

Fagrappport geoteknikk

RV.41 Søre Herefoss – Hynnekleiv, parsell 2
reguleringsplan



Prosjekt: Rv.41 Søre Herefoss - Hynnekleiv
Prosjektnummer: 10225918
Kunde: Statens Vegvesen
Rev: 00
Dato: 31.03.2022
Opprettet av: Mattis Falck
Kontrollert av: **Jure Kokosin**
Dokumentreferanse \\nokrsfs002\oppdrag\32715\10225918_rv_41\000\06 dokumenter\03 rig\05 notater\parsell 2\10225918_g02_rv_41_geotekniskfagnotat.docx

Innholdsfortegnelse

1.	Innledning	5
2.	Grunnundersøkelser	6
2.1	Tidligere grunnundersøkelser	6
2.2	Utførte grunnundersøkelser	6
3.	Prosjekteringsforutsetninger	7
3.1	Regelverk og standarder	7
3.2	Prosjektforutsetninger	7
3.3	Valg av partialfaktor	8
3.4	Seismisk grunntype	8
3.5	Dimensjonerende flomnivå	9
4.	Geotekniske vurderinger	10
4.1	P0-P220	10
4.1.1	Grunnforhold	10
4.1.2	Geoteknisk tiltak	10
4.2	P220-P560	12
4.2.1	Grunnforhold	12
4.2.2	Geoteknisk tiltak	13
4.3	P560-P880	15
4.3.1	Grunnforhold	15
4.3.2	Geoteknisk tiltak	16
4.4	P880 - P1190	16
4.4.1	Grunnforhold	16
4.4.2	Geoteknisk tiltak	16
5.	Konklusjon og veien videre	18
6.	Referanser	19
7.	Vedlegg	20

Tegningsliste:

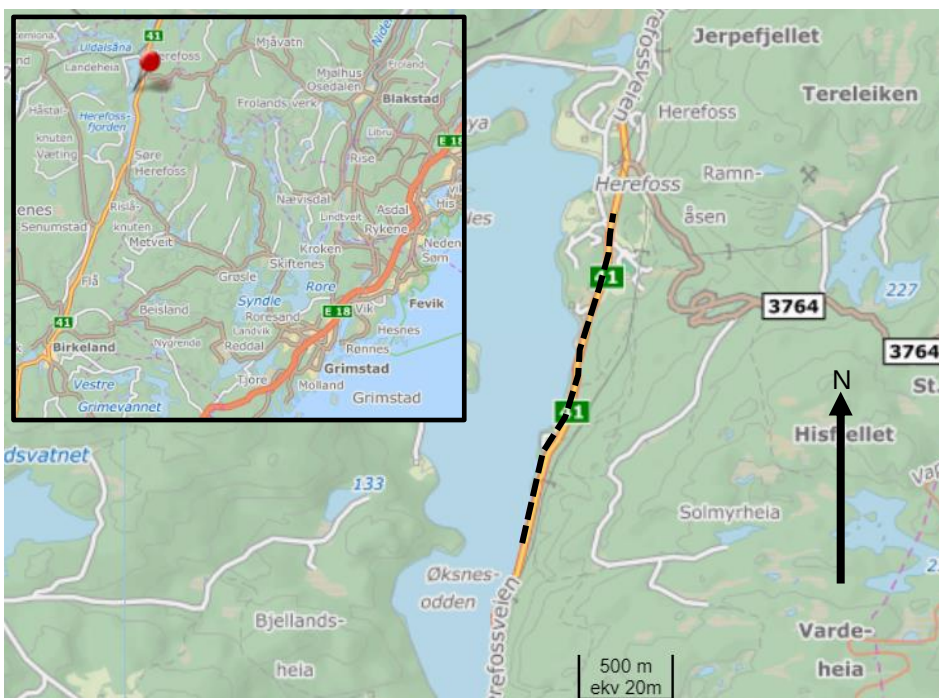
Oversiktskart (med planlagt vegbane)	G2001
Stabilitetsberegning dagens terreng P260	G2002
Stabilitetsberegning Anleggsfase P260	G2003
Stabilitetsberegning Tørrmur P260	G2004
Stabilitetsberegning Jordnagling P260	G2005
Stabilitetsberegning P390 Innskrenking av skråning	G2006
Stabilitetsberegning P980	G2007
Stabilitetsberegning P1030	G2008

1. Innledning

Sweco Norge AS er engasjert av Statens Vegvesen til utredning av reguleringsplan for utbedring av gjenstående strekning av Rv. 41 mellom Birkeland og Hynnekleiv uten gul midttlinje (Figur 1). Dette medfører veiskjæringer og utfylling ved siden av eksisterende vei for å øke bredden. Utbedring av veien er delt inn i tre planområder. Dette notatet omhandler geotekniske vurderinger for reguleringsplannivå på parsell 2.

Den aktuelle parsellen er omtrent 1,2 km.

De geotekniske vurderingene baserer seg på totalsonderinger, seismiske profiler og prøvetaking med naver og sylinder.



Figur 1: Oversiktskart over trase. Innfelt finner man område markert med knappenål. Stiplet linje viser parsell 2 og strekning uten gul midttlinje.

2. Grunnundersøkelser

2.1 Tidligere grunnundersøkelser

Det er tidligere utført planarbeid i nærheten av den aktuelle strekningen, men vi er ikke kjent med at det er utarbeidet geotekniske rapporter.

2.2 Utførte grunnundersøkelser

Grunnundersøkelser i forbindelse med reguleringsplan ble tatt i perioden januar 2022 – februar 2022. Det er foretatt 40 totalsonderinger. Dybdene til berg varierer mellom 3,02 og 12,33 meter. Sonderingene er tatt mellom kote +79,73 og kote +103. *Herefossfjorden befinner seg på kote +79.20, normalvannstand.* Se datarapport for detaljer /1/.

Sonderingene viser generelt høy sonderingsmotstand med økt rotasjon ned til berg. Boreleder observerer grus- og fyllmasser langs hele strekningen. Boringer tatt nærmere Herefossfjorden indikerer stedvis et lag av silt og siltig materiale i toppen. Tykkelsen på dette laget varierer fra 2 til 7m.

Det er foretatt 6 prøveserier med total 18 poseprøver og 3 sylinderprøver fra lag hvor det er observert lavere sonderingsmotstand. Laboratorieundersøkelsene viser at det svakere laget består av silt og siltig materiale nær strandsonen. Prøver tatt fra skråningene ovenfor veien indikerer sandig, grusig og siltig materiale.

3. Prosjekteringsforutsetninger

3.1 Regelverk og standarder

Følgende dokumenter er gjeldende for geoteknisk prosjektering:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler)
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger)
- NS 8141-2:2013. Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 2: Virkning av vibrasjoner på byggverk fra annen anleggsvirksomhet enn sprengning, og fra trafikk
- NS 3458:2004 Komprimering – Krav og utførelse

I tillegg og i den grad de er relevante, anbefales følgende veiledninger og håndbøker:

- SVV Håndbok N200, Vegbygging.
- SVV Håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging.
- SVV Håndbok V221, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.
- NVE Retningslinjer for fyllingsdammer.

3.2 Prosjektforutsetninger

Prosjektet omfatter utvidelse av Rv.41. Inngrepene omfatter fylling til siden for veien ut mot Herefossfjorden og berg- og løsmasseskjæringer mot fjellet. Området har lignende grunnforhold langs hele parsell 2. Fra undersøkelser finner man at avstanden til fjell ligger mellom 3 og 12 meter. Det er registrert forekomster av stein, grus, sand og silt i boringene langs eksisterende vei.

Det prosjekteres etter følgende forutsetninger, basert på informasjon om prosjektet:

Tabell 1: Prosjektforutsetninger

Prosjektforutsetning	Klasse/Kategori	Referanse	Kommentar
Konsekvensklasse (CC)	2	Eurokode NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 B3.1 Tabell B1	Middels stor konsekvens i form av tap av mennesketiv. Betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser
Pålitelighetsklasse (RC)	2	Eurokode NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 B3.1 Tabell NA.A1.3.1(901)	
Prosjektringskontrollklasse	PKK2	Eurokode NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Tabell NA.A1(902)	Krav om egenkontroll, internkontroll og utvidet kontroll
Geoteknisk kategori	2	Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Kapittel 2.1	«Konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- og belastningsforhold»

3.3 Valg av partialfaktor

Det er vurdert at bruddmekanismen i området vil oppføre seg seigt, dilatant for friksjonsmasser og nøytral oppførsel for silt. Ut fra konsekvensklasse og bruddmekanisme er materialekoeffisient (γ_m) for drenert analyse og udrenert analyse satt til henholdsvis 1,3 og 1,4, jfr. tabell 2.

Tabell 2: Materialfaktorer ved gitte konsekvensklasser for effektiv- og totalspenningsanalyser. Rødt felt indikerer benyttet krav til partialfaktor. Kilde SVV HB N200.

Tabell 205.1 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

Tabell 205.2 Partialfaktorer for $\gamma_{M, cu}$ ved totalspenningsanalyser

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

* Eurokode 7 krever at $\gamma_{M, cu} \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

3.4 Seismisk grunntype

NS-EN 1998 gir regler for prosjektering av konstruksjoner for seismiske laster. Grunntype kan velges i henhold til tabell NA.3.1 i 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Dybde til berg varierer mellom ca. 3 og 12 meter på parsell 2. Grunntypen settes til, der

det er kort til berg (<5m), grunntypen A. Der det er 5-15 meter dype masser settes grunntype til E.

3.5 Dimensjonerende flomnivå

Enkelte steder skal det fylles ned mot strandsonen. 200års flomnivå går opp til kote +85.2.

4. Geotekniske vurderinger

Delstrekningene er valgt ut ifra grunnforhold og inngrep som større fyllinger, løsmasseskjæringer og støttekonstruksjoner. For stabilitetsberegningene og tørrmurberegninger er følgende materialparameterene benyttet.

Materiale	γ	ϕ (	C' (Kpa)	$c_u D$ (Kpa)
Fylling	19	42	5	-
Fylling bak tørrmur	19	42	0	
Morenemasser og urmasser	19	40	10	-
Silt	19	33	7	80

Dimensjonerende trafikklast satt til 19,5 kN/m².

4.1 P0-P220

Relevante tegninger: G2001

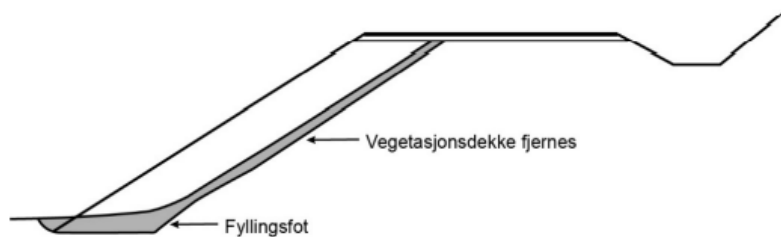
Grunnundersøkelser: 201, 202

4.1.1 Grunnforhold

Totalsonderingene ble utført på kote +83,27 til kote +87.71. Det er maks boret i 9,71 meter med løsmasser før påtruffet fjell. Det er generelt høy sonderingsmotstand ned til fjell med økt rotasjon ved majoriteten av dybdene. Fra laboratorieundersøkelsene ble det funnet silt og leirig silt i de øverste tre meterne og humus i toppen i borpunkt 202.

4.1.2 Geoteknisk tiltak

Det er planlagt moderat fyllingsarbeid mellom P0 og P220. Helningen på fyllingene skal være 1:1,5. For å etablere fylling må det fjernes vegetasjon. Se figur 2 for illustrasjon av prosedyre. Etter fjerning av vegetasjon må det øverste laget renskes for å fjerne all humusholdige løsmasser (matjord).

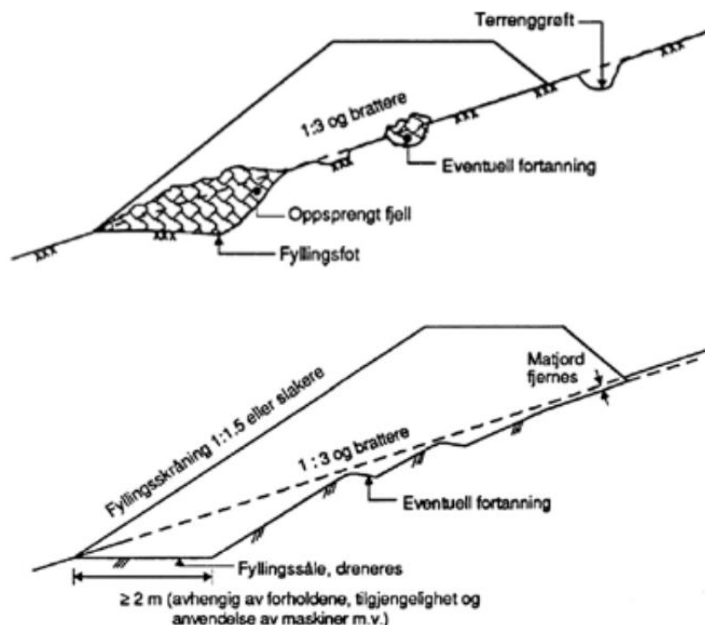


Figur 258.1 Breddeutvidelse av veg

Figur 2. Prinsipptegning for breddeutvidelse av veg, Kilde: SVV HB N200.

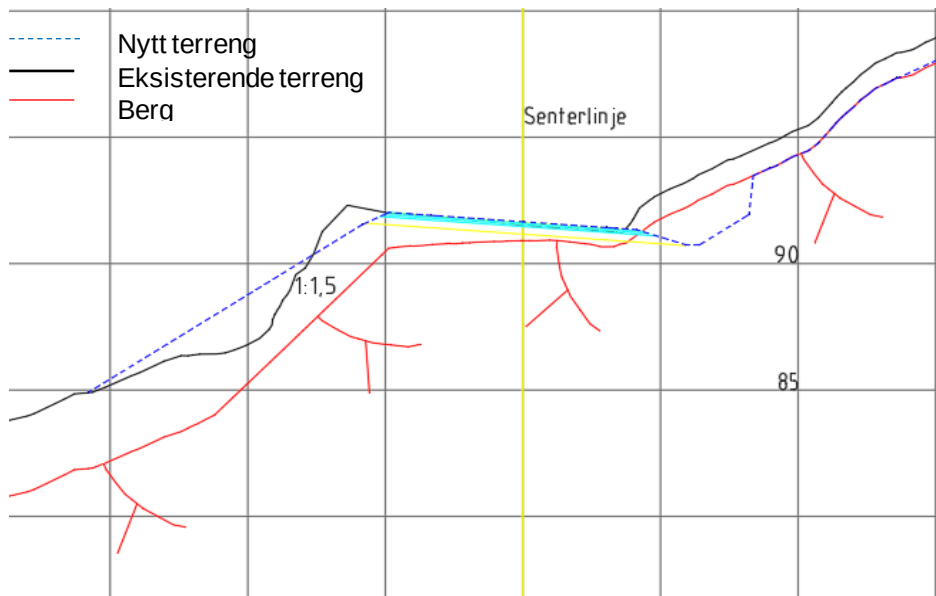
Det er viktig at det etableres en stabil fyllingsfot med sprengsteinmasser som legges direkte på berg eller på faste morenemasser. Det er krav om at det etableres en fyllingsfot ved bergoverflate/ terreng brattere enn 1:3. Se figur 3 for prinsipptegning. Det anbefales bruk av sprengstein med fraksjon 0-600 eller lignende. Det anbefales å bruke sprengstein med god kvalitet. Blokker større enn 1 meter anbefales ikke å benyttes pga. utfordringer ved komprimering. Tilkjøpte masser må ikke være frosne eller inneholde snø og/eller is.

Fyllingen legges lagvis og starter fra fyllingsfoten. Hvert lag komprimeres normalt etter standard NS3458. Lagtykkelse og komprimeringsutstyr velges ut fra massetype og steinstørrelse. For steinfyllinger skal største steinstørrelse i materialene ikke overstige 2/3 av lagtykkelsen ved utlegging.



Figur 3: Prinsipptegninger for etablering av fyllingsfot for berg- og løsmassesskråning. Kilde: SVV Håndbok V221.

Der hvor ny vei berører kanten til gammel vei vil det være nødvendig å slake ut skråningen på gammel vei. Det er registrert at yttersiden av eksisterende vei er i dårlig stand og fyllingen er for bratt. Det må derfor etableres en stabil skråning på 1:1,5. Dette gjelder for hele parsell 2. Se figur 4 for illustrasjon.



Figur 4: Profil over veifylling der ny fylling kommer for nære eksisterende veikant. Eksisterende veikant er bratt og bør slakkes ut slik som illustrert med blå stiplet linje.

Det må også benyttes tilstrekkelig størrelse på sprengstein slik at flom i Herefossfjorden ikke forårsaker utvasking i fyllingsfoten og fronten av fyllingen. Ut fra innledende vurderinger av nødvendig steinstørrelse på parsell 1, bør det benyttes steinstørrelse på 0,8 meter i fyllingsfronten fra fyllingsfoten og opp til kote +85. Dette utføres i praksis med å legge ut en ordnet steinfylling i fyllingsfronten. Det er viktig at fyllmasser i bakkanten av større steiner er godt komprimert, slik at vannet ikke kan vaske ut masser i fyllingskroppen. Nærmere vurderinger skal utføres i byggeplanfasen.

4.2 P220-P560

Relevante tegninger: G2001, G2002, G2003, G2004, G2005, G2006

Grunnundersøkelser: 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, P8, P9, P10, P11, P12, P13

4.2.1 Grunnforhold

Boringene på strekningen er boret mellom kote +85.16 til +103. Det er boret mellom 3.02-11.54 meter i løsmasser. Boringene viser omtrent 1 meter med et svakere topplag over et lag med hovedsakelig høy sonderingsmotstand ned til fjell. Det er registrert økt rotasjon og spyling ved flere dybder. Ut fra dette og kartlegging på befaringen antar vi at massene består hovedsakelig av urmasser og/eller morene.

Fra prøvetaking i 207, 209 og 219 er det registrert sandig, grusig og siltig materiale. Det er videre registrert noe humusinnhold i topplaget.

Det er også utført geofysiske undersøkelser i urmasseskråningen ovenfor veien P250 til P350, se egen rapport /2/. Dybdene til berg varierer mellom 1,5 og 12 meter noe som samstemmer med boringene.

På befaringen har vi registrert at det ligger rassteiner/ur-steiner av forskjellig størrelse i skråningen. Spesielt mellom P220-P260 var steiner nokså ustabile i overflata.

4.2.2 Geoteknisk tiltak

Denne delstrekningen preges av bratt løsmasseskråning på den ene siden og Sletteene gård på andre siden. Flytting av veien inn i skråningen vil følge til relativt stor terrenginngrep og sikkerhetstiltak. Herunder presenterer vi mulige geotekniske løsninger og usikkerheter for en optimalisert veitrasé som ble utarbeidet sammen med andre fag og SVV.

4.2.2.1 P220-P290

Fra P220 til omtrent P290 vurderes det at det ligger en urskråning ovenfor veien. Vi har vurdert 3 alternative stabiliseringstiltak.

Alt. 1:

Det kan benyttes tørrmur, gabioner eller betongklosser for å etablere støttekonstruksjon. Utførelsesprinsipp er nokså lik. Urmasser må fjernes i den grad det er nødvendig for å etablere stabil løsmasseskjæring i anleggsperioden. Nedgravingen skal starte ovenfra og massene må tas ut suksessivt. Det er gjort beregninger ved etablering tørrmur i program Profinova og GS Stability. Resultatene med laveste sikkerhetsfaktorer er sammenstilt i tabellen herunder:

Tabell 3. Resultater på stabilitetsanalyser for tørrmur ved P260.

Profil P260	Type analyse	Sikkerhetsfaktor	Kommentar
Dagens situasjon	aø-analyse	1,38	Stabil
Anleggsfase	aø-analyse	1,30	Stabil seksjonsvis utgraving 5 m.
Tørrmur	aø-analyse	1,34	Stabil

Sikkerheten viser seg å være tilstrekkelig i alle faser hvor den mest kritiske fasen ble funnet til å være 1,3 i anleggsfasen for tørrmur. I anleggsfasen ble seksjonsvisutgraving på 5 m simulert med 50 % utnyttelse av 3D-effekt, dvs faktor 0,2. Det ble vurdert at tørrmuren har begrenset maksimal høyde på ca 4 til 4,5 m. Resultater av beregninger i Profinova vises i Vedlegg 02. Det er konkludert at tørrmuren har tilstrekkelig bæreevne.

Alt 2:

Det kan også benyttes jordnagling for å etablere stabil skjæring. Stabilitetsberegningen med jordnagling som tiltak har vist at man oppnår større sikkerhet enn ved tørrmur, spesielt i anleggsfasen, se tabell 4. Jordnagling etablerer man å grave seksjonsvis nedover og etablere stag inn stabile løsmasser eller berg. Det legges geonett på skjæringsfronten som festes med stålplater som strammes med låsemutter på toppen av stag.

Tabell 4. Resultat på stabilitetsanalyse for jordnagling ved P260.

Profil P260	Type analyse	Sikkerhetsfaktor	Kommentar
Jordnagling, ferdig	aø-analyse	1,4	Stabil

Fordelen med å benytte jordnagling ovenfor tørrmur er at det er en mer fleksibel løsning, hvor man kan sikre betydelig høyere skjæringer. Ved jordnagling vil det være mulig å etablere åpen grøft siden det vil være mulig å stabilisere høyere skjæringer enn 4,5 m. Eventuell høy grunnvannstand vil være ugunstig ved en bratt skjæringshelning dersom det påtreffes vannfømflintlige masser.

Alt 3:

Det kan også benyttes permanent rørvegg som festes i berg. Det vil være nødvendig å feste rørvæggen med innvendig avstivning og etablere en permanent front av f.eks. sprøytebetong. Rørvegg er en robust løsning som gir god forutsigbarhet i utførelsesfasen, men er antagelig dyrest av alle 3 foreslåtte alternativer.

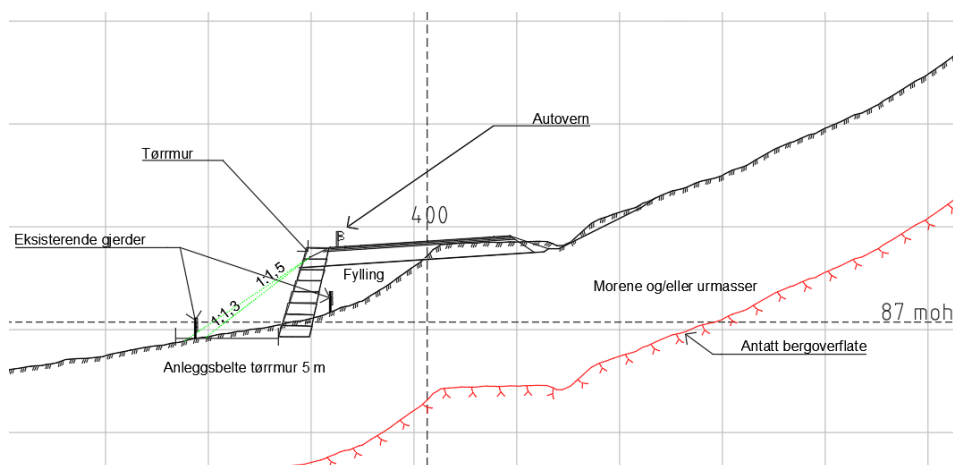
Grunnvannstand:

Det er imidlertid noe usikkerhet knyttet til grunnvannstanden, hvor det ble registrert grunnvann på 1,7 meter i en brønn under befaring. Stabilitetsvurderingene har vist at dybde på grunnvannet vil ha stor innvirkning på stabiliteten til skråningen. Det anbefales å gjennomføre prøvegraving i neste fase for å vurdere oppførsel av masser ved graving, vurdere størrelse på steiner og registrere evt. vanntilslutning. Etter prøvegravingen vil det være behov for å vurdere installasjon av 2 stk piezometer for å få oversikt over grunnvannet.

4.2.2.2 P280-P560

Fra P280 til P560 fylles det ut mot vest. Følg tiltak som beskrevet i 4.1.2 for etablering av veifylling. Fra omtrent P340 fylles det ut i eplelunden til Slettene Gård. Det er vurdert tiltak for å begrense områdebeslaget:

- Å forandre helningen på fyllingen fra 1:1,5 til 1:1,3 gir omtrent 1 meter mindre bredde på fyllingen.
- Ved å etablere tørrmur vil bredden fra veikanten og ut til bunn av tørrmuren bli omtrent 2,5 meter langs gjeldende strekning. Tørrmuren vil ha behov for 5 meter anleggsbelte på siden for etablering. Dette medfører at trær og eksisterende gjerder vil måtte fjernes, men det vil åpne for at det kan plantes på nytt etter etablering av mur. Se figur 5 for profil P400 med de forskjellige løsningene.



Figur 5: Profil av P400 med forskjellige løsninger tegnet inn.

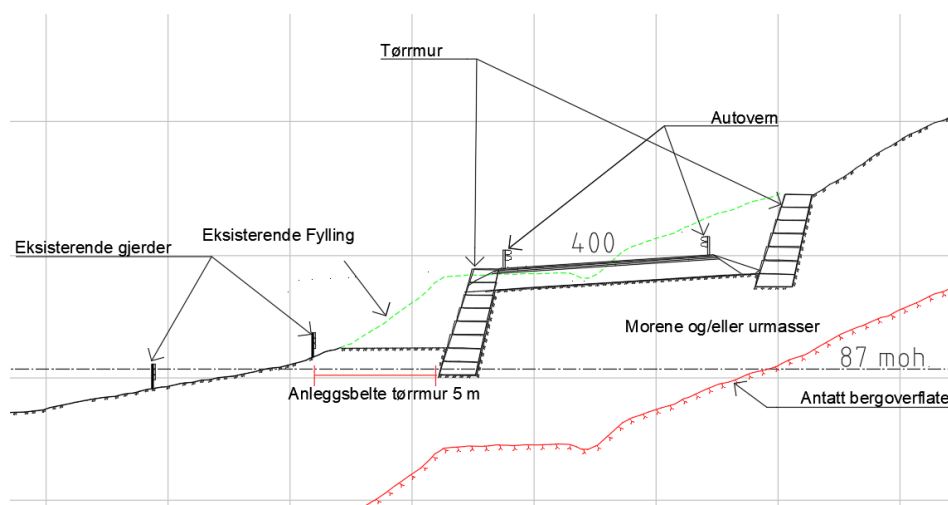
Profil P390 vurderes som mest kritisk med tanke på fyllings-/tørrmurhøyde. Stabilitetsberegninger i GS-Stability viser at fyllingen med fronten 1:1,3 er stabil. Herunder ligger oppsummering av beregningen i GS-stability:

Tabell 5. Resultat på stabilitetsanalyse for jordnagling ved P390.

Profil P390	Type analyse	Sikkerhetsfaktor	Kommentar
Fylling 1:1,3	aø-analyse	1,92	Stabil

Se vedlegg 02 for resultater av beregninger i Profinova. Det er konkludert at tørrmuren har tilstrekkelig bæreevne. Globalstabilitet av tørrmur er også vurdert som tilstrekkelig ut fra beregningen i P260.

Alternativt kan veien flyttes lenger inn mot løsmasseskråningen. Det må da opprettes to tørrmurer på hver side av veien. Dette er en dyrere løsning, men det sparer eplelunden. Se figur 6 for illustrasjon.



Figur 6: Løsning som innebærer å flytte veien lenger mot øst. Denne løsningen vil ikke interferere med eplelunden.

4.3 P560-P880

Relevante tegninger: G2001

Grunnundersøkelser: 222, 223, 224, 225, 226, 226A, 227, 228, 229, 235, 236, 237

4.3.1 Grunnforhold

Totalsonderingene viser i hovedsak høy sonderingsmotstand. Vi antar at massene består av urmasser og/eller morene. Totalsonderinger tatt i strandsonen viser et noe svakere lag fra 1 meter ned til 6 meters dybde. Fra laboratorieundersøkelsene av 226A og 227 viser kornfordelingsanalysen silt, leirig silt og sandig silt ned til avsluttet prøvetaking på henholdsvis 4 og 5 meter. Fra sylindprøvene i 227 ble skjærstyrken i silten målt til over 120 kPa.

4.3.2 Geoteknisk tiltak

Fra P560 til P610 skal det etableres en løsmasseskjæring. Følg prosedyre som beskrevet i 4.2.2. Fra ca. 620 til 640 er det nødvendig å etablere tørrmur. Kritisk profil P630 har slakere helning på skråning og i tillegg lavere tørrmur enn i P260. Det er også registrert fjell på omtrent 4 meter dybde bak planlagt tørrmur i P620 og vil følgelig sørge for at bruddflaten ikke vil kunne gå under tørrmuren. Grunnforholdene fremstår også like, dermed er stabiliteten av tørrmur vurdert til å være tilstrekkelig. Det vil uansett være hensiktsmessig å prøvegrave og vurdere installering av poretrykksmålere i etterkant av prøvegraving for å få oversikt over grunnvannstand.

Fra P650 til P730 og 810 til 870 skal det etableres fylling. Følg prosedyre beskrevet i 4.1.2. Her er det også nødvendig å etablere stikkrenne til bekk som renner fra fjellet.

Fra P720 til P730 skal urmasser fjernes i sin helhet til berg. Det kan også være nødvendig å sprengte vekk berg for å etablere ny trasé. På utsiden skal det være en begrenset fylling med fyllingsfot på dagens vegskulder, se kapittel 4.1.2 for vurdering av tiltak.

Fra P740 blir det bergskjæring frem til P860. På toppen av bergskjæring skal det renskes løsmasser og etableres stabile løsmasseskråninger.

Fra P870 til P880 skal en stabil løsmasseskråning etableres slik det er beskrevet i 4.2.2. Det kan også benyttes tørrmur.

4.4 P880 - P1190

Tegninger: G1001, G2007, G2008

Grunnundersøkelser: 230, 231, 232, 233, 234, 238, 239, P1, P2, P3, P4, P5, P6

4.4.1 Grunnforhold

Fra totalsonderinger er det registrert høy sonderingsmotstand. Kartlegging på befaringen viste at det ligger morene masser med godt sorter materiale i toppen. Det er vanskelig å skille mellom morene og urmasser fra totalsonderinger, men det kan være at morene går over til urmasser med dybde.

I borhull 238 og 239, som er tatt i strandsonen, er sonderingsmotstanden noe lavere. Sonderingsprofilene tyder på at man påtreffer siltlaget som ligner på det påtruffet i 226A og 227. Det er i tillegg utført geofysiske undersøkelser i skråningen over P850 til P1100. Dybdene til berg varierer mellom 0,3 til 12 meter.

4.4.2 Geoteknisk tiltak

Fra P880 til P1190 skal det etableres moderate veifyllinger. Følg prosedyre beskrevet i 4.1.2 for beskrivelse av fyllinger. Det er også mulig å etablere tørrmur istedenfor fyllinger. Tørrmur vurderes å være stabil, siden grunnforholdene og høydene er sammenlignbare enn ved P260 hvor stabiliteten ble vurdert, se 4.2.2. Det er gjort vurdering av stabiliteten på kritisk skråning for den nye traseen i P980. Sikkerheten er oppsummert i tabellen nedenfor.

Tabell 6. Resultat på stabilitetsanalyse for jordnagling ved P980.

Profil P980	Type analyse	Sikkerhetsfaktor	Kommentar
Fylling 1:1,3	aø-analyse	2,10	Stabil

Stabiliteten vurderes som tilfredsstillende.

Fra P1020 til P1050 skal det etableres stabile løsmasseskjæringer i morene som inneholder en del finere materiale som er vannømfintlig. Det vil i tillegg være hensiktsmessig å benytte geonett og kokosnett for å erosjonssikre skråning. Følg prosedyre som beskrevet i 4.2.2. Det kan også benyttes tørrmur og slakere skråninger for å redusere erosjon og minske terrenginngrep. Tiltaket må vurderes nærmere i byggeplanfase.

Mellom P1050 og P1190 skal det etableres moderat veifylling. I enkelte profiler skal det i tillegg etableres stabil løsmasseskråning. Følg prosedyre som beskrevet i 4.2.2.

Fra P980 til P1030, i nærheten av strandsonen, er det et alternativ å fylle ut overskuddsmasser i strandsonen. Fra boringer utført i strandsonen fremgår det at det er mulig å benytte plassen til fylling. Tillatt fyllingshøyde og areal må vurderes i neste fase. Dersom det skal fylles i vann, må det utføres supplerende grunnboringer.

5. Konklusjon og veien videre

Grunnforholdene ble vurdert på befaringen og senere ut fra grunnundersøkelser på de kritiske profilene. Grunnforholdene i denne veistrekningen vurderes som generelt sett enkle og oversiktlige. Det er usikkerhet angående oppførsel av masser og grunnvannstand i de høyeste løsmasseskjæringene som skal etableres på øvresiden av veien. Det anbefales at det utføres prøvegravinger på enkelte steder og at det i etterkant vurderes behov for poretrykksmålere.

Det er stort sett moderate fyllinger på denne parsellen. Dette vurderes som tilfredsstillende dersom det benyttes skråningshelning slakere enn 1:1,5 og at det etableres en stabil fyllingsfot. Det var utført stabilitetsberegninger for å minimere inngrep på gårdsareal. Det er funnet at det er tilstrekkelig å fylle med helning 1:1,3. Det er også mulig å etablere tørrmur for å spare enda mer av gårdsarealet. Stabiliteten er vurdert til å være tilstrekkelig i alle faser.

Det er stort sett moderate skjæring langs traseen. De største utfordringene er knyttet til inngaving i bratte løsmasseskråninger og samtidig nærheten av gårdsareal. Ved Slettene Gård, fra P250 til P580, er det utført tørrmurberegninger på både over og nedsiden av Slettene Gård, for å spare på gårdsarealet. Det ble vurdert forskjellige løsninger for å stabilisere skjæringene. Alle løsninger anses som gjennomførbare. Nokså lik situasjon framstår også fra P560 til P1190, hvor det kan benyttes lignende sikkerhetsprinsipper som ved Slettene Gård. I neste fase må de valgte løsningene detaljprosjekteres.

Tiltakene for løsmasseskjæring ovenfor bergskjæringene må vurderes på stedet ut fra lokal løsmassetykkelse og terrengforhold. Sikringsomfanget vil kunne variere betydelig.

Det anbefales at utførelsen kontrolleres av geotekniker med erfaring fra anleggsteknikk. Anlegget medfører forholdsvis store sprengningsarbeider med mye logistikk, og deponering av masser, dermed er det viktig å utarbeide en god plan som ivaretar dette.

6. Referanser

/1/ Datarapport 10225918 RIG_R02_A00, Sweco Norge AS, datert 30.03.2022.

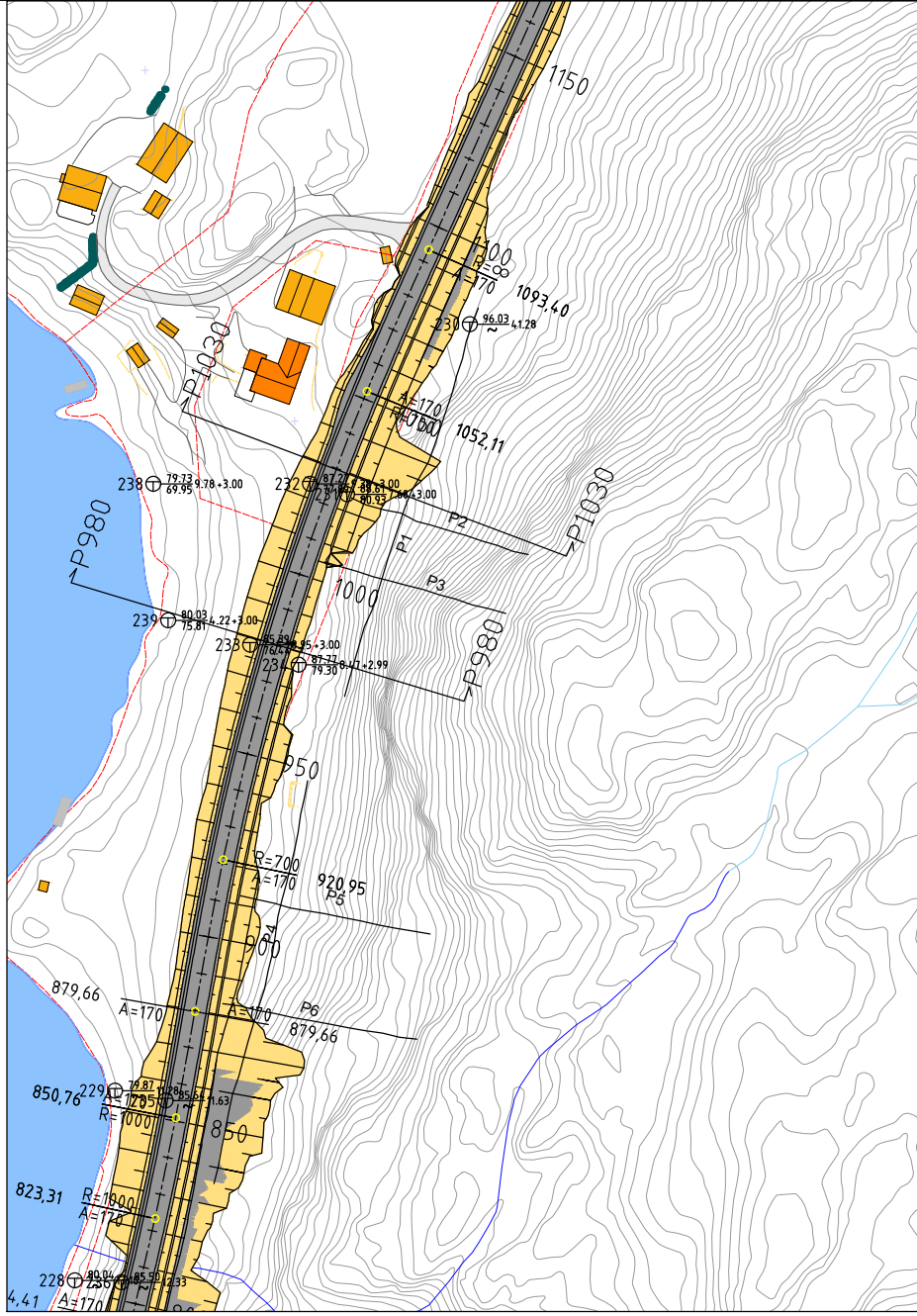
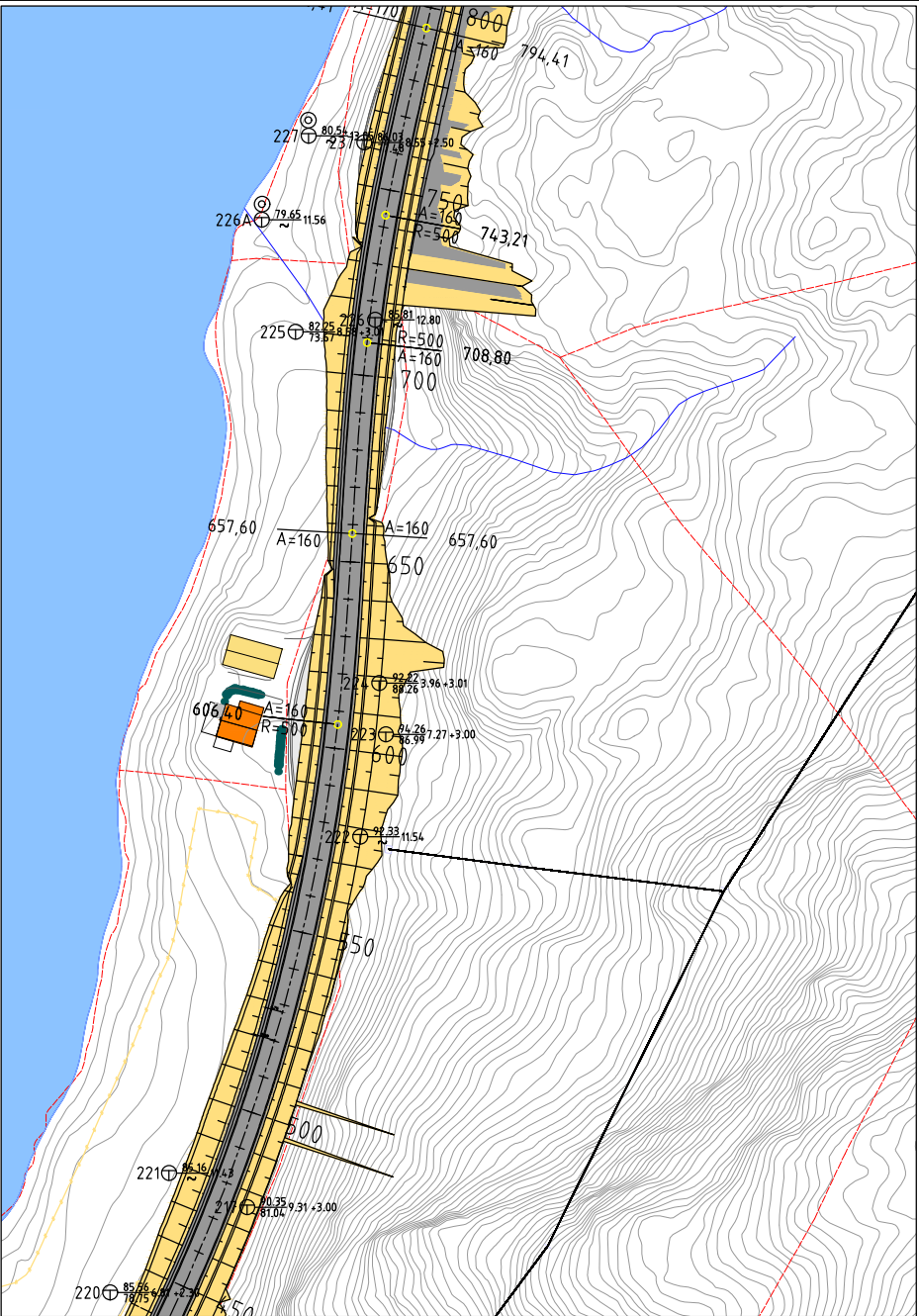
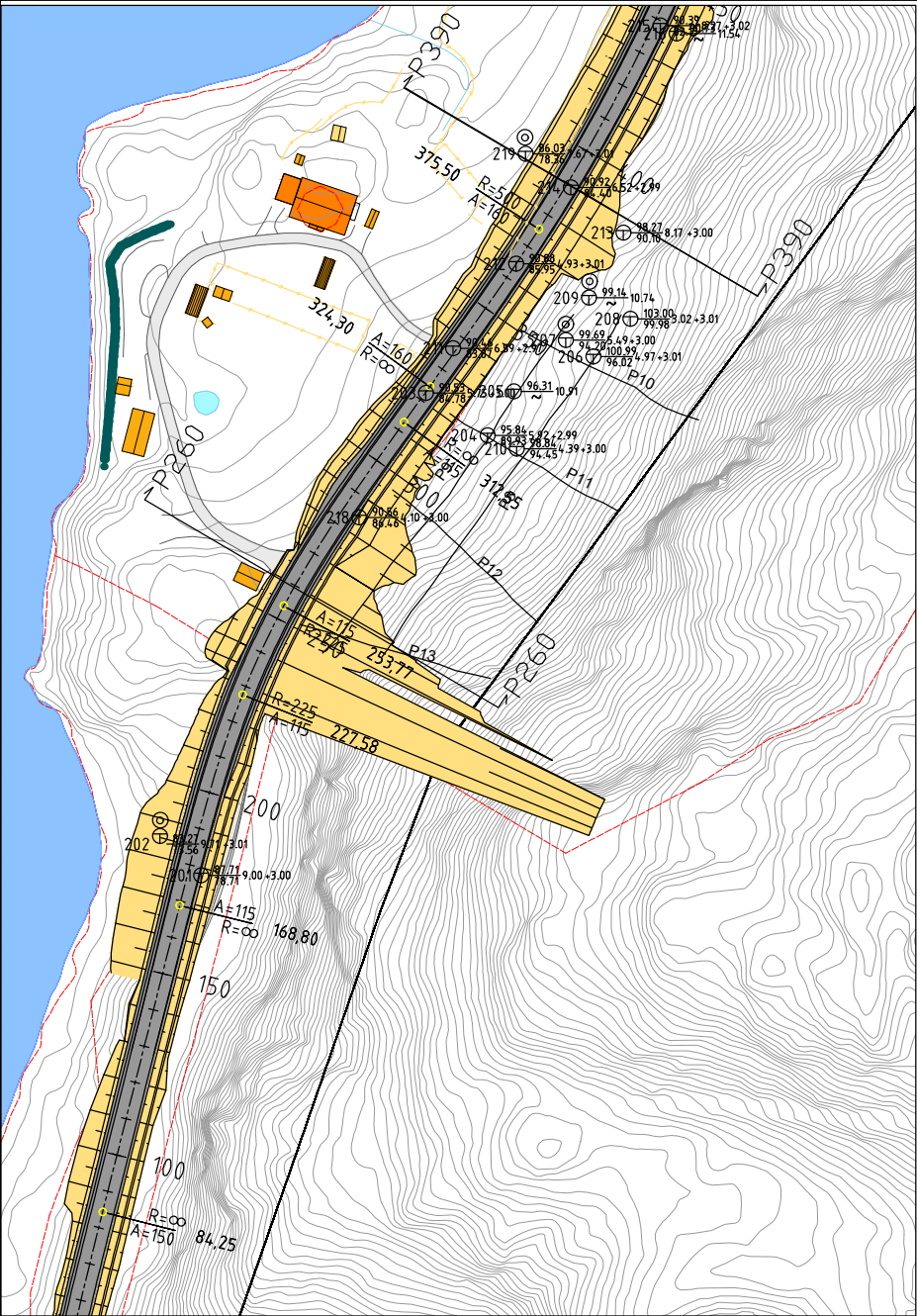
/2/ Rapport Geofysiske undersøkelser 211035 Seismikk Rv.41 Søre Herefoss –
Hynnekleiv. Geomap Norge, datert 18.01.2022

7. Vedlegg

Vedlegg 01 – Tegninger: Oversiktskart og stabilitetsberegninger G2001-G2008

Vedlegg 02 – Beregninger i Profinova

VEDLEGG 01 Tegninger: Oversiktskart og stabilitetsberegninger G2001-G2008



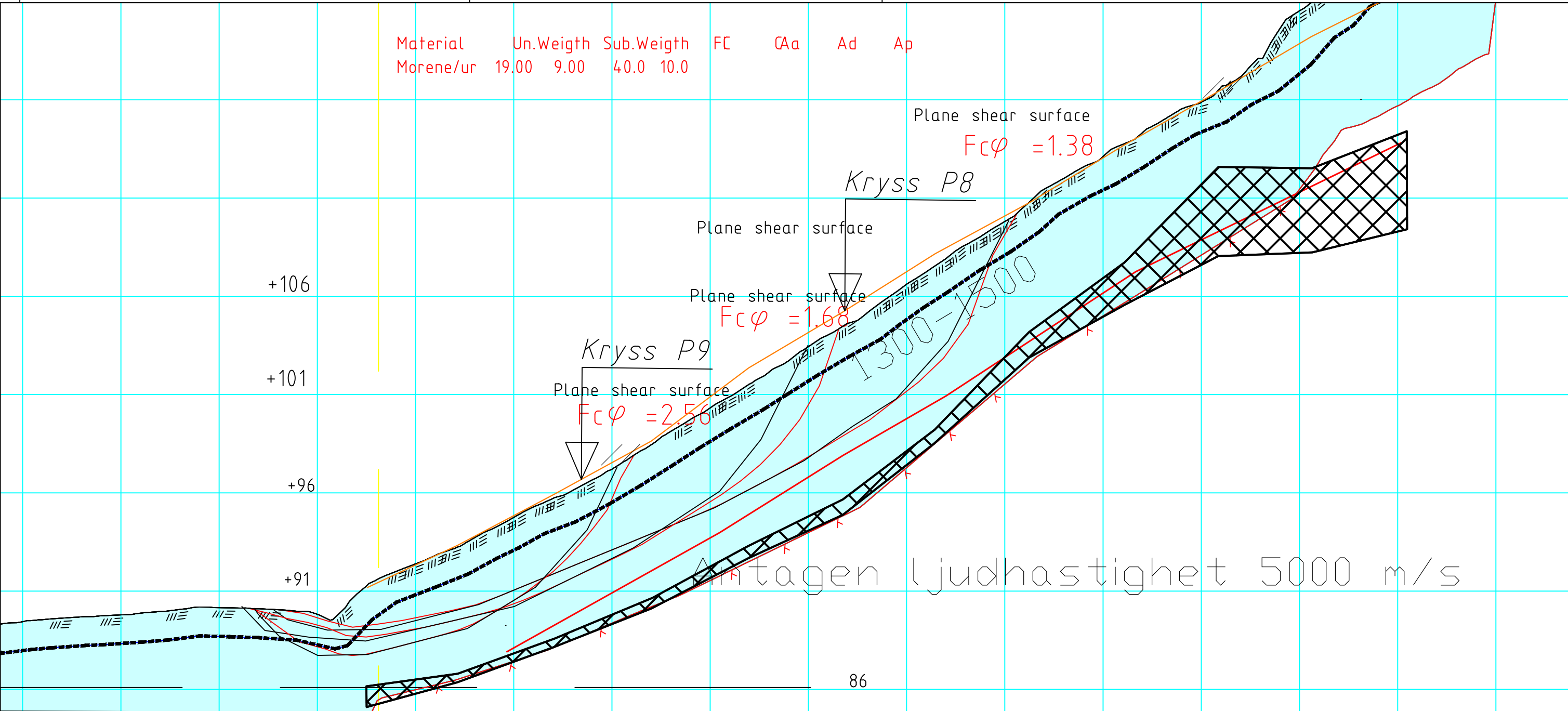
Vegmodell fra 17.03.2022
Terreng fra RIVeg-modell SOSI-fil

- TEGNFORKLARING :
- Dreiesondering
 - Enkel sondering
 - ▽ Trykksondering
 - ☆ Fjellkontrollboring
 - ◆ Dreietrykksondering
 - ⊕ Totalsondering
 - ⊙ Proveserie
 - Provegrop
 - + Vinge-boring
 - ⊖ Porettrykksmaling
 - ⋈ Fjell i dagen

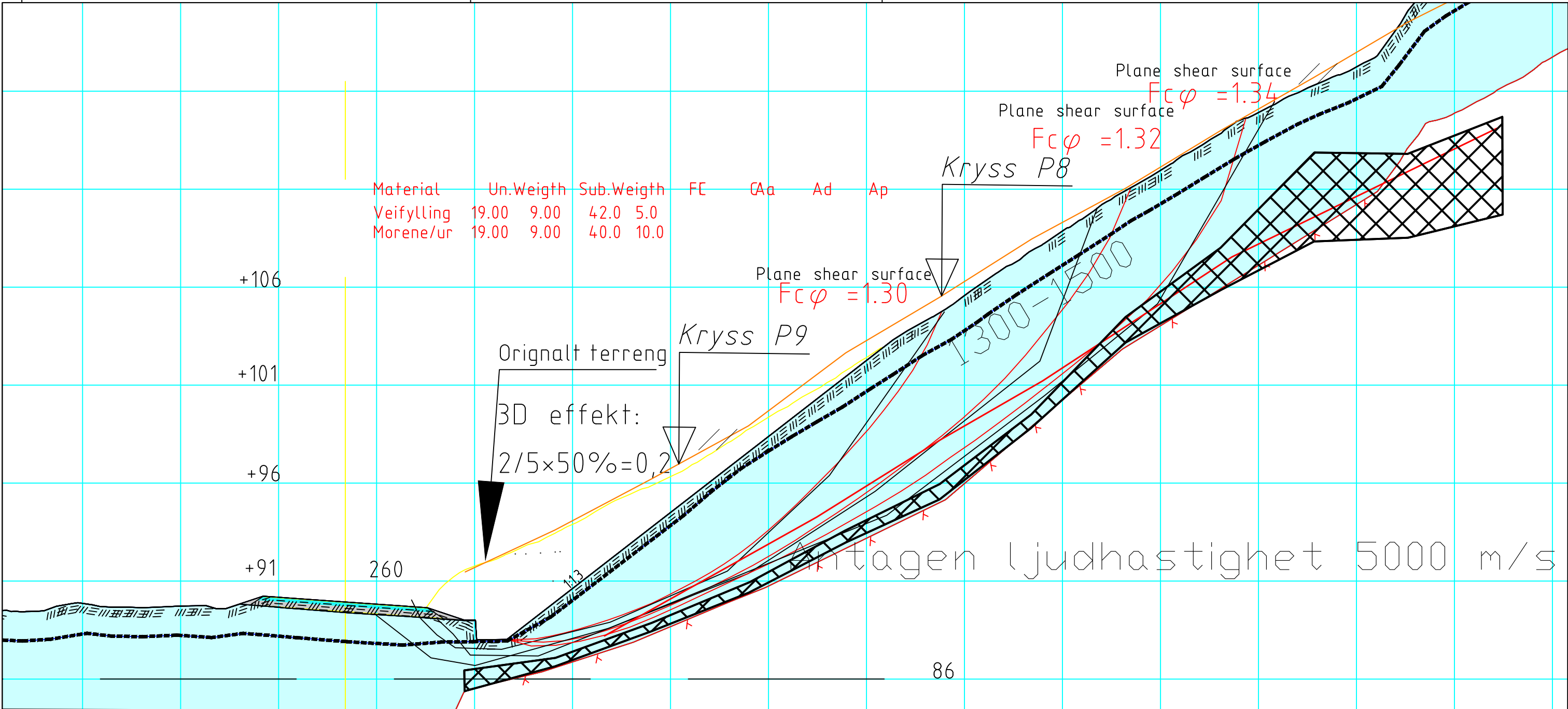
Terreng (bunn) kote
Borhull nr. Antatt fjellkote Boret dybde + (boret i fjell)

Kartgrunnlag :
Utgangspunkt for nivellement :
Høydemodell: NN2000
Koordinatsystem: NTM, Sone 8

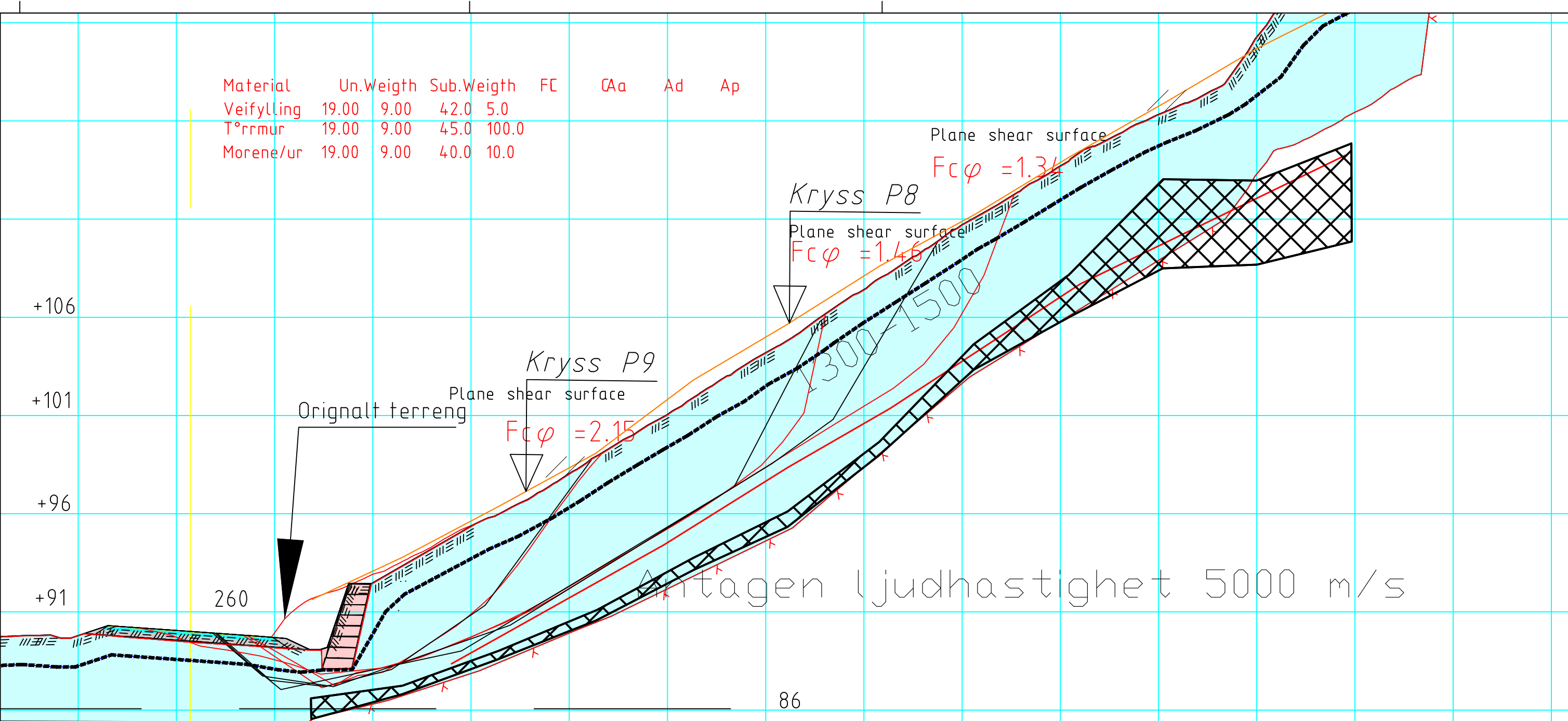
Status	Rev.	Endring	Utført	Kontr.	Ansv.	Dato
Statens Vegvesen			NOMAF	NOJUR	NOOSTE	30.03.2022
RV 41 Søre Herrefoss-Hynnekleiv			Målestokk	1:2000		Format A3
Oversiktskart Parsell 2			Oppdragsleder: Toni Skagestad Sinnes		Oppdragsnr. 10225918	
SWECO			Disiplin:	Løpenummer:	Status:	Rev:
SWECO Norge AS Drammensveien 260, 0283 Oslo TLF.: 67 12 80 00 FAX.: 67 12 58 40			G	2001	A	00



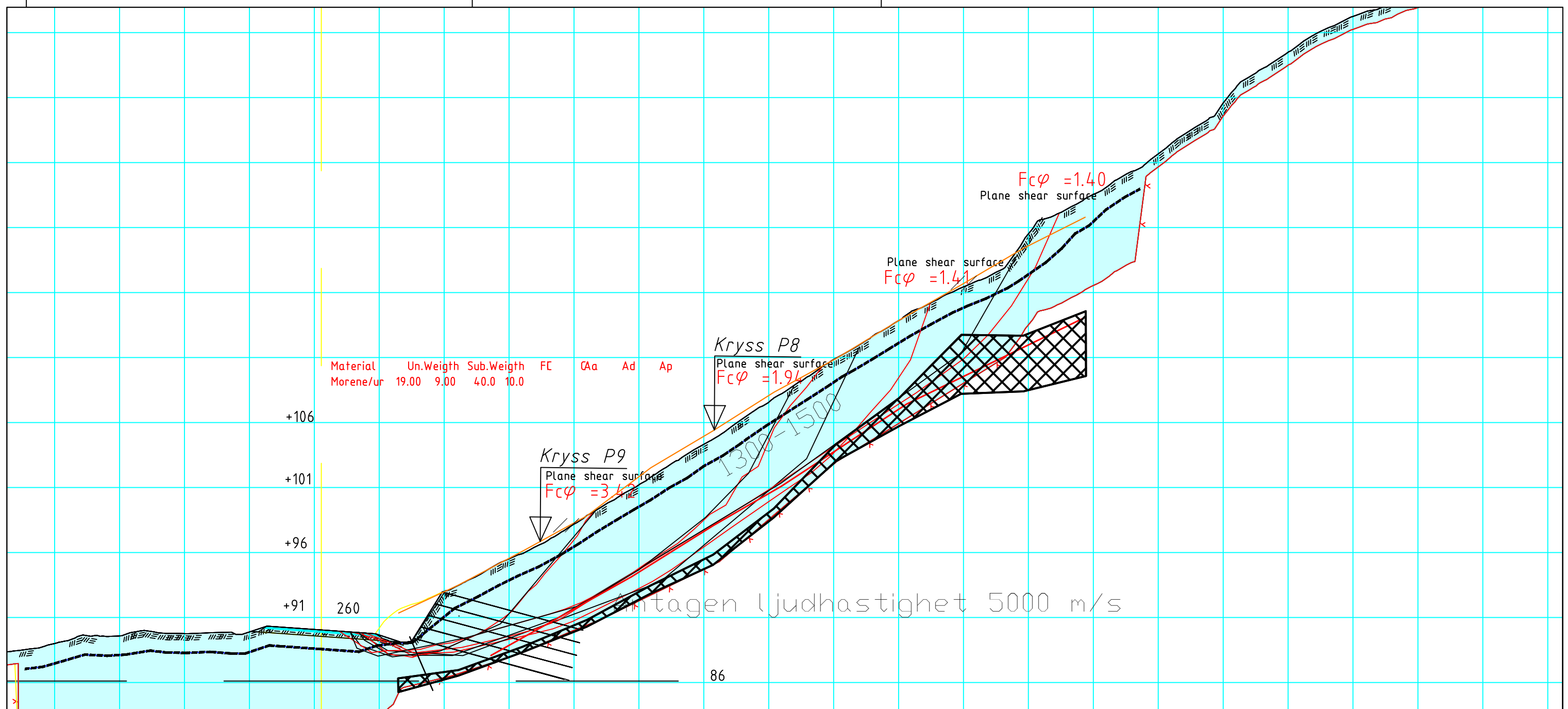
Status	Rev.	Endring		Utført	Kontr.	Ansv.	Dato	
Statens Vegvesen				NOMAF	NOJUR	NOOSTE	30.03.2022	
				Målestokk		Format		
RV 41 Søre Herrefoss-Hynnekleiv				1:200		A3		
Stabilitetsprofil Parsell 2 P260 Dagens Terreng				Oppdragsleder: Toni Skagestad Sinnes				
				Oppdragsnr. 10225918				
 SWECO Norge AS Drammensveien 260, 0283 Oslo TLF.: 67 12 80 00 FAX.: 67 12 58 40				Disiplin: G	Løpenummer: 2002		Status A	Rev: 00



Status	Rev.	Endring	Utført	Kontr.	Ansv.	Dato
Statens Vegvesen			NOMAF	NOJUR	NOOSTE	30.03.2022
RV 41 Søre Herrefoss-Hynnekleiv			Målestokk	1:200	Format	A3
Stabilitetsprofil			Oppdragsleder:	Toni Skagestad Sinnes		
Parsell 2			Oppdragsnr.	10225918		
P260						
Anleggsfase						
SWECO			Disiplin:	Løpenummer:	Status	Rev:
			G	2003	A	00



Status	Rev.	Endring		Utført	Kontr.	Ansv.	Dato	
Statens Vegvesen RV 41 Søre Herrefoss-Hynnekleiv				NOMAF	NOJUR	NOOSTE	30.03.2022	
				Målestokk 1:200		Format A3		
Stabilitetsprofil Parsell 2 P260 Tørrmur				Oppdragsleder: Toni Skagestad Sinnes				
				Oppdragsnr. 10225918				
 SWECO Norge AS Drammensveien 260, 0283 Oslo TLF.: 67 12 80 00 FAX.: 67 12 58 40				Disiplin:	Løpenummer:		Status	Rev:
				G	2004		A	00



Parametre for naglinger:

Diameter: 6 cm

Q_s : 200 kPa

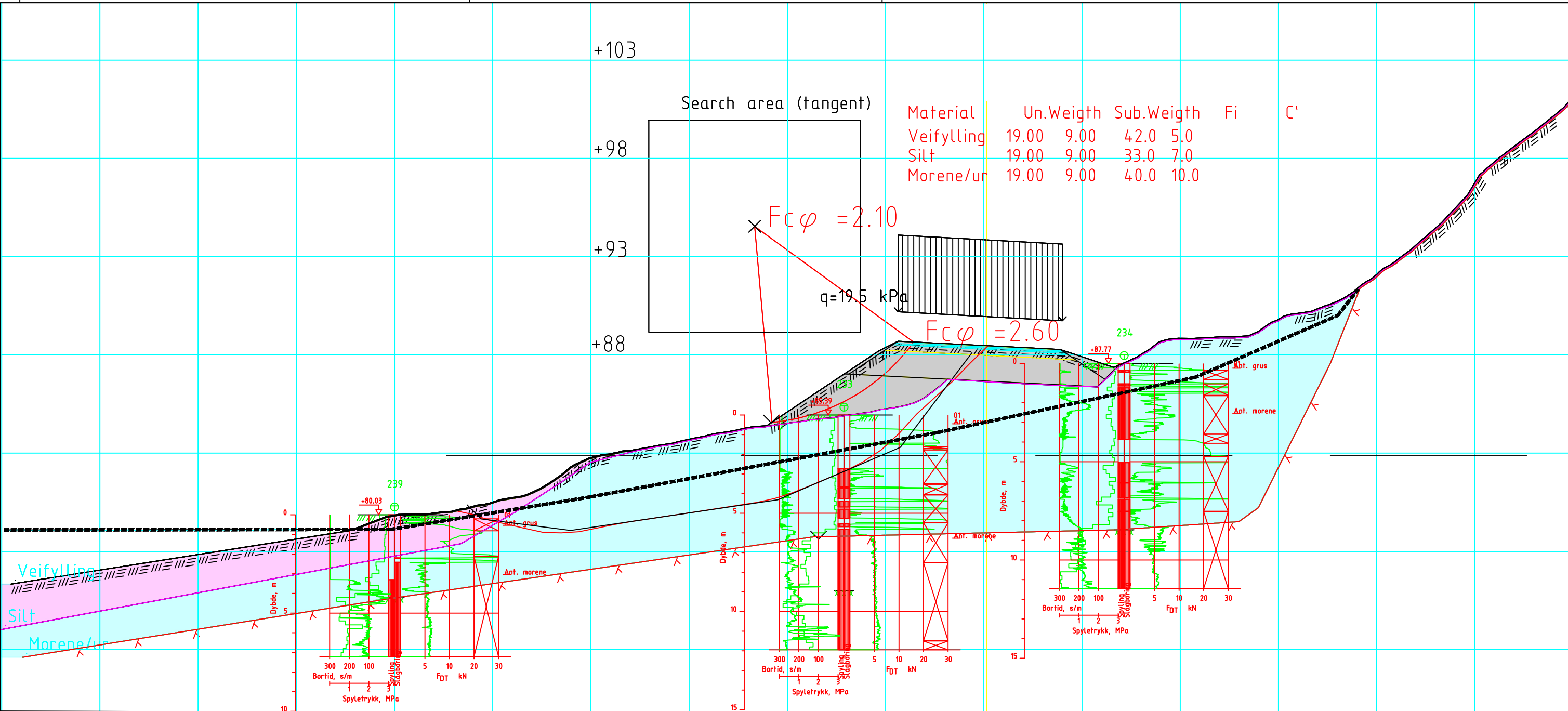
Delta L : 2 m

Q-aksial : 234 kN

Q - Head: 500 kN

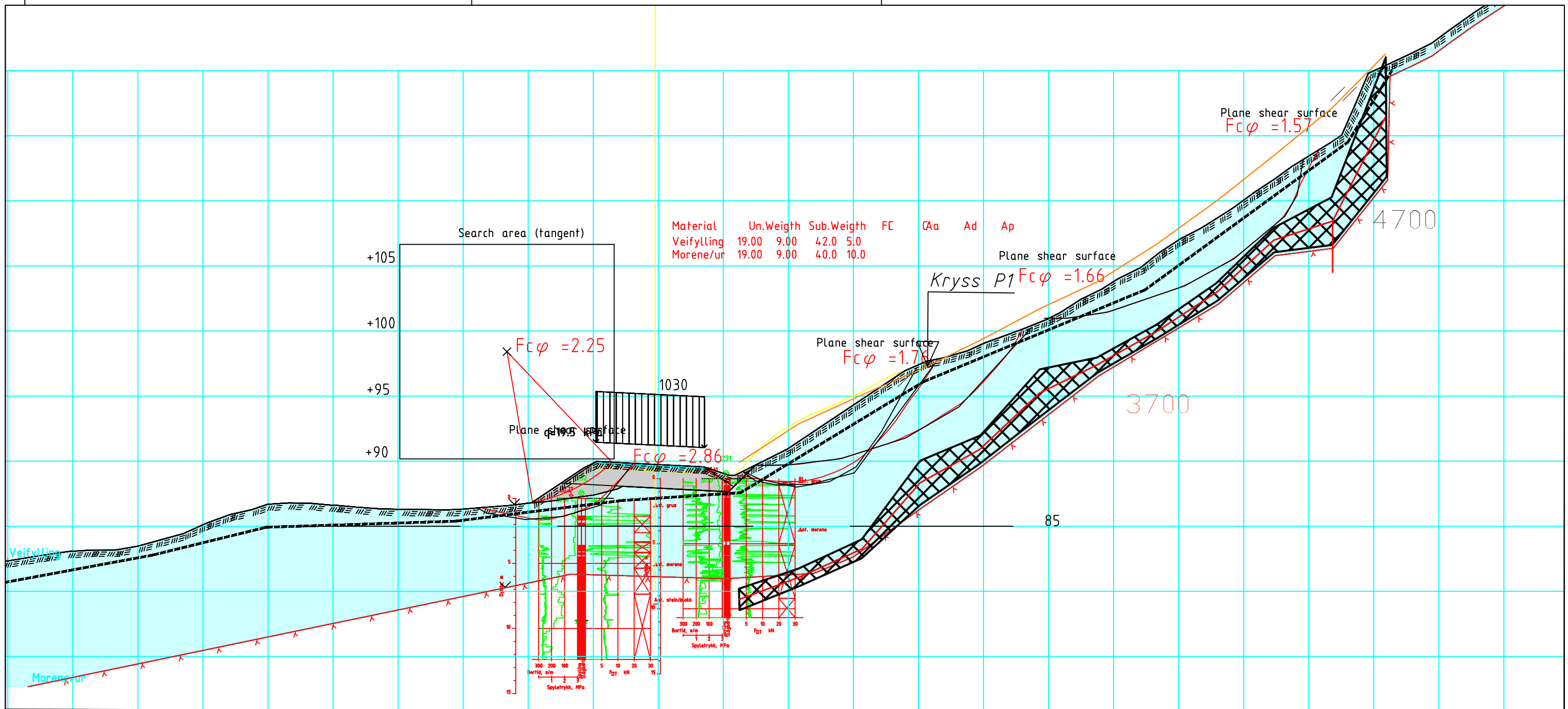
Dette er kun en vurdering av ytre kapasitet av jordnagling. Nøyaktig beregninger utføres i en senere fase.

Status	Rev.	Endring	Utført	Kontr.	Ansv.	Dato	
Statens Vegvesen			NOMAF	NOJUR	NOOSTE	30.03.2022	
			Målestokk 1:300			Format A3	
RV 41 Søre Herrefoss-Hynnekleiv							
Stabilitetsprofil Parsell 2 P260 Jordnagling			Oppdragsleder: Toni Skagestad Sinnes				
			Oppdragsnr. 10225918				
SWECO  SWECO Norge AS Drammensveien 260, 0283 Oslo TLF.: 67 12 80 00 FAX.: 67 12 58 40			Disiplin: G	Løpenummer: 2005		Status A	Rev: 00



Det er vurdert at drenert situasjon er dimensjonerende.
Beregninger ble utført i udrenert situasjon og ble funnet til å være høyere

Status	Rev.	Endring	Utført	Kontr.	Ansv.	Dato
		Statens Vegvesen	NOMAF	NOJUR	NOOSTE	30.03.2022
		RV 41 Søre Herrefoss-Hynnekleiv	Målestokk			Format
			1:200			A3
		Stabilitetsprofil	Oppdragsleder:			
		Parsell 2	Toni Skagestad Sinnes			
		P980	Oppdragsnr.			
			10225918			
			Disiplin:	Løpenummer:	Status	Rev:
			G	2007	A	00



Status	Rev.	Endring		Utført	Kontr.	Ansv.	Dato	
Statens Vegvesen RV 41 Søre Herrefoss-Hynnekleiv				NOMAF	NOJUR	NOOSTE	30.03.2022	
				Målestokk 1:300		Format A3		
Stabilitetsprofil Parsell 2 P1030				Oppdragsleder: Toni Skagestad Sinnes				
				Oppdragsnr. 10225918				
 SWECO Norge AS Drammensveien 260, 0283 Oslo TLF.: 67 12 80 00 FAX.: 67 12 58 40				Disiplin:	Løpenummer:		Status	Rev:
				G	2008		A	00



SWECO Norge AS
Drammensveien 260, 0283 Oslo
TLF.: 67 12 80 00 FAX.: 67 12 58 40

VEDLEGG 02 Profinova-beregninger

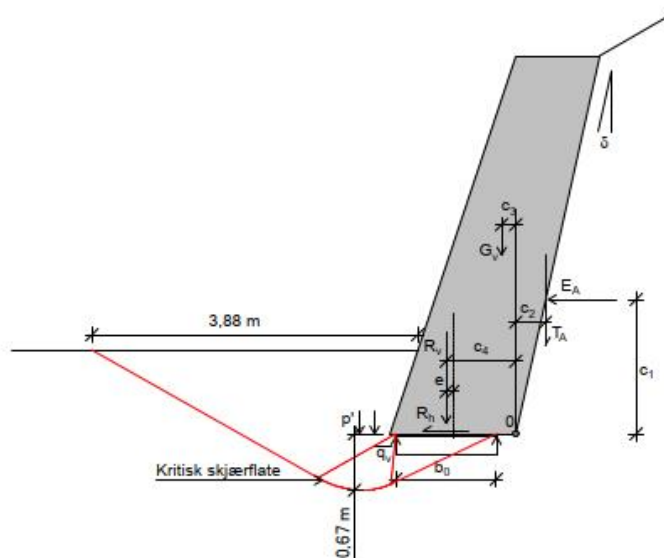
30.03.2022

Opprettet av: Mattis Falck

Prosjektnummer: 10225918

Prosjekt: Rf.41 Søre-Herefoss- Hynnekleiv

P260



$$R_h = E_A = 69 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_l) \cdot H \cdot \gamma_{mur} = 0,5 \cdot (1,5 + 1,0) \cdot 4,5 \cdot 25,0 = 141 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_l) \cdot \gamma_{mur} \cdot (b_b - b_l) \cdot \frac{H}{d_b} + H \cdot b_l \cdot \gamma_{mur} \cdot (b_b - \frac{1}{2} \cdot b_l - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d}) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{141} \cdot \left[\frac{4,5}{6} \cdot (1,5 - 1,0) \cdot 25,0 \cdot (1,5 - 1,0 - \frac{4,5}{3,0}) + 4,5 \cdot 1,0 \cdot 25,0 \cdot (1,5 - \frac{1}{2} \cdot 1,0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{4,5}{3,0}) \right] = 0,17 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0,30 \cdot 0,69 \cdot \left(\frac{69}{4,5} + 0,0 \right) \cdot 4,5 = 14 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{1,60}{4,5} = 0,36 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 141 + 14 = 155 \text{ kN/m}$$

Momentlikevekt om pkt. 0:

$$c_4 = \frac{E_A \cdot c_1 - T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3}{R_v}$$

$$c_4 = \frac{69 \cdot 1,60 - 14 \cdot 0,36 + 141 \cdot 0,17}{155}$$

$$c_4 = 0,83 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 0,83 - 0,5 \cdot 1,5 = 0,08 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 1,5 - 2 \cdot 0,08 = 1,20 \text{ m}$$

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 155 / 1,20 = 130 \text{ kN/m}^2$$

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1: } r_b \leq r_{b\max} = 0,80, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}, \quad a = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \phi_d = \tan(\phi / \gamma_m) = 0,78 / 1,30 = 0,60 \Rightarrow r_b = \frac{69}{1,20 \cdot (130 + 10) \cdot 0,60}$$

$$r_b = 0,69 < r_{b\max} \Rightarrow \text{krav 1 er OK!}$$

$$\text{Krav 2: } \bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = N_q \cdot (p' + a) + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0 - a$$

$$p' = 19,0 - 1,00 = 18,0 \text{ kN/m}^2$$

$$N_q = 7,7, \quad N_\gamma = 3,4, \quad \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$\bar{\sigma}_v = 230 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK!}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,56$$

Sweco

Mattis Falck

Rådgiver Geoteknikk

mattis.falck@sweco.no

Mobil +47 45219006

Hjalmar Wessels vei 10

NO 1721 Sarpsborg

Norway

Telefon +47 69 13 96 00

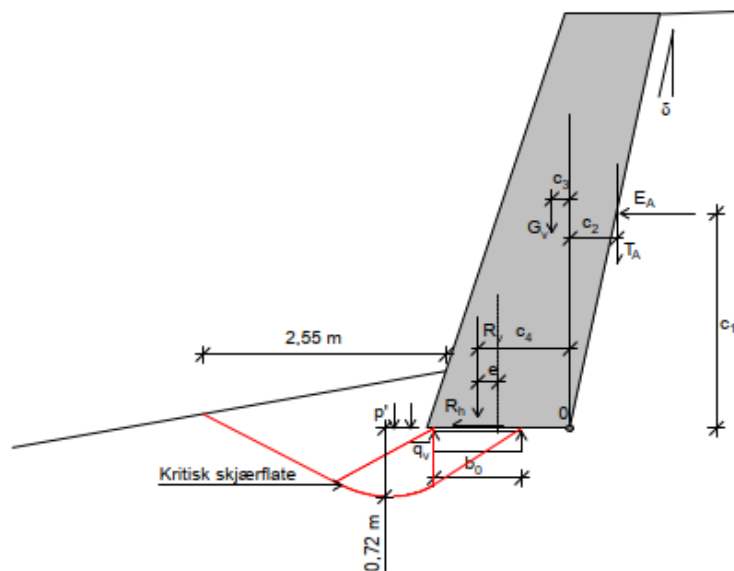
www.sweco.no

Sweco Norge AS

Organisasjonsnr. 967032271

Hovedkontor: Oslo

P390



$$R_h = E_A = 51 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{mur} = 0,5 \cdot (1,5 + 1,0) \cdot 4,4 \cdot 22,0 = 120 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{mur} \cdot (b_b - b_t \cdot \frac{H}{d_b}) + H \cdot b_t \cdot \gamma_{mur} \cdot (b_b \cdot \frac{1}{2} \cdot b_t \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d_b}) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{120} \cdot \left[\frac{4,4}{6} \cdot (1,5 - 1,0) \cdot 22,0 \cdot (1,5 - 1,0 \cdot \frac{4,4}{4,6}) + 4,4 \cdot 1,0 \cdot 22,0 \cdot (1,5 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{4,4}{3,0}) \right] = 0,19 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H = 0,30 \cdot 0,69 \cdot \left(\frac{51}{4,4} + 5,0 \right) \cdot 4,4 = 15 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{2,26}{4,6} = 0,49 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 120 + 15 = 135 \text{ kN/m}$$

Momentlikevekt om pkt. 0:

$$c_4 = \frac{E_A \cdot c_1 - T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3}{R_v}$$

$$c_4 = \frac{51 \cdot 2,26 - 15 \cdot 0,49 + 120 \cdot 0,19}{135}$$

$$c_4 = 0,97 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 0,97 - 0,5 \cdot 1,5 = 0,22 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 1,5 - 2 \cdot 0,22 = 0,92 \text{ m}$$

$$\bar{q}_v = R_v / b_0 = 135 / 0,92 = 147 \text{ kN/m}^2$$

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse):

$$\text{Krav 1: } r_b \leq r_{b\max} = 0,90, \quad r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}, \quad a = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \phi_d = \tan \phi' / \gamma_m = 0,84 / 1,30 = 0,65 \Rightarrow r_b = \frac{51}{0,92 \cdot (147 + 10) \cdot 0,65}$$

$$r_b = 0,55 < r_{b\max} \Rightarrow \text{krav 1 er OK!}$$

$$\text{Krav 2: } \bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = f_{sq}(N_q \cdot p' + 1/2 N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$$

$$p' = 19,0 - 0,60 = 11,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 10,0^\circ = 0,17 \text{ (rad.)}, \quad \tan \alpha = 0,18$$

$$N_q = 11,3, \quad N_\gamma = 7,3, \quad \gamma' = 19,0 - 10 = 9,0 \text{ kN/m}^3 \text{ (dykket)}$$

$$f_{sq} = (1 - 0,55 \cdot \tan \alpha)^5 = (1 - 0,55 \cdot 0,18)^5 = 0,60$$

$$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha \cdot \tan \phi_d} = e^{-2 \cdot 0,17 \cdot 0,65} = 0,80$$

$$\bar{\sigma}_v = 175 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK!}$$

$$\bar{q}_v / \bar{\sigma}_v = 0,84$$