Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Rapport geoteknikk

Vurderingsrapport
Fv 848 Rolla - parsell 4 og parsell 5
1907248-GEOT-02

Tittel

Geoteknisk vurderingsrapport

Dato

23.02.2022

Utarbeidet av

Kaja Krogh

P360-referanse

21/16301

Kontrollert av

Greger Lyngedal Wian (Norconsult)

NTM-sone

16

Utvidet kontroll av

Andreas Persson

EUREF89 Ø-N

943374-7873265

Kommune

Ibestad

Vegreferanse

Fv 848

Oppdragsgiver

Plan, prosjektering og utbygging

Prosjektnummer

1907248

Fag

(●) Geoteknikk ( ) Geologi ( ) Skred

Revisjonsnummer

02

Sammendrag

Deler av fylkesveg 848 på øya Rolla i Ibestad kommune skal utbedres mht. kurvatur, stigning og bredde. Tidligere parseller (1,2 og 3) har allerede gjennomgått utbedring og nå gjenstår parsell 4 og 5. Utbedring omfatter også utskiftning av eksisterende bruer over Storelva samt to tørrmurer i parsell 4. Foreliggende rapport er en geoteknisk vurderingsrapport. Det henvises til 1907248-GEOT-01 for oppsummering av grunnundersøkelser utført i forbindelse med dette prosjektet. To delstrekninger i parsell 5 er tatt ut av denne rapporten i påvente fra resultater fra ytterligere grunnundersøkelser i disse områdene for bl.a. å bestemme styrkeparametere på bløtere lag.

I parsell 4 viser stabilitetsberegninger i utvalgte terrengsnitt at stabiliteten til ny veg er tilfredsstilt ihht. gjeldende krav. Graveskråningen for avkjøringsvegen ved profilnummer 9965 må erosjonssikres. Geomentri for nye støttemurer er dimensjonert basert på jordtrykk- og bæreevneberegninger i kritiske snitt. Detaljerte arbeidstegninger er utarbeidet av konsulenten for prosjektet (WSP).
Omkjøringsvegen som skal etableres på nedsiden av bruene ved Storelva har tilfredsstillende stabilitet, men erosjonssikring av vegen mot bølger må vurderes avhengig av om vegen skal benyttes til trafikk i sommer- og/eller vinterhalvåret.

I parsell 5 viser stabilitetsberegninger i utvalgte terrengsnitt at stabiliteten til ny veg er tilfredsstilt ihht. gjeldende krav.

Felles for grunnarbeider i begge parseller er at bløtere topplag som torv, vegetasjon eller løsmasser må fjernes før fyllinger legges ut. Fyllinger må legges ut lagvis og komprimeres ihht. standarder. Ny veg går tidvis nær fjæresonen i begge parseller. Dette medfører at vegfyllingene må erosjonssikres mot bølgepåvirkning opp til kote 5 (NN2000).
Viktige kontrollpunkt som må følges opp av byggeleder og entreprenør er listet opp i slutten av denne rapporten.

Troms og Finnmark fylkeskommune
Samferdselsdivisjonen
Avdeling fly, fiskeri og beredskap
Postboks 701, 9815 Vadsø

Innhold

1 Innledning 5
2 Bakgrunnsinformasjon 5
2.1 Område- og vegbeskrivelse 5
2.1.1 Parsell 4 - Område 1: Ytre Forså 5
2.1.2 Parsell 4 – Område 2: Ausebakken-Storelva bru 5
2.1.3 Parsell 5-Område 3: Skreda-Kleiva 6
2.2 Utførte grunnundersøkelser 7
2.3 Kvikkleire og kvikkleiresoner 7
2.4 Kvartærgeologi og berggrunnsgeologi 8
3 Prosjekteringsforutsetninger 8
3.1 Grunnlag 8
3.2 Myndighetskrav og kontrollform 9
3.3 Krav til lokalstabilitet 9
3.4 Krav til områdestabilitet 9
3.5 Krav til tillatte setninger 9
3.6 Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger 10
3.7 Krav til kontroll av murer 10
3.8 Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign 10
4 Geoteknisk vurdering 11
4.1 Valg av geotekniske parametere 11
4.2 Område 1, meter 9300-10000. Ytre Forså 11
4.2.1 Grunnforhold 12
4.2.2 Stabilitetsforhold 12
4.2.3 Setningsforhold 13
4.3 Område 2: meter 10000-10950. Ausebakken - Storelva bru 13
4.3.1 Grunnforhold 14
4.3.2 Stabilitetsforhold 14
4.3.3 Omkjøringsveg ved Storelva 15
4.3.4 Setningsforhold 15
4.4 Område 3: Skreda-Kleiva m14950 – m15250 15
4.4.1 Grunnforhold 16
4.4.2 Stabilitetsforhold 16
4.4.3 Setningsforhold 16
4.5 Erosjonssikring av fyllinger mot sjø 16
4.5.1 Dimensjonering og utforming av plastring, filterlag og kjerne 17

4.5.2 Plastringshøyde 18
4.5.3 Utførelse 18
4.6 Dimensjonering av nye støttemurer 19
4.6.1 Prosjekteringsforutsetninger 19
4.6.2 Geomentri og krav til nye støttemurer 20
4.6.3 Videre prosjektering 22
5 Grunnarbeider 22
6 Videre arbeid 22
7 HMS-forhold 22
8 Plan for kontroll og oppfølging 22
9 Referanser 23

Vedlegg

Bilag nr	Beskrivelse	Sider
Bilag 1A	Oversiktskart parsell 4 og parsell 5	1 side (A3)
Bilag 2	Havnivå Rolla	1 side
Bilag 3	Beregning støttemur 1, profil 9334	3 sider
Bilag 4	Beregning støttemur 1, profil 9371	3 sider
Bilag 5	Beregning støttemur 1, profil 10020	3 sider

Tegning	Beskrivelse	Målestokk/størrelse
V13	Stabilitet område 1, tverrprofil 9910	1:200/A3
V14	Stabilitet område 1, avkjøringsveg helning 1:2	1:300/A3
V15	Stabilitet område 1, avkjøringsveg helning 1:1,5	1:300/A3
V16	Stabilitet område 2, tverrprofil 10160	1:200/A3
V17	Stabilitet område 3, tverrprofil 15090	1:200/A3
V18	Prinsippskisse plastring	1:100/A3
V19	Stabilitet omkjøringsveg, tverrprofil 40	1:150/A3
V20	Stabilitet omkjøringsveg, tverrprofil 120	1:200/A3

1 Innledning

Deler av fylkesveg 848 på øya Rolla i Ibestad kommune skal utbedres mht. kurvatur, stigning og bredde. Tidligere parseller (1,2 og 3) har allerede gjennomgått utbedring og nå gjenstår parsell 4 og parsell 5. Parsell 4 har vegreferanse S4D1 km 9330 til 11000 som vil utgjøre ca. 1670 m med utbedret fylkesveg. Utbedring i parsell 4 omfatter i tillegg utskiftning av eksisterende bruer som krysser Storelva (2 stk) og utskiftning av to eldre støttemurer med murer av systemblokker. Ved arbeidet med bruene ved Storelva skal midlertidig omkjøringsveg legges på nedsiden av fylkesvegen i fjæresonen. Parsell 5 har vegreferanse S4D1 km 15650 til km 14820 og vil utgjøre ca. 830 m med ny fylkesveg.

Troms og Finnmark fylkeskommune er vegeier og byggherre for prosjektet. Prosjekterende rådgiver er WSP som innehar samtlige fag utenom geoteknikk og geologi. Fylkeskommunen utfører selv prosjektering innenfor geoteknikk og geologi etter bestilling fra PPU. Grunnundersøkelser i denne fasen av prosjektet er utført av Statens vegvesen og resultatene av undersøkelsene er presentert i rapport 1907248-GEOT-01. Det ble klart etter disse grunnundersøkelsene at det er behov for ytterligere undersøkelser for å bestemme styrkeparametere på bløtere lag, avdekke om vi har sprøbruddsmateriale samt å etablerere tilstrekkelige beregningsprofiler. Dette er aktuelt langs to strekninger ved parsell 5 og vil bli holdt utenfor denne rapporten pga. manglende beregningsgrunnlag. De aktuelle strekningene er:

- Profil 14700 til 14950
- Profil 15260 til 15600

Denne rapporten er en geoteknisk vurderingsrapport og er utarbeidet i forbindelse med byggeplanen for prosjektet for hele parsell 4 og parsell 5 (utenom delstrekningene nevnt ovenfor).

2 Bakgrunnsinformasjon

2.1 Område- og vegbeskrivelse

Den aktuelle vegen er delt inn i 3 områder etter like geotekniske forhold. Figur 1 og 2 under viser topografiske kart over parsellene med områdeinndeling som er benyttet videre i denne rapporten. Strekningene som er tatt ut av denne rapporten i påvente av ytterligere grunnundersøkelser er også markert.

2.1.1 Parsell 4 - Område 1: Ytre Forså

Tettstedet Ytre Forså er et trekantformet området med innmark. Gjennom Ytra Forså ligger vegen på ca. kote 31 (NN2000). Her er terrenget relativt slakt med helning ca. 1:3 både på over- og undersiden av fylkesvegen. Fra bebyggelsen lengst vest går vegen bratt nedover til Auseneset.

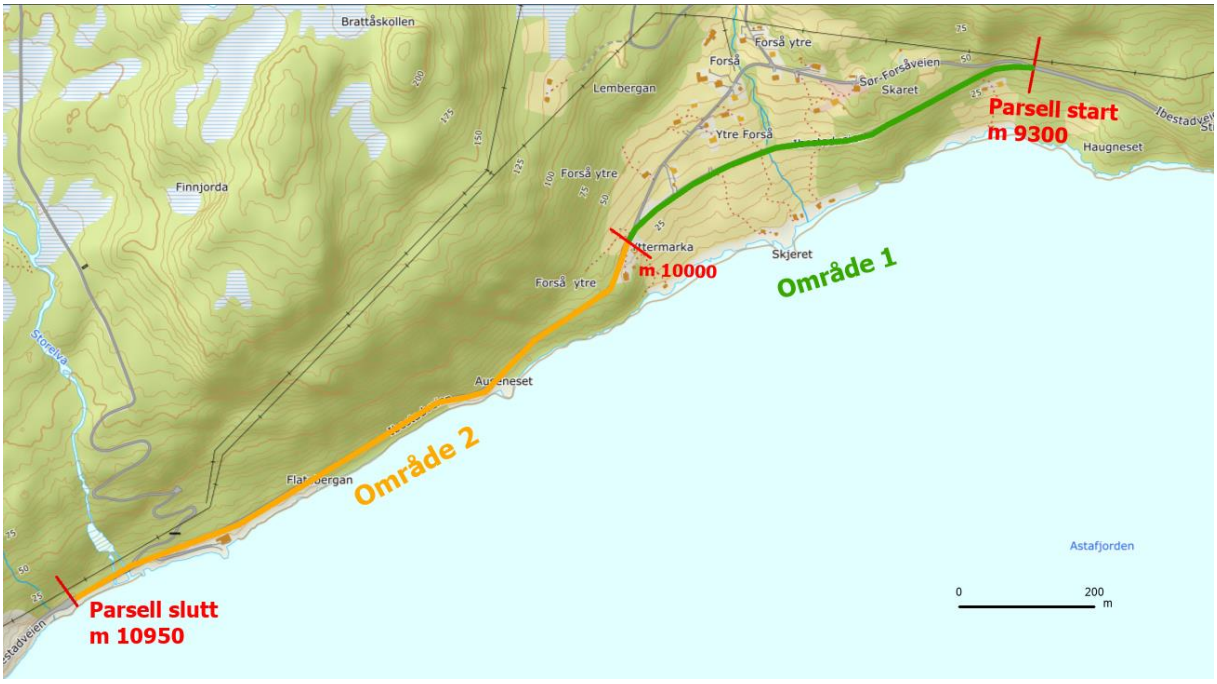
2.1.2 Parsell 4 – Område 2: Ausebakken-Storelva bru

Ausebakken går bratt ned fra bebyggelsen i Ytre Forså til Auseneset. Nede ved Auseneset ligger fylkesvegen på ca. kote 5. Sideterrenget i Ausabakken stiger med ca. 1:1,4 og langs vegen er det vekselsvis bergskjæring og gjengrodde urmasser. Rundt Auseneset er det berg i dagen både i bergskjæring og i fjæresonen. Fra Auseneset og videre vestover går vegen igjennom to høybrekk. Sideterrenget er på enkelte plasser bratt, opp mot 1:1 i skråningshelning. Det er mange bergblotninger langs strekningen. Storelva renner på berg og fylkesvegen krysser elva med to bruer.

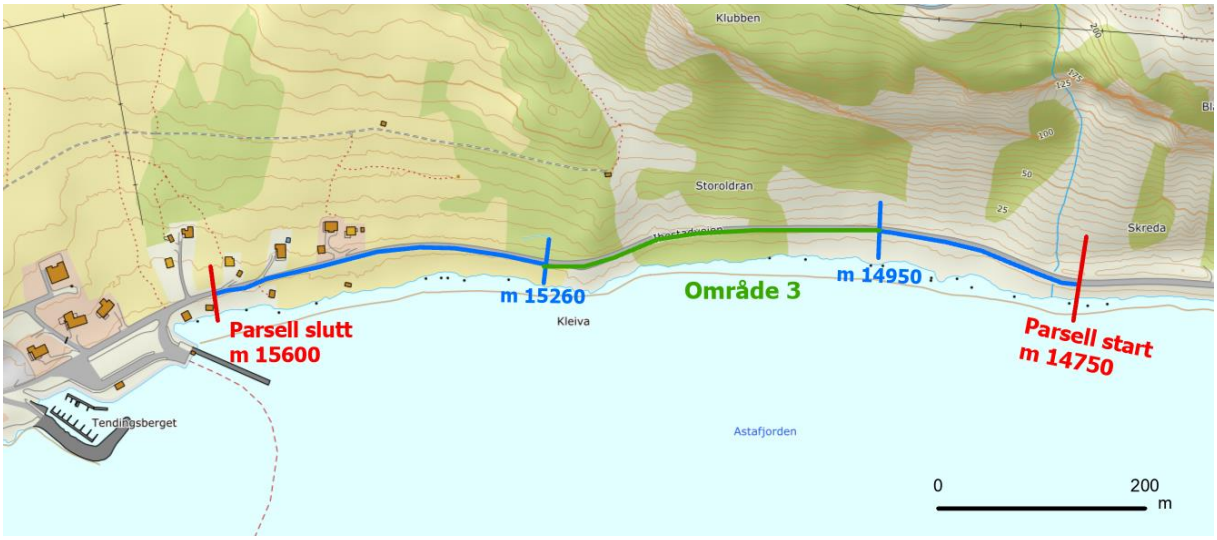
Eksisterende tørrmurer til brufundamentet står på berg. Sideterrenget inn mot Storelva bru er slakere med helning ca. 1:2 på oversiden av vegen.

2.1.3 Parsell 5-Område 3: Skreda-Kleiva

Parsell 5 starter i ytterkanten av Skreda, et tilsynelatende aktivt skredområde hvor det er etablert skredvoller. Fra Skreda og videre vestover går vegen rett frem til Kleiva. I dette partiet (Storoldran lokalt) er skråningshelningen både ovenfor og nedenfor vegen relativt bratt og ligger i størrelsesorden 1:1 – 1:2. Grunnforholdene ovenfor vegen veksler mellom bergskjæringer, oppsprukket berg og løsmasser. Terrenget over vegen stiger jevnt til ca. kote 100 hvor det er en bratt bergskrent. Ved Kleiva går vegen i bergskjæring og det er hyppige bergblotninger også i fjæresonen. Vegen i område 3 ligger på ca. kote 9.



Figur 1: Topografisk kart over parsell 4. Kilde: www.norgeskart.no



Figur 2: Topografisk kart over parsell 5. Strekninger som er tatt ut av denne rapporten er markert med blått. Kilde: [www.norgeskart.no.](www.norgeskart.no)

2.2 Utførte grunnundersøkelser

Det er tidligere utført grunnundersøkelser og geoteknisk prosjektering i området. Grunnundersøkelsene er utført i forbindelse med reguleringsplanen til strekningen Sørrollnes-Ytre Forså samt byggeplan for parsell 1,2 og 3 på strekningen. I tillegg er det utført grunnundersøkelser ifbm. oppgradering av fergekaia på Sørrollnes. Høsten 2021 ble det utført grunnundersøkelser i forbindelse med utbyggingen av parsell 4 og parsell 5. En oversikt av utførte grunnundersøkelser er vist i Tabell 1.

Tabell 1: Tidligere utførte grunnundersøkelser i området

Prosjektnummer	Rapportnummer	Leverandør	Borehull	Område	Dato
50038 Rv848 Sørrollnes FK	20038-01 Geoteknisk datarapport	Statens vegvesen	27	Sørrollnes Fergekai. Boring på land og i sjø	2004
711365	711365-RIG-RAP-001: Datarapport Orienterende geoteknisk vurdering 711365-RIG-RAP-002: Datarapport Ura 711365-RIG-RAP-007: Grunnundersøkelser deponi Hamranfoten	Multiconsult	46	Ytre Forså - Sørrollnes. Boringer ifbm. reguleringsplan og byggeplan	2012 - 2017
50807	-	Statens vegvesen	30	Fv848 Rolla-Seiholla	2019
1907248	1907248-GEOT-01	Statens vegvesen	23	Ytre Forså – Sørrollnes. Boringer ifbm. utbygging parsell 4 og parsell 5	Høst 2021

Relevante grunnboringsdata er benyttet i geotekniske tolkninger og vurderinger i foreliggende rapport. De tidligere undersøkelsene er merket på følgende måte:

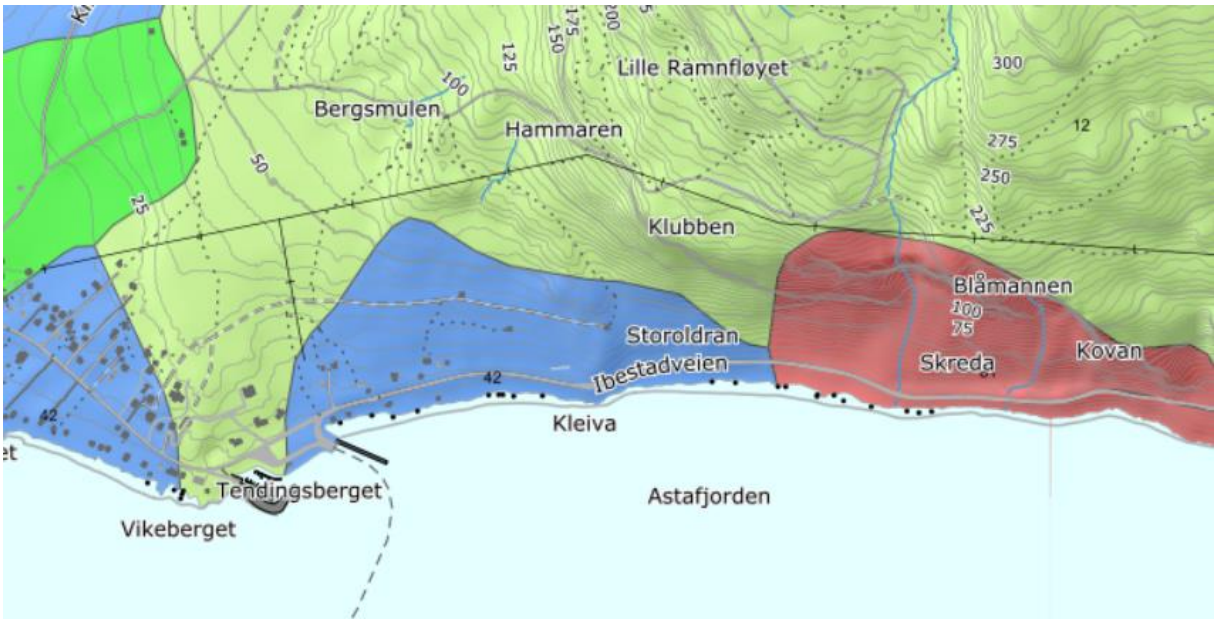
- V#: Tidligere undersøkelser på veg

2.3 Kvikkleire og kvikkleiresoner

Det er ikke påvist kvikkleire ifbm. grunnundersøkelser som er utført i områder som omhandles i denne rapporten.

2.4 Kvartærgeologi og berggrunnsgeologi

Kvartærgeologisk kart over prosjektområdene er hentet fra NGUs kartportal og vist i figur 3 og figur 4. For parsell 5 angir kartet at vegen går igjennom marine strandavsetinger og skredavsetninger. For parsell 4 angir kartet at vegen går igjennom morenemasser.



Figur 3: Kvartærgeologisk kart over parsell 5. Kilde: www.ngu.no

Figur 4: Kvartærgeologisk kart over parsell 4. Kilde: www.ngu.no

3 Prosjekteringsforutsetninger

Prosjekteringsforutsetningene som beskrevet under gjelder for parsell 4 og parsell 5 med unntak av strekningene mellom m14700 – m14950 og m15260 – m15600.

3.1 Grunnlag

Modeller fra vegplanlegger:

- Vegmodell CL-2500 Parsell 4
- Vegmodell CL-2500 Parsell 5
- Vegmodell CL-90100 omkjøringsveg Storelva bru Parsell 4
- Vegmodell CL-60100 Avkjørsel kommunal veg Parsell 4

3.2 Myndighetskrav og kontrollform

Med bakgrunn i tabell NA.A1(901) i Eurocode 0 [2] er konsekvens-/pålitelighetsklasse satt til **CC2** og **RC2**. ÅDT på vegstrekningen er <1500, men det finnes ingen omkjøringsmuligheter. Ifølge HåndbokV220 velges derfor CC2/RC2.

Med bakgrunn i kap. 2.1 i Eurokode 7 [3] plasseres prosjektet i **geoteknisk kategori 2.** Det er ikke knyttet unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold til prosjektet.

I henhold til Tabell 203.1 og 203.3 i Hb N200 [4] havner prosjektet i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse **PKK2** og **UKK2**. Dette medfører at det skal utføres:

- egenkontroll
- utvidet kontroll (intern, systematisk kontroll - kollegakontroll)
- utvidet kontroll iht. PKK2 (verifisering av at egen- og kollegakontroll er utført)

3.3 Krav til lokalstabilitet

Med bakgrunn i valgt konsekvensklasse (**CC2** Alvorlig) og bestemmelse av forventet bruddmekanisme (nøytralt brudd) er partialfaktorer for lokalstabilitet valgt etter Tabell 205.1 og 205.2 i Hb N200.

Dette utgjør γ_M**=1,4** for effektivspenningsanalyse og γ_M**=1,4** for totalspenningsanalyser.

3.4 Krav til områdestabilitet

Det er ikke påtruffet masser med sprøbruddsegenskaper, og således er områdestabiliteten tilfredsstillende for gjeldende strekinger. Det er ikke risiko for en større omseggripende skredvirkomhet i området.

3.5 Krav til tillatte setninger

Setninger skal vurderes etter prinsipper gitt i håndbok N200 [4], beregningene er utført i bruksgrensetilstand (dvs. γ_M=1,0). Det stilles 3 typer krav til setninger som ikke skal overstiges i løpet av 40 år etter ferdigstillelse av anlegget. Kravene avhenger av vegens dimensjonerende fartsgrense, som i dette tilfellet er 80 km/t.

1. totalsetninger skal iht. Tabell 206.1 ikke overskride 45 cm i enkelt profil
2. setningsforskjell på langs skal iht. Figur 206.1 ikke overskrider 0,75 cm/m mellom beregnings-profiler
3. tverrfallsavvik på grunn av setninger skal iht. Tabell 206.2 ikke overskride 1,1 %

Krav til maks tillatte setninger for konstruksjoner som fundamenteres på løsmasser finnes i Håndbok N400 [6].

3.6 Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger

For trafikklaster ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt last på 19,5 kPa over hele vegbredden, dette omfatter også vegskuldre og tilstøtende parkeringsplasser. For gang- og sykkelveger benyttes en jevnt fordelt last på 13 kPa. GS-veger som også benyttes som adkomst til boliger ol. prosjekteres med full trafikklast. Lastene er i samsvar med krav i Håndbok N200 [4] og inkluderer en lastfaktor på γ_Q=1,3.

3.7 Krav til kontroll av murer

To eksisterende tørrmurer skal byttes ut og erstattes med nye støttemurer. Begge murene har total høyde ≤ 5 m og omfattes derfor ikke av godkjenningsordningen hos Statens vegvesen (Vegdirektoratet).

For alle murer under 5,0 m skal dokumentasjon av gjennomført prosjekteringskontroll i riktig kontrollklasse foreligge før byggestart.

3.8 Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign

I henhold til Eurokode 8 [8] skal det vurderes om det må prosjekteres for jordskjelvsituasjon eller ikke for geotekniske konstruksjoner som støtter opp permanente konstruksjoner. Aktuelle geotekniske konstruksjoner i dette prosjektet er:

- tilløpsfyllingene til den nye Storelva bru i parsell 4, område 2.
- utskiftning av eksisterende støttemur fra m10003 til m10041 i parsell 4.
- utskiftning av eksisterende støttemur fra m9322 til m9387 i parsell 4.

Ifølge eurokoden skal geotekniske konstruksjoner plasseres i samme seismiske klasse som konstruksjonene de støtter. Ihht. tabell NA.4 (902) i eurokode 8 bør konstruksjoner som bidrar til stabilitet langs veg vurderes tilsvarende som vegbruer. Ihht. tabell NA.2(901) i Eurokode 8 havner derfor de aktuelle geotekniske konstruksjonene i dette prosjektet i **seismisk klasse 2**.

Ihht NA.3.2.1 (5) i Eurokode 8 kreves ikke jordskjelvvurderinger dersom seismisiteten a_g < 0,50 hvor;

$$a_g = a_{gR} \times \gamma$$

I vår tilfelle får vi følgende verdier for de ulike parameterne:

Tabell 2: Parametere for jordskjelvdimensjonering etter Eurokode 8

Parameter	Forklaring	Referanse	Verdi
a_{gR}	Referansespissverdi for grunnenes akselerasjon	Tabell NA.3.2 (911)	0,40
γ	Seismisk faktor	Tabell NA.4 (901)	1,00
	Grunntype	Tabell NA.3.1	A*
S	Forsterkningsfaktor	Tabell 3.3	1,0

*Grunntype A for de aktuelle strekningene. I disse området er det mye berg i dagen og løsmassemektigheten er mindre enn 5 m.

Beregning av seismisiteten gir dermed $a_g S$ = 0,40 som er mindre enn utelatelseskriteriet. Jordskjelvvurderinger blir dermed ikke gjort i den videre prosjekteringen.

4 Geoteknisk vurdering

Dette kapittelet omhandler de geotekniske vurderingene som er gjort for prosjektet. Geotekniske vurderinger som stabilitet og setninger er vurdert spesifikt for hvert område. Stabilitetsberegningene er utført etter prinsippene i håndbok V220. Alle stabilitetsberegninger er utført ved hjelp av programmet Geosuite stability. Beregning av nye tørrmurer er utført ved hjelp av programmet Profinova. Ytre vannstand er i stabilitetsberegninger satt til kote -1,56 noe som tilsvarer laveste astronomiske tidevann (LAT) i området etter seHavniva.no. Grunnvannstanden varierer i de ulike områdene og er vurdert for hvert enkelt tilfelle i kapitlene under.

4.1 Valg av geotekniske parametere

Materialparameterne som er vurdert som aktuelle er gitt i tabell 3. Parameterne er valgt på bakgrunn av utførte grunn- og laboratorieundersøkelser samt erfaringsverdier fra HB V220.

Tabell 3: Styrkeparametere brukt i stabilitetsberegninger

Materiale	Tyngdetetthet	Aktiv udrenert skjærfasthet	Attraksjon	Friksjonsvinkel
Sprengtstein	19/9	-	10	42
Grus/sand	18/8	-	0	36
Morene	19/9	-	5	38
Urmasser	18/8	-	5	40

4.2 Område 1, meter 9300-10000. Ytre Forså

Oversiktskart	tegning V01	Geoteknisk datarapport 1907248-GEOT-01
Tverrprofiler	Tegning V03-V05	Geoteknisk datarapport 1907248-GEOT-01

Bilde 1 under gir et inntrykk av området.

Bilde 1: Foto tatt med drone over område 1.

4.2.1 Grunnforhold

Totalsonderinger fra område 1 viser at grunnen består av løsmasser med generelt stor sonderingsmotstand med utstrakt bruk av økt rotasjon, spyling og slag. I enkelte av boringene fra området er motstanden lav i toppen som tolkes som et toppjordlag. stor variasjon i sonderingsmotstand. Løsmassene virker til å bestå av et lag, tolket som morene basert på totalsonderingene. I midten av Ytre Forså er det generelt dypt til bergoverflaten (opptil 16m). Dybden til berg minker imidlertid mot vest og mot øst i Ytre Forså. I øst og i vest er det mye berg i dagen.

4.2.2 Stabilitetsforhold

Løsmassene påtruffet ved totalsonderinger tolkes ikke som typisk udrenerte, og derfor er det kun utført drenert stabilitetsanalyse.

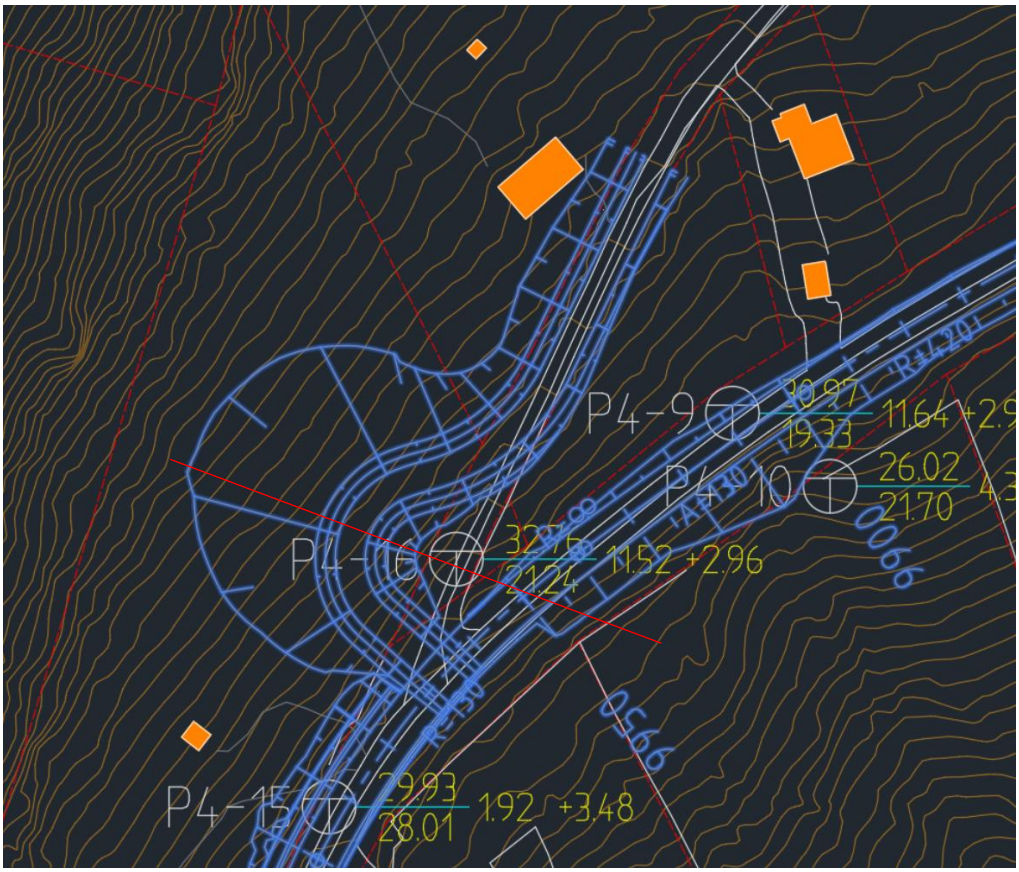
Mellom profil 9830 og profil 9950 er det planlagt en mindre vegfylling da hovedparten av breddeutvidelsen tas på oversiden av vegen. Det er regnet stabilitet i snitt 9910. Det er oppnådd tilfredsstillende stabilitet, forutsatt at eventuelt topplag av torv eller ustabile masser fjernes før utlegging av fyllingen.

Mellom profil 9960 og 9970 er det planlagt en ny avkjøring til den kommunale vegen som går på oversiden av bebyggelsen i Ytre Forså. Vegen skal i sin helhet etableres i nytt terreng, noe som vil føre til en stor skjæring i løsmasser. Stabiliteten er beregnet i snittet der skjæringa blir høyest, se figur 1.

Skjæringen er i utgangspunktet planlagt med skråningshelning 1:1,5. Det anbefales å slake denne ut til 1:2 for å oppnå tilfredsstillende stabilitet.

Skråningen må erosjonssikres. Dette kan gjøres ved å reetablere vegetasjonsdekke i skråningen med frøbankjord. Alternativt kan den opprinnelige matjorda legges tilbake. Dersom skråningshelningen ikke slakes ut til 1:2 må det i tillegg benyttes stålforsterket erosjonsnett som forankres med stag. Det er viktig at tilsåing gjøres umiddelbart etter at erosjonsnettet er lagt ut.

Resultatene av beregnet stabilitet i område 1 er vist i tabell 4.



Figur 5: Planlagt avkjøringsveg med skråningsutslag. Rød strek viser profilsnitt hvor stabiliteten er beregnet.

Tabell 4: Oversikt over stabilitetsberegninger utført i område 1.

Tverrprofil	Analysemetode	Beregnet γ_m	Krav til γ_m	Tegning nr.
9910	Drenert	1,41	1,4	V13
Avkjøringsveg, helning 1:2	Drenert	1,46	1,4	V14
Avkjøringsveg, helning 1:1,5	Drenert	1,32	1,4	V15

4.2.3 Setningsforhold

Det forventes at det ikke vil bli spesielle utfordringer knyttet til setninger forutsatt at beskrivelsene i kapittel 5 «Grunnarbeider» følges.

4.3 Område 2: meter 10000-10950. Ausebakken - Storelva bru

Oversiktskart	tegning V02	Geoteknisk datarapport 1907248-GEOT-01
Tverrprofiler	Tegning V05-V08	Geoteknisk datarapport 1907248-GEOT-01

Bilde 2 under gir et inntrykk av området.

Bilde 2: Foto tatt med drone over område 2. Ausabakken til venstre i bildet.

4.3.1 Grunnforhold

På toppen av Ausebakken er det mye berg i dagen og generelt kort til berg, dette bekreftes av borpunkt P4-8 som viser dybde til berg på 28 cm. Løsmassemektigheten varierer nedover bakken fra 0.72 m til 6.56 m og består av materialer med høy og varierende motstand, trolig morenemateriale. Fra Auseneset og videre til Storelva bru er det generelt kort til berg, og store deler av eksisterende veg går i bergskjæring. Borpunkt i fjæresonen nedenfor Storelva bru (P4-2 og P4-11) viser at det også her er kort til berg (0,24-1,20 m) og at løsmassene over generelt har høy sonderingsmotstand. Poseprøver fra de øverste 50 centimeterne i borhull P4-11 viser at løsmassene består av grusig, sandig materiale.

4.3.2 Stabilitetsforhold

Løsmassene påtruffet ved totalsonderinger tolkes ikke som typisk udrenerte, og derfor er det kun utført drenert stabilitetsanalyse.

I område 2 skal breddeutvidelsen hovedsakelig tas innover. Breddeutvidelsen vil hovedsakelig medføre bergskjæringer. Det kan også være enkelte kløfter med urmasser som må sikres. Dette er omtalt i ingeniørgeologisk rapport for byggeplan til parsell 4 og parsell 5 (rapportnummer ikke klart). I enkelte partier blir det fyllinger ut mot sjø. Ved profil 10160 blir fyllingen størst og det er derfor beregnet stabilitet i dette tverrsnittet. Løsmassene over bergoverflaten består av grove urmasser, og grunnvannstand er derfor lagt i nivå med bergoverflaten. Tabell 5 viser at stabiliteten er tilfredsstilt forutsatt at eventuelt topplag av torv eller ustabile masser fjernes før utlegging av fyllingen.

Eksisterende bruer ved Storelva skal byttes ut. I den forbindelse legges omkjøringsvegen i fjæresonen. Stabiliteten er kontrollert i tverrprofil 40 og 120 (vegmodell for omkjøringsveg). Tabell 5 viser at stabiliteten er tilfredsstilt. Ytterligere vurdering av omkjøringsvegen beskrives videre i kapittel 4.3.3.

Tabell 5: Oversikt over stabilitetsberegninger utført i område 2.

Tverrprofil	**Analysemetode**	**Beregnet γ_m**	**Krav til γ_m**	**Tegning nr.**
10160	Drenert	1,65	1,4	V16
40, omkjøringsveg	Drenert	1,94	1,4	V19

120, omkjøringsveg	Drenert	1,95	1,4	V20

4.3.3 Omkjøringsveg ved Storelva

Fyllingen til omkjøringsvegen skal etableres med grov sprengtstein. Fyllingsfoten vil havne på ca. kote -1,3 (NN2000). Det er planlagt at omkjøringsvegen skal benyttes igjennom deler av vinterhalvåret og derfor må den erosjonssikres. Kjernen etableres med usortert sprengtstein. Utenpå kjernen skal det legges et dekklag med blokker med min. størrelse D50 = 300 mm. Dekklaget skal ha tykkelse 1 m og føres opp til kote 3. Tegning F005 i konkurransegrunnlaget viser prinsippsnitt av erosjonssikringen. Beskrevet erosjonssikring er ikke fullverdig for en permanent situasjon men vurderes som god nok for en midlertidig omkjøringsveg. Derfor må det også påregnes at det kan bli behov for reparasjon i anleggsfasen dersom fyllingen blir skadet av bølger.

Vannet i elva skal i anleggsperioden legges i stikkrenner med vingemurinntak. Rådgivende ingeniør ser på denne prosjekteringen.

Omkjøringsvegen etableres med skråningshelning 1:1,5 på begge sider. Ved etablering av nye brufundamenter kan det bli behov for mer plass på innsiden av omkjøringsvegen. I så tilfelle må geotekniker kontaktes for å vurdere stabilitet i denne fasen. Det kan bli aktuelt med seksjonsvis utgraving eller tiltak for å stramme opp vegkroppen på innsiden.

4.3.4 Setningsforhold

Det forventes at det ikke vil bli spesielle utfordringer knyttet til setninger forutsatt at beskrivelsene i kapittel 5 «Grunnarbeider» følges. Fyllinger til ny bru over Storelva ligger på berg og det forventes små og jevne setninger forutsatt at massene legges ut og komprimeres som angitt i kapittel 5.

4.4 Område 3: Skreda-Kleiva m14950 – m15250

Oversiktskart	tegning V09	Geoteknisk datarapport 1907248-GEOT-01
Tverrprofiler	Tegning V10 og V11	Geoteknisk datarapport 1907248-GEOT-01

Bilde 3 under gir et inntrykk av området.

Bilde 3: Foto tatt fra Kleiva mot Skreda i område 3.

4.4.1 Grunnforhold

Grunnforholdene i område 3 kan kort oppsummeres med at det generelt er kort til berg og at løsmassene består av friksjonsmaterialer som sand, grus og skredavsetninger. Ved Kleiva går vegen i bergskjæring (ca. 20 meters lengde).

4.4.2 Stabilitetsforhold

Breddeutvidelsen på denne strekningen skal hovedsakelig tas utover med fylling mot sjø. Stabiliteten til den nye vegfyllingen er beregnet i tverrprofil 15090. Tabell 6 viser resultatet av beregningene; stabiliteten er tilfredsstilt.

Tabell 6: Oversikt over stabilitetsberegninger utført i område 3.

Tverrprofil	Analysemetode	Beregnet γ_m	Krav til γ_m	Tegning nr.
15090	Drenert	1,45	1,4	V17

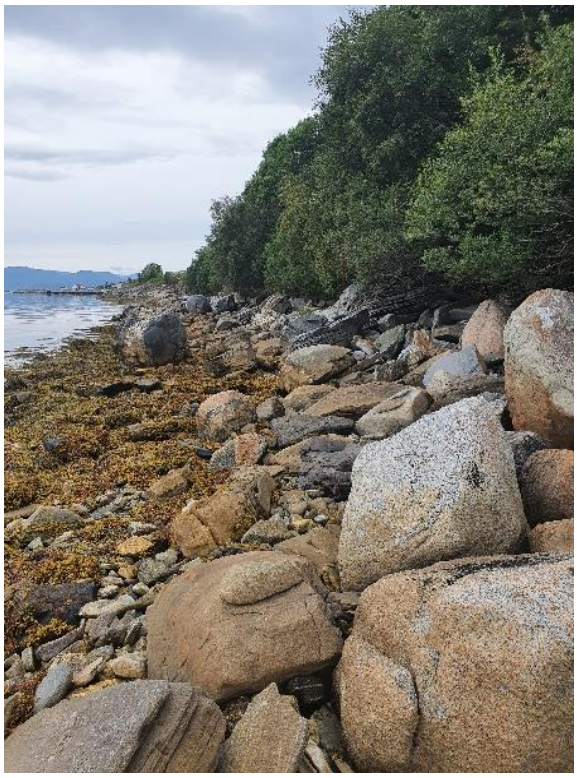
4.4.3 Setningsforhold

Det forventes at det ikke vil bli spesielle utfordringer knyttet til setninger forutsatt at beskrivelsene i kapittel 5 «Grunnarbeider» følges.

4.5 Erosjonssikring av fyllinger mot sjø

De delene av ny fylkesveg som kan tenkes å bli påvirket av sjøvann (bølger, strøm m.m.) bør erosjonssikres. Bølgebelastingen ved Rolla er beregnet etter prinsippene fulgt inn håndbok N200 og V221. Bølgebelastningen er beregnet ved å se på bidraget fra vindgenererte bølger. Bidraget fra dønninger er antatt å ha mindre betydning ettersom den aktuelle strekningen ligger skjermet fra

åpent hav. Beregnet blokkstørrelse for plastring samsvarer godt med steinstørrelsen som ligger igjen i fjæra, se bilde 4 under.



Bilde 4: Foto tatt i fjæra i område 3.

4.5.1 Dimensjonering og utforming av plastring, filterlag og kjerne

Fyllingene skal utformes med plastringslag, filterlag og kjerne. Dimensjoner for plastringslaget er oppgitt i tabell 7 under:

Tabell 7: Dimensjoner plastringslag vegfyllinger Rolla

Komponent	**Midlere diameter [D_{n50}]**	**Midlere vekt [W_{n50}]**	**Tykkelse lag**	**Kommentar**
Dekkblokker (plastring)	80 cm	1300 kg	1,5 m	
Filterlag	20 cm	-	60 cm	Filterlag kan legges med fraksjon 0/300 hvor alt under 120 mm frasorteres

Blokkene som skal brukes til plastringen bør være kantede med tydelige hjørner og ha minst en side som er tilnærmet plan. Blokkene skal ikke ha sprekker eller bruddplan. Blokker med helleform, dvs. blokker med høy flislighet som blir liggende som flate ark i fyllingen, skal ikke benyttes.

Det bør etableres et filterlag mot kjernemateriale. Filterlaget skal bestå av sprengtstein. Den gjennomsnittlige åpning mellom stein i filterlag skal være så liten at stein fra de underliggende masser
ikke vil kunne passere gjennom åpningene.

Kjernemateriale kan bestå av sprengtstein fra anlegget. Subbus og finstoff tillates i kjernemassene med inntil 5% om det er jevnt fordelt i fyllingen og ikke deponeres i lommer eller på egne steder.

Vedlagt tegning V18 viser prinsippskisse av utforming av erosjonssikringen. Det henvises også til tegning F500 i konkurransegrunnlaget for prinsippsnitt/arbeidstegning.

4.5.2 Plastringshøyde

Erosjonssikringen bør føres opp til kote 5 (NN2000). Denne høydene er basert på dimensjonerende bølgesituasjon som er basert på:

- Havnivåstigning frem til år 2100
- Stormflo ved 200 års returperiode
- Bølgehøyde ved 200 års returperiode

Basert på beregningene om at dimensjonerende bølgesituasjon kan angripe opp til kote 5 bør alle vegfyllinger med fyllingsfot under denne koten erosjonssikres.

4.5.3 Utførelse

Plastringen må begynne nedenfra og gå oppover. Hver stein skal individuelt plasseres og skal ligge oppå steinen nedenfor med et innrykk som gjør at man oppnår helningen 1:1,5. Hver stein skal ligge støtt med minimum støtte på tre punkter. Steinene skal legges i forband. Det bør gjennomføres hyppige inspeksjoner av plastringen nedenfra for å oppdage eventuelle svakheter, hull eller mangler i plastringen. Blokkene skal legges med lengste akse pekende inn mot eller langs med vegfyllingen. Blokkene skal ikke legges med flat side parallelt med skråningen (platting). Se bilde 5 og 6 for detaljer ang. plastring kontra platting.

Bilde 5: Blokker lagt med flat side parallellt med skråningen (platting). Dette er uønsket teknikk på Rolla.

Bilde 6: Eksempel på ønsket plastringsteknikk. Blokkene ligger i låsing og peker svakt oppover.

4.6 Dimensjonering av nye støttemurer

4.6.1 Prosjekteringsforutsetninger

Det er bestemt at 2 av de eksisterende tørrmurer på parsell 4 skal byttes ut med nye støttemurer. For å redusere byggetid er det ønsket murer av typen systemblokk, eksempelvis Recon. De aktuelle tørrmurene som skal byttes ut er listet opp i tabell 8 under:

Tabell 8: Data fra eksisterende tørrmurer som skal skiftes ut.

Mur nr.	Maks innmålt høyde eksisterende mur	Strekning	Lengde
1	2,83 m	m9320 – m9390	70 m
2	2,12	m10 000 – m10 040	40 m

I tillegg til prosjekteringsforutsetningene beskrevet i kapittel 3 er følgende forutsetninger lagt til grunn ved dimensjonering av nye støttemurer:

- Bergnivå ved murfot er ukjent, men det antas at mur 1 står på berg. Det er observert bergblotninger i skråningen under eksisterende mur og vegen går i bergskjæring langs hele murlengden. I beregningene er det imidlertid antatt at nye mur blir fundamentert på løsmasser (steinholdig morene) for å ta høyde for usikkerheten rundt fundamenteringsforhold. Det antas at mur 2 står på steinholdig morene.

- Nye murer skal graves ned 0,5 m ved fundamentfoten
- Murene etableres med 7,2 ° fronthelning (8:1)
- Booggielast last fra kjøretøy q_{Qk} = 25 kPa (lineært avtagende til q=0 i 5,0 m dybde)
- Jevnt fordelt last q_k = 5 kPa
- Partialfaktor γ_M**=1,4**
- For støttemur #1 er det antatt at det anlegges en 1 m bred horisontal flate i fremkant av muren
- Horisontallast på rekkverk er ikke inkludert i beregningene. Det forutsettes at rekkverk plasseres slik at denne lasten ikke tas opp i støttemur

Følgende materialparametere er lagt til grunn for beregningene:

Tabell 9: Materialparameter for dimensjonering av nye støttemurer.

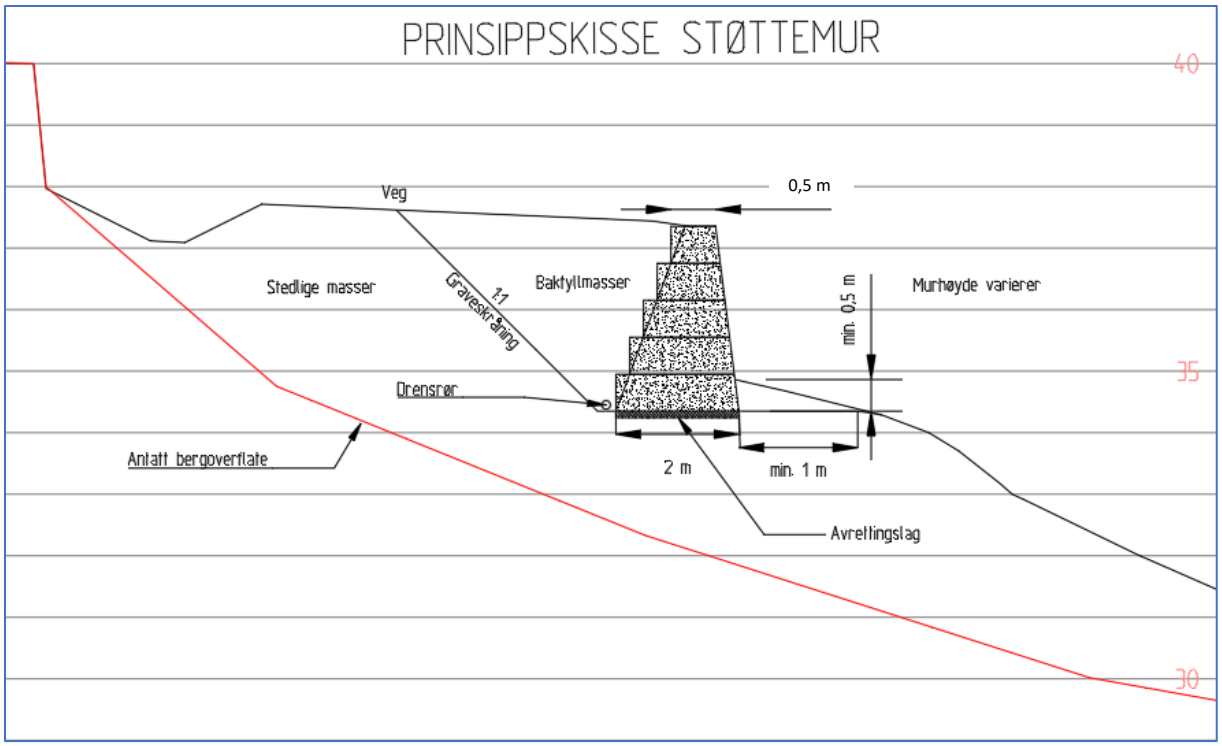
Materiale	Tyngdetetthet	Tan φ	Attraksjon a
Støttemur (systemblokk mur i betong)	23,3	-	-
Bakfyllmasser av komprimert sprengtstein	19	0,84	5
Masser under mur	19	0,80	10

4.6.2 Geomentri og krav til nye støttemurer

Basert på forutsetningene listet opp over er det utført beregninger av bæreevne for å finne nødvendig bunnbredde for de to murene. Beregningene er gjort i de mest kritiske snittene, dvs. der murene er høyest og terrenghelning i underkant av mur er brattest. For mur nr. 1 ble det derfor gjort 2 beregninger i hhv. det profilsnittet som har den høyeste støttemuren og det profilsnittet som har brattest terreng i fremkant av mur. For mur nr. 2 er terrenghelningen tilnærmet den samme langs hele muren og beregningen ble kun gjort i profilsnittet med høyest mur. Resultatet av beregningene er vist i bilag 3-5 . Figur 6 viser prinsippsnitt av ny støttemur. Geomentrien til murene er i tillegg oppsummert i tabellen under:

Tabell 10: Geomentri til nye støttemurer i kritiske profil.

Mur nr	Profilnummer	Maks murhøyde	Fronthelning mur	Beregnet Bunnbredde	Beregnet Toppbredde
1	9334	3,3 m	7,2 °	2 m	0,5 m
1	9371	3,0 m	7,2 °	2 m	0,5 m
2	10020	2,6 m	7,2 °	2 m	0,5 m



Figur 6: Prinsippskisse nye støttemurer. Bergoverflatens forløp er ukjent under murfoten.

Følgende krav gjelder for utbygging av murene:

- Bakfyllmasser skal bestå av samfengt sprengtstein eller pukk i telegruppe T1. Massene skal legges opp lagvis og komprimeres iht. krav i Håndbok N200 og V221.
- Det skal ikke benyttes stor stein i massene like bak muren, da disse kan gi punktlast mot muren.
- I en avstand min. 1 m fra konstruksjonen skal største steinstørrelse være d = 125 mm.
- Maks steinstørrelse for øvrig bak mur: d = 300 m.
- Det skal legges fiberduk (klasse 3) mellom stedlige masser og bakfyllmasser. Dersom det masseutskiftes til berg er ikke fiberduk nødvendig.
- Det skal legges et drensrør i bakkant av muren.
- Ved utskiftning av mur anlegges graveskråninger med maks helning 1:1.
- Bunnfundamentet etableres på et avrettingslag.
- Dersom det er berg på fundamentnivå må det anrettes (med pigging eller sprengning) en flat berghylle før murene etableres. Murene etableres i det tilfelle på avrettingslag av sprengtstein over berg.
- Dersom vegen skal holdes åpen for trafikk samtidig som støttemurene skiftes ut må trafikken legges i grøft på oversiden av vegen (grøft gjenfylles). Sprengning/pigging i forbindelse med utvidelse av vegen på oversiden må utføres før arbeidet med støttemur påbegynnes da støttemuren er sårbar for rystelser. Utskiftning bør foregå seksjonsvis for å sikre stabilitet av vegen med seksjonslengder på 10 m.

- Geotekniker skal befare grunnforhold ved mur 1 når eksisterende tørrmur graves bort. Dersom det viser seg at grunnforhold under og foran mur ikke er som antatt (drenerte forhold) vil det bli aktuelt med tiltak. Dette kan være masseutskiftning, senkning av drensrør eller andre tiltak.
- Dersom løsmassene under og foran mur 2 ikke består av steinholdig morene må geotekniker kontaktes.

4.6.3 Videre prosjektering

Utførte beregninger er gjort i kritiske snitt for murene. Murene må detaljprosjektertes (utarbeide arbeidstegninger) i full lengde. Dette er utført av RIB (WSP) i prosjektet, det refereres til tegning K-301 og K-302.

5 Grunnarbeider

Midlertidige graveskråninger skal ikke anlegges med skråningshelning brattere enn 1:1,5 dersom ikke annet er avtalt med byggherre. For øvrig kan graveskråninger anlegges som prosjektert av vegplanlegger.

Alle masser i vegfyllinger skal legges ut lagvis og komprimeres iht. N200 og NS3458. Massene skal være fri for snø, is og teleklumper og bestå av ikke-telefarlige masser. Før utlegging skal bløte toppmasser som torv, myr og annen vegetasjon fjernes.

Der fyllingsfoten havner på skrått og/eller glatt berg må det etableres en fortanning med sprengning eller pigging for å sikre stabiliteten.

Ved Storelva bru må det tas spesielle hensyn ved fylling inn mot brufundamenter. I en avstand minimum 1 m fra konstruksjonen skal steinstørrelsen være $\leq$ 125 mm. I en avstand lik minumshøyden for brukonstruksjonen skal steinstørrelsen være $\leq$ 300 mm.

6 Videre arbeid

Videre geoteknisk arbeid for dette prosjektet er listet opp under:

- Supplerende grunnundersøkelser i parsell 5 mellom profil 14700 til 14950 og profil 15260 til 15600 for stabilitetsberegninger av fyllinger i dette området

7 HMS-forhold

I henhold til byggherreforskriften skal det for dette arbeidet lages byggherrens SHA-plan. Følgende arbeidsprosedyrer knyttet til de geotekniske arbeidene kan inneholde risikomomenter:

- Massetransport
- Bruk av tunge maskiner
- Utgraving med midlertidige bratte graveskråninger ved utskifting av tørrmurer

I byggefasen skal entreprenøren lage risikovurderinger (SJA-planer) for de kritiske arbeidsprosedyrene. Krav om dette skal inngå i byggherrens SHA-plan.

8 Plan for kontroll og oppfølging

10 viktige kontrollpunkt er listet i tabellen under:

Tabell 11: Kontrollpunkt i utbyggingsfasen

Nr.	Kontrollpunkt	Beskrivelse	Ansvarlig

1	Grunnarbeider	Grunnforholdene kontrolleres i anleggsfasen. Dersom de avviker fra beskrivelser i denne rapporten må geotekniker kontaktes.	Byggeleder/entreprenør
2	Grunnarbeider	Skråningshelning skal ikke være brattere enn beskrevet i kap. 5	Byggeleder/entreprenør
3	Grunnarbeider	Kontroll av komprimering. Vegfylling legges opp lagvis og komprimeres i henhold til N200 og V221.	Byggeleder/entreprenør
4	Løsmasseskjæring for ny avkjørsel til kommunal veg	Fronthelning kontrolleres. Skjæringen skal erosjonssikres med geonett, stag og tilståing dersom fronthelning < 1:2.	Byggeleder/entreprenør
5	Støttemurer	Grunnforhold under murfundament for mur 1 (profil 9320-9390) skal kontrolleres av geotekniker når eksisterende mur rives.	Byggherre/entreprenør
6	Støttemurer	Kontroll av at løsmassene under og foran mur 2 (profil 10000-10040) er som forutsatt. Dersom massene under murfundament 2 avviker fra forutsetningene må geotekniker kontaktes.	Byggeleder/entreprenør
7	Støttemurer	Kontroll av at murbredder og helning er som prosjektert	Byggeleder/entreprenør
8	Støttemur	Kontroll av fiberduk legges bak støttemurer.	Byggeleder/entreprenør
9	Erosjonssikring av vegfyllinger mot sjø	Kontroll av at helning, plastringshøyde, steinstørrelser og plastringsteknikk er som prosjektert.	Byggeleder/entreprenør
10	Omkjøringsveg	Dersom omkjøringsvegen legges uten erosjonssikring må det overvåkes at det ikke oppstår skader fra bølger. Eventuelle skader skal rettes opp umiddelbart for å sikre stabiliten til vegen. Dersom omkjøringsvegen skal benyttes i vinterhalvåret må den etableres med erosjonssikring som beskrevet i dette notatet.	Byggeleder/entreprenør

9 Referanser

- NVE (2014), Sikkerhet mot kvikkleireskred. Veileder 7/2014.

- Standard Norge (2016), NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

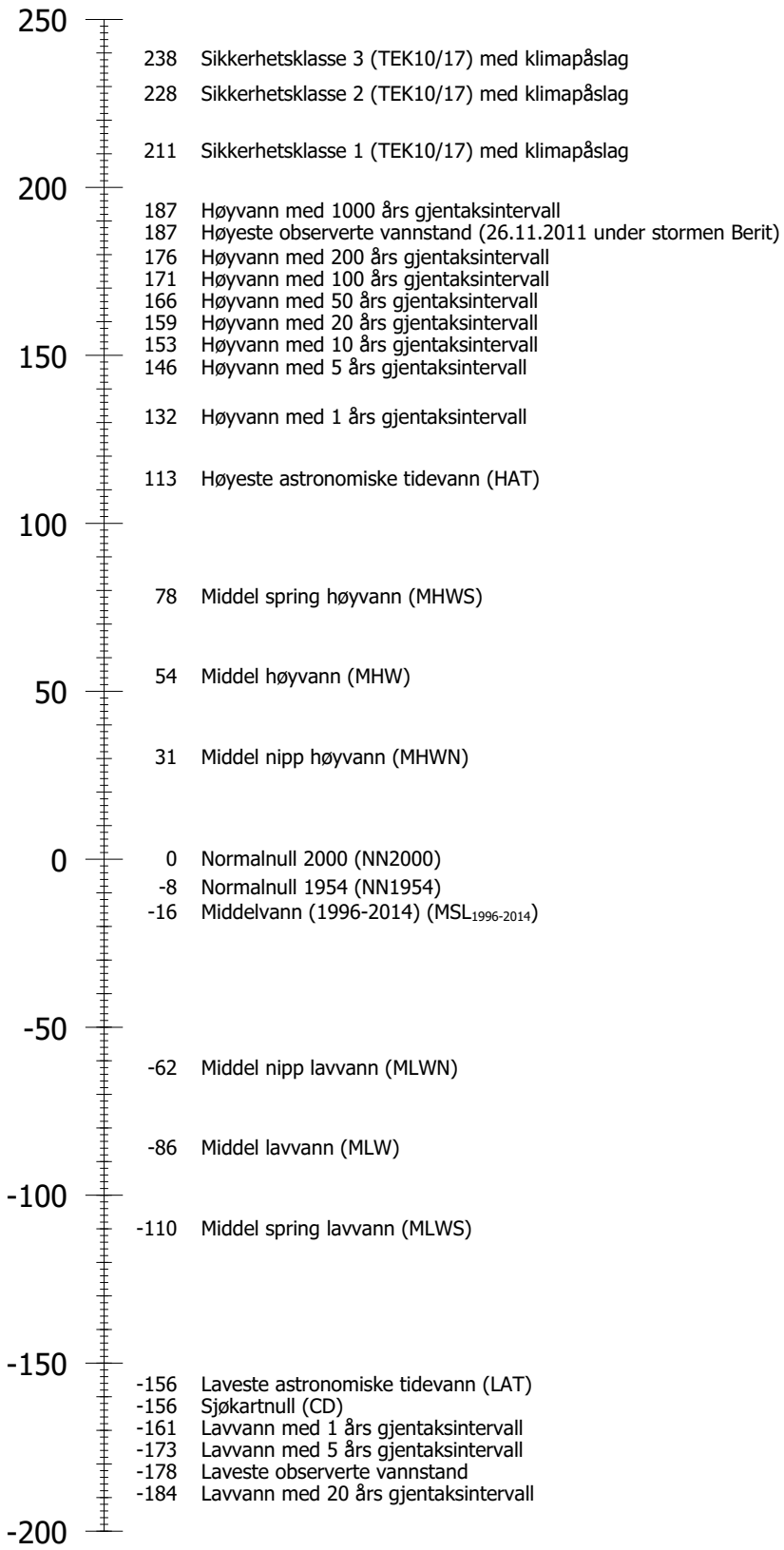
- Standard Norge (2016), NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- Standard Norge (2014), NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.
- Statens vegvesen (2018), Vegbygging. Håndbok N200.
- Statens vegvesen (2015), Bruprosjektering. Håndbok N400.
- Standard Norge (2014), NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger..
- Statens vegvesen (2014), Feltundersøkelser. Håndbok R211.
- Statens vegvesen (2016), Laboratorieundersøkelser. Håndbok R210.
- Statens vegvesen (2018), Geoteknikk i vegbygging. Håndbok V220.
- Kystverket (2018), Molohåndboka
- Kartverket, «Se havnivå,» Kartverket [Internett]. Available: https://www.kartverket.no/sehavniva/.
- Carl J. Frimann Clausen (1990), Beast. A Computer Program for Limit Equilibrium Analysis by the Method of Slices. Reposrt 8302-2. Revision 4, 24. April 2003..
- NMH Programmer (2021), modul tørrmurer. Available: https://www.profinova.no/
- Statens vegvesen (2014), Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. Håndbok V221.
- Statens vegvesen (2014), Geoteknisk opptegning. Håndbok V223.
- Statens vegvesen (2015), Modellgrunnlag, krav til grunnlagsdata og modeller. Håndbok V770.

29. oktober 2021

Kartverket

Rolla

Nivåskisse med de viktigste vannstandsnivåene og ekstremverdier



Høyder er i cm over Normalnull 2000 som er nullnivå i det norske offisielle høydesystemet NN2000.

Lavvann med 20 års gjentaksintervall (20YMIN)
Statistiske beregninger av hvor hyppig et ekstremt lavvann av en viss størrelse vil opptre. I gjennomsnitt når lavvannet dette nivået en gang i løpet av gjentaksintervallet. Det betyr at et ekstremt lavvann med for eksempel 50 års gjentaksintervall i gjennomsnitt vil opptre en gang per 50 år. Gjentaksintervall kalles også returperiode.

Laveste observerte vannstand (LOWL)
Den laveste observerte vannstanden for denne målestasjonen. Kombinasjonen av lavt tidevann og værets virkning (vind, lufttrykk og temperatur) kan resultere i ekstra lav vannstand.

Sjøkartnull (CD)
Nullnivå for dybder i sjøkart og høyder i tidevannstabellen. Sjøkartnull er fra 1. januar 2000 lagt til laveste astronomiske tidevann (LAT). Langs Sørlandskysten og i Oslofjorden er tidevannsvariasjonene små i forhold til værets virkning på vannstanden (vind, lufttrykk og temperatur). Sjøkartnull er derfor av sikkerhetsmessige grunner lagt 20 cm lavere enn LAT langs kysten fra svenskegrensen til Utsira og 30 cm lavere enn LAT i indre Oslofjord (innenfor Drøbaksundet).

Laveste astronomiske tidevann (LAT)
Laveste mulige vannstand under midlere meteorologiske forhold, det vil si uten påvirkning fra blant annet vind, lufttrykk og temperatur. I praksis bestemmes LAT ved å lage tidevannstabeller for 19 år og plukke ut det laveste tidevannet. Tidevannet har blant annet en periode på 18,6 år.

Middel spring lavvann (MLWS)
Gjennomsnittet av observerte lavvann omkring ny- eller fullmåne (springperiode). I praksis brukes harmoniske konstanter som en tilnærming. I tiden omkring ny- eller fullmåne vil tidevannsamplitudene øke siden tidevannskreftene fra sol og måne virker i samme retning. Dette fører til lavere lavvann enn ellers.

Middel lavvann (MLW)
Gjennomsnittet av alle observerte lavvann i en periode på 19 år. Kartverket bruker middelvann minus amplituden til den harmoniske konstituenten M2 som en god tilnærming.

Middel nipp lavvann (MLWN)
Gjennomsnittet av observerte lavvann i tiden omkring halvmåne (nipperiode). I praksis brukes harmoniske konstanter som en tilnærming. Ved halvmåne, når månen er i første eller tredje kvarter, vil tidevannsamplituden bli mindre siden tidevannskreftene fra sol og måne motvirker hverandre. Dette fører til høyere lavvann enn ellers.

Middelvann (1996-2014) (MSL)
Gjennomsnittlig høyde av sjøens overflate på et sted over en periode på 19 år. Middelvann beregnes som gjennomsnittet av vannstandsobservasjoner foretatt med faste tidsintervall - fortrinnsvis over en periode på 19 år. Dagens middelvann er beregnet over perioden 1996-2014.

Normalnull 1954 (NN1954)
Nullnivået som de aller fleste kommunder brukte før NN2000 ble innført.

Normalnull 2000 (NN2000)
Nullnivå i det norske offisielle høydesystemet NN2000

Middel nipp høyvann (MHWN)
Gjennomsnittet av observerte høyvann i tiden omkring halvmåne (nipperiode). I praksis brukes harmoniske konstanter som en tilnærming. Ved halvmåne, når månen er i første eller tredje kvarter, vil tidevannsamplituden bli mindre siden tidevannskreftene fra sol og måne motvirker hverandre. Dette fører til lavere høyvann enn ellers.

Middel høyvann (MHW)
Gjennomsnittet av alle observerte høyvann i en periode på 19 år. Kartverket bruker middelvann pluss amplituden til den harmoniske konstituenten M2 som en god tilnærming.

Middel spring høyvann (MHWS)
Gjennomsnittet av observerte høyvann i tiden omkring ny- eller fullmåne (springperiode). I praksis brukes harmoniske konstanter som en tilnærming. I tiden omkring ny- eller fullmåne vil tidevannsamplitudene øke siden tidevannskreftene fra sol og måne virker i samme retning. Dette fører til høyere høyvann enn ellers.

Høyeste astronomiske tidevann (HAT)
Høyeste mulige vannstand under midlere meteorologiske forhold, det vil si uten påvirkning fra blant annet vind, lufttrykk og temperatur. I praksis bestemmes HAT ved å lage tidevannstabeller for 19 år og plukke ut det høyeste tidevannet. Tidevannet har blant annet en periode på 18,6 år.

Høyeste observerte vannstand (HOWL)
Den høyeste observerte vannstanden for denne målestasjonen. Dette er summen av tidevannet og værets virkning (vind, lufttrykk og temperatur) på dette tidspunktet. Effekten av eventuelle vindbølger vil komme i tillegg.

Sikkerhetsklasse 1 (TEK10/17) med klimapåslag (SAFE1)
Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap har i 2016 anbefalt at for planleggingsformål som faller inn under Sikkerhetsklasse 1 i TEK10 (og TEK17), skal man bruke returnivå for stormflo med 20-års returnivå og legge til et klimapåslag. Klimapåslaget er anbefalt å være tallene fra RCP8.5 fra rapporten fra FNs klimapanel (2013) for årene 2081-2100 og framskrivningenes 95-persentil.

Sikkerhetsklasse 2 (TEK10/17) med klimapåslag (SAFE2)
Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap har i 2016 anbefalt at for planleggingsformål som faller inn under Sikkerhetsklasse 2 i TEK 10 (og TEK17), skal man bruke returnivå for stormflo med 200-års returnivå og legge til et klimapåslag. Klimapåslaget er anbefalt å være tallene fra RCP8.5 fra rapporten fra FNs klimapanel (2013) for årene 2081-2100 og framskrivningenes 95-persentil.

Sikkerhetsklasse 3 (TEK10/17) med klimapåslag (SAFE3)
Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap har i 2016 anbefalt at for planleggingsformål som faller inn under Sikkerhetsklasse 3 i TEK 10 (og TEK17), skal man bruke returnivå for stormflo med 1000-års returnivå og legge til et klimapåslag. Klimapåslaget er anbefalt å være tallene fra RCP8.5 fra rapporten fra FNs klimapanel (2013) for årene 2081-2100 og framskrivningenes 95-persentil.

Parsell 4

Parsell 5

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

BILAG 2:
OVERSIKTSKART
Fv. 848 Rolla, Ibestad
Parsell 4 og 5

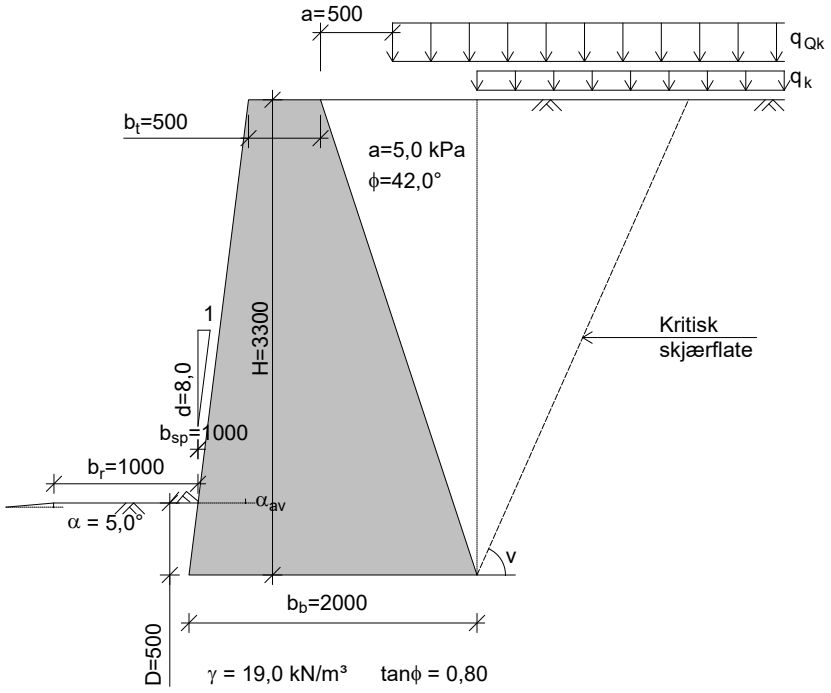
N

Koordinatsystem	EUREF89 NTM 16, NN2000
Målestokk	1:18 000 (A3)
Utarbeidet av	Kaja Krogh (TFFK)

Tørrmur på løsmasser
Profil 9334

Beregnet 09.12.2021 Kl.08:23:48
(Programversjon 21.01)

Inndata
(mål i mm)



Tyngdetetthet for masser foran mur: γ = 19,0 kN/m³

γ = 19,0 kN/m³ tanϕ = 0,80
a = 10,0 kPa γ_m = 1,4 r_{bmax}= 0,80 (Maks. tillatt ruhet)

Tyngdetetthet for mur: γ_{mur} = 23,2 kN/m³
Tyngdetetthet for masser bak mur: γ = 19,0 kN/m³
Konsekvensklasse: CC2 Alvorlig
Bruddmekanisme : Nøytralt brudd
$\Rightarrow \gamma_m$ = 1,4 (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)
Ruhet for bakkant mur: r_v = 0,3
Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 66,0°$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes for drenerte forhold, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger over grunnvannsstanden.

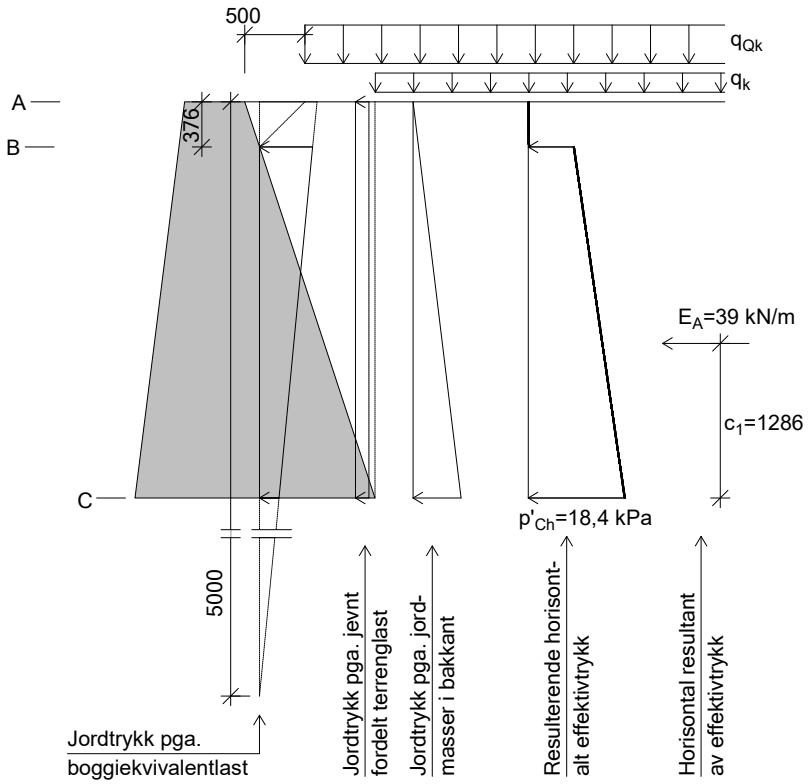
Reduksjonsfaktorene for bæreevne for skrått terreng i framkant er beregnet på grunnlag av en midlere vinkel α_{av} = 5,0°
Denne er bestemt ut fra angitt avstand fra framkant mur til skjæring med skrå terrengoverflate (stiplet linje).

NB! Programmet beregner totalstabilitet og bæreevne for muren.
Det forutsettes at muren utformes slik at den beregningsmessig virker som ett legeme, med teoretisk omriss som vist på figuren ovenfor.
Muren kontrolleres ikke for glidning/velting for hvert enkelt skift.

Laster i bakkant	Lastfaktor (Bruddgrense)
q_k = 5,0 kPa	1,35
q_{Qk} = 25,0 kPa	1,35

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir tatt med i beregningene.

Jordtrykk
(mål i mm)



Lastspredning 1:1 for boggiekvivalentlasten mot bakkant mur er vist med skrå stiplet linje fra start lastutbredelse. Dette er iht. pkt. 3.3.3 (fig. 3.10) i NA-rundskriv 07/2015 (forskrift for trafikklaster). Jordtrykket pga. boggiekvivalentlasten har sin maksimale verdi i topp, og går mot null ved dybde 5 m.
r_v = 0,3 (ruhet for beregning av jordtrykk)
$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m$ = 0,90/1,4 = 0,64 , ϕ_d = arctan(0,64) = 32,7°
Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:
$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$ (1)
K_A = 0,272 (iht. figur 5.4 i V220)

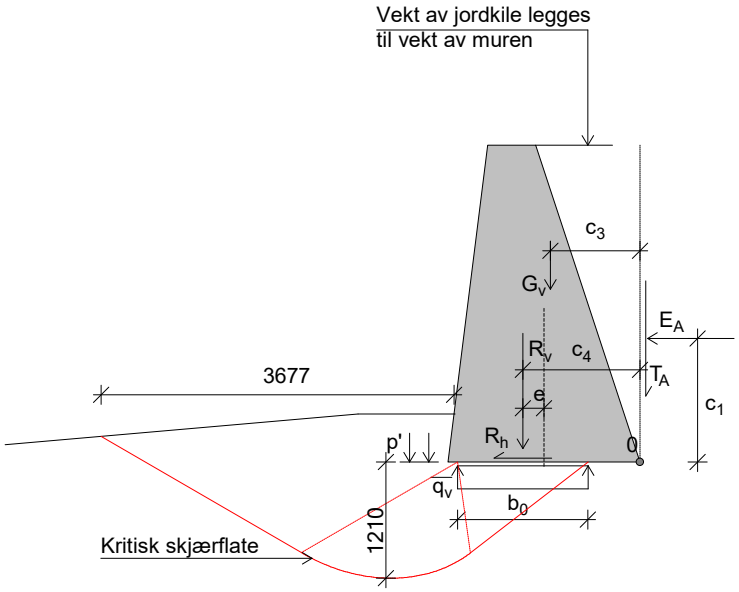
Jordtrykket regnes å virke mot vertikal linje i bakkant mur
$\Rightarrow K_{A,korr} = K_A$ = 0,272
Resulterende effektivt trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor. Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjeres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)
Vertikaltrykk: $p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$
$p'_{Av} = 5{,}0 \cdot 1{,}35 = 6{,}8$ kPa
$K_{A,korr} \cdot (p'_{Av}+a)-a = 0{,}272 \cdot (6{,}8+5{,}0)-5{,}0 = -1{,}8$ kPa, dvs. < 0
Horisontaltrykk: Neglisjerer negativt jordtrykk, dvs. $p'_{Ah} = 0$

Nivå B : 0,376 m under topp mur (topp boggiekvivalentlast)
Vertikaltrykk: $p'_{Bv} = 0{,}376 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5-0{,}376}{5} \cdot q_{Qk} \cdot \gamma_{q2}$
$p'_{Bv} = 0{,}376 \cdot 19{,}0 + 5{,}0 \cdot 1{,}35 + 0{,}92 \cdot 25 \cdot 1{,}35 = 45{,}1$ kPa
$K_{A,korr} \cdot (p'_{Bv}+a)-a = 0{,}272 \cdot (45{,}1+5{,}0)-5{,}0 = 8{,}6$ kPa , dvs. > 0
Horisontaltrykk: $p'_{Bh} = 8{,}6$ kPa

Nivå C (bunn mur)
Vertikaltrykk: $p'_{Cv} = 3{,}300 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5-3{,}300}{5} \cdot q_{Qk} \cdot \gamma_{q2}$
$p'_{Cv} = 3{,}300 \cdot 19{,}0 + 5{,}0 \cdot 1{,}35 + 0{,}34 \cdot 25 \cdot 1{,}35 = 80{,}9$ kPa
Horisontaltrykk: $p'_{Ch} = K_{A,korr} \cdot (p'_{Cv}+a)-a$
$p'_{Ch} = 0{,}272 \cdot (80{,}9+5{,}0)-5{,}0 = 18{,}4$ kPa

Resultater
Bæreevne
(mål i mm)



$R_h = E_A = 39$ kN/m

$G_v = 130$ kN/m

$c_3 = 0{,}932$ m

$T_A = r_v \cdot \tan\phi_d \cdot (\frac{E_A}{H} + a) \cdot H = 0{,}30 \cdot 0{,}64 \cdot (\frac{39}{3{,}300} + 5{,}0) \cdot 3{,}300 = 11$ kN/m

$c_2 = 0$ (dvs. T_A angriper i bakkant mur)

$R_v = G_v + T_A = 130+11 = 141$ kN/m

Moment om pkt. 0:

$M_0 = E_A \cdot c_1 + G_v \cdot c_3$

$M_0 = 39 \cdot 1{,}286 + 130 \cdot 0{,}932 = 172$ kNm/m

$c_4 = M_0/R_v = 172/141 = 1{,}221$ m

$e = c_4 - 0{,}5 \cdot b_b = 1{,}221 - 0{,}5 \cdot 2{,}000 = 0{,}221$ m

$e < b_b/6 = 2{,}000/6 = 0{,}333$ m (anbefalt maksimalverdi)

$\Rightarrow$ Beregnet eksentrisitet e er mindre enn anbefalt maksimalverdi iht. Håndbok V220 pkt. 9.3.2 i), dvs. OK

$b_0 = 0{,}9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0{,}9 \cdot 2{,}000 - 2 \cdot 0{,}221 = 1{,}358$ m

$\overline{q_v} = R_v/b_0 = 141/1{,}358 =$ **104 kN/m²**

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse) :

Krav 1 : $r_b \le r_{bmax} = 0{,}80$, $r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan\phi_d}$, a = 10 kPa

$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0{,}80/1{,}4 = 0{,}57 \Rightarrow r_b = \frac{39}{1{,}358 \cdot (104+10) \cdot 0{,}57}$

r_b = 0,45 < r_{bmax} $\Rightarrow$ krav 1 er OK !

Krav 2 : $\overline{q_v} \le \overline{\sigma_v} = f_{sq}(N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$

$p' = 19{,}0 \cdot 0{,}50 = 9{,}5$ kN/m²

$\alpha_{av} = 5{,}0° = 0{,}09$ (rad.) , $\tan\alpha_{av} = 0{,}09$

$N_q = 10{,}4$, $N_\gamma = 7{,}4$, $\gamma' = 19{,}0$ kN/m³ (drenerte forhold)

$f_{sq} = (1 - 0{,}55 \cdot \tan\alpha_{av})^5 = (1 - 0{,}55 \cdot 0{,}09)^5 = 0{,}78$

$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha_{av} \cdot \tan\phi_d} = e^{-2 \cdot 0{,}09 \cdot 0{,}57} = 0{,}91$

$\overline{\sigma_v}$ = 236 kN/m² > $\overline{q_v}$ $\Rightarrow$ krav 2 er OK !

$\overline{q_v}$ / $\overline{\sigma_v}$ = 0,44

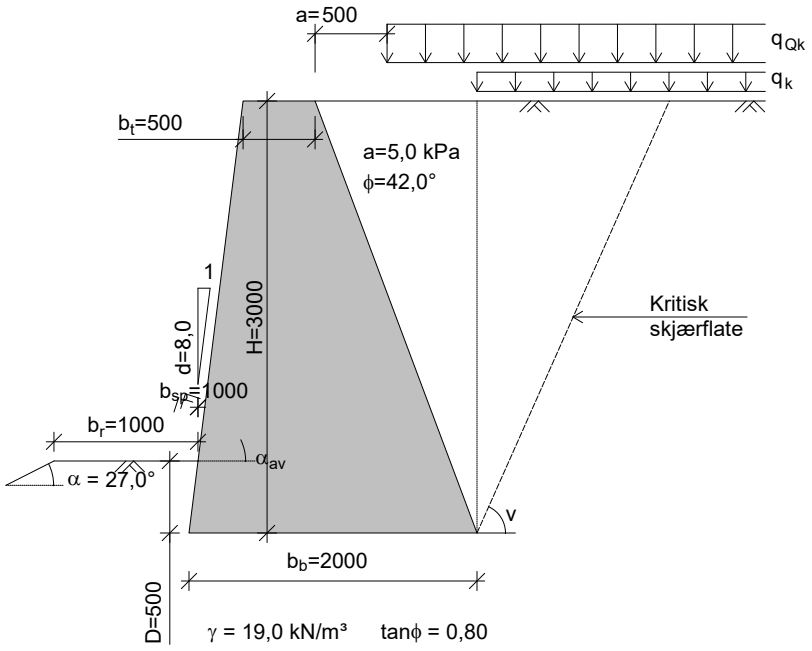
Tørrmur på løsmasser

Profil 9371

Beregnet 07.12.2021 Kl.17:01:01 av: KK
(Programversjon 21.01)

Inndata

(mål i mm)



Tyngdetetthet for masser foran mur: γ = 19,0 kN/m³

γ = 19,0 kN/m³ tanϕ = 0,80

a = 10,0 kPa γ_m = 1,4 r_{bmax}= 0,80 (Maks. tillatt ruhet)

Tyngdetetthet for mur: γ_{mur} = 23,2 kN/m³

Tyngdetetthet for masser bak mur: γ = 19,0 kN/m³

Konsekvensklasse: CC2 Alvorlig
Bruddmekanisme : Nøytralt brudd
$\Rightarrow \gamma_m$ = 1,4 (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)
Ruhet for bakkant mur: r_v = 0,3
Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 66,0°$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes for drenerte forhold, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger over grunnvannsstanden.

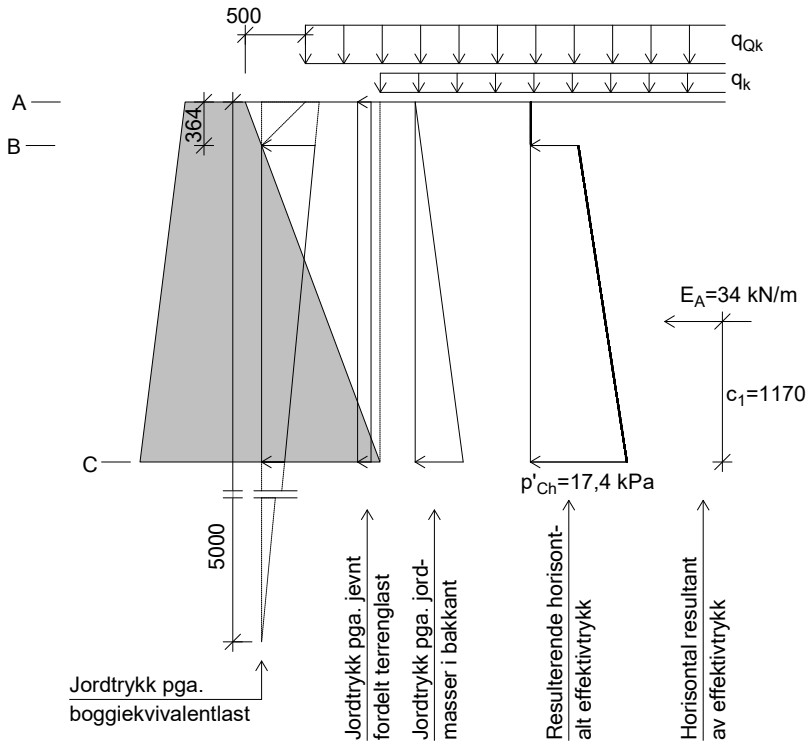
Reduksjonsfaktorene for bæreevne for skrått terreng i framkant er beregnet på grunnlag av en midlere vinkel α_{av} = 27,0°
Denne er bestemt ut fra angitt avstand fra framkant mur til skjæring med skrå terrengoverflate (stiplet linje).

NB! Programmet beregner totalstabilitet og bæreevne for muren.
Det forutsettes at muren utformes slik at den beregningsmessig virker som ett legeme, med teoretisk omriss som vist på figuren ovenfor.
Muren kontrolleres ikke for glidning/velting for hvert enkelt skift.

Laster i bakkant	Lastfaktor (Bruddgrense)
q_k = 5,0 kPa	1,35
q_{Qk} = 25,0 kPa	1,35

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir tatt med i beregningene.

Jordtrykk
(mål i mm)



Lastspredning 1:1 for boggiekvivalentlasten mot bakkant mur er vist med skrå stiplet linje fra start lastutbredelse. Dette er iht. pkt. 3.3.3 (fig. 3.10) i NA-rundskriv 07/2015 (forskrift for trafikklaster). Jordtrykket pga. boggiekvivalentlasten har sin maksimale verdi i topp, og går mot null ved dybde 5 m.
r_v = 0,3 (ruhet for beregning av jordtrykk)
$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0,90/1,4 = 0,64$, $\phi_d = \arctan(0,64) = 32,7°$
Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:
$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$ (1)
K_A = 0,272 (iht. figur 5.4 i V220)

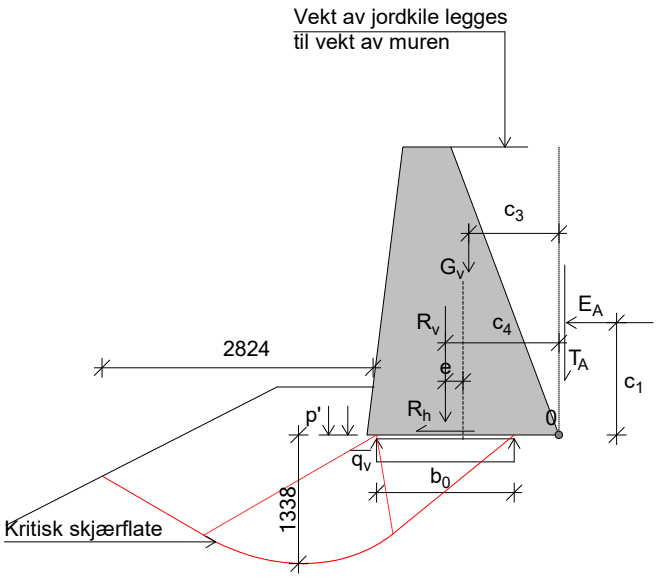
Jordtrykket regnes å virke mot vertikal linje i bakkant mur
$\Rightarrow K_{A,korr} = K_A = 0,272$
Resulterende effektivt trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor. Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjeres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)
Vertikaltrykk: $p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$
$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,35 = 6,8$ kPa
$K_{A,korr} \cdot (p'_{Av}+a)-a = 0,272 \cdot (6,8+5,0)-5,0 = -1,8$ kPa, dvs. < 0
Horisontaltrykk: Neglisjerer negativt jordtrykk, dvs. $p'_{Ah} = 0$

Nivå B : 0,364 m under topp mur (topp boggiekvivalentlast)
Vertikaltrykk: $p'_{Bv} = 0,364 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5-0,364}{5} \cdot q_{Qk} \cdot \gamma_{q2}$
$p'_{Bv} = 0,364 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,35 + 0,93 \cdot 25 \cdot 1,35 = 45,0$ kPa
$K_{A,korr} \cdot (p'_{Bv}+a)-a = 0,272 \cdot (45,0+5,0)-5,0 = 8,6$ kPa , dvs. > 0
Horisontaltrykk: $p'_{Bh} = 8,6$ kPa

Nivå C (bunn mur)
Vertikaltrykk: $p'_{Cv} = 3,000 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5-3,000}{5} \cdot q_{Qk} \cdot \gamma_{q2}$
$p'_{Cv} = 3,000 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,35 + 0,40 \cdot 25 \cdot 1,35 = 77,3$ kPa
Horisontaltrykk: $p'_{Ch} = K_{A,korr} \cdot (p'_{Cv}+a)-a$
$p'_{Ch} = 0,272 \cdot (77,3+5,0)-5,0 = 17,4$ kPa

Resultater
Bæreevne
(mål i mm)



$R_h = E_A = 34$ kN/m

$G_v = 119$ kN/m

$c_3 = 0{,}941$ m

$T_A = r_v \cdot \tan\phi_d \cdot (\frac{E_A}{H} + a) \cdot H = 0{,}30 \cdot 0{,}64 \cdot (\frac{34}{3{,}000} + 5{,}0) \cdot 3{,}000 = 9{,}5$ kN/m

$c_2 = 0$ (dvs. T_A angriper i bakkant mur)

$R_v = G_v + T_A = 119+9{,}5 = 129$ kN/m

Moment om pkt. 0:

$M_0 = E_A \cdot c_1 + G_v \cdot c_3$

$M_0 = 34 \cdot 1{,}170 + 119 \cdot 0{,}941 = 152$ kNm/m

$c_4 = M_0/R_v = 152/129 = 1{,}183$ m

$e = c_4 - 0{,}5 \cdot b_b = 1{,}183 - 0{,}5 \cdot 2{,}000 = 0{,}183$ m

$e < b_b/6 = 2{,}000/6 = 0{,}333$ m (anbefalt maksimalverdi)

$\Rightarrow$ Beregnet eksentrisitet e er mindre enn anbefalt maksimalverdi iht. Håndbok V220 pkt. 9.3.2 i), dvs. OK

$b_0 = 0{,}9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0{,}9 \cdot 2{,}000 - 2 \cdot 0{,}183 = 1{,}434$ m

$\overline{q_v} = R_v/b_0 = 129/1{,}434 =$ **90 kN/m²**

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse) :

Krav 1 : $r_b \le r_{bmax} = 0{,}80$, $r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan\phi_d}$, a = 10 kPa

$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0{,}80/1{,}4 = 0{,}57 \Rightarrow r_b = \frac{34}{1{,}434 \cdot (90+10) \cdot 0{,}57}$

r_b = 0,42 < r_{bmax} $\Rightarrow$ krav 1 er OK !

Krav 2 : $\overline{q_v} \le \overline{\sigma_v} = f_{sq}(N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$

$p' = 19{,}0 \cdot 0{,}50 = 9{,}5$ kN/m²

$\alpha_{av} = 27{,}0° = 0{,}47$ (rad.) , $\tan\alpha_{av} = 0{,}51$

$N_q = 10{,}8$, $N_\gamma = 8{,}0$, $\gamma' = 19{,}0$ kN/m³ (drenerte forhold)

$f_{sq} = (1 - 0{,}55 \cdot \tan\alpha_{av})^5 = (1 - 0{,}55 \cdot 0{,}51)^5 = 0{,}19$

$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha_{av} \cdot \tan\phi_d} = e^{-2 \cdot 0{,}47 \cdot 0{,}57} = 0{,}58$

$\overline{\sigma_v}$ = 94 kN/m² > $\overline{q_v}$ $\Rightarrow$ krav 2 er OK !

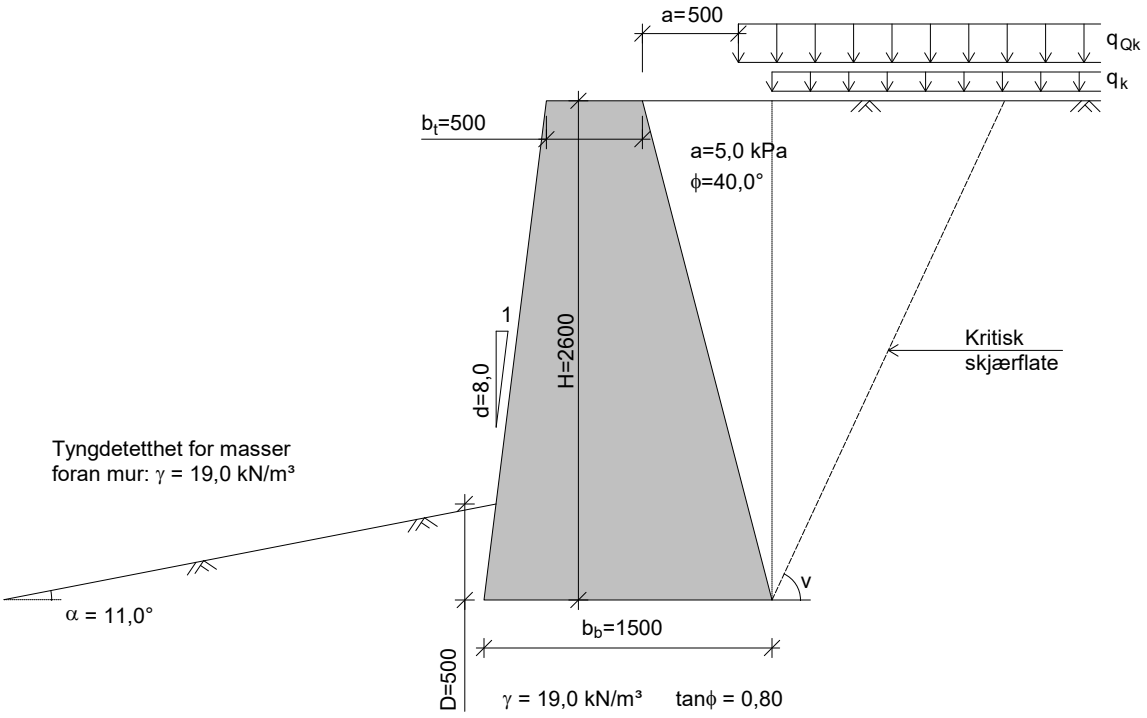
$\overline{q_v} / \overline{\sigma_v}$ = 0,95

Tørrmur på løsmasser

Profil 10020

Beregnet 07.12.2021 Kl.17:00:07
(Programversjon 21.01)

Inndata
(mål i mm)



Tyngdetetthet for mur: γ_{mur} = 22,2 kN/m³

Tyngdetetthet for masser bak mur: γ = 19,0 kN/m³

Konsekvensklasse: CC2 Alvorlig
Bruddmekanisme : Nøytralt brudd
$\Rightarrow \gamma_m$ = 1,4 (iht. Fig. 0.3 i Håndbok V220)

Ruhet for bakkant mur: r_v = 0,3

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{40,0}{2} - \frac{0,0}{4} = 65,0°$$

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

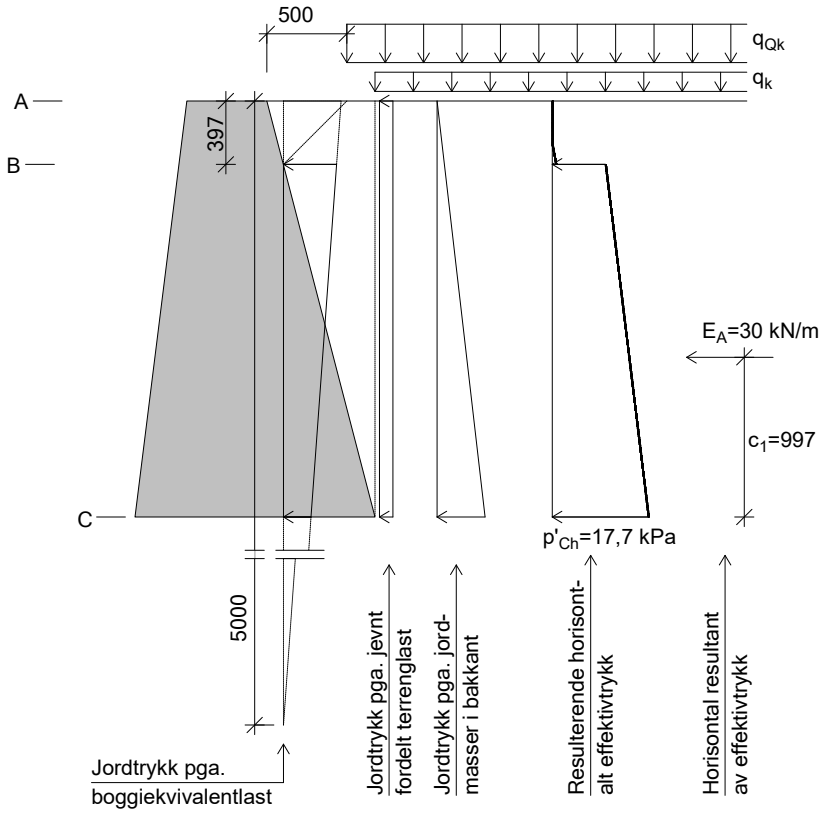
Bæreevnen regnes for drenerte forhold, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger over grunnvannsstanden.

NB! Programmet beregner totalstabilitet og bæreevne for muren. Det forutsettes at muren utformes slik at den beregningsmessig virker som ett legeme, med teoretisk omriss som vist på figuren ovenfor. Muren kontrolleres ikke for glidning/velting for hvert enkelt skift.

Laster i bakkant	Lastfaktor (Bruddgrense)
q_k = 5,0 kPa	1,35
q_{Qk} = 25,0 kPa	1,35

Boggiekvivalentlasten q_{Qk} blir tatt med i beregningene.

Jordtrykk
(mål i mm)



Lastspredning 1:1 for boggiekvivalentlasten mot bakkant mur er vist med skrå stiplet linje fra start lastutbredelse. Dette er iht. pkt. 3.3.3 (fig. 3.10) i NA-rundskriv 07/2015 (forskrift for trafikklaster). Jordtrykket pga. boggiekvivalentlasten har sin maksimale verdi i topp, og går mot null ved dybde 5 m.

r_v = 0,3 (ruhet for beregning av jordtrykk)

$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0,84/1,4 = 0,60$, $\phi_d = \arctan(0,60) = 30,9°$

Ved horisontalt terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$ (1)

K_A = 0,294 (iht. figur 5.4 i V220)

Jordtrykket regnes å virke mot vertikal linje i bakkant mur

$\Rightarrow K_{A,korr} = K_A = 0,294$

Resulterende effektivt trykk i bakkant beregnes iht. ligning (1) ovenfor. Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), neglisjeres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

Vertikaltrykk: $p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$

$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,35 = 6,8$ kPa

$K_{A,korr} \cdot (p'_{Av}+a)-a = 0,294 \cdot (6,8+5,0)-5,0 = -1,5$ kPa, dvs. < 0

Horisontaltrykk: Neglisjerer negativt jordtrykk, dvs. $p'_{Ah} = 0$

Nivå B : 0,397 m under topp mur (topp boggiekvivalentlast)

Vertikaltrykk: $p'_{Bv} = 0,397 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5-0,397}{5} \cdot q_{Qk} \cdot \gamma_{q2}$

$p'_{Bv} = 0,397 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,35 + 0,92 \cdot 25 \cdot 1,35 = 45,4$ kPa

$K_{A,korr} \cdot (p'_{Bv}+a)-a = 0,294 \cdot (45,4+5,0)-5,0 = 9,8$ kPa , dvs. > 0

Horisontaltrykk: $p'_{Bh} = 9,8$ kPa

Nivå C (bunn mur)

Vertikaltrykk: $p'_{Cv} = 2,600 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1} + \frac{5-2,600}{5} \cdot q_{Qk} \cdot \gamma_{q2}$

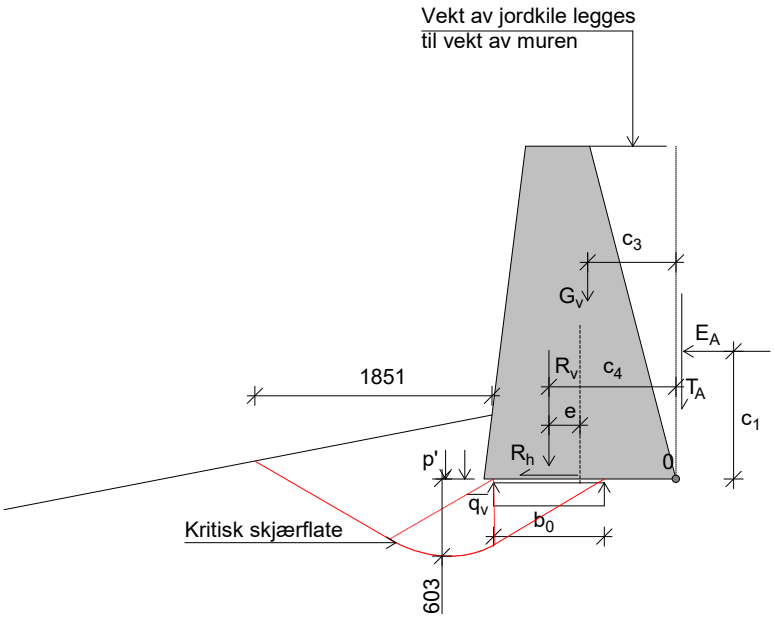
$p'_{Cv} = 2,600 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,35 + 0,48 \cdot 25 \cdot 1,35 = 72,4$ kPa

Horisontaltrykk: $p'_{Ch} = K_{A,korr} \cdot (p'_{Cv}+a)-a$

$p'_{Ch} = 0,294 \cdot (72,4+5,0)-5,0 = 17,7$ kPa

Resultater
Bæreevne

(mål i mm)



$R_h = E_A = 30$ kN/m

$G_v = 74$ kN/m

$c_3 = 0{,}689$ m

$T_A = r_v \cdot \tan\phi_d \cdot (\frac{E_A}{H} + a) \cdot H = 0{,}30 \cdot 0{,}60 \cdot (\frac{30}{2{,}600} + 5{,}0) \cdot 2{,}600 = 7{,}8$ kN/m

$c_2 = 0$ (dvs. T_A angriper i bakkant mur)

$R_v = G_v + T_A = 74 + 7{,}8 = 82$ kN/m

Moment om pkt. 0:

$M_0 = E_A \cdot c_1 + G_v \cdot c_3$

$M_0 = 30 \cdot 0{,}997 + 74 \cdot 0{,}689 = 82$ kNm/m

$c_4 = M_0/R_v = 82/82 = 0{,}992$ m

$e = c_4 - 0{,}5 \cdot b_b = 0{,}992 - 0{,}5 \cdot 1{,}500 = 0{,}242$ m

$e < b_b/6 = 1{,}500/6 = 0{,}250$ m (anbefalt maksimalverdi)

$\Rightarrow$ Beregnet eksentrisitet e er mindre enn anbefalt maksimalverdi iht. Håndbok V220 pkt. 9.3.2 i), dvs. OK

$b_0 = 0{,}9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0{,}9 \cdot 1{,}500 - 2 \cdot 0{,}242 = 0{,}866$ m

$\overline{q_v} = R_v/b_0 = 82/0{,}866 =$ **95 kN/m²**

Beregning av bæreevne (effektivspenningsanalyse) :

Krav 1 : $r_b \le r_{bmax} = 0{,}80$, $r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan\phi_d}$, a = 10 kPa

$\tan\phi_d = \tan\phi/\gamma_m = 0{,}80/1{,}4 = 0{,}57 \Rightarrow r_b = \frac{30}{0{,}866 \cdot (95+10) \cdot 0{,}57}$

$r_b = 0{,}58 < r_{bmax} \Rightarrow$ krav 1 er OK !

Krav 2 : $\overline{q_v} \le \overline{\sigma_v} = f_{sq}(N_q \cdot p' + ½ N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$

$p' = 19{,}0 \cdot 0{,}50 = 9{,}5$ kN/m²

$\alpha = 11{,}0° = 0{,}19$ (rad.) , $\tan\alpha = 0{,}19$

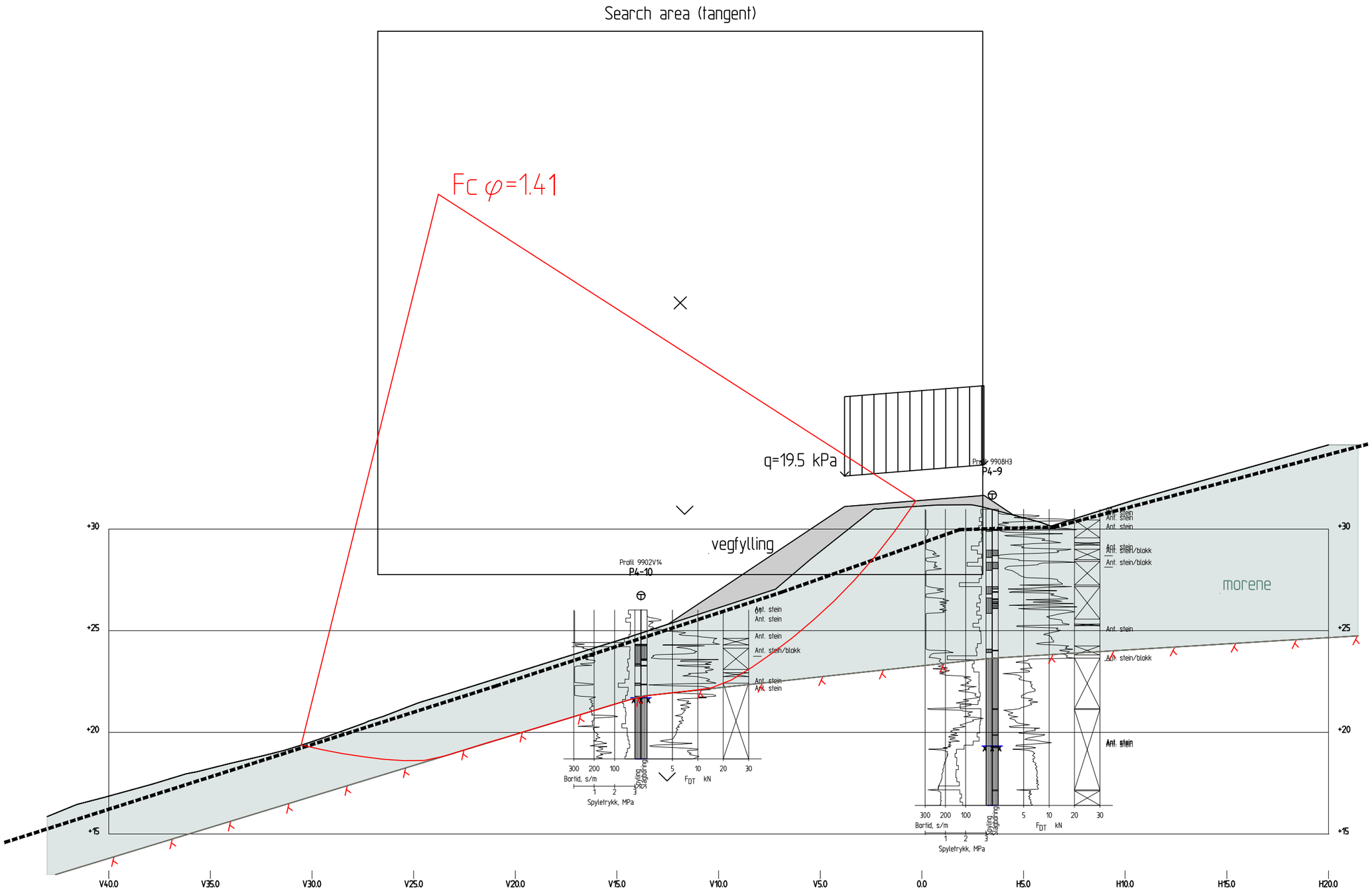
$N_q = 8{,}4$, $N_\gamma = 4{,}6$, $\gamma' = 19{,}0$ kN/m³ (drenerte forhold)

$f_{sq} = (1 - 0{,}55 \cdot \tan\alpha)^5 = (1 - 0{,}55 \cdot 0{,}19)^5 = 0{,}57$

$f_{sa} = e^{-2 \cdot \alpha \cdot \tan\phi_d} = e^{-2 \cdot 0{,}19 \cdot 0{,}57} = 0{,}80$

$\overline{\sigma_v} = 125$ kN/m² > $\overline{q_v} \Rightarrow$ krav 2 er OK !

$\overline{q_v} / \overline{\sigma_v} = 0{,}76$



Profil 9910
1 : 100

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
vegfylling	19.00	9.00	42.0	9.0				
morene	19.00	9.00	38.0	3.9				

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv.848 Sørrollnes-Ytre Forså

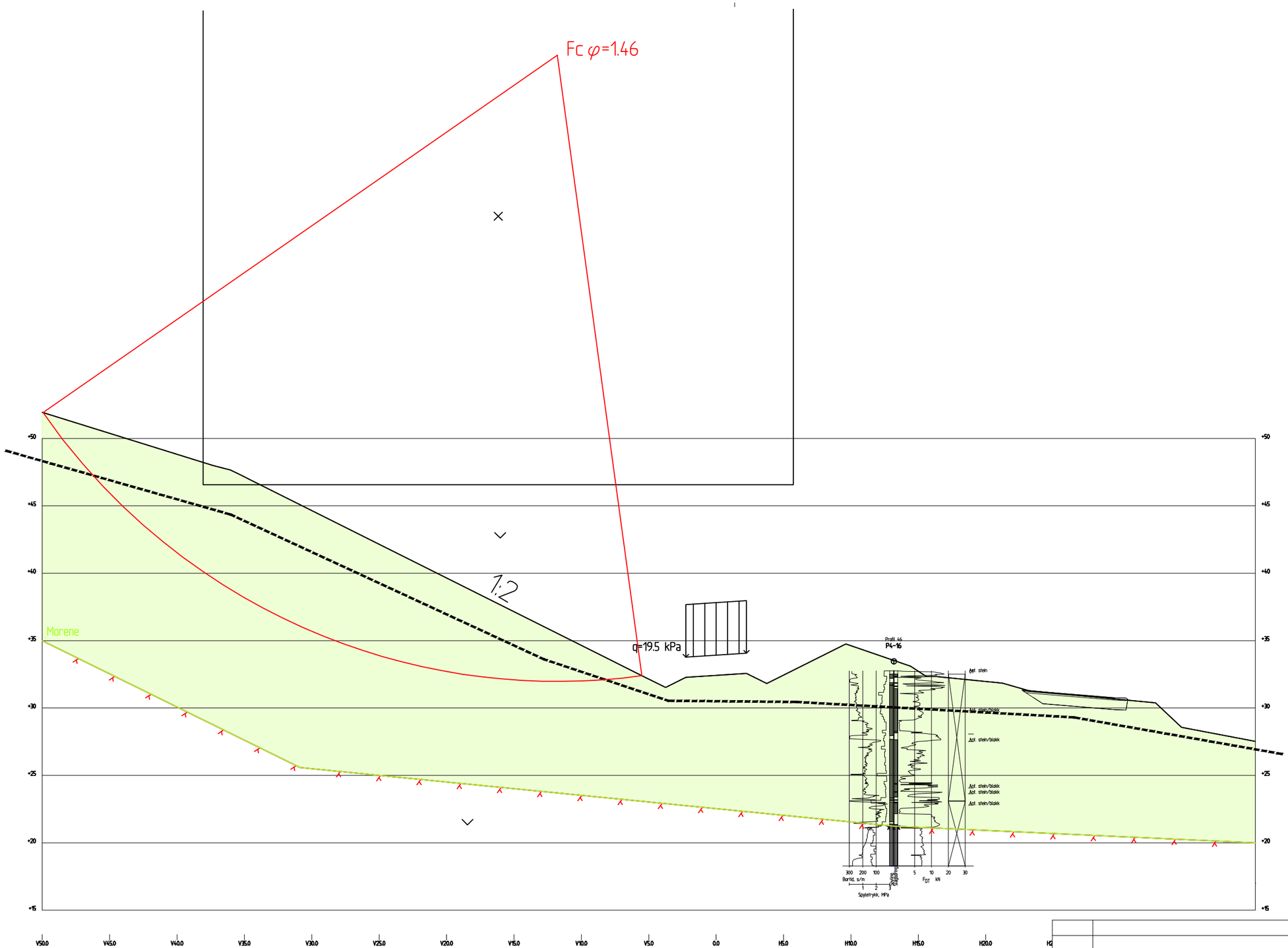
Parsell 4

Stabilitet profil 9910

Drenert analyse

Tegningsdato	02.12.2021
Bestiller	Bjørg Anita Joki
Produsert for	TFFK
Produsert av	FFB
Prosjektnummer	1907248
Prosjektfasenr.	-
Arkivreferanse	21/16301
Målestokk (A3)	1:200
Koordinatsystem	NTM16/NN2000
Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	V13

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
K.K.	G.L.W.	I.M.	



Profil 40
1 : 100

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Morene	19.00	9.00	38.0	3.9				

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv.848 Sørrollnes-Ytre Forså

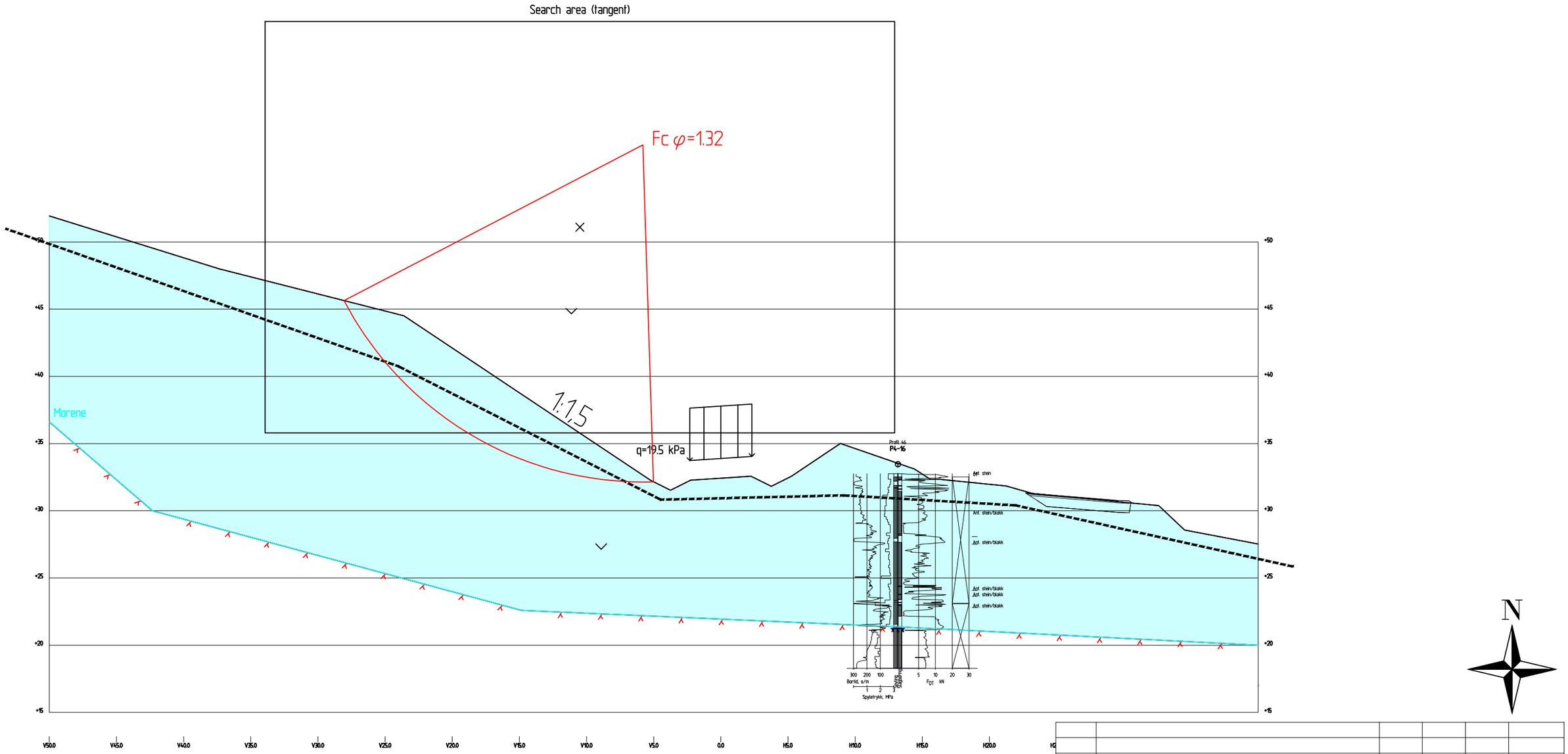
Parsell 4

Stabilitet avkjøringsveg 1:2

Drenert analyse

Tegningsdato	02.12.2021
Bestiller	Bjørg Anita Joki
Produsert for	TFFK
Produsert av	FFB
Prosjektnummer	1907248
Prosjektfasenr.	-
Arkivreferanse	21/16301
Målestokk (A3)	1:300
Koordinatsystem	NTM16/NN2000
Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	V14

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
K.K.	G.L.W.	I.M.	



Profil 40
1 : 100

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Morene	19.00	9.00	38.0	3.9				

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv.848 Sørrollnes-Ytre Forså

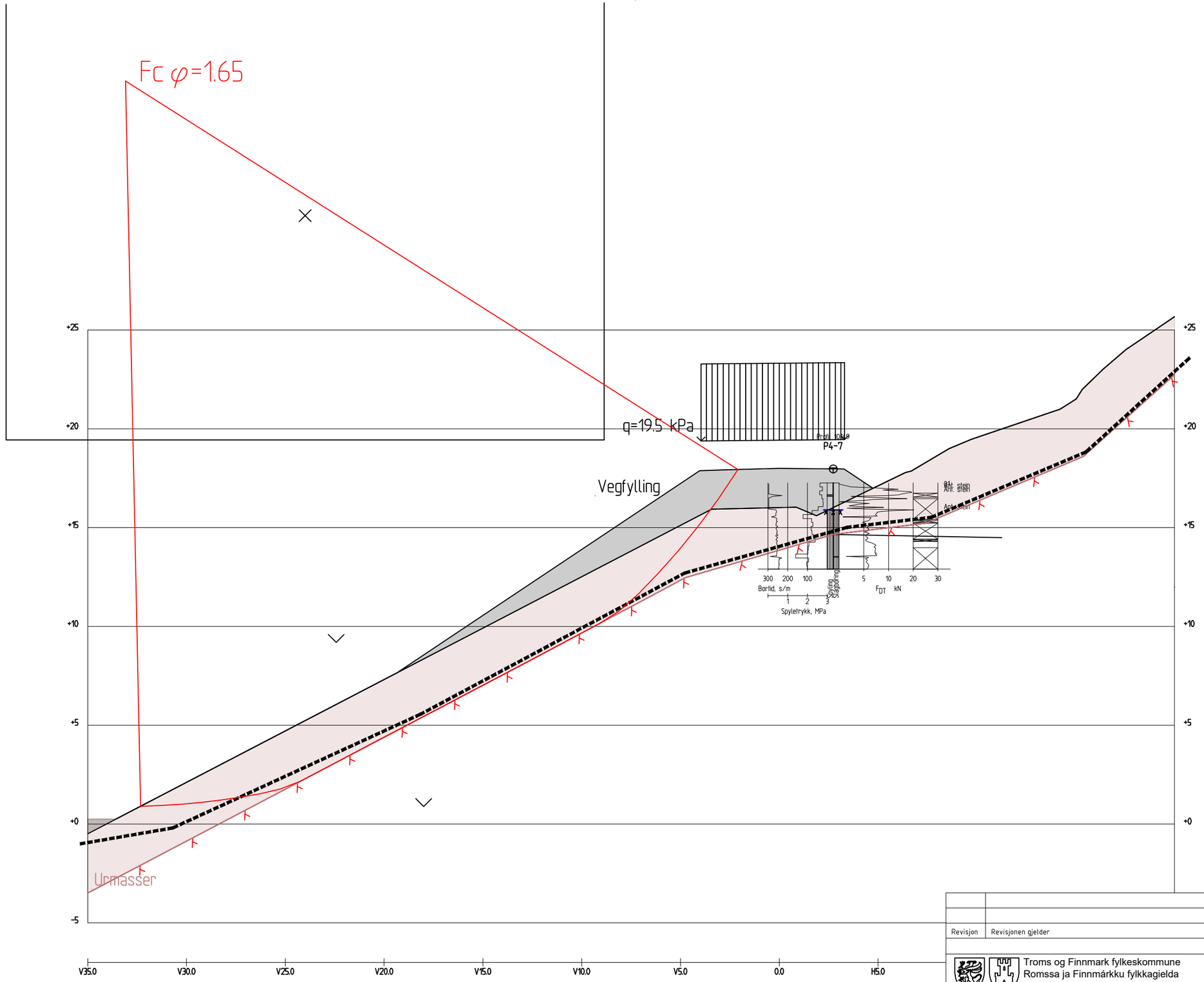
Parsell 4

Stabilitet avkjøringsveg 1:1,5

Drenert analyse

Tegningsdato	02.12.2021
Bestiller	Bjørg Anita Joki
Produsert for	TFFK
Produsert av	FFB
Prosjektnummer	1907248
Prosjektfasenr.	-
Arkivreferanse	21/16301
Målestokk (A3)	1:300
Koordinatsystem	NTM16/NN2000
Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	V15

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
K.K.	G.L.W.	I.M.	



Profil 10160
1 : 100

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Vegfylling	19.00	9.00	42.0	9.0				
Urmasser	18.00	8.00	40.0	4.2				

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv.848 Sørrollnes-Ytre Forså

Parsell 4

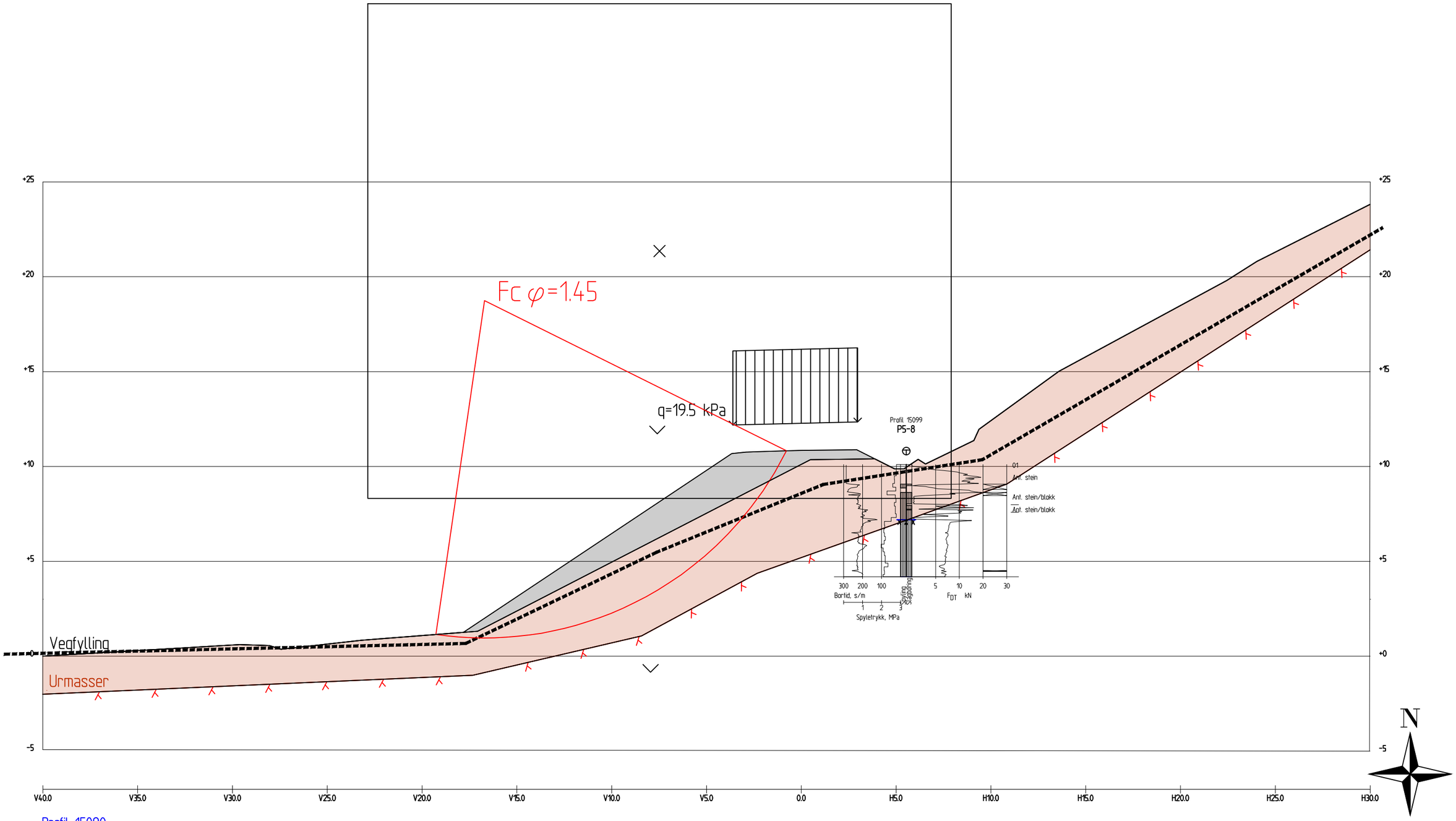
Stabilitet profil 10160

Drenert analyse

Tegningsdato	02.12.2021
Bestiller	Bjørg Anita Joki
Produsert for	TFFK
Produsert av	FFB
Prosjektnummer	1907248
Prosjektfasenr.	-
Arkivreferanse	21/16301
Målestokk (A3)	1:200
Koordinatsystem	NTM16/NN2000
Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	V16

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
K.K.	G.L.W.	I.M.	

Search area (tangent)



Profil 15090
1 : 100

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`	C	Aa	Ad	Ap
Vegfylling	19.00	9.00	42.0	9.0				
Urmasser	18.00	8.00	40.0	4.2				

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv.848 Sørrollnes-Ytre Forså

Parsell 4

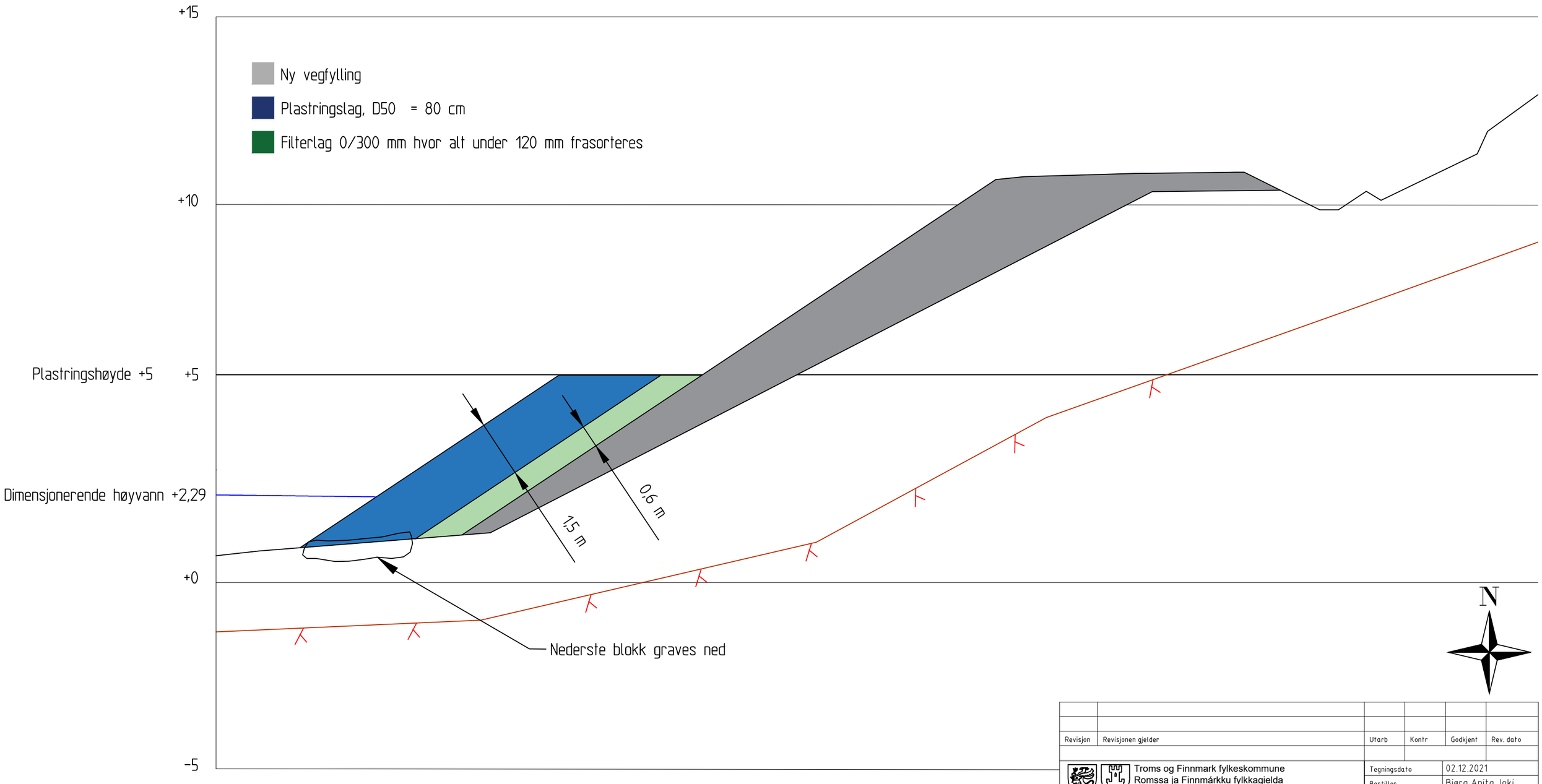
Stabilitet profil 15090

Drenert analyse

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
K.K.	G.L.W.	I.M.	

Tegningsdato	02.12.2021
Bestiller	Bjørg Anita Joki
Produsert for	TFFK
Produsert av	FFB
Prosjektnummer	1907248
Prosjektfasenr.	–
Arkivreferanse	21/16301
Målestokk (A3)	1:200
Koordinatsystem	NTM16/NN2000
Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	V17

NN2000



N

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

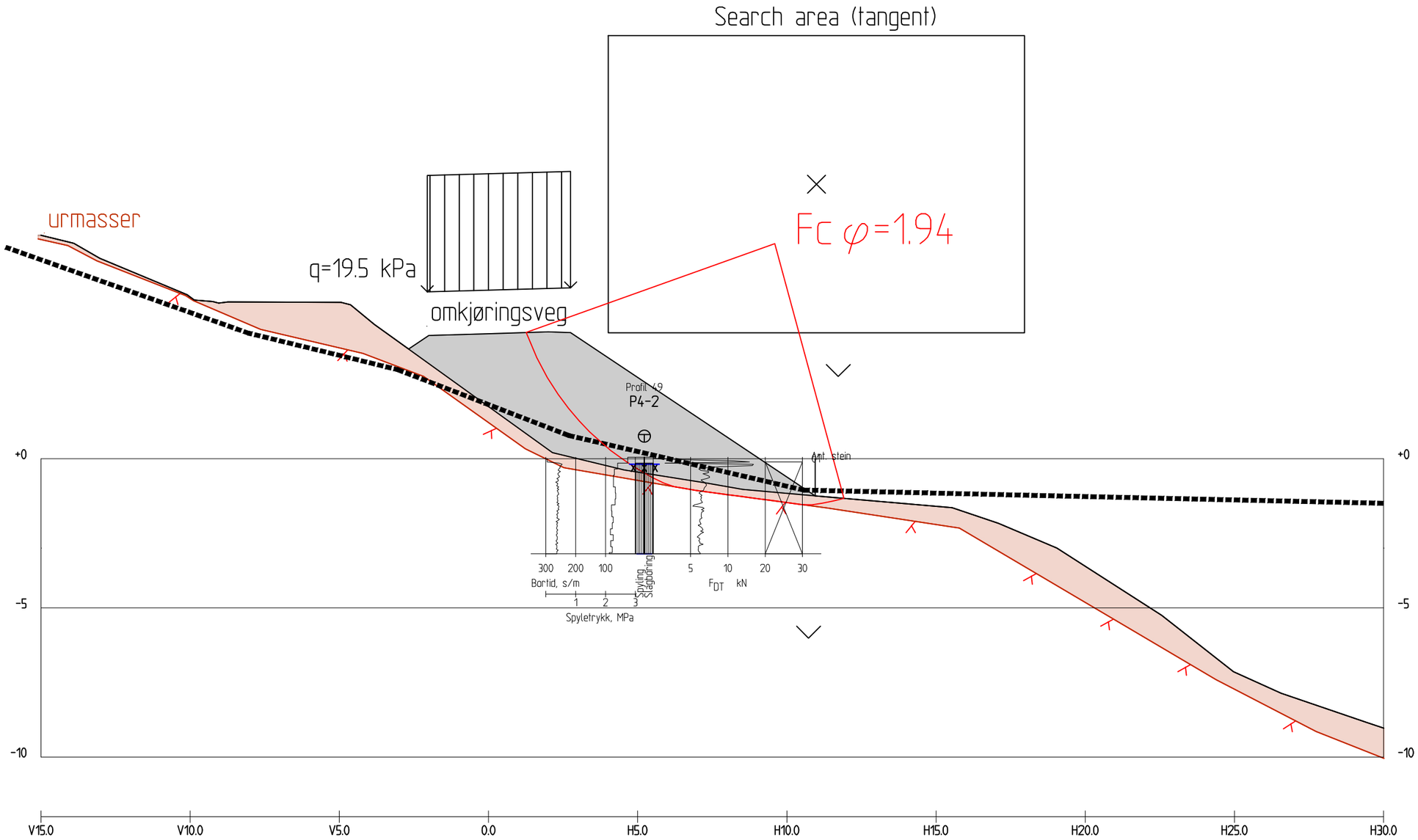
Fv.848 Sørrollnes-Ytre Forså

Parsell 4 og parsell 5

Prinsippskisse erosjonssikring

Tegningsdato	02.12.2021
Bestiller	Bjørg Anita Joki
Produsert for	TFFK
Produsert av	FFB
Prosjektnummer	1907248
Prosjektfasenr.	-
Arkivreferanse	21/16301
Målestokk (A3)	1:100
Koordinatsystem	NTM16/NN2000
Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	V18

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
K.K.	G.L.W.	I.M.	



Profil 40

1 : 100

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`
omkjøringsveg	19.00	9.00	42.0	9.0
urmasser	18.00	8.00	40.0	4.2

N

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv.848 Sørrollnes-Ytre Forså

Parsell 4

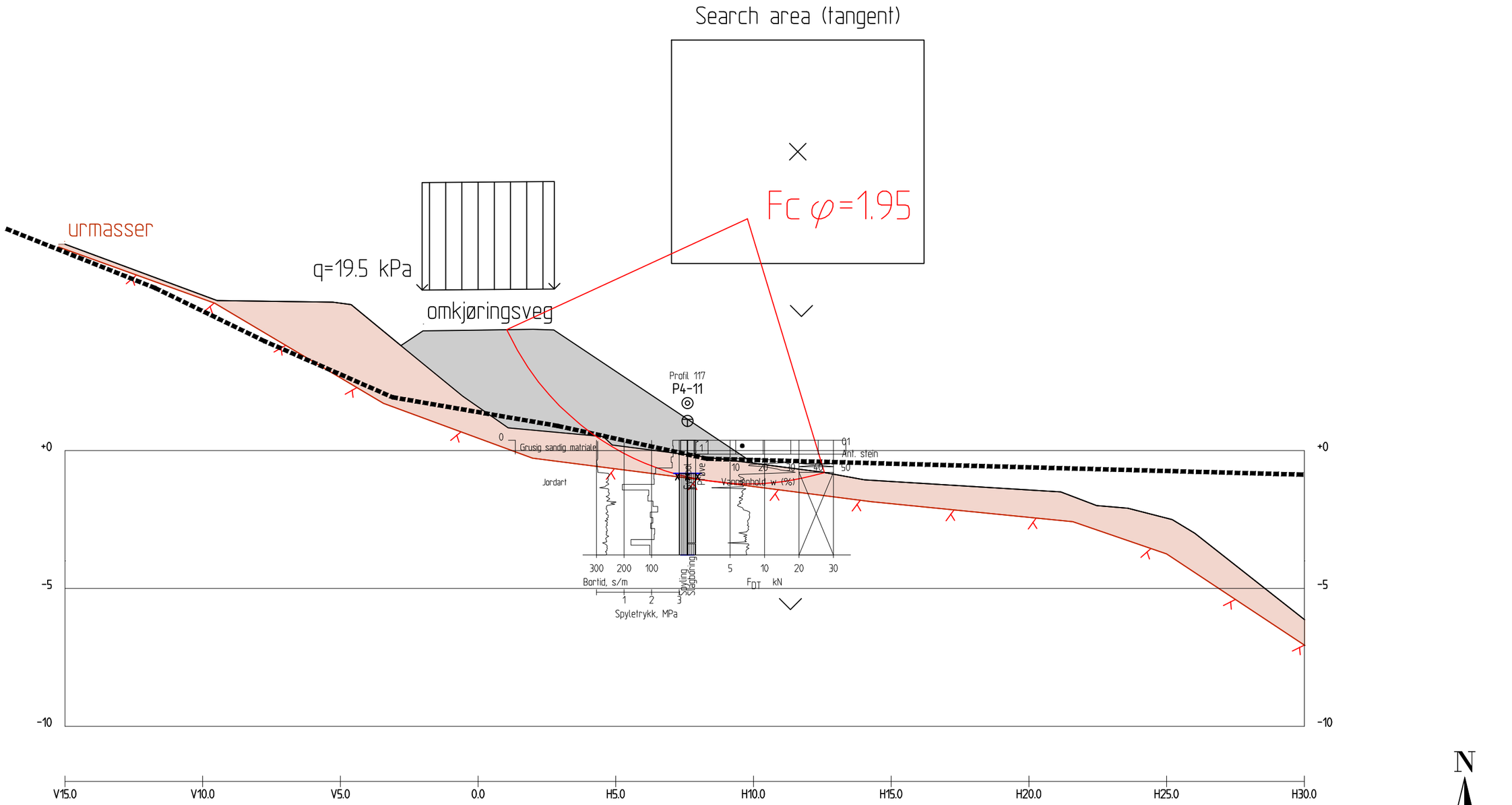
Stabilitet profil 40

Omkjøringsveg Storelva bru

Drenert analyse

Tegningsdato	22.12.2021
Bestiller	Bjørg Anita Joki
Produsert for	TFFK
Produsert av	FFB
Prosjektnummer	1907248
Prosjektfasenr.	-
Arkivreferanse	21/16301
Målestokk (A3)	1:150
Koordinatsystem	NTM16/NN2000
Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	V19

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
K.K.	G.L.W.	I.M.	



Profil 120

1 : 100

Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C`
omkjøringsveg	19.00	9.00	42.0	9.0
urmasser	18.00	8.00	40.0	4.2

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

Troms og Finnmark fylkeskommune
Romssa ja Finnmárkku fylkkagielda
Tromssan ja Finmarkun fylkinkomuuni

Fv.848 Sørrollnes-Ytre Forså

Parsell 4

Stabilitet profil 120

Omkjøringsveg Storelva bru

Drenert analyse

Tegningsdato	22.12.2021
Bestiller	Bjørg Anita Joki
Produsert for	TFFK
Produsert av	FFB
Prosjektnummer	1907248
Prosjektfasenr.	-
Arkivreferanse	21/16301
Målestokk (A3)	1:200
Koordinatsystem	NTM16/NN2000
Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	V20

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
K.K.	G.L.W.	I.M.	