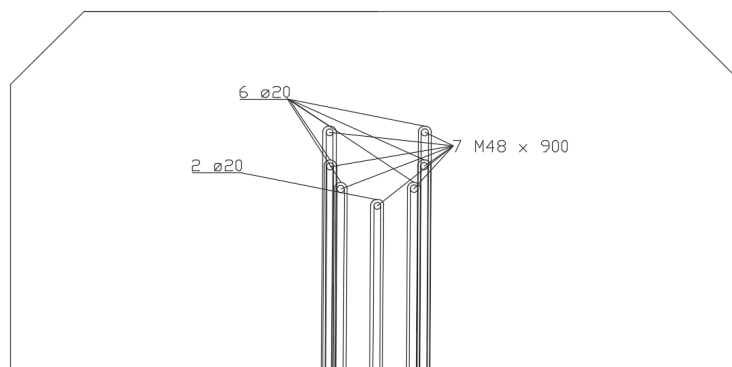
Det vil være nødvendig å montere forankringsarmering rundt boltene til pullerthodet, da belastningen vil føre til strekkrefter i betongen rundt dette området. Beregningene som ligger til grunn for armeringsmengden til denne forankringen er vedlagt i *Vedlegg M10*.

Dersom lasten settes "0 rett frem" fra konstruksjonen er det nødvendig med 8 stk Ø20 bøylor som legges i en U-form rundt boltene til pullerthodet,

$$A_{s,n\ddot{o}dv} := \frac{P_{Ed}}{f_{yd}} = 4687.5 \text{ mm}^2$$

$$n_{n\ddot{o}dvendig} := \frac{A_{s,n\ddot{o}dv}}{A_{\text{Ø}20}} = 7.46$$

125 tonn Tee Bollard© bruker 7 stk M45 bolter, med en boltlengde på 900 mm. Det blir da satt en $\varnothing 20$ bøyle per bolt, samt to $\varnothing 20$ bøyler på senterbolten. *Figur 8.18* viser hvordan denne forankringen skal legges i det massive pullertfundamentet, med et horisontalt snitt. Bøylene bøyes rundt boltene og føres helt til hovedarmeringen som ligger på landsiden av det massive fundamentet. Som vist på *Figur 8.18* vil bøylene kollidere dersom de legges i samme høyde i det massive fundamentet. Derfor legges disse bøylene så tett inntil hverandre i vertikal retning som praktisk mulig. Dette gjør også at man reduserer momentkrefter som virker i disse bøylene.



Figur 8.18: Lokal forankring av pullerthode.

8.3 Drøfting av foreslått løsning

Gjennom dimensjoneringen har vi kommet frem til en løsning som er gjennomførbart og har tilstrekkelig kapasitet for aktuelle laster. Dersom den prosjekterte landfundamenterte pullerten ikke kan bygges som planlagt, vil dette derfor være et aktuelt alternativ.

Et slikt alternativ medfører likevel en komplisert og kostbar byggeprosess. Anleggsvirksomhet til sjøs er avhengig av avansert utstyr og en omfattende rigg. Det må også gjøres gode forundersøkelser av grunnforholdene. Skrått terreng kan gi fare for utglidning og påvirker monterings nøyaktighet. I tillegg gir kreftene på konstruksjonen behov for store

dimensjoner og dermed også et høyt materialforbruk. Det er ikke gjort en nøyaktig sammenligning av materialforbruk og kostnad for de ulike byggemetodene. På bakgrunn av dimensjoneringen kan man med rimelig sikkerhet anta at et sjøfundamentert pullertfundament vil bli mer kostbart enn nåværende løsning.

For å danne en vinkel på 65 grader ved fortøyning må konstruksjonen som nevnt tidligere flyttes omkring 30 meter ut fra land. Det er derfor behov for en tilkomstbro. Lengden på denne er så stor at det sannsynligvis er nødvendig med ett eller flere opplegg. Dette vil være med på å øke kostnadene ytterligere.

Det er verdt å merke seg at gruppens foreslåtte sjøbaserte pullertfundament ikke er optimalisert på bakgrunn av tidsbegrensninger i oppgaven. Ved flere iterasjoner ville det sannsynligvis vært mulig å oppnå en mer fornuftig og kostnadseffektiv løsning.

9. Konklusjon

Gjennom arbeidet med bacheloroppgaven har hovedfokuset vært å besvare problemstillingen på en ryddig og oversiktlig måte. Problemstillingen ble valgt for å på best mulig måte dekke de konstruksjonstekniske kunnskapene vi har tilegnet oss gjennom studieløpet. I løpet av oppgaven har vi også tilegnet oss ny kunnskap som har blitt brukt for å løse problemer og utfordringer som oppsto underveis.

Gruppen har gjennomført lokale dimensjonerings av kaiens dekke, bjelker og peler med hensyn på de vertikale lastene som virker på konstruksjonen. I arbeidet har det blitt tatt utgangspunkt i de verst utsatte bygningsdelene. Kaien utsettes for ulike laster, og i hver kontroll har det derfor blitt gjort konservative betraktninger, vurderinger og valg. Konstruksjonen har derfor blitt dimensjonert for en jevnt fordelt last på 60 kN/m og en punklast på 1000 kN som virker over 1 m². Disse er fritt bevegelige på kaien, og kan ikke virke samtidig.

Vi innså raskt at punktlasten ville føre til store krefter og et betydelig behov for armering i konstruksjonen. Problemet ble løst ved å beregningsmessig fordele lastflaten vertikalt ned i dekket. Dette resulterte i at det ble tatt hensyn til en last på 667 kN som de dimensjonerende momentkreftene baserer seg på.

Informasjon fra Sweco Norge AS har gitt grunnlag for løsningen til kaiens bæresystem. Beregningskontrollene i denne oppgaven har blitt brukt for å bestemme armering og dimensjoner. Dette har ført til en dekketykkelse på 550 mm, trapesformede bjelker med en høyde på 800 mm og utstøpte stålrørspeler med diameter $\varnothing 800$ mm. Grunnet byggemetoden for bjelker og dekket blir disse støpt på ulike tidspunkt og dette har blitt tatt hensyn til i beregningene.

Basert på disse resultatene har vi valgt en løsning som er gjennomførbar og har tilstrekkelig kapasitet for de vertikale lastene. Det kan dermed konkluderes med at den første delen av oppgavens problemstilling er besvart.

Den andre delen av problemstillingen gikk ut på å dimensjonere en alternativ løsning for en av kaiens landfundmenterte pullerter. Grunnet problemer med plass ble fundamentet derfor

flyttet ut i sjøen. For å komme frem til denne løsningen måtte gruppen anvende tilegnet kunnskap på en ny måte. Den foreslåtte løsningen vil være bygget opp av fire armerte stålrørspeler med en massiv stålkjerne og utstøpt betong. Pelene har en diameter på 1200 mm og skrås med en helning på 4:1. På toppen av pelene vil det støpes et massivt betongdekke med dimensjoner 5 x 5 x 2 meter. Beregningene i oppgaven viser at konstruksjonen er gjennomførbar og har tilstrekkelig kapasitet.

I arbeidet kommer det likevel frem at den valgte løsningen medfører en rekke utfordringer, både med tanke på materialforbruk og kostnader. Vi vil derfor anbefale å beholde den landfundamenderte pullerten, så langt det lar seg gjøre. Dersom dette ikke er mulig vil vårt forslag til en sjøfundamentert pullert være et aktuelt alternativ, i henhold til oppgavens problemstilling.

10. Forslag til videre arbeid

Boliden kai er et omfattende prosjekt, og det har derfor vært nødvendig å avgrense oppgaven. I denne rapporten har hovedfokuset vært på kaikonstruksjonens vertikale krefter. Det gjenstår dermed flere kontroller og dimensjoneringsprosesser før arbeidet på kaien kan starte.

Bæresystemet må videre dimensjoneres for horisontale krefter, og det må gjøres en vurdering av kaiens stabilitet. Fortøyning av skip og ulykkessituasjoner vil føre til vesentlige horisontale krefter, og det er i hovedsak endefundamentet som sikrer horisontal stabilitet. Fundamentet, med tilhørende forankring og armering, må altså dimensjoneres for påførte laster.

Det må gjennomføres en lokal kontroll av pullerthodene på selve kaien, da disse kan risikere utrivning. I denne oppgaven har det heller ikke blitt gjort en vurdering av ulike løsninger for bevegelsesfugen som skiller kaiens to hoveddeler. Det vil derfor være nødvendig å se på dette videre.

Prosjektert løsning for nytt pullertfundament gir behov for omfattende geotekniske undersøkelser av havbunnen. For å sikre at symmetri mellom øvrige fundament opprettholdes, kan det også være fornuftig å finne en løsning hvor flere av fundamentene trekkes ut fra land. Dette vil gi en jevnere belastning på de fire pullertene. For å vurdere lønnsomheten til den alternative pullerten er det hensiktsmessig å analysere material- og kostandsforskjellene mellom eksisterende og foreslått løsning for pullertfundamentet.

Oppgavens tidsbegrensning og konservative valg har ført til at gruppens foreslåtte løsninger ikke er optimalisert når det kommer til økonomi, utnyttelser og materialvalg. Ved å gjennomføre flere iterasjoner av de foreslåtte løsningene mener vi at prosjektet kan spare både kostnader og forbruk.

Litteraturliste

- [1] J. Norman *mfl.*, «Conceptual Design of Buildings», [Online]. Tilgjengelig på: <https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpCDB00004/conceptual-design-buildings/conceptual-design-buildings>
- [2] R. M. Alvær, «Betongteknologi». HiB, 2012. [Online]. Tilgjengelig på: [file:///C:/Users/lab.S1-7400.001/Downloads/KOMPENDIUM%20BETONGTEKNOLOGI%20\(2\).pdf](file:///C:/Users/lab.S1-7400.001/Downloads/KOMPENDIUM%20BETONGTEKNOLOGI%20(2).pdf)
- [3] «Betong er en del av klimaløsningen», *SINTEF*. <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/> (åpnet 2. februar 2022).
- [4] «SiteCast», *SINTEF*. <https://www.sintef.no/prosjekter/2018/sitecast/> (åpnet 17. februar 2022).
- [5] «NB-Publikasjon-nr.-17.pdf». Åpnet: 2. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: <https://betong.net/wp-content/uploads/NB-Publikasjon-nr.-17.pdf>
- [6] «Precast Concrete: Advantages and Disadvantages». <https://www.ukessays.com/essays/construction/precast-concrete-construction.php> (åpnet 9. februar 2022).
- [7] «Plattendekker - Nobi - Norsk Betongindustri. Totalleverandør innen bygg.», *Nobi - Norsk Betongindustri*. <https://www.nobi.no/bygg/plattendekker/> (åpnet 2. februar 2022).
- [8] Den Norske pelekommité og Norges byggstandardiseringsråd, *Peleveiledningen. 1, 2. utg.* Oslo: Oslo : Norges byggstandardiseringsråd, 1991-1992, 1991. Åpnet: 3. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: https://urn.nb.no/URN:NBN:no-nb_digibok_2009082001094
- [9] O. R. Aarhaug, *Geoteknikk og fundamenteringslære. 2.* Rud: Rud : NKI-forl., 1984, 1984. Åpnet: 2. februar 2022. [Online]. Tilgjengelig på: https://urn.nb.no/URN:NBN:no-nb_digibok_2007071301006
- [10] «Betongpeler - GEO fundamentering & bergboring AS», 3. september 2021. <https://geofb.no/losninger/betongpeler/> (åpnet 24. mai 2022).
- [11] «Concrete Exposed to Seawater – Effects and Preventions», *The Constructor*, 27. februar 2014. <https://theconstructor.org/concrete/concrete-seawater-effects-preventions/843/> (åpnet 16. februar 2022).
- [12] Xcxc, «Best of Civil Engineers: Precast Concrete Piles – Advantages & Disadvantages», *Best of Civil Engineers*. <http://bestofcivilengineers.blogspot.com/2015/05/precast-concrete-piles-advantages.html> (åpnet 24. mai 2022).
- [13] «Stålrørspeler - GEO fundamentering & bergboring AS», 3. september 2021. <https://geofb.no/losninger/stalrorspeler/> (åpnet 16. februar 2022).
- [14] «Borede peler - Fundamentering AS». <https://www.fas.no/fundamentering/borede-peler> (åpnet 16. februar 2022).
- [15] «Concrete Filled Steel Tube Bridge Pier Connections – An ABC Solution», *Accelerated Bridge Construction*. <https://abc-utc.fiu.edu/mc-events/concrete-filled-steel-tube-bridge-pier-connections-a-n-abc-solution/> (åpnet 24. mai 2022).
- [16] C. A. Thoresen, *Port Designer's Handbook*, 3. utg. ICE Publishing. [Online]. Tilgjengelig på: <https://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpPDHE0011/port-designers-handbook/port-designers-handbook>

- [17] «Fjord Base - Norges største forsyningsbase». INC Gruppen, august 2020. [Online]. Tilgjengelig på:
<https://www.incgruppen.no/wp-content/uploads/2020/08/2020-08-TIB-Revidert.pdf>
- [18] «Knovel - Ports 2019 - Port Engineering». <https://app.knovel.com/kn/resources/kpPPE00011/toc?kpromoter=federation> (åpnet 8. februar 2022).
- [19] «Direktoratet for byggkvalitet». <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/10/10-2/> (åpnet 20. mai 2022).
- [20] «Eurokoder | standard.no». <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (åpnet 8. februar 2022).
- [21] «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016». Standard Norge, 1. mai 2016. [Online]. Tilgjengelig på:
[file:///C:/Users/simon/Downloads/1637918148471nsen019902002a12005na20161no01%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/simon/Downloads/1637918148471nsen019902002a12005na20161no01%20(1).pdf)
- [22] «NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019». Standard Norge, 1. januar 2019. [Online]. Tilgjengelig på:
<file:///C:/Users/simon/Downloads/16379110152111nsen01991112002na20191no02.pdf>
- [23] «NS-EN 1992-1-1:2004+A1+NA». Standard Norge, 30. juni 2021. [Online]. Tilgjengelig på:
[file:///C:/Users/simon/Downloads/16379113653012MainPdfnsen1992112004a12014na2021no002%20\(4\).pdf](file:///C:/Users/simon/Downloads/16379113653012MainPdfnsen1992112004a12014na2021no002%20(4).pdf)
- [24] «PTC Mathcad Prime 7 | Mathcad». <https://www.mathcad.com/en/whats-new> (åpnet 8. februar 2022).
- [25] «Robot Structural Analysis Professional | Nedlasting og pris». <https://www.autodesk.no/products/robot-structural-analysis/overview> (åpnet 8. februar 2022).
- [26] «Produkter - ISY Design og Teknisk - Norconsult Informasjonssystemer». <https://www.nois.no/produkter/bim/isy-design/> (åpnet 20. mai 2022).
- [27] «AutoCAD-programvare | Se priser og kjøp den offisielle AutoCAD 2023-programvaren | Autodesk». <https://www.autodesk.no/products/autocad/overview> (åpnet 23. mai 2022).
- [28] «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien». https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler (åpnet 14. februar 2022).
- [29] «'Design Basis - Structural and Geotechnical', upublisert.» Sweco Norge AS, 8. november 2021.
- [30] R. M. Alvær Slaatten, «'BYG106 Rissberegning1', upublisert.»
- [31] «StructX - Beam Design Formulas». <https://structx.com/beams.html> (åpnet 4. april 2022).
- [32] P. Kr. Larsen, A. H. Clausen, og A. Aalberg, *Stålkonstruksjoner: profiler og formler*, 3. utg. Trondheim: Fagbokforlaget, 1993.
- [33] R. M. Alvær Slaatten, «'BYG106 Deformasjon innledning', upublisert.»
- [34] R. M. Alvær Slaatten, «'BYG106 EKS med kryp og svinn', upublisert.»
- [35] R. M. Alvær Slaatten, «'BYG106 Introduksjon bruksgrense - bøyestivhet', upublisert.»
- [36] «MECCANICA, statikk og fasthetslære for ingeniører». <http://meccanica.no/fasthet/knekking.htm> (åpnet 24. mai 2022).

- [37] R. M. Alvær Slaatten, «'BYG106 Slanke trykkstaver', upublisert.» 28. september 2021.
- [38] «'BYG106 Formelhefte', upublisert».
- [39] «PELING PÅ SKRÅ! - Det nye Munchmuseet», 8. desember 2016.
<https://munch.veidekke.no/2016/12/08/peling-pa-skra/> (åpnet 19. april 2022).
- [40] «Bollards - Product Brochure». Trelleborg Marine Systems, 2018. [Online]. Tilgjengelig på: [file:///C:/Users/simon/Downloads/Bollards%20SP%2013%20Apr%20\(5\).pdf](file:///C:/Users/simon/Downloads/Bollards%20SP%2013%20Apr%20(5).pdf)
- [41] «NORSOK Standard R-002: Lifting Equipment». Standard Norge, 2. desember 2008.
[Online]. Tilgjengelig på:
<https://www.standard.no/pagefiles/11437/norsok%20r-002%20hearing,%20edition%202%20december%202008.pdf>
- [42] «Stålkjernepeler». Kynningsrud Fundamentering AS. Åpnet: 21. april 2022. [Online].
Tilgjengelig på:
<https://www.kynningsrud.no/wp-content/uploads/2013/10/Staalkjernepeler.pdf>
- [43] «Euler's Column Formula».
https://www.engineeringtoolbox.com/euler-column-formula-d_1813.html (åpnet 23. mai 2022).