

Øksnes Entreprenør AS

Teft Marina – Kai og heisbås

Statisk dokumentasjon

2018-04-10 Oppdragsnr.: 5174124



01	2018-04-10	Beregningsrapport	OIFri	BjHel	BjHel
Rev.	Dato:	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Innhold

1	Generelt	5
1.1	Bakgrunn	5
1.2	Eksisterende konstruksjoner	5
1.3	Ny konstruksjon	6
1.4	Organisering	8
2	Underlag	9
2.1	Tegnings- og beregningsunderlag	9
2.2	Geoteknisk underlag	10
2.3	Miljø	10
3	Grunnlag for prosjektering	11
3.1	Standarder	11
3.2	Pålitelighet og kontroll konstruksjoner	11
3.3	Prosjekteringskontroll	12
3.4	Pålitelighet og kontroll geoteknikk	13
3.5	Dimensjonerende brukstid	14
3.6	Vannstand marøystrand	14
3.7	Bestandighet	15
3.7.1	Betongkonstruksjoner	15
	3.7.1.1 Overdekning	15
3.8	Materialer	17
3.9	Materialfaktorer	17
4	Grensetilstander og lastfaktorer	18
4.1	Lastfaktorer for påvisning i bruddgrensetilstand	18
4.2	Lastfaktorer for påvisning i bruksgrensetilstand	18
5	Laster	19
5.1	Egenlaster	19
5.2	Nyttelaster	19
5.2.1	Vertikal last	19
5.2.2	Horisontal last	20
	5.2.2.1 Vindlast fra båt, L= 115 m	20
5.2.3	Støtlast	22
5.3	Naturlaster	22
5.3.1	Bølgelaster	22
5.3.2	Pullere	22
5.3.3	Last fra vind	23
5.3.4	Snølast	23
5.4	Ulykkeslaster	24
5.4.1	Påkjøring fra skip	24
5.4.2	Fallende gjenstander	24

5.4.3	Brannpåvirkning	24
5.4.4	Jordskjelv	25
6	Geoteknikk	26
6.1	Friksjonsplate	26
6.1.1	Forutsetninger/grunnlag	26
6.1.2	Beregninger	28
6.1.2.1	Situasjon 1 – opptak av kraft ut fra kaia, uttrekksituasjon	28
6.1.2.2	Situasjon 2 – opptak av kraft langs kaia, rotasjon	28
6.1.2.3	Konklusjon	28
6.2	Støttemur	28
7	Betongkonstruksjoner	29
7.1	søyler	29
7.2	Avvik søyler	30
7.3	Hoveddragere	32
7.3.1	Laster hoveddragere	33
7.3.2	Laster bakkantdrager	34
7.4	Kaifrontdrager og kaifrontskjørt	35
7.5	Kaidekke	36
7.5.1	Skjærarmering støpeskjøt	38
7.5.2	Løft av prefabrikkerte dekkeelementer	38
7.6	Overgangsplate	39
7.7	Friksjonsplate - armering	39
7.8	Støttemur	40
7.8.1	Forutsetninger	40
7.8.2	Armering	40
7.9	forankring av heisbås mot berg	40
7.9.1	Ribbe for horisontallast akse G/4 og G/1	40
7.9.2	Støttemur akse G	40
7.9.3	Overføring av vertikallast via stålkjernerpele	41
7.10	Kaiutrustning	42
7.11	Pullere	42
8	Kilder	43

1 Generelt

1.1 BAKGRUNN

Det skal bygges heisbås og kai i tilknytning til Marøystrand Næringsområde på Marøya i Nærøy kommune.



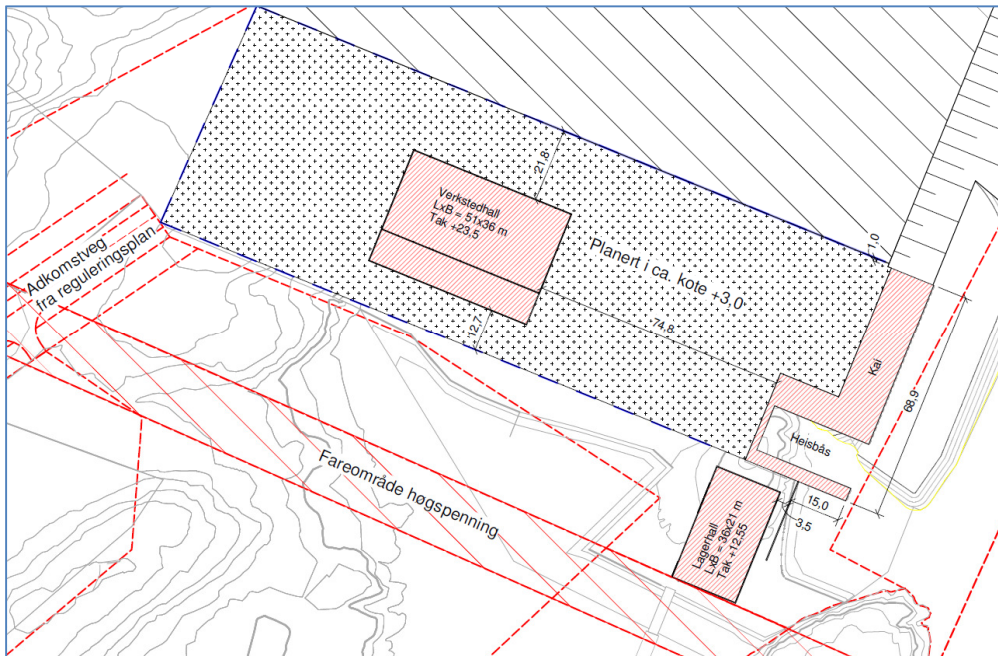
Figur 1-1. Oversiktsbilde Marøystrand Næringsområde

1.2 EKSISTERENDE KONSTRUKSJONER

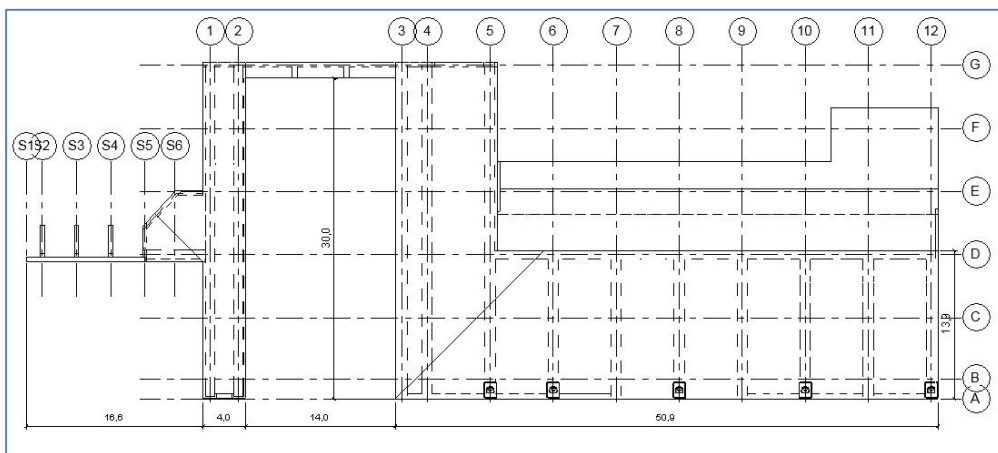
Det er ingen eksisterende konstruksjoner på tomten.

1.3 NY KONSTRUKSJON

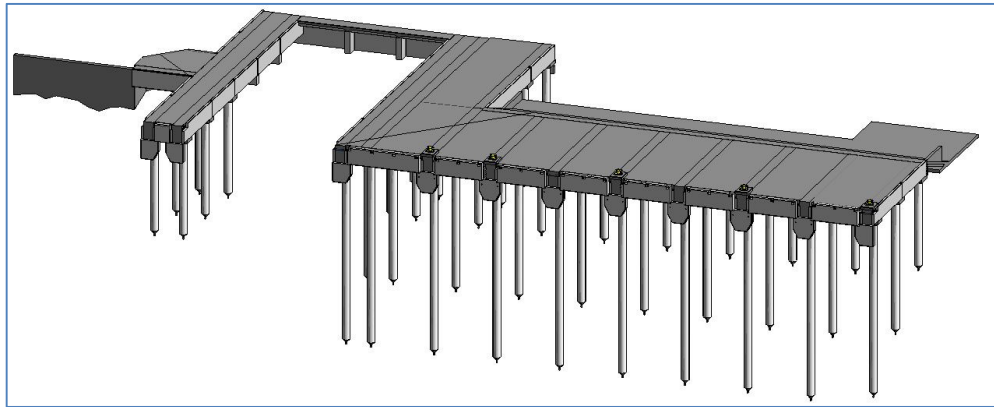
Det skal bygges en ny betongkai og heisbås som illustrert i Figur 1-3 og Figur 1-4.



Figur 1-2 Utklipp situasjonsplan



Figur 1-3 Plan kai og heisbås



Figur 1-4. 3D-modell av kai og heisbås.

Søylar rammes til berg, med dybler på søylar som kan forventes å måtte oppta strekk. Forankring av kai og heisbås gjeres via friksjonsplate på land, bergbolter i indre del av hoveddragere akse 1 og 4, samt støttemur med bergbolter akse S1-S6.

Minste dybde i heiskupeen settes til -3,0 NN2000, som tilsvarer ca. -1,4 sjøkartnull.

Dybde ved kaifront: - 9,6 NN2000.

1.4 ORGANISERING

Byggingen gjennomføres i en Totalentreprise

Byggherre: Teft Eiendomsutvikling AS

Ansvarlig søker: Norconsult AS

Ansvarlig prosjekterende, RIB: Norconsult AS

Uavhengig kontroll, prosjektering: Arcon Prosjekt AS

Totalentreprenør: Øksnes Entreprenør AS

2 Underlag

2.1 **TEGNINGS- OG BEREGNINGSUNDERLAG**

Følgende er lagt til grunn for prosjekteringsarbeidene:

Droneskanning terreng oversendt Norconsult 2017-06-08.

Sjøbunnkartlegging oversendt Norconsult 2017-06-12.

Referat fra oppstartsmøte den 2017-06-14 i Norconsults lokale i Trondheim.

Plan og snitt kai prinsipp oversendt Norconsult 2017-06-21.

Oppdragsbekreftelse fra Norconsult, signert dato 2017-06-29.

Svar på avklaringsliste 1 Kai og heisbås oversendt Norconsult 2017-08-09

Tegninger fra tidligere prosjekt – kailøsning, oversendt Norconsult 2017-08-18

Oppsummering prosjekteringsmøte 2017-08-22 i Norconsults lokale i Trondheim.

Underlag peler og konsoller oversendt Norconsult 2017-09-15.

Tegning dragerarmering fra tidligere prosjekt oversendt Norconsult 2017-09-21

Innmåling dronescanning oversendt Norconsult 2017-09-27

Innmåling berg ved heisbås oversendt Norconsult 2017-11-01

Innmåling berg ved heisbås oversendt Norconsult 2017-11-20

Innmåling avvik peler oversendt Norconsult 2017-11-28

Innmåling berg ved heisbås oversendt Norconsult 2018-01-23

Innmåling berg ved heisbås oversendt Norconsult 2018-01-30

Innmåling berg ved heisbås oversendt Norconsult 2018-02-02

Innmåling berg ved heisbås oversendt Norconsult 2018-02-21

Innmåling berg ved heisbås oversendt Norconsult 2018-03-14

2.2 GEOTEKNISK UNDERLAG

Rapport 415608-01, fra Multiconsult og datert 3. mai 2013. Omhandler grunnboringer i sjø.

2.3 MILJØ

Fylling og mudring med tilhørende søknader utføres i annet prosjekt.

3 Grunnlag for prosjektering

3.1 STANDARDER

Kaia er dimensjonert iht. gjeldende standarder, vist i kapittel 8.

3.2 PÅLITELIGHET OG KONTROLL KONSTRUKSJONER

Pålitelighetsklasse 2 legges til grunn for kai og heisbås.

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
 Nasjonalt tillegg NA

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, støber		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.
²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Figur 3-1 Grunnlag for valg av pålitelighetsklasse.

3.3 PROSJEKTERINGSKONTROLL

Prosjekteringskontrollklasse PKK2 i henhold til NS-EN 1990, pkt. NA.A1.3.1.

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B4 (informativt tillegg B) for betegnelsen DSL.
²⁾ Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

Figur 3-2 Valg av kontrollklasse.

NA.A1.3.1 (903) Prosjekteringskontroll
<p>NA.A1 (903.1) Avhengig av konstruksjonens eller konstruksjonsdelens pålitelighetsklasse, er krav til prosjekteringskontroll klassifisert som <i>Begrenset</i>, <i>Normal</i>, eller <i>Utvidet</i> i henhold til tabell NA.A1(902). Kontrollformer som skal brukes for de ulike klassene, framgår av tabell NA.A1(903). For konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4 skal reglene for prosjekteringskontroll spesifiseres i hvert enkelt tilfelle.</p> <p>Beregninger skal være klare og entydige slik at prosjekteringskontrollen lar seg gjennomføre, alle forutsetninger, beregningsmodeller og dimensjonering skal fremgå.</p> <p>NA.A1 (903.2) Kontroll i klasse <i>Begrenset prosjekteringskontroll</i> omfatter kontroll av:</p> <ul style="list-style-type: none"> – global likevekt; – kritiske komponenter (konstruksjonsdeler, knutepunkter, opplegg og tverrsnitt); – beregninger og tegninger; – samsvar mellom beregninger og tegninger; – at det foreligger tilstrekkelig kjennskap til grunnforhold. <p>MERKNAD Begrenset prosjekteringskontroll kan utføres av den som utførte prosjekteringen, dvs. <i>grunnleggende kontroll</i>.</p> <p>NA.A1 (903.3) Kontroll i klasse <i>Normal prosjekteringskontroll</i> omfatter i tillegg til kontroll som angitt i (903.2), også kontroll av:</p> <ul style="list-style-type: none"> – global likevekt; – kritiske komponenter (konstruksjonsdeler, knutepunkter, opplegg og tverrsnitt); – beregninger og tegninger; – samsvar mellom beregninger og tegninger; – at funksjonskravene blir oppfylt; – lastantakelser og beregningsmodeller for laster; – modeller for konstruksjonsanalyse og beregning av lastvirkninger; – at det foreligger tilstrekkelig kjennskap til grunnforhold for å bestemme karakteristiske parametere. <p>MERKNAD Normal prosjekteringskontroll innebærer at det utføres <i>grunnleggende kontroll</i> og i tillegg <i>kollegakontroll</i>, denne utføres av en annen person enn den som utførte prosjekteringen.</p>

Figur 3-3 Beskrivelse av kontrollomfanget.

I tillegg er regler om uavhengig kontroll gitt i plan- og bygningsloven (pbl.) kap. 24 og byggesaksforskriften (SAK10) kap. 14-2. Gjelder for tiltaksklasse 2 og 3.

b. Konstruksjonssikkerhet, hvor kontrollkravet for prosjektering begrenses til risiko for sammenbrudd i hovedbæresystem, herunder prosjekteringsgrunnlaget, lastantakelser, stabilitet og materialeegenskaper, og kontrollkravet for utførelse begrenses til at hovedbæresystem er gjennomført og dokumentert som prosjektert, herunder at valgte materialer har egenskaper som bestemt i prosjekteringen

Figur 3-4 Beskrivelse av kontrollomfang fra Byggesaksforskriften.

Tiltaksklassen settes lik pålitelighetsklassen, altså klasse 2.

Tabell 2. Kriterier for tiltaksklasseplassering for prosjektering

FAGOMRÅDE	TILTAJKLASSE		
	1	2	3
Konstruksjonssikkerhet	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 1 og iht. TEK10 i BKL 1	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighetsklasse 2, og iht. TEK10 i BKL 2 og 3	Byggverk som iht NS-EN 1990 + NA plasseres i pålitelighets- klasse 3 og 4, og BKL 2 og 3
Dimensjonering av bæreevne og stabilitet av bygg, anlegg eller konstruksjoner.			

Figur 3-5 Bearbeidet tabell fra veiledningen til kapittel 9-4 i Byggesaksforskriften.

3.4 PÅLITELIGHET OG KONTROLL GEOTEKNIKK

Ved fastsettelse av Geoteknisk kategori angir NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 at det kan velges ulike kategorier for ulike deler av samme prosjekt. Videre bør valgt kategori vurderes under vegs i prosjektet og om nødvendig endres. Prosedyrer for høyere kategori kan også benyttes til å rettferdiggjøre mer økonomiske fremgangsmåter. Koblingen mellom Geoteknisk kategori og tilhørende Pålitelighets-/Konsekvensklasse settes i denne sammenheng som vist i Figur 0. 11.

Pålitelighetsklasse	1	2	3	4
Geoteknisk kategori 1	1			
Geoteknisk kategori 2		2		
Geoteknisk kategori 3			3	

Figur 0. 11 Sammenheng mellom Geoteknisk kategori og Pålitelighets-/Konsekvensklasse

Figur 3-6 Sammenheng mellom pålitelighetsklasse og geoteknisk kategori fra Håndbok V220.

Kaifundamentering til fjell/berg og friksjonsplate i steinfylling vurderes som enkle konstruksjoner med minimal risiko. Arbeidene plasseres i geoteknisk kategori 1, med kontrollklasse B (Begrenset kontroll).

Kontroll-klasse	Kontrollform					
	Prosjektering			Utførelse		
	Grunnleggende kontroll	Kollega-kontroll	Uavh. eller utvidet kontroll	Basis kontroll	Intern systematisk kontroll	Uavhengig kontroll
B	kreves	kreves ikke	kreves ikke	kreves	kreves ikke	kreves ikke
N	kreves	kreves	kreves ikke	kreves	kreves	kreves ikke
U	kreves	kreves	kreves	kreves	kreves	kreves

Figur 0. 10 Krav til kontrollform avhengig av kontrollklasse

Figur 3-7. Kontrollomfang for geoteknikk gitt i håndbok V220.

3.5 DIMENSJONERENDE BRUKSTID

Øksnes Entreprenør har på forespørsel oppgitt 50 år som dimensjonerende brukstid, opplyst i Kai – avklaringsliste 1 av 2017-08-08.

3.6 VANNSTAND MARØYSTRAND

Vannstand lagt til grunn for prosjekteringen er hentet fra kartverkets nettside sehavnivå.no for Marøystranda i Nærøy.

Nøkkelerverdier etter NN2000:

Sjøkartnull (LAT) = -161 cm

Høyeste astronomisk tidevann = 144 cm

3.7 BESTANDIGHET

3.7.1 Betongkonstruksjoner

Iht. NS-EN 1992-1-1 Tabell 4.1 og tabell NA.4N plasseres alle betongkonstruksjonene i eksponeringsklasse XS3 og bestandighetsklasse M40.

Tabell 4.1 – Eksponeringsklasser knyttet til miljøforhold i overensstemmelse med NS-EN 206-1

Klasse- betegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler på hvor eksponeringsklasser kan forekomme
4. Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann		
XS1	Utsatt for luftbårne klorider, men ikke i direkte kontakt med sjøvann	Konstruksjoner nær eller på kysten.
XS2	Permanent neddykket	Deler av marine konstruksjoner
XS3	Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner	Deler av marine konstruksjoner

Figur 3-8 Bearbeidet tabell 4.1 fra NS-EN 1992-1-1.

Tabell NA.4N – Krav til minste overdekning $c_{min,dur}$ av hensyn til bestandighet for armeringsstål i overensstemmelse med NS-EN 10080

Eksponeringsklasse ¹⁾	Bestandighetsklasse (minstekrav)	Minste overdekning $c_{min,dur}$ (i millimeter)	
		50 års dimensjonerende brukstid	100 års dimensjonerende brukstid
X0	M90	$c_{min,b}$	$c_{min,b}$
XC1	M60	15	25
XC2, XC3, XC4	M60	25	35
XD1, XS1	M45	40	50
XD2, XD3, XS2	M40	40	50
XS3	M40	50	60

¹⁾ Valg av bestandighetsklasse for eksponeringsklassene XF, XA og XSA skal være i henhold til NS-EN 206-1 NA:2007, Nasjonalt tillegg tabell NA.11. For klasse XA3 og XA4 bør normalt overdekningen ikke være mindre enn 40 mm hhv. 50 mm, for klasse XSA må de samlede tiltakene vurderes særskilt.

Figur 3-9 Bestandighetsklasse

Betongkonstruksjoner plasseres i kloridklasse: Cl 0,10

3.7.1.1 Overdekning

NS-EN 1992-1-1 pkt. 4.4.1.1(2)P: "Nominell overdekning skal være angitt på tegningene. Den er definert som en minste overdekning c_{min} pluss et avvik Δc_{dev} som det skal tas hensyn til ved dimensjoneringen" Se figur over.

Δc_{dev} settes lik 10 mm for plasstøpt betong og 5 mm for prefabrikkert betong iht. NA.4.4.1.3 i EC2.

10 Geometriske toleranser

10.1 Generelt

(1) Den ferdige konstruksjonen skal være innenfor de tillatte største avvikene for å unngå skadelige virkninger på:

- a) bæreevnen og stabiliteten i midlertidige faser og ved permanent bruk;
- b) bruksegenskapene for byggverket;
- c) montasjeforenelighet for oppføring av konstruksjonen og de ikke-bærende komponenter.

Avvik fra det spesifiserte toleranseområdet skal håndteres i samsvar med 4.4. Små avvik som ikke har vesentlig betydning for egenskapene til den ferdige konstruksjonen, kan det ses bort fra.

(2) Dette punktet inneholder de typer av geometriske avvik som er aktuelle for bygningskonstruksjoner. De kan også, hvor det er aktuelt, anvendes for anleggskonstruksjoner eller de kan endres i produksjonsunderlaget. Numeriske verdier er gitt for konstruksjonstoleranser, dvs. toleranser som påvirker konstruksjonssikkerheten. To klasser er angitt for geometriske konstruksjonstoleranser. Med mindre annet er angitt i produksjonsunderlaget, gjelder toleranseklasse 1.

MERKNAD 1 Toleranseklasse 1 anses som normale toleranser (se 3.23). Toleransene gitt i 10.4 til 10.6, toleranseklasse 1, oppfyller prosjekteringsforutsetningene i NS-EN 1992 og det krevde sikkerhetsnivået, og er relatert til partiaffaktorer for materialer gitt i punkt 2.4.2.4 i NS-EN 1992-1-1:2004. Disse anses som vesentlige for bæreevnen og stabiliteten til konstruksjoner for å oppfylle 10.1(1) a. Toleranseklasse 2 er hovedsakelig ment å skulle brukes sammen med de reduserte materialfaktorene i NS-EN 1992-1-1:2004, tillegg A.]

MERKNAD 2 Der toleranser er angitt i samsvar med klasse 2 på figur 4a og figur 4b, og reduserte materialfaktorer i samsvar med tillegg A i Eurokode 2 er benyttet i prosjekteringen, bør produksjonsunderlaget kreve dokumentasjon på at antakelsene i prosjekteringen faktisk er oppfylt i den ferdige konstruksjonen.

Figur 3-10 Utdrag fra NS-EN 13670 - Toleranseklasser

Betongkonstruksjoner skal utføres etter toleranseklasse 1 iht. NS-EN13670:2009+NA:2010.

Konstruksjonsdel	$C_{min} + \Delta C_{dev}$ [mm]
Utstøpte stålrørssøyler (godstykkelse inngår)	60 ± 10
Underkant kai	60 ± 10
Underkant prefabrikkerte dekkeelementer kai	55 ± 5
Overkant kaidekke	60 ± 10
Underkant prefabrikkert overgangsplate	55 ± 5
Øvrig betong på land	60 ± 10

Tabell 3-1 Valgt overdekning for konstruksjonsdeler

3.8 MATERIALER

Følgende materialkvaliteter benyttes:

Konstruksjonsdel	Betongfasthet
Betongkonstruksjoner	B45
Armeringsstål	B500NC

Tabell 3-2 Materialkvaliteter

3.9 MATERIALFAKTORER

Materialfaktorer for betongkonstruksjoner er gitt i NS-EN 1992-1-1, Tabell NA.2.1N.

Materiale	Materialfaktor
Betong	1,5
Armering	1,15

Tabell 3-3 Materialfaktorer

4 Grensetilstander og lastfaktorer

4.1 LASTFAKTORER FOR PÅVISNING I BRUDDGRENSETILSTAND

Det nasjonale tillegget til NS-EN 1990, NA.A1.3.1 angir lastfaktorer for permanente og variable laster. Verdiene er angitt for ugunstig / gunstig lastvirkning.

Dimensjonerings-situasjon	Permanente laster (egenlast)	Dominerende variabel funksjonslast	Øvrige funksjonslaster
Sett A	1,2 / 0,9	1,5 / 0	1,05 / 0
Sett B	1,35 / 0,9	1,05 / 0	1,05 / 0

Tabell 4-1 Lastfaktorer kapasitet og statisk likevekt

4.2 LASTFAKTORER FOR PÅVISNING I BRUKSGRENSETILSTAND

Lastfaktor settes til 1,0 for alle laster.

5 Laster

5.1 EGENLASTER

Last	Lastverdi
Egenvekt armert betong	25,0 kN/m ³
Egenvekt stål	78,5 kN/m ³

Tabell 5-1 Egenlaster

5.2 NYTTELASTER

5.2.1 Vertikal last

Jevnt fordelt nyttelast: 50 kN/m²

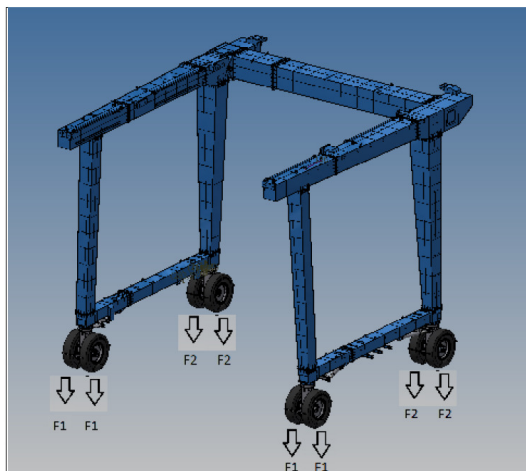
Punktlast fordelt på flate 1x1 m: 700 kN

Laster fra båtheis etter info fra leverandør:

Båtheis type: BHT 350

Last per hjulsett: Front = 590 kN x 2

Bak = 640 kN x 2



F1 (Front)	590	kN
F2 (Rear)	640	kN

Figur 5-1 Utklipp vertikale laster fra båtheis

5.2.2 **Horisontal last**

Horisontal last på kaia kommer fra fortøyde fartøy eller fartøy som er i ferd med å legge til.

Benyttet dimensjonerende fartøystørrelse:

- Maks skipsstørrelse: LOA 115 m, Bredde 17,6 m

For beregning av horisontallaster som skyldes vind mot skipet legges følgende til grunn:

Referansevind for Nærøy er 29 m/s iht. Tabell NA.4(901.1) i NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009. Dette er en karakteristisk 10-minutters middelvind i høyde 10 m over bakken.

Vindareal på skip, side og front/akter fra Figur 5-2.

Type	Dead Weight Tonnage (t)	Displacement (t)	Length Overall (m)	Length P. P. (m)	Breadth (m)	Depth (m)	Maximum Draft (m)	Wind Lateral Area (m ²)		Wind Front Area (m ²)	
								Full Load Condition	Ballast Condition	Full Load Condition	Ballast Condition
General	1,000	1,580	63	58	10.3	5.2	3.6	227	292	59	88
cargo	2,000	3,040	78	72	12.4	6.4	4.5	348	463	94	134
Ship	3,000	4,460	88	82	13.9	7.2	5.1	447	605	123	172
	5,000	7,210	104	96	16.0	8.4	6.1	612	849	173	236
	7,000	9,900	115	107	17.6	9.3	6.8	754	1,060	216	290
	10,000	13,900	128	120	19.5	10.3	7.6	940	1,340	274	361
	15,000	20,300	146	136	21.8	11.7	8.7	1,210	1,760	359	463
	20,000	26,600	159	149	23.6	12.7	9.6	1,440	2,130	435	552
	30,000	39,000	181	170	26.4	14.4	10.9	1,850	2,780	569	709
	40,000	51,100	197	186	28.6	15.7	12.0	2,210	3,370	690	846

Figur 5-2 Bearbeidet tabell for vindareal på generelt skip.

Vindhastigheten korrigeres for større høyde og kortere måleperiode, anslås samlet til 40% økning. Kastvindhastighet (30 sekund) er 1,21 (side 38 i Port designers handbook, Carl August Thoresen). Økt høyde fra 10 m til 30 m, 15% økning i vindhastighet.

$$F_v = 0,5 * \rho * C_o * A * v^2$$

$$\rho = \text{Tetthet av luft ca. } 1,2 \text{ kg/m}^3$$

$$C_o = \text{formfaktor settes lik } 1,1$$

$$A = \text{vindarealet på skipet (se Figur 5-2)}$$

5.2.2.1 Vindlast fra båt, L= 115 m

$$\text{Vind i lengderetningen } F_{vk} = 0,5 * 1,2 * 1,1 * 290 * (29 * 1,4)^2 * 10^{-3} = \underline{315 \text{ kN}}$$

$$\text{Vind mot langsiden } F_{vl} = 0,5 * 1,2 * 1,1 * 1060 * (29 * 1,4)^2 * 10^{-3} = \underline{1153 \text{ kN}}$$

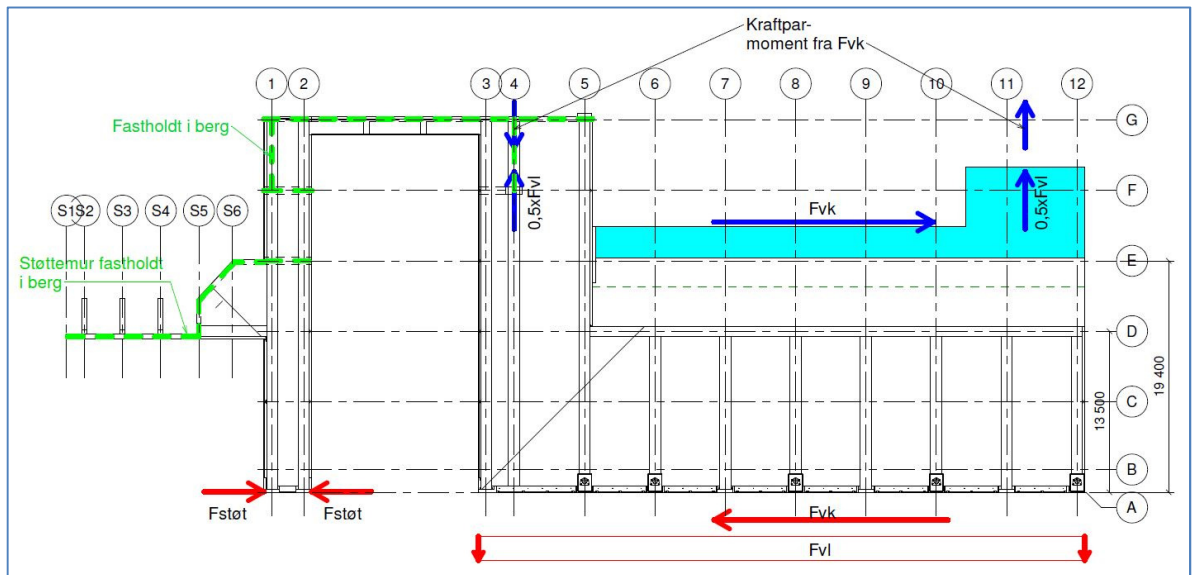
Området rundt heisbåsen er forankret direkte i berg. Opptak av vindlast for kaidelen gjøres i friksjonsplata, se illustrasjon på Figur 5-3.

Pir i akse 1 og 2 tar opp vindlast fra båt som en utragende skive fra støttemur som vist på Figur 5-3.

Gjennomsnittlig vindlast pr. meter:

- Langside = $1153/115 = 10 \text{ kN/m}$
- I lengderetningen = $315/17,6 = 18 \text{ kN/m}$

Kaidelen som forankres i friksjonsplaten er betydelig kortere enn båten som er benyttet til beregning av vindlast. Benytter en gjennomsnittlig verdi på 25 kN/m for last ut/inn på kaia, dvs. $F_{vl} = 25 \text{ kN/m}$.



Figur 5-3 Prinsipp for opptak av vindlast fra båt

5.2.3 Støtlast

Kaia er i hovedsak fendret med dumperdekk. Det finnes svært lite dokumentasjon på tekniske fendingsegenskaper til dumperdekk, selv om disse er benyttet til formålet i en årrekke. Beregning av støtlast fra båt er derfor gjort med en konservativ tilnærming.

- Antar at spesielle tiltak som taubåt og gode værforhold ligger til grunn dersom en båt av størrelse $L = 115$ meter legger til kaia.
- Bruker følgende spesifikasjon for beregning av støtlast mot kaia:
 - o DWT = 3000 tonn
 - o Added mass coefficient: 1,5
 - o Anløpshastighet: 0,2 m/s
 - o Deformasjon dumperdekk = 0,15 m (Konservativt)
- $E = \frac{1}{2} * 300\ 000\ \text{kg} * (0,2\ \text{m/s})^2 * 1,5 = 90\ \text{kNm}$
- $R_k = 90\ \text{kNm} / 0,15\ \text{m} = 600\ \text{kN}$ - på en stk fender.

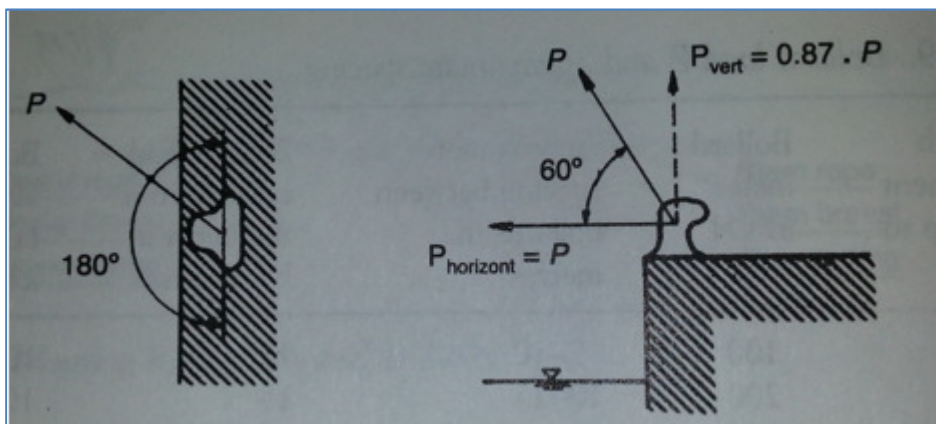
5.3 NATURLASTER

5.3.1 Bølgelaster

Slammingkrefter (bølger som slår oppunder konstruksjonen) er vurdert. Overslag på bølgekrefter for aktuell lokasjon angir relativt liten last, som ikke vil inngå i noen dimensjonerende lastsituasjon for kai og heisbås i betong.

5.3.2 Pullere

Pullerne dimensjoneres for lastvirkning i flere retninger som vist i Figur 5-4.



Figur 5-4 Lastbilde for pullere.

5.3.3 Last fra vind

Dette er ivaretatt under punkt om horisontallaster.

5.3.4 Snølast

Karakteristisk snølast på mark for Nærøy er iht NS-EN 1991-1-1-3 angitt til 4,0 kN/m².

Snølasten er betydelig mindre enn jevnt fordelt nyttelast, og den vil ikke opptre samtidig som full nyttelast.

5.4 ULYKKESLASTER

5.4.1 Påkjøring fra skip

Under følger et utklipp fra NS-EN 1991-1-7.

4.6 Ulykkeslaster forårsaket av skipstrafikk

4.6.1 Generelt

(1) Ulykkeslaster forårsaket av skipskollisjon bestemmes bl.a. ut fra følgende:

- type farvann;
- vannstandforholdene;
- fartøyenes type og dypgang og deres egenskaper ved støt;
- typen konstruksjoner og deres energiabsorpsjonsegenskaper.

(2) Typen skip på innlands vannveger som det skal tas hensyn til i tilfelle skipsstøt på konstruksjoner, bør klassifiseres etter CEMT-klassifiseringssystemet.

MERKNAD CEMT-klassifiseringssystemet er gitt i tabell C.3 i tillegg C.

(3) Egenskaper ved havgående fartøyer som det skal tas hensyn til ved støt fra skip på konstruksjoner, bør fastsettes.

MERKNAD 1 Det nasjonale tillegget kan angi et klassifiseringssystem for havgående fartøyer. Tabell C.4 i tillegg C gir en veiledende klassifisering av slike skip.

MERKNAD 2 Informasjon om sannsynlighetsteoretisk modell for behandling av skipskollisjon finnes i tillegg B.

(4) Der dimensjonerende verdier for laster forårsaket av støt fra skip bestemmes med hjelp av nøyaktigere metoder, bør det tas hensyn til virkningene av hydrodynamisk tilleggsmasse.

(5) Påvirkningen forårsaket av støt bør gis ved hjelp av to krefter som gjensidig utelukker hverandre:

- en frontalstøtkraft F_{dx} ;
- en tverrstøtkraft med en komponent F_{dy} som virker vinkelrett på den frontale støtkraften og med en friksjonskomponent F_R som er parallell med F_{dx} .

(6) Konstruksjoner som dimensjoneres for å tåle støt fra skip under normale driftsforhold (f.eks. kaivegger og fenderverk) omfattes ikke av denne delen av NS-EN 1991.

Figur 5-5 Generelle bestemmelser for ulykkeslaster forårsaket av skipstrafikk

Hele kaikonstruksjonen er utformet og dimensjonert for å tåle støt fra skip under normale driftsforhold, slik at påkjørsel fra skip som ulykkeslast utelates.

5.4.2 Fallende gjenstander

Støtlaster fra fallende gjenstander relatert til kranløft antas ikke å være dimensjonerende. Ved ulykkestilfellet forutsettes det at eventuelle skader på kaidekket repareres.

5.4.3 Brannpåvirkning

Der er generelt ubrennbare materialer på og ved kaiområdet. Dimensjonering for brannlaster utelates.

5.4.4 **Jordskjelv**

Beregninger tilhørende dette kapittelet er samlet i prosjektmappen under 4 Resultatdokumenter/43 Beregninger.

Kaikonstruksjoner beregnes normalt etter forenklede metoder mht. seismiske påvirkninger.

Konstruksjonen er plassert i seismisk klasse II iht. NA til NS-EN 1998-1, Tabell NA.4(902). Følgende verdier legges til grunn for beregning av dimensjonerende seismisk akselerasjon S_d ved den forenklede vurderingen:

- Spissverdien for berggrunnens akselerasjon, Marøy $a_{g40Hz} = 0,44 \text{ m/s}^2$ [Figur NA.3(902)]
- Grunntype A (Søyler ned til fjell) [Tabell NA.3.1 – Grunntyper]
- Seismisk faktor $\gamma_I = 1,0$ iht. seismisk klasse II [Tabell NA.4(901)]
- Forsterkningsfaktor $S = 1,0$ (ved kontroll mht. utelatelseskriteriet) [Tabell NA.3.3]
- Konstruksjonsfaktor $q=1,5$ [punkt 5.3.3]

Benytter også tverrkraftmetoden iht. EC8, pkt. 4.3.3.2.

Input til tverrkraftberegning:

- Verdier gitt over
- Karakteristisk skjær fra vind: $F_y = 1153 \text{ kN}$, $F_x = 315 \text{ kN}$

Sammenligner her skjær generert fra jordskjelv opp mot skjær generert fra vindlast. Dersom skjær generert fra jordskjelv er mindre enn fra vindlast kan en utelate videre jordskjelvanalyse på bakgrunn av dette. Beregning for jordskjelv som påviser utelatelse av jordskjelv er gjort i eget regneark.

Ved et jordskjelv vil konstruksjonsdelene i overgangen mellom kaiplata og friksjonsplata kunne bli høyt belastet. Det må tas høyde for at det vil kunne oppstå skader i disse delene ved jordskjelv og at reparasjon kan bli nødvendig.

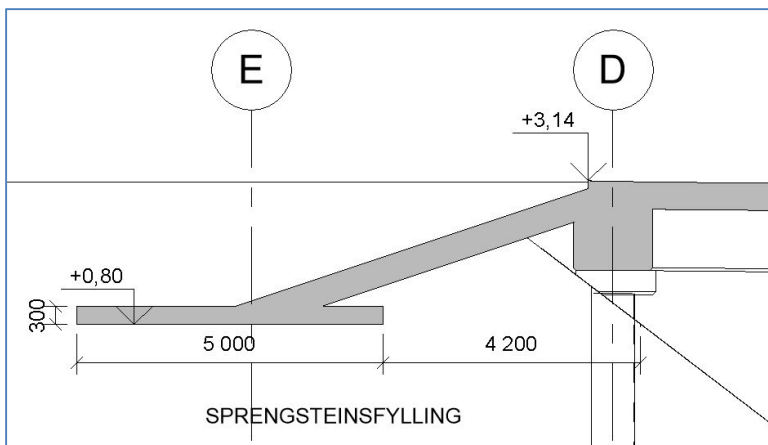
6 Geoteknikk

Beregninger tilhørende dette kapitlet er samlet i prosjektmappen under 4 Resultatdokumenter/43 Beregninger.

6.1 FRIKSJONSPLATE

6.1.1 Forutsetninger/grunnlag

Dimensjonerende laster for friksjonsplaten ble valgt mellom lasttilfellene som fremgår av kapittel 5.2.2 og angivelsen fra standard NS 3439, pkt. 3.5.3.



Figur 6-1 Snitt – illustrasjon friksjonsplate

Friksjonsplaten plasstøpes på sprengsteinfylling som er lagt ut noen måneder før kaibygging settes i gang. UK friksjonsplaten legges på kote +0,80 mens OK fylling ligger på +3,15.

Statens vegvesen sin Håndbok V220 legges til grunn ved fastsettelse av ulike parametere/verdier.

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

Figur 0.1 Definisjon av konsekvensklasser

Figur 6-2 Konsekvensklasser fra Statens vegvesen sin Håndbok V220.

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25 / 1,4 *	1,3 / 1,4 *	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 6-3 Partialfaktorer for γ_m . Figur 0.3 i Håndbok V220.

Plassering	Materiale	Dim. tyngdetetthet γ	Karakteristisk indre friksjonsvinkel ϕ		Attraksjon a		
		kN/m ³	grader	$\tan \phi$			
Bak og foran landkar og støttemur	Tilførte komprimerte Masser *	Sprengstein **	19	42	0,90	0 - 10	
		Grus	19	38	0,78	0	
		Sand	18	36	0,73	0	
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus	19	35	0,70	0	
		Sand	17	33	0,65	0	
		Silt	18	31	0,60	0	
		Leire og leirig silt	Fast ***	20	26	0,49	0
		Bløt ***	19	20	0,36	0	
Under landkar-såle	Tilførte komprimerte Masser *	Sprengstein ** og ****	19	42/45	0,90/1,0	10	
		Grus *****	19	38/40	0,78/0,84	10	
		Sand	18	36	0,73	10	
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus	Fast	19	38	0,78	0-10
			Løs	18	36	0,73	0-5
		Sand	Fast	18	36	0,73	0-10
			Løs	17	33	0,65	0-5
		Silt	Fast	19	33	0,65	0-10
			Bløt	18	31	0,60	0-5
	Leire og leirig silt	Fast ***	19	26	0,49	0-20	
	Bløt ***	19	20	0,36	0-5		

* Gjelder lagvis utlagte og komprimerte masser på land.
 ** Sprengstein. Gjelder også maskinkult. Høyere verdier av a kan vurderes avhengig av steinstørrelse.
 *** Leire (eller leirig silt), fasthetsparametrene må bestemmes på uforstyrrede prøver.
 **** For sprengstein av god kvalitet brukt under landkaret kan den høyeste verdien benyttes.
 ***** For grus av god kvalitet brukt under landkaret kan den høyeste verdien benyttes.

Figur 6-4 Figur 2.39 fra Håndbok V220. Effektivspenningsanalyse og for dimensjonering av støttemurer og landkar.

Benyttet til dimensjonering:

Sprengstein: $\tan \phi = 0,9$

$\gamma_m = 1,3 \rightarrow \mu = \tan \phi / \gamma_m = 0,69$

Regner alle masser under kote + 3,15 som dykket.

Egenvekt sprengstein, dykket = 9 kN/m³

Egenvekt betong, gunstig, dykket = 15 kN/m³

Det regnes kun med friksjon fra undersiden av platen.

Beregningen for friksjonsplaten er konservativ. I beregningen deles friksjonsplaten i to «deler». Midtre del (akse 5-10) er ansvarlig å ta opp uttrekkslasten, mens endene av friksjonsplaten (akse 3-5 og 10-12) tar opp torsjon som resulterer fra last som virker langs kai.

Ut fra stedlige forhold forutsettes videre at kaia støpes og forankres til berg i bakkant ved akse 3-5. Her utgår friksjonsplaten.

6.1.2 Beregninger

6.1.2.1 Situasjon 1 – opptak av kraft ut fra kaia, uttrekksituasjon

Last ut fra kai er 1950 kN. Beregnet friksjonskapasitet under platen (5 m x 31 m) er 2058 kN og dermed større enn dimensjonerende last. Opptredende strekklast blir tatt via jern sentrisk i overgangsplate og videre i kaia. Skjøtjern fordeles over hele kailengden med halve senteravstand ved kaiendene.

6.1.2.2 Situasjon 2 – opptak av kraft langs kaia, rotasjon

Dimensjonerende last er resultatet fra innvirkende last ganger avstand fra kaifront til senter friksjonsplater, delt på indre kraftarm mellom «endene» av friksjonsplaten. I dette tilfeller er dimensjonerende last lik 960 kN.

Friksjonskapasitet under endeplaten (10 m x 10 m) reduseres med vertikalkomponenten fra innvirkende kraft. Samlet kapasitet blir 1120 kN. Dermed en utnyttelse på 0,85.

6.1.2.3 Konklusjon

Konklusjonen fra beregninger er følgende:

- Friksjonsplaten har følgende geometri: endene: 10 x 10 m, midtre del: 5 x 31 m
- Friksjonsplaten har tilstrekkelig kapasitet for belastninger som kan forventes ut fra gitte lastforutsetninger.
- I ferdig tilstand blir avstand mellom fremkant friksjonsplate og fremkant steinfylling ca. 4,2 m. Skråningshelning på plastring er 1:1,3. Det er antatt at plastringen avsluttes i samme høydenivå som OK friksjonsplate. Det virker gunstig hvis plastring føres videre opp under overgangsplate.

6.2 STØTTEMUR

Støttemur støpes til fjell og betraktes nærmere under kapittel 7.8.

7 Betongkonstruksjoner

Beregninger tilhørende dette kapittelet er samlet i prosjektmappen under 4 Resultatdokumenter/43 Beregninger.

7.1 SØYLER

Det er forutsatt at søylene er leddet i toppen og tilnærmet fast innspente 7,0*Ø meter ned i løsmasser. Knekk lengde er satt lik 0,8 x L. Bidrag fra stålrøret er ikke inkludert beregningene.

Akse	Diameter søyle / stålrør	L [m]	L _k [m]	Kar. last OK søyle [kN]	Armering	Utnyttelse U _{M+N}
D/6-12 + aktuelle peler i akse E, F og G	686 mm 711x12,5	1 m + 5,0 m i løsmasse e = 6 m	(7,0*Ø+1)* 0,8= 4,8 m	gk= -822 kN Qk= -1890 kN	9Ø25 (min. arm) Bøyler Ø12 c200 øverste 1 meter. Bøyler Ø12 c350 resten	0,62
C	686 mm 711x12,5	7,0 m + 5,0 m i løsmasse e = 12,0 m	(7,0*Ø+5,5) *0,8 = 10,5 m	gk= -802 kN Qk= -2650 kN	16Ø25 Bøyler Ø12 c200 øverste 1 meter Bøyler Ø12 c350 resten	0,93
B	686 mm 711x12,5	9,5m + 5,0m i løsmasse e = 14,5 m	9,5 + 3 = 12,5 m	gk= -665 kN Qk= -1750 kN	14Ø25 Bøyler Ø12c200 øverste 1 meter. Bøyler Ø12 c350 resten.	0,56

Tabell 7-1 Knekk lengde og dimensjonerende aksiallast på peler

* Minimumsarmering

Søylene er dimensjonert i ISY-Design søyletverrsnitt. Det er lagt til et tilleggsmoment for 100 mm eksentrisitet. Programmet regner med moment fra 2. ordens effekter. Peleveiledningen angir et toleranseavvik lik +/- 100 mm.

Peleveiledningen angir videre et tillatt loddavvik for vertikale peler lik 2,5 %. Det forutsettes at pelen, som er delvis innspent i toppen og fast innspent i bunn, ikke pådrar seg tilleggsmoment fra

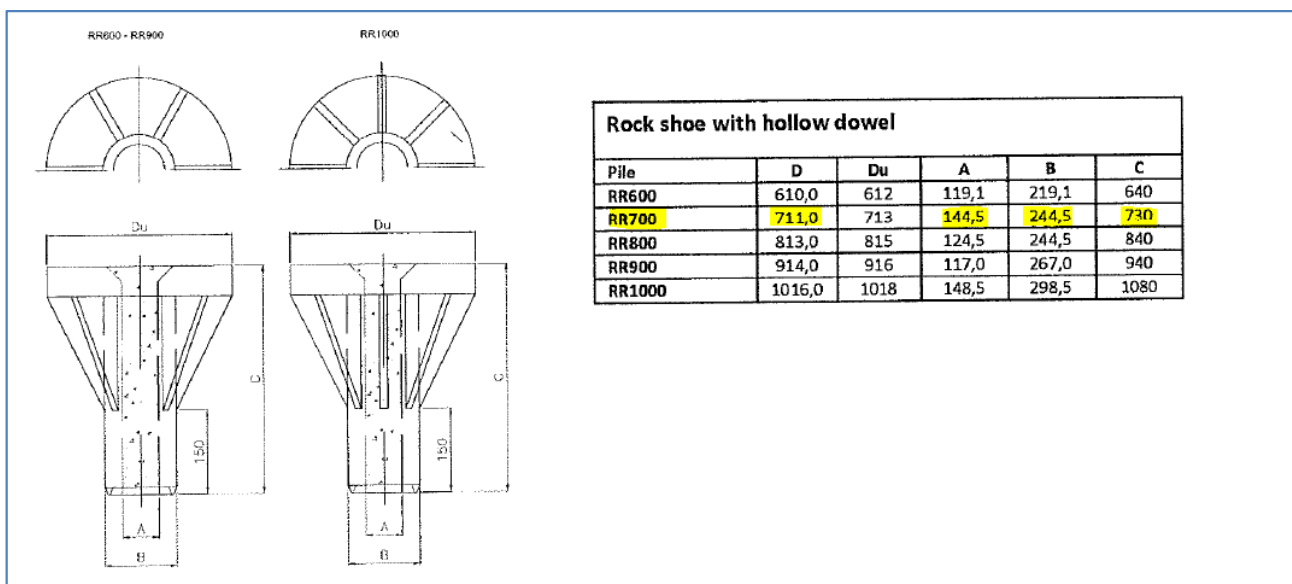
loddavvik av denne størrelsen. Loddavviket kan derimot generere horisontallast som må føres inn i forankring på land.

Minimumsarmering søyler, EC2, NA.9.5.2:

$$A_{s,min} = 0,2 * A_c * f_{cd} / f_{yd} , \text{ men ikke mindre enn } 0,01 * A_c \quad (\text{NA.9.12N})$$

Tverrarmering EC2, 9.5.3 + NA.9.5.3:

Største senteravstand = 15 * Ø = 375 mm. Senteravstand reduseres med faktor 0,6 i søyleender mot hovedbjelker, bruker bøylar ø12 c200 første 1,0 meter av pel og bøylar ø12 c350 i resten.



Figur 7-1 Illustrasjon hul søylespiss, mulighet for fordybling ved skrens

På grunn av antatt skrånende berg er det tatt høyde for at en kan benytte bergspiss på søyler for å unngå skrens og øke sjansene for å overholde toleransekravet fra peleveiledningen.

Konsoller i søyletopp er dimensjonert for utkraging lik 700 mm med dimensjonerende oppleggsreaksjon fra aktuelle dragere.

7.2 AVVIK SØYLER

Søyle nr. 15 iht. peleplanen har fått et noe større loddavvik. Innmåling levert fra entreprenør viser loddavvik på 9 grader. Det er gjort en egen kontrollregning for dette tilfellet.

Høyde prosjektert fylling i punkt: -5,0 m

Høyde OK søyle: + 1,0

$$L_k = (6 + 0,5 + 4,9) * 0,8 = 9,1 \text{ m} \quad (\text{Benyttet 10,5 meter i dimensjonering})$$

Søyler i akse C er armert med 16 ø25 ut fra dimensjonering for mest ugunstig plassert søyle. Søyle i akse 3/C får betydelig mindre belastning på grunn av liten feltlengde i kaiens lengderetning.

Karakteristisk egenvekt søyle akse 3/C: 365 kN (Dimensjonert for 802 kN)

Karakteristisk nyttelast søyle akse 3/C: 1272 kN (Dimensjonert for 2650 kN)

Egenvekt fra søyle gir et lite moment på grunn av skråstilling. Har brukt konservativ betraktning, der tørr egenvekt av søylen er satt på som punktlast i midten. Får da et moment lik 32 kNm.

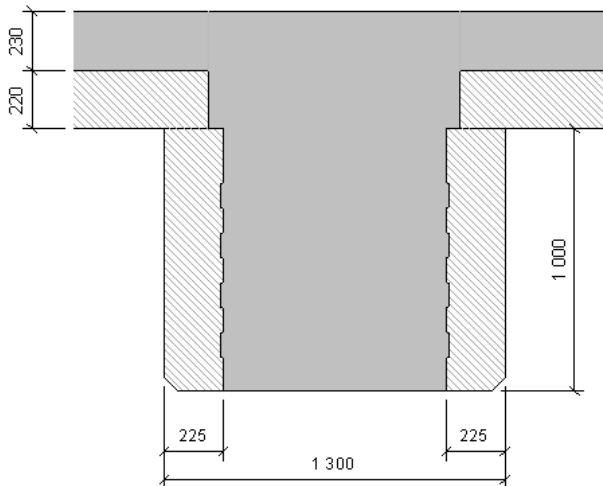
Søylen står sentrisk på dragerens retning iht. innmåling søyler, kan ta vekk eksentrisitetsmoment.

Med bakgrunn i dette og en kontrollregning i ISY Design «Kontrollregning pel akse 3_C» har søylen tilstrekkelig kapasitet, til tross for skjevstilling på 9 grader.

7.3 HOVEDDRAGERE

Denne delen omfatter hoveddragere lokalisert langs 1-12.

Hoveddragere består av to prefabrikkerte dragersider med bredde 225 mm med plasstøpt betong mellom, der samlet bredde er 1300 mm. I akse 4-12 er total dragerhøyde $1000 + 450 \text{ mm} = 1450 \text{ mm}$. I akse 1, 2 og 3 er total dragerhøyde $1150 + 450 \text{ mm} = 1600 \text{ mm}$ for å tilpasse til høyde av frontdragere.



Figur 7-2 Typisk oppbygging hoveddragere

Dragersider er dimensjonert for å ta opp all egenvekt bortsett fra dekkepåstøp med tykkelse 230 mm. Dette inkluderer også egenvekt av prefabrikkert fenderskjørt som henges på dragersider og egenvekt av prefabrikkerte frontdragere som legges an på fenderskjørt. I tillegg er det lagt til en nyttelast på 5 kN/m^2 for belastning under montasje og utstøping. Dimensjonering er gjort i ISY-Design betongbjelke.

Dragersider for bakkantdrager er dimensjonert for å ta opp egenlast fra overgangsplate, ovenpåliggende jord, egenlast selve dragerside, egenlast utstøpt drager og 5 kN/m^2 nyttelast med lastbredde 4 meter. Den plasstøpte delen av hoveddragerene er dimensjonert for egenvekt av påstøp, $t = 230 \text{ mm}$, nyttelast 50 kN/m^2 , last fra puller og moment fra støt mot fenderskjørt. Støt mot fenderskjørt er ikke belastet samtidig som last fra puller. Dragere i akse 1, 2, 3 og 4 er i tillegg dimensjonert for lasttog fra båtveis. Lasttog fra båtveis er ikke kjørt samtidig som jevnt fordelt nyttelast, da disse to ikke vil inntreffe samtidig.

Pir i akse 1-2 er dimensjonert for en karakteristisk støtlast fra båt på 600 kN, lastfaktor 1,5. Moment tas opp i dragere og dekke og føres inn til drager mot støttemur og føres ned til berg via støttemur.

Drager i akse 12 er belastet mindre siden dette er et endefelt. Den er likevel armert likt som dragere i akse 6-11, bortsett fra at drager i akse 12 ikke har flens på ene siden der det ligger 4 $\varnothing 25$ i dragere akse 6-11. Dette for å gjøre en eventuell utvidelse av kaia i nordenden mer fleksibel.

7.3.1 Laster hoveddragere

Vertikale laster føres inn i hovedbjelker fra kaidekket og kaifrontdrager. I tillegg vil vertikal oppad rettet last fra pullere føres direkte inn i hoveddragere. For hoveddragere er i hovedsak jevnt fordelt nyttelast på 50 kN/m² dimensjonerende. For akse 1, 2, 3, og 4 er i noen tilfeller lasttog fra båtheis dimensjonerende. Punktlaster er dimensjonerende for selve kaidekket mht. skjær og gjennomlokking. Linjelaster gitt i Tabell 7-2 multipliseres med tilhørende lastbredde.

Last	Karakteristisk verdi
Egenvekt hoveddrager, (Varierende høyde og bredde for ulike tilfeller)	$b * h * \frac{25kN}{m^3} = b * h * 25 \frac{kN}{m}$
Egenvekt dekkepåstøp	$0,23m * \frac{25kN}{m^3} * 1m = 5,75 \frac{kN}{m^2}$
Egenvekt prefab. elementer	$0,22m * \frac{25kN}{m^3} * 1m = 5,5 \frac{kN}{m^2}$
Nyttelast kai	$50 \frac{kN}{m^2}$
Punktlast kai Lastflate 1x1 m	700 kN
Puller, løft	$500kN * \sin(60) = 433 \text{ kN}$
Støtlast skip	600 kN
Båtheis BHT 350	
Front	2 x 590 kN
Bak	2 x 640 kN

Tabell 7-2 Vertikale karakteristiske laster benyttet til hoveddragere

Benyttede laster for dimensjonering av hoveddragere finnes i Tabell 7-2. Øvrig om tilhørende laster finnes i kapittel 5.

7.3.2 Laster bakkantdrager

Vertikale laster føres inn i bakkantdrager fra kaidekket og overgangsplate. Laster fra kaidekket multipliseres med en lastbredde på 2 m. Laster er gitt i Tabell 7-3. Kun egenvekt fra kaidekket tas opp av den plastøpte delen av drageren, resten er tatt opp i dragersidene.

Last	Karakteristisk verdi
Egenvekt kaidekke	$0,45m * \frac{25kN}{m^3} * 2m = 22,5 \frac{kN}{m}$
Nyttelast kai	$50 \frac{kN}{m^2} * 5m = 250 \frac{kN}{m}$

Tabell 7-3 Vertikale karakteristiske laster benyttet til bakkantdragere

Benyttede laster for dimensjonering av bakkantdragere finnes i Tabell 7-3. Øvrig om tilhørende laster finnes i kapittel 5.

7.4 KAIFRONTDRAGER OG KAIFRONTSKJØRT

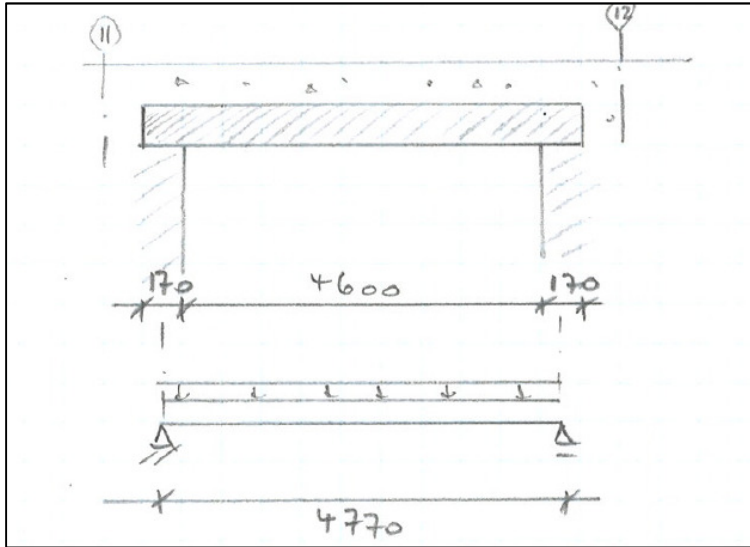
Kiafrontdrager prefabrikkeres av entreprenør og har tverrsnittsdimensjon $b \times h = 500 \times 1600$ mm. Kaifrontdrager er dimensjonert for flere situasjoner.

1. Løftesituasjon som enfelts bjelke. Kun egenvekt
2. Ferdigtilstand som flerfelts bjelke. Egenvekt + nyttelast 1 breddemeter
3. Støtlast fra båt mot fenderdekk. Fordeler 60 % av støt vertikalt opp i dekke og resterende 40 % horisontalt inn i hoveddragere.

Fenderskjørt dimensjoneres for karakteristisk støtlast lik 600 kN med laveste angrepspunkt via dumperdekk 0,5 meter over UK fenderskjørt. Innlagt strekkarmering for moment fra støtlast: 12Ø25. Henges opp med tre stk Dywidagstag Ø26, hvor ett enkelt stag har kapasitet til å ta opp all egenvekt av frontdragere og fenderskjørt.

7.5 KAIDЕККЕ

Kaidekket skal utføres i to støpetapper, med prefabrikkerte betongelementer i bunn og plasstøpt betong til en samlet konstruktiv tverrsnittshøyde lik 450 mm. Kaidekket er dimensjonert med hensyn til gjennomlokking, skjærkraft inn mot opplegg, skjærkraft i støpeskjøt, moment og løft av elementer. Maksimal kranvekt er oppgitt fra entreprenør lik 12 tonn. Med bruk av lastfaktor 1,2 og hensyn til totalbredde av kai er det benyttet en elementbredde lik 2050 mm, lengden er 4940 mm og tykkelse 220 mm. Vekt av elementene er lik 5,6 tonn.



Figur 7-3 Illustrasjon kaidekke

Geometri er illustrert på skisse i Figur 7-3. Ulike stadier under montering og tilvirkning av kaidekket tatt med til vurdering. Det er valgt å dele inn i fire stadier:

1. Løftesituasjon og montert prefabrikkert betongelement. Høyde = 220 mm.
2. Ferdig montert betongelement med påstøp uten samvirke. Fritt opplagte dekkelementer på dragersider. Betongelementene belastes med egenvekt, påstøpens egenvekt og 10 % av nyttelast. Andelen av nyttelast tilsvarer en karakteristisk verdi lik 5 kN/m² og skal ta hensyn til belastning fra pågående arbeider under bygging og montasje. Høyde = 220 mm.
3. Ferdig tilstand, benyttes til å finne resterende underkantarmoring i felt. Belaster felt med resterende 90 % av nyttelast. Høyde = 450 mm.
4. Ferdig tilstand, benyttes til å finne nødvendig overkantarmoring over støtter. Belaster kaidekket med egenvekt og full nyttelast. Det gjøres kontroll av lastvirkning for punktlaster, der dette i hovedsak gjelder gjennomlokkings- og skjærkontroll. For denne tilstanden beregnes nødvendig skjærarmoring i støpeskjøt mellom prefabrikkerte dekkeelementer og påstøp. Høyde = 450 mm.

Last	Verdi
Egenvekt prefab. element	$0,22 \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 5,5 \text{ kN/m}^2$
Egenvekt påstøp	$0,23 \cdot 25 \text{ kN/m}^2 = 5,75 \text{ kN/m}^2$
Nyttelast	50 kN/m ²
Punktlast med lastflate 1x1 m	700 kN

Tabell 7-4 Karakteristiske verdier for aktuelle laster på kaidekket

Tabell 7-4 viser karakteristiske lastverdier som er tatt hensyn til i dimensjonering av kaidekket.

9.3.1.1 – Generelt:

- Det legges fordelingsarmering i tverretning som ikke utgjør mindre enn 20% av hovedarmeringen i enveis plater.

9.3.1.2 - Armering i plater nær opplegg:

- Halvparten av beregnet armering i feltet skal fortsette fram til opplegget og forankres der.

Spennvidde lik 4,77 meter er benyttet til dimensjonering av elementene.

7.5.1 Skjærarmering støpeskjøt

Minimum skjærarmering i støpeskjøt i henhold til NS-EN 1992-1-1, 9.2.2(5) blir bestemmende. Med bruk av vinkel mellom skjærarmering og lengderetning lik 90 grader fås en minimum skjærarmering lik 1340 mm²/m².

En egen skjærberegning inn mot opplegg er gjort iht. FIB Model Code For Concrete Structures 2010, 7.3 Verification of structural safety (ULS) s. 218-220. Største dimensjonerende skjærkraft inn mot opplegg funnet ved skjærkontroll av punktlast er lik 132 kN/m i dimensjonerende kontrollsnitt. Mest ugunstig posisjon er avstand $2*d$ fra oppleggskant, som gir en dimensjonerende oppleggskraft lik 757 kN fordelt på et kontrollsnitt med bredde 5,75 m.

Skjærarmering i støpeskjøt siste 1,5 meter mot opplegg utføres med armering bestående av vertikale bøyer Ø12 med senteravstand 205 mm (tvers) og 200 mm (langs). Dette gir et armeringsareal lik 2827 mm²/m².

I midtre del av elementene er skjærbelastning i støpeskjøt minst, her legges 16 snitt Ø12 per element. I midtre del fås et skjærarmeringsareal lik 1809 mm².

Det er gjort kontroll etter EC2, 6.2.5 – *Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt*. Nødvendig skjærarmering i støpeskjøt er her funnet til 1794 mm²/m². Det er av hensyn til konsentrasjon av krefter i støpeskjøt ut mot endene valgt å legge inn litt mer armering siste 1,5 meter enn funnet nødvendig.

Kontroll etter EC2, kap 6.2.3, er gjennomført som siste ledd i skjærdimensjonering. En sammneligning av skjærstrekk og skjærtrykk angir at en kan benytte $\cot \Theta$ -verdi i området 2,0 uten problem. Dette gir en kapasitet med valgt skjærarmering lik 836 kN/m. Kaidekket skal med dette som grunnlag ha tilstrekkelig kapasitet til å ta opp både skjær vertikalt og skjær i støpeskjøten ut mot opplegg.

7.5.2 Løft av prefabrikkerte dekkelementer

Løft av elementer gjøres med kuleanker, fire stk i hvert element. Kuleankrene forankres i betongen med en bøyle Ø12. Valg av egnet type anker gjøres av entreprenør.

7.6 OVERGANGSPRATE

Overgangsplate er dimensjonert for vekt av overliggende jord, egenvekt og nyttelast.

- Vekt av overliggende jord, trekantlast: $q_0 = 9,5 \text{ til } 30,4 \text{ kN/m}^2$
- Egenvekt plate: $g_k = 11,25 \text{ kN/m}^2$
- Nyttelast: $q_k = 50 \text{ kN/m}^2$

Dimensjonering er utført i fire trinn, slik som for kaidekket, se kapittel 7.5.

UK armering: Ø20c100 langsgående, ø20c200 tverrgående. Oppleggslengde minst 80 mm.
Forankring av UK armering via bøylor til påstøpen.

7.7 FRIKSJONSPLATE - ARMERING

Friksjonsplaten dimensjoneres for oppleggslast fra overgangsplate. Det er beregnet at lastene blir tatt opp i en bredde på 5,0 m. Lasta fra overgangsplate blir fordelt som en trekantlast under friksjonsplate, med en topp der senterlinje overgangsplate krysser friksjonsplate.

Friksjonsplaten er armert med minimumsarmering iht. EC2, 9.2.1.1.

$A_{s,\min} = 455 \text{ mm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø12c150 UK OK}$ begge veger gir $A_s = 752 \text{ mm}^2/\text{m}$

7.8 STØTTEMUR

7.8.1 Forutsetninger

Dimensjonerende laster på areal bak støttemuren = areal rundt verkstedbygget: 20 kN/m²

OK støttemur = OK terreng = +3,05

Laveste lavvann ligger på -1,94 m. Vi regner konservativ og legger til grunn at vi ikke tar med vanntrykk på sjøsida.

Støttemuren støpes rett til fjell. Vegghøyde varierer fra 4 til 2 m.

Veggtykkelse og plassering av ribber velges konstruktivt. Forankring til fjell utføres med bergbolter som bores, gyses og støpes inn i berg og ribbene/veggen.

7.8.2 Armering

Støttemuren er armert med minimumsarmering iht. EC2, 9.2.1.1.

7.9 FORANKRING AV HEISBÅS MOT BERG

Innboringslengde på bergforankring er generelt økt pga. oppsprukket berg i øvre sjikt.

7.9.1 Ribbe for horisontallast akse G/4 og G/1

Ribbe akse G/4 er dimensjonert for en horisontallast lik 960 kN inn/ut fra kai og heisbås. Denne lasten kommer fra beregning for friksjonsplate. Ribbe i akse G/1 er forankret tilsvarende ribbe i akse G/4, selv om last på denne vil bli litt mindre pga. høyere fjell som gir mindre momentarm.

Last i ribber overføres til berg via skjærdebyler ø32.

7.9.2 Støttemur akse G

Nyttelast på terreng: 50 kN/m²

Dimensjonerende høyde: 3,5 m (Konservativt)

Last fra øvre del av støttemur er ført via kaidekke og inn til 2 stk ribber. Ribber tar opp last via strekkforankring ø32 i berg. Støttemur forankres med skjærdebyler ø25 c/c 1,2 m i UK.

7.9.3 Overføring av vertikallast via stålkjernepeler

I akse G/3, F/, F/3, F/4 og E/3 er det på grunn av varierende bergkvalitet i øvre del satt stålkjernepeler innstøpt i betongribber/stålrørspeler for opptak av vertikallaster/opplagerkrefter fra dragere rundt heisbås. Stålkjernepelene er boret ned til kote -4,70 NN2000 for å sikre at kraften føres ned til underkant nivå utsprengt heisbås.

Dimensjonerende opplagerreaksjoner:

G/3: 2089 kN (Benyttet 2 stk Ø90, samlet trykkapasitet = 3436 kN)

F/2 og F/3: 2405 kN (Benyttet 2 stk Ø90, samlet trykkapasitet = 3436 kN)

E/3: 2301 kN (Benyttet 2 stk Ø90, samlet trykkapasitet = 3436 kN)

F/4: 3408 kN (Benyttet 2 stk Ø90, samlet trykkapasitet = 3436 kN)

7.10 KAIUTRUSTNING

Vanlig kaiutrustning som ledere og kaifrontlist skal monteres. Type og utførelse etter ønske fra Byggherre.

7.11 PULLERE

Pullere er dimensjonert for en karakteristisk last på 500 kN. Plassering fremgår av tegninger.

Pullerlastene er ivaretatt ved dimensjonering av hoveddragere, peler og i kaidekke.

8 Kilder

1. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
2. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Almenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger.
3. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Almenne laster – Snølaster
4. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Almenne laster – Vindlaster
5. NS-EN 1991-1-7:2006/NA:2008 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-7: Almenne laster - Ulykkeslaster
6. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger
7. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
8. NS-EN 13670:2009+NA:2010 Utførelse av betongkonstruksjoner
9. NS3479:1990 Prosjektering av konstruksjoner – Dimensjonerende laster
10. Statens Vegvesen (2014) *Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging*. Vegdirektoratet.
11. Norsk Betongforening (2015) *Publikasjon nr. 15 – Betonggulv – Gulv på grunn og påstøp*.
12. Direktoratet for Byggkvalitet (2011) *Byggesaksforskriften (SAK10)*.
13. Lovdata (2008) *Lov om planlegging og byggesaksbehandling*.