

BÆRUM KOMMUNE

1000999 ELIAS SMITHS VEI OG HAMANG OPPGRADERING AV LEDNINGSNETT

ADRESSE COWI AS
Karvesvingen 2
Postboks 6412 Etterstad
0605 Oslo
Norway
TLF +47 02694
WWW cowi.com

GEOTEKNISK DETALJPROSJEKTERINGSNOTAT DEKKENDE TILTAK VED
HAMANG

INNHold

1	Innledning	4
1.1	Prosjektet	4
2	Grunn- og grunnvannsforhold	9
2.1	Grunnforhold	9
2.2	Berggrunn	16
2.3	Grunnvannsforhold	17
3	Styrke og deformasjonsparameter	18
4	Eksisterende konstruksjoner	19
4.1	Brynsveien bru	19
4.2	Høyspentmast	20
5	Prosjekteringsforutsetninger	21
5.1	Sikkerhetsnivå og materialfaktorer	21
5.2	Frostsikring	22
6	Geoteknisk prosjektering	22
6.1	Beregningsforutsetninger	23
7	Etablering av grøftetrase	23
7.1	Stabilitetsberegninger	24
7.2	Vurdering av risiko for bunnoppressing ved bruk av grøftekasser	26

PROSJEKTNR.	DOKUMENTNR.
A246126	1000999-A246126-NOT-006-RIG

VERSJON	UTGIVELSESDATO	BESKRIVELSE	UTARBEJDET	KONTROLLERT	GODKJENT
1.0	17.03.2025	Geoteknisk detaljprosjekteringsnotat Hamang	Claus Bo Nielsen	Gregory Sargeant	Linn-Anita Lund-Skogen
2.0	16.03.2026	Oppdatering etter at ventil-kammer V10 er utgått	Claus Bo Nielsen	Jens Saugmann Rasmussen	Linn-Anita Lund-Skogen

8	Etablering av forankringskloss F9, F10 og kum V10	26
8.1	Krefter forankringskloss	27
8.2	Fundamentering av forankringsklosser	28
8.3	Utgraving for forankringskloss	33
9	Spuntberegninger ved utgraving for ny kum 20393	35
9.1	Valgte parameter	35
9.2	Lagdeling og styrkeparameter i Geosuite Excavation	35
9.3	Beregning av midlertidig spunt	37
10	Prosjektering av tverstiver, pute og fotbolter	41
10.1	Pute kum 20393	41
10.2	Tverrstiver kum 20393	41
10.3	Fotbolter kum 20393	41
11	Krefter på kum 20393	41
12	Jordtrykk på kum 20393 og fjærstivheter under kum	43
12.1	Bestemmelse av fjærstivheter under kum 20393	43
12.2	Beregning av jordtrykk	43
13	Oppdrift vurdering Kum 20393	44
14	Prosjektgjennomføring	45
14.1	Utgraving grøftetrase	45
14.2	Installasjon av spunt ved kum 20393	45
14.3	Installasjon av pute	46
14.4	Installasjon av tver- og hjørnestiver	46
14.5	Installasjon av fotbolter	47
14.6	Installasjon av stag/ peler ved forankringskloss F9 og F10	47
14.7	Grunnvann	47
15	Punkter som må kontrolleres under utførelse	48

Vedlegg

Tolkning av trykksonderinger CPTu
Geosuite spuntberegninger
Kontroll av spunt kapasitet
Dimensjonering av pute
Dimensjonering av stiver
Dimensjonering av fotbolter
Bunnoppressing
Jordtrykk kum 20393
Dimensjonering av strekkraft i stag

Vedlegg A
Vedlegg B
Vedlegg C
Vedlegg D
Vedlegg E
Vedlegg F
Vedlegg G
Vedlegg H
Vedlegg I

1 Innledning

Denne revisjon 2.0 av det geoteknisk dokument dekker endring i forhold til ventilkammer V10 som sløyfes. Den nye vannledning kobles direkte på eksisterende vannforsyningsledning. I forbindelse med tilkoblingen etableres der 2 forankringsklosser F9 og F10 samt en vannmåler V10.

Tegningen av kum 20393 er oppdatert.

COWI er engasjert av Bærum kommune som geoteknisk rådgiver i forbindelse med prosjektering av ny vannforsyning fra Sandvika til Fornebu.

Dette notat beskriver detaljprosjekteringen i forbindelse med utgraving ved Hamang, som er en del av en lengere strekning hvor der etableres ny vannforsynings ledning til Fornebue. Se markering av prosjektområdet på Figur 1. Dette notat er et tillegg til rapport 1000999-A246126-RAP-017-RIG, som beskriver de geotekniske prosjekteringsforutsetninger. Notatet skal likeledes benyttes som grunnlag for utarbeidelse av teknisk beskrivelse samt for godkjenning av fylkeskommune for de tiltak som gjøres tett på Brynsveien fylkesvei. Dette notat danner også grunnlag til utvidet kontroll.



Figur 1: Skisse som viser plasseringen av trase i etappe 2. Delstrekning Hamang er markert med sort sirkel.

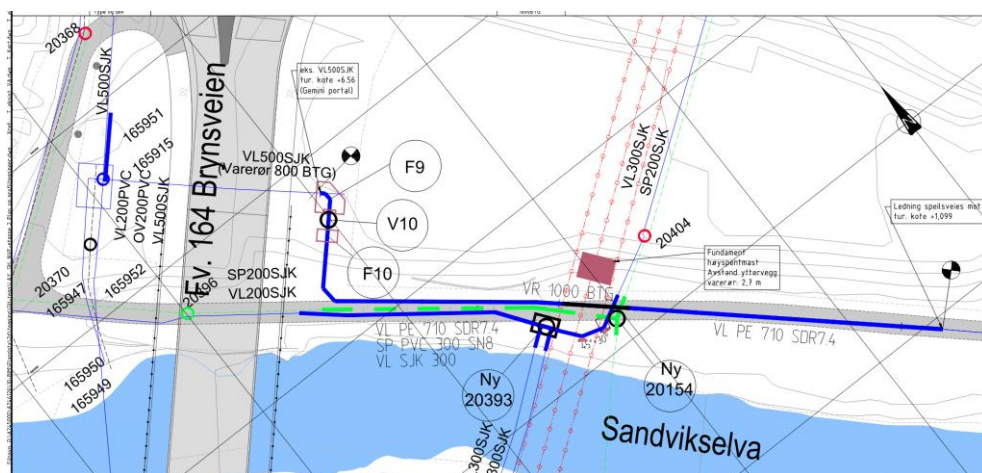
1.1 Prosjektet

Ved Hamang skal det etableres ny 710 mm vannledning som kobles til eksisterende ledning på østlige side av Brynsveien bru og til eksisterende 710 mm vannledning ved profil 106, se Figur 2 og Figur 3. I forbindelse med tilkobling og vinkling av vannledningen samt materialovergang fra støpejern til PE øst for Brynsveien må det etableres 2 forankringsklosser (F9 og F10). Se Figur 4 for foreløpig utforming av forankringsklossene, endelig utforming bestemmes av RIB, se også avsnitt 8.2

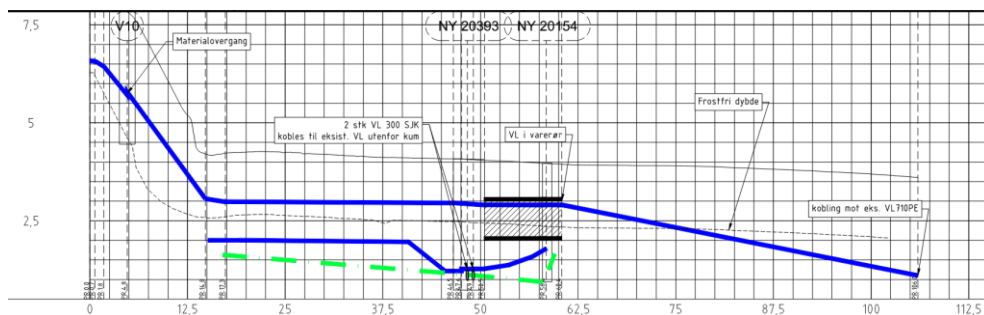
Eksisterende kum 20393 skiftes ut med ny kum, se Figur 2, blant annet fordi eksisterende kum har lekkasjer i ledningsføringen inn i kum. Figur 5 til Figur 7 viser skisse av ny kum 20393.

Det skal i tillegg etableres ny 200/300 mm vannledning fra eksisterende ledning i GS veg under Brynsveien bru til kum 20393, se Figur 2. Eksisterende 200 mm spillvannsledning legges om over en strekning på ca. 60 m se Figur 2 og Figur 3. For å kunne etablere ny vannledning må det graves forbi eksisterende høyspentmast fra Elvia. Det skal generelt graves mellom 2 og 3 meter under terreng for etablering av nye vann- og spillvannsledninger.

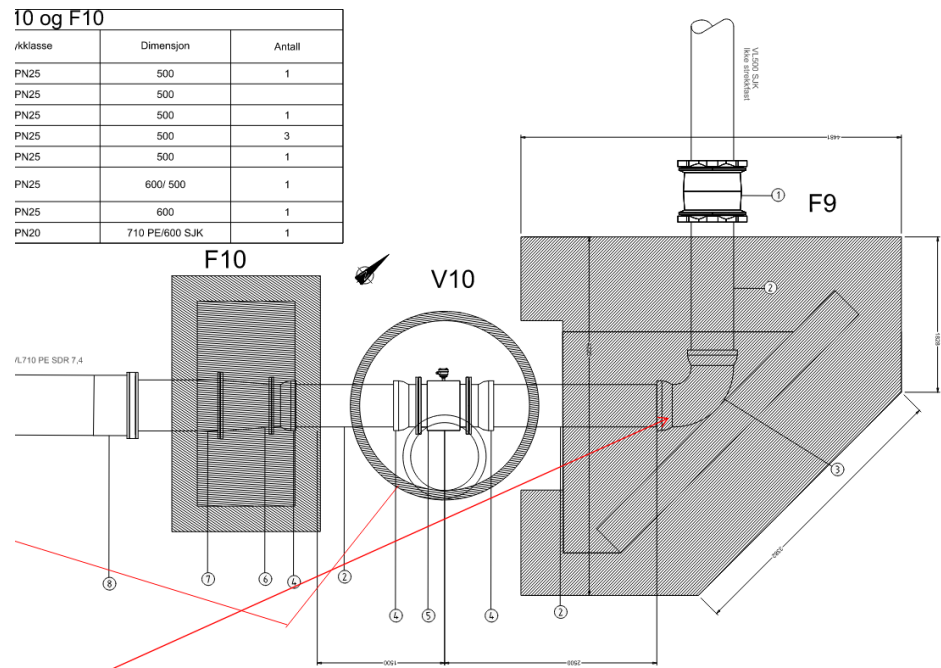
Det er opplyst at høyspentmasten sannsynligvis er direkte fundamentert som skissert på Figur 8 og Figur 9. Underkant fundament ca. 2,10 m under terreng.



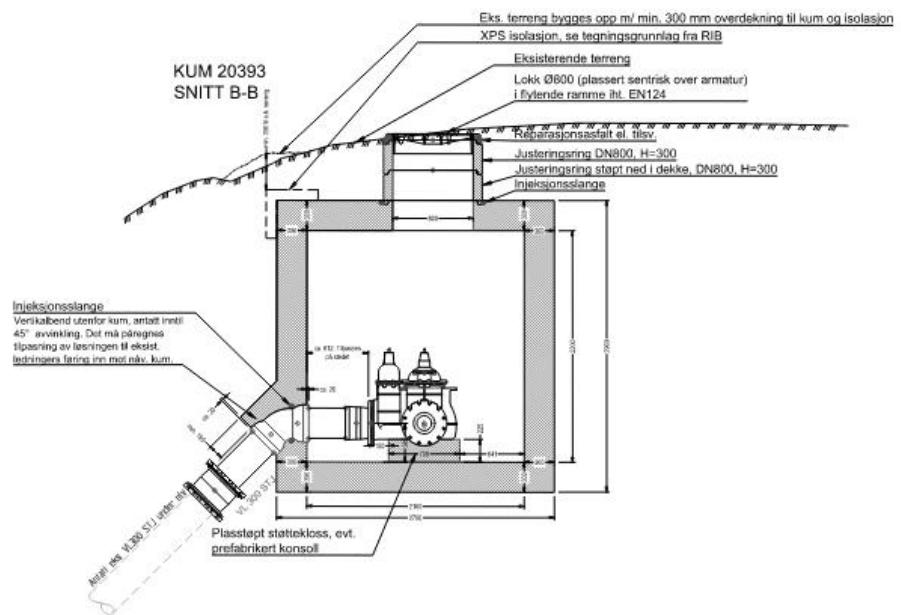
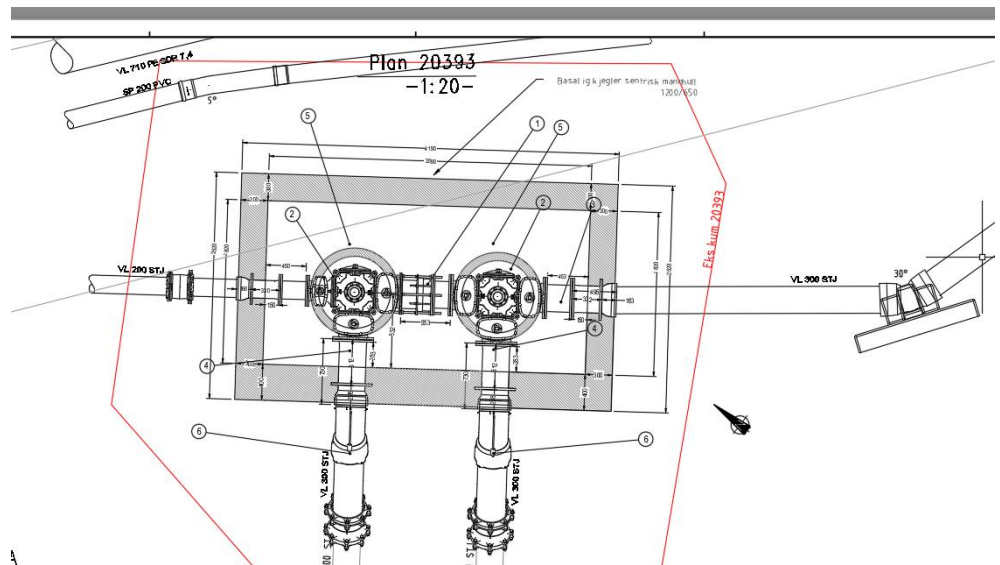
Figur 2: Utklipp fra tegning H1101, datert 24.02.2026 som viser planløsning for vann- og avløpsanlegg ved Hamang. Blå linjer viser ny vannledning, brun firkant viser til fundament til høyspentmast, Grønnstiplet strek viser til avløpsledning

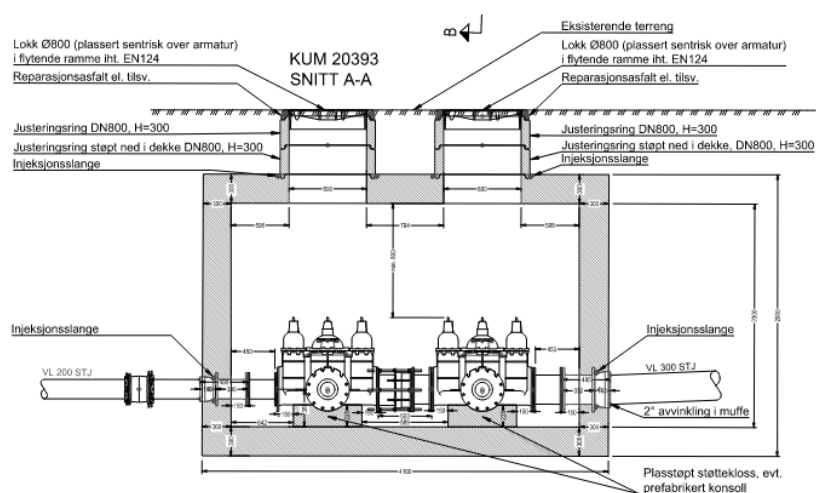


Figur 3: Utklipp fra tegning H1101, datert 24.02.2026 som viser lengdeprofil for vann- og avløpsanlegget ved Hamang. Blå linjer viser ny vannledning, Grønnstiplet strek viser til avløpsledning

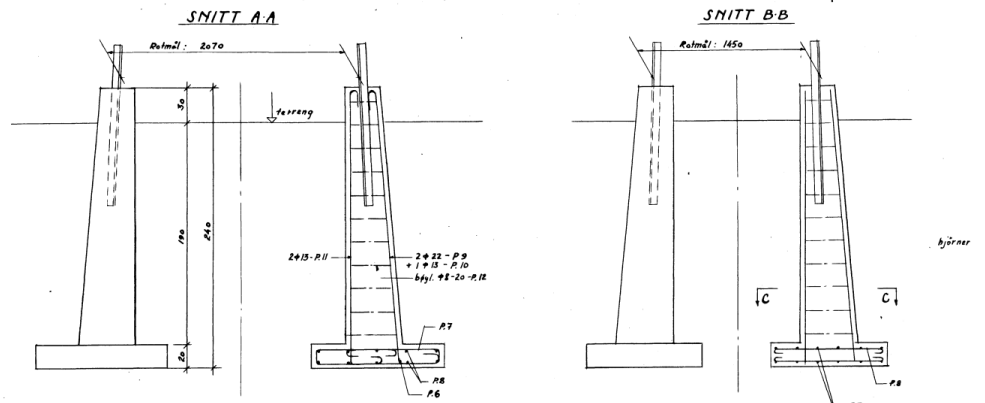


Figur 4: Skisse av forankringsklossene F9 og F10

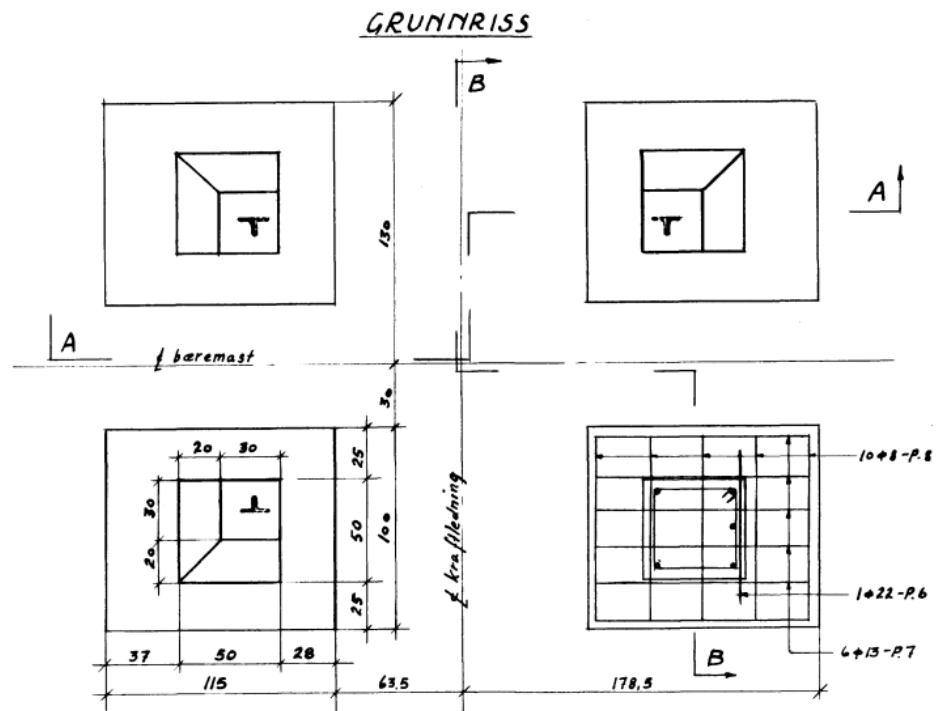




Figur 7: Utklipp fra tegning H1203, revA01 som viser tverrsnitt gjennom kum 20393



Figur 8: Skisse som viser prinsippet for direkte fundamentert høyspentmast



Figur 9: Skisse som viser grunnriss av fundament for høyspentmast

2 Grunn- og grunnvannsforhold

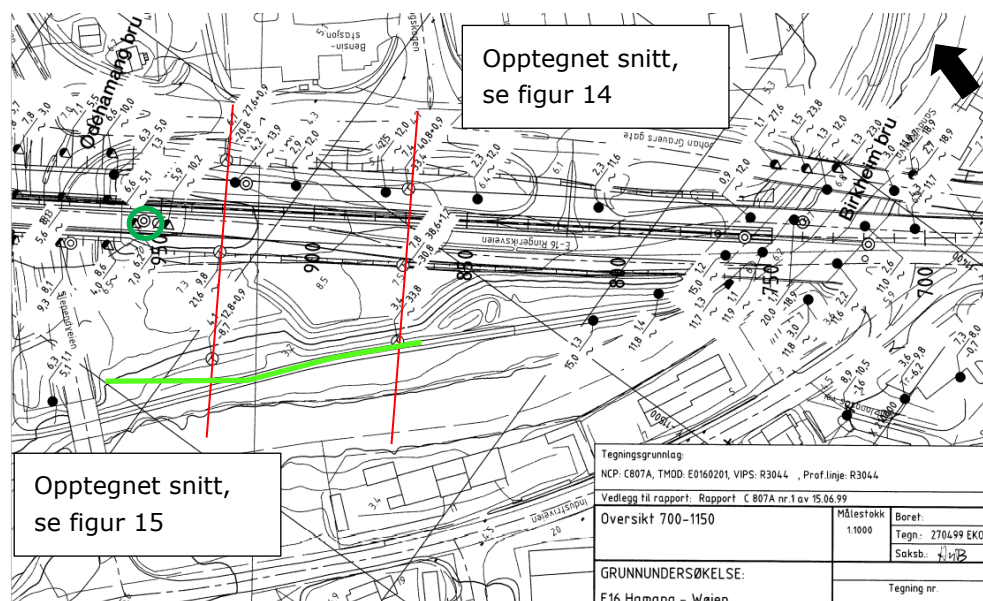
2.1 Grunnforhold

I henhold til NGUs løsmassekart så er området ved Hamang preget av fyllmasser, mot nord treffes der marine strandavsetninger. Se også rapporten med prosjekteringsforutsetninger dok. nr. 1000999-A246126-RAP-017-RIG.

Det er tidligere gjort grunnundersøkelser ved prosjektområdet. I tillegg er det etterfølgende supplert med ekstra totalsonderinger, prøveserier og trykksonde-
ringer.

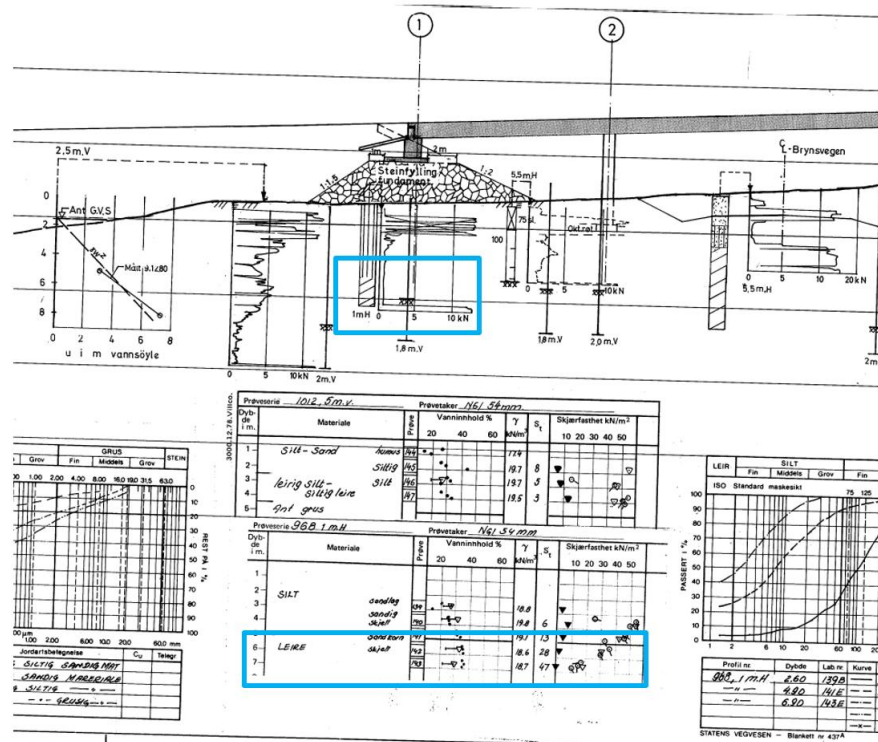
- > Oppdrag C-503 rapport 3, E68 Ringriksvegen Birkhein – Hamang gård, Ødehamang brud.
- > Norconsult, Elias Smiths, Bærum geoteknisk datarapport, oppdrags nr. 4010787, dok. nr. 4010787-RIG-R01, versjon J01, datert 10.06.2024

Ved Hamang er det tidligere gjort geotekniske grunnundersøkelser som skissert på Figur 10.



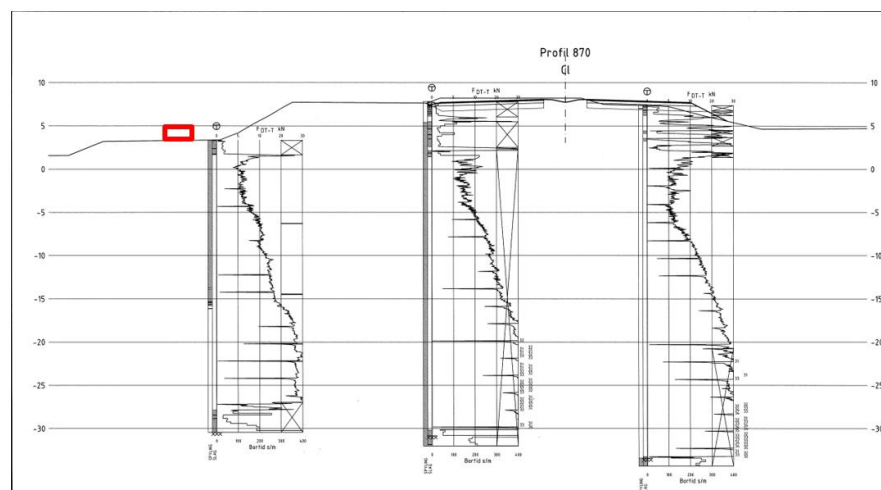
Figur 10: Utklipp fra boreplanen som viser plasseringen av gjennomførte boringene, Traseen er markert med grønn strek.

I de utførte grunnundersøkelsene for Ødehamang bru er det en enkelt boring hvor det er registrert sprøbruddmateriale. Boringen er markert på Figur 10 med grønn sirkel. Laget er registrert rett over berg 6-7 m under terreng, se Figur 11.

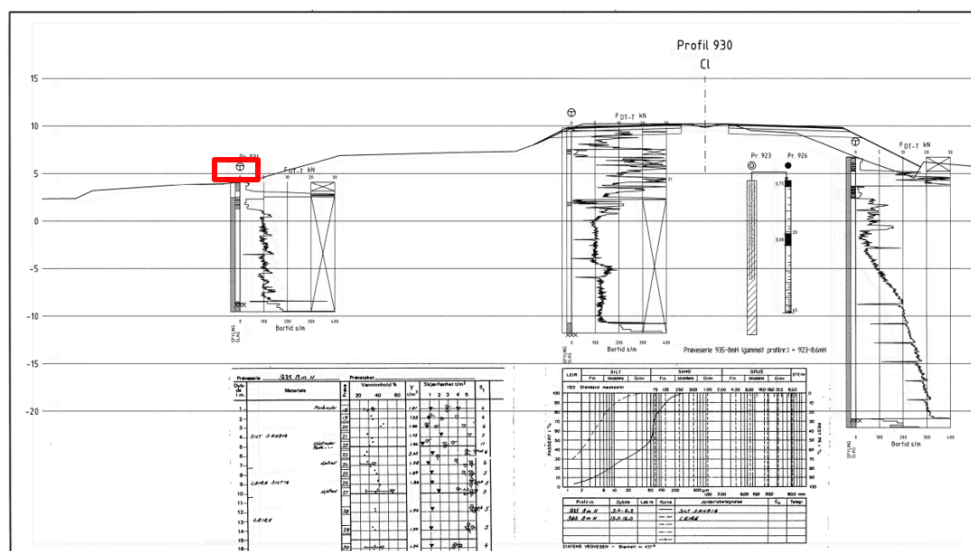


Figur 11: Utklipp fra rapporten "Oppdrag C-503C rapport 3, E68 Ringriksvegen Birkheim – Hamang gård, Ødehamang Bru. Antatt lag med sprøbruddmateriale er markert med blå ramme, se Figur 12

Det er tegnet opp snitt gjennom terrenget hvor det skal graves for grøftetrase, som viser at det ikke er indikasjoner på sprøbruddmateriale i de øvre avsetningene, minimum 15 m, se Figur 13 og Figur 14. Det kan ikke avvises at avleiringerne fra ca. 15-20 m under terreng, på Figur 13, kan ha sprøbruddegenskaper.



Figur 13: Utklipp fra datarapport som viser opptegnet snitt med utførte boringer. Traseen er markert med rød ramme



Figur 14: Utklipp fra datarapport som viser opptegnet snitt med utførte boringer. Traseen er markert med rød ramme.

Norconsult har for Bærum kommune i 2024 gjort supplerende grunnundersøkelser ved Hamang og Elias Smiths vei. Utklipp fra boreplanen er vist i Figur 15 over gjennomførte boringer ved Hamang.

De utførte boringer viser at det treffes kvikkleire/sprøbruddmateriale i området.

BH7 viser et øvre fyllag som er tolket som sand og grus materiale. Herunder er det vurdert å treffes sandig siltig leire til stor dybde. Basert på resultatene fra boring 8 er det vurdert at leiren fra 4 til 7 meter under terreng tolkes som sprøbruddmateriale. Berg er ikke truffet i denne boringer, som er stoppet knapp 28 meter under terreng.

I BH8 påtreffes det også et øvre fyllag på ca. 2 m bestående av sand grus, herunder treffes det bløt leire til 3,5 m under terreng med vanninnhold omkring 28% og en udrenert skjærstyrke omkring 20 kN/m². Fra ca. 3,5 m til 12 m

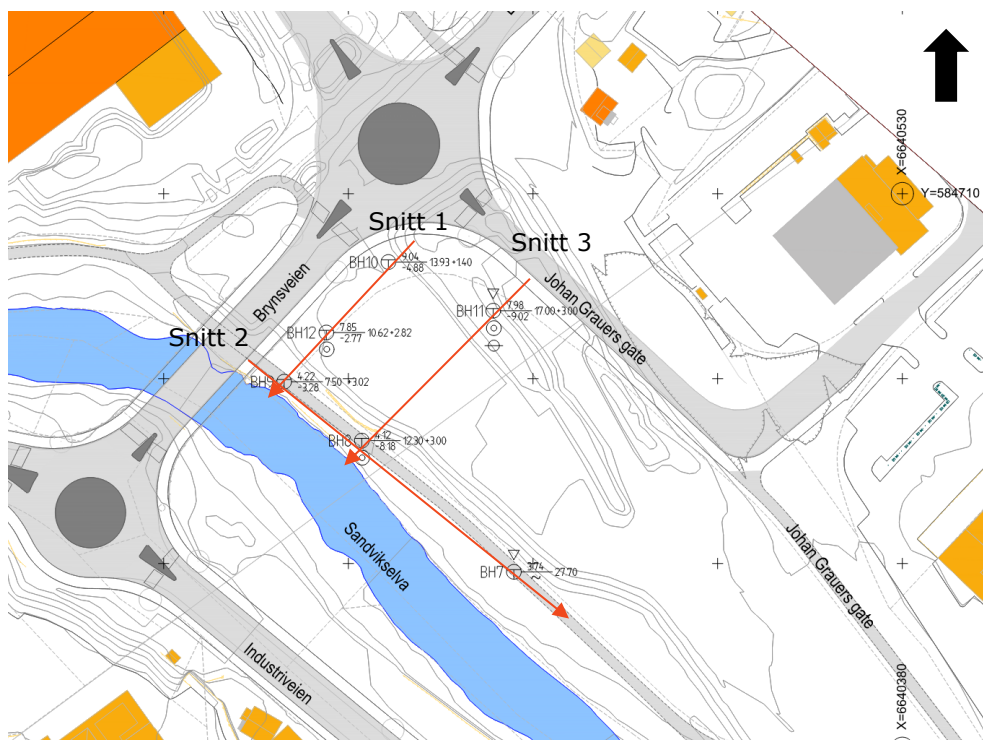
under terreng er leiren karakterisert som enten kvikk eller sprø. Romvekten av materialet ligger omkring 18 kN/m³ stigende til 19 kN/m³ med dybden, vanninnholdet ligger mellom 35% og 40% og den udrenerte skjærstyrke faller fra ca. 45 kN/m² til 35 kN/m² basert på de utførte enaksforsøk. Ved vurderingen av skjærstyrken er det tatt hensyn til vurdert prøveforstyrrelse på grunn av den registrert aksiale tøyning >5 %. Berg er truffet 12 meter under terreng. Plastisitetindekset er 4,5 m under terreng bestemt til $I_p = 13,5 \%$.

I BH9 er det under fyllmassenes registrert middels boremotstand i løsmassene til 6 meter under terreng. Løsmassene er tolket som sandig siltig leire. Fra 6 meter under terreng til overside berg 7,5 m under terreng vurderes massene å være morenemasser.

I BH10 er lagfølgen tolket som fyllmasser de øverste 4 m, bestående av sand gruset materiale med 2 fastere lag mellom 1 og 2 m samt 3 og 4 m. Herunder er løsmassene tolket som sandig siltig leire til overside berg ca. 14 m under terreng.

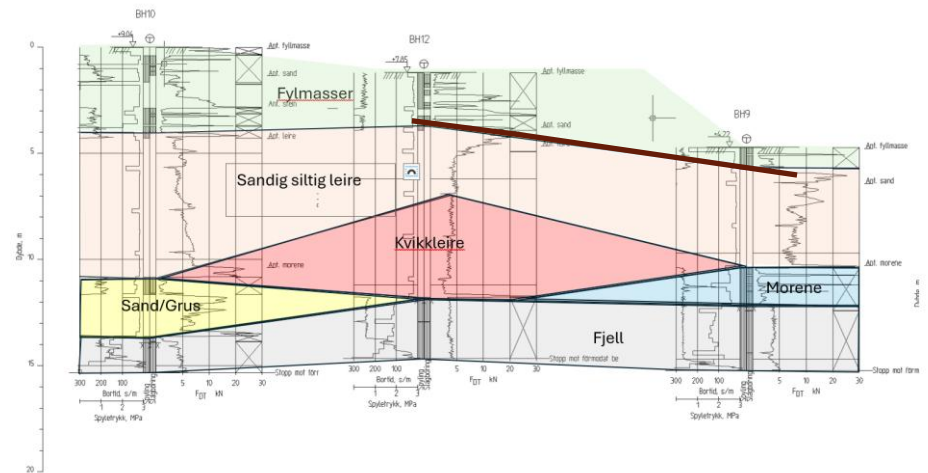
I BH11 er det et øvre fyllag på ca. 5 meter (kanskje enda 6,5 m) og herunder treffes der siltig, finsandig leire med noen gruskorn samt skjellrester og planterester mellom 7 og 8 meter under terreng, leiren har en plastisitetindeks $I_p = 8\%$. Leiren har et vanninnhold mellom 25 og 35% og en omrørt skjærstyrke omkring 1,0 kPa, leire tolkes dermed som sprøbrudmateriale.

I BH12 påtreffes det også et øvre fyllag på ca. 3 m og herunder med et mindre lag av leirig, sandig humus og dernest bløt til middelsfast leire til 5,5 m under terreng. Leiren har et vanninnhold på 30 % og en udrenert skjærstyrke på mellom 40 og 50 kPa og en plastisitetindeks på $I_p = 16\%$. Fra 5,5 m til overside berg, 10,5 m under terreng, treffes kvikkleire med vanninnhold på ca. 40 % og en udrenert skjærstyrke på ca. 30 kPa. Densiteten er ca. 18 kN/m³ og plastisitetindekset er bestemt til $I_p = 11 \%$.

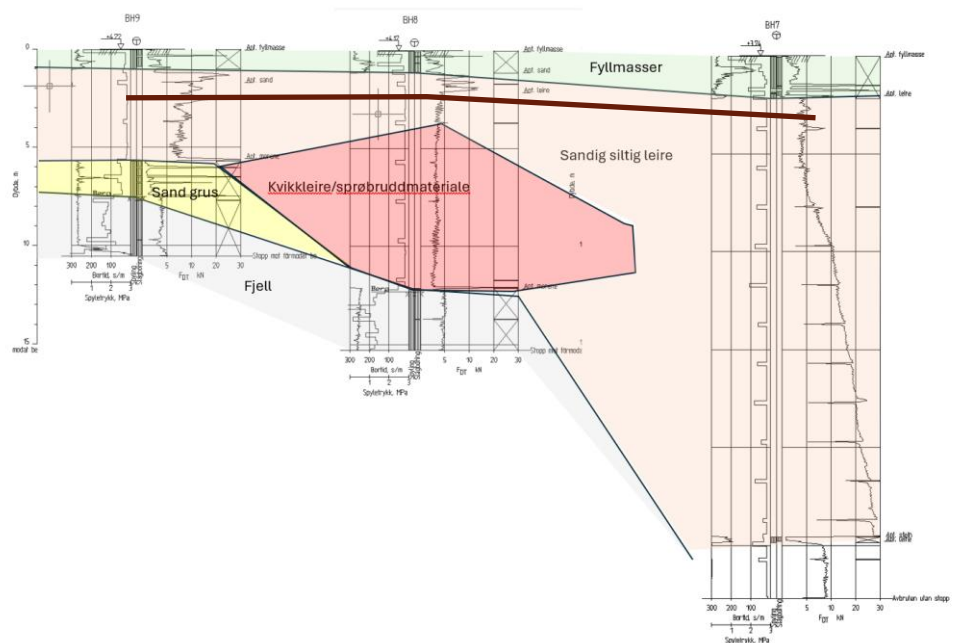


Figur 15: Utklipp fra datarapport fra Norconsult som viser utførte boringer ved Hamang. Røde pile viser de snitt som er tegnet opp.

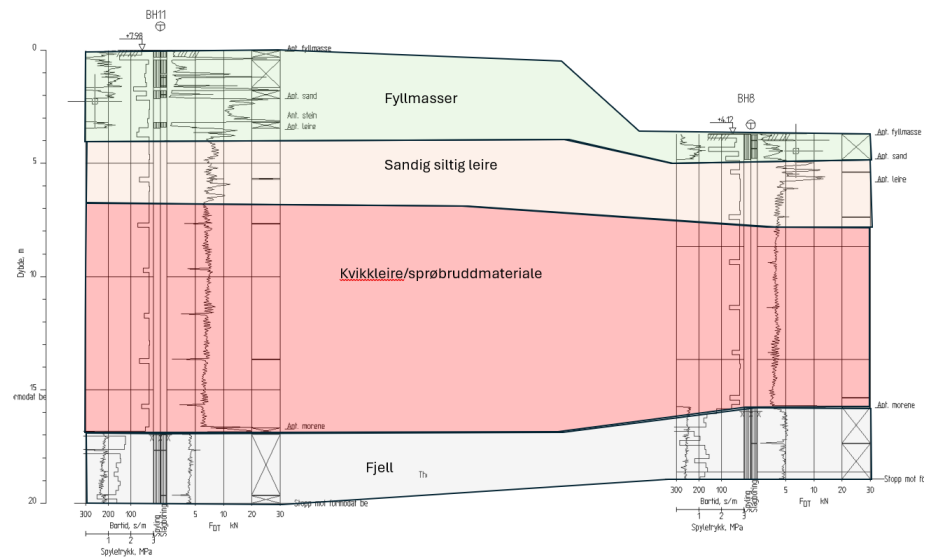
Det er tegnet opp tre snitt, markert på Figur 15, som viser de tolkede grunnforhold.



Figur 16: Opptegnet snitt 1, gjennom BH10, BH12 og BH9 som viser tolkede grunnforhold. Brun strek indiker trase for ny vannledning



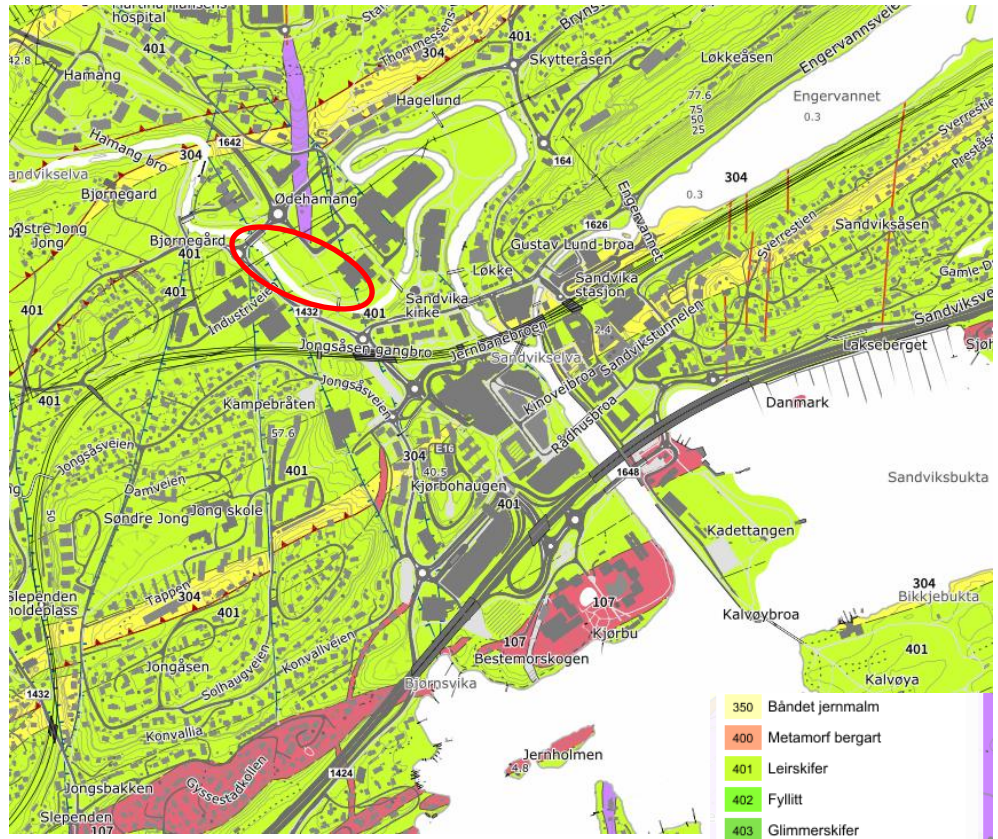
Figur 17: Opptegnet snitt 2, gjennom BH7, BH8 og BH9, som viser de tolkede grunnforhold. Brun linje indikere trase for ny vannledning



Figur 18: Opptegnet snitt 3, gjennom BH8 og BH11 som viser de tolkede grunnforhold

2.2 Berggrunn

I henhold til NGUs berggrunnskart er den dominerende bergart ved Hamang, leirskifer.



Figur 19: Utklipp fra NGUs berggrunnskart som viser den dominerende bergart i området.

2.3 Grunnvannsforhold

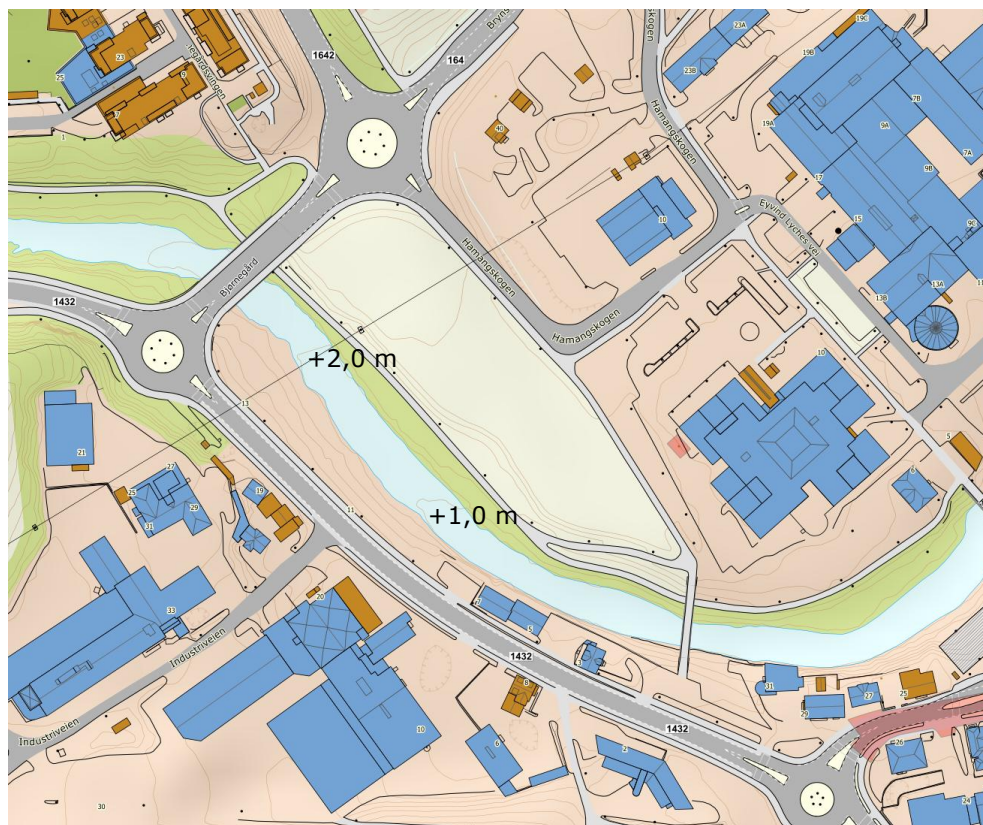
Det vurderes at grunnvannsspeilet vil følge høyeste astronomiske tidevann i Sandvikselva, hvilket vil tilsvare kote +0,40 m for terreng tett ved elva tett ved utmunning av Sandvikselva til sjøen).

I BH11 er det installert et hydraulisk piezometer hvor vannspeilet er registrert ca. 4,8 meter under terreng tilsvarende kote + 3,2 m.

Ved Hamang antas normalvannstanden å variere mellom kote +2,0 og kote +1,0 m. Det anbefales ikke å gjennomføre prosjektet når det er risiko for flom i elva for da vil vannstand i elva være omkring +2,7 moh, 1 års hendelse.

I ulykkestilfelle må det kontrolleres for vannspeil svarende til 200 års høyvann(stormflo) tilsvarende kote +4,9 moh.

Der henvises til notat som omhandler Flomkartlegging Sandvikselva, Dok nr 1000999_A246126_NOT_001.



Figur 20: Utklipp fra norgeskart som viser terrengkurver. Det er skrevet inn vurdert normalvannspeil for Sandvikselva ved Hamang.

3 Styrke og deformasjonsparameter

Innfor prosjektområdet ved Hamang er det utført i alt 6 nye totalsonderinger, 3 prøveserier og 2 trykksonderinger, CPTu, for vurderings av styrke- og deformasjonsparameter.

Geoteknisk laboratorium har utført rutineanalyser på samtlige prøver. Prøveserien fra eksisterende boringer vil også inngå i vurdering av styrke og deformasjonsparameter for området.

I Tabell 1 ses valgte gjennomsnittlige styrkeparameter for prosjektering av grøfteutgraving og fundamentering av kum V10 og 20393 samt for ankringsklosser F9 og F10. Parameterne er basert på felt- og laboratorieforsøk samt erfaringstall gitt i SVV håndbok V220. Det vil ved fundamentering av kummer bli justert på styrkeparameterne i forhold til de gjennomførte boringer. Ved gjennomføring av stabilitetsberegning vil der bli satt opp Cu profil basert på styrkene fra de enkelte boringer.

Vedlegg A viser tolkningen av trykksonderingen utført i boring BH7 til BH11. Den udrenerte, aktive skjærfastheten basert på CPTu-forsøkene, c_{uA} , er bestemt i henhold til NGI på basis av N_{kt} og N_{uk} .

Tabell 1: Tabell med vurdert gjennomsnittlig styrke- og deformasjonsparameter for de trufne avleiringer ved Hamang. Skjærstyrken øker med dybden

Materiale	Dybde (m)	γ/γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	C_{uD} (kPa)	C_{uA} (kPa)	A (kPa)	c' (kPa)	M_i (Mpa)	m
Fyllmateriale	0-4	18/8	33	-	-	0	2	70-100	200-300
Leire	2-8	18/8	25	22	35	6	3	$M_i=12$ $M_c=4,5$	
Leire Kvikk/Sprødd	3,5-17	17,5/7,5	22	22-44	35-70	9	4	$M_i=10$ $M_c=4$	-
Morene *	6-8	19/9	30	-	-	4	2	100	100

- * er kun observert i BH9

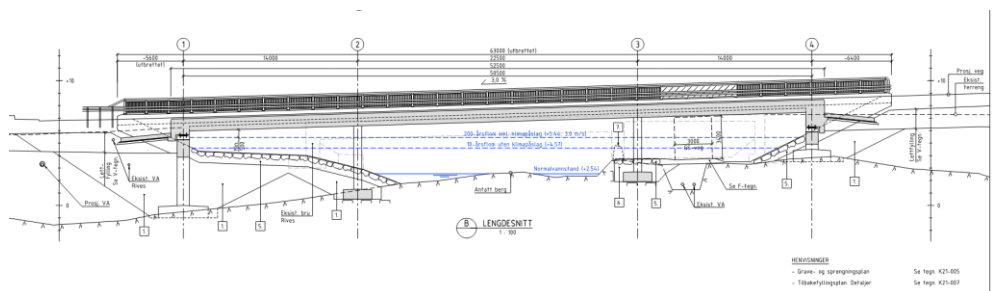
4 Eksisterende konstruksjoner

I dette avsnitt beskrives de eksisterende konstruksjoner hvor det skal bygges og hvilke tiltak som må gjøres for å sikre at det ikke skjer skade på konstruksjonene.

4.1 Brynsveien bru

Ved eksisterende Brynsveien bru skal det graves ut for grøftetrase og forankringsklosser F9 og F10.

Brynsveien bru er i henhold til eksisterende tegninger fundamentert på berg.



Figur 21: Utklipp fra tegning K21-06, datert 28.08.2021 som viser fundamenteringen av nuværende Brynsveien bru.

Det vurderes at det ikke er utfordringer i forhold til fundamentene til Brynsveien bru ved utgraving for grøftetrase eller for ankringsklossene F9 og F10. Derimot må stabiliteten av fyllingen under veien opp mot bruene sikres. For vurdering av stabilitet vises til avsnitt 8.3.

4.1.1 Tiltak ved graving nær Brynsveien bru

For å kunne grave ut for forankringskloss F9 og F10 sjaktes det av den nåværende skråning opp mot Brynsveien. Fyllingen etableres med helning 1:1,5 fra veiskulder til bunn utgraving, se avsnitt 8.3.

4.2 Høyspentmast

Det skal etableres grøftetrase forbi en av Elvias høyspentmaster. Stabiliteten av høyspentmasten skal sikres i forbindelse med utgraving for grøftetraseen.



Figur 22: Bilde som viser omtalte høyspentmast, rød strek indikerer senterlinje grøftetrase

Høyspentmasten er fundamentert ca. 2,10 m under terreng, hvor terrenget er vurdert til kote +4,0 m. Grøftetraseen ligger ca. 4 meter fra mastefundamentet. I henhold til lengdeprofilen skal det graves til ca. kote +1,5 m tilsvarende 2,5 m under terreng, hvilket er ca. 0,4 m under fundamentet på høyspentmasten i avstand på minimum 3 m. For vurdering av stabilitet av høyspentmasten vises til sikringstiltak beskrevet i avsnitt 4.2.1.

Utgravingen for kum 20393 vurderes ikke å ville påvirke fundamentet på høyspentmasten da utgravingen ligger ca. 7 meter fra fundamentet.

4.2.1 Sikringstiltak ved Høyspentmast

For å sikre stabiliteten av mastefundamentet ved et eventuelt brudd på vannledningen i en driftssituasjon, rett ved mastefundamentet, etableres det et varerør av betong over en strekning på ca. 10 m forbi maste fundamentet. Ny vannledning trekkes etterfølgende gjennom varerøret.

Det må benyttes grøftekasser når det graves forbi høyspentmasten i kombinasjon med korte graveseksjoner. Det kan maksimalt graves 3 meter om gangen. Betongrørene legges ned og det fylles opp omkring rørene og materialene komprimeres før neste seksjon kan graves ut.

Gravearbeidet skal planlegges slik det kun graves forbi et mastefundament om gangen.

Ved å benytte denne fremgangsmåten vurderes det at stabiliteten og bæreevnen av mastefundamentene ikke svekkes.

Hvis det er nødvendig med lengre graveseksjoner enn maksimalt 3 meter, må det settes ned spunt.

Det er derfor ikke bruk for særlige tiltak utover grøftekasser og korte graveseksjoner i forbindelse med gravearbeidet.

Det skal i forbindelse med gravearbeidet løpende vurderes om det er innsig av materialer, så fremt det graves under grunnvannsspeilet, med risiko for svekkelse av maste fundamentene. Hvis innsig av vann og materialer er ukontrollerbart må det anvendes sugespisser.

Det anbefales å måle inn de 4 hjørnene av maste fundamentene før og etter installasjon av varerørene som dokumentasjon for at det ikke er skjedd setninger av mastefundamentene.

5 Prosjekteringsforutsetninger

Prosjekteringsforutsetningene er beskrevet i geoteknisk prosjekteringsrapport 1000999-A246126-RAP-017-RIG og kort oppsummert herunder

> Geoteknisk kategori	2
> Konsekvens klasse	CC2/CC3*
> Pålitelighets klasse	RC2
> Prosjekteringskontrollklasse	PKK2
> Utførelseskontrollklasse	UKK2
> Tiltaksklasse	2

* CC3 er anvendt der hvor det graves tett på Brynsveien

5.1 Sikkerhetsnivå og materialfaktorer

For prosjektering kreves en materialfaktor på $\gamma_M = 1,40$ for totalspenningsanalyse og $\gamma_M = 1,25$ effektivspenningsanalyse, jf. NS/EN 1997-1:2004+NA:2016 (NS/EN 1997-1:2004+NA:2016, geotekniskprosjekteringdel 1, Allmene regler /Eurokode7) Norsk Standard, 2016).

I bruddgrensetilstand er partialfaktor for lastene $\gamma_Q = 1,35$ for trafikklast og $\gamma_G = 1,0$ for permanente laster i henhold til NS/EN 1990:2002+NA:2016 tabell NA.A2.4(B) (NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner).

Når det graves ut for forankringsklossene F9 og F10 graves der i eksisterende veifylling. Det skal derfor benytte sikkerhetsfaktorer i henhold til SVV regelverker. Det antas at veie har en ÅDT over 8000 hvilket medfører konsekvensklasse CC3. Skjerflate i stabilitetsberegningen når ikke ned i den kvikkleire det treffes i området, se avsnitt 8.3.1. Det vurderes derfor at brud der skjer er nøytralt brud hvorfor sikkerhetsfaktor $\gamma_{m,\phi} = 1,5$ og $\gamma_{m,cu} = 1,5$.

Tabell 1.4.2—1 — Partialfaktorer for $\gamma_{M,\phi}$ og $\gamma_{M,c'}$ ved effektivspenningsanalyser

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

Åpne tabell i eget vindu

Tabell 1.4.2—2 — Partialfaktorer for $\gamma_{M,cu}$ ved totalspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4 ^a	1,4 ^a	1,4
CC2 Alvorlig	1,4 ^a	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Figur 23: Utklipp fra SVV N-200, som viser partialfaktorer ved effektiv- og totalspenningsanalyser

5.2 Frostsikring

I prosjekteringsrapporten er det angitt at frostfri dybde er mellom 1,8 og 2,34m avhengig av hvilke materialer som bygges inn, se rapport 1000999-A246126-RAP-017-RIG.

6 Geoteknisk prosjektering

I de følgende avsnitt beregnes tillatt grøfteutslag, vurdering av fundamentering av vannkum V10, forankringsklosser F9 og F10 samt utgraving for kum 20393 samt graving forbi høyspentmast.

6.1 Beregningsforutsetninger

I det følgende er det angitt de beregningsforutsetninger som er anvendte ved prosjektering av utgraving for grøftetrase, utgraving for kum V10, forankringsklossene F9 og F10 samt utgraving for kum 20393.

6.1.1 Geometri

Ved detaljprosjektering av graveskråninger er det antatt en vertikal geometri (gravedybde) på mellom 2,2 og 3,4 m inkl. fundament for ledning. Som anført i NS-EN 1997 1:2004+A1:2013+NA:2016 skal det tas med et overgravingstillegg på 10% av gravedybden. Dette gir en prosjekteringsdybde på maksimalt 3,7 m. Lokalt skal det kun graves til 2,2 m hvilket vil tilsvare en prosjekteringsdybde på 2,4 m.

Forankringsklossen F9 bunnplate har en bredde 2,8 m og en lengde på 3,2 og en tykkelse på 0,5 m. Høyden av selve forankringsklossen 2,5 m og her en lengde på 2,6 m og en tykkelse på 1,033 m i toppen og 1,77 m i bunden. Utgravingsdybden ca. 2,5 etter regulert terreng.

Forankringskloss F10 har en bredde på 1,033 m i toppen og 1,8 meter i bunden, en lengde på 2,6 m, og en høyde 2,5 m, bunnplaten har en bredde på 2,8, en lengde på 3,2 m samt en tykkelse på 500 mm. Utgravingsdybden ca. 2,5 etter regulert terreng.

Ny kum 20393 fundamenteres i kote +0,3 m. Med et terreng i ca. kote +4,0 m tilsvarer det 3,7 m under terreng. Med et fundament på 200 mm og et overgravingstillegg på ca. 10 % av gravedybden blir prosjekteringsdybden 4,0 m under terreng. Bredde og lengde av kum 20393 er hhv. 2,52 m og 4,19 m. For å kunne sette opp forskalling og som generelt arbeidsrom legges til 1,5 m rundt hele kummen. Utgravingen blir da ca. 5,52 x 7,19 m.

6.1.2 Laster

Det er tatt med en generell anleggslast (designverdi) på toppen av utgravingene tilsvarende 27 kPa (20*1,35) som dekker entreprenørmaskiner og annen transport, hvor det er mulig.

En generell overflatelast (oppgravet jord, eller andre materialer) må ikke plasseres tettere på utgravingene enn dobbelt gravedybde.

Ved utgraving av grøftetrase er det ikke tatt med anleggslast, da det ikke er plass på siden av de utgravde grøftene. Det er istedenfor tatt med en generell last på terrenget tilsvarende 6,75 (5*1,35) kN/m².

7 Etablering av grøftetrase

I forbindelse med etablering av grøftetrase for ny vannledning er det gjort stabilitetsberegninger for vurdering av om det er mulig å grave ut med frie graveskråninger.

Det er også gjort vurderinger på risikoen for bunnoppressing hvis det må benyttes grøftekasser.

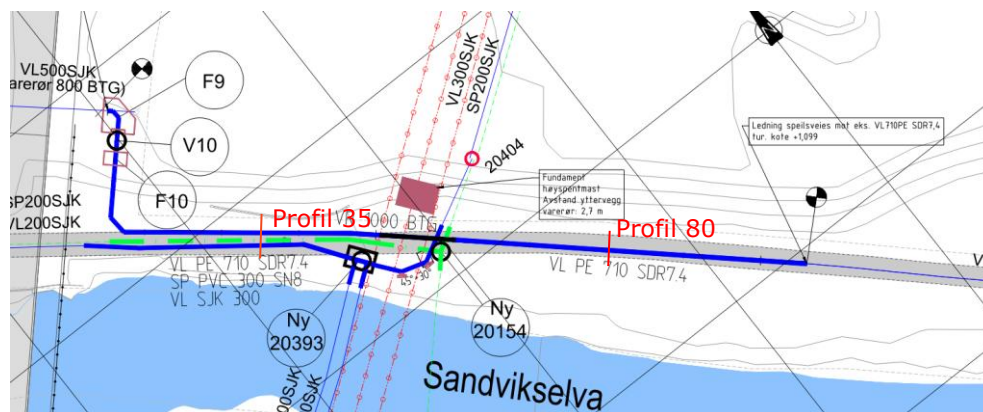
7.1 Stabilitetsberegninger

Der det skal graves ut til grøftetrase er det gjort beregninger av hvilke sikkerheter som er oppnådd med et utslag 1:1,5 på grøftetraseen.

Det er gjort beregninger med henholdsvis 3,8 m gravedybde (3,4 m + 10% i overgravingstillegg) og 3,0 m gravedybde (2,7 + 10% i overgravingstillegg).

Stabilitetsberegningene er ikke oppdatert i forhold til nyeste gravedybder 3,1m og 3,5 m inkl. overgravingstillegg, som er lidt mindre end de opprinnelige gravedybder på hhv. 3,0 og 3,8 m.

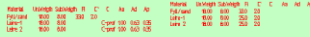
De gjennomførte stabilitetsberegninger vurderes å være dekkende i forhold til de gravedybder som benyttes.



Figur 24: Utklipp fra tegning H1101 som viser de 2 snitt, markert med rød strek, der er gjort stabilitetsberegning på i avsnitt 7.1.1 og 7.1.2

7.1.1 Profil 80, gravedybde 3,8 m

Ved profil 80 skal det graves til 3,8 m under terreng. Stabilitetsberegningene viser at det her oppnås sikkerheter $F_c = 1,75$ og $F_{c,\phi} = 0,93$ hvis det graves med utslag 1:1,5. De oppnådde sikkerheter oppfyller ikke kravene i henhold til Eurokode 7 på $F_c = 1,4$ og $F_{c,\phi} = 1,25$.

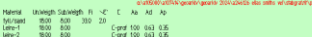


Utklipp fra geosuite som viser utført stabilitetsberegning ved profil 80.

Ved profil 80 kan det derfor ikke gjøres frie utgraving med utslag 1:1,5. Hvis det skal gjøres fri utgraving må utslaget slakkes ut, men da vil man skulle grave inn i eksisterende skråning hvilket ikke vurderes hensiktsmessig. Det anbefales i stedet å benytte grøftekasser eller tilsvarende tiltak.

7.1.2 Profil 35, gravedybde 3,0 m

Ved profil 35 skal det graves til 3,0 m under terreng. Stabilitetsberegningene viser at det her oppnås sikkerheter $F_c = 1,27$ og $F_{c,\varphi} = 1,05$ hvis det graves med utslag tilsvarende 1:1,5. De oppnådde sikkerheter oppfyller ikke kravene i henhold til Eurokode 7 på $F_c = 1,4$ og $F_{c,\varphi} = 1,25$.

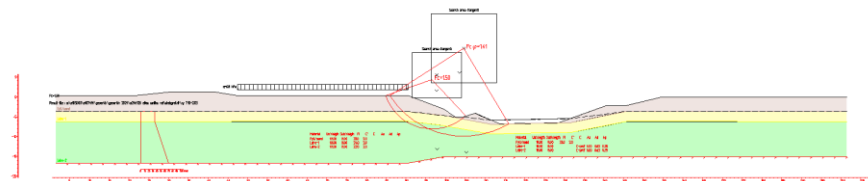


Utklipp fra geosuite som viser utført stabilitetsberegning ved profil 35

Ved profil 35 kan det ikke gjøres frie utgraving med utslag 1:1,5. Hvis det skal gjøres frie utgraving må utslaget slakkes ut, men da vil man skulle grave inn i eksisterende skråning hvilket ikke vurderes hensiktsmessig. Det anbefales i stedet å benytte grøftekasser eller tilsvarende tiltak.

7.1.3 Graveprofil 12,5-62,5 vannledning 710 PE

Mellom profil 12,5 og 62,5 skal der graves ut ca. 2,1 meter under terreng, inkl. fundament, for den nye vannledning. Stabilitetsberegningene viser at det her oppnås sikkerheter $F_c = 1,5$ og $F_{c,\varphi} = 1,41$ hvis det graves med utslag tilsvarende 1:1,5. De oppnådde sikkerheter oppfyller kravene i henhold til Eurokode 7 på $F_c = 1,4$ og $F_{c,\varphi} = 1,25$.



7.2 Vurdering av risiko for bunnoppressing ved bruk av grøftekasser

Det er gjort beregninger av risikoen for bunnoppressing ved bruk av grøftekasser i samme snitt som det er gjort stabilitetsberegninger i.

I profil 80 oppnås en sikkerhet høyere enn 1,4 ved etablering av 3,8 m dyp grøft over en lengde på 30 m. Det er tillatt en anleggslast på 27 kN/m² på siden av grøftekassene.

I profil 35 oppnås en sikkerhet høyere enn 1,4 ved etablering av 3 m dyp grøft over en lengde på 30 m. Det er tillatt anleggslast på 27 kN/m² på siden av grøftekassene.

Beregning av risikoen for bunnoppressing er gjengitt i vedlegg G.

7.2.1 Anbefalinger omkring bruk av grøftekasser

Hvis det er tilstrekkelig med opptil 9 meter lange grøfter kan det benytte vanlige grøftekasser i forbindelse med utgraving for grøftetråsen. Hvis grøftene skal ha en lengde som overstiger 9 meter for å legge ned vannledningen anbefales det å benytte lineære grøftekasser da disse kan kobles sammen til stor lengde.

Ved bruk av grøftekasser kan det aksepteres at det graves ut til 1 meters dybde før grøftekassen settes ned. Heretter graves det ut 0,5 meter under grøftekassen, etterfølgende presses grøftekassen ned og prosedyren gjentas til prosjektert utgravingsnivå er nået. Det skal til enhver tid sikres at det er full kontakt mellom yttersiden av grøftekassene og de omkringliggende løsmasser. Det kan gjøres ved igjenfylling med grusede materialer eller tilsvarende på yttersiden av grøftekassen.

Ved igjenfylling av utgravingen, fylles det opp materiale til 0,5 m over grøftekassens bunn, materialet komprimeres og grøftekassen trekkes opp 0,5 m. Det fylles ekstra materiale inn under grøftekassen som komprimeres. Prosedyren gjentas til 1 meter under terreng hvor grøftekassen kan trekkes helt opp.

8 Etablering av forankringskloss F9, F10 og kum V10

I det etterfølgende er det vurdert på fundamentering og utgraving for forankringskloss F9 og F10.

Det er utarbeidet et notat "*Dokumentasjon av forankringskrefter og metode – hele anlegget*", dok. nr. 1000999_A246126_Rap_035_RIVA som beskriver størrelse av de krefter det skal tas opp av for ankringsklossene.

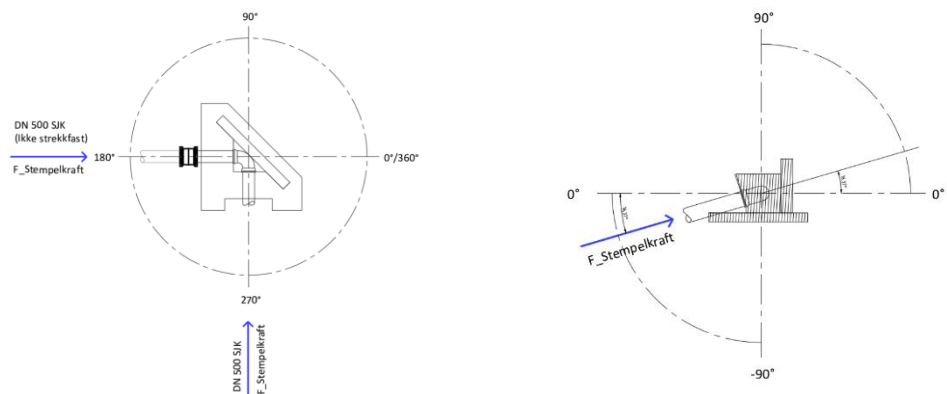
8.1 Krefter forankringskloss

For detaljert informasjon omkring bestemmelse av kreftene henvises til det utarbeidede notatet, "*Dokumentasjon av forankringskrefter og metode – hele anlegget*", dok. nr. 1000999_A246126_Rap_035_RIVA.

8.1.1 F9

Oppsummert er det beregnet følgende krefter for forankringskloss F9:

- Dimensjonerende resultantkraft på forankringen fra SJK 692 kN (skyv)
- Maksimal kraft på forankringen horisontalt fra SJK 678 kN (skyv) med angrepsvinkel på 43,82°
- Maksimal kraft på forankringen vertikal fra SJK 138 kN (Skyv/løftekraft) med angrepsvinkel på 11,5°



Figur 27: Kraftdiagram for situasjon F9, vertikalt og horisontalt

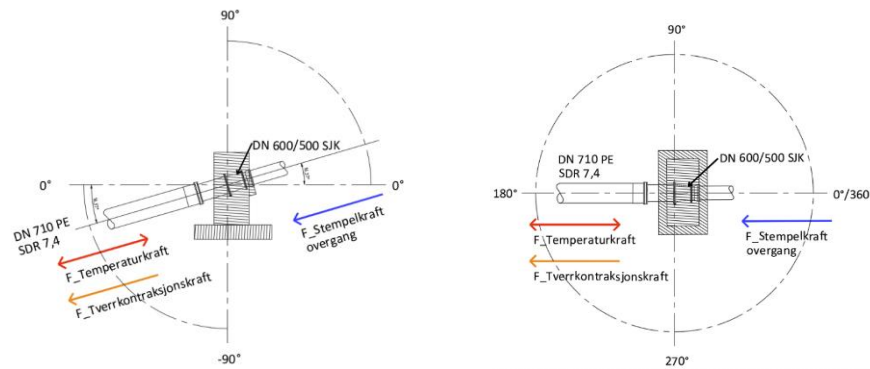
8.1.2 F10

Oppsummert er det beregnet følgende krefter for forankringskloss, F10:

Dimensjonerende resultantkraft på forankringen fra PE-ledningen 976 kN (strekk) med horisontal angrepsvinkel på 180 grader, og vertikal angrepsvinkel på -16,37 grader.

Den horisontale last er da $976 \cdot \cos 16,75 = 936,44$ kN

Den vertikale last er da $976 \cdot \sin 16,37 = 275,075$ kN



Figur 28: Kreftdiagram for situasjon F10 vertikalt og horisontalt

8.2 Fundamentering av forankringsklosser

Det er gjort innledende beregninger for bestemmelse av størrelsen av for ankringsklossene så de krefter som skal tas opp kunne tas opp av friksjon og passivt jordtrykk. Beregningene viste at det skulle veldig store forankringsklosser til for å kunne ta opp kreftene, noe som ble vurdert uhensiktsmessig. Det har derfor blitt vurdert en annen løsning hvor det benyttes stag/peler som fundamentering av forankringsklossene, for på den måte å begrense størrelsen av forankringsklossene, og størrelsen av utgravingen for klossene.

Figur 19 viser at den dominerende bergart i området er leirskifer, med det som utgangspunkt er der valgt følgende parameter for dimensjonering av stag/peler.

Spissvinkel mellom stag og bergoverflate $\alpha=45$ grader.

Flytekapasitet stag	$F_{tk} = 1770/2125 \text{ kN}$
Hefte mellom bolt og mørtel	$T_{k, \text{stål-mørtel}} = 2 \text{ Mpa}$
Heftefasthet mellom mørtel og berg	$T_{k, \text{mørtel-Berg}} = 0,5 \text{ Mpa}$
Materialefaktor γ_m (mørtel)	$\gamma_m = 1,25$
Bergets heftefasthet	$T_k = 50 \text{ Mpa}$
Materialefaktor γ_m (berg)	$\gamma_m = 3,0$
Bergmassens brudvinkel	$\psi = 35 \text{ grader}$
Materialefaktor γ_m (Stål)	$\gamma_m = 1,15$
Reduksjonsfaktor	$f_a = 0,7$

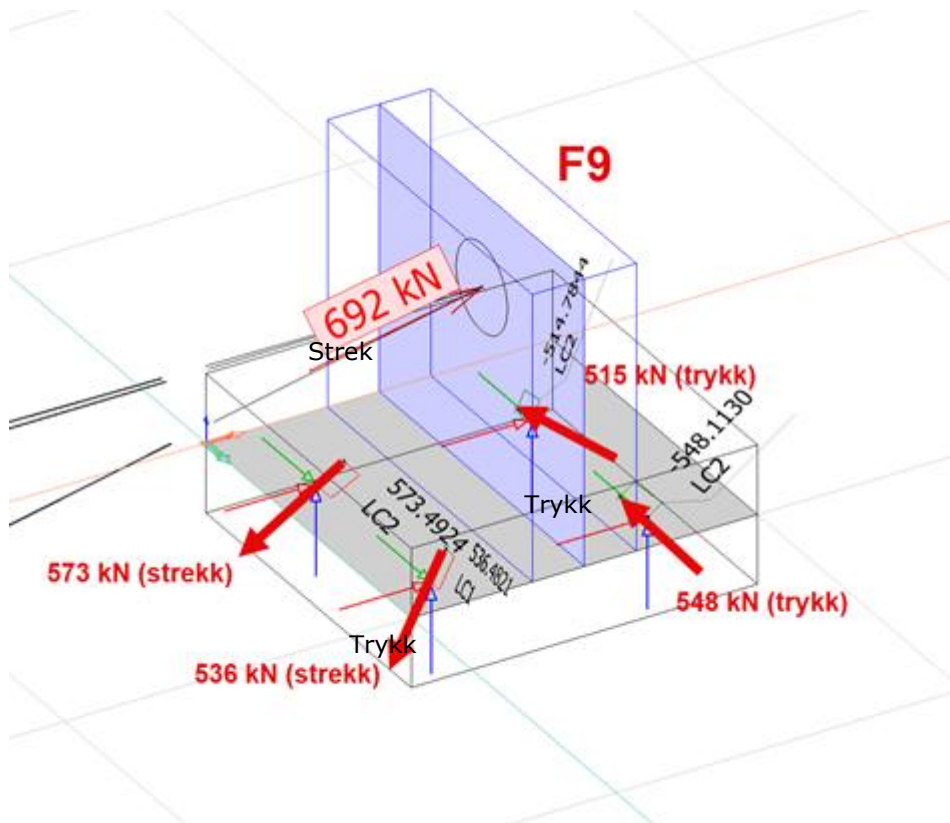
8.2.1 F9

Det anbefales å installere i alt 4 stag/peller av type Ischebeck titan 103/78 mm med dobbelt korrosjons beskyttelse da det er permanente stag/peler, eller tilsvarende. Flytekapasitet 1770 kN, bøyningstivhet $E \cdot I = 564 \cdot 10^6 \text{ kNmm}^2$.

Pelene/stagene anbefales plassert som skissert på Figur 29. Stagene anbefales installert under en vinkel på 45 grader i forhold til vertikalt og 30 grader horisontalt i forhold til retningen av kreften. Bunnplate for forankring av bend anbefales å være 2*2 m med tykkelse på 0,5 m for at stagene kan forankres i bunnplaten. RIB utformer selve forankringen av bendet i bunnplaten.

Hvis det gjøres endringer i anbefalt løsning kreves ny vurdering av kapasiteten av de anvendte stag.

Det forutsettes at pelene (2 stk.) skal kunne ta opp hele trykklasten fra rørledningen og at stagene skal kunne ta opp hele strekklasten.



Figur 29: Skisse som viser plassering av stag/peler røde pile viser til retning av på kreftene

RIB har beregnet hvilke laster som går ned i stagene, lastene er inkludert en lastfaktor = 1,5. For strekkstagene er det maksimal 573 kN og for trykkelene er det maksimalt 548 kN. Lastene er angitt i stagenes/pelenes lengderetning

Beregninger viser at et ischebeck 103/78 stag kan oppnå følgende kapasitet $R_{a;d} = 897 \text{ kN}$ i strek ved 7 meter innboring i berg og 6 meter forankringsone se vedlegg I. Da staget skal testes settes den maksimale kapasitet av staget til 700 kN hvilket medfører en prøvelast på $700 \cdot 1,2 = 840 \text{ kN}$.

Strekstagene vil da bli utnyttet $(573\text{kN}/700\text{kN}) \cdot 100\% = 81\%$

Da staget også skal kunne ta opp trykk er det regnet på knekkkapasiteten. Beregning viser at dimensjonerende knekkkapasitet er 1225 kN.

Knekkelasten er beregnet etter formelen 4-43 fra peleveiledningen. Diameter stag er 103 mm (78 mm), diameter borehul er 170 mm.

$$R_{k;cal} = 2\sqrt{C \cdot \Sigma E \cdot I} \text{ for } L > L_k$$

Hvor:

$$C = 50 \cdot c_{u;d} \text{ (for langtidslaster), } c_{u;d} \text{ er sat til } 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma E \cdot I = E_a \cdot I_a + E_b \cdot I_b + E_c \cdot I_c$$

$$E_{stag} \cdot I_{stag} = 564 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2 \text{ ifølge produktkatalog for Ischebek Titan stag}$$

$$E_{betong} \cdot I_{betong} = 3,0 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot \pi/64 ((0,175 \text{ m})^4 - (0,103 \text{ m})^4) = 1215 \text{ kNm}^2$$

$$R_{k;cal} = 2\sqrt{C \cdot \Sigma E \cdot I} = 2\sqrt{(50 \cdot 15 \text{ kN/m}^2) \cdot (564 \text{ kNm}^2 + 1215 \text{ kNm}^2)} = 2310 \text{ kN}$$

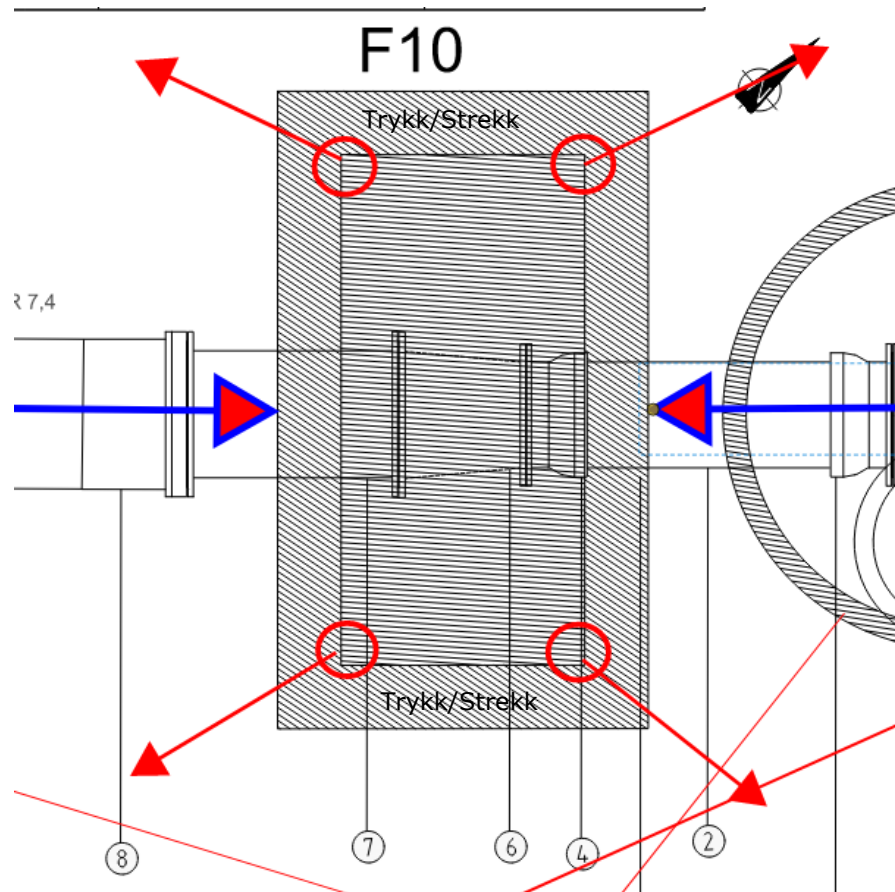
$$R_{k;d} = R_{k;cal} / (\gamma \cdot \xi) = 2310 / (1,45 \cdot 1,3) = 1225 \text{ kN}$$

Trykkelastene vil da bli utnyttet $(548/1225)100\% = 45\%$

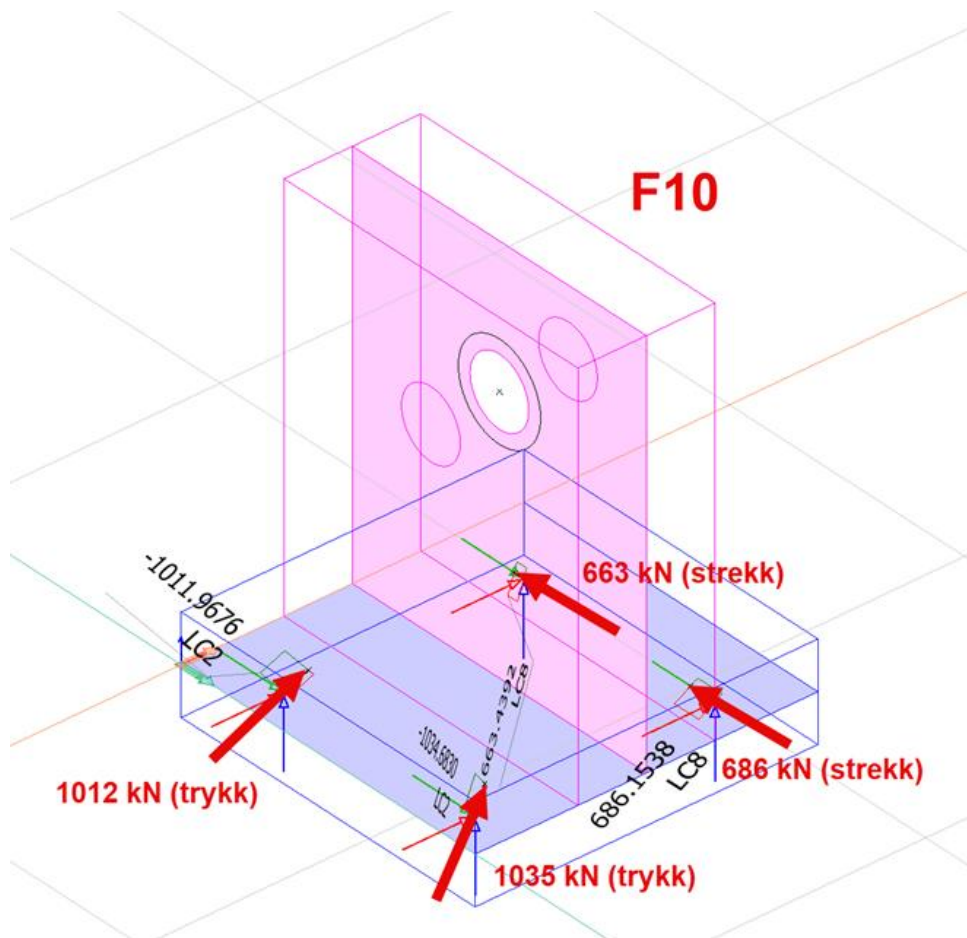
8.2.2 F10

Det anbefales å installere i alt 4 stag/peller av type Ischebeck titan 103/72 mm med dobbelt korrosjonsbeskyttelse da det er permanente stag/peler, eller tilsvarende. Flytekapasitet 2125 kN og bøyningstivhet $E \cdot I = 628 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$.

Pelene anbefales plassert som skissert på Figur 30. Stagene anbefales installert under en vinkel på 45 grader i forhold til vertikalt og 30 grader horisontalt i forhold til retningen av kreften.



Figur 30: Skisse som viser plassering av stag/pele røde sirkler, røde pile viser til retning av stag, blå pil viser retning på krefter der skal tass opp



Figur 31: Skisse fra RIB som viser kreftene på stagene i forankringskloss F10. Kref-
tene er angitt i stagenes/pelenes lengderetning og er inkl. lastfaktor 1,5

Beregninger viser at et stag kan oppnå $R_{a,d} = 1077 \text{ kN}$ i strek ved 7 meter inn-
boring i berg og 6 meter forankringsssone se vedlegg I. Da staget skal testes set-
tes den maksimale kapasitet av ankret til 830 kN hvilket medfører en prøvelast
på $830 \cdot 1,2 = 996 \text{ kN}$.

Strekstagene vil da bli utnyttet $(686 \text{ kN} / 830 \text{ kN}) \cdot 100 \% = 82\%$

Da stagene også skal kunne ta opp trykk er det regnet på knekk kapasiteten.
Beregning viser at dimensjonerende knekkapasitet er 1225 kN .

Knekkelasten er beregnet etter formelen 4-43 fra peleveiledningen. Diameter
stag er 103 mm (72 mm), diameter borehul er 170 mm .

$$R_{k,cal} = 2\sqrt{C} \cdot \Sigma E \cdot I \text{ for } L > L_k$$

Hvor:

$$C = 50 \cdot c_{u,d} \text{ (for langtidslaster), } c_{u,d} \text{ er sat til } 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma E \cdot I = E_a \cdot I_a + E_b \cdot I_b + E_c \cdot I_c$$

$$E_{stag} \cdot I_{stag} = 628 \cdot 10^6 \text{ kNmm}^2 \text{ ifølge produktkatalog for Ischebek Titan stag}$$

$$E_{\text{betong}} \cdot I_{\text{betong}} = 3,0 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot \pi/64 ((0,175 \text{ m})^4 - (0,103 \text{ m})^4) = 1215 \text{ kNm}^2$$

$$R_{k;\text{cal}} = 2\sqrt{C \cdot \Sigma E \cdot I} = 2\sqrt{((50 \cdot 15 \text{ kN/m}^2) \cdot (628 \text{ kNm}^2 + 1215 \text{ kNm}^2))} = 2351 \text{ kN}$$

$$R_{k;d} = R_{k;\text{cal}}/(\gamma \cdot \xi) = 2351/(1,45 \cdot 1,3) = 1247 \text{ kN}$$

Trykkelene er da utnyttet $(1035/1247) \cdot 100 \% = 83 \%$.

8.3 Utgraving for forankringskloss

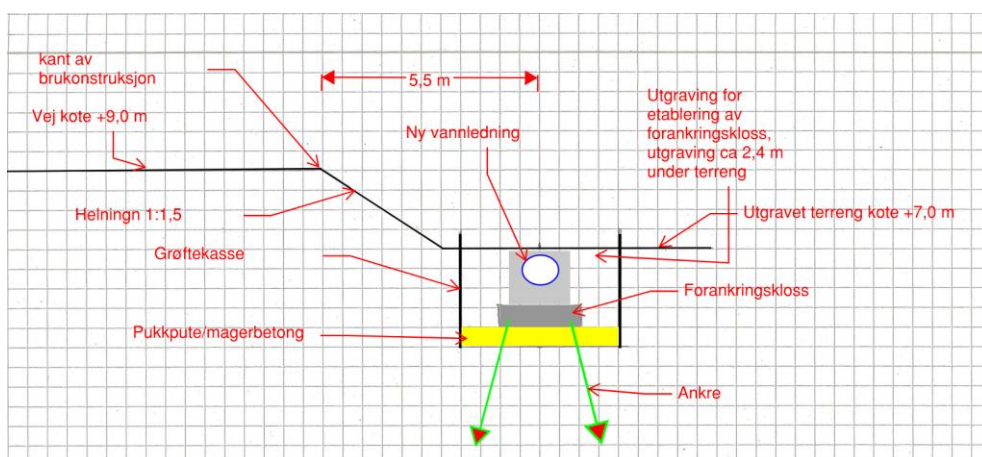
For å kunne få til fremtidig vedlikehold av den nåværende Brynsveien bru må det ikke etableres noen konstruksjoner tettere på end 4 meter fra bruene. Dette krav overholdes da nærmeste konstruksjon, F9 og F10 er planlagt med senter 5,5 m fra kant av brukonstruksjonen

Innledningsvis anbefales det å grave av den eksisterende skråning opp mot kjørebane slik at skråningen har en helning tilsvarende 1:1,5. Den nåværende skråning har en helning 1:3 eller slakkere.

Skråningen slakkes fra kanten av brukonstruksjonen og i en avstand på 3 meter ut med helning 1:1,5, da skulle bunn av skråning være i ca. kote +7,0 m



Figur 32: Utklipp fra høydedata der viser ca. hvor vannledningen plasseres



Figur 33: Skisse der viser prinsippet for utgraving for etablering av forankringskloss

8.3.1 Utgraving med Grøftkasse

Det er nødvendig å benytte grøftkasser i forbindelse med utgraving for forankringsklossene og selve vannledningen, da det ikke er tilstrekkelig plass til å kunne gjennomføre frie utgravinger.

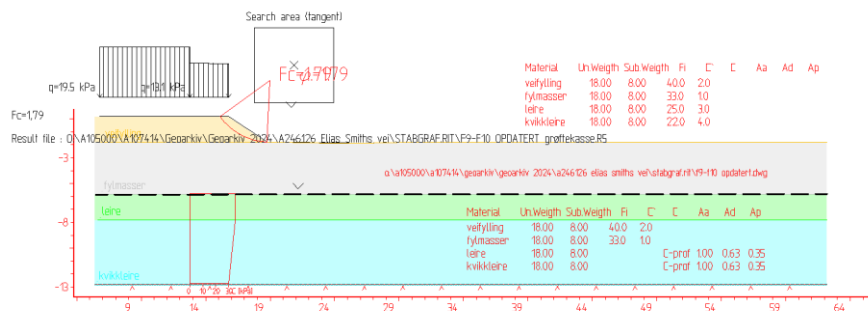
Basert på styrkeparameter fra BH12, udrenert skjærstyrke $c_{u,d} = 20 \text{ kPa}$, er der gjort en vurdering av risikoen for bunnoppressing. Sikkerheten er beregnet til $\gamma_m = 1,61$. I beregning er det tatt høyde for en last på terrenget svarende 25 kPa.

Der vil ikke være risiko for bunnoppressing ved utgraving for forankringsklossene og Va-grøften mellom profil 0 og profil 12,5.

8.3.2 Stabilitetsberegning

Stabilitetsberegningen av utgravingen opp mot Brynsveien er utført i beregningsprogrammet Geosuite stability versjons 24.0.14.0.

Der skal graves ca. 2 meter av den eksisterende skråning for å gjøre skråningen mere bratt, fra helning 1:3 til helning 1:1,5. Stabilitetsberegningen viser at der oppnås sikkerheter $F_c = 1,79$ og $F_{c,\phi} = 1,79$ når der graves med utslag 1:1,5. De oppnådde sikkerheter oppfyller kravene i henhold til SVV regelverker $F_c = F_{c,\phi} = 1,5$ For CC3 og nøytralt brudd, som vurderes å være dekkende når bruddsirklen ikke når ned i kvikkleiren men ligger oppe i fylmassene.



9 Spuntberegninger ved utgraving for ny kum 20393

I det etterfølgende er det vurdert på dimensjon av spunt, pute, tverravstivere og fotbolter i forbindelse med utgraving for fundamentering av ny kum 20393. Det er benyttet regneprogrammet Geosuite Excavation for dimensjonering av spuntprofilene.

For ny kum 20393 er det vurdert mest hensiktsmessig å etablere en vanntett spuntgrop, til berg, der det skal graves ut for ny kum 20393, grunnet plasseringen så tett på Sandvikselva og forventet utfordring med innsig av vann i en fri utgraving, se Figur 26.

9.1 Valgte parameter

Her henvises til avsnitt 3.

9.2 Lagdeling og styrkeparameter i Geosuite Excavation

Lagdeling og styrkeparameter gjeldende for etablering av grop for ny kum 20393. Der regnes både med total- og effektivspenninger. Der forventes berg i dybden 12 meter under terreng.

	Name	Model	Depth [m]	Soil Weight [kN/m ³]	c [kPa]	Phi [deg]	K ₀ _eff [-]	E-modulus [kPa]		Color
►	Fyll/Sand	ESS - Effective stress simplified	0,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA	
			2,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA	
	Leire	ESS - Effective stress simplified	2,00	18,00	3,00	25,00	0,70	2700,00	NA	
			5,00	18,00	3,00	25,00	0,70	2700,00	NA	
	Kvikkleire	ESS - Effective stress simplified	5,00	17,50	4,00	22,00	0,70	2700,00	NA	
			12,00	17,50	4,00	22,00	0,70	3000,00	NA	

Figur 34: Utklipp fra geosuite som viser anvendt styrkeparameter ved beregning med effektivspenninger/drenert beregning

	Name	Model	Depth [m]	Soil Weight [kN/m ³]	c [kPa]	Phi [deg]	K ₀ _eff [-]	E-modulus [kPa]		Color
	Fyll/Sand	ESS - Effective stress simplified	0,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA	
			2,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA	
				Soil Weight [kN/m ³]	Cu_behind [kPa]	Cu_front [kPa]	K ₀ _eff [-]	G [kPa]	G/Cu-ratio [-]	
	Leire	TSA - Total stress automatic	2,00	18,00	20,00	20,00	0,70	990,00	49,50	
			5,00	18,00	30,00	30,00	0,70	1485,00	49,50	
	Kvikkleire	TSA - Total stress automatic	5,00	17,50	30,00	30,00	0,70	1485,00	49,50	
►			12,00	17,50	20,00	20,00	0,70	990,00	49,50	

Figur 35: Utklipp fra geosuite som viser anvendt styrkeparameter ved beregning med totalspenninger/udrenert beregning

9.2.1 Ruhet mot spunt

I henhold til anbefalinger gitt i SVV V200 er det for ruhet mot spunt valgt å regne med ruhet lik $r=0$ (Downdrag) på aktiv side og $r=0$ (Uplift) på passiv side (foran) for begge beregningsmodeller.

Står støtteveggen rett på berg eller meget hard grunn, vil vertikalkreftene fra ankre etc, gå rett gjennom veggen til veggens fot og det blir ikke behov for friksjonskrefter mellom vegg og jord. Å benytte en ruhet $r=0$ på begge sider av veggen vil da gi et konservativt utgangspunkt for videre vurderinger av ruhetsforholdene.

I leire anbefales det at beregningene utføres med $r=0$ ved analyse av korttidstilstanden dersom betydelig omrøring av jorden forventes å finne sted under installasjon av støtteveggen.

9.2.2 Belastning mot spunten

Generelt tas det med anleggslast på baksiden av spunten på 27 kPa (20*1,35) for å kunne håndtere trafikk med anleggsmaskiner på siden av spunten.

En generell overflatelast, oppgravet jord og materialer, må ikke plasseres tettere på spunten end dobbelt gravedybde.

9.2.3 Hviletrykk

For vurdering av hviletrykket er det benyttet formel relasjonen:

$$K_0 = (1 - \sin\phi') * \sqrt{OCR}$$

Det er antatt en OCR-verdi = 1,5 ved beregning av K_0 .

9.3 Beregning av midlertidig spunt

Krefter og momenter i spunten er beregnet i programmet Geosuite Excavation, versjon 24.08.0. Bruddgrensetilstanden i ULS er beregnet ved innføring av materialkoeffisienten 1,40 i udrenert situasjon og 1,25 i drenert situasjon på resultater fra bruksgrensetilstanden. Det er regnet på en ensides spunt med innvendig avstiving. Bruddgrensetilstanden i SLS er beregnet ved å innføre en faktor 1,35 på beregnet krefter og momenter. I SLS er det ikke tatt med lastfaktor på trafikk- og anleggslasten.

Spunten er kontrollert for et elastisk motstandsmoment $W_x = 1730 \text{ cm}^3/\text{m}$. Det er regnet med AZ17-700 spunt med stålqualität S355 med en lengde på 12 m. Entreprenøren må velge endelig dimensjon og motstandsmoment av spunt basert på valg av rammeutstyr og de påtrufne løsmasser hvor det settes spunt. Angitte dimensjoner er minimumsdimensjoner.

9.3.1 Faseinndeling av arbeidet

Forslag til faseinndeling av arbeidet for installasjon av spunt og stiversystem for spunt grop omkring kum 20393 er som følgende:

- 1 Rydding og planering av området hvor spunten skal etableres, terreng må planeres så det er plant.
- 2 Forgraving for eksisterende ledning og kabler i bakken. Evt. omlegging av ledninger
- 3 Sondering i spuntlinjen for å fastlegge nødvendig spuntlengde for kum 20393
- 4 Ramming av AZ 17-700 spunt ($W_x = 1730 \text{ cm}^3/\text{m}$) stålqualität S355 til berg svarende til omkring 12 meter lange spuntnåler + rammetillegg for kum 20393
- 5 Installasjon av fotbolter diameter $\varnothing 60 \text{ mm}$ med c-c avstand 1,4 m for kum 20393. Fotboltene gyses fast i berg.
- 6 Utgraving til 1,5 meter under terreng
- 7 Etablering av pute 0,50 cm under terreng ved kum 20393
- 8 Etablering av tverravstiver og hjørnestiver
- 9 Utgraving til kote +0,2 m for etablering av fundament til kum 20393.

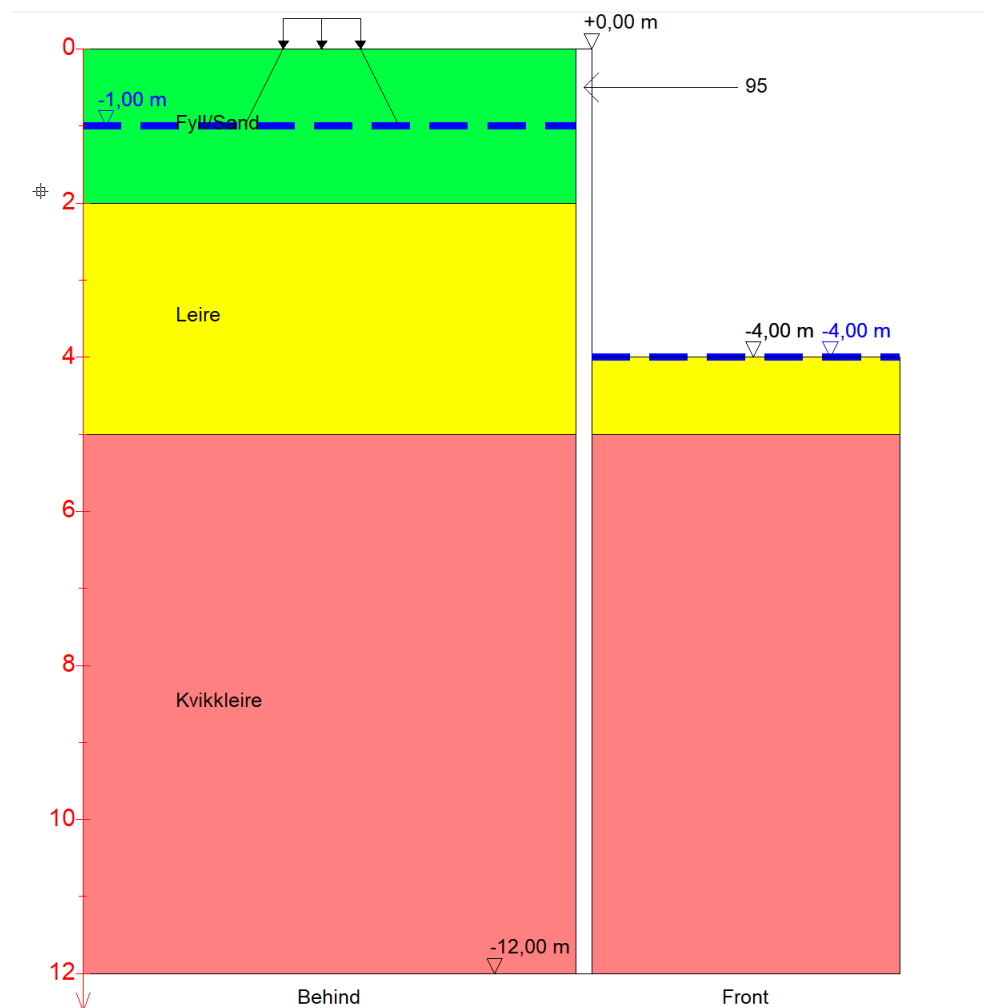
9.3.2 Spunt

Kum 20393

Innledende beregninger viser at det kommer for store flytninger i toppen av spunten hvis den utføres som fri spunt. Spunten etableres derfor med et stivernivå 0,5 m under terreng.

Utgravingssituasjonen med spuntlengde på 12 + rammetillegg og vannspeil svarende til 1 m over registrert vannspeil kote +1,0 m er skissert for det drenerte tilfellet i Figur 36

Alle utførte spuntberegning er gjengitt i vedlegg B.



Figur 36: Utklipp fra geogiss som viser utgravingssituasjonen med spunt og innvendig avstiving ved utgraving til 4 m under terreng.

9.3.3 Oppsummering av resultater fra spunt beregninger

Kum 20393

Med bakgrunn i de konstaterte løsmasser og grunnvannsspeil, vil det derfor være behov for et avstivingsnivå 0,5 m under terreng. Avstivingsnivået utføres som innvendig tverravstiving og hjørnestivere.

Det er regnet med spunt på ca. 12 m pluss rammetillegg. Spunten skal føres til berg.

Etter installasjon av pute samt tverr- og hjørnestivere kan det graves til prosjektert gravenivå kote +0,0 m.

Med forutsetninger gitt ovenfor oppnås følgende kritiske resultater som gitt i Tabell 2 til Tabell 5.

Tabell 2: Tabell med spunt resultater for spuntsider med stagavstiving (Effektivspenningsanalyse SLS)

Resultater AZ17-700 – Totalspenningsanalyse: GeoSuite				
Fase Utgraving	Bruksgrensetilstand SLS*			
	Δ_{bruk} cm	M_{vegg} kNm/m	F_{stiver} kN pr m	$F_{fotbolt}$ kN pr m
1,5 m	0,69	29	-	3
4,0 m	0,73	57	44,7	2

Tabell 3: Tabell med spunt resultater for spuntsider med stagavstiving (Effektivspenningsanalyse SLS)

Resultater AZ17-700 – Effektivspenningsanalyse: GeoSuite				
Fase Utgraving	Bruksgrensetilstand SLS*			
	Δ_{bruk} cm	M_{vegg} kNm/m	F_{stiver} kN pr m	$F_{fotbolt}$ kN pr m
1,5 m	1,24	30	-	7
4,0 m	3,44	194	93,6	32

Resultater AZ17-700 – Totalspenningsanalyse: GeoSuite		
Fase	Bruksgrensetilstand	Bruddgrensetilstand ULS

Resultater AZ17-700 – Totalspenningsanalyse: GeoSuite							
utgraving	Δ_{bruk} cm	M_{vegg} kNm/m	F_{stiver} kN Pr m	F_{fotbolt} kN	M_{vegg} kNm/m	F_{stiver} kN Pr m	F_{fotbolt} kN
1,5 m	0,86	36	-	3	42	-	3
4,0 m	0,84	57	48	1	93	65,4	27

Tabell 4: Tabell med spunt resultater for spuntsider med stagavstiving (effektivspenningsanalyse)

Resultater AZ17-700 – Effektivspennings analyse: GeoSuite							
Fase utgraving	Bruksgrensetilstand				Bruddgrensetilstand ULS		
	Δ_{bruk} cm	M_{vegg} kNm/m	F_{stiver} kN Pr m	F_{fotbolt} kN	M_{vegg} kNm/m	F_{stiver} kN Pr m	F_{fotbolt} kN
1,5 m	1,57	39	-	6	65	-	3
4,0 m	3,62	197	98,3	31	288	131,5	41

I tabellen under er de kritiske resultater fra spuntberegningen samlet for vurdering av kapasitet av spunt, pute, stiver og fotbolter.

Tabell 5: Tabell med kritiske verdier for vurderingen av spunt, innvendige tverstivere og fotbolter

	Bruddgrense SLS	SLS* γ_m	Bruddgrense
Utgraving 4,0m			
Δ (cm)	3,44		3,62
M (kNm/m)	194	262	288
F_{stiver} [kN] pr m	93,6	127	132
$F_{\text{fotbolter}}$ [kN] pr m	32	44	41

Det vises til vedlegg C for kontroll av kapasitet av valgt spunttype, maksimalt moment er 288 kNm/m.

10 Prosjektering av tverstiver, pute og fotbolter

10.1 Pute kum 20393

Basert på de meste kritiske krefter i tverstiverne som skal tas opp av puten som er 132 kN pr. m mellom tverstiverne. Med 3 meter avstand mellom stiverne tilsvaret det 396 kN i brudgrensetilstanden og 295 kN i anvendelsestilstanden.

Det anbefales å benytte HEB 240, stålkvalitet S355, som pute for å kunne ta opp de nødvendige krefter. Vedlegg viser at det er tilstrekkelig kapasitet i pute til å kunne ta kreftene fra tverrstiverne

Der vises til vedlegg D for dimensjonering av pute

10.2 Tverrstiver kum 20393

Basert på de krefter som skal tas opp av tverrstiverne, 396 kN, i bruddgrensetilstanden er det vurdert hvilken dimensjon stiverne må ha.

Det anbefales å benytte tverstiver HEB 160 stålkvalitet S355, eller tilsvarende, for å overføre kreftene mellom spuntveggene. Ved montering av stiverne skal disse være fixed ved tilslutning til putene.

Det vises til vedlegg E for dimensjonering av stiverne

Der henvises til tegning fra RIB for montering av stiver mot pute

10.3 Fotbolter kum 20393

Basert på de krefter som skal tas opp av fotboltene, 44 kN/m, i bruddgrensetilstanden, er det vurdert hvilken dimensjon fotboltene må ha.

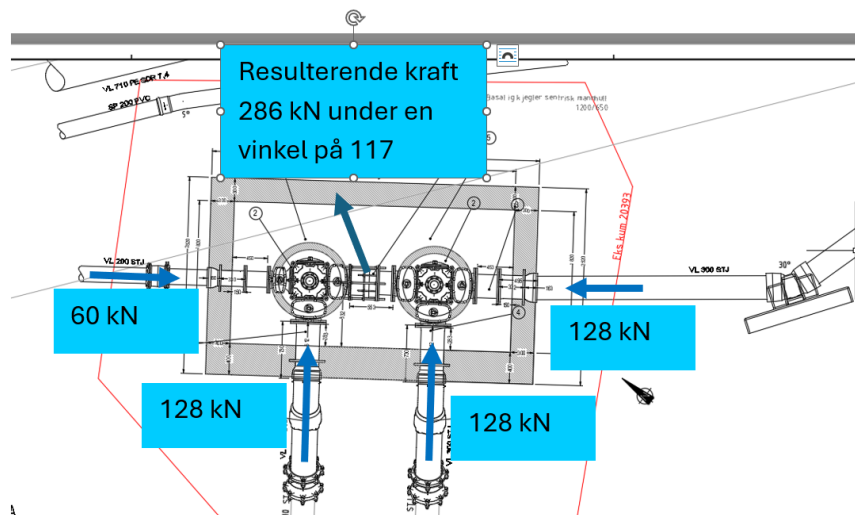
Ved dimensjonering av fotboltene er det lagt inn at fotboltene installeres med innbyrdes avstand c-c på 1,4 m. Det er i beregningene tatt med maksimal glippe på 150 mm.

Det er beregnet at fotboltene minimum må ha en diameter på 60 mm.

Det henvises til vedlegg F for dimensjonering av fotboltene.

11 Krefter på kum 20393

Kum 20393 påvirkes av forskjellige krefter fra de ledninger som kommer inn og ut av kummen. Figur 37 Viser hvilke krefter som påvirker kum 20393. Den resulterende krefter er 286 kN som virker i en vinkel på 117 grader i forhold til den gjennomgående ledning i kummen.



Figur 37: Skisse som viser hvilke krefter som påvirker kum 20393

Kreftene vinkelret kummens langside er $286 \text{ kN} \cdot \cos(27) = 255 \text{ kN}$, inkl. last faktor på 1,35 = 344 kN.

Kreftene vinkelret på kummens endeflate er $286 \text{ kN} \cdot \cos(63) = 130 \text{ kN}$, inkl. last faktor på 1,35 = 176 kN.

Det anbefales at det bygges inn pukk/kult mellom kum og spuntvegg. Friksjonsvinklen for dette materiale settes konservativt til $\phi = 40^\circ$.

Ved beregning av motholdet benyttes det passivt aktivjordtrykk. Hvor det kun regnes med 50% passivt jordtrykk for at det ikke kreves for store flytninger av kum for å aktivere det passive mothold. Det krevet 0,05% av kumhøyden til at aktiver 50 % passivt jordtrykk = $2,9 \cdot 0,05\% = 14,5 \text{ mm}$. Det aktive jordtrykk er fult ut aktivert.

Jordtrykkskoeffisientene er følgende:

$$K_p = 4,2 \quad K_{p-50\%} = 2,1$$

$$K_a = 0,3$$

$$e_{\text{top-p}} = 0,6 \text{ m} \cdot 9 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,1 = 11,34 \text{ kPa}$$

$$e_{\text{bund-p}} = 3,5 \text{ m} \cdot 9 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,1 = 66,15 \text{ kPa}$$

$$E_p = 2,9 \text{ m} \cdot 11,34 \text{ kPa} + 0,5 \cdot 2,9 \text{ m} \cdot (66,15 \text{ kPa} - 11,34 \text{ kPa}) = 32,87 \text{ kN/m} + 79,47 \text{ kN/m} = 112,36 \text{ kN/m}$$

$$e_{\text{top-a}} = 0,6 \text{ m} \cdot 9 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,3 = 1,62 \text{ kPa}$$

$$e_{\text{bund-a}} = 3,5 \text{ m} \cdot 9 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,3 = 9,45 \text{ kPa}$$

$$E_a = 2,9 \text{ m} * 1,62 \text{ kPa} + 0,5 * 2,90 \text{ m} * (9,45 \text{ kPa} - 1,62 \text{ kPa}) = 4,70 \text{ kN/m} + 11,35 \text{ kN/m} = 16,05 \text{ kN/m}$$

$$E_{\text{total}} = E_p - E_a = 112,36 \text{ kN/m} - 16,05 \text{ kN/m} = 95 \text{ kN/m}$$

Langsiden har en lengde på 4,190 m hvilket medføre at langsiden kan ta opp i alt $95 \text{ kN/m} * 4,190 \text{ m} = 398 \text{ kN}$.

Kort siden har en bredde på 2,52 m hvilket medføre at kort siden kan ta opp i alt $95 \text{ kN/m} * 2,52 \text{ m} = 239 \text{ kN}$.

Samlet er der tilstrekkelig mothold til å tak opp de krefter som kan oppstå i kummen. Det er ikke inkludert tillegget fra spunten som vil bidra ytterligere til motholdet.

12 Jordtrykk på kum 20393 og fjærstivheter under kum

12.1 Bestemmelse av fjærstivheter under kum 20393

Når der vurderes på volumet av kum 20393 og sammenligner vekten av kummen og vekten av de masser der graves bort så får vi en avlastning av fundamenteringsnivået.

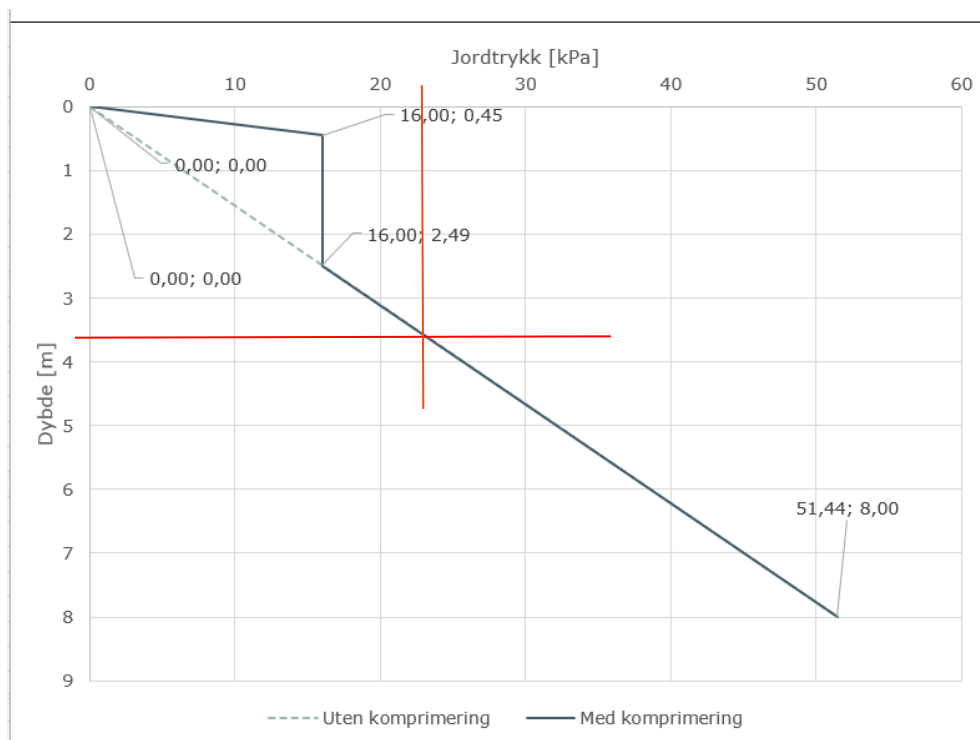
Hvis der allikevel antatt en last på 100 kPa og en setning på 2-4 mm oppnås en fjærstivhet svarende til 5000-2500 kPa/m

12.2 Beregning av jordtrykk

Med hensyn til vurdering av jordtrykket på kum 20393 så tas det utgangspunkt i hviletrykket k_0 .

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \cdot \sqrt{OCR}$$

Det forventes å bygge inn pukk/kult, omkring kummen, med antatt friksjonsvinkel på 40° , $OCR = 1,0$ da vi bygger inn materialer. Se også vedlegg H.



Figur 38: Figur som viser jordtrykk og komprimeringstrykk på veggene av kum 20393

Det skal ved dimensjon av betongveggene også taks hensyn til vanntrykket som er anbefales plassert 1 meter under terreng for å ta opp variasjonen i vannstanden i Sandvikselva.

13 Oppdrift vurdering Kum 20393

Det må gjøres en oppdrift vurdering av kum 20393 da den ligger tett ved Akerselva, og da kummen kan bli utsatt for flomm.

Utvendig bredde, lengde og høyde er 2,76 m, 4,19 m og 2,9 m

Volumen 33,53 m³

Oppdrift er 33,53 m³ * 10 kN/m³ = 335,4 kN

Oppdrift inkl partialfaktorer (1,22) = 335,4 * 1,22 = 409 kN

Egenvegt av kum 20393:

Top og bunnplate: 4,190 m * 2,76 m * 0,3 * 24 kN/m³ = 166 kN

Endevegge: 2,76 m * 2,3 m * 0,3 * 24 kN/m³ = 91 kN

Sidevegge: 3,59 m * 2,30 m * 0,3 * 24 kN/m³ = 119 kN

Jorddekke 4,19 m * 2,76 m * 0,6 m * 8 kN/m³ = 55 kN

Totalt egenvekt inkl. jorddekke: 431 kN

Egenvekt – oppdrift = 431kN - 409 kN = 22 kN

Det ses at det er tilstrekkelig egenvekt i konstruksjonen til å kunne ta opp oppdriften i en flomsituasjon.

14 Prosjektgjennomføring

14.1 Utgraving grøftetrase

Ved utgraving for forankringsklosser kan det benyttes frie utgravinger med grøfteutslag 1:1,5

Ved utgraving av grøftetrase for nye ledninger må det generelt anvendes grøftekasser for å sikre lokalstabiliteten av graveskråninger og eksisterende skråninger. Det anbefales å benytte lineare grøftekasser. Lokalt mellom profil 12,5 og 62,5 kan der benyttes fri utgraving for etablering av grøft for 710 PE vannledning.

Ved utgraving for ny kum 20393 må det settes spunt omkring hele gropen for å sikre stabiliteten av grøftesiden og minimere innsig av vann til gropen.

14.2 Installasjon av spunt ved kum 20393

Ved installasjon av spunt AZ17-700 eller tilsvarende må det anvendes ramming for å redusere omrøringen av den konstaterte kvikkleiren hvor spunten skal installeres.

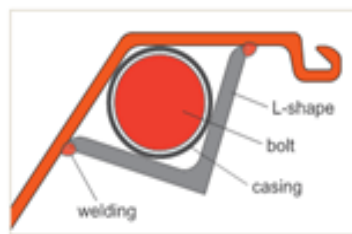
Spunten skal rammes til berg. Det er risiko for at berg treffes dypere enn hva som har blitt antatt i dette notat.

Det anbefales å installere enkeltnåler for å minimere glippen mellom spunt og berg.

Før installasjon av spunt må det sveise på stålrør/dybelrør for etterfølgende installasjon av fotbolter. Stålrøret må ha en innvendig diameter som er minimum 20 mm større end fotboltens diameter. Stålrøret sveise på 5 cm over nedre kant av spunt nålen og stålrøret lukkes med betongpropp i underkant rørt slik at det ikke fylles opp under installasjon av spunten.

Det sveises på 1 stålrør pr. enkelt stålsprofil for å kunne ivareta større glipp en 150 mm, innbyrdes avstand mellom stålrørene er da 700 mm. For spunten ved ny kum 20393 vil det være tilstrekkelig med 1 stålrør pr. dobbeltspuntprofil.

I tillegg må det også sveises på forsterkning av dyberør ved spuntfot, dette kan eventuelt være et L-formet stål, forsterkningen må ha en lengde på minimum 500 mm.



Figur 39: Skisse som viser eksempel på forsterkning av dybelrør

Ved kum 20393 skal det tas hensyn til eksisterende ledning som krysser Sandvikselva som skal bevares og kobles sammen med nye ledninger i kum 20393, se Figur 5. Eksisterende ledninger er ført inn i eksisterende kum 20393.

Eksisterende ledninger må lokaliseres og spunten må etableres så tett på ledningene som mulig. Ved utgraving innvendig i spunt sveisest det på stålplate mellom de nedsatt spuntprofiler over og under eksisterende ledninger for å unngå inntrengning av løsmasser og vann i utgravingen

På yttersiden av spunt kan det etableres en barrikade av leire over og mellom de eksisterende ledninger for å reduseres muligheten for innsig av vann i gropen der hvor spunten ikke er satt i lås.

14.3 Installasjon av pute

Der anvendes HEB 240 stålprofil, stål kvalitet S355 som pute ved spunt for ny kum 20393.

Puten installeres 0,50 m under eksisterende terreng ved ny kum 20393. Puten sveises til hver bukt på spunt. Hvor puten skjøtes skal skjøtet forsterkes med laskeplater på yttersiden av puten. Putene sveises også sammen.

Ved hjørnesamlinger av puten skal puten forsterkes med stegplater $t = 15$ mm.

Der stiverne festes mot puten forsterkes denne med stegplater $t = 15$ mm. Stegplatene tilpasse mellom flenser på HEB profilet.

Det henvises til detaljtegning fra RIB for montering av pute.

14.4 Installasjon av tver- og hjørnestiver

Der benyttes HEB 160 stålprofil, stål kvalitet S355 som tver- og hjørnestiver ved ny kum 20393.

Tverrstiverne sveise på pute med innbyrdes c-c avstand på 3 meter

Det henvises til detaljtegning fra RIB for montering av tverr- og hjørnestiver.

14.5 Installasjon av fotbolter

Det benyttes og Ø60 mm stålprofil ved ny kum 20393, stål kvalitet S355J2, med en lengde på minimum 2 m som fotbolter.

Fotbolten skal føres minimum 1 meter ned i berg og 1 meter opp langs spunten.

Fotbolten støpes fast i forboret hull i berg med sementbasert mørtel med en vannsement forhold $\leq 0,40$.

Ved etablering av forboret hull i berg for fotbolt skal bergkoten og bunnkoten av det boret hull registreres og sammenholdes med registrert bunnkote av spunt for bestemmelse av glipp. Ved installasjon av fotbolt skal topp av fotbolt registreres for å sikre at bolten er riktig plassert.

14.6 Installasjon av stag/ peler ved forankringskloss F9 og F10

Alle peler skal installeres i henhold til peleveiledningen for Mikropele avsnitt 13 og i tillegg peleleverandørens egen beskrivelser.

Ved installasjon av stag skal alle stag testes og installeres i henhold til gjellende standarder NS-EN 1537» utførelse av spesielle geotekniske arbeider – Ankre». Detaljert beskrivelse av testmetode er angitt i NS-EN ISO 22477-5:2018 Prøving av injisert forankringer.

Alle installerte stag skal testes for å sikre at de har oppnådd tilstrekkelig kapasitet. Da det er ankre for en permanent konstruksjon, må der utføres egnethets-test på 2 ankre og godkjennelses tests på resterende ankre.

Ved testen av ankrene settes prøvelasten til 840 kN for F9 og 1000 kN for F10. Låse lasten sette til henholdsvis 400 og 500 kN.

14.7 Grunnvann

14.7.1 Forankringskloss F9 og F10

Det vurderes ikke å være utfordringer med grunnvannet i forbindelse med utgraving for forankringskloss F9 og F10. Overordnet vurderes det mulig å håndtere grunnvannet ved alminnelig lensepumping.

Ved eventuell flomsituasjon i Sandvikselva vil det være risiko for oversvømmelse av utgravingene, da det benyttes frie utgravinger. Dette bør unngås ved ikke å gjennomføre arbeidet i sesong for flom. Sikring av utgraving for flom må håndteres av entreprenør.

14.7.2 Ny kum 20393

Ved utgraving til ny kum 20393 vil det skulle graves til 3,9 m under terreng sva- rende til ca. 2,3 m under normal vannstandshøyde i Sandvikselva.

Det vil være risiko for innsig av vann til gropen da det er eksisterende rør som krysser spunten, her vil det være nødvendig med særlig tiltak for å minimere innsig av vann til gropen. Et særlig tiltak kan være å etablere en leirepropp over rørene på yttersiden av spuntprofilene.

Overordnet vurderes det mulig å håndtere grunnvannet ved alminnelig lensepumping fra pukklag i bunn av grop.

14.7.3 Grøftetrase

I forbindelse med utgraving for grøftetraseen, for etablering av spillvannsledning 200 m PVC og vannledning $\varnothing 200$ SJK graves opp til 3,3 meter under terreng. Dette er tilsvarende ca. 2,0 meter under grunnvannsspeilet. Det vurderes at det er risiko for innsig av vann rundt de lineære grøftekasser, dette vurderes å kunne håndteres ved simpel lensepumping fra utlagt pukk lag i bunn av grøftetrase. Alternativt må det lokalt installeres sugespisser for å holde utgravingen tør når vannledningen skal installeres.

For etablering av $\varnothing 710$ PE vannledning mellom profil 12,5 til 62,5 graves det 2 meter under terreng. Dette vurderes å kunne gjennomføres ved uten utfordringen med grunnvannet evt. innsig kan håndteres ved simpel lensepumping. Fra profil 62,5 til profil 106 må det forventes at der skal benytte lensepumping for å holde utgravingen tør, evt. supplert med sugespisser.

15 Punkter som må kontrolleres under utførelse

Alle grave- og sprengningsarbeider skal utføres i henhold til Byggherreforskriften §8, bokstav c).

Dersom det senere gjøres endringer av forutsetningene som er lagt til grunn for våre vurderinger, må disse vurderes på nytt av geotekniker.

I forbindelse med installasjon av spunt stag stiver samt utgraving skal de beskrevne punkter kontrolleres. Bemerk at listen ikke er nødvendigvis er komplett, og at entreprenør må utføre egen vurdering av behov for kontrollpunkter.

Generelt:

- At det ikke lagres masser eller arbeides med rigg nær utgraving, hvor dette ikke har blitt prosjektert for.
- Sjekk opp levering og innbygging av masser i henhold til detaljtegninger.

Installasjon av spunt:

1. At det installeres riktig type av spunt, med riktig motstandsmoment og lengde. AZ17-700 eller tilsvarende, motstandsmoment minimum $W_x = 1730 \text{ cm}^3/\text{m}$, stålkvalitet S355.

2. At det sveises på stålrør på spunten med riktig diameter og riktig av stand fra underkant spunt. At det sette på forsterkning og at rørene er lukket med betong propp.
2. At det installeres fotbolter før det graves ut.
2. At det graves ut til riktig nivå, maksimalt 1,5 meter under terreng, for installasjon av pute og stiver.
2. At det installeres riktig dimensjon av pute, HEB 220, stål type S355, i riktig nivå, 0,5 m under terreng. At puten festes til alle spuntrykke og at alle skjøt sveise sammen og forsterkes med laske plater, så samlingene er momentsterke.
3. At det installeres riktig dimensjon av stivere, HEB 200, stål type S355. med riktig innbyrdes avstand, 3 m.
4. At det graves ut til prosjekter nivå for etablering av grøftetrase og fundamentering av ventilkammer V10 og kum 20393 og det etableres fundament for ledninger, ventilkammer og kum i henhold til prosjektert.


Ansvar for gjennomføring og dokumentasjon av ovennevnte kontroll tilfaller byggeledelse og entreprenøren.

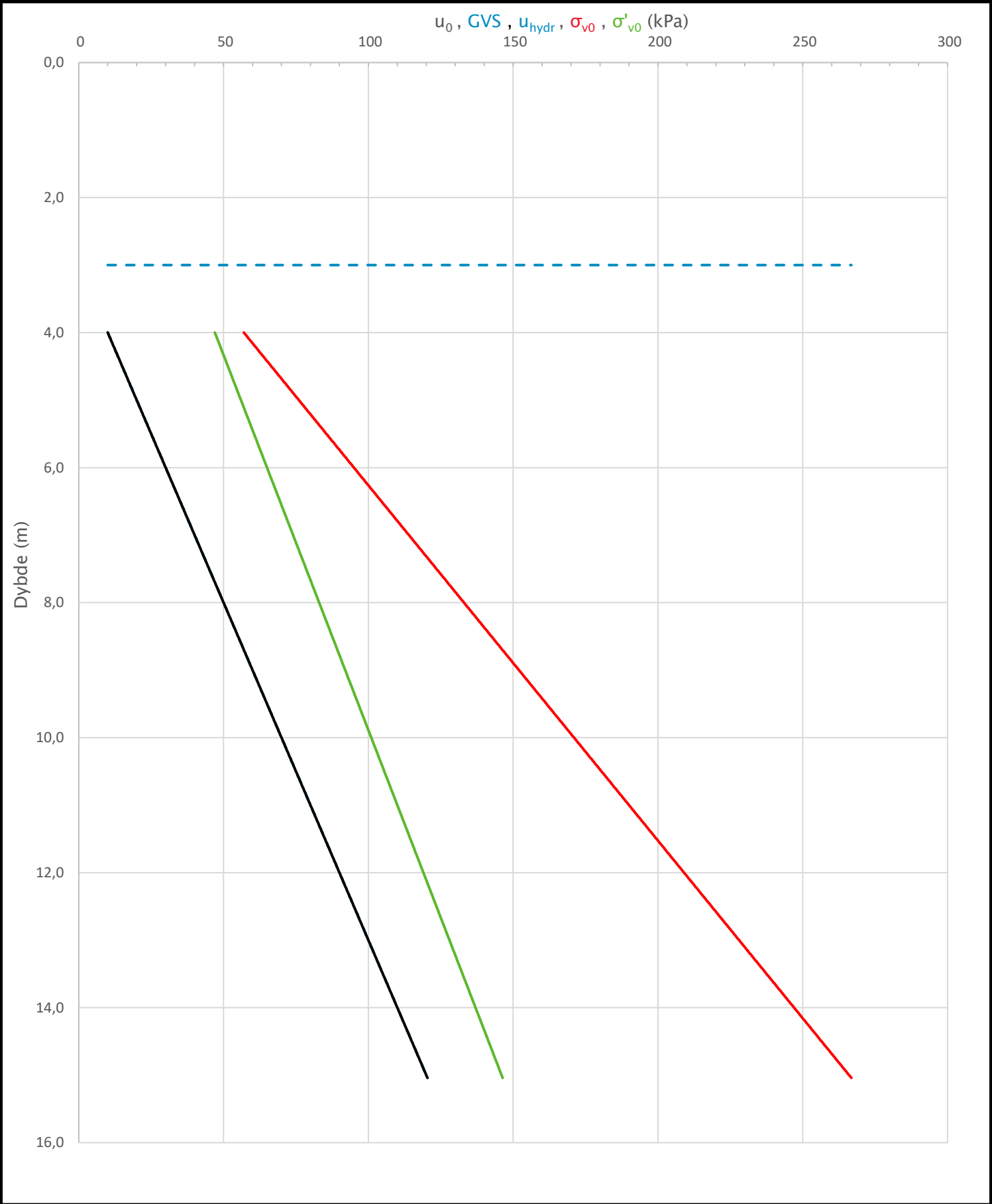
1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126


Tolkning av CPTU

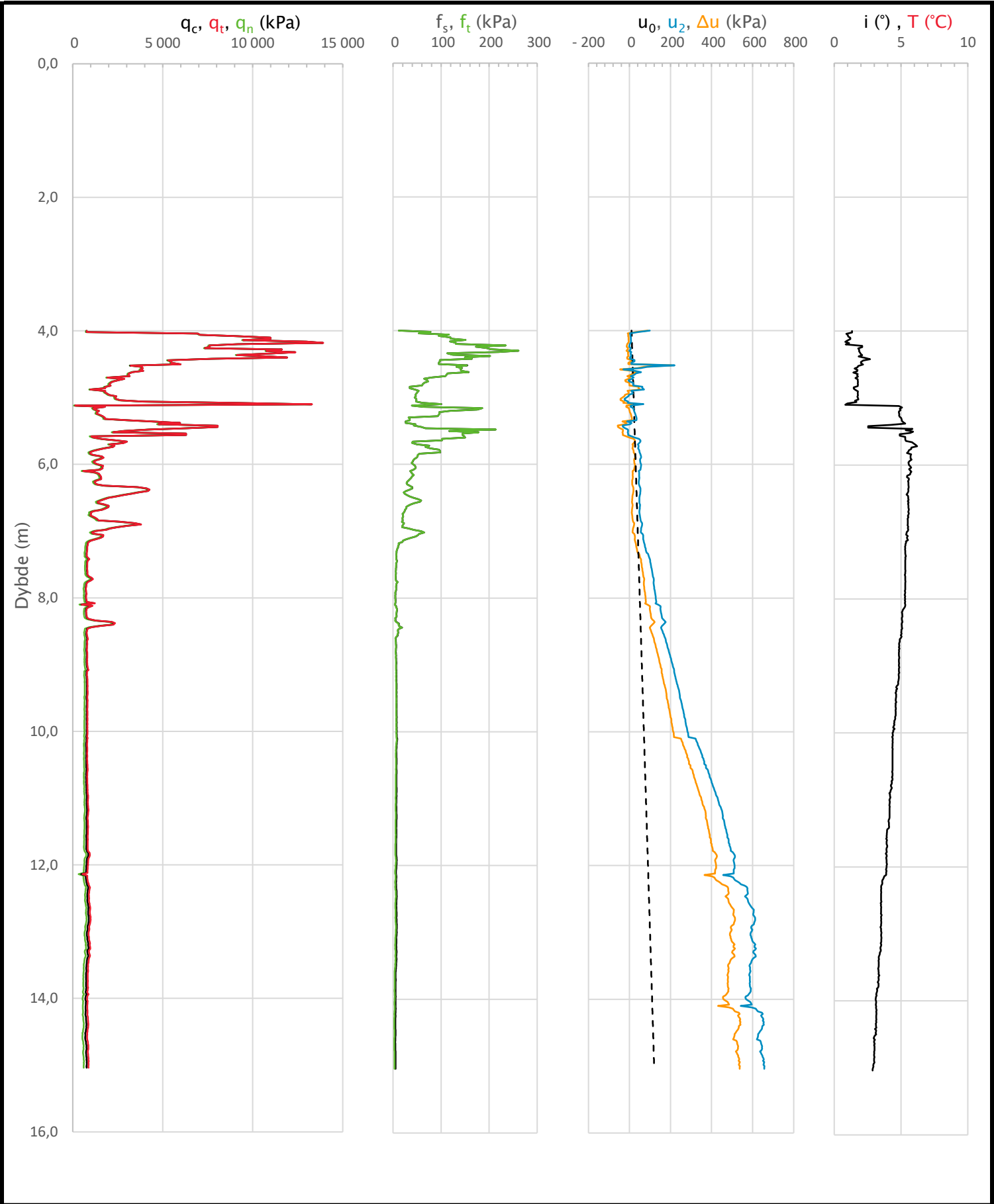
Vedlegg A
Dato 07.01.2025


Tolkning av CPTU BH11

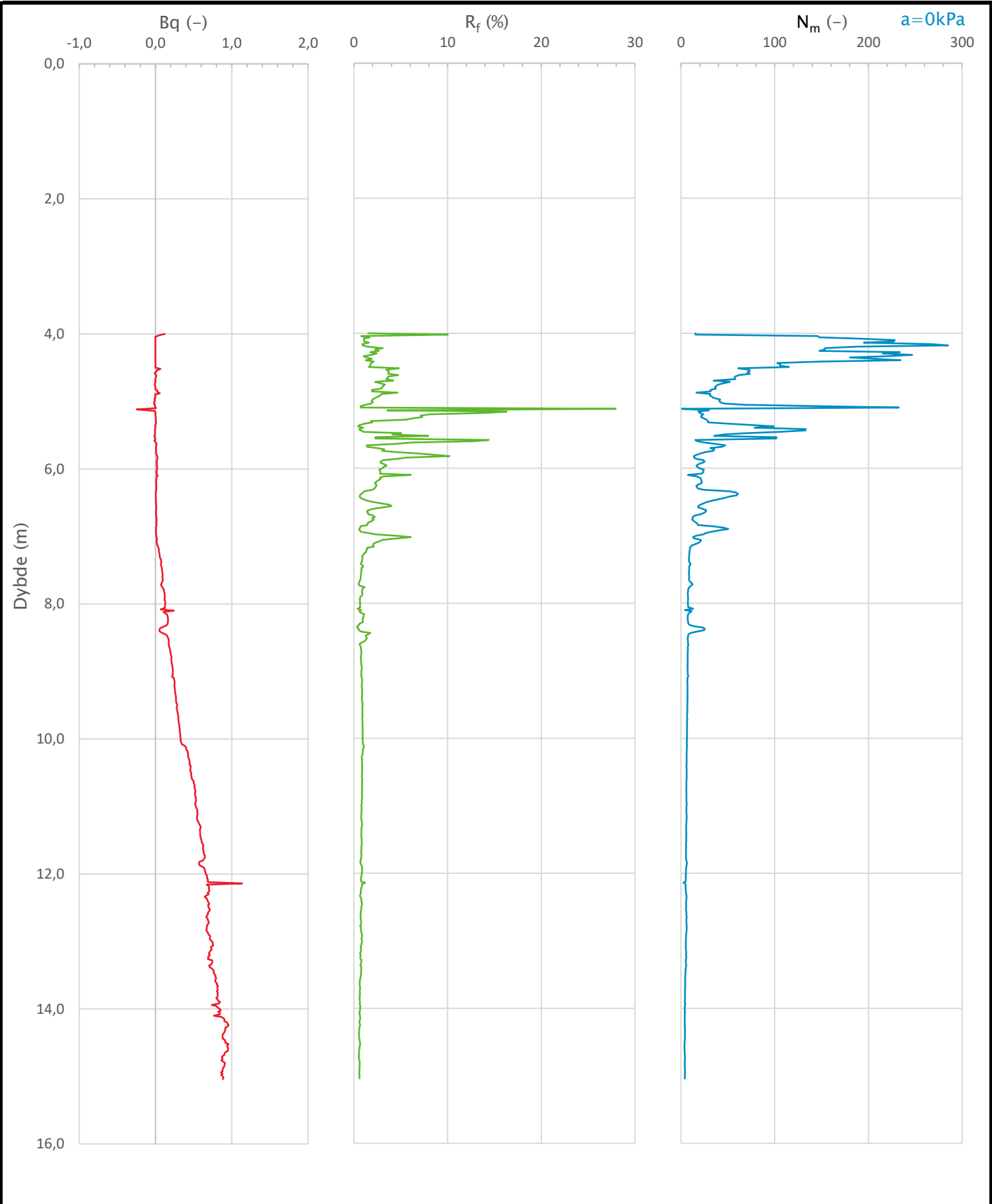
Sonde og utførelse						
Sondennummer	5453		Boreleder		B.Osman	
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)		0	
Kalibreringsdato	19-08-2023		Maks helning (°)		6,2	
Dato sondering	22-02-2024		Maks avstand målinger (m)		0,02	
Filtertype	Porøst filter					
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1308		3967		3562	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,5833		0,0096		0,0214	
Arealforhold	0,8400		0,0000			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	19,237		0,384		1,434	
Temperaturområde (°C)	35					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	7323,0		120,0		257,8	
Registrert etter sondering (kPa)	-34,9		-1,4		4,4	
Avvik under sondering(kPa)	34,9		1,4		4,4	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	0,0		0,0		0,0	
Maksverdi under sondering (kPa)	13915,0		261,4		658,0	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	35,5	0,3	1,4	0,5	4,4	0,7
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	2	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
OK	OK		OK		OK	
Kommentarer:						
Prosjekt			Prosjektnummer: 4010787		Borhull Kote +7,98	
Hamang					BH11	
Innhold					Sondennummer	
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet					5453	
	Utført		Kontrollert		Godkjent	
	CBNI		JFRY		CBNI	
	Divisjon		Dato sondering		Revisjon	
Ekstern konsulent		22-02-2024		Rev. dato		Anvend.klasse
						Figur
						1
						1




Prosjekt				Prosjektnummer: 4010787		Borhull		Kote +7,98	
Hamang						BH11			
Innhold						Sondennummer			
In-situ poretrykk, total- og effektiv vertikalspenning i beregninger						5453			
	Utført		Kontrollert		Godkjent		Anvend.klasse		1
	CBNI		JFRY		CBNI				
	Divisjon		Dato sondering		Revisjon		Figur		2
Ekstern konsulent		22-02-2024		Rev. dato					

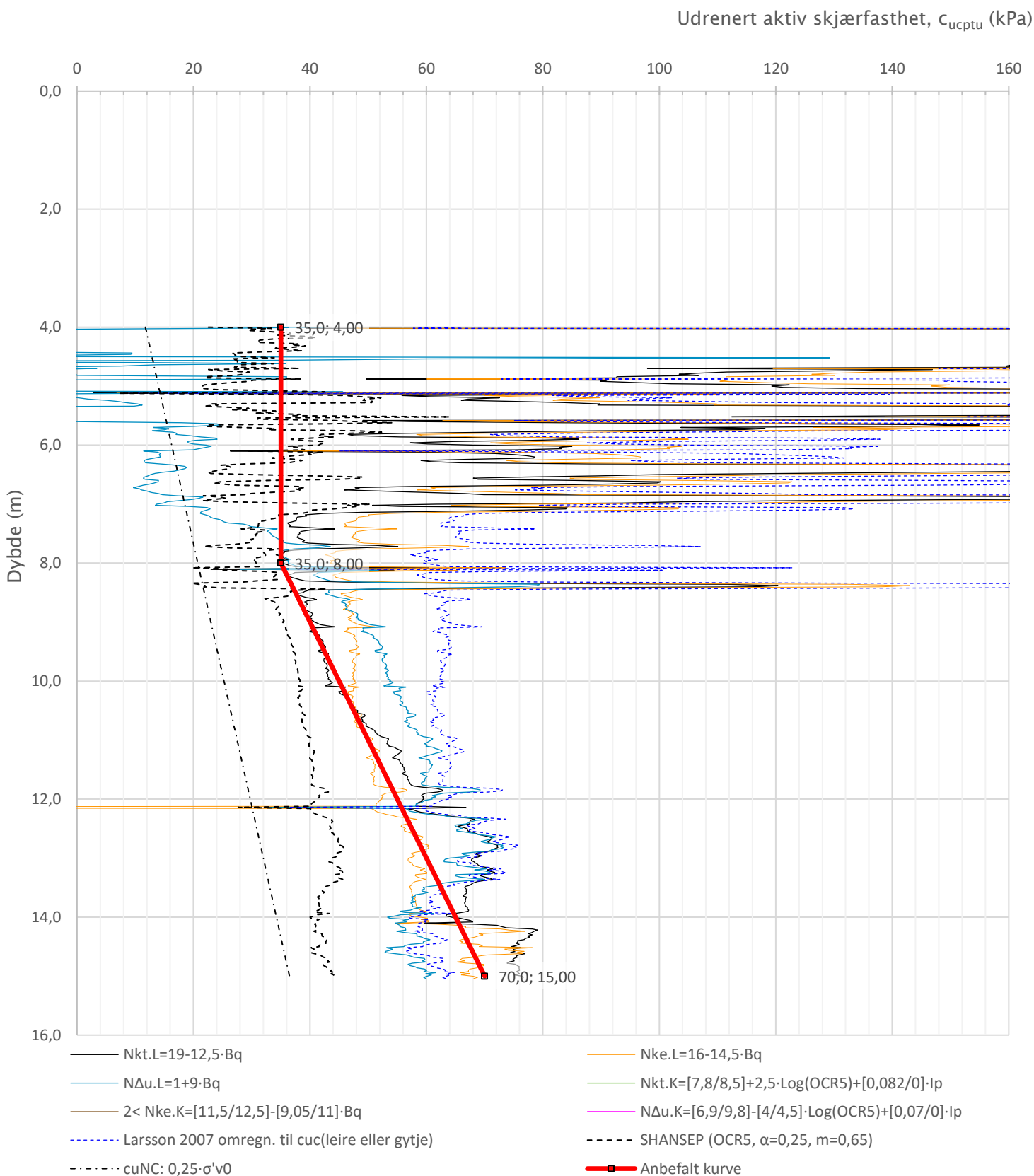



Prosjekt			Prosjektnummer: 4010787		Borhull	Kote +7,98
Hamang					BH11	
Innhold					Sondenummer	
Måledata og korrigerte måleverdier					5453	
	Utført	Kontrollert	Godkjent		Anvend.klasse	
	CBNI	JFRY	CBNI		1	
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon		Figur	
	Ekstern konsulent	22-02-2024	Rev. dato		3	

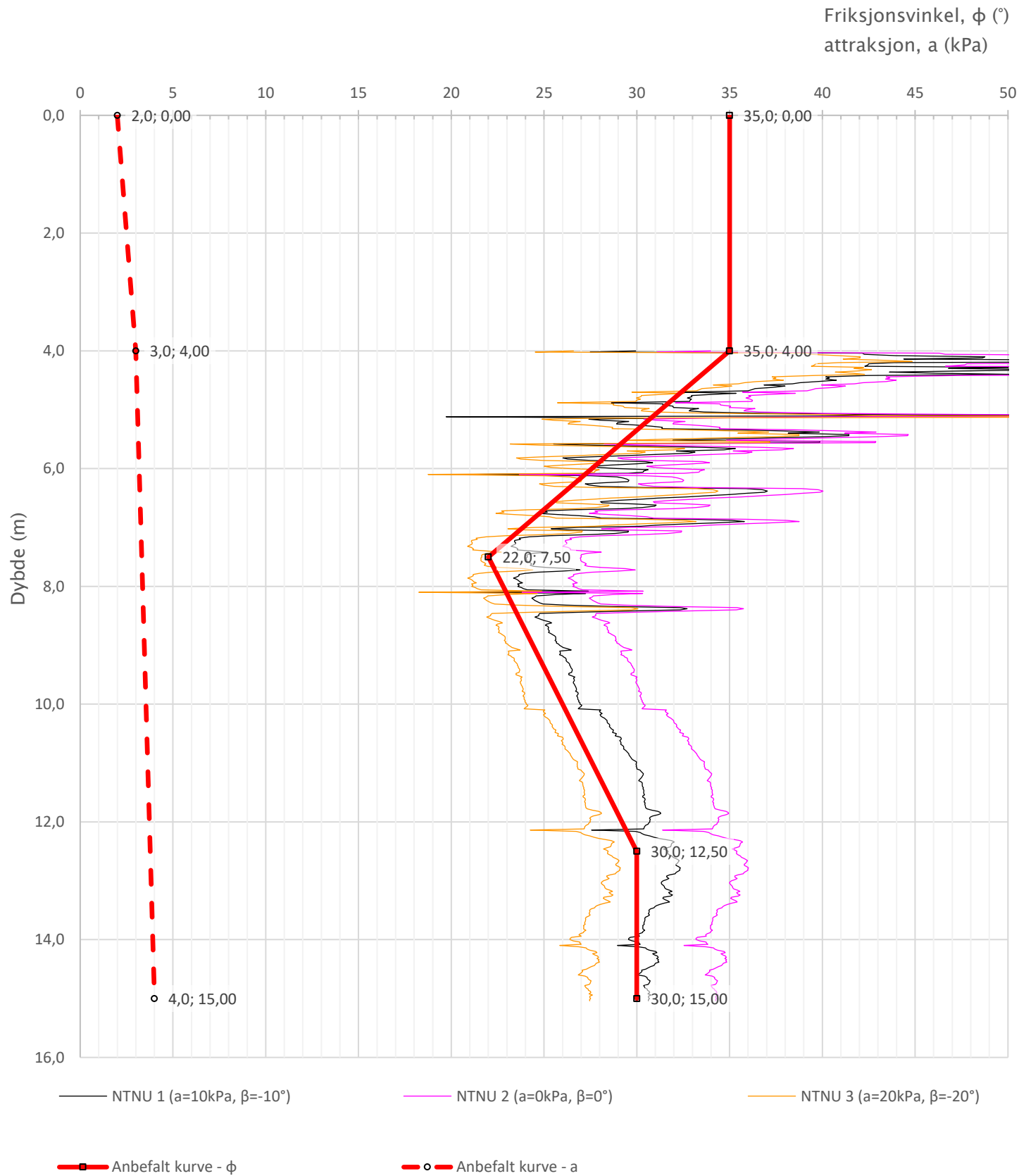


Prosjekt				Prosjektnummer: 4010787		Borhull		Kote +7,98		
Hamang						BH11				
Innhold						Sondenummer				
Avledede dimensjonsløse forhold						5453				
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		1				
	CBNI	JFRY	CBNI							
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		4				
Ekstern konsulent	22-02-2024	Rev. dato								

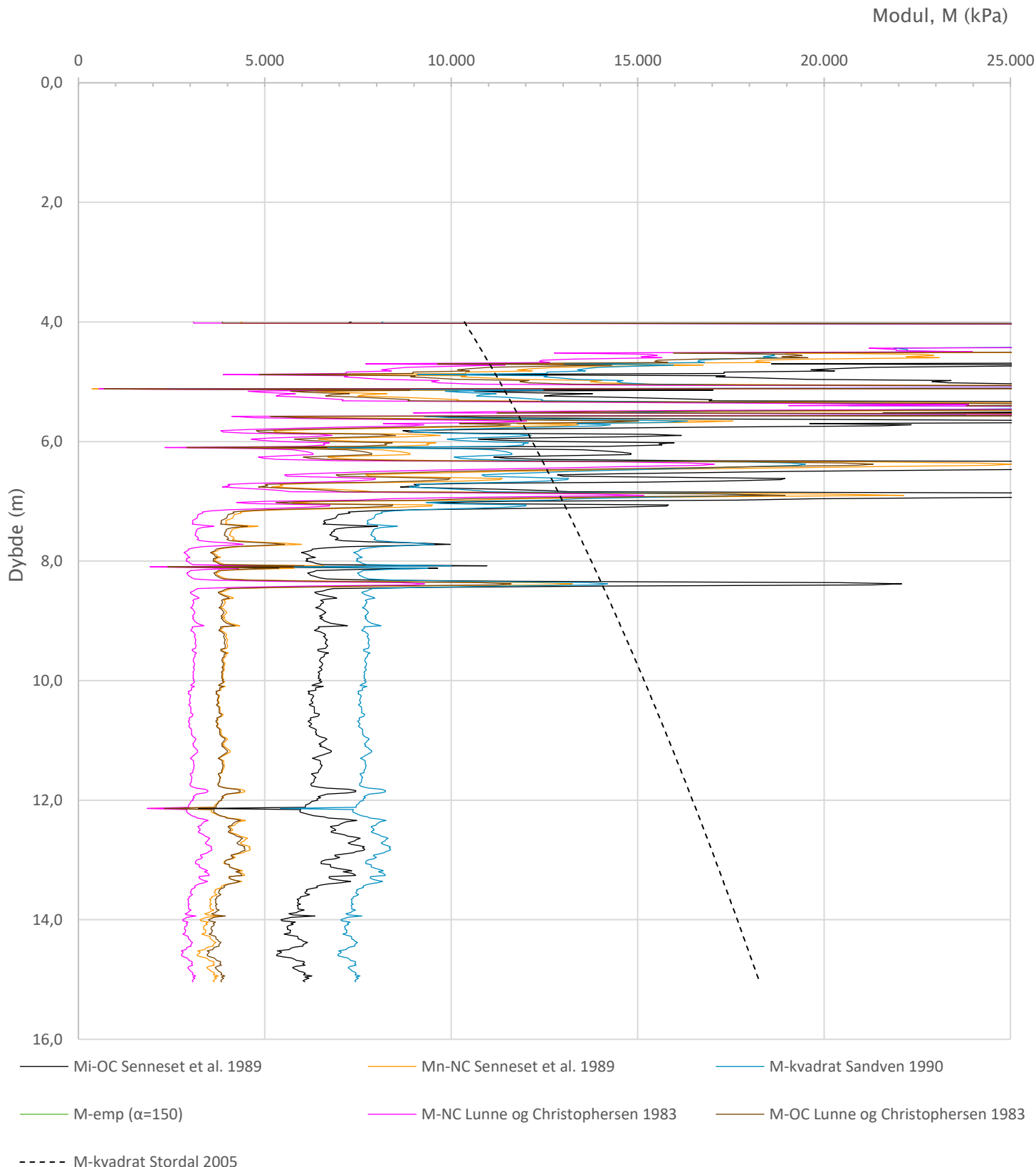
Anisotropiforhold i figur:
Konus BH BH11: $c_{ufc}/c_{ucptu} = 0,630$




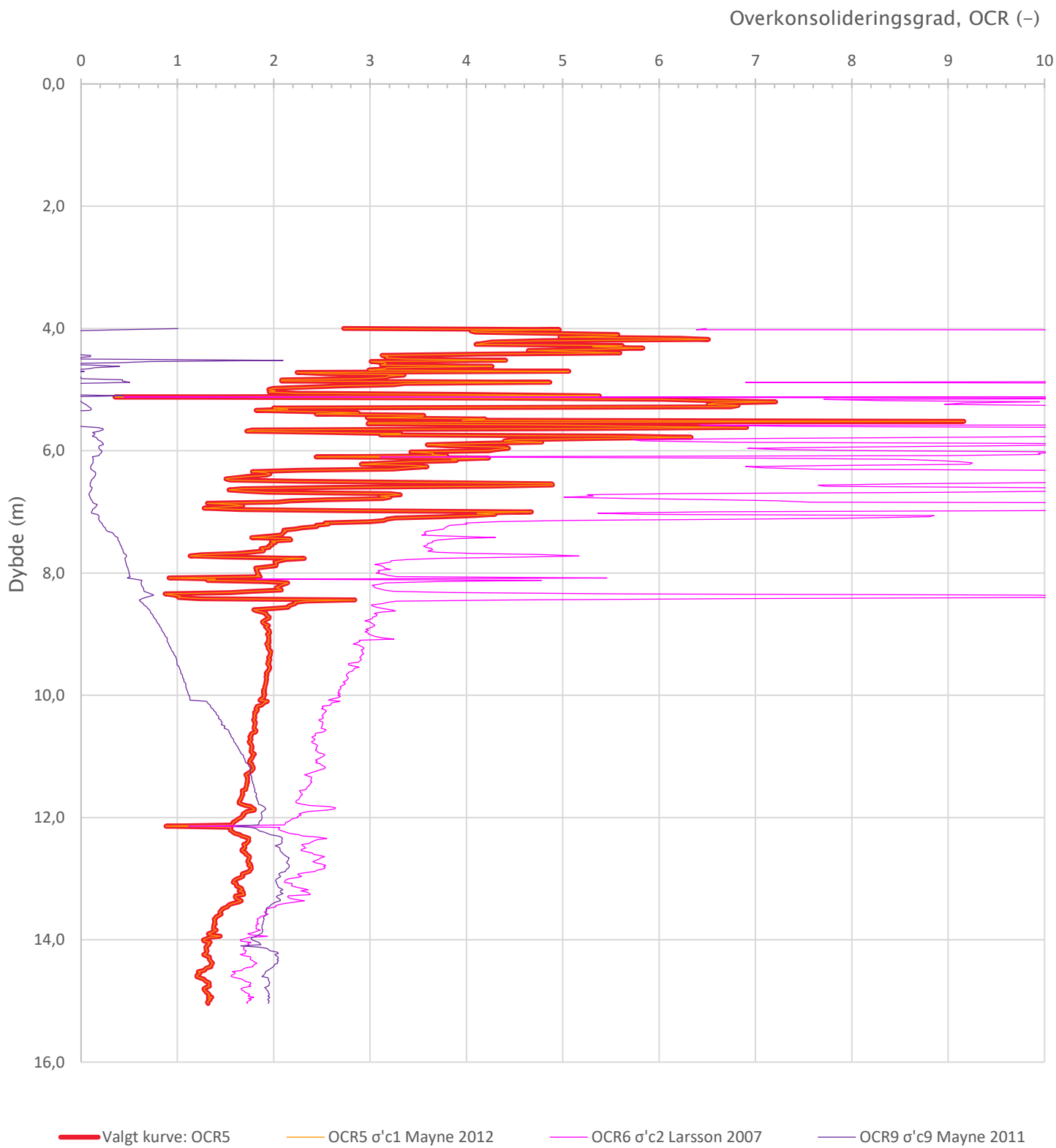
Prosjekt			Prosjektnummer: 4010787		Borhull	Kote +7,98
Hamang					BH11	
Innhold					Sondenummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet					5453	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	CBNI	JFRY	CBNI	1		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		
Ekstern konsulent		22-02-2024	Rev. dato	5		




Prosjekt		Prosjektnummer: 4010787		Borhull	Kote +7,98
Hamang				BH11	
Innhold				Sondenummer	
Tolkning av friksjonsvinkel og attraksjon				5453	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	CBNI	JFRY	CBNI	1	
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	
Ekstern konsulent		22-02-2024	Rev. dato	6	

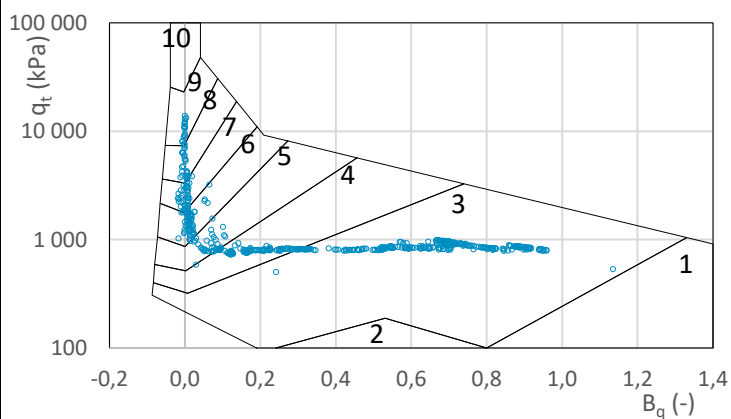
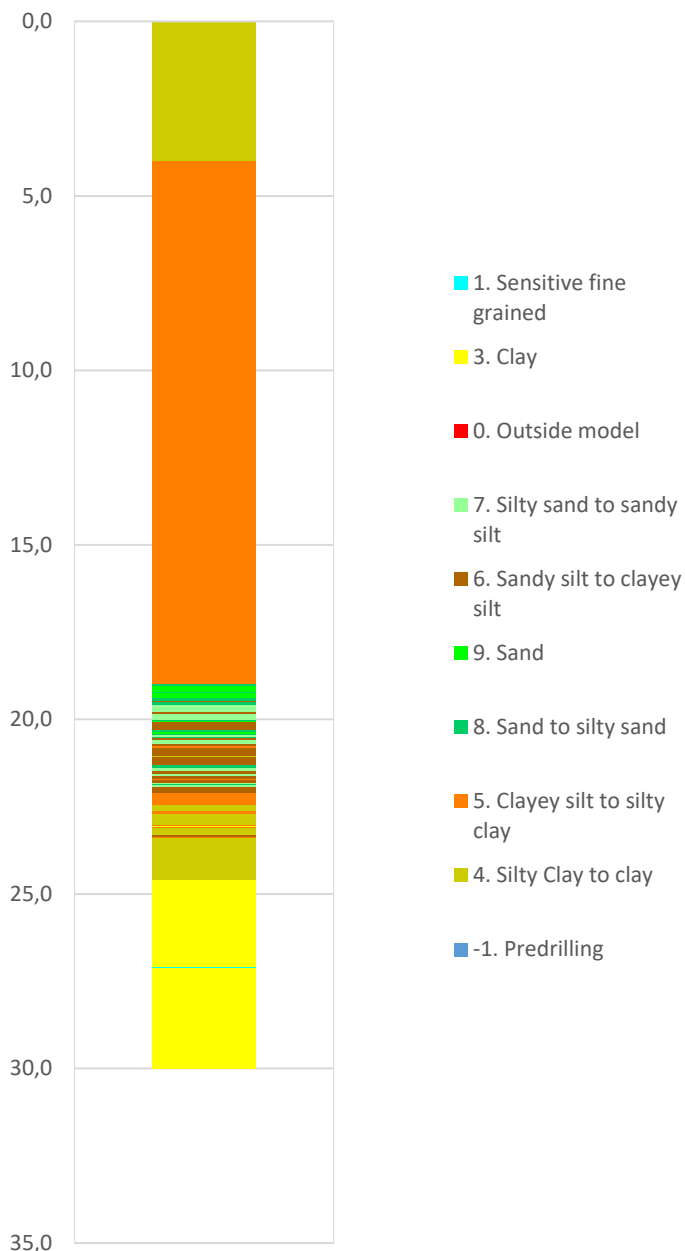


Prosjekt			Prosjektnummer: 4010787	Borhull	Kote +7,98
Hamang				BH11	
Innhold				Sondenummer	
Tolkning av modul				5453	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	CBNI	JFRY	CBNI	1	
Ekstern konsulent	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur	
		22-02-2024	Rev. dato	7	

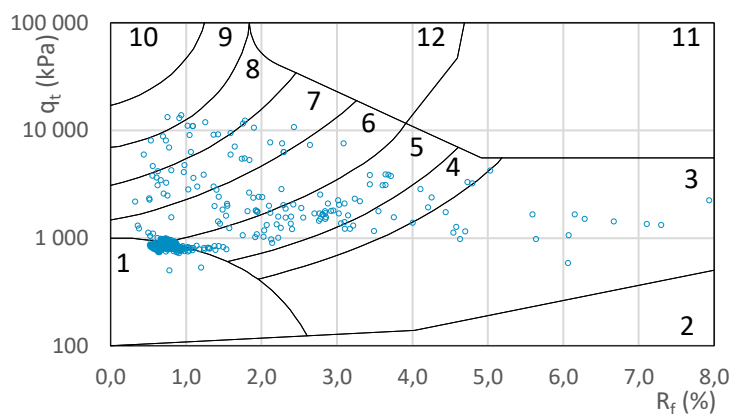
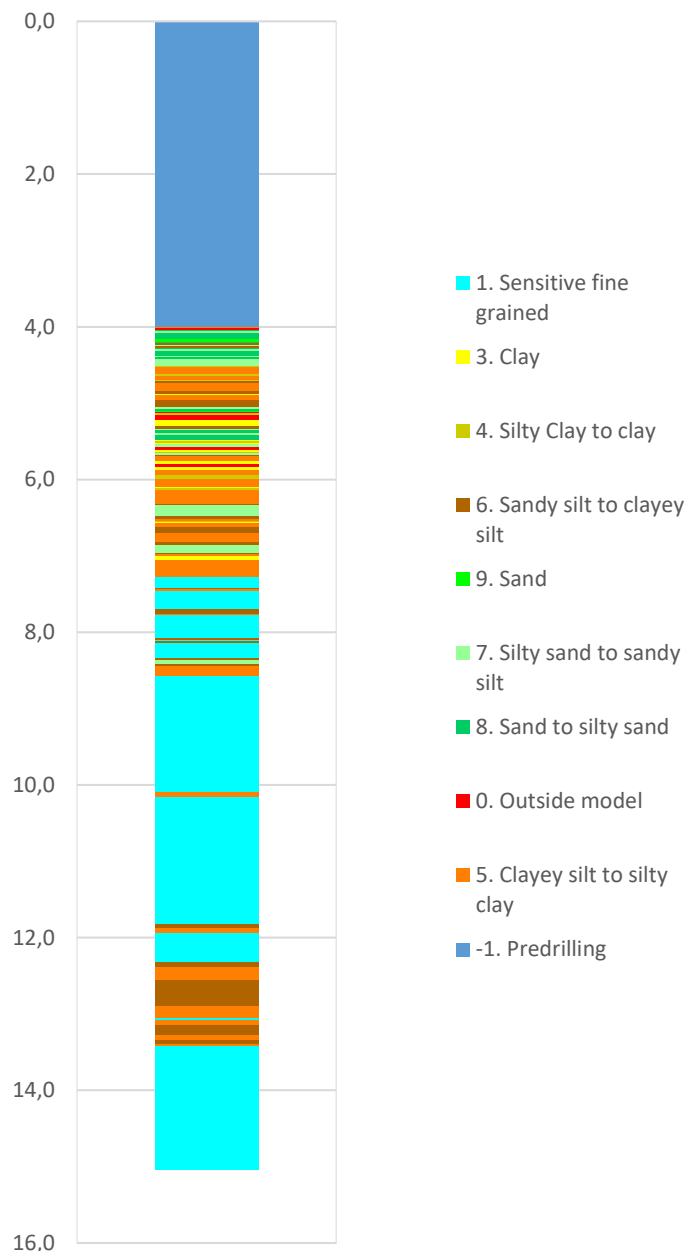



Prosjekt Hamang			Prosjektnummer: 4010787	Borhull BH11
Innhold Overkonsolideringsgrad, OCR				Sondennummer 5453
	Utført CBNI	Kontrollert JFRY	Godkjent CBNI	Anvend.klasse 1
	Divisjon Ekstern konsulent	Dato sondering 22-02-2024	Revisjon Rev. dato	Figur 8

Robertson et al. 1986 (Bq-qt)



Robertson et al. 1986 (Rf-qt)



Prosjekt			Prosjektnummer: 4010787		Borhull	Kote +7,98
Hamang					BH11	
Innhold					Sondenummer	
Jordartsklassifisering etter Robertsson et al. 1986					5453	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	CBNI	JFRY	CBNI	1		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		
Ekstern konsulent		22-02-2024	Rev. dato	17		
https://cowi-my.sharepoint.com/personal/forbi_cowi_no/Documents/Documents/Prosjekter/Prosjekt%204010787/signaledning/Etappen						

1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126

Geosuite
Spuntberegninger

Vedlegg B
Dato 22.02.2026

Spuntberegninger

Kum 20393 SLS drenert
Kum 20393 SLS udrenert
Kum 20393 ULS drenert
Kum 20393 ULS udrenert

GeoSuite Supported Excavation Report

Project data

Project name: A246126 Elias Smiths vei

Project number: A246126

Contractor:

Comment:

Calculation name: 20393 SLS drenert

Description:

File name: O:\A105000\A107414\Geoarkiv\Geoarkiv 2024\A246126 Elias Smiths
vei\POSTGRAF.DBF\20393 SLS drenert.xml

Date modified: 2025-01-07 12:43

Additional vertical stresses

No	Depth, start [m]	Depth, end [m]	Stress, start [kPa]	Stress, end [kPa]
1	0,00	5,00	20,00	0,00

Soil layers

Fyll/Sand, ESS - Effective stress simplified

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	c [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	E-modulus [kPa]	
0,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA
2,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA

Leire, ESS - Effective stress simplified

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	c [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	E-modulus [kPa]	
2,00	18,00	3,00	25,00	0,70	2700,00	NA
5,00	18,00	3,00	25,00	0,70	2700,00	NA

Kvikkleire, ESS - Effective stress simplified

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	c [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	E-modulus [kPa]	
5,00	17,50	4,00	22,00	0,70	2700,00	NA
12,00	17,50	4,00	22,00	0,70	3000,00	NA

Sheet pile

Sheet pile tip : To rock with tip bolt
System width : 1,40 m
Section data : Section from database

Database : GeoSuite
Type : Z sections
Section : AZ 17-700

Depth [m]	E-modulus [kN/m ²]	Moment of inertia [m ⁴]
0,00	2,10E8	3,62E-4
12,00	2,10E8	3,62E-4

Phases

Phase no: 1

Type : Tip condition fixity

Fixity no : 1

Depth : 12,00 m

Type of fixity : Horizontal

Phase no: 2

Type : Excavation/Water pressure

Depth : 1,50 m

Depth to water level, front : 1,50 m

Depth to water level, behind : 1,00 m

Pore pressure at tip, front : 105,00 kPa

Pore pressure at tip, behind : 110,00 kPa

Phase no: 3

Type : Strut/Anchor

Anchor no : 1

Type : Strut

Depth : 0,50 m

Spacing : 1,00 m

Stiffness : 468480,00 kN/m

Pre-stressing : 0,00 kN

Angle : 0,00 °

Database : GeoSuite

Type of strut : HEB profiles

Strut : HE200B

Phase no: 4

Type : Excavation/Water pressure

Depth	: 4,00 m
Depth to water level, front	: 4,00 m
Depth to water level, behind	: 1,00 m
Pore pressure at tip, front	: 80,00 kPa
Pore pressure at tip, behind	: 110,00 kPa

Wall details

Phase no: 1

Excavation depth:	0,00 m
Water depth, front:	1,00 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0000 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	0,00 m
Max moment:	0,00 kNm/m	0,00 m
Min moment:	0,00 kNm/m	0,00 m
Max shear force:	0,00 kN/m	0,00 m
Min shear force:	0,00 kN/m	0,00 m
Tip bolt shear force:	0,00 kN/m	12,00 m

Phase no: 2

Excavation depth:	1,50 m
Water depth, front:	1,50 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0124 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	30,11 kNm/m	4,40 m
Min moment:	-3,68 kNm/m	10,80 m
Max shear force:	12,34 kN/m	1,80 m
Min shear force:	-7,94 kN/m	7,30 m
Tip bolt shear force:	6,53 kN/m	12,00 m

Phase no: 3

Excavation depth:	1,50 m
Water depth, front:	1,50 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0124 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	30,12 kNm/m	4,40 m
Min moment:	-3,68 kNm/m	10,80 m
Max shear force:	12,34 kN/m	1,80 m
Min shear force:	-7,94 kN/m	7,30 m
Tip bolt shear force:	6,53 kN/m	12,00 m

Anchors

No	Depth [m]	Spacing [m]	Stiffness [kN/m]	Pre-stressing [kN]	Angle [°]	Axial anchor force [kN]	Hor. anchor force [kN]
1	0,50	1,00	468480,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Phase no: 4

Excavation depth: 4,00 m
Water depth, front: 4,00 m
Water depth, behind: 1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0344 m	5,01 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	2,46 kNm/m	0,50 m
Min moment:	-194,46 kNm/m	4,10 m
Max shear force:	37,07 kN/m	6,70 m
Min shear force:	-85,60 kN/m	0,50 m
Tip bolt shear force:	32,19 kN/m	12,00 m

Anchors

No	Depth [m]	Spacing [m]	Stiffness [kN/m]	Pre-stressing [kN]	Angle [°]	Axial anchor force [kN]	Hor. anchor force [kN]
1	0,50	1,00	468480,0	0,0	0,0	93,6	93,6

Roughness details

Phase no: 1

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 1,00 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 1,00 = 0,00$$

Vertical status:

Phase no: 2

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 1,07 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 1,07 = 0,00$$

Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Phase no: 3

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 1,07 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 1,07 = 0,00$$

Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Phase no: 4

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frt} * 1,27 = 0,00$$

Specified condition:

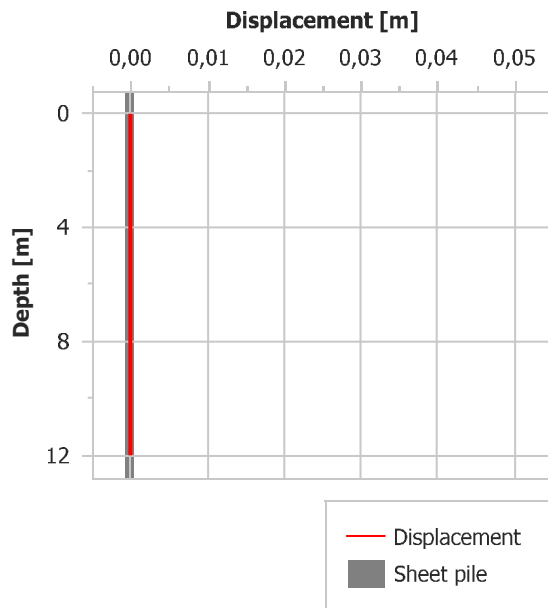
$$0,00 + 0,00 * 1,27 = 0,00$$

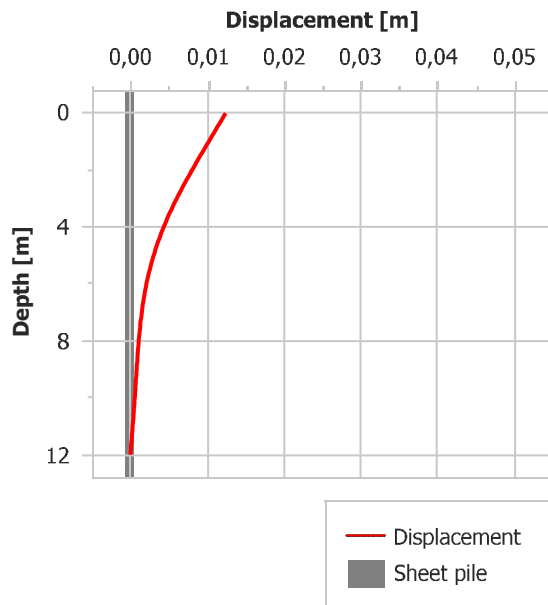
Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

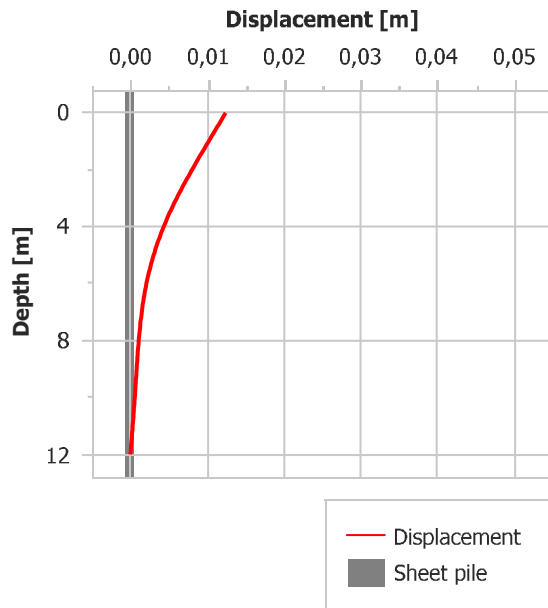
Displacement graph

Phase no: 1

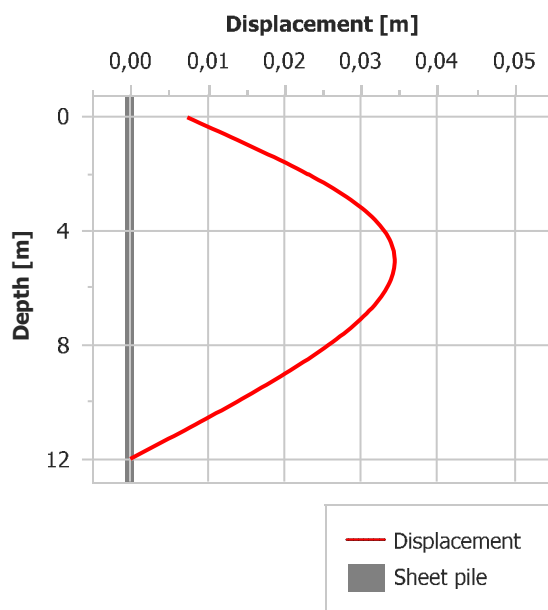
Phase no: 2



Phase no: 3

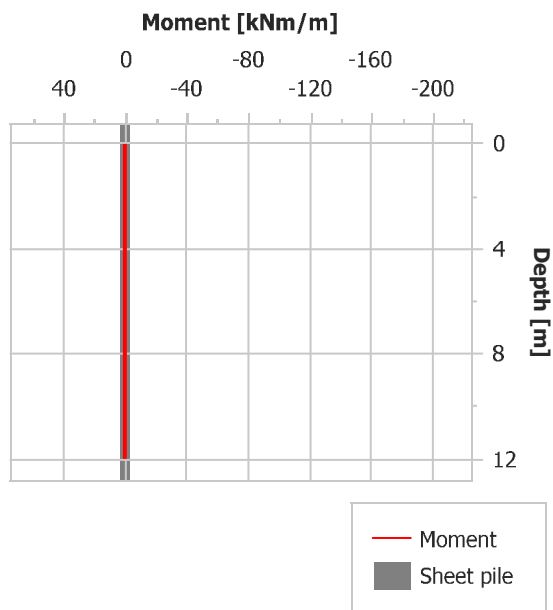


Phase no: 4

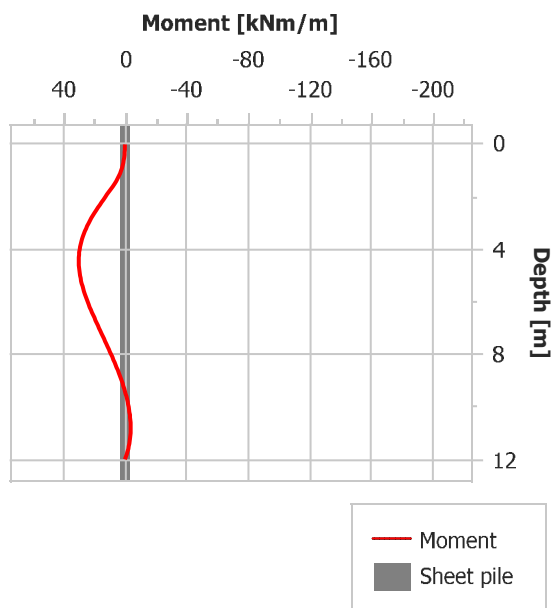


Moment graph

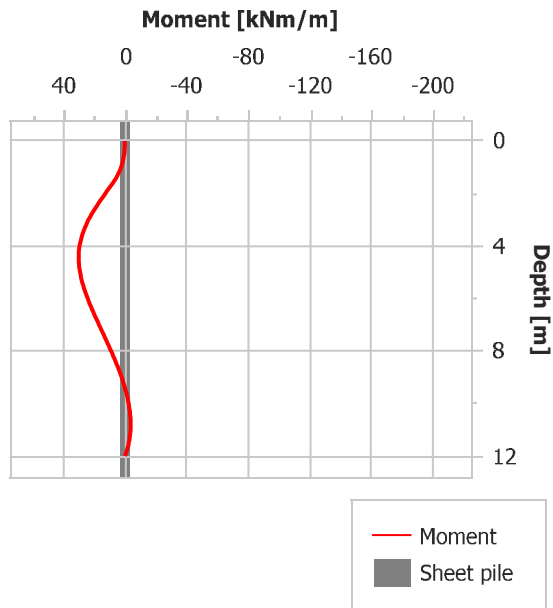
Phase no: 1



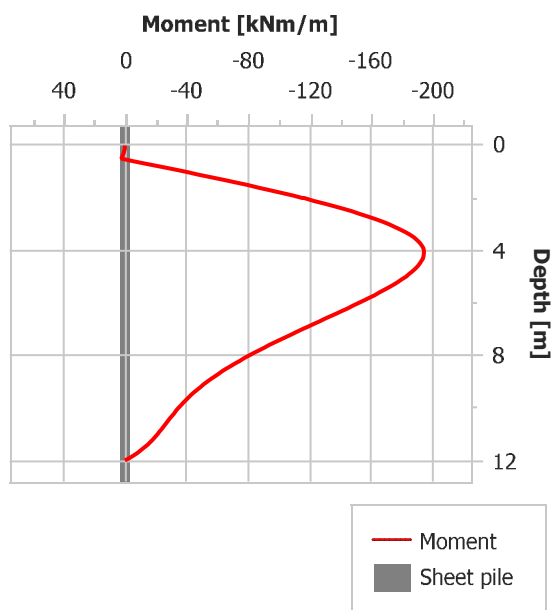
Phase no: 2



Phase no: 3

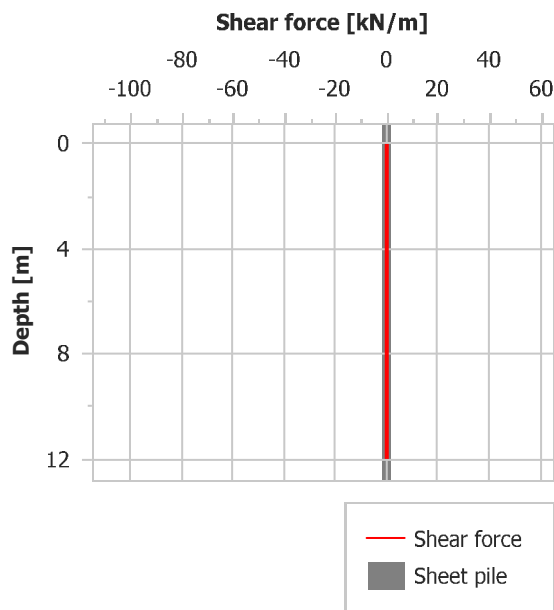


Phase no: 4

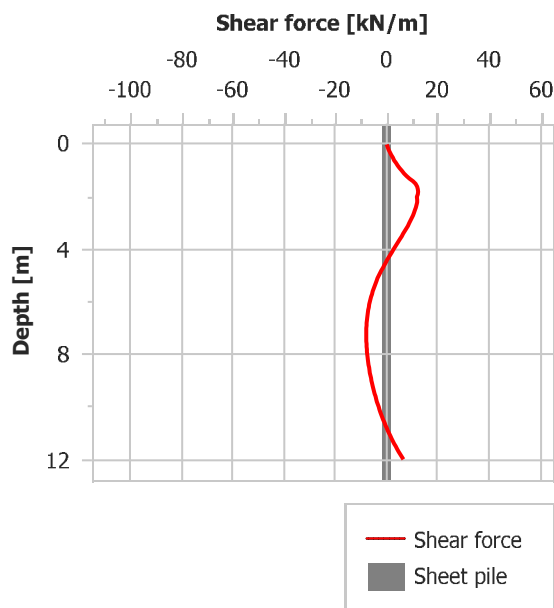


Shear force graph

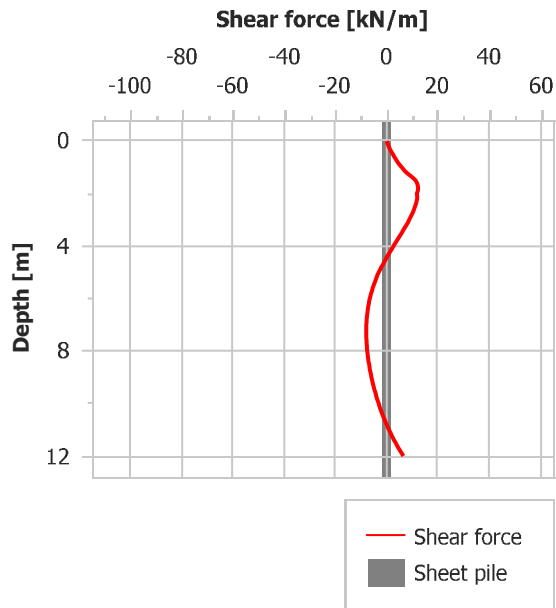
Phase no: 1

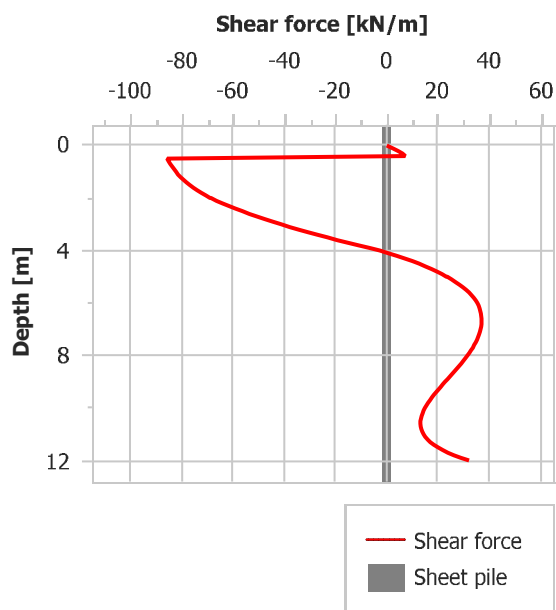


Phase no: 2



Phase no: 3

Phase no: 4



GeoSuite Supported Excavation Report

Project data

Project name: A246126 Elias Smiths vei

Project number: A246126

Contractor:

Comment:

Calculation name: 20393 SLS udrenert

Description:

File name: O:\A105000\A107414\Geoarkiv\Geoarkiv 2024\A246126 Elias Smiths
vei\POSTGRAF.DBF\20393 SLS udrenert.xml

Date modified: 2025-01-07 12:44

Additional vertical stresses

No	Depth, start [m]	Depth, end [m]	Stress, start [kPa]	Stress, end [kPa]
1	0,00	5,00	20,00	0,00

Soil layers

Fyll/Sand, ESS - Effective stress simplified

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	c [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	E-modulus [kPa]	
0,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA
2,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA

Leire, TSA - Total stress automatic

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	Cu_behind [kPa]	Cu_front [kPa]	K0_eff [-]	G [kPa]	G/Cu-ratio [-]
2,00	18,00	20,00	20,00	0,70	990,00	49,50
5,00	18,00	30,00	30,00	0,70	1485,00	49,50

Kvikkleire, TSA - Total stress automatic

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	Cu_behind [kPa]	Cu_front [kPa]	K0_eff [-]	G [kPa]	G/Cu-ratio [-]
5,00	17,50	30,00	30,00	0,70	1485,00	49,50
12,00	17,50	20,00	20,00	0,70	990,00	49,50

Sheet pile

Sheet pile tip : To rock with tip bolt
System width : 1,40 m
Section data : Section from database

Database : GeoSuite
Type : Z sections
Section : AZ 17-700

Depth [m]	E-modulus [kN/m ²]	Moment of inertia [m ⁴]
0,00	2,10E8	3,62E-4
12,00	2,10E8	3,62E-4

Phases

Phase no: 1

Type : Tip condition fixity

Fixity no : 1

Depth : 12,00 m

Type of fixity : Horizontal

Phase no: 2

Type : Excavation/Water pressure

Depth : 1,50 m

Depth to water level, front : 1,50 m

Depth to water level, behind : 1,00 m

Pore pressure at tip, front : 105,00 kPa

Pore pressure at tip, behind : 110,00 kPa

Phase no: 3

Type : Strut/Anchor

Anchor no : 1

Type : Strut

Depth : 0,50 m

Spacing : 1,00 m

Stiffness : 468480,00 kN/m

Pre-stressing : 0,00 kN

Angle : 0,00 °

Database : GeoSuite

Type of strut : HEB profiles

Strut : HE200B

Phase no: 4

Type : Excavation/Water pressure

Depth	: 4,00 m
Depth to water level, front	: 4,00 m
Depth to water level, behind	: 1,00 m
Pore pressure at tip, front	: 80,00 kPa
Pore pressure at tip, behind	: 110,00 kPa

Wall details

Phase no: 1

Excavation depth:	0,00 m
Water depth, front:	1,00 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0000 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	0,00 m
Max moment:	0,00 kNm/m	0,00 m
Min moment:	0,00 kNm/m	0,00 m
Max shear force:	0,00 kN/m	0,00 m
Min shear force:	0,00 kN/m	0,00 m
Tip bolt shear force:	0,00 kN/m	12,00 m

Phase no: 2

Excavation depth:	1,50 m
Water depth, front:	1,50 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0069 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	28,66 kNm/m	3,70 m
Min moment:	-1,92 kNm/m	10,50 m
Max shear force:	15,74 kN/m	1,90 m
Min shear force:	-7,85 kN/m	5,80 m
Tip bolt shear force:	2,58 kN/m	12,00 m

Phase no: 3

Excavation depth: 1,50 m
Water depth, front: 1,50 m
Water depth, behind: 1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0069 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	28,66 kNm/m	3,70 m
Min moment:	-1,92 kNm/m	10,50 m
Max shear force:	15,74 kN/m	1,90 m
Min shear force:	-7,85 kN/m	5,80 m
Tip bolt shear force:	2,58 kN/m	12,00 m

Anchors

No	Depth [m]	Spacing [m]	Stiffness [kN/m]	Pre-stressing [kN]	Angle [°]	Axial anchor force [kN]	Hor. anchor force [kN]
1	0,50	1,00	468480,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Phase no: 4

Excavation depth:	4,00 m
Water depth, front:	4,00 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0073 m	2,50 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	16,79 kNm/m	7,10 m
Min moment:	-57,08 kNm/m	2,80 m
Max shear force:	38,39 kN/m	4,00 m
Min shear force:	-40,60 kN/m	0,50 m
Tip bolt shear force:	1,93 kN/m	12,00 m

Anchors

No	Depth [m]	Spacing [m]	Stiffness [kN/m]	Pre-stressing [kN]	Angle [°]	Axial anchor force [kN]	Hor. anchor force [kN]
1	0,50	1,00	468480,0	0,0	0,0	44,7	44,7

Roughness details

Phase no: 1

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 1,00 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 1,00 = 0,00$$

Vertical status:

Phase no: 2

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 0,96 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 0,96 = 0,00$$

Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Phase no: 3

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 0,96 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 0,96 = 0,00$$

Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Phase no: 4

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frt} * 0,77 = 0,00$$

Specified condition:

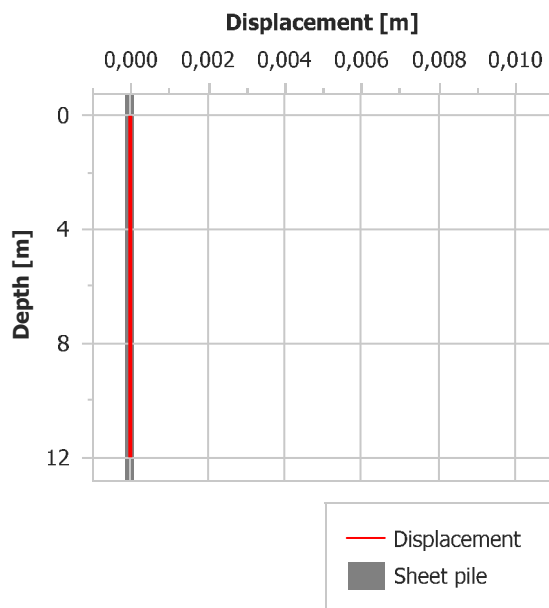
$$0,00 + 0,00 * 0,77 = 0,00$$

Vertical status:

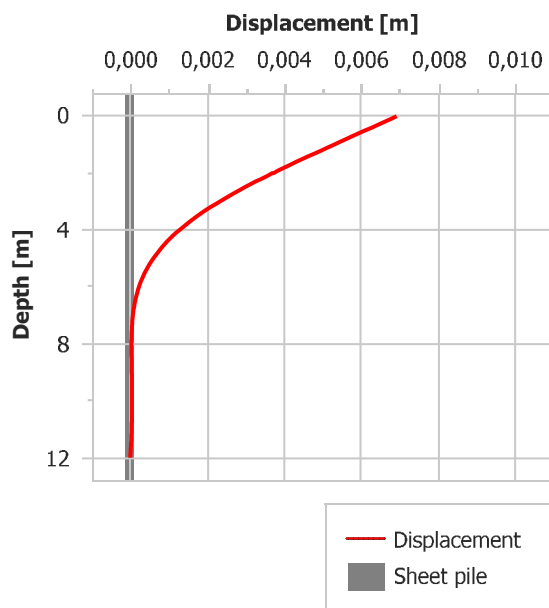
There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Displacement graph

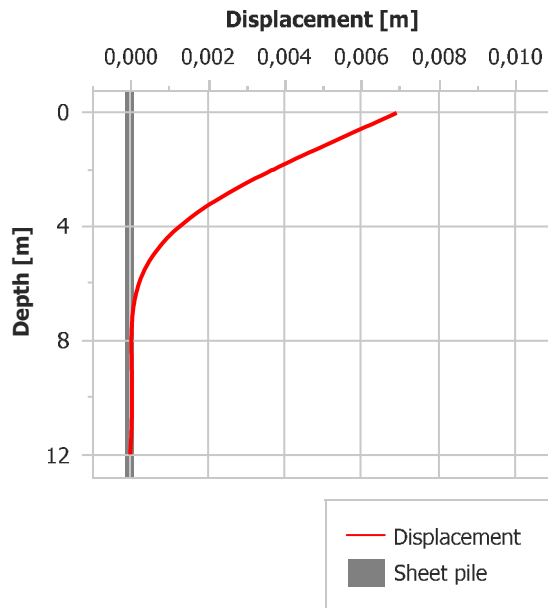
Phase no: 1



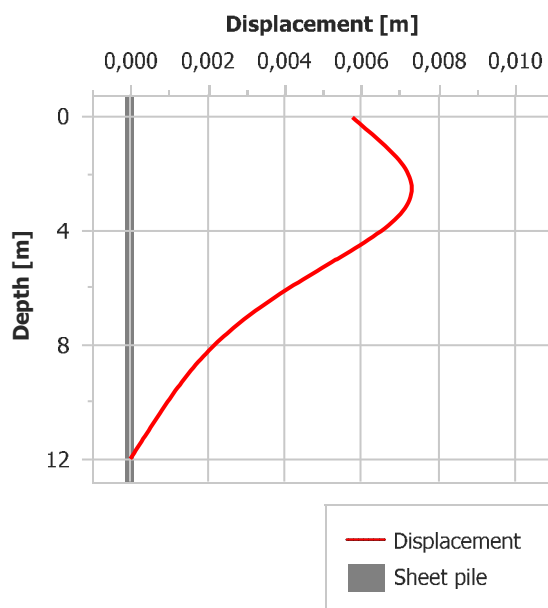
Phase no: 2



Phase no: 3

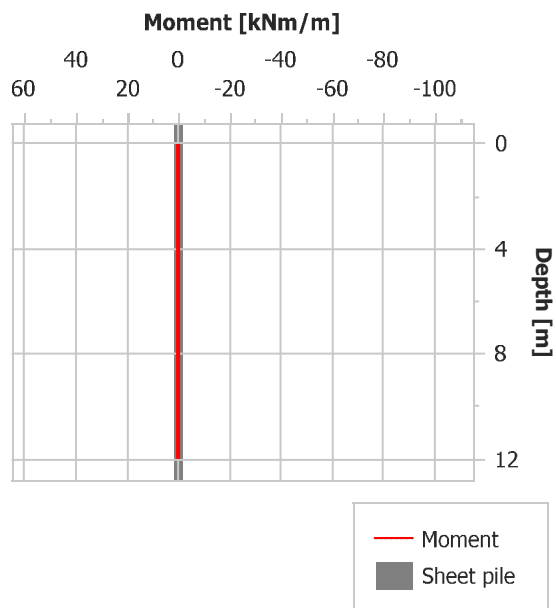


Phase no: 4

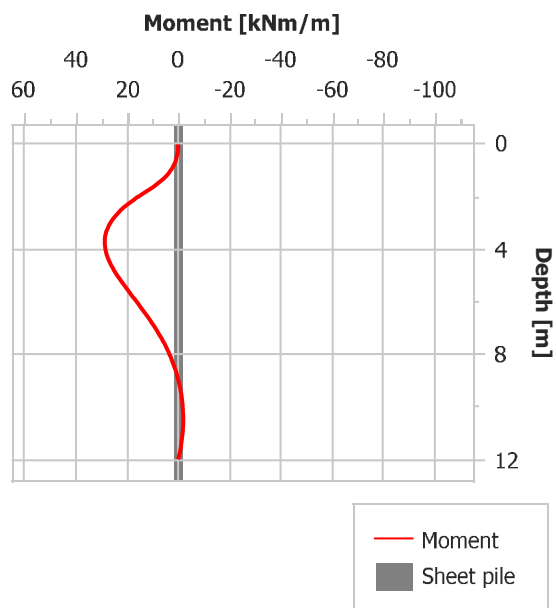


Moment graph

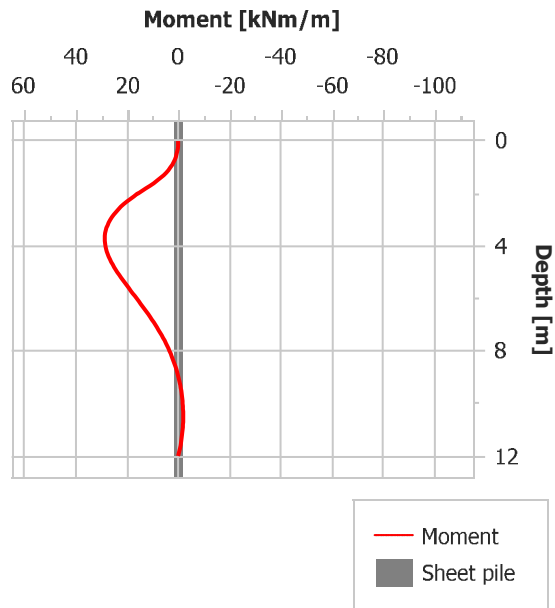
Phase no: 1



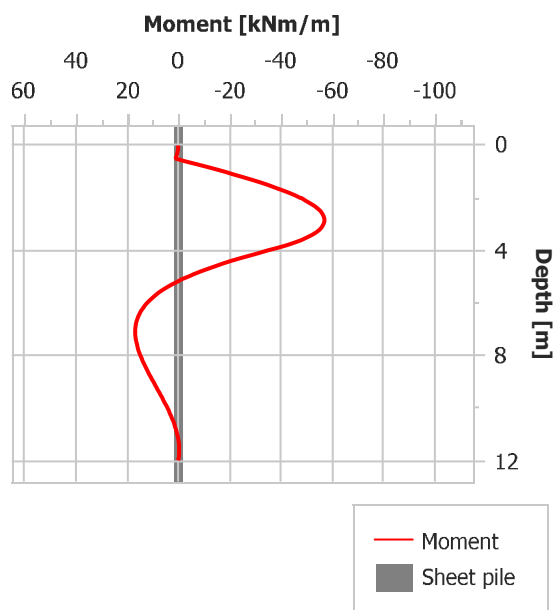
Phase no: 2



Phase no: 3

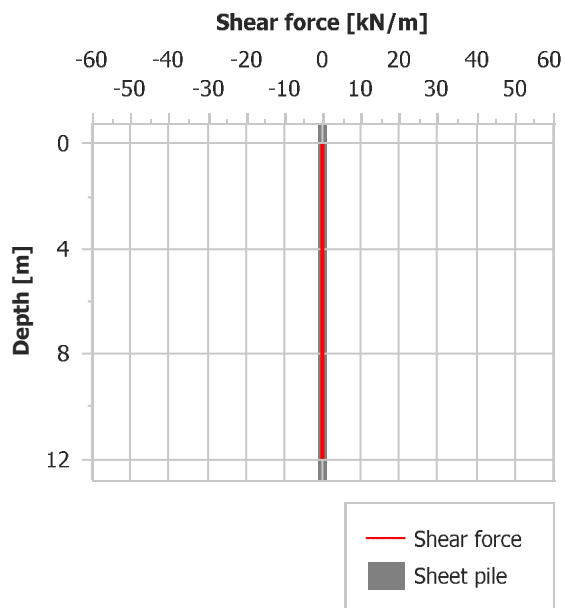


Phase no: 4

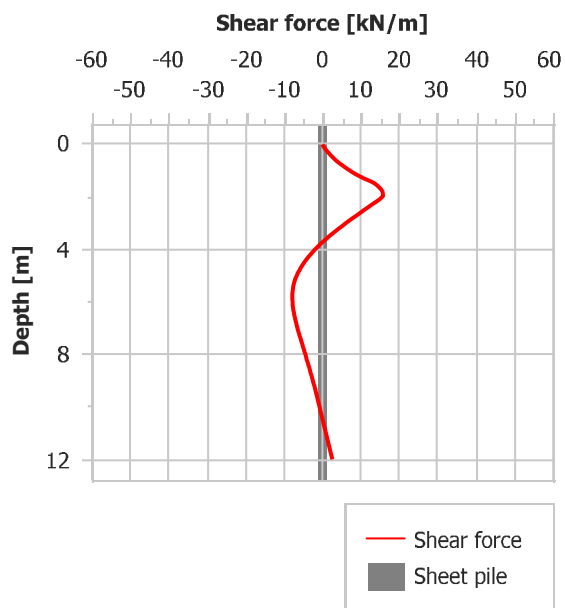


Shear force graph

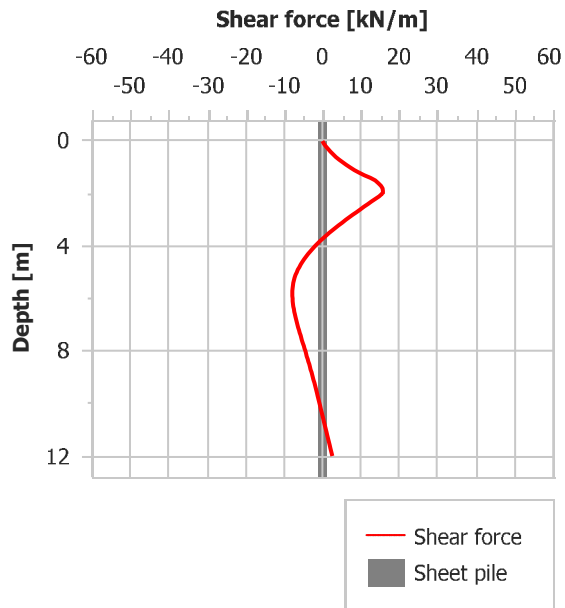
Phase no: 1



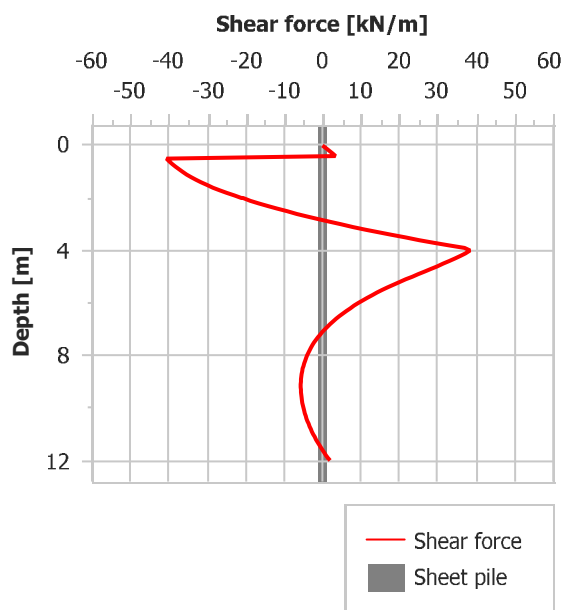
Phase no: 2



Phase no: 3



Phase no: 4



GeoSuite Supported Excavation Report

Project data

Project name: A246126 Elias Smiths vei

Project number: A246126

Contractor:

Comment:

Calculation name: 20393 ULS drenert

Description:

File name: O:\A105000\A107414\Geoarkiv\Geoarkiv 2024\A246126 Elias Smiths
vei\POSTGRAF.DBF\20393 ULS drenert.xml

Date modified: 2025-01-07 12:46

Additional vertical stresses

No	Depth, start [m]	Depth, end [m]	Stress, start [kPa]	Stress, end [kPa]
1	0,00	5,00	27,00	0,00

Soil layers

Fyll/Sand, ESS - Effective stress simplified

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	c [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	E-modulus [kPa]	
0,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA
2,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA

Leire, ESS - Effective stress simplified

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	c [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	E-modulus [kPa]	
2,00	18,00	3,00	25,00	0,70	2700,00	NA
5,00	18,00	3,00	25,00	0,70	2700,00	NA

Kvikkleire, ESS - Effective stress simplified

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	c [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	E-modulus [kPa]	
5,00	17,50	4,00	22,00	0,70	2700,00	NA
12,00	17,50	4,00	22,00	0,70	3000,00	NA

Sheet pile

Sheet pile tip : To rock with tip bolt
System width : 1,40 m
Section data : Section from database

Database : GeoSuite
Type : Z sections
Section : AZ 17-700

Depth [m]	E-modulus [kN/m ²]	Moment of inertia [m ⁴]
0,00	2,10E8	3,62E-4
12,00	2,10E8	3,62E-4

Phases

Phase no: 1

Type : Tip condition fixity

Fixity no : 1

Depth : 12,00 m

Type of fixity : Horizontal

Phase no: 2

Type : Excavation/Water pressure

Depth : 1,50 m

Depth to water level, front : 1,50 m

Depth to water level, behind : 1,00 m

Pore pressure at tip, front : 105,00 kPa

Pore pressure at tip, behind : 110,00 kPa

Phase no: 3

Type : Strut/Anchor

Anchor no : 1

Type : Strut

Depth : 0,50 m

Spacing : 1,00 m

Stiffness : 468480,00 kN/m

Pre-stressing : 0,00 kN

Angle : 0,00 °

Database : GeoSuite

Type of strut : HEB profiles

Strut : HE200B

Phase no: 4

Type : Excavation/Water pressure

Depth	: 4,00 m
Depth to water level, front	: 4,00 m
Depth to water level, behind	: 1,00 m
Pore pressure at tip, front	: 80,00 kPa
Pore pressure at tip, behind	: 110,00 kPa

Wall details

Phase no: 1

Excavation depth:	0,00 m
Water depth, front:	1,00 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0000 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	0,00 m
Max moment:	0,00 kNm/m	0,00 m
Min moment:	0,00 kNm/m	0,00 m
Max shear force:	0,00 kN/m	0,00 m
Min shear force:	0,00 kN/m	0,00 m
Tip bolt shear force:	0,00 kN/m	12,00 m

Phase no: 2

Excavation depth:	1,50 m
Water depth, front:	1,50 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0157 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	39,27 kNm/m	4,50 m
Min moment:	-2,94 kNm/m	11,00 m
Max shear force:	15,14 kN/m	1,80 m
Min shear force:	-9,91 kN/m	7,30 m
Tip bolt shear force:	5,92 kN/m	12,00 m

Phase no: 3

Excavation depth:	1,50 m
Water depth, front:	1,50 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0157 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	39,27 kNm/m	4,50 m
Min moment:	-2,94 kNm/m	11,00 m
Max shear force:	15,14 kN/m	1,80 m
Min shear force:	-9,91 kN/m	7,30 m
Tip bolt shear force:	5,92 kN/m	12,00 m

Anchors

No	Depth [m]	Spacing [m]	Stiffness [kN/m]	Pre-stressing [kN]	Angle [°]	Axial anchor force [kN]	Hor. anchor force [kN]
1	0,50	1,00	468480,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Phase no: 4

Excavation depth:	4,00 m
Water depth, front:	4,00 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0362 m	4,90 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	2,84 kNm/m	0,50 m
Min moment:	-196,66 kNm/m	4,00 m
Max shear force:	38,23 kN/m	6,60 m
Min shear force:	-88,93 kN/m	0,50 m
Tip bolt shear force:	30,70 kN/m	12,00 m

Anchors

No	Depth [m]	Spacing [m]	Stiffness [kN/m]	Pre-stressing [kN]	Angle [°]	Axial anchor force [kN]	Hor. anchor force [kN]
1	0,50	1,00	468480,0	0,0	0,0	98,3	98,3

Roughness details

Phase no: 1

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frt} * 1,00 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 1,00 = 0,00$$

Vertical status:

Phase no: 2

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frt} * 1,07 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 1,07 = 0,00$$

Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Phase no: 3

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frt} * 1,07 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 1,07 = 0,00$$

Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Phase no: 4

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frt} * 1,25 = 0,00$$

Specified condition:

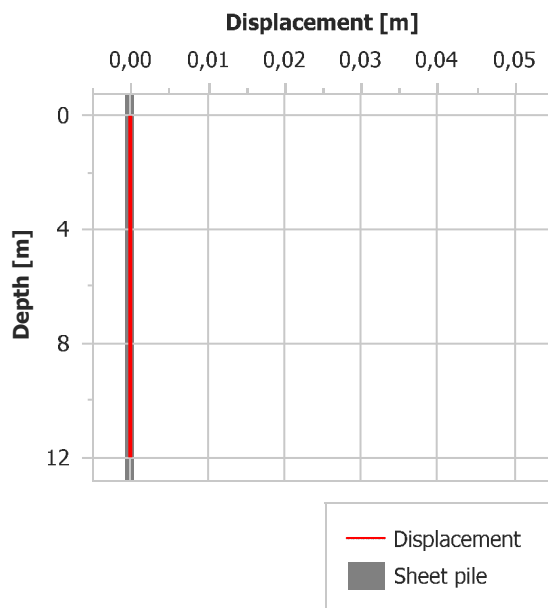
$$0,00 + 0,00 * 1,25 = 0,00$$

Vertical status:

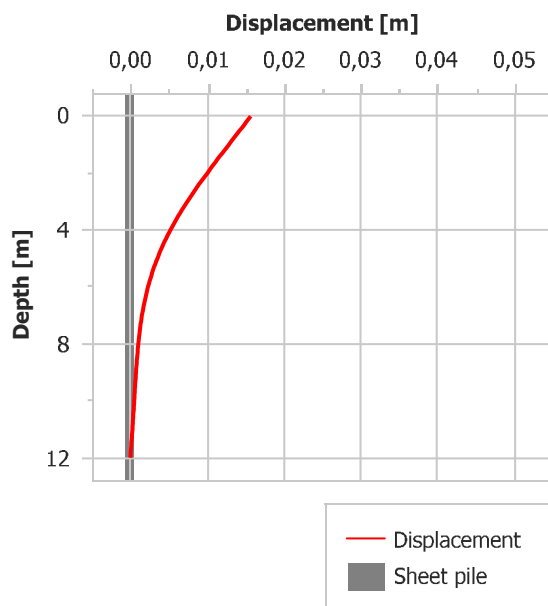
There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Displacement graph

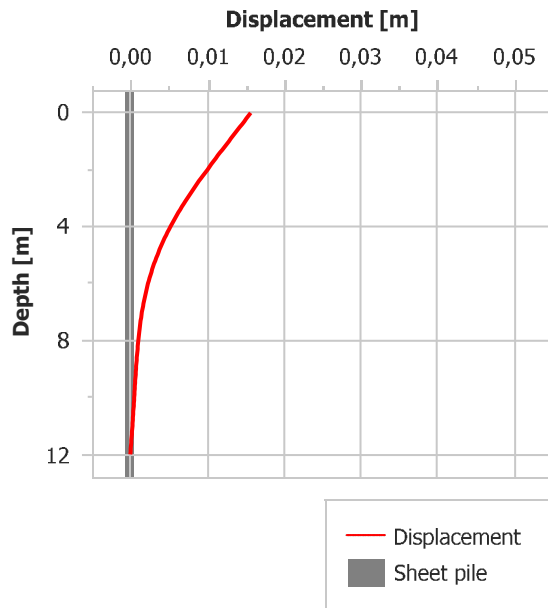
Phase no: 1



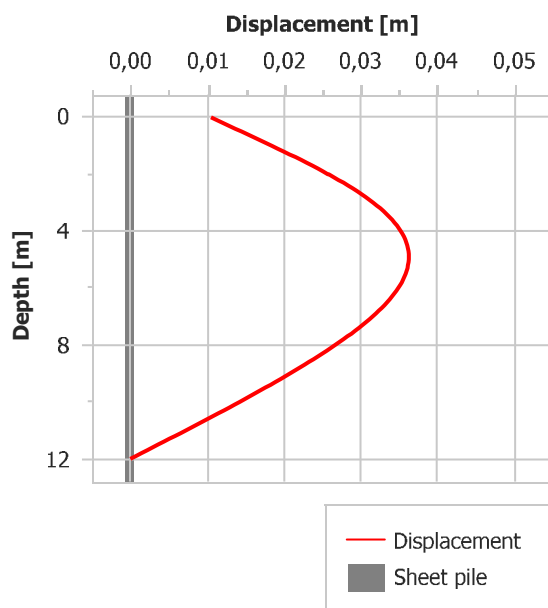
Phase no: 2



Phase no: 3

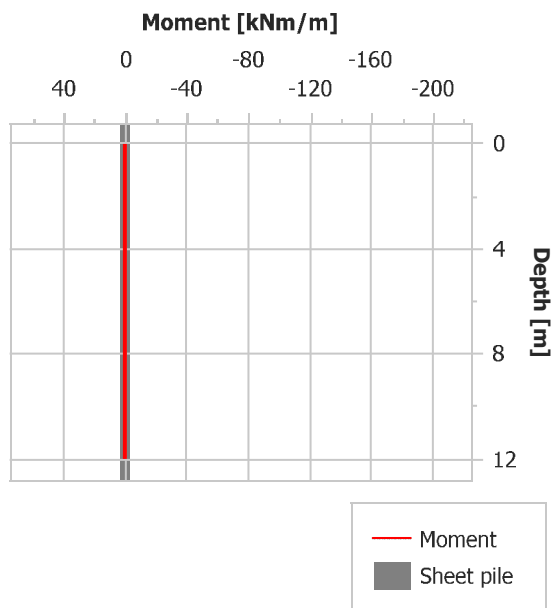


Phase no: 4

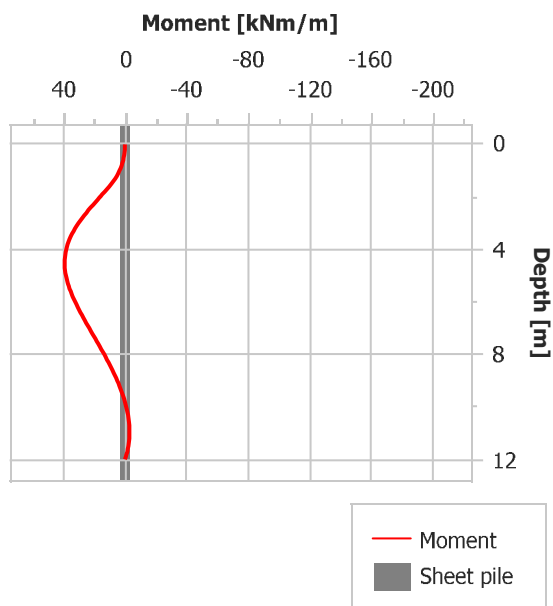


Moment graph

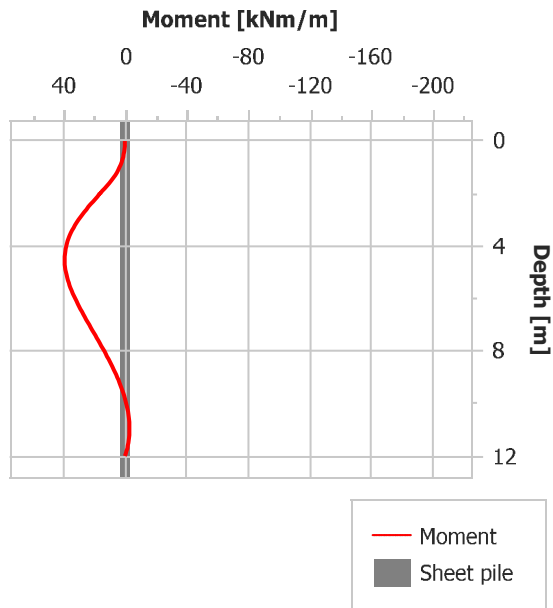
Phase no: 1



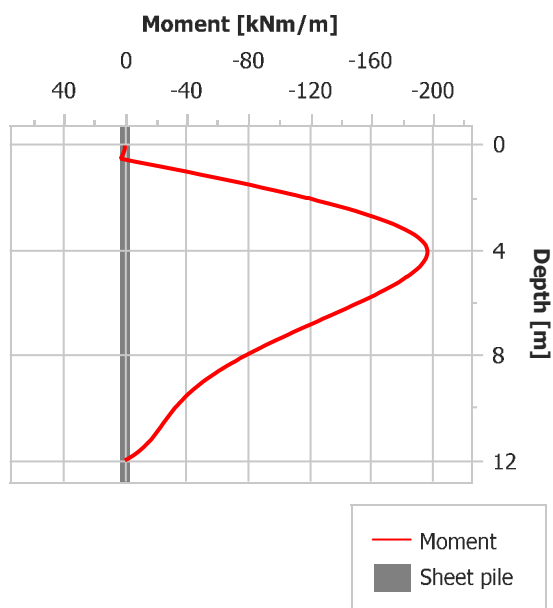
Phase no: 2



Phase no: 3

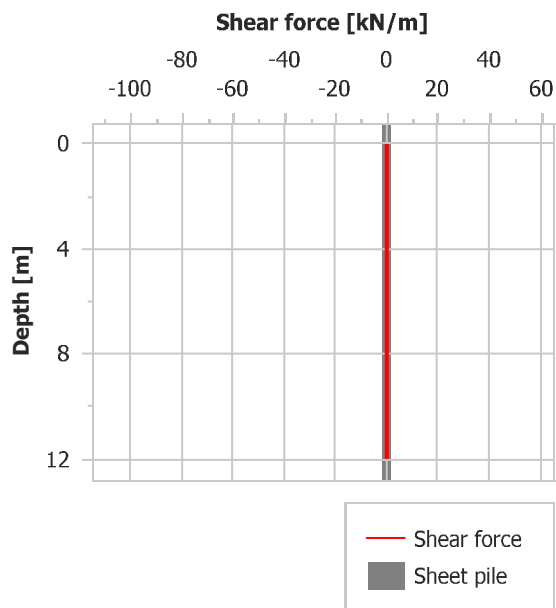


Phase no: 4

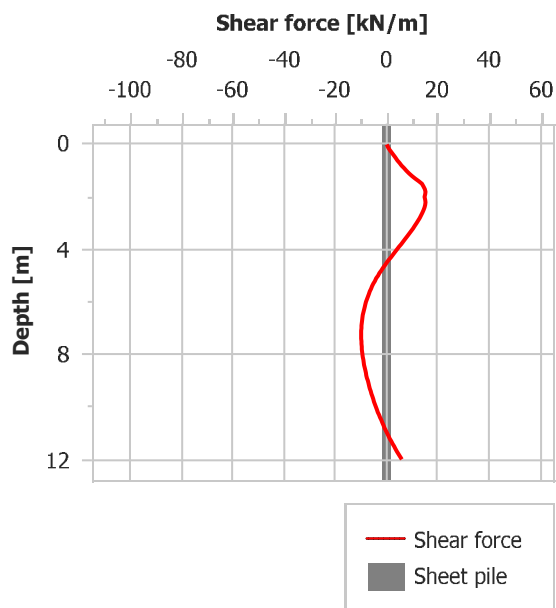


Shear force graph

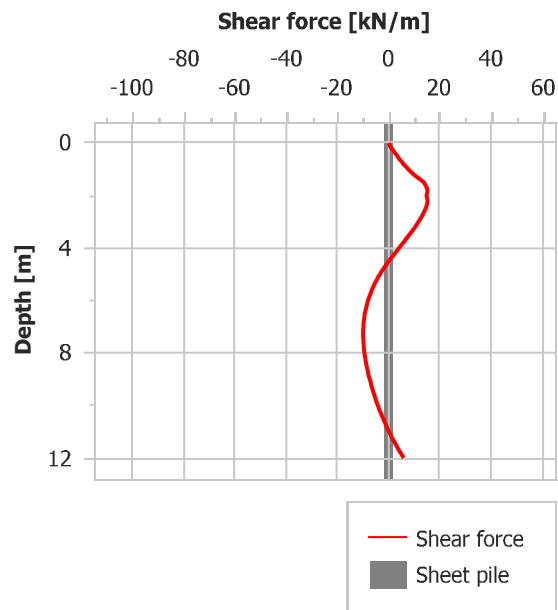
Phase no: 1

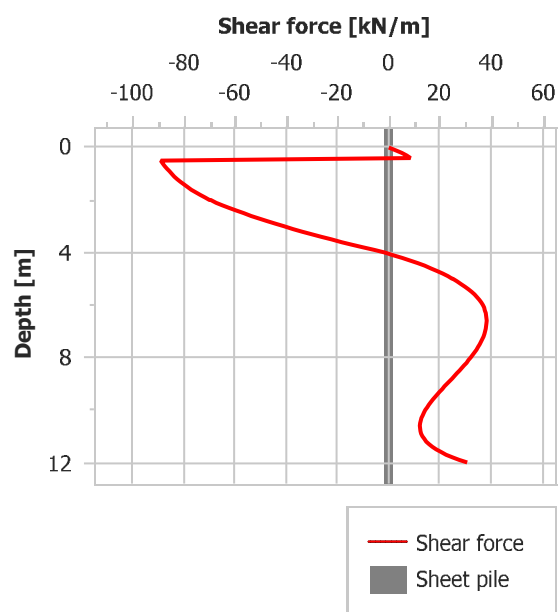


Phase no: 2



Phase no: 3

Phase no: 4



GeoSuite Supported Excavation Report

Project data

Project name: A246126 Elias Smiths vei

Project number: A246126

Contractor:

Comment:

Calculation name: 20393 ULS udrenert

Description:

File name: O:\A105000\A107414\Geoarkiv\Geoarkiv 2024\A246126 Elias Smiths
vei\POSTGRAF.DBF\20393 ULS udrenert.xml

Date modified: 2025-01-07 12:47

Additional vertical stresses

No	Depth, start [m]	Depth, end [m]	Stress, start [kPa]	Stress, end [kPa]
1	0,00	5,00	27,00	0,00

Soil layers

Fyll/Sand, ESS - Effective stress simplified

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	c [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	E-modulus [kPa]	
0,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA
2,00	18,00	2,00	33,00	0,60	5000,00	NA

Leire, TSA - Total stress automatic

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	Cu_behind [kPa]	Cu_front [kPa]	K0_eff [-]	G [kPa]	G/Cu-ratio [-]
2,00	18,00	20,00	20,00	0,70	990,00	49,50
5,00	18,00	30,00	30,00	0,70	1485,00	49,50

Kvikkleire, TSA - Total stress automatic

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	Cu_behind [kPa]	Cu_front [kPa]	K0_eff [-]	G [kPa]	G/Cu-ratio [-]
5,00	17,50	30,00	30,00	0,70	1485,00	49,50
12,00	17,50	20,00	20,00	0,70	990,00	49,50

Sheet pile

Sheet pile tip : To rock with tip bolt
System width : 1,40 m
Section data : Section from database

Database : GeoSuite
Type : Z sections
Section : AZ 17-700

Depth [m]	E-modulus [kN/m ²]	Moment of inertia [m ⁴]
0,00	2,10E8	3,62E-4
12,00	2,10E8	3,62E-4

Phases

Phase no: 1

Type : Tip condition fixity

Fixity no : 1

Depth : 12,00 m

Type of fixity : Horizontal

Phase no: 2

Type : Excavation/Water pressure

Depth : 1,50 m

Depth to water level, front : 1,50 m

Depth to water level, behind : 1,00 m

Pore pressure at tip, front : 105,00 kPa

Pore pressure at tip, behind : 110,00 kPa

Phase no: 3

Type : Strut/Anchor

Anchor no : 1

Type : Strut

Depth : 0,50 m

Spacing : 1,00 m

Stiffness : 468480,00 kN/m

Pre-stressing : 0,00 kN

Angle : 0,00 °

Database : GeoSuite

Type of strut : HEB profiles

Strut : HE200B

Phase no: 4

Type : Excavation/Water pressure

Depth	: 4,00 m
Depth to water level, front	: 4,00 m
Depth to water level, behind	: 1,00 m
Pore pressure at tip, front	: 80,00 kPa
Pore pressure at tip, behind	: 110,00 kPa

Wall details

Phase no: 1

Excavation depth:	0,00 m
Water depth, front:	1,00 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0000 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	0,00 m
Max moment:	0,00 kNm/m	0,00 m
Min moment:	0,00 kNm/m	0,00 m
Max shear force:	0,00 kN/m	0,00 m
Min shear force:	0,00 kN/m	0,00 m
Tip bolt shear force:	0,00 kN/m	12,00 m

Phase no: 2

Excavation depth:	1,50 m
Water depth, front:	1,50 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0086 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	8,10 m
Max moment:	35,54 kNm/m	3,80 m
Min moment:	-1,93 kNm/m	10,50 m
Max shear force:	18,97 kN/m	1,99 m
Min shear force:	-9,70 kN/m	5,80 m
Tip bolt shear force:	2,64 kN/m	12,00 m

Phase no: 3

Excavation depth: 1,50 m
Water depth, front: 1,50 m
Water depth, behind: 1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0086 m	0,00 m
Min displacement:	0,0000 m	8,10 m
Max moment:	35,54 kNm/m	3,80 m
Min moment:	-1,93 kNm/m	10,50 m
Max shear force:	18,97 kN/m	1,99 m
Min shear force:	-9,70 kN/m	5,80 m
Tip bolt shear force:	2,64 kN/m	12,00 m

Anchors

No	Depth [m]	Spacing [m]	Stiffness [kN/m]	Pre-stressing [kN]	Angle [°]	Axial anchor force [kN]	Hor. anchor force [kN]
1	0,50	1,00	468480,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Phase no: 4

Excavation depth:	4,00 m
Water depth, front:	4,00 m
Water depth, behind:	1,00 m

	Value	at depth
Max displacement:	0,0084 m	2,20 m
Min displacement:	0,0000 m	12,00 m
Max moment:	20,21 kNm/m	7,00 m
Min moment:	-57,46 kNm/m	2,80 m
Max shear force:	40,43 kN/m	4,00 m
Min shear force:	-42,78 kN/m	0,50 m
Tip bolt shear force:	1,40 kN/m	12,00 m

Anchors

No	Depth [m]	Spacing [m]	Stiffness [kN/m]	Pre-stressing [kN]	Angle [°]	Axial anchor force [kN]	Hor. anchor force [kN]
1	0,50	1,00	468480,0	0,0	0,0	48,0	48,0

Roughness details

Phase no: 1

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 1,00 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 1,00 = 0,00$$

Vertical status:

Phase no: 2

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 0,95 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 0,95 = 0,00$$

Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Phase no: 3

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frit} * 0,95 = 0,00$$

Specified condition:

$$0,00 + 0,00 * 0,95 = 0,00$$

Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

Phase no: 4

Equilibrium roughness:

$$R_{beh.} + R_{frt} * 0,76 = 0,00$$

Specified condition:

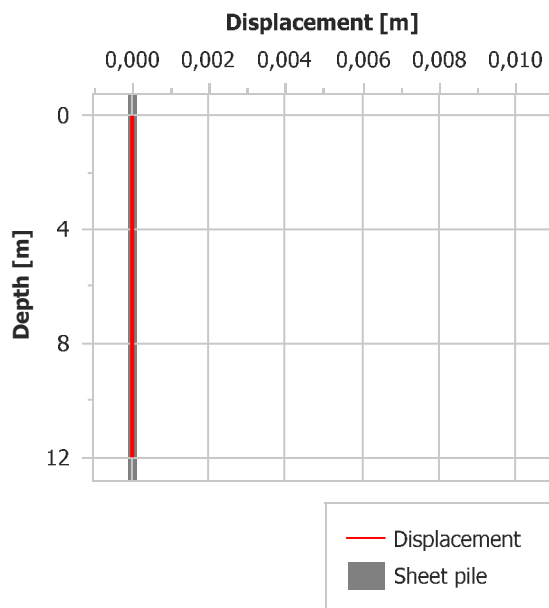
$$0,00 + 0,00 * 0,76 = 0,00$$

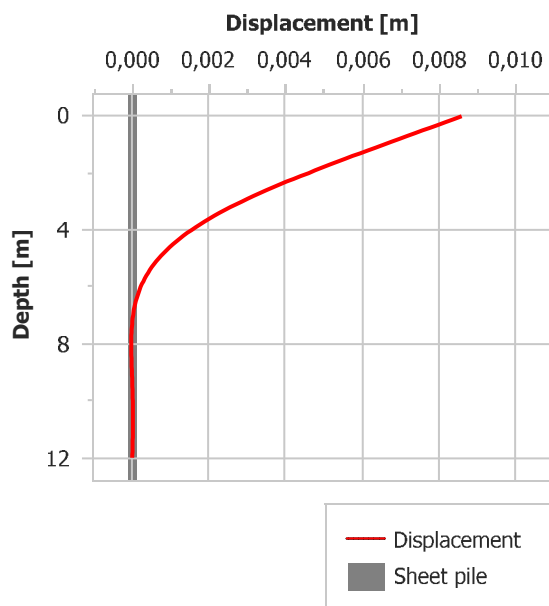
Vertical status:

There is 0 kN/m extra capacity against self penetration. Status: OK.

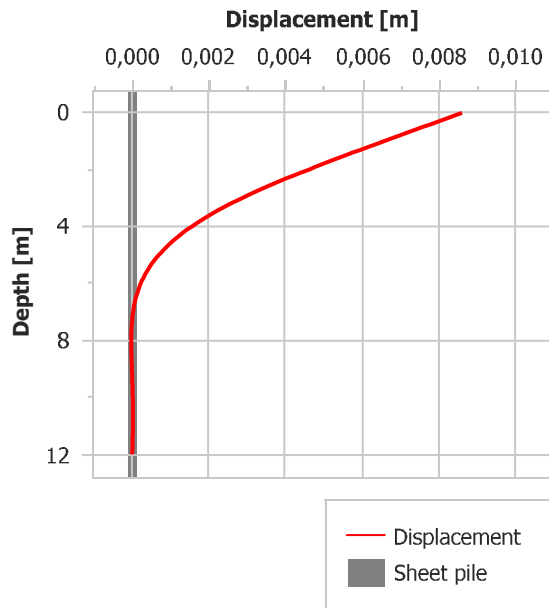
Displacement graph

Phase no: 1

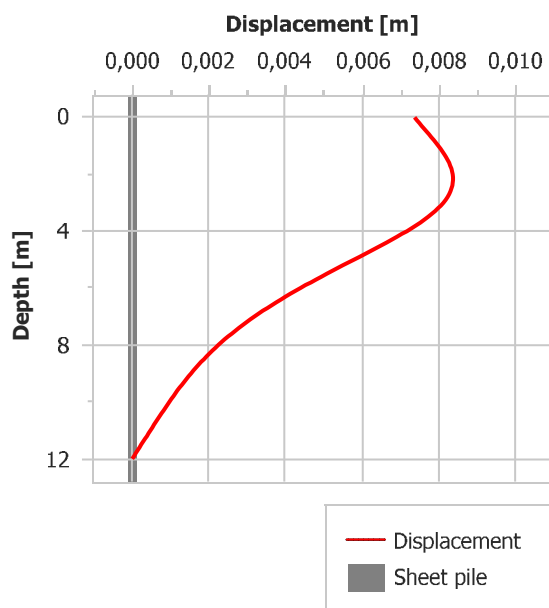
Phase no: 2



Phase no: 3

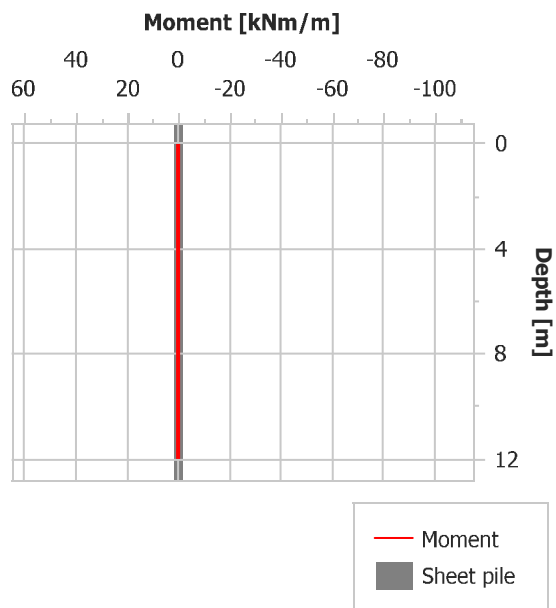


Phase no: 4

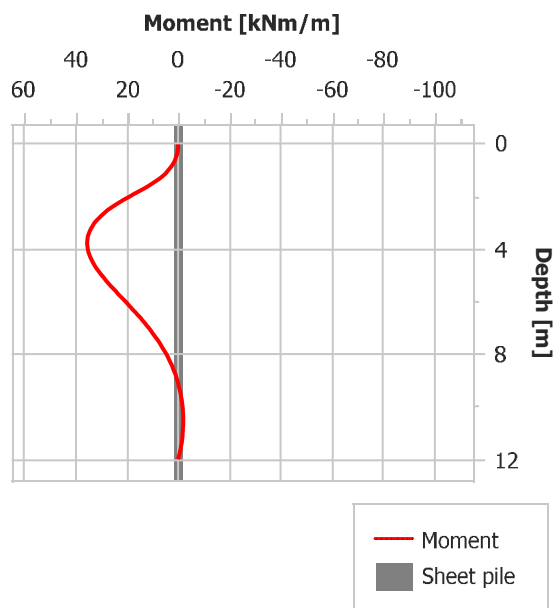


Moment graph

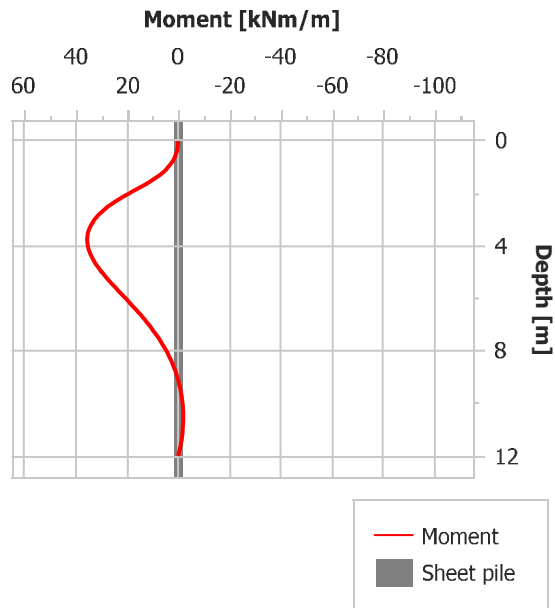
Phase no: 1



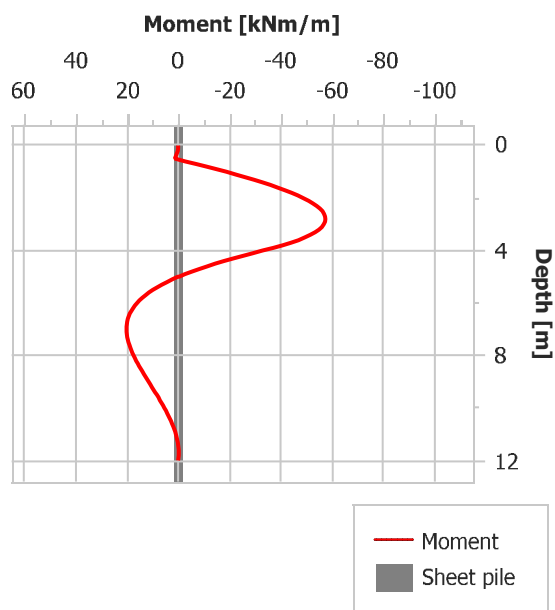
Phase no: 2



Phase no: 3

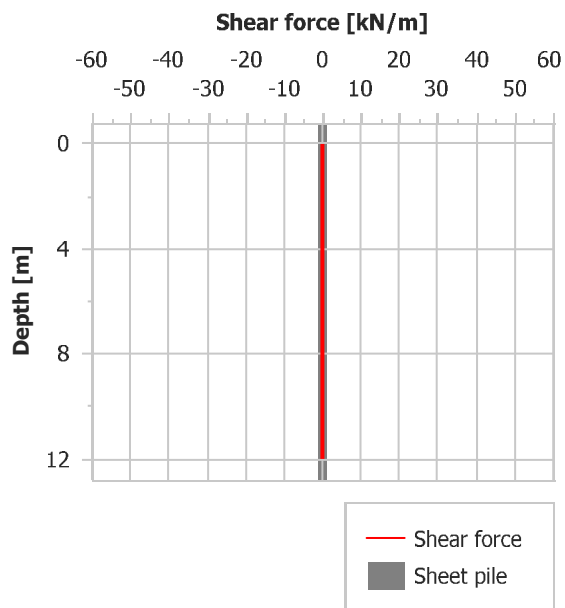


Phase no: 4

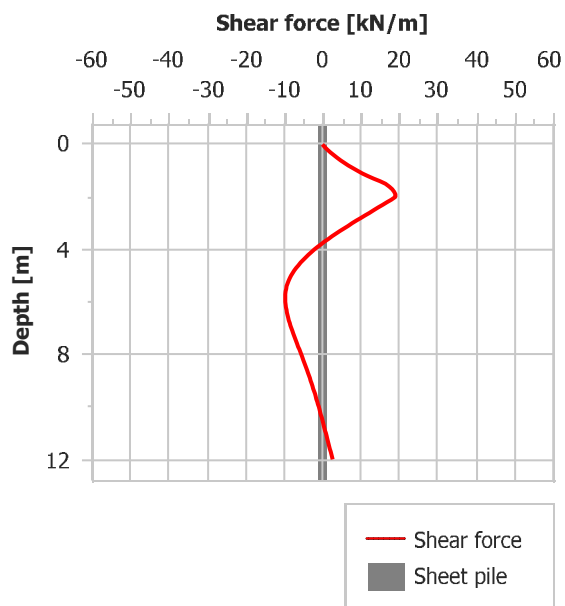


Shear force graph

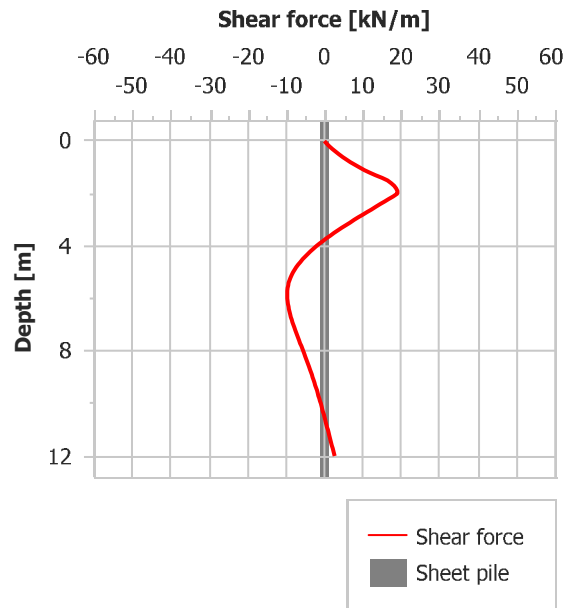
Phase no: 1

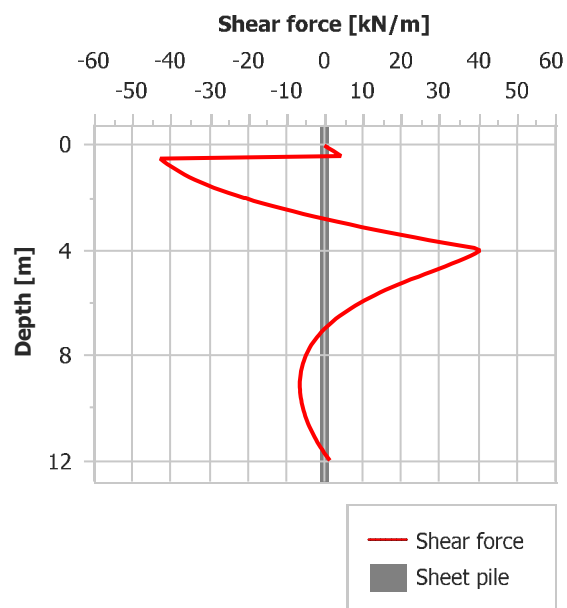


Phase no: 2



Phase no: 3

Phase no: 4



1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126

Kontroll av
Spunt kapasitet

Vedlegg C
Dato 22.02.2026

Kontroll av spunt kapasitet

Spunt ved kun 20393

Forutsetninger:

- Spunter dimensjonert i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.3
- Kritisk fase uavhengig av permanent eller temporær gravefase for bruks- og bruddgrensetilstand
- Permanent spunt kontrolleres i brukstilstand
- Permanent spunt skal korrosjonsbeskyttes (begge sider)

Designkrav:

$$\sigma_{dbrudd} = \frac{M_{brudd}}{W} + \frac{N_{brudd}}{A} \leq f_{dbrudd}$$

$$\sigma_{dbruk} = \frac{M_{brukperm}}{W_{korr}} + \frac{N_{brukperm}}{A_{korr}} \leq f_{dkorr}$$

[Ref: SVV H220 10.3]

Input parametere:

		Brudd	Bruk	
Design moment	M*	288	197	kNm
Design aksial kraft	N*	0	0	kN
Materialfaktor, stål	$\gamma_{mstålbrudd}$	1,15	-	
Ståltype		S355		
Spunt valg		AZ 17-700		
Spunt tiltak		temporær		

Design parametere:

Stålets flytespenning	f_y	355 MPa
Min section thickness	t	8,5 mm
Motstandsmoment	W	1730000 mm ³
Tverrsnitt	A	13300 mm ² /m

Beregninger:

Bruddstilstand:

Aksialspenning	σ_{dbrudd}	166,5 N/mm ²	$[\sigma_{dbrudd} = M_{brudd} / W + N_{brudd} / A]$
Spenningkapasitet	f_{dbrudd}	308,7 N/mm ²	$[f_{dbrudd} = f_y / \gamma_{mstålbrudd}]$ Ref. V220 10.3.7

Brukstilstand:

Aksialspenning	σ_{dbruk}	- N/mm ²	$[\sigma_{dbruk} = M_{brukperm} / W_{korr} + N_{brukperm} / A_{korr}]$
Spenningkapasitet	f_{dkorr}	- N/mm ²	$[f_{dkorr} = f_y / 1,15]$ Ref. V220 10.3.8

Resultater: Tilfredsstillende design i bruddstilstand (fd > σd) Kapasitet: 185%

Velg AZ 17-700 spunt (for temporær tiltakk)

A246126

1000999 Elias Smiths vei og hamang, oppgradering av leningsnett, Hamang, ny kum 20393

COWI AS	Dato:	Utarbeider:	Kontroll:	Godkjent:	COWI
	08-08-2024	CBNI	JFRY	CBNI	
	Oppdrag nr.:	Vedlegg nr.:	Versjon		
	A117074	A	1		

1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126

Dimensjonering av
pute

Vedlegg E
Dato 22.02.2026

Dimensjonering av pute

Pute ved kum 20393

Forutsetninger:

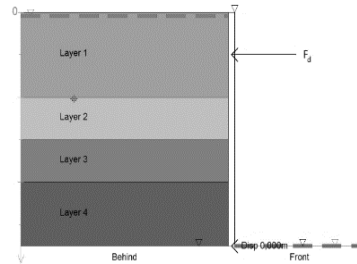
- Puter dimensjonert i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.5.3
- Puter monteres for å fordele lasten fra jordtrykket via spunt og puter til stagene
- Dimensjoneres i bruddgrensetilstanden og kontrolleres for ulykkestilstanden
- Permanent putene skal korrosjonsbeskyttes

Designkrav:

$$M_i = \frac{q l^2}{10} > M_d \quad [\text{Ref: SVV H220 10.5.3}]$$

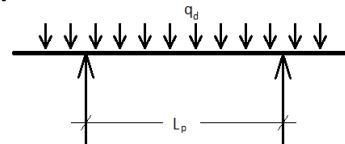
Inputparametere:

Kraft, stiver/stag (GS spunt)	F_d brudd	396 kN
	F_d bruk	295 kN
Avstand, stiver/stag	S	3,0 m
Materialfaktor, stål	γ_m	1,15 -
Reduksjonfaktor	λ_{red}	1,0 -
Puter lengde (mellom stag)	L_p brudd	3 m
	L_p ulykke	6 m
Feste, pute	anchored at both ends	
Putekriterium	temporær	
Puteseksjon	HEB 240	



[mellom 0,7 - 1,0]

[L_p brudd er maks avstand mellom to sette punkt f.eks to stag/stivere eller stag/stiver og spuntvegg. L_p ulykke er maks avstand mellom to sette punkt etter støtbrudd]



Plan View

Designparametere:

Stålets flytespenning	f_y	345 MPa
Elastisitetsmodul, seksjon	$W_{el x}$	938 cm ³
Plastisitetsmodul, seksjon	$W_{pl x}$	1053 cm ³
Lateral torsjon og bøyning	Vipp	1,3 -

[Vipp = 1,3 for HEB; 1,0 for 2 x U seksjoner]

Beregninger:

Bruddstilstand:

Jordtrykk	q_{brudd}	132,0 kN/m
Dimensjonerende moment	M_d brudd	118,8 kNm
Elastisk momentkapasitet	M_i brudd	216,5 kNm

$$[q_d \text{ brudd} = F_d \text{ brudd} / L_p \text{ brudd}]$$

$$[M_d \text{ brudd} = (q_{brudd} \cdot L_p \text{ brudd}^2) / 10]$$

$$[M_i \text{ brudd} = W_{el x} \cdot (f_y / \gamma_m) / Vipp, \text{Ref. EC3 Eq 6.55}]$$

Ulykkestilstand:

Jordtrykk	q_d ulykke	98,3 kN/m
Dimensjonerende moment	M_d ulykke	221,3 kNm
Plastisk momentkapasitet	M_i ulykke	279,5 kNm

$$[q_d \text{ ulykke} = \lambda_{red} \cdot F_d \text{ bruk} / L_p \text{ ulykke}]$$

$$[M_d \text{ ulykke} = (q_{bruk} \cdot L_p \text{ ulykke}^2) / 16]$$

$$[M_i \text{ ulykke} = W_{pl x} \cdot f_y / Vipp]$$

Resultater:

Tilfredsstillende design i bruddstilstand ($M_i > M_d$) Kapasitet: 182%

Tilfredsstillende design i ulykkestilstand ($M_i > M_d$) Kapasitet: 126%

Velg HEB 240 puter (for kraft F_d = 396,0 kN og avstand S = 3 m)

A246126

1000999 Elias Smiths vei og hamang, oppgradering av leningsnett, Hamang, ny kum 20393

COWI AS	Dato:	Utarbeider:	Kontroll:	Godkjent:	COWI
	08-08-2024	CBNI	JFRY	CBNI	
	Oppdrag nr.:	Vedlegg nr.:	Versjon		
	A117074	D	1		

1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126

Dimensjonering av
stiver

Vedlegg E
Dato 22.02.2026

Dimensjonering av stiver

Stiver ved kum 20393

Forutsetninger:

- Stiver dimensjonert i henhold til Eurocode 3: Design of steel structures
- Termiske effekter vurderes ikke (f.eks. ekspansjon, sammentrekning)

Designkrav:

$$N = \frac{X \cdot A \cdot f_y}{\gamma_m} \geq F_d \quad [\text{Ref: EN 1993-1-1: 2005, Seksjon 6.3}]$$

Inputparametere:

Aksial stiverkraft	F_d	396 kN	[data fra GS]
Stiverlengde	L_s	7,0 m	[nødvendig stiverlengde]
Materialfaktor, stål	γ_m	1,15 -	Ref. EC3 Cl 6.1(1) 2B
Ståltype		S355	
Feste mellom stiver og pute		Fixed-Fixed	
Stiverseksjon		HEB 160	

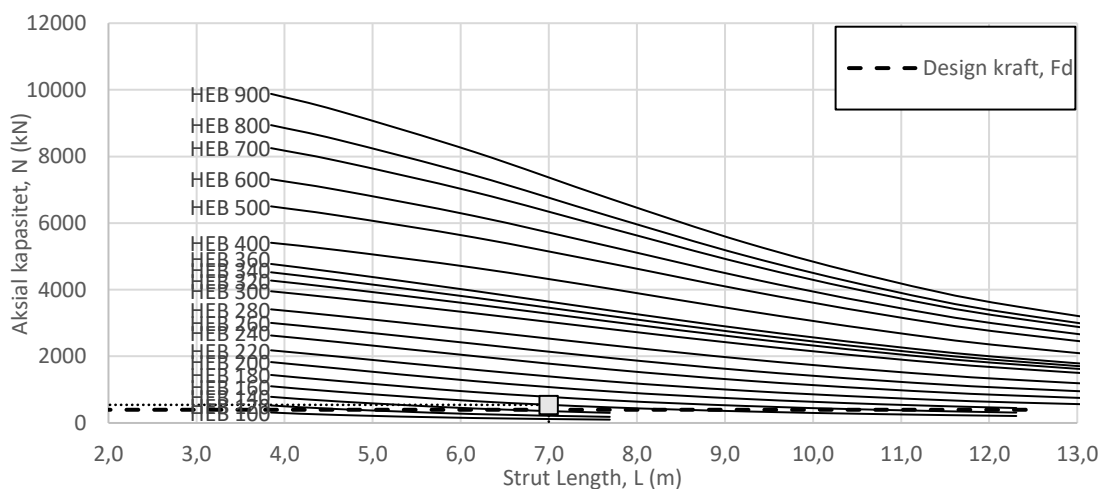
Designparametere:

Kritisk lengde	L_{cr}	4,55 m	[$L_{cr} = 0.65L$]
Seksjonsareal	A	5430 mm ²	
Stålets flytespenning	f_y	355 MPa	
Rotasjonsradius ("gyration")	i_y	0,041 mm	[Bøyning om svak y-akse]
	λ_1	76,4 -	[$\lambda_1 = 93,9\sqrt{235/f_y}$]
Forholdstall, tykkelse ("slenderness")	λ_y	1,47 -	[$\lambda_y = L_{cr}/i_y \cdot 1/\lambda_1$]
Faktor for mulig feil ("imperfect")	α	0,49 -	[Bøyning kurve C]
	ϕ	1,89 -	[$\phi = 0,5(1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2)$]
Reduksjonsfaktor	χ	0,324 -	[$\chi = 1/(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2})$]
Aksial kapasitet, stiver	N	544 kN	[$N = \chi f_y A / \gamma_m$]
Aksial kraft, stiver	F_d	396 kN	

Resultat:

Tilfredsstillende design (N > Fd) Kapasitet: 137%

Velg HEB 160 stiver (for aksial kraft Fd = 396 kN)



A246126

1000999 Elias Smiths vei og hamang, oppgradering av leningsnett, Hamang, ny kum 20393

COWI AS	Dato:	Utarbeider:	Kontroll:	Godkjent:	COWI
	08-08-2024	CBNI	JFRY	CBNI	
	Oppdrag nr.:	Vedlegg nr.:	Versjon		
	A117074	E	1		

1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126

Dimensjonering av
Fotbolter

Vedlegg F
Dato 22.02.2026

Dimensjonering av Fotbolter

Fotbolter ved kum 20393

Forutsetninger:

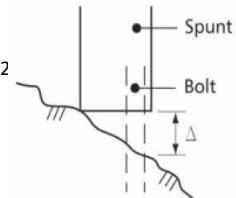
- Fotbolter dimensjonering i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.5.4
- Permanente fotbolter beregnes for korrosjon
- Avhengig av bergforholdene og den oppnådde innmeislingsdybde i berg gjøres en skjønnsmessig vurdering av hvilken horisontalkapasitet spuntfoten vil oppnå

Designkrav:

$$R = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_m} \geq S_d \quad [\text{Ref: SVV H220 10.5.4}]$$

Inputparametere:

Boltespiss, skjærkraft	S_i	44 kN/m	[data fra GS]
Materialfaktor, stål	γ_m	1,15	[Hb V220 10.5.4.2]
Glippe mot berg	Δ	150 mm	
Foltbolt diameter	ϕ	60 mm	
Fotbolt senteravstand	l	1,4 m c/c	
Spunt design tiltak		temporær	

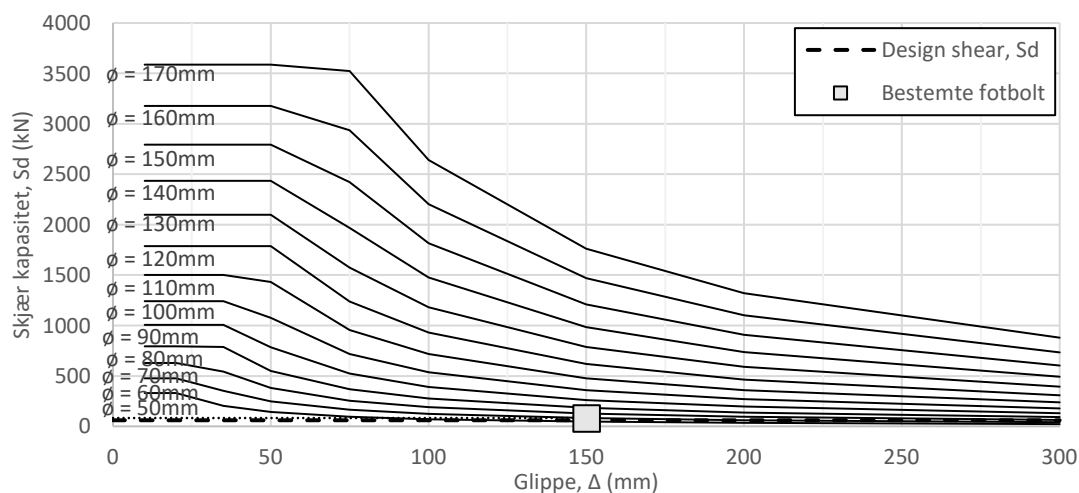


Designparametere:

Fotbolt, type:		S355	
Redusert boltediameter	ϕ_f	60 mm	[etter korrosjon, hvis noe]
Stålets flytespenning	f_y	335 MPa	[$f_y = 355-315$ MPa]
Motstandsmoment	W	21206 mm ³	[$W = \pi d^3/32$]
Boltens skjærkapasitet	R_{ibrudd}	82 kN	[$R = 2Wf_y/\Delta\gamma_m$]
Fotbolt skjærkraft	S_d	62 kN	[$S_d = S_i \cdot l$]

Resultat:

Tilfredsstillende design ($R > S_d$) Kapasitet: 134%
Velg fotbolt $\phi = 60$ mm på 1,4 m c/c -

**A246126**

1000999 Elias Smiths Vei og Hamang oppgradering av ledningsnet, Hamang kum 20393

COWI AS	Dato:	Utarbeider:	Kontroll:	Godkjent:	COWI
	07-01-2025	CBNI	JFRY	CBNI	
	Oppdrag nr.:	Vedlegg nr.:	Versjon		
	A246126	F	1		

1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126

Vurdering av
sikkerhet mot
bunnoppressing

Vedlegg G
Dato 07.01.2025

Vurdering av sikkerhet mot bunnoppressing

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

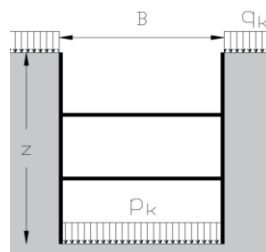
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	27 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,8 m
B	3 m
L	30 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	22 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

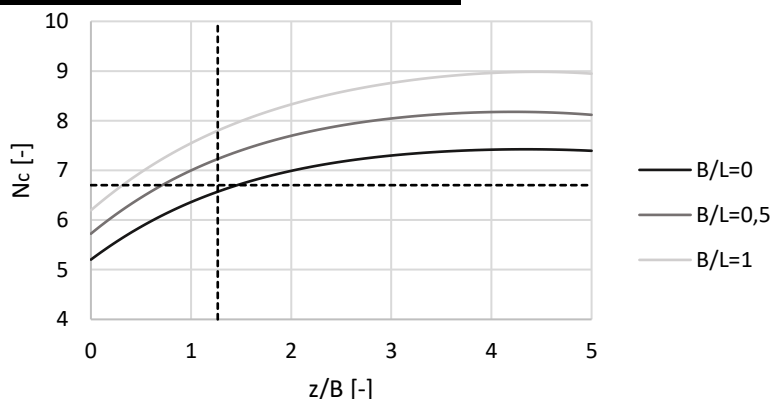
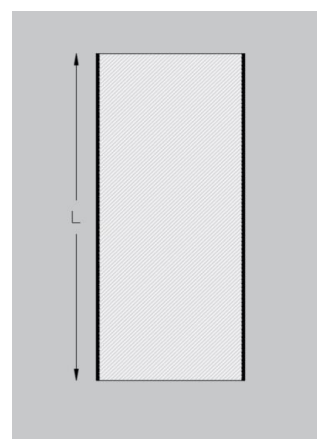
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,3
N_c	6,7
γ_M	1,42



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Prosjekt navn

1000999 Elias Smiths vei og Hamang oppgradering av ledningsnett, Hamang

Beregningsidentifikasjon

Profil 80

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
15-07-2024	CBNI	JFRY	CBNI
Oppdrag nr.: A246126	Vedlegg nr.: G	Versjon 1.0	Side 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	27 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²

Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3 m
B	3 m
L	30 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	22 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

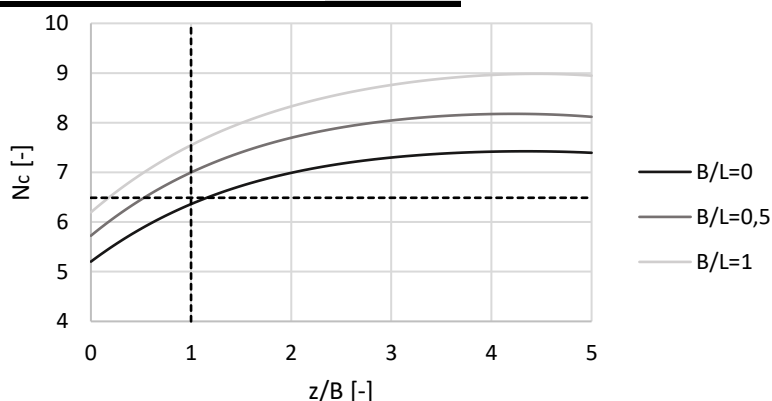
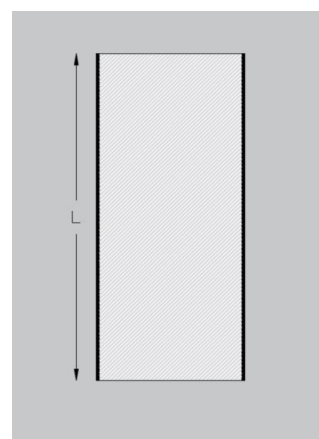
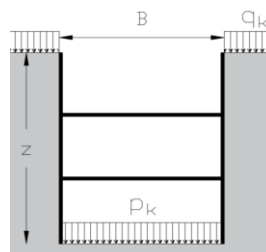
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,0
N_c	6,5
γ_M	1,60



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Prosjekt navn

1000999 Elias Smiths vei og Hamang oppgradering av ledningsnett, Hamang

Beregningsidentifikasjon

Profil 35

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
12-07-2024	CBNI	JFRY	CBNI
Oppdrag nr.: A246126	Vedlegg nr.: G	Versjon 1.0	Side 2

COWI

1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126

Bestemmelse av
jordtrykk ved
komprimering

Vedlegg H
Dato 22.02.2026

Bestemmelse av jordtrykk ved komprimering

Kum 20393

Jordtrykk ved komprimering - ubevegelig konstruksjon

MAL version 1.0 datert 24-03-2020

Karakteristiske jordparametere

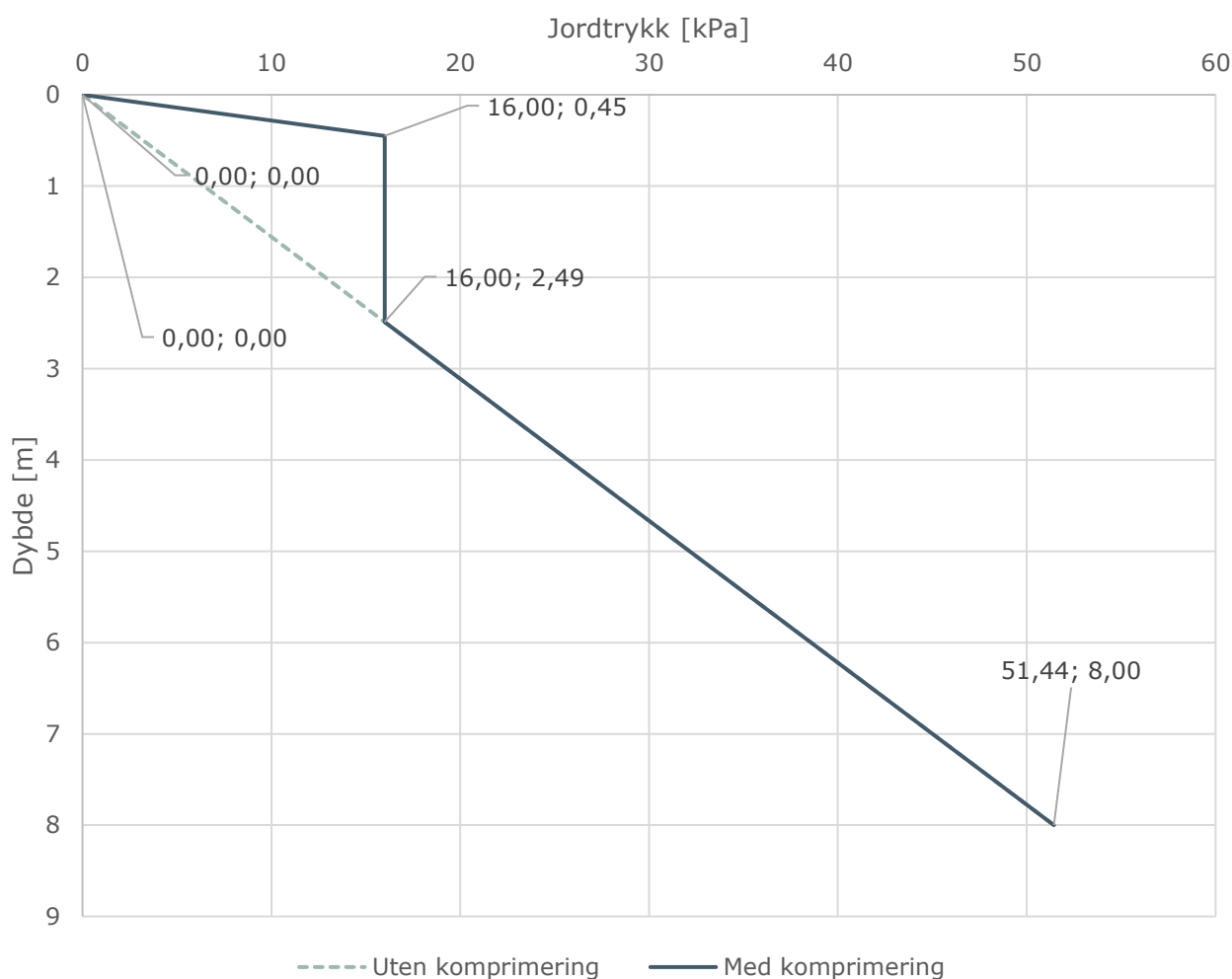
Friksjonsvinkel	ϕ_k	40 [deg]
Attraksjon	a	0 [kPa]
Effektiv rumvekt	γ'	18 [kN/m ³]

Komprimering:

Komprimeringsutstyr	Vibrasjonsplate, 400 kg.
Maksimal horisontalt jordtrykk	16,0 kPa
Kritisk dybde	0,45 [m]

Karakteristiske jordtrykkskoeffisienter:

Hviletrykkskoeffisient	K_0	0,4 [-]
------------------------	-------	---------



Karakteristisk hviletrykk inklusiv komprimering iht. Byggegruppveiledning 2018

Verdiene gjelder for komprimering i grovkornede masser. I mer finkornige masser kan trykket bli større.

Oppdrag:

A246126-1000999 Elias smiths vei og Hamang.

Beregningsdetalje kan angis her

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
15.01.2026	CBNI	KRLR	CBNI
Oppdrag nr.:	Vedlegg nr.:	Versjon	Side
A246126	H	1.0	1 av 1

COWI

https://cowi-my.sharepoint.com/personal/cbni_cowi_com/Documents/Documents/Norges projekter/Fornebu sjøledning/Etappe 2/Detaljprosjektering/Hamang/Vedlegg/Vedlegg H Komprimeringsjordtrykk_Byggegruppveileder_v1.0.xlsm

1000999 Elias Smiths vei og Hamang
Oppgradering av ledningsnett
Prosjekt nr. A246126

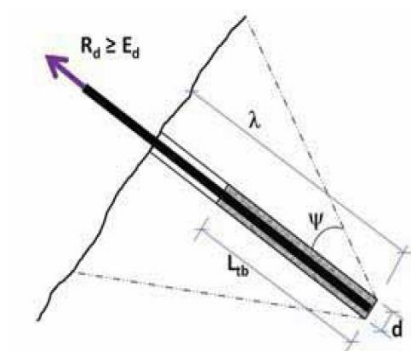
Bestemmelse av
boltforankring

Vedlegg I
Dato 22.02.2026

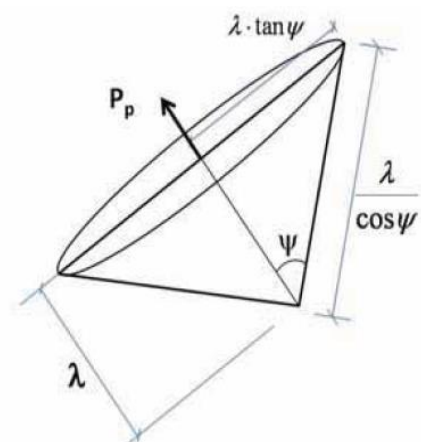
Bestemmelse av boltforankring ved forankringskloss F9 og F10

Forutsetninger	Enkelt bolter/stag - ikke gruppevirkning	
	Stag/bolter må prøveoppspennes og låses oppspent	
Geometriske parametre	Diameter av bolter/stag (d)	103 mm
	Forankringslengde (L_{tb})	6,0 m
	Innboringslengde i berg (λ)	7,0 m
	Diameter av borhull ($d_{borhull}$)	175 mm
	Spiss vinkel mellom stag og bergoverflate (α)	45 grader
	Flytekapasitet stag (F_{tk} , fra produktspesifikasjoner)	1770 kN
Styrke- og sikkerhetsparametre	Heften mellom bolt og mørtel ($\tau_{k;stål-mørtel}$, V220, side 10-28)	2 MPa
	Heftfasthet mellom mørtel og berg ($\tau_{k;mørtel-berg}$, Figur 10.19)	0,5 MPa
	Materialfaktor (γ_M , Mørtel)	1,25 -
	Bergmassens heftfasthet (τ_k , V220, Figur 10.21)	50 MPa
	Materialfaktor (γ_M , Berg)	3,0 -
	Bergmassens bruddvinkel $<45^\circ$ (ψ , Figurer 10.19 og 10.21)	35 grader
	Materialfaktor (γ_M , Stål)	1,15 -
	Reduksjonsfaktor (f_a)	0,7 -
Resultater	Indre kapasitet ($R_{i,d}$)	897,8 kN
	Brudd mellom stålmaterialet og mørtel ($R_{a,d}$)	3106,4 kN
	Brudd mellom mørtel og berg ($R_{a,d}$)	1319,5 kN
	Stabilitet av berg mot uttrekking ($R_{a,d}$)	1182,7 kN
	Dimensjonerende kapasitet av bolt/stag ($R_{a,d}$)	897,8 kN

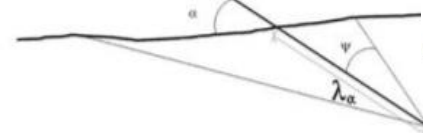
Alle stag/bolter må prøve- og låselast -last fastlegges separat



Figur 10.18 Forankringslengde i berg



Figur 10.20 Antatt form på uttrekkslegeme.



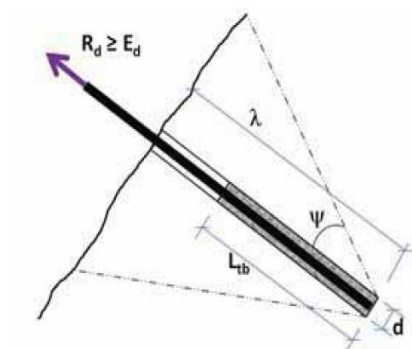
Figur 10.22 Spiss vinkel mellom stag og bergoverflate

A246126 1000999 Elias Smiths vei og Hamang

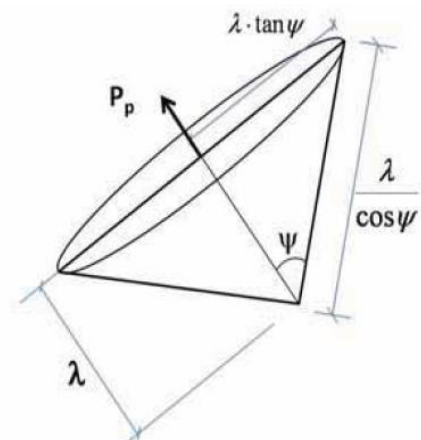
	Dato:	Utarbeider:	Kontroll:	Godkjent:	COWI
	16-02-2026	CBNI	JSSU	CBNI	
	Oppdrag nr.: A246126	Vedlegg nr.: I	Versjon 1.0		

Forutsetninger	Enkelt bolter/stag - ikke gruppevirkning	
	Stag/bolter må prøveoppspennes og låses oppspent	
Geometriske parametre	Diameter av bolter/stag (d)	103 mm
	Forankringslengde (L_{tb})	6,0 m
	Innboringslengde i berg (λ)	7,0 m
	Diameter av borhull ($d_{borhull}$)	175 mm
	Spiss vinkel mellom stag og bergoverflate (α)	45 grader
	Flytekapasitet stag (F_{tk} , fra produktspesifikasjoner)	2125 kN
Styrke- og sikkerhetsparametre	Heften mellom bolt og mørtel ($\tau_{k;stål-mørtel}$, V220, side 10-28)	2 MPa
	Heftfasthet mellom mørtel og berg ($\tau_{k;mørtel-berg}$, Figur 10.19)	0,5 MPa
	Materialfaktor (γ_M , Mørtel)	1,25 -
	Bergmassens heftfasthet (τ_k , V220, Figur 10.21)	50 MPa
	Materialfaktor (γ_M , Berg)	3,0 -
	Bergmassens bruddvinkel $<45^\circ$ (ψ , Figurer 10.19 og 10.21)	35 grader
	Materialfaktor (γ_M , Stål)	1,15 -
	Reduksjonsfaktor (f_a)	0,7 -
Resultater	Indre kapasitet ($R_{i,d}$)	1077,9 kN
	Brudd mellom stålmaterialet og mørtel ($R_{a,d}$)	3106,4 kN
	Brudd mellom mørtel og berg ($R_{a,d}$)	1319,5 kN
	Stabilitet av berg mot uttrekking ($R_{a,d}$)	1182,7 kN
	Dimensjonerende kapasitet av bolt/stag ($R_{a,d}$)	1077,9 kN

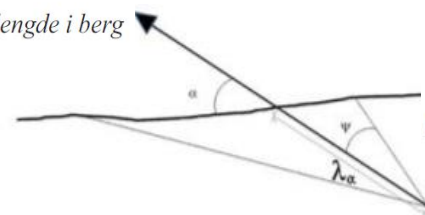
Alle stag/bolter må prøve- og låselast -last fastlegges separat



Figur 10.18 Forankringslengde i berg



Figur 10.20 Antatt form på uttrekkslegeme.



Figur 10.22 Spiss vinkel mellom stag og bergoverflate

A246126 1000999 Elias Smiths vei og Hamang 103/72

	Dato:	Utarbeider:	Kontroll:	Godkjent:	COWI
	13-03-2026	CBNI	JSSU	CBNI	
	Oppdrag nr.: A246126	Vedlegg nr.: I	Versjon 1.0		