1 - Akseptert, Sander Fladseth (07-May-2026)

OFOTBANEN
NARVIK HAVN - VASSIJAURE
HORISONTALEN KRYSSINGSSPOR

GEOTEKNISK VURDERINGSRAPPORT

Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
05A	Revidert etter BN merknad	24.04.2026	ASHE	YNGS	TTR
04A	Revidert etter BN merknader	10.04.2026	ASHE	YNGS	TTR
03A	Revidert etter BN merknader	24.03.2026	ASHE	YNGS	TTR
01A	Revidert etter BN merknader	03.11.2025	ASHE	ABC	TTR
00A	Førsteutgave	24.09.2025	ASHE	ABC	TTR

Tittel:
Ofotbanen
Narvik havn - Vassijaure
Horisontalen kryssingsspor
Geoteknisk vurderingsrapport

Ant. sider	**58**
Fritekst 1d	
Fritekst 2d	
Fritekst 3d	
Produsent	**NIRAS Norge AS**
Prod. dok. nr.	
Erstatning for	
Erstattet av	

Prosjekt: 60079310
Parsell: 06

Dokument nr.: **UOB-06-A-00066** Rev.: **05A**

BANE NOR

Dokument nr. Rev.

REVISJONSHISTORIKK

Tabell 0.1 Oversikt over dokumentets revisjoner.

Rev.	Beskrivelse av endring	Dato	Forfatter
00A	Første utgave	24.09.2025	ASHE
01A	Rettet opp etter BN merknader	03.11.2025	ASHE
02A	Rettet opp etter BN merknader. Revidert kap. 1.2, 1.4, 4.2.1, vedlegg A og B. Lagt til nytt kap. 2.8.	19.02.2026	ASHE
03A	Rettet opp etter BN merknader. Revidert kap. 1.4.2.3, 1.4.2.4, 2.4, 4.2.1, 4.2.2, 4.2.1.2	24.03.2026	ASHE
04A	Rettet opp etter BN merknader. Revidert kap. 2.8	10.04.2026	ASHE
05A	Rettet opp etter BN merknad. Tatt bort setning fra kap 3.	24.04.2026	ASHE

SAMMENDRAG

Rapporten omhandler geotekniske vurderinger for etablering av et nytt kryssingsspor ved Horisontalen på Ofotbanen, mellom Rombak og Katterat. Tiltaket er en del av en større satsing for å øke kapasiteten på strekningen, som i dag er preget av bratt og krevende terreng. Området består hovedsakelig av bart fjell og tynt morenedekke, og grunnundersøkelser viser generelt grunt til fjell. Det er vurdert fem alternative plasseringer for kryssingssporet, og det planlegges også adkomstveg for mindre kjøretøy. Stabilitetsberegninger viser tilfredsstillende sikkerhetsfaktorer for fremtidig situasjon med ny last tilhørende Ofotbanen. Det er ikke tilstrekkelig stabilitet for eksisterende jernbanefylling. Setninger forventes å være minimale, og det legges opp til omfattende kontroll og dokumentasjon i byggefasen, inkludert krav til komprimering, fyllingsgeometri og overvåking av setninger. Rapporten konkluderer med at tiltaket er gjennomførbart innenfor gjeldende tekniske krav og regelverk.

INNHOLDSFORTEGNELSE

REVISJONSHISTORIKK **2**

SAMMENDRAG **3**

INNHOLDSFORTEGNELSE **4**

VEDLEGG **6**

1 INNLEDNING **7**

1.1 BAKGRUNN OG HENSIKT 7
1.2 RAPPORTENS OMFANG 8
1.3 DAGENS SITUASJON 8
1.4 PLANLAGT TILTAK 9
1.4.1 Spor *9*
1.4.1.1 Buttspor 9
1.4.2 Konstruksjon *11*
1.4.2.1 Tunnelportaler 11
1.4.2.2 Viltovergang 11
1.4.2.3 Snøoverbygg 12
1.4.2.4 Plattform 14
1.4.3 Veg *15*
1.4.3.1 Alternativ 3A - Anleggsveg 15
1.4.3.2 Rømningstunnel og sikkert område 16

2 TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD **17**

2.1 TOPOGRAFI 17
2.2 MARIN GRENSE 17
2.3 KVARTÆRGEOLOGI 18
2.4 BERGGRUNN 19
2.5 GRUNNUNDERSØKELSER 21
2.6 FLOM 25
2.7 PORETRYKKSFORHOLD 25
2.8 AKTSOMHETSOMRÅDE – SNØSKRED 26

3 OMRÅDESTABILITET **27**

4 GRUNNLAG **28**

4.1 GEOTEKNISK DATAGRUNNLAG 28
4.2 MYNDIGHETSKRAV/SIKKERHETSPRINSIPPER/FORUTSETNINGER 28
4.2.1 Overordnet *28*
4.2.2 Laster og tilhørende partialkoeffisienter *30*
4.2.3 Materialfaktorer *32*
4.2.1 Setningskrav *34*
4.2.1.1 Setningskrav for nyetablert spor 34
4.2.1.2 Setningskrav eksisterende bane (vedlikeholdsgrenser) 35
4.2.1.3 Setningskrav for veg 35
4.2.2 Maksimalt tillate skråningshelninger *36*
4.2.3 Dimensjonerende brukstid *38*

5 MATERIALPARAMETERE **39**

5.1 STYRKEPARAMETRE 39

6 BEREGNINGSPRINSIPPER **40**

6.1 STABILITET 40

7 GEOTEKNISK VURDERING **41**

7.1 SEISMISKE FORHOLD 41
7.1.1 Grunntype *41*
7.1.2 Grunnakselerasjon *41*
7.1.3 Seismisk behovsavklaring *41*
7.2 STABILITET 41

7.3 SETNINGER 42

8 ANLEGGSGJENNOMFØRING 43

8.1 GRAVE- OG FYLLINGSARBEID 43
8.2 ETABLERING AV FYLLING 43
8.2.1 Fyllingsgeometri 44
8.2.2 Sprengstein 45

9 KONTROLL OG OPPFØLGING I BYGGEFASE 46

9.1 KOMPRIMERING IHT. NS3458 47
9.2 FYLLINGSGEOMETRI 47
9.3 SETNINGER 47

10 REFERANSER 48

VEDLEGG

Vedlegg A – Oversiktskart **A1**
Vedlegg B – Plan- og profiltegning ..... **B1 – B6**
Vedlegg C – Stabilitetsberegninger ..... **C1 – C2**
Vedlegg D – Seismisk behovsavklaring **D1**

1 INNLEDNING

1.1 Bakgrunn og hensikt

Ofotbanen er Norges nordligste jernbanestrekning og strekker seg 43 km fra Narvik til Riksgrensen. Ofotbanen er Norges tyngste trafikkerte bane der malmtogene fra gruvene ved Kiruna i Sverige utgjør hoveddelen av trafikken. I tillegg er banen viktig for varetransport mellom Sør- og Nord-Norge. All trafikk på Ofotbanen går via Sverige, da banen ikke er tilknyttet det øvrige norske jernbanenettet, se Figur 1-1. Dagens jernbane er karakterisert som bratt og kurvete, og flere steder skjærer banen inn i bratte fjellskråninger noe som vanskeliggjør kurveutretting og sporomlegginger.



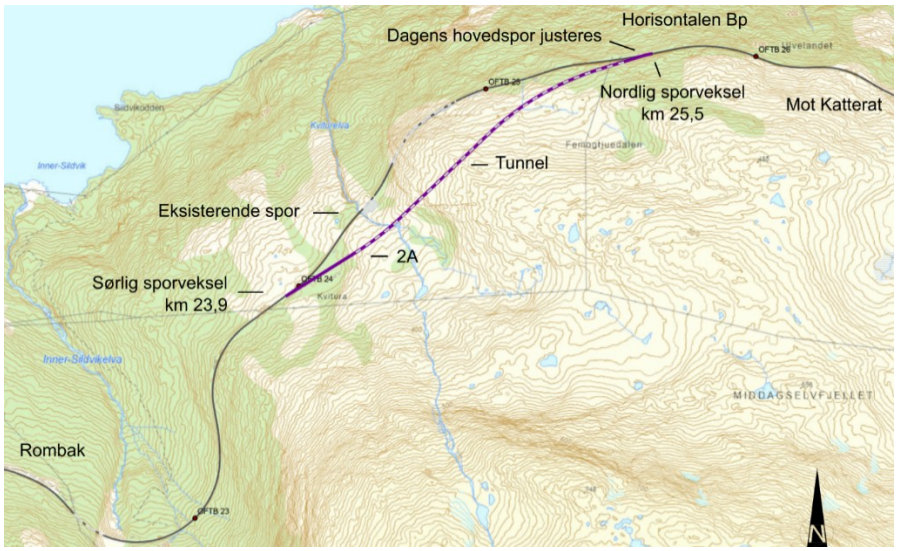
Figur 1-1 Utstrekningen av Ofotbanen fra Narvik havn til Riksgrensen [1].

I 2020 gjennomførte Jernbanedirektoratet en kapasitetsanalyse av Ofotbanen, med prognoser for trafikkutviklingen frem mot 2040. Analysen ble utført i samarbeid med Trafikverket og Bane NOR, og hadde som mål å vurdere om dagens infrastruktur er tilstrekkelig for å håndtere den forventede trafikkmengden.

Resultatene fra analysen viste at det er behov for kapasitetsøkende tiltak på deler av strekningen, spesielt mellom Rombak og Riksgrensen [2].

På bakgrunn av dette fikk NIRAS i 2023 i oppdrag fra Bane NOR å utrede mulige tiltak for å øke kapasiteten på strekningen Rombak–Riksgrensen. Utredningen resulterte i fire anbefalte tiltak, hvor ett av dem er etablering av et kryssingsspor på Horisontalen.

For å oppnå ønsket kapasitetsøkning må alle de foreslåtte tiltakene på strekningen gjennomføres. Den anbefalte alternativ for kryssingssporet på Horisontalen er illustrert i Figur 1-2 [3].



Figur 1-2 Alternativet som var anbefalt kryssingsspor fra utredningsfasen i 2023 [3].

1.2 Rapportens omfang

Denne rapporten inngår som en del av hovedplan for nytt kryssingsspor på Horisontalen. Hovedplan skal sikre et gjennomtenkt, gjennomarbeidet og gjennomførbart prosjekt som etterlever prosjektet sine prosjektmål. Hensikten er å beskrive geoteknikk relatert til prosjektet med tanke på stabilitet og anleggsgjennomføring.

1.3 Dagens situasjon

Horisontalen ligger i et høyfjellsområde på den østlige delen av Ofotbanen, preget av bratt terreng og utfordrende klimatiske forhold (Figur 1-2). Området er utsatt for sterke vindforhold, lave temperaturer og store mengder snø noe som medfører krevende byggeforhold. Horisontalen ligger på den østlige delen av Ofotbanen mellom Rombak og Katterat. Jernbanen i dette området går gjennom fjell, småvann og bekker, og på strekningen går jernbanen gjennom tunneler og overbygg og eksisterende rasoverbygg ved Kvitur.

Området brukes til reindrift og trekkruter for rein krysser jernbanen. Den naturlige vegetasjonen består hovedsakelig av lav og fjellhei, og landskapet har et tydelig preg av å være lite påvirket av menneskelig aktivitet. Området er også preget av spor etter tidligere jernbanebygging, men det er ikke registrert områder med særlig landskapsverdi.

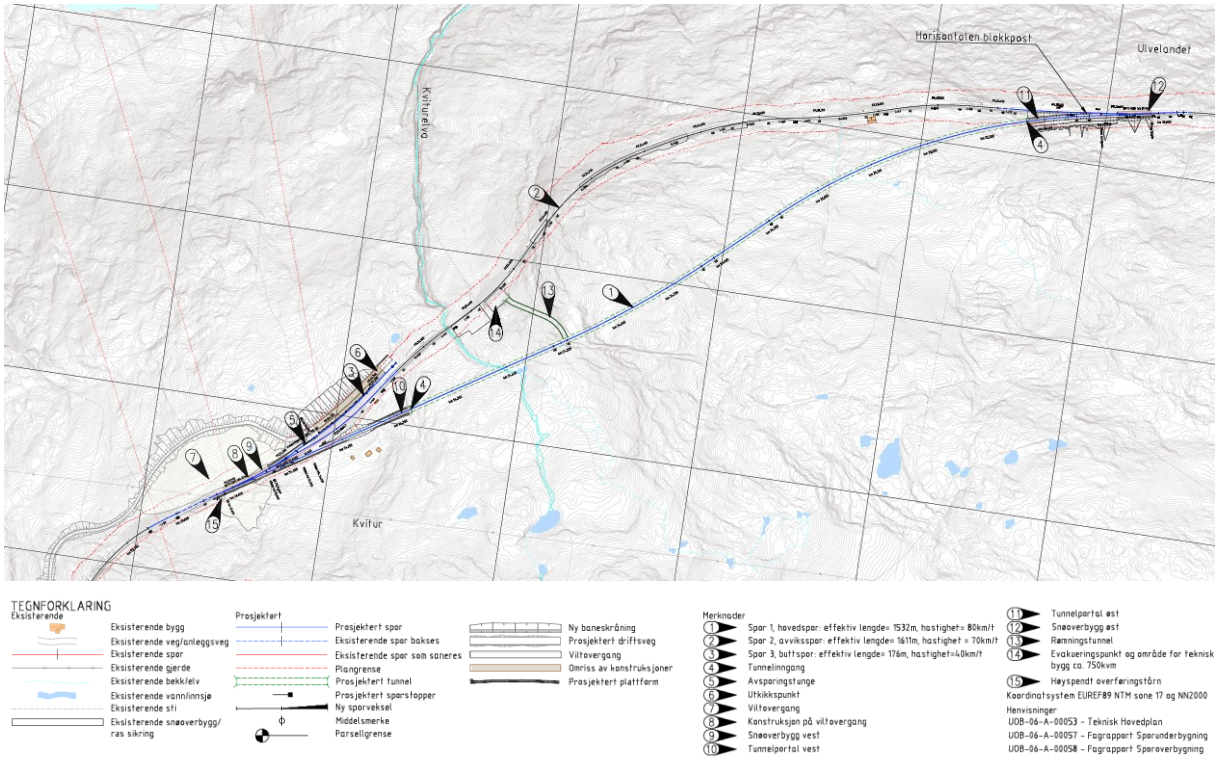
Horisontalen er en blokkpost på linjekilometer 25,58, og ligger på strekningen mellom Rombak stasjon på km 20,86 og Katterat på km 29,73. I dag går dagens banestrekning ved Horisontalen i to tunneler. Den første, en kort tunnel (Kvitur tunnel) med lenger snøoverbygg. Den andre, ved linje-km 27, en lenger tunnel i lange rettlinjer, Middagselv tunnel.

Fra Rombak til Katterat er det i dag enkeltspor og hastigheten på strekningen er 70 km/t.

1.4 Planlagt tiltak

1.4.1 Spor

Det skal bygges ett nytt kryssingsspor på Horisontalen mellom km 23,883 til km 25,579 ved Horisontalen blokkpost. Alternativ 1C er alternativet som er videreført etter silingsfasen. Det nye sporanlegget blir et nytt hovedspor med dimensjonerende hastighet på 80 km/t gjennom en tunnel på ca. 1150 m. Det eksisterende sporet omgjøres til et avviksspor og beholder hastigheten på 70 km/t. Det etableres et nytt buttspor etter SPV1. Sporet skal benyttes i tilknytning til en plattform for turisttog. Buttsporet er vist i B-tegning (UOB-06-B-00050 *[4]*), og i egne C-tegninger (UOB-06-C-00065 *[5]* og UOB-06-C-00066 *[6]*).



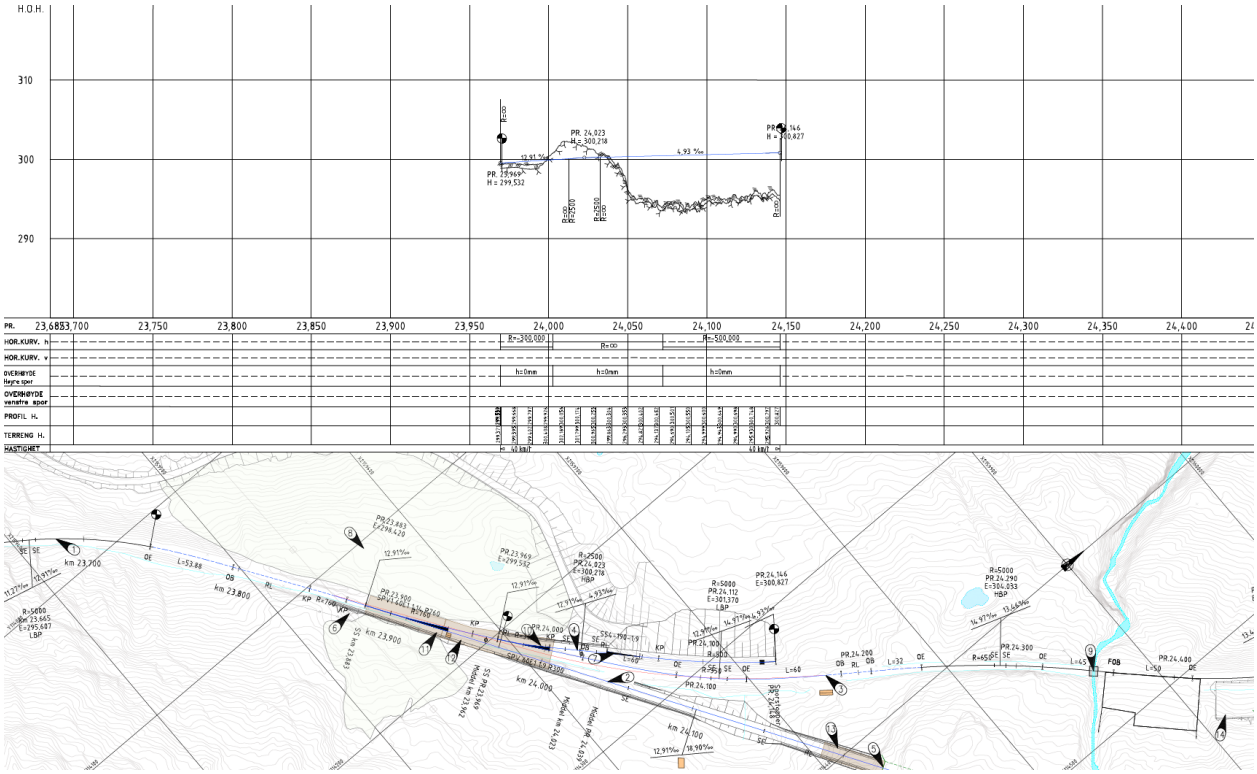
Figur 1-3 Oversikstegning over Horisontalen fra B-tegning (UOB-06-B-00050) [7].

1.4.1.1 Buttspor

Det er prosjektert to alternative løsninger for buttspor. Formålet er å gi turisttog mulighet til å stoppe uten å oppta hovedsporet eller avvikssporet slik situasjonen er i dag. Hovedplanen omfatter et kortere buttspor uten plattform, og et lengre buttspor med plattform.

Buttspor alternativ 1

Buttsporet er plassert med stokkskinneskjøt i km 23,969 på eksisterende spor med avgrening mot venstre med lengde fra middel til sporstopper på 113 m. Dette buttsporet er plassert etter SPV1 for alternativ 1C (Figur 1-4). Dimensjonerende hastighet er 40 km/t. Denne løsningen er tiltenkt som en minimumsløsning uten mulighet for å gå av toget på plattform, men turisttoget stopper i buttsporet istedenfor hovedsporet (som de gjør i dag).

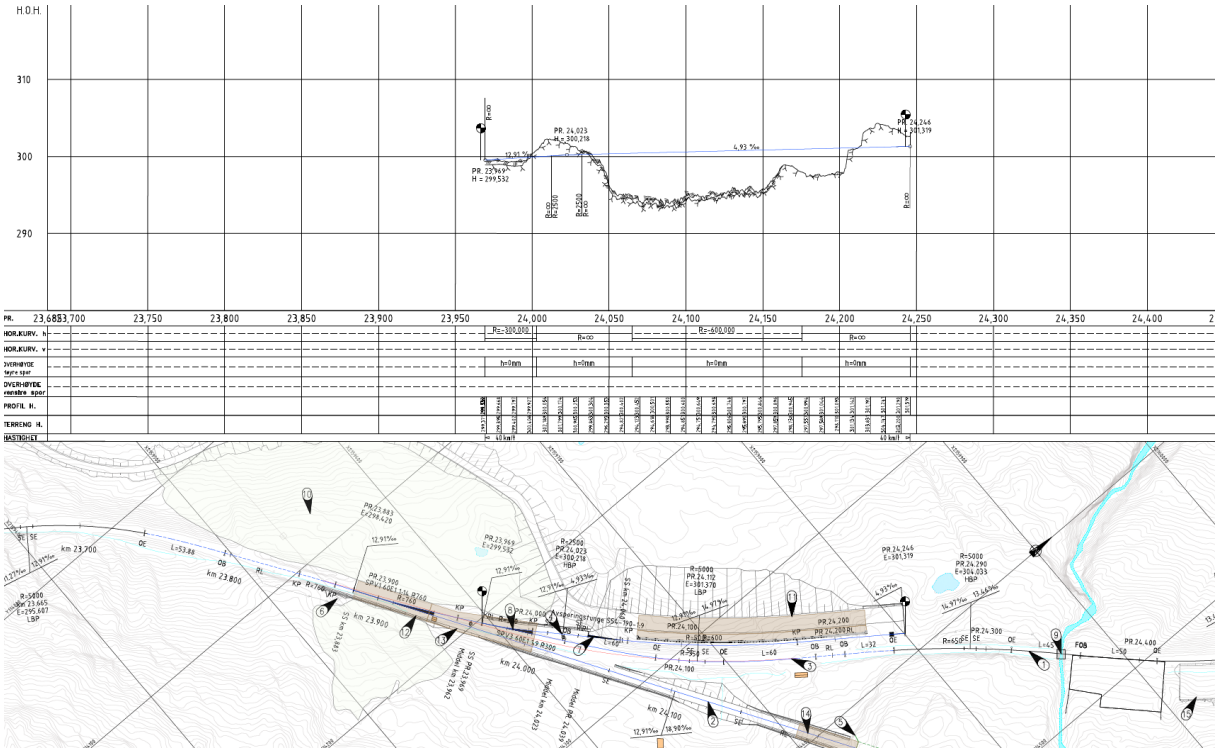


Figur 1-4 Utsnitt av Plan- og Profiltegning Alt. 1C Buttspor Alt 1 (UOB-00-C-00065) [5].

Buttspor alternativ 2

Buttsporet er plassert med stokkskinneskjøt i km 23,969 på eksisterende spor med avgrening mot venstre med lengde fra middel til sporstopper på 212 m. Dette buttsporet er plassert etter SPV1 for alternativ 1C (Figur 1-5). Dimensjonerende hastighet er 40 km/t.

Denne løsningen er prosjektert for å kunne håndtere avstigning av 400 passasjer på plattformen, dermed er den prosjektert med en bredde på 5,5 m. Det er også tenkt at det skal være plass til doble togsett som gi en plattform lengde på 150 m. Videre er det prosjektert et utkikkspunkt langs plattformen med en plattformutvidelse på 10 m. Dette gir en total bredde på plattform med utkikkspunkt på 15,5 m.



Figur 1-5 Utsnitt av Plan- og Profiltegning Alt. 1C Buttspor Alt 2 (UOB-00-C-00066) [6].

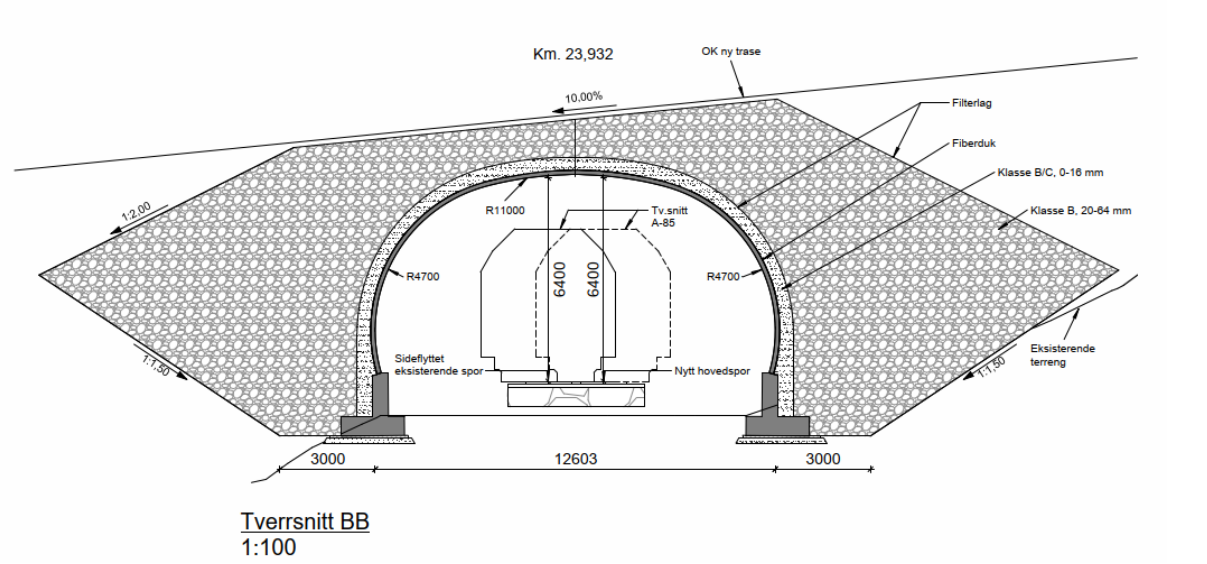
1.4.2 Konstruksjon

1.4.2.1 Tunnelportaler

Det etableres tunnelportaler i hver ende av tunnelen. Disse utformes med hensyn på å beskytte ved utrasing av stein, snøskred, nedfall av is eller liknende. Plassering velges med hensyn om tilstrekkelig overdekning til innsiden av tunnel ved bergskjæring. Utforming for tunnelportalene for øst og vest blir ulik. I vest har portalen en lengde på ca. 40-50 meter, og åpningen er plassert slik at den ligger i flukt med bergskjæringen. I øst er portalen 5-10 meter og det etableres en berghylle for å beskytte mot utrasing fra fjellsiden langs sporet. Utforming av portal for tverrslagstunnel vil komme ved senere leveranse.

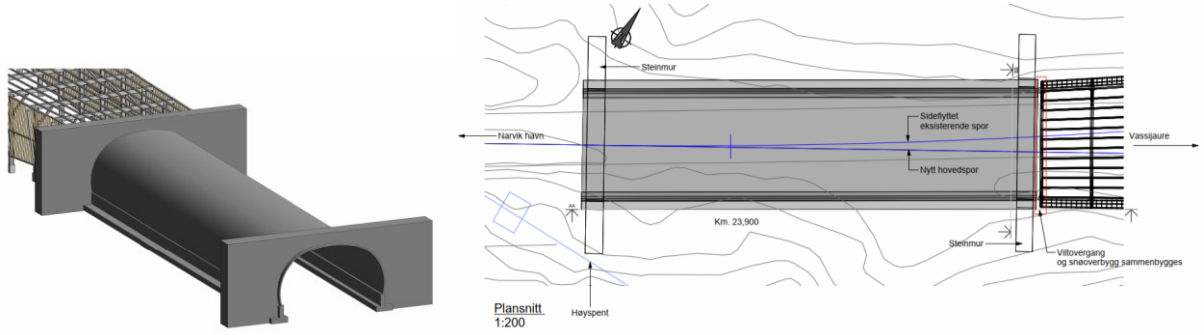
1.4.2.2 Viltovergang

Konstruksjonsløsning for viltovergangen er en korrugert stålhvelvsbue med betongfundamenter som ombygges med masser. Figur 1-6 er tatt fra tegning UOB-06-K-00054 og viser prinsipiell løsning.



Figur 1-6 Viltovergang prinsippskisse.

Viltovergangen dekker delvis sporveksel 1 og sammenbygges med snøoverbygg. Figur 1-7 fra tegning UOB-06-K-00054, viser 3D-utklipp og plassering av konstruksjonen.

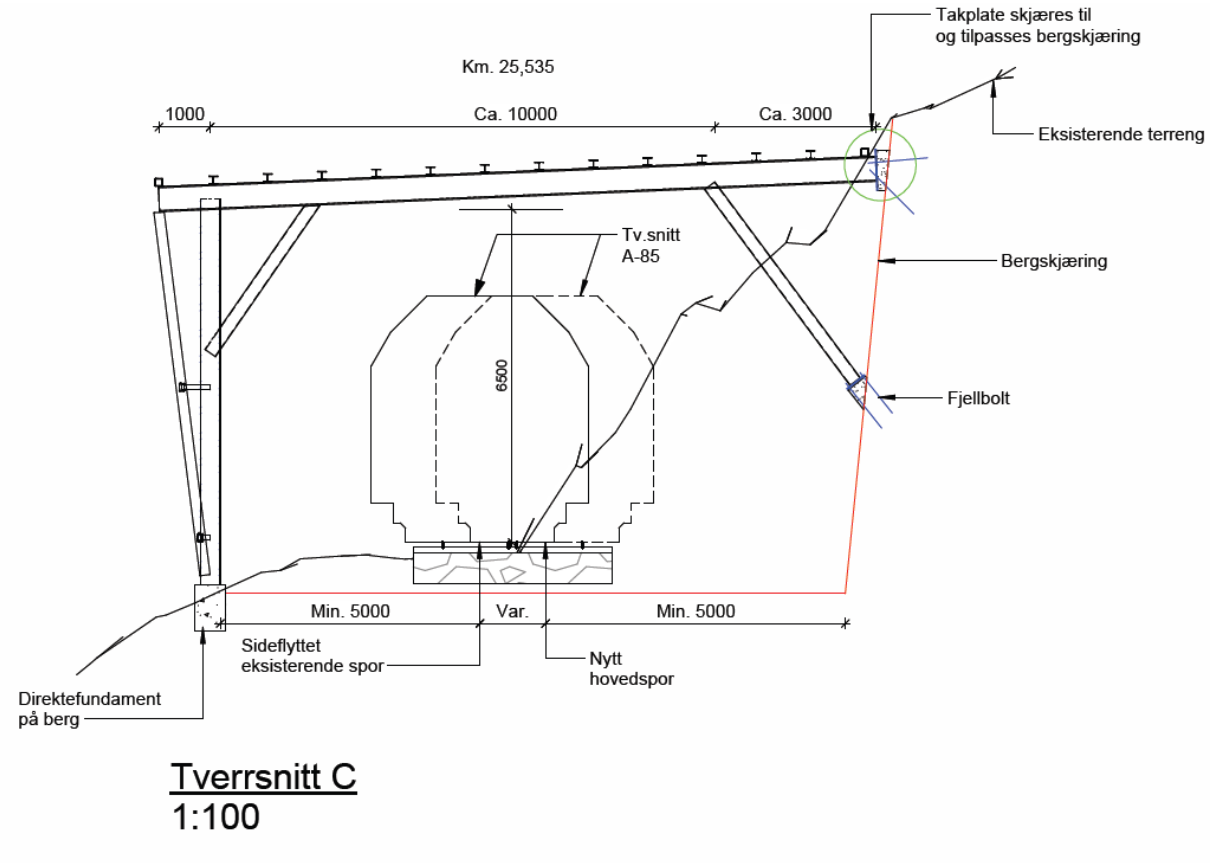


Figur 1-7 3D-utklipp og plassering av viltovergangen.

1.4.2.3 Snøoverbygg

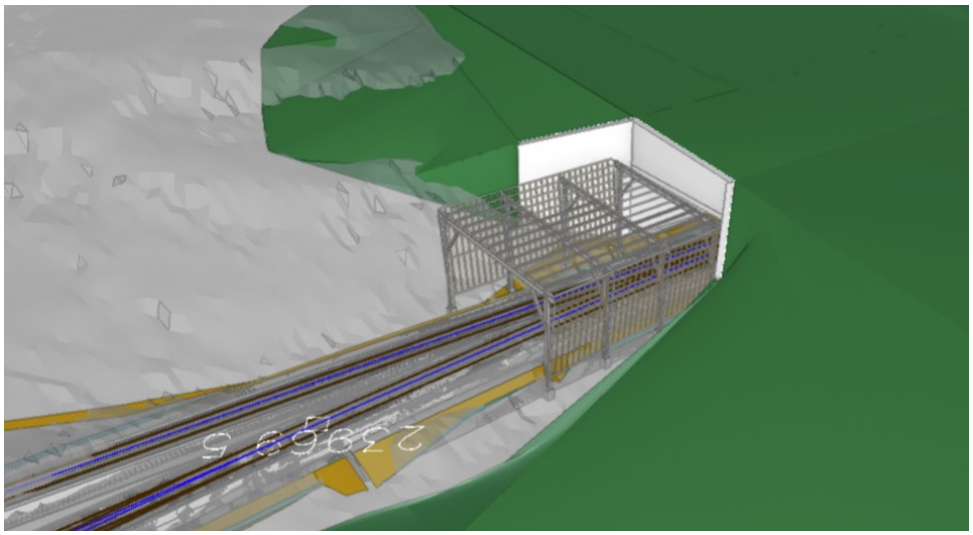
Det er tre nye sporveksler på traseen. Sporveksel 2 øst for tunnelen dekkes i helhet av et snøoverbygg. Sporveksel 1 dekkes delvis av viltovergangen som sammenbygges med et snøoverbygg.

Snøoverbygg antas i nåværende fase til å bli etablert med bæresystem i stål, med trekledning og korrugerte stålplater til tak. Figur 1-8 er et utklipp fra tegning UOB-06-K-00053 og viser konstruksjonsløsningen.

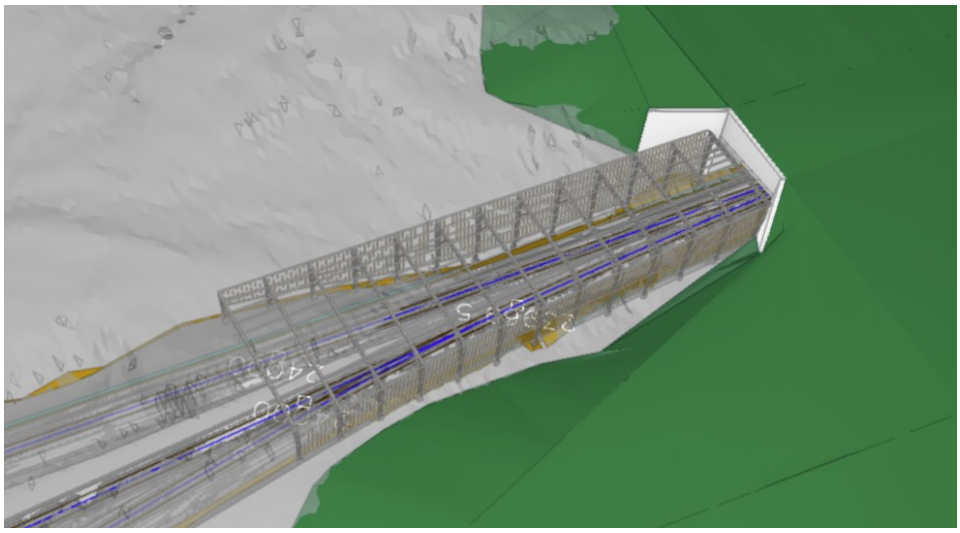


Figur 1-8 Konstruksjonsløsning snøoverbygg.

Det er satt opp to ulike alternativer for snøoverbygget ved viltovergangen, avhengig av alternativene for buttspor er med eller uten plattform. Alternativ 1 dekker kun sporveksel 1, mens alternativ 2 er lengre og dekker også sporveksel til buttsporet. Alternativ 2 gjelder for buttspor med plattform. Figur 1-9 og Figur 1-10 viser utklipp fra modell for de to alternativene.



Figur 1-9 Snøoverbygg ved viltovergang alt. 1.



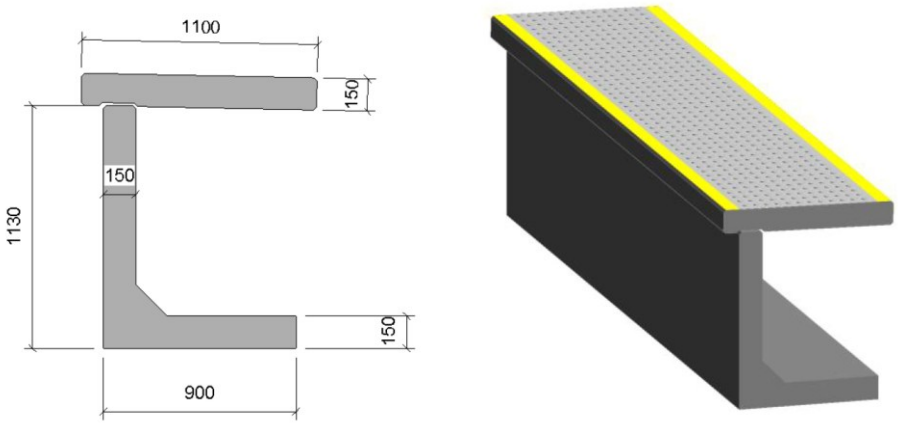
Figur 1-10 Snøoverbygg ved viltovergang alt. 2

1.4.2.4 Plattform

For det ene buttsporalternativet planlegges en plattform med lengde 150 m ved buttsporet. Bredden blir ekstra bred på 5,5 m. Det vil kreves dispensasjon for etablering av plattform, fordi plattformen delvis ligger i en kurve med radius R=500.

Plattformhøyder og avstand fra spormidt til plattformkant bestemmes iht. TRV. Plattformen prosjekteres universelt utformet, og det legges til grunn «høy plattform». Dette tilsvarer en plattformhøyde H_p, på 760 mm og horisontal avstand A_0, på 1680 mm, målt mot rettlinjet spor.

Det skal legges frostsikringslag under plattform for å ivareta krav til høyde mellom spor og plattform. Det er planlagt med 1780 mm tykt lag under hovedspor, 1460 mm tykt lag under avviklingsspor, og 710 mm tykt lag under buttspor.



Figur 1-11 Illustrasjon av plattform-element.

1.4.3 Veg

1.4.3.1 Alternativ 3A - Anleggsveg

Alternativ 3A dimensjoneres iht. krav for Veiklasse 3 – Standardvei [8] i Landbruksdirektoratets Normaler for landbruksveier – med byggebeskrivelse [8], hvor lastebil (L) er dimensjonerende kjøretøy. Vegen etableres i stor grad på fyllingsmasser som blir hentet ut fra andre områder i prosjektet, som for eksempel masser fra etablering av tunnel for nytt kryssingsspor. Vegens hensikt er at anleggstrafikk skal kunne kjøre fra Rombak stasjon til fremtidig SPV1 i anleggsperioden, og benyttes som driftsveg ved ferdig anlegg.

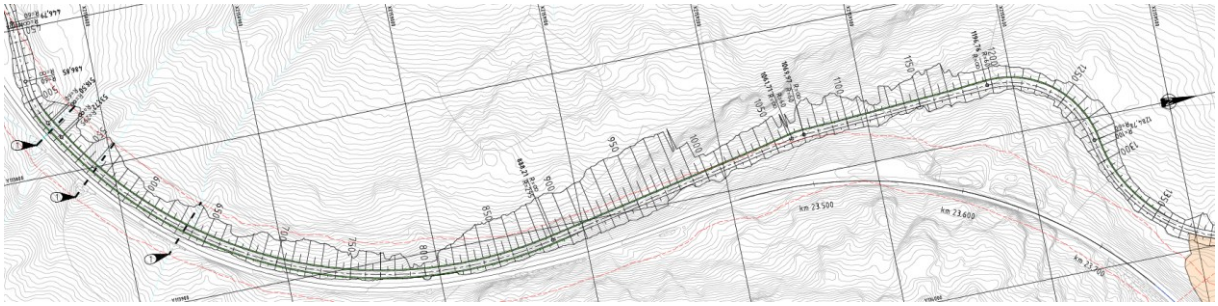
Det etableres kjøresterkt rekkverk der hvor høyden på fyllingen overstiger 2 m og mellom spor og veg.

Anleggsvegen begynner på grusplass vest for Inner Sildviktunnelen som vist i Figur 1-12. Ved profil 160 til 250 etableres vegen langs eksisterende skråning ved tunnelen før den mellom profil 250 og 340 etableres i samme kotehøyde som eksisterende spor over Inner Sildvikelva. Fra profil 340 til 500 etableres vegen langs eksisterende veg i området før den igjen ved profil 500 etableres på fylling i samme kotehøyde og langs sporet.



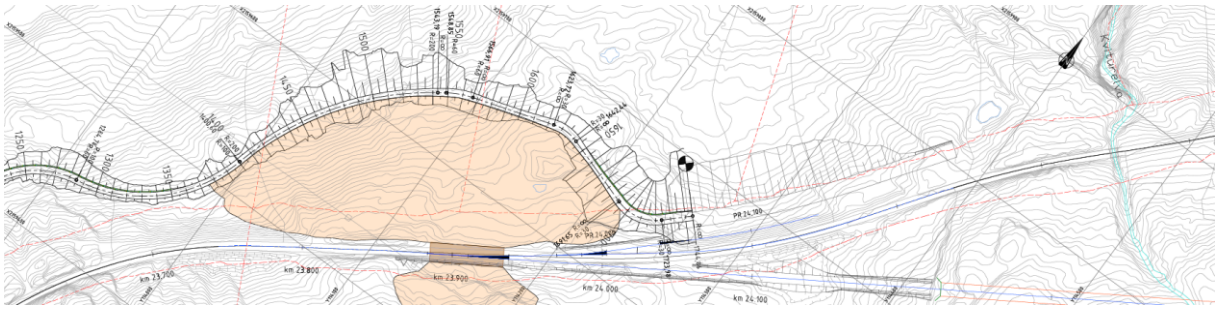
Figur 1-12 Planprofil av anleggsveg ved Inner Sildvikelva, se UOB-06-D-00061 [9].

Anleggsvegen fortsetter i samme høyde og langs eksisterende spor mellom profil 500 og 800, som vist i Figur 1-13. Fra profil 500 til omtrent 1300 etableres vegen rundt en fjellhylle nord for sporets kurve før området til ny sporveksel 1 er tiltenkt. Vegen er lagt rundt dette området for å unngå ytterligere utgraving/sprenging av masser for veg.



Figur 1-13 Planprofil av anleggsveg langs eksisterende spor, se UOB-06-D-00062 [10].

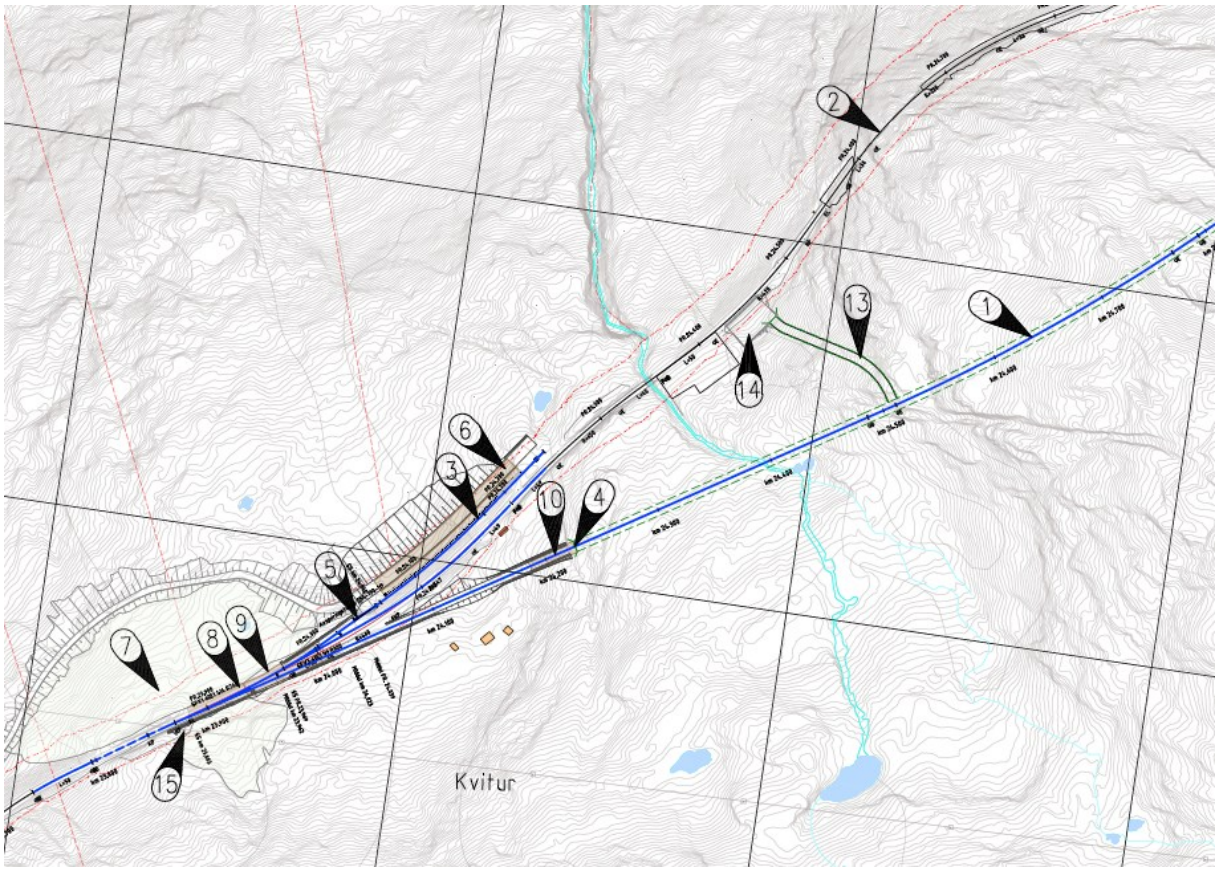
Fra profil 1380 til 1700 etableres vegen rundt terrengtilpasning for ny viltovergang over ny sporveksel 1. Fra profil 1700 og til sluttprofil avsluttes vegen til planert område tilhørende nytt buttspor, som vist i Figur 1-14.



Figur 1-14 Planprofil av avslutning av anleggsveg ved SPV1, se UOB-06-D-00063 [11].

1.4.3.2 Rømningstunnel og sikkert område

Tilhørende ny tunnel for nytt hovedspor på Horisontalen er det krav til rømningstunnel og sikkert område ved nødsituasjoner. Vegen i tunnel og området etableres som Veiklasse 3 – Standardvei og Statens vegvesens håndbøker. Det sikre området skal også benyttes for etablering av tekniske hus, som vist i Figur 1-15.



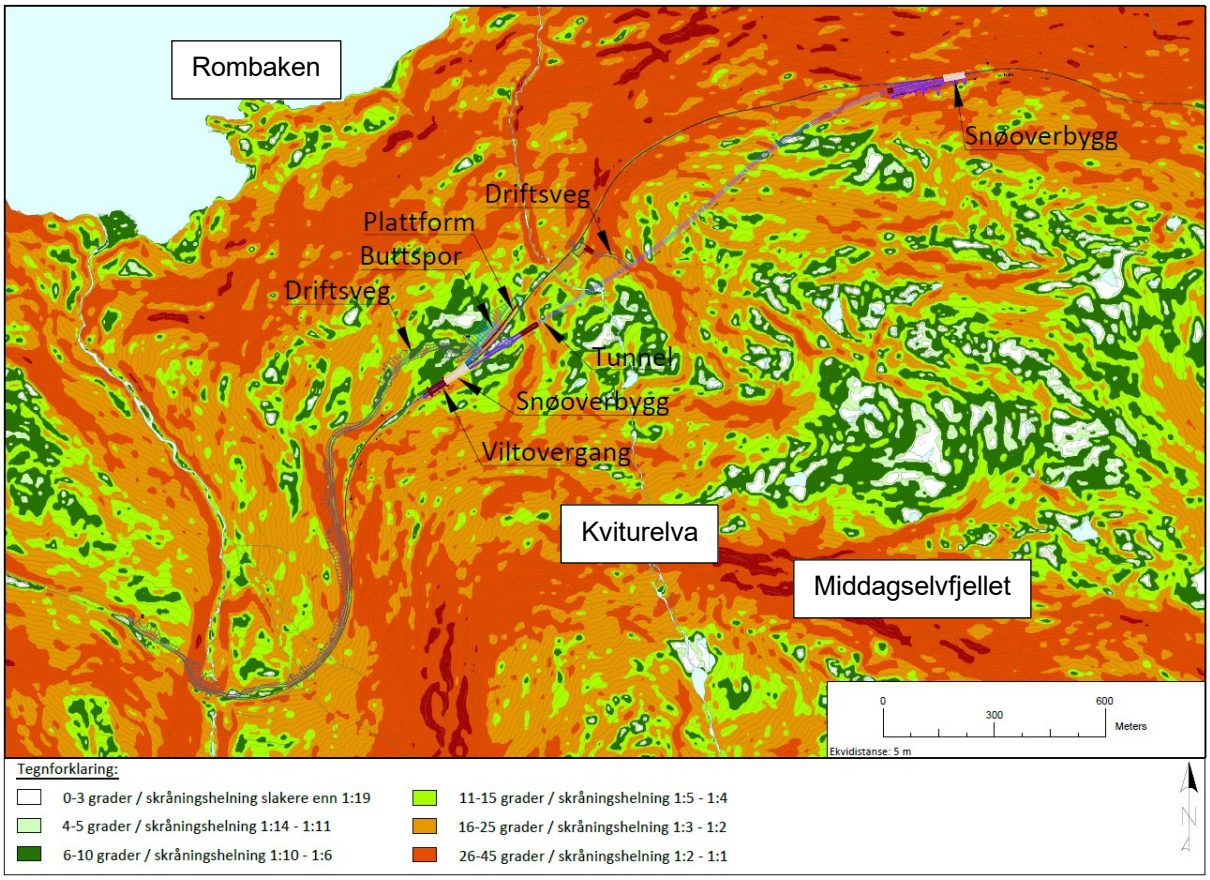
Figur 1-15 Oversiktstegning av Horisontalen, rømningstunnel markert med nebb 13, se UOB-06-B-00050 [4].

2 TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

Følgende beskrivelse av grunnforhold baserer seg på data tilgjengelig på nett (NGU, flybilder, NADAG) og i Bane NOR sine arkiver. En samlet oversikt over gjennomførte grunnundersøkelser kommer frem av geotekniske borplaner UOB-06-V-00050 - UOB-06-V-00054. De geotekniske grunnundersøkelsene ble utført i perioden juni 2025 – juli 2025.

2.1 Topografi

NVE's bratthetskart viser at hele område gjennomsnittlig har en helning på mellom 26-45 grader, tilsvarende 1:2 – 1:1 (Figur 2-1). I område ved Kvitura er det noe slakere terreng, 1:10 – 1:6, dette er område med tynt morenedekke (Figur 2-2). Se befaringsbildene i Figur 2-4 og Figur 2-5 for å se område der det er slakest helning i terrenget.



Figur 2-1 NVE's bratthetskart over prosjektområde (blå sirkel).

2.2 Marin grense

Den marine grensen (MG) i området ligger i henhold til NGU på rundt kote +100. Tiltaksområdet ligger ca. på kote +300 og ligger dermed helhetlig over marin grense.

2.3 Kvartærgeologi

Fra NGU sitt kvartærgeologiske kart kan man se at prosjektområdet ligger i et område som består av bart fjell og tynt morenedekke (Figur 2-2).

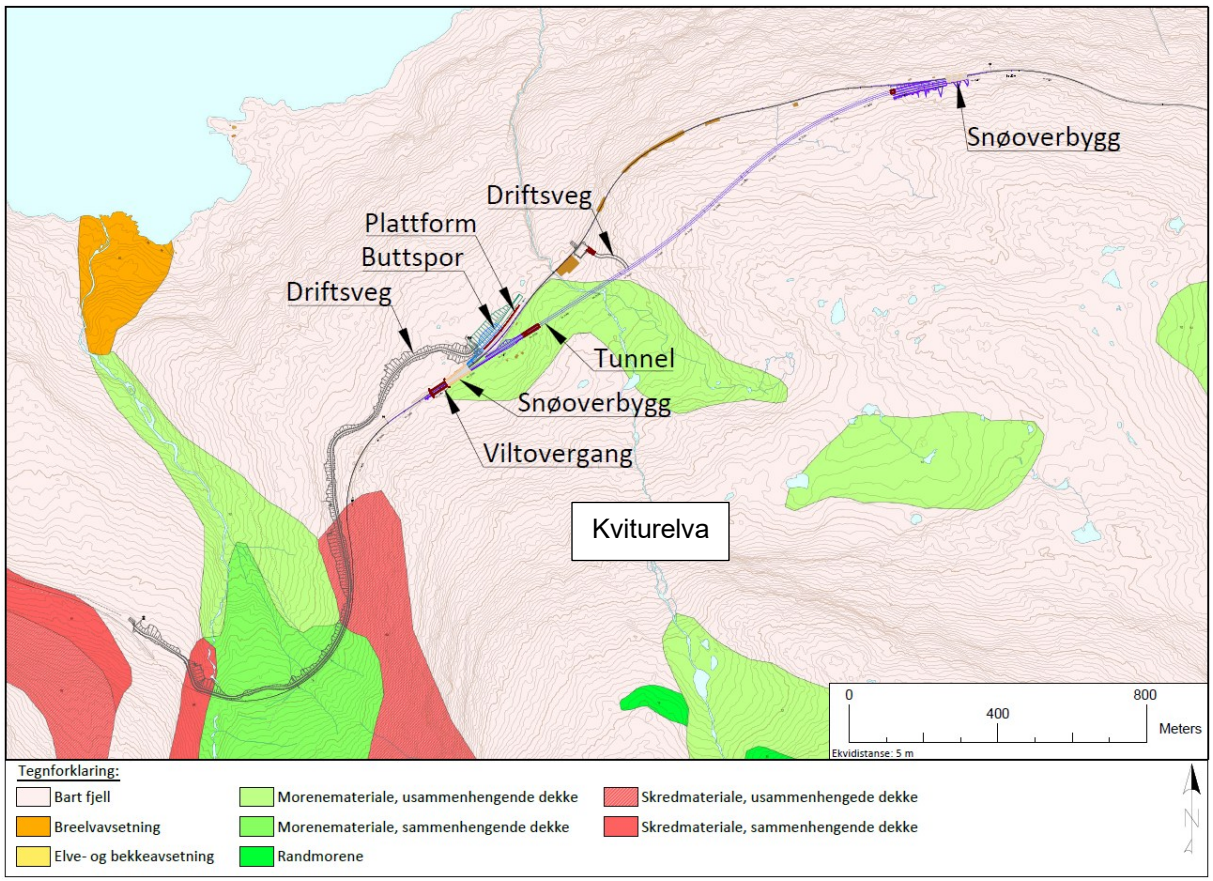
NGU definerer de ulike typer løsmassene som forekommer innenfor prosjektområdet slik:

Bart fjell: Fjelloverflate uten løsmassedekke.

Morenemateriale: Materiale transportert og avsatt av isbreer. Materialet er dårlig sortert, ofte kompakt og kan inneholde alle kornstørrelser, alt fra leir til stein og store blokker.

Målevognsbilder fra sommerperioden indikerer likevel noe vegetasjon og løsmassedekke langs enkelte partier av eksisterende Ofotbanen. Se befaringsbildene i Figur 2-4 og Figur 2-5 for å se område der det er tilsynelatende størst løsmassedekke.

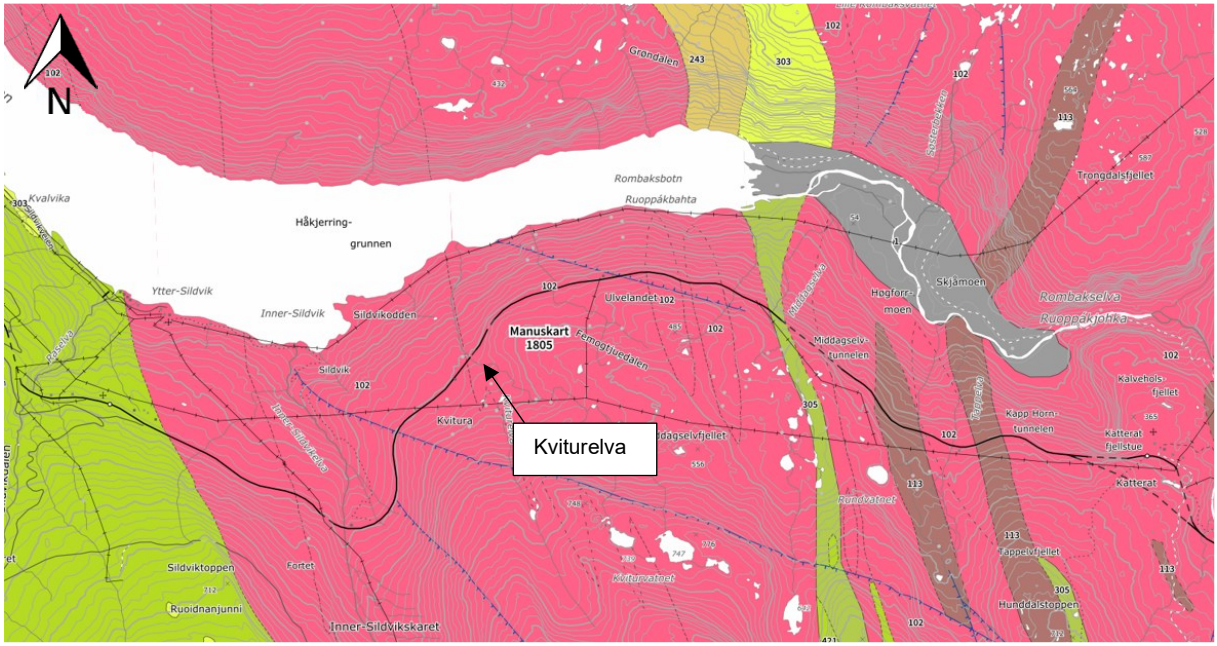
Eksisterende fyllinger antas etablert av utsprengt materiale fra etablering av bergskjæringer og tunneler. Øvrige masser i området antas i all hovedsak å bestå av forvitringsmasser og/eller organiskholdig dekke.



Figur 2-2 Kvartærgeologisk kart over tiltaksområdet.

2.4 Berggrunn

Berggrunnen på Horisontalen består av prekambrisk granitt og granodioritt som antas å være dannet for 1,7-1,9 milliarder år siden (Figur 2-3). Berggrunnen tilhører det opprinnelige grunnfjellet i det gamle kontinentet Baltika. Disse magmatiske bergartene har blitt dannet på stedet, har ligget under de kaledonske skyvedekkene og kan generelt forventes å være mindre deformert. Grunnfjellet har imidlertid opplevd store vertikale og horisontale spenninger fra de tektoniske prosessene og den overliggende fjellkjeden. En mer detaljert beskrivelse er gitt i ingeniørgeologiskbefaringsnotat, UOB-06-A-00082 [12]. I tillegg er det utarbeidet en egen ingeniørgeologisk fagrapport som beskriver forholdene mer detaljert, UOB-00-A-00068 [13].



Figur 2-3 NGU's berggrunnskart over prosjektområdet, rosa viser bergarten grovkornet granitt og grønn er gråvakke.



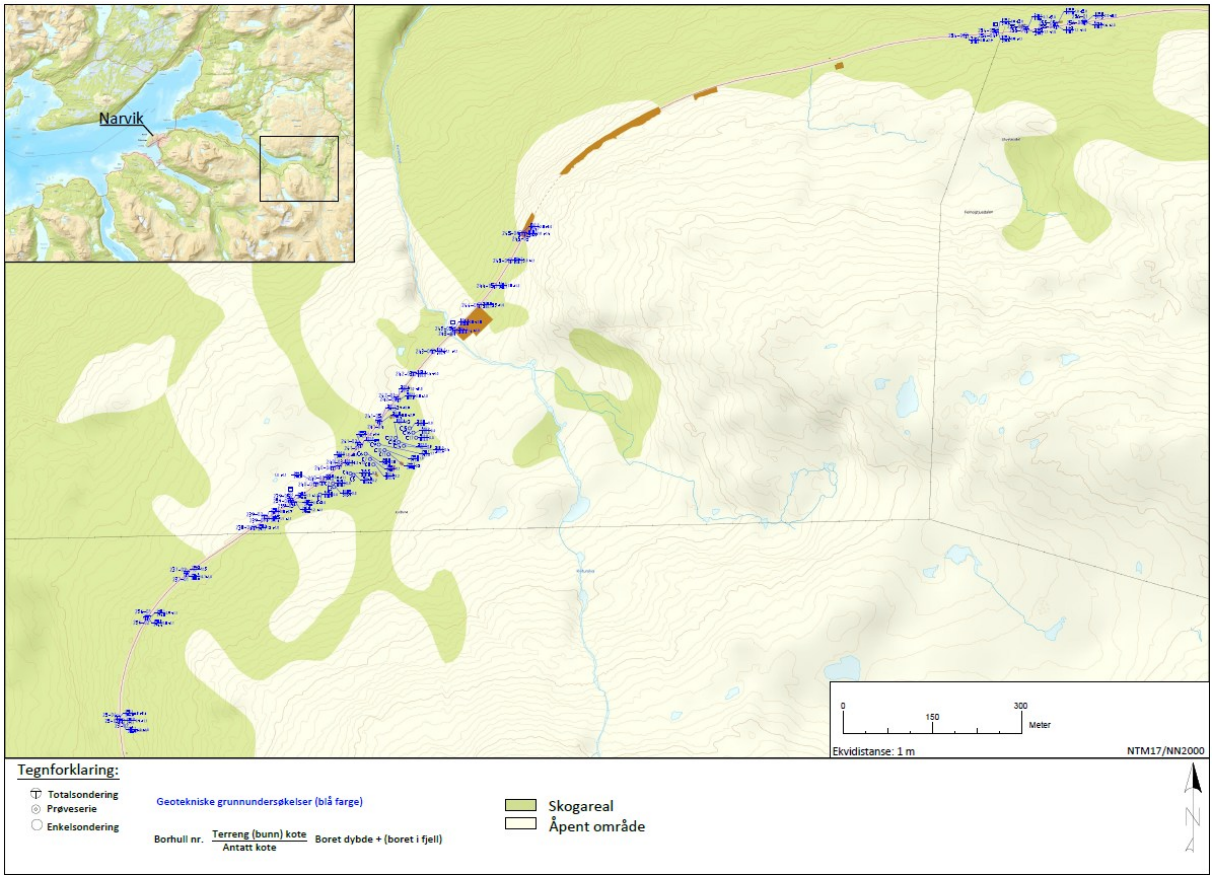
Figur 2-4 Bilde fra oppstartsbefaring 26.08.2024. Bilde tatt mot vest, der sporet går på fylling.



Figur 2-5 Bilde fra oppstartsbefaring 26.08.2024. Bilde tatt mot øst, der sporet går fra fylling til berg i dagen.

2.5 Grunnundersøkelser

I forbindelse med pågående prosjekt har det blitt utført prosjektspesifikke grunnundersøkelser i området rundt Kvitura og Ulvelandet. Undersøkelsene er utført med tanke på stabilitet, tykkelse på underbygning og geoteknisk prosjektering på hovedplannivå. Boringene ble gjennomført juni 2025. En samlet oversikt over tilgjengelig grunnlag fremkommer av kapittel 4.1, Figur 2-6 og vedlegg A.



Figur 2-6 Utført grunnundersøkelser ved planlagt Horisontalen kryssingsspor.

Utført supplerende grunnundersøkelser indikerer at det er svært grunt til berg. De fleste borehullene er plassert i spor for å undersøke tykkelsen av underbygningen. Ved planlagt sporveksel i vest, er det ca. 1 meter til berg. Ved KM 24.100 går eksisterende spor på en 5-7 meter høy fylling, hvor totalsonderingene der påviste en dybde på 5.8 og 7.2 meter til berg. Totalsonderingene viser omtrent konstant spyling og slagboring, se Figur 2-7 for målevognsbilde ved dette område.

Det ble utført cobra boringer rett før planlagt vestre tunellpåhugg. Disse ble utført for å påvise dybde på berg, hvor det ble registrert en dybde på 0 – 1.1 m.



Figur 2-7 Målevognsbilde fra KM 24.050. Eksisterende spor går på fylling, med ur og berg i dagen på hver side av sporet.

Mellom KM 24.400 og 24.500 går eksisterende spor på en høy fylling, hvor totalsondering viser dybde til berg på 5.3 til 7.3 meters dybde. Totalsonderinger viser omtrent konstant spyling og slagboring, som tyder på urmasser i område.

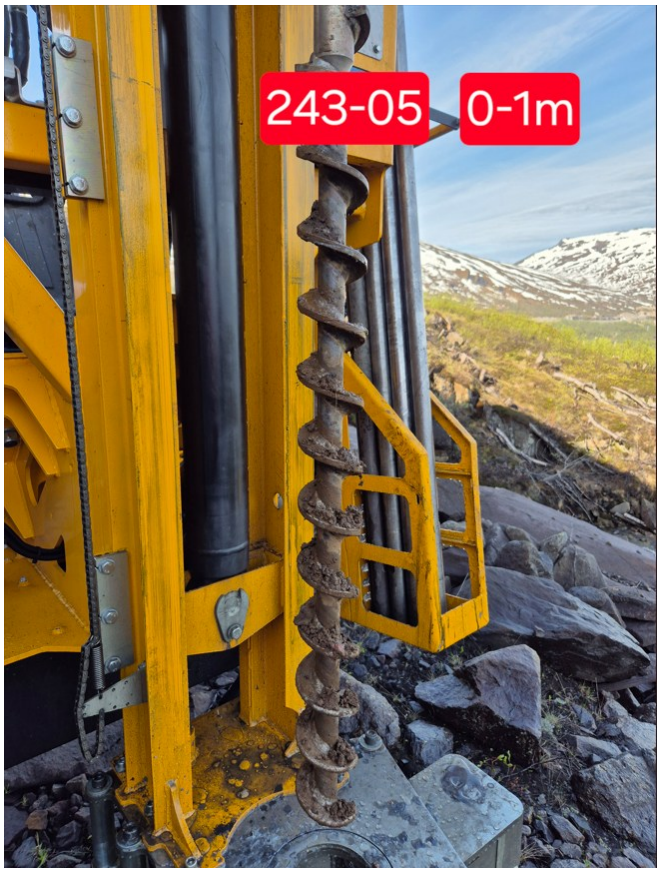


Figur 2-8 Målevognsbilde fra KM 24.409. Eksisterende spor går på fylling, med ur og berg i dagen på hver side av sporet.

Det er utført en prøveundersøkelse til miljø i borpunkt 239-05, 243-05, og 254-05. Dette borpunktet ligger akkurat på grensen mellom morenemateriale og bart fjell i henhold til NGUs kvartærgeologiske kart. Det er tatt prøveundersøkelse ned til 1 meter dybde, og totalsondering antar dybde til berg 1.7 meter. Utførte prøveundersøkelser viser at jordarten er grusig, sandig og siltig (Figur 2-9, Figur 2-10, Figur 2-11).



Figur 2-9 Løsmasseprøve til miljø fra BP 239-05. Se plassering i Vedlegg A.



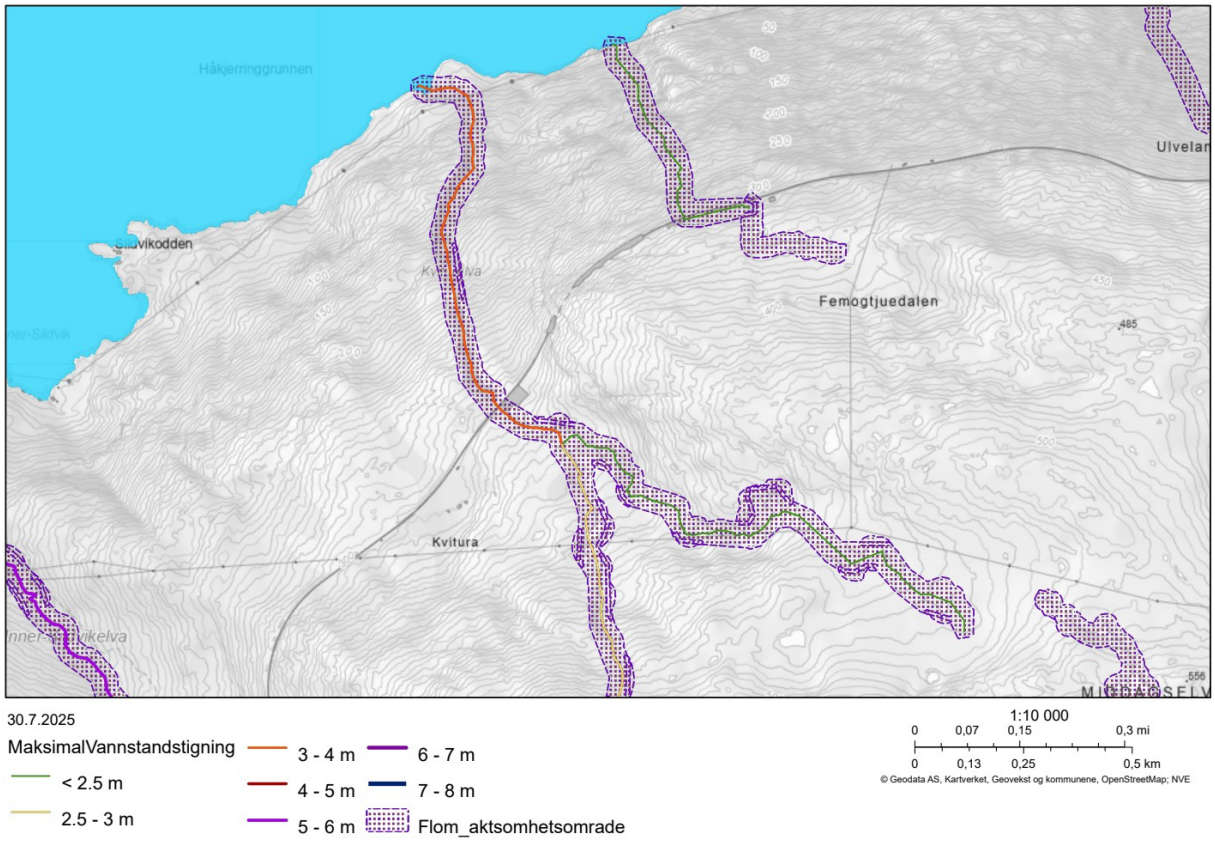
Figur 2-10 Løsmasseprøve til miljø fra BP 243-05. Se plassering i Vedlegg A.



Figur 2-11 Løsmasseprøve til miljø fra BP 254-05. Se plassering i Vedlegg A.

2.6 Flom

Fra NVE sitt farsonekart er det vist aktsomhetssoner for flom langs bekkeløpene (Figur 2-12). Kviturelva kan potensielt ha en maksimal vannstigning på 3-4 meter, og bekken ned fra Femogtjuedalen kan ha en maksimal vannstigning på mindre enn 2.5 meter.



Figur 2-12 NVE faresonekart, det er vist aktsomhetssoner for flom langs bekkeløpene.

For informasjon om kapasitet på eksisterende stikkrenner langs Ofotbanen er det brukt «Flomfarekartlegging OB» som er kart over hvilke stikkrenner som ikke har kapasitet til 5, 50 og 200 års flom. Dette er tatt høyde for i stabilitetsberegningene utført i denne rapporten. Det er forutsatt i denne rapporten at kapasitet i dagens stikkrenner langs eksisterende spor er tilstrekkelig.

For stikkrennen ved km 23,975 vil det være nødvendig å anlegge en helt ny stikkrenne da påkobling til eksisterende vil være vanskelig grunnet ulikt material og dimensjoner.
For stikkrennen ved km 24,132 er det større avstand mellom eksisterende og nytt spor, noe som krever nærmere vurdering. Her må det enten etableres en ny stikkrenne under det nye sporet, med videreføring av vannet mot eksisterende stikkrenne, eller en løsning med en ny, sammenhengende stikkrenne under hele traseen

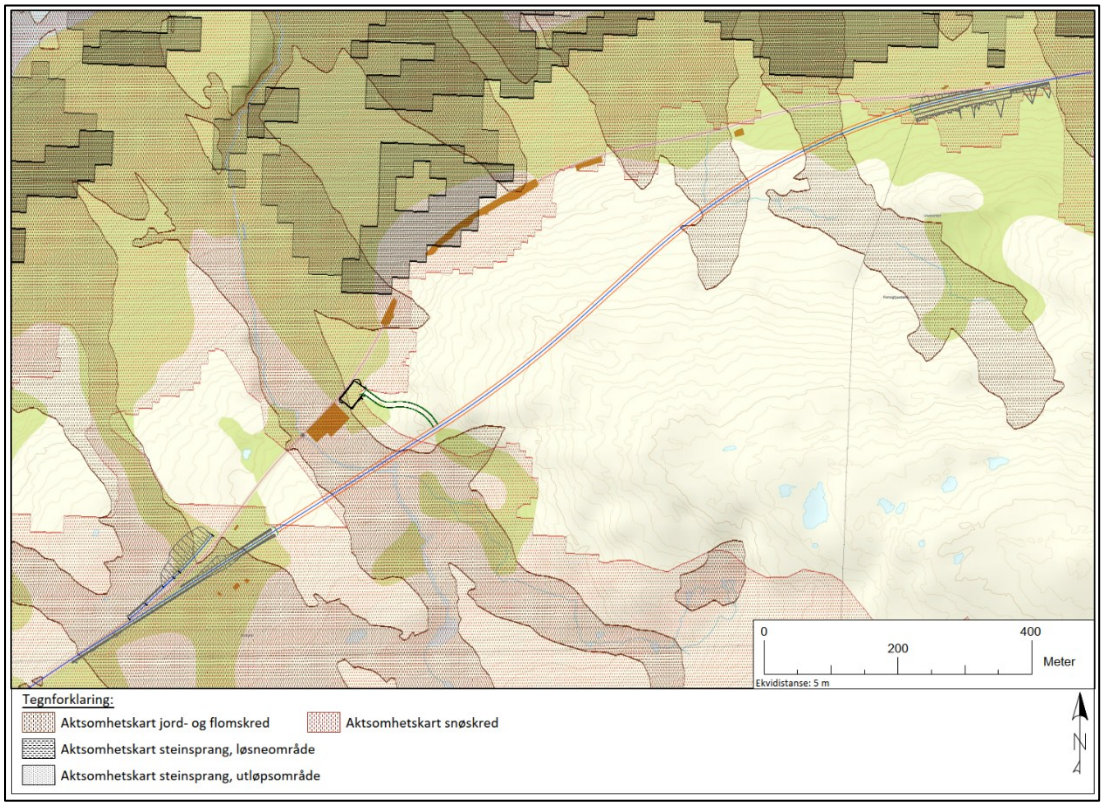
2.7 Poretrykksforhold

Ikke relevant for lokasjon da det er bare berg i dagen og sprengsteinsfylling i område.

2.8 Aktsomhetsområder for skred

Det er registrert flere skredhendelser langs eksisterende trasé (km 24 - 25,8): snøskred, sørpeskred, steinsprang og jord- og flomskred. Selv om det er usikkerhet knyttet til nøyaktig plassering av hendelsene, indikerer registreringene at området er skredaktivt og utsatt for flere ulike skredprosesser. Hendelsene ser ut til å være knyttet til partier med bratt terreng, lite vegetasjon og/eller tilknytning til vannveier (Kviturelva og Femogtjuedalen). Vannveiene ser ut til å fungere som løsne- og ledeområder for våte skredtyper. Dette tilsier at skredfaren i området i stor grad er styrt av lokale terrengforhold, og at registrerte hendelser ikke nødvendigvis er jevnt fordelt. Langs eksisterende trasé er det etablert flere snøoverbygg, og det er kjent problematikk knyttet til Kviturelva, som ved flom kan transportere sørpe, is og snø.

Forskjæringer og påhugg ligger innenfor aktsomhetsområde for snøskred, jord- og flomskred. Hele tiltaksområdet på Horisontalen liger innenfor aktsomhetsområde for snøskred, steinsprang og jord- og flomskred som vist i Figur 2-13. De planlagte forskjæringene og påhuggene vurderes å ligge utenfor de mest utsatte skredløpene tilknyttet Kviturelva og Femogtjuedalen. Det er planlagt viltovergang over sporveksel i sør og snøoverbygg over sporveksel i nord. Disse tiltakene vil ha en forebyggende effekt mot skredpåvirkning på spor. Behov for ytterligere sikring mot skred må vurderes nærmere i neste planfase. Det gjelder spesielt: buttspor med turistplattform, rømningsveier og samlingsplasser utenfor tunellen, forskjæringer og portalområder.



Figur 2-13 Forskjæringer og påhugg ligger innenfor aktsomhetsområde for snøskred, jord- og flomskred. Eksisterende spor ligger innenfor aktsomhetsområde for snøskred, steinsprang og jord- og flomskred [22] [23] [24].

3 OMRÅDESTABILITET

Prosjektområde ligger helhetlig over marin grense, og det vil dermed ikke være forekomst av marin leire. I henhold til NVE Veileder vil det dermed ikke være fare for områdeskred [14].

4 GRUNNLAG

4.1 Geoteknisk datagrunnlag

Grunnlaget for vurderinger presentert i denne rapporten kommer fram av Tabell 4.1 og vedlegg A. Tabellen omfatter datarapporter og tidligere utredninger hentet fra NADAG.

Tabell 4.1: Gjennomgåtte rapporter i utarbeidelsen av geoteknisk grunnlagsdata

Nr.	Prosjektnavn/ dokument	*Tittel:* Utarbeidet av, Årstall
[15]	UOB-06-A-00067	*Ofotbanen Narvik havn - Vassijaure Horisontalen kryssingsspor Fagrapport geoteknisk datarapport:* NIRAS Norge AS, 2025

[15] Rapporten er utarbeidet av NIRAS Norge AS juni 2025. Mesta har utført geotekniske grunnundersøkelser ved Ofotbanen ved Horisontalen i Narvik kommune. Løvlien Georåd har fått i oppdrag å utføre geotekniske laboratorieundersøkelser for jordprøver. NIRAS Norge har utarbeidet foreliggende datarapport som oppsummerer resultater fra felt- og labundersøkelser. Det er utført 41 totalsonderinger, 17 kobraboringer, 1 jordprøve og 3 miljøprøver. Totalt 58 borepunkt. Det er boret i antatt berg i 39 av 41 totalsonderinger. Antatt dybde til berg varierer mellom ca.1 og 12,5 meter.

4.2 Myndighetskrav/sikkerhetsprinsipper/forutsetninger

4.2.1 Overordnet

Gjeldende norsk regelverk og Bane NORs tekniske regelverk legges til grunn for den geotekniske prosjektering i prosjektet.

Byggteknisk forskrift (TEK17) [16] til Plan- og bygningsloven (PBL) stiller krav til sikkerhet mot flom og stormflo (§7.2), sikkerhet mot skred (§7.3) og konstruksjonssikkerhet (§10.2).

Ved prosjektering vurderes generelt at følgende forutsetninger må legges til grunn for etablering av planlagt tiltak, begrunnelse kommer i etterfølgende tekst:

Sikkerhetsklasse **S1-S2** for skred (TRV:08267, TEK17, PBL) [16], [17].
Geoteknisk kategori **2** (Eurokode 7) [18].
Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse **CC2/RC2-CC3/RC3** (Eurokode 0) [19].
Utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll (**UKK3/PKK3**) (Eurokode 0) [19].
Seismisk klasse **III** (Eurokode 8 – Del 1/2) [20], [21].
Dimensjonerende brukstid på **100 år**.

Stabilitet knyttet til utgraving samt konstruksjonsmessig integritet for midlertidige og permanente støttekonstruksjoner og permanent fundamentering, forutsettes ivaretatt ved prosjektering etter Eurokode-systemet (NS-EN), Teknisk regelverk og Statens vegvesen sine håndbøker. Bruer og konstruksjoner må i henhold til Bane NOR sitt Tekniske regelverk [22] del 525-4, kap. 5 godkjennes av *Teknologi og regelverk* før bygging igangsettes. Lignende krav til godkjenning av støttemurer og bruer er gitt i Statens vegvesen sine håndbøker N200 [23] kap. 1.12.8 og N400 [24] kap. 2.

Sikkerhetsklasse for skred:
Planlagte turistplattform og sikkert område ved rømningstunnel plasseres i **sikkerhetsklasse S2**, resterende deler av prosjektet plasseres i S1. I henhold til beskrivelsen i TRV:08267 gjelder følgende:

1. Nye plattformer, overgangsbruer, gangkulverter og tilsvarende plasseres i sikkerhetsklasse S2 dersom de er «normalt trafikkerte». En potensiell turistplattform vurderes som en «normalt trafikkert» plattform og dermed plasseres i **S2**. «Sikkert område» ved rømningstunnel plasseres også i S2, da dette vurderes som et område som potensielt kan være «normalt trafikkert». For stasjoner med lite personopphold eller deler av stasjon med lite personopphold kan sikkerhetsklasse S1 benyttes. Valg av sikkerhetsklasse skal begrunnes.
2. For ny jernbane utenfor stasjonsområder skal sikkerhet mot skred fra sideterreng vurderes i henhold til retningslinjer gitt i Byggteknisk forskrift (TEK17) §7-3 for sikkerhetsklasse S1. Det betyr at ny jernbane skal plasseres på trygg side av faresone for skred med største nominelle årlige sannsynlighet på 1/100. I områder hvor «100-årsskredet» kan nå jernbanen, skal fysiske sikringstiltak bygges.

Geoteknisk kategori:
GK2 - Geoteknisk kategori 2 omfatter konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold.

Ovenstående inndeling på geoteknisk kategori tar utgangspunkt i beskrivelsene NS-EN 1997-1 [18] kap. 2.1 pkt. 14-21, Statens vegvesen sin håndbok N200 [23] kap. 1.2 og Teknisk regelverk [22] del 520-8, kap. 2.2.1 TRV:08147. Geoteknisk kategori settes lik **GK2** for etablering av kryssingsspor.

Konsekvensklasse spor:
Teknisk regelverk [22], TRV:08151, angir at konsekvensen av en skade i permanenttilstanden som berører bane i drift og som vurderes som stor/svært alvorlig, skal defineres til **konsekvensklasse CC3**.

Konsekvensklasse driftsveg:
Konsekvensklasse for veg settes til **CC2** ettersom det vil være driftsveger som gir tilgang på vedlikehold og drift av jernbane, men man vil ikke være 100% avhengig av vegen for å holde jernbanen i drift.

Pålitelighetsklasse:
Pålitelighetsklasse settes lik konsekvensklasse, aktuell pålitelighetsklasse for prosjektet blir da **Pålitelighetsklasse 2-3** (**RC2-RC3).** (RC3) omfatter vanligvis bl.a. grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunns anlegg i kompliserte tilfeller samt veg- og jernbanebruer [21].

Kontrollklasse:
Pålitelighetsklasse **3 (RC 3)** medfører krav om utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll, prosjektet henføres derfor til **PKK3/UKK3**. PKK3/UKK3 stiller krav til at utført kontroll bekrefter gjennomført egenkontroll og intern systematisk kontroll samt at arbeidet/prosjekteringen kontrolleres i ett omfang som gir tillit til at arbeidet er tilstrekkelig utført.

Det vises til nærmere beskrivelse i NS-EN 1990 [19] kap. NA.A1.3.1(903) Prosjekteringskontroll samt kap. NA.A1.3.1(904) Utførelseskontroll.

Seismisk klasse:

Seismisk klasse til andre byggverk og (geotekniske) konstruksjoner velges i henhold til Tabell NA.4(902) i NS-EN 1998-1 [20]. For tilfeller uten klare retningslinjer for valg av seismisk klasse i henhold til Tabell NA.4(902) settes seismisk klasse lik konsekvensklasse (se merknad til Tabell 4.3 i NS-EN 1998-1). Dersom bortfall av en konstruksjon påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere seismisk klasse velges tilsvarende høyere seismisk klasse også for denne konstruksjon. Prosjektet plasseres i **seismisk klasse III** basert på konsekvensklasse. Veg settes til **seismisk klasse II** foruten de områdene hvor den kan ha influens på spor i drift.

I henhold til Tabell NA.3.2(909) i NS-EN 1998-1 ligger spissverdien for berggrunnens akselerasjon i Narvik kommune (1806) på a_{gR} (PGA) = 0,30 m/s² (gjeldende for en returperiode på 475 år). Seismisk grunntype velges i henhold til Tabell NA.3.1 NS-EN 1998-1 [20].

Dimensjonerende brukstid:
Viser til beskrivelse i kap. 4.2.3.

4.2.2 Laster og tilhørende partialkoeffisienter

Stabilitet av geotekniske konstruksjoner der styrken av jord er dominerende vil bli behandlet i grensetilstand GEO i henhold til NS-EN 1997-1 [18]. Dimensjoneringsmetode 3 benyttes for alt annen geoteknisk dimensjonering enn peler. For peler benyttes metode 2 jf. NS-EN 1997-1 [18], NA.2.4.7.3.4.1.

For dimensjoneringsmetode 3 benyttes følgende partialfaktorer:

Påvirkning/lastvirkning:	*A1 (konstruksjonslaster) & A2 (Geotekniske laster)*
Grunnens styrke (Materialparameter):	*M2*
Motstand:	*R3*

Merknad: For analyser av skråningsstabilitet skal påvirkninger på grunnen (eksempelvis konstruksjonslaster og trafikklaster) behandles som geotekniske påvirkninger ved å bruke lastfaktor fra sett *A2.*

Partialfaktor for lastvirkning γ_F fastlegges av NS-EN 1997-1 [18] tabell NA.A.3:

Påvirkning			Sett	
			A1	A2
Permanent	Ugunstig	γ_G	Verdiene γ_G og γ_Q bestemmes for Tabell NA.A2.4(B) i NS-EN 1990 [19]	Verdiene γ_G og γ_Q bestemmes for Tabell NA.A2.4(C) i NS-EN 1990 [19]
	Gunstig			
Variable	Ugunstig	γ_Q		
	Gunstig			

Merknad: det benyttes ikke KFI på Sett A2.

For geotekniske laster benyttes Sett C og i henhold til NA.A2.4 (C) gir det følgende faktorer:

Påvirkning			Sett
			A2
Permanent	Ugunstig	γ_G	1
	Gunstig		1
Variable	Ugunstig	γ_Q	1,3
	Gunstig		0

Dimensjonerende last fastlegges med grunnlag i NS-EN 1990 [19].

Last på spor

Last på spor defineres i henhold til LM71 jf. Teknisk Regelverk TRV:00004, samt TRV:00005 Dimensjonerende trafikklaster. Alfafaktor settes lik α =1,0. Det vises til Teknisk TRV:00004 lastmodell 71 punkt b for definisjon av α-faktor. κarakteristisk akseltrykk for statisk lastvirkning Q,vk=25 tonn.

Ved to spor skal den ugunstigste av følgende laststiuasjoner benyttes, iht. TRV:00005:
- ett vilkårlig spor lastes med full jernbanelast.
- begge spor lastes med full jernbanelast.

Ved tre eller flere spor skal den ugunstigste av følgende laststiuasjoner benyttes, iht. TRV:00005:
- ett vilkårlig spor lastes med full jernbanelast.
- to vilkårlige spor lastes med full jernbanelast.
- tre eller flere vilkårlige spor lastes med 75% av full jernbanelast.

For fyllinger opp mot brulandkar kulverter, vinger og støttemurer (herunder spunt) gjelder TRV:04931.

For jernbanetrafikk benyttes lastfaktor γ_Q = 1,30, hvis ugunstig (0 hvis gunstig), iht. Tabell NA.A2.4(C) i NS-EN 1990, ref. [19] sett C. Ved geoteknisk prosjektering er det for jernbanens stabilitet, inkludert midlertidig oppstøtting av denne, lagt til grunn en karakteristisk linjelast lik Qk = 110 kN/m.

Iht. TRV:00005 skal lasten påføres 0,70 meter under skinneoverkant og fordeles over 3 meter.

Påregnet alfafaktor, kombinasjonsfaktor og lastfaktor gir dette følgende laster:

Spor 1: 47,7 kN/m²
Spor 2: 47,7 kN/m²

Last på spor på Ofotbanen defineres i henhold til Teknisk Regelverk TRV:00007.

Her fremgår det at det generelt skal anvendes en aksellast på 150 kN/m, med mindre fyllingene er over 10 m noe som ikke er aktuelt for prosjektet. Ved flere spor belastes neste spor med 130 kN/m. Alfafaktor benyttes ikke.

Ved geoteknisk prosjektering er det for jernbanens stabilitet, inkludert midlertidig oppstøtting av denne, lagt til grunn en karakteristisk linjelast lik Qk = 160 kN/m. Dette er som følge av konkurransegrunnlaget (Avrop_2 - D1 Oppdragsbeskrivelse UOH - Aug 2018_v 2.3 INTERN) og er mer konservativ en krav gitt i TRV:00007. TRV:00007 omhandler en fremtidig økning til 32,5 tonn aksellast. Det er konservativt benyttet lik last på begge spor. Iht. TRV:00005 skal lasten påføres 0,70 meter under skinneoverkant og fordeles over 3 meter.

Påregnet kombinasjonsfaktor og lastfaktor gir dette følgende regningsmessige flatelaster:

Last på spor, fordelt over 3 m bredde: 69.3 kN/m²

Last på veg

For vegtrafikk fra kjøretøyer benyttes lastfaktor γ_Q = 1.30, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). Partialkoeffisient iht. Tabell NA.A2.4(B) i NS-EN 1990, ref. [19]. Trafikklast for veg og gang-/sykkelveger iht. kap. 1.4.5 i SVV Håndbok N200 [23]. Som karakteristisk trafikklast på veg er

15 kN/m^2 benyttet i hele vegens bredde. For gang-/sykkelveger er det benyttet en trafikklast tilsvarende 10 kN/m².

Påregnet lastfaktor gir dette følgende regningsmessige flatelaster:

Veg og vendehammer, hele vegens bredde: 19,5 kN/m²
Gang-/sykkelveg, hele vegens bredde: 13,0 kN/m²

4.2.3 Materialfaktorer

Bane

Krav til materialfaktor for underbygning av spor med hensyn til stabilitet av naturlig terreng og for fylling, løsmasseskjæring og fjellskjæring er gitt i Teknisk Regelverk del 520-8 kap. 2.1 [22]. Materialfaktor for ulike situasjoner er gitt i Figur 4-1.

Bane NOR

Tabell 2: Partialfaktor γ_M ved stabilitets- og bæreevneberegninger med ADP-metoden

Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Totalspenningsanalyse, ADP-metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,40	1,40	1,40
	CC2 Alvorlig	1,40	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Tabell 3: Partialfaktor γ_M ved stabilitets- og bæreevneberegninger med effektivspenningsmetoden

Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Effektivspenningsanalyse, aφ-metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,30	1,40
	CC2 Alvorlig	1,30	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Figur 4-1 Utklipp av Bane NORs tabeller for valg av materialkoeffisient jf. Teknisk Regelverk del 520-8 kap. 2, TRV:01975 [22].

For prosjektet legges det til grunn en konsekvensklasse 3 (CC3), følgende materialfaktorer (γ_m) gjør seg gjeldende basert på løsmassene bruddet går gjennom:

Brudd i sandig materiale eller sprengstein, seig bruddmekanisme – $\gamma_m \geq 1{,}4$

For midlertidige arbeider uten konsekvens for spor i drift kan følgende materialfaktorer anvendes for konsekvensklasse 2 (CC2):

Brudd i sandig materiale eller sprengstein, seig bruddmekanisme – $\gamma_m \geq 1{,}3$

Veg

Krav til materialfaktor for underbygning av veg med hensyn til stabilitet av naturlig terreng og for fylling, løsmasseskjæring og fjellskjæring er gitt i N200 [23], kap. 1.1.5.3. Materialfaktor for ulike situasjoner er gitt i Figur 4-2.

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

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

Åpne tabell i eget vindu

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

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

a NS-EN 1997-1 krever at $\gamma_{M,cu} \geq 1{,}4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 4-2 Utklipp av N200 veiledende tabell for valg av materialkoeffisient [23].

4.2.1 Setningskrav

4.2.1.1 Setningskrav for nyetablert spor

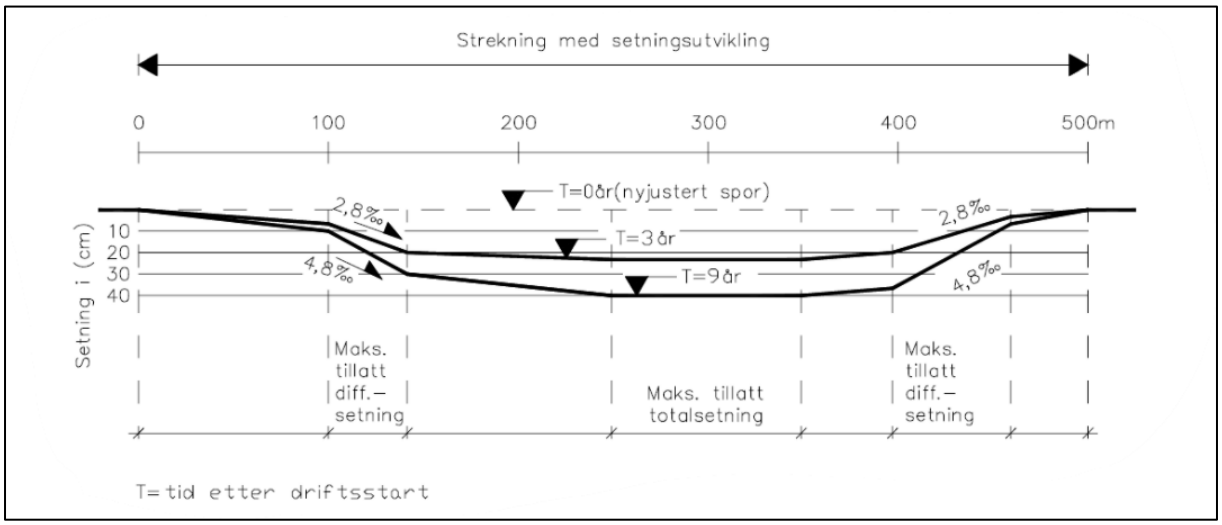
Grenseverdier for setninger gjeldende for K0 baner (dvs. baner med strekningshastighet ≥ 145 km/t) er gitt i Teknisk Regelverk [22] del 520-7, kap. 2 og 3. Teknisk Regelverk inneholder ikke særskilte setningskrav for baner med lavere strekningshastighet. Dimensjonerende hastighet for kryssingssporet er 70 km/t.

Fra dato for ibruktaking av nyetablert K0 jernbane gjelder setningskravene gitt i Tabell 4-2. Figur 4-3 og Figur 4-4 gir en visuell illustrasjon av setningskravene i hhv. ett lengde- og tverrprofil.

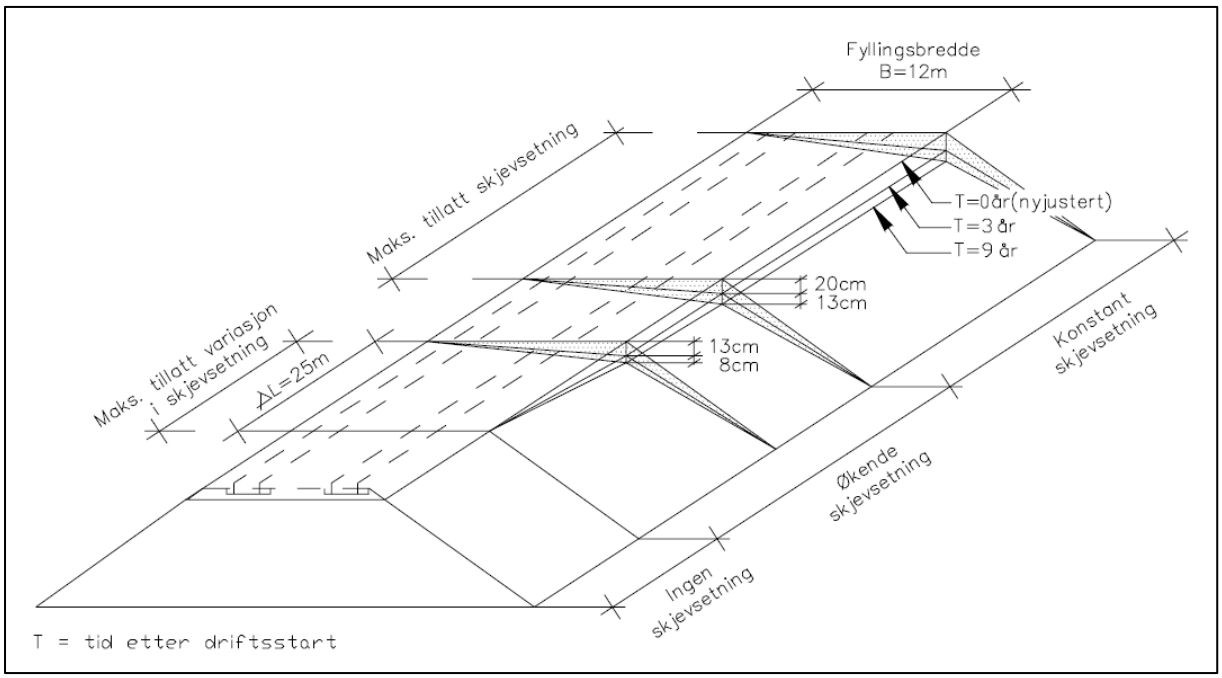
For ytterligere informasjon henvises det til Teknisk regelverk [22] kap. 3.

Tabell 4-2 Tillatte setninger for banelegemet i driftsfasen. Tabell gjengitt fra tabell gitt i teknisk regelverk, ID: TRV: 01939 [22].

Type setninger		Største tillatte setning i driftsfasen		Avstand mellom tverrprofiler *
		3 første driftsår	9 første driftsår	
Setning i enkeltprofil	Midlere setning	24 cm	40 cm	-
	Skjevsetning	17 ‰	28 ‰	-
Setningsforskjeller mellom naboprofiler	Differenssetning (helning)	2,8 ‰	4,8 ‰	25 m
		2,2 ‰	3,6 ‰	50 m
		1,4 ‰	2,3 ‰	100 m
	Vindskjevhet (variasjon i skjevsetning per 25 meter)	10 ‰	17 ‰	25 m
		7,5 ‰	12,5 ‰	50 m
		5 ‰	8 ‰	100 m
*) Setningskravene for differansesetning og vindskjevhet avhenger av avstanden mellom profiler som vurderes. Strengere krav til differansesetning og vindskjevhet mellom naboprofiler dess lengre avstand mellom beregningsseksjoner.				



Figur 4-3 Lengdeprofil av parti med utvikling av maksimalt tillatte setninger og differansesetninger i driftsperioden. Bilde hentet fra teknisk regelverk del 520-7 kap. 3.6.1



Figur 4-4 Eksempel på parti med utvikling av maksimalt tillatte skjevsetninger i driftsperioden. Figur og tekst hentet fra teknisk regelverk del 520-7 kap. 3.6.2.

4.2.1.2 Setningskrav eksisterende bane (vedlikeholdsgrenser)

For vurdering av setninger for eksisterende spor skal krav i TRV:05045 legges til grunn. Kvalitetsklasse for eksisterende spor er i dag Q3, iht. tekst under tabell: *For overbygningsklassen Ofotbanen skal kvalitetsklasse Q3 benyttes.*

Vedlikeholdsgrenser og umiddelbar grenser gjeldende Q3-baner fremgår fra Tabell 4-3. Med «umiddelbar» menes det at togdriftsmessige tiltak er nødvendig inntil feil er rettet (for eksempel nedsatt hastighet).

Tabell 4-3 Vedlikeholdsgrenser for Q3 baner.

Vedlikehold av:	Grense for tiltak:	Umiddelbar grense
Avvik i sporvidde	+30/-8 mm	+35/-9 mm
Ujevnheter i høyde	+/- 16 mm	+/- 26 mm
Ujevnheter i overhøyde	+/- 11 mm	+/- 11 mm
Vindskjevhet – 2 m målebasis	+/- 10 mm	+/- 14 mm
Pilhøyde	+/- 7 mm	+/- 17 mm
Vertikal beliggenhet	+50/-75 mm	+50/-75 mm
Horisontal beliggenhet	40 mm	40 mm

4.2.1.3 Setningskrav for veg

Grenseverdier for setninger av veg er gitt i SVV Håndbok N200 [23] kap. 1.5.1 – Tillatt totalsetning (Figur 4-5).

Tillatt tverfallsavvik (setninger på tvers) fremgår av SVV Håndbok N200 [23] kap 1.5.3 (Figur 4-6).

Dimensjonerende fartsgrense (km/t)	Tillatt totalsetning (cm)
≤ 40	50
50 – 80	45
90 – 110	40

Figur 4-5 Utklipp av tabell 1.5.1-1, SVV Håndbok N200 [23].

Dimensjonerende fartsgrense (km/t)	Tillatt tverrfallsavvik (prosent-poeng)
≤ 40	1,2
50 – 80	1,1
90 – 110	1,0

Figur 4-6 Utklipp av tabell 1.5.3-1, SVV Håndbok N200 [23].

4.2.2 Maksimalt tillate skråningshelninger

Teknisk regelverk [22] og Statens Vegvesen håndbok N200 [23] inneholder krav og anbefalinger til maksimale skråningshelninger. Krav og anbefalinger som gjengis i det følgende gjelder alene for løsmasseskjæringer- og fyllinger langs/for henholdsvis bane og veg i den permanente situasjon. I tilfeller der krav fra flere ulike regelverk gjør seg gjeldende, må strengeste krav legges til grunn.

Bane

I henhold til Teknisk regelverk [22] del 520-6, kap. 4 TRV:00893 skal skråningshelningen til løsmasseskjæringer i ulike løsmassetyper ikke overstige verdiene gjengitt i Tabell 4.4. Dette er et formelt krav.

Tabell 4.4 Maksimal tillatt skråningshelning for løsmasseskjæringer. Tabell gjengitt etter tabell i Teknisk regelverk [22] del 520-6, kap. 4 TRV:00893.

Tabell: Største tillatte skråningshelning ved ulike jordarter

Grunnforhold, jordart	Stein	Grus, grov sand	Fin sand/silt		Leire
			Tørr	Lagdelt, vannmettet	
Største helning	1:1,25	1:1,5	1:2	Vurderes spesielt	1:2

I tillegg gis det i Teknisk regelverk [22] del 520-8, kap. 3.1 anbefalinger om maksimal skråningshelning til banefyllinger av ulike typer fyllmasser. Anbefalingene er gjengitt i Tabell 4.5. Anbefalingene er ikke formelle krav.

Tabell 4.5 Maksimal anbefalt skråningshelning for banefyllinger. Tabell gjengitt etter tabell i Teknisk regelverk [22] del 520-8, kap. 3.1.

Tabell: Veiledende fyllingsgeometri

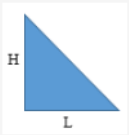
Maks. fyllingshelning	Sprengstein, H (m)	Grus, sand, H (m)	Leire/silt, H (m)
1 : 1,5	0 - 15	0 - 5	-
1 : 1,75	> 15	5 - 10	-
1 : 2	-	> 10	0 - 5
1 : 2,5	-	-	5 – 10
1 : 3	-	-	> 10

Veg

I henhold til Statens Vegvesen håndbok N200 krav 1.11.1-1 skal skråningshelningen til løsmasseskjæringer i ulike løsmassetyper ikke overstige verdiene gjengitt i Tabell 4.6. Dette er et formelt krav.

Tabell 4.6 Maksimal tillatt skråningshelning for løsmasseskjæringer. Tabell gjengitt etter tabell 1.11.1-1 i Statens Vegvesen håndbok N200 [23].

Tabell 1.11.1—1 — Største skråningshelning for skjæring

Grunnforhold		Største skråningshelning (H:L) 	
		Uten sikringstiltak	Med sikringstiltak (overflatetiltak)
Stein		1:1,5	1:1,5
Grus		1:2	1:1,5
Sand C_u>5		1:2	1:1,5
Finsand, silt	tørr	1:3	1:2
	lagdelt	a	a
	vannmettet	a	a
Leire		1:3 b	1:2 b
Morene		1:2,5 c	1:2 c
	lagdeling og grunnvannsuttrekk	d	d

a Ved lagdelt og/eller vannmettet finsand/silt vurderes skråningshelning spesielt. Profilet vurderes og dokumenteres i sammenheng med sikringstiltak.
b Tilstrekkelig sikkerhet mot dyperegående glidninger undersøkes og dokumenteres.
c En brattere helning kan aksepteres dersom masser, lagdeling og vannuttrekk tilsier at det vil være stabilt. En slik vurdering dokumenteres.
d Ved lagdeling og grunnvannsuttrekk vurderes og dokumenteres behovet for sikringstiltak spesielt.

I henhold til Statens Vegvesen håndbok N200 krav 1.11.1-2 skal skråningshelningen for vegfyllinger av ulike typer fyllmasser ikke overstige verdiene gjengitt i Tabell 4.7. Dette er et formelt krav.

Tabell 4.7 Maksimal tillatt skråningshelning for vegfyllinger. Tabell gjengitt etter tabell 1.18 i Statens Vegvesen håndbok N200 krav 1.12.1-1

Materialer	Største skråningshelning
Stein	1: 1,5 a
Grus	1:1,5
Sand	1:2
Finsand/silt	1:3
Leire	Se Figur 1.13
Morene	1:2 b

a Fylling av sprengt stein kan legges ut med helning inntil 1:1,25. Dette forutsetter lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten.
b Slakere helning vurderes ut fra korngradering og finstoffinnhold.

4.2.3 Dimensjonerende brukstid

Det forutsettes dimensjonerende brukstid på 100 år for spor-bærende konstruksjoner samt tilstøtende konstruksjoner der brudd kan ha konsekvens for jernbanen jf. Teknisk Regelverk [22] del 525-4, kap. 1.

5 MATERIALPARAMETERE

5.1 Styrkeparametre

Materialparameterne benyttet under stabilitetsberegning av de ulike snittene er gjengitt i Tabell 5.1. Benyttede materialparametre er basert på erfaringsverdier som fremgår av Statens vegvesen sin håndbok V220:2024 kap. 3.6.2 [25].

Tabell 5.1 Materialparametre for masser brukt i stabilitetsberegning

Beskrivelse	Tyngdetetthet γ/γ'	Attraksjon a	Friksjonsvinkel Φ	Udrenert skjærstyrke s_u
[-]	[kN/m³]	[kPa]	[°]	[kPa]
Sprengstein, komprimert	19/9	0	42	Ikke relevant
Faste masser	20/10	5 [c'=3.9 kPa]	38	Ikke relevant

V220 kap. 3.6.2 tabell 3.6.2-1 [25] gjengir at en attraksjon på 10 kPa kan anvendes for sprengstein. For de eksisterende faste massene er det brukt en attraksjon på 5 svarende til en effektiv kohesjon på 3.9 kPa.

6 BEREGNINGSPRINSIPPER

6.1 Stabilitet

Stabilitetsberegninger utføres i programmet SLIDE2 med metode JANBU corrected. Anvendt versjon er «Slide2 Modeler 2D Limit Equilibrium Analysis for Slopes Build 9.007 64 bit». Programmet SLIDE2 klarer å søke frem både sirkulære og ikke-sirkulære (optimaliserte, sammensatte) brudd.

Effektivspenningsanalyser utføres i alle tilfeller som aφ-reduksjon mens totalspenningsanalyser utføres på både Su og ADP-basis. Det vil fremgå tydelig av hver enkelt beregning hvilken analysemetode som har blitt benyttet.

Modellering av anisotropiforhold i SLIDE2 ved analyse på ADP-basis gjøres som beskrevet i kap. 4.2 i NIFS rapport 75, ref. [26].

7 GEOTEKNISK VURDERING

7.1 Seismiske forhold

7.1.1 Grunntype

Iht. NS-EN 1998-1 [24] tabell 3.1 er grunntype A gjeldende i de områdene hvor det er mindre enn 5 meter med løsmassedekke over berg.

7.1.2 Grunnakselerasjon

I henhold til Tabell NA.3.2(901) i NS-EN 1998-1 ligger spissverdien for berggrunnens akselerasjon i Narvik kommune (1806) på a_{gR} (PGA) = 0,30 m/s² (gjeldende for en returperiode på 475 år).

7.1.3 Seismisk behovsavklaring

Basert på parametere svarende til grunntype A, seismisk faktor på 1,0 og en seismisk spissverdi på 0,30 m/s^2 i Narvik kommune, faller geotekniske konstruksjoner i området innenfor utelatelseskriteriene for seismisk analyse gitt i EC 8 -1 kap. NA.3.2.1(5) [20]. Se vedlegg D.

Det er derfor ikke aktuelt å vurdere seismisk påkjenning i prosjektet.

7.2 Stabilitet

Med tanke på å kunne gjennomføre en vurdering av stabiliteten til planlagt kryssingsspor og buttspor er det valgt ut ett profil i snitt C-C (vedlegg B3 og vedlegg C). Profilet viser kryssingssporet rett før tunnel påhugget i vest og buttsporet. Det er i et område hvor eksisterende spor går på en svært høy fylling, opp til 8 meter. Det nye kryssingssporet og buttsporet skal også legges på noen høye fyllinger.

Eksisterende fylling består av svært faste masser, hvor det er brukt slagbor og spyling på totalsonderingen. Hele område består av skredasser, sprengt berg og berg i dagen, i tillegg et tynt morenedekke rett sør for eksisterende spor i profilet.

Grunnvannspeilet ligger trolig langs bergflaten. Det finnes en eksisterende stikkrenne under den høye fyllingen langs snitt C som har tilstrekkelig kapasitet. Ny stikkrenne er forutsatt etablert under nytt spor.

Brudd som kun forekommer i områder som består av sprengstein legges det til grunn «seig bruddmekanisme». Dette medfører for CC3 et krav til materialfaktor i udrenert og drenert tilstand på 1,4. Viser til kapittel 4.2.3 for flere detalj.

<u>Resultat profil C-C</u>
Det er utført to beregninger for dette profilet, eksisterende og fremtidig situasjon (vedlegg C1-C2). Beregningen for eksisterende situasjon viser en sikkerhetsfaktor på 1.59 som er over kravet på 1.4. For den fremtidige situasjonene viser beregningene en høyere sikkerhetsfaktor enn eksisterende, resultatet ble en SF på 1.85 for buttsporet og 1.88 for kryssingssporet.

Tabell 7.1 Resultater fra stabilitetsberegninger for kryssingsspor.

Vedlegg	Tilstand	Last	GVS	SF*	Merknad/tiltak
[-]	[-]	[kN/m^2]	[m.o.h.]	[-]	[-]
Profil C-C Kryssingsspor og buttspor					
C1		Spor 1: 69.3	Langs bergflate	**1.38 (overflatebrudd)** **1.49 (bakom sville)**	Eksisterende situasjon, brudd fra høyre mot venstre
C2		Spor 1: 69.3 Spor 2: 69.3 Spor 3: 69.3	Langs bergflate	**1.85**	Fremtidig situasjon, brudd fra høyre mot venstre
*__Grønn tekst__: Beregninger som lever opp til relevant krav til stabilitet *__Rød tekst__: Beregninger som ikke lever opp til relevant krav til stabilitet					

7.3 Setninger

Når det gjelder planlagte fyllingen skal det ikke være risiko for setninger utenom de som erfaringsmessig opptrer i innbygde masser. Erfaringsmessig vil setningspotensialet i velkomprimerte masser av god kvalitet ligge rundt 0,5-1,0 % av den samlede innbyggingshøyde og forløpe i løpet av det første halvåret.

Fyllingene i prosjektet forventes å være 4 – 6 meter høye. For eksempel vil det da for en 6 m innbyggingshøyde bli snakk om rundt 3-6 cm setninger. Viser til kap. 2.3.2.3 i V221, ref. [27].

Fylling forutsettes etablert direkte på berg, derfor forventes det ikke forekomst av setninger av stedegne masser i underkant fylling.

Det forutsettes etablert fastmerker for å måle setninger av eksisterende bane under anleggsfasen, ved setninger utover krav til vedlikeholdsgrenser gitt i kap. 4.2.1 skal opprettende tiltak iverksettes.

8 ANLEGGSGJENNOMFØRING

8.1 Grave- og fyllingsarbeid

Sprengsteinsfyllinger forutsettes etablert med skråningshelning 1:2, slakere skråningshelning kan benyttes. Sprengsteinsmassene/pukklag bygges opp og komprimeres etter føringene gitt i NS 3458. Det skal ikke forekomme frossen jord, snø, is eller teleklumper i massene, dermed forutsettes at fyllingsarbeider pågår i periode uten frost.

Følgende rekkefølge gjør seg gjeldende for utførelse av anleggsfasen

- Rensk av bergflate i område hvor fylling og bergskjæring skal etableres
  - Fylling etableres direkte på berg, all løsmasse i underkant fylling renskes.
  - Fortanning
- Etablere stabil løsmasseskjæring i bakkant rensk hvor dette blir aktuelt
- Utfør sprengningsarbeider og bearbeid sprengstein
- Overgå fyllingstå – fortann ved steil helning og/eller glatt bergflate
- Legg ut egnet fyllingsmateriale i godkjent lagtykkelse og komprimer
- Etabler spor

8.2 Etablering av fylling

Fyllingsarbeidene i området henføres til GK2.

Jernbanefyllinger forutsettes bygget opp og komprimert lagvis jfr. teknisk regelverk del 520-6 kap. 4.3.3 a) som viser til NS3458 [28]. Vegfyllinger forutsettes byget opp og komprimert etter føringene gitt i N200:2024.

Krav til utlegging og komprimering fremgår av NS3458 [28]. Det forutsettes fulgt kravene gjeldende for «normal komprimering». Krav til komprimering av fylling fremgår fra TRV:00877, TRV:00878 og TRV:00879.

Innen masser legges ut skal matjord og organiskholdige masser graves bort til planum alene består av mineralske masser.

Utlegging og komprimering kan eksempelvis utføres som:

- Utlegging av 1 m tykke lag
- Lagene komprimeres med utstyr og metode som tilfredsstiller krav gitt i NS3458 [28].

Entreprenøren kan fritt velge komprimeringsutstyr/prosedyre så lenge disse tilfredsstiller krav gitt i NS3458 [28]. Komprimeringsutstyr, prosedyre og opplegg for dokumentasjon/kontroll skal framlegges før oppstart.

I forbindelse med utlegging og komprimering må dessuten følgende ivaretas for å sikre en god komprimering:

- Kraftig spyling med vann under utlegging (jfr. kap. 2.3.2.3 i V221 [27])
- Etter snøfall skal snø fjernes før videre utlegging av masser gjennomføres (jfr. TRV 520 kap. 4 avsn. 9 b)
- Maksimal steinstørrelse skal ikke overstige 2/3 av lagtykkelsen
- Benyttede sprengsteinsmasser skal ikke inneholde humus, snø, is eller teleklumper.
- Massene benyttet i sprengsteinsfyllingen skal etterleve krav gitt i teknisk regelverk.

- Massene langs linjen er generelt ansett som egnede til gjenbruk i fylling, så fremt de bearbeides. Sprengstein fra linjen skal ikke benyttes dersom seksjoner viser seg å ha ett høyt glimmerinnhold eller en høy grad av skifrighet. Ved tvilstilfeller skal ingeniørgeolog kontaktes.

Krav til masser i fyllingen fremgår av TRV 520 kap. 4 avsn. 2.1), TRV:00874. Krav fremgår også av SVV V221 kapittel 2.0.7 [27] og kap. 1.13.5 i N200:2024.

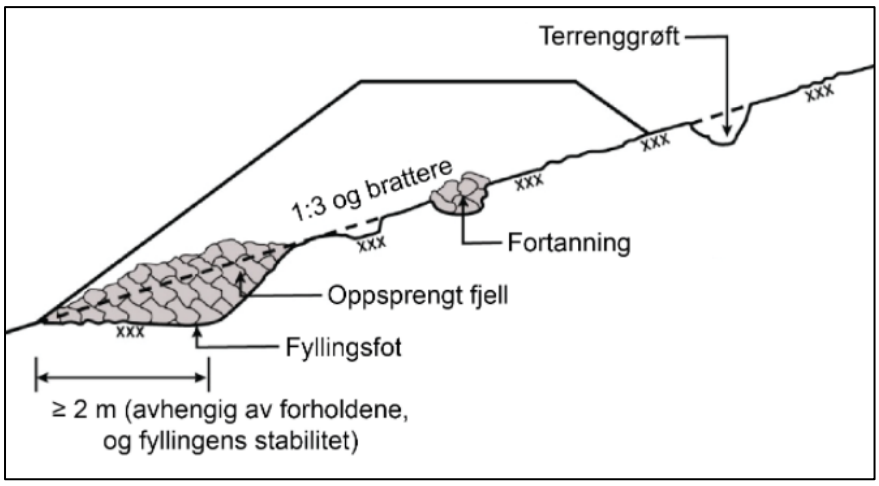
Ved overgang fra berg til fylling og ved overgang fra gammel til ny fylling skal det utføres utkiling med helning 1:10 (se TRV:00876). Dette vil også bli vurdert i byggefasen. Dersom ny og gammel fylling består av masser med samme materialtekniske egenskaper, kan det vurderes å øke skråningshelningen på utkilingen.

8.2.1 Fyllingsgeometri

Fyllingene kan etableres med skråningshelning 1:1.5, det forutsettes benyttet sprengstein etablert direkte på berg. En slakere helning kan fritt anvendes. Eventuelle løsmasser i underkant fylling forutsettes helhetlig gravd ut, fylling skal etableres direkte på berg.

Der hvor helningen til bergflaten ved fyllingsfoten er brattere enn 1:3 skal det etableres fortanning. Da sedimentene i området graves bort skal fortanning etableres som horisontalt utsprengte renner hvor man lar de oppsprengte massene ligge igjen jfr. kap. 2.05 i V221 [27].

Er berget skrått i området hvor fyllingsfot skal etableres vil det bli behov for å sprenge fyllingsfoten ut i berg med en dybde som overgår 2 m jfr. krav 1.13.3.2 i N200:2024. Oppsprengte masser blir liggende igjen etter sprenging. Prinsippene for fortanning og utsprengt fyllingsfot fremgår av Figur 8-1. Det forutsettes etablert en terrenggrøft på oppsiden av fyllingen for å lede overflatevann bort fra fyllingen.



Figur 8-1 Prinsipp for fortanning og utsprengning av fyllingsfot. Hentet fra N200:2024.

8.2.2 Sprengstein

Sprengsteinsmassene som benyttes i fyllingene forutsettes bygget opp og komprimert etter føringene gitt i NS 3458 [28]. For å få til en stabil fyllingsfot forutsettes det lagt ut større stein/blokk langs tå av fylling for å skape ett stabilt underlag. Hensikten med blokkene blir å motvirke erosjon/overflateutglidninger av fyllingsfoten.

Krav til utlegging og komprimering fremgår av NS3458 [28]. Det forutsettes fulgt kravene gjeldende for «normal komprimering».

Entreprenøren kan fritt velge komprimeringsutstyr/prosedyre så lenge disse tilfredsstiller krav gitt i NS3458 [28]. Komprimeringsutstyr, prosedyre og opplegg for dokumentasjon/kontroll skal framlegges før oppstart.

I forbindelse med utlegging og komprimering må følgende ivaretas for å sikre en god komprimering:

- Steinstørrelsen i fyllingen skal ikke overstige 2/3 av lagtykkelsen.
- Massene skal være velgradert og innenfor telefarlighetsgruppe T1
- Benyttede sprengsteinsmasser skal ikke inneholde humus, snø, is eller teleklumper.
- Massene benyttet i sprengsteinsfyllingen skal etterleve krav gitt i N200:2024 og NS3458 [28].
- Finstoffinnholdet (< 20 µm) skal ikke overstige 3%

Videre forutsettes stein/blokk som bygger mer enn halve lagtykkelsen (f.eks. større blokker) i første lag i fyllingen fjernet eller pigget ned.

9 KONTROLL OG OPPFØLGING I BYGGEFASE

Omfang og type av kontroll og oppfølging i byggefasen skal motsvare kravet om utførelseskontroll-klasse 3 (UKK3) som angitt i kap.4.2, samt øvrige krav som fremkommer av byggherres konkurransegrunnlag. Kravet om kontroll og oppfølging i henhold til UKK3 etterleves ved å følge føringene gitt i eurokoder (inklusive nasjonale annekser), samt relevante utførelsesstandarder, eksempelvis NS3458 [28].

Tabell 9.1 viser oversikt over nødvendig kontroll og oppfølging i byggefasen. Nærmere beskrivelse av de enkelte kontrollpunkt fremgår av kapitler under.

Tabell 9.1 Kontrollpunkt/oppfølging relatert til tiltakene.

Kontrollpunkt	Ansvarlig	Omfang/hvor ofte	Krav/referanse
Fyllingsgeometri			
Kontroll av ferdigstilt fyllingsgeometri	Entreprenør	Etter ferdigstilt fylling	TRV:00889
Det er utført fortanning	Entreprenør	Ved behov, kontroll utføres før utleggelse av masser	1.13.3.2 i N200:2024
Komprimering			
Benyttet utstyr	Entreprenør	Min. 1 gang (flere ganger om utstyr byttes ut)	NS3458 [28]
Tykkelse utlagte masser	Entreprenør	Kontrollmåling for hver 50 m eller for hver 500 m2	NS3458 [28] kap. 4.3.1
Antall valsepasseringer	Entreprenør	Kontinuerlig oppfølging/dokumentasjon av valsearbeider	NS3458 [28] kap. 4.3.1
Oppnådd komprimering	Entreprenør	Etter ferdigstilt arbeid	NS 3458 [28]
Løsmasseskjæringer			
Jordskjæringens geometri	Entreprenør	Etter ferdigstilt arbeid	TRV:00900
Det er etablert overflate-/erosjonssikring	Entreprenør	Etter ferdigstilt arbeid	-
Bergskjæringer			
Rensket bergflate mellom bunn løsmasseskæring og bergskjæringstopp	Entreprenør	Etter utgravning og før sprengningsarbeidene starter.	-
Fundamentunderkant for spor/veg/konstruksjoner ligger i frostfri dybde	Entreprenør	Før tiltak ferdigstilles	-
Det er dypsprengt til frostfri dybde der spor etableres direkte på berg.	Entreprenør	Før spor ferdigstilles	TRV:00910
Setninger			
Setninger eksisterende spor	Entreprenør	Fortløpende under utførelse	TRV:05045
Setninger nyetablert spor	Entreprenør	Fortløpende etter etablering	TRV 520 kap. 7 avsn. 5.

9.1 Komprimering iht. NS3458

Komprimeringsarbeidet forutsettes dokumentert ved bruk av ett kontrollskjema, eksempel på ett slikt skjema fremgår av tillegg D i NS 3458 [28].
Viktige punkt å kontrollere/dokumentere:

- Benyttet utstyr
- Lagtykkelse av utlagte masser før komprimering
- Totalt antall valsepasseringer
- Oppnådd volumreduksjon/komprimering (f.eks ved nivellering etter komprimering).

Entreprenør kan fritt velge mellom de alternative metodene beskrevet i NS3458 [28].
TRV:00885, TRV:00886 og TRV:00887 stiller krav til kontroll av fyllmateriale og komprimering.

9.2 Fyllingsgeometri

Jernbane- og vegfyllingenes endelige utforming skal kontrolleres og dokumenteres etter ferdigstilling. Fyllingens geometri forutsettes dokumentert ved f.eks nivellering. Det er her vesentlig å kontrollere skråningshelning og fyllingshøyde opp mot prosjektert geometri krav i TRV:00889.

Krav til fortanning fremgår fra kap. 1.13.3.2 i N200:2024. Samme krav gjelder også for nyetablert jernbane i prosjektet, se kap. 8.2.1.

Det er vesentlig å kontrollere at 1:10 utkiling fremgår i overgang fra berg til fylling og mellom ny og gammel fylling. Krav gjelder alene for jernbanefylling. Dette vil også bli vurdert i byggefasen. Dersom ny og gammel fylling består av masser med samme materialtekniske egenskaper, kan det vurderes å øke skråningshelningen på utkilingen.

9.3 Setninger

Det skal kontrolleres at setninger utover grenseverdier presentert i kap. 4.2.1 ikke overskride. Setningsmålingene skal oversendes byggherre og rådgiver senest morgenen etter at målingene er utført.

10 REFERANSER

[1] «Ofotbanen i modell,» 08 05 2025. [Internett]. Available: https://ofotbanemodel.com/ofotbanen/.

[2] «Kapasitetsanalyse Ofotbanen, Evaluering av trafikkapaitet Narvik - Vassijaure,» Jernabnedirektoratet, 2020.

[3] NIRAS Norge AS, MIP-00-A-05388 Økt kapasitet Ofotbanen, Bane NOR, 2023.

[4] NIRAS Norge AS, «[UOB-06-B-00050] Oversiktstegning,» 2026.

[5] NIRAS Norge AS, «[UOB-06-C-00065] Plan- og profiltegning Alt. 1C Buttspor Alt 1,» 2025.

[6] NIRAS Norge AS, «[UOB-06-C-00066] Plan- og profiltegning Alt IC Buttspor Alt 2,» 2026.

[7] NIRAS Norge AS, «[UOB-06-C-00050] Oversiktstegning,» 2025.

[8] Landbruksdirektoratet, «skogkurs.no,» Landbruksdirektoratet, 15 08 2025. [Internett]. Available: https://s46339.pcdn.co/wp-content/uploads/Normaler-for-landbruksveier-rev-2025.pdf. [Funnet 25 11 2025].

[9] NIRAS Norge AS, «[UOB-06-D-00061] Plan- og profil Anleggsveg Del 1 av 3,» 2025.

[10] NIRAS Norge AS, «[UOB-06-D-00062] Plan- og profil Anleggsveg Del 2 av 3,» 2025.

[11] NIRAS Norge AS, «[UOB-06-D-00063] Anleggsveg del 3 av 3,» 2025.

[12] «[UOB-06-A-00082] Ofotbanen, Narvik havn – Vassijaure, Horisontalen kryssingsspor, Ingeniørgeologisk befaringsnotat,» NIRAS Norge AS, 2026.

[13] «[UOB-06-A-00068] Ofotbanen Narvik havn – Vassijaure Horisontalen kryssingsspor, Fagrapport ingeniørgeologi,» NIRAS Norge AS, 2026.

[14] NVE Veileder 1/2019, Sikkerhet mot kvikkleireskred, NVE, 2020.

[15] «[UOB-06-A-00067] Ofotbanen Narvik havn - Vassijaure Horisontalen kryssingsspor Fagrapport geoteknisk datarapport,» NIRAS Norge AS, 2025.

[16] Veiledning om tekniske krav til byggverk (TEK 17), Kommunal og moderniseringsdepartementet, 2017.

[17] LOV 2008-06-27 nr. 71 - Lov om planlegging og byggesaksbehandling (Plan- og bygningsloven), Kommunal og moderniseringsdepartementet, 2008.

[18] Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler, Standard Norge.

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

[20] Eurokode 8 NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Standard Norge.

[21] Eurokode 8 NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer, Standard Norge.

[22] «Bane NOR - Teknisk Regelverk,» 2025. [Internett]. Available: https://trv.banenor.no/wiki/Forside.

[23] Håndbok N200 Vegbygging, Statens Vegvesen, 2024.

[24] Håndbok N400 Bruprosjektering, Statens Vegvesen, 2025.

[25] Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, Statens Vegvesen, 2025.

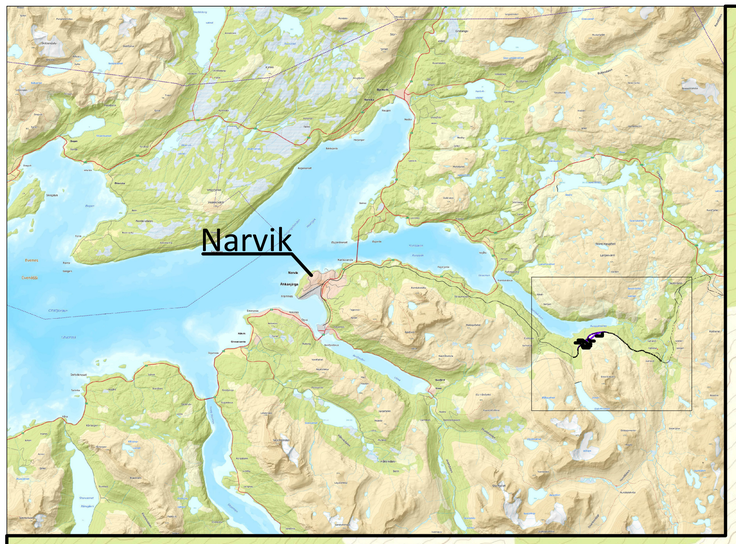
[26] [14/2014] En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer., NIFS, 2014.

[27] Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Statens Vegvesen, 2014.

[28] NS3458 Komprimering og utførelse, Norsk Standard, 2004.

[29] Håndbok N200 Vegbygging, Statens Vegvesen, 2024.

Vedlegg A - Oversiktskart



Plattform
Buttspor

Driftsveg

Driftsveg

Tunnel

Snøoverbygg

Snøoverbygg

Viltovergang

Kvitura

Kvituravatn

Kvitureiva

Femogtjuedalen

0 150 300 Meter

Ekvidistanse: 1 m

NTM17/NN2000

Tegnforklaring:

- Totalsondering
- Prøveserie
- Enkelsondering

Geotekniske grunnundersøkelser (blå farge)

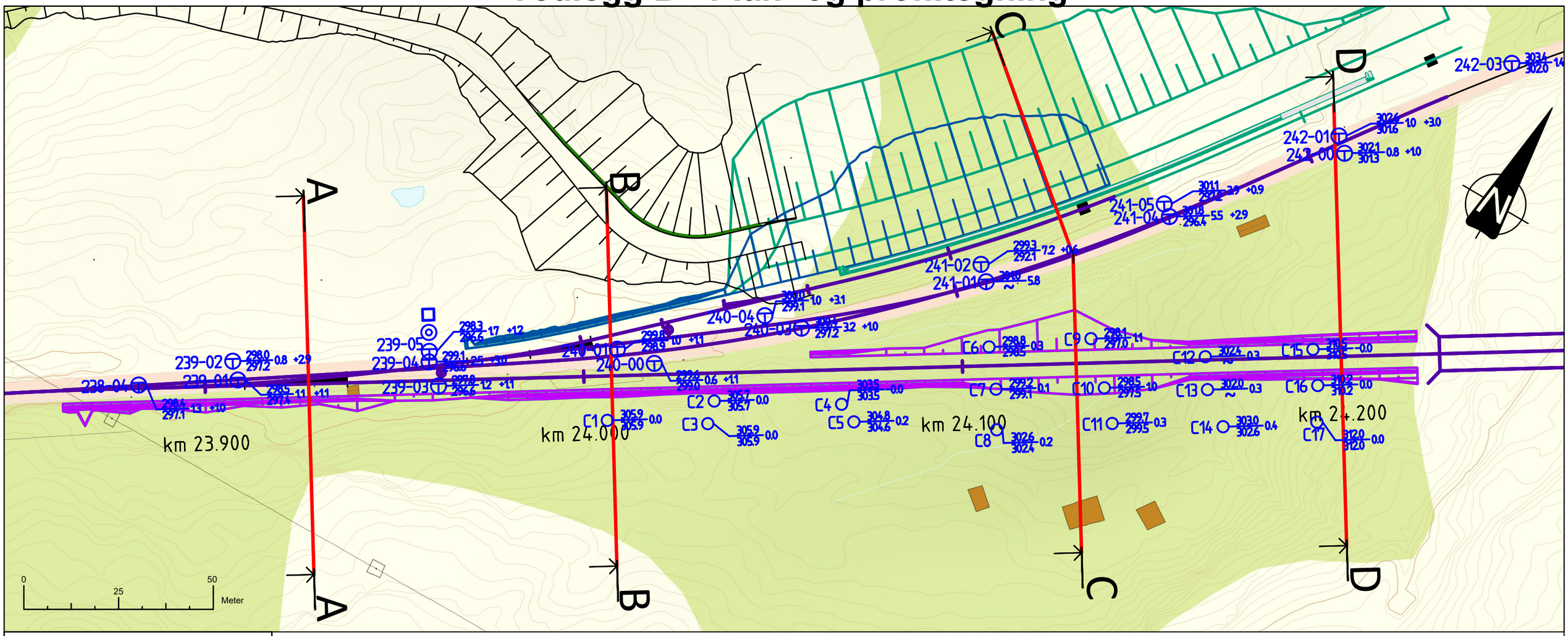
Borhull nr. Terreng (bunn) kote / Antatt kote Boret dybde + (boret i fjell)

- Skogareal
- Åpent område

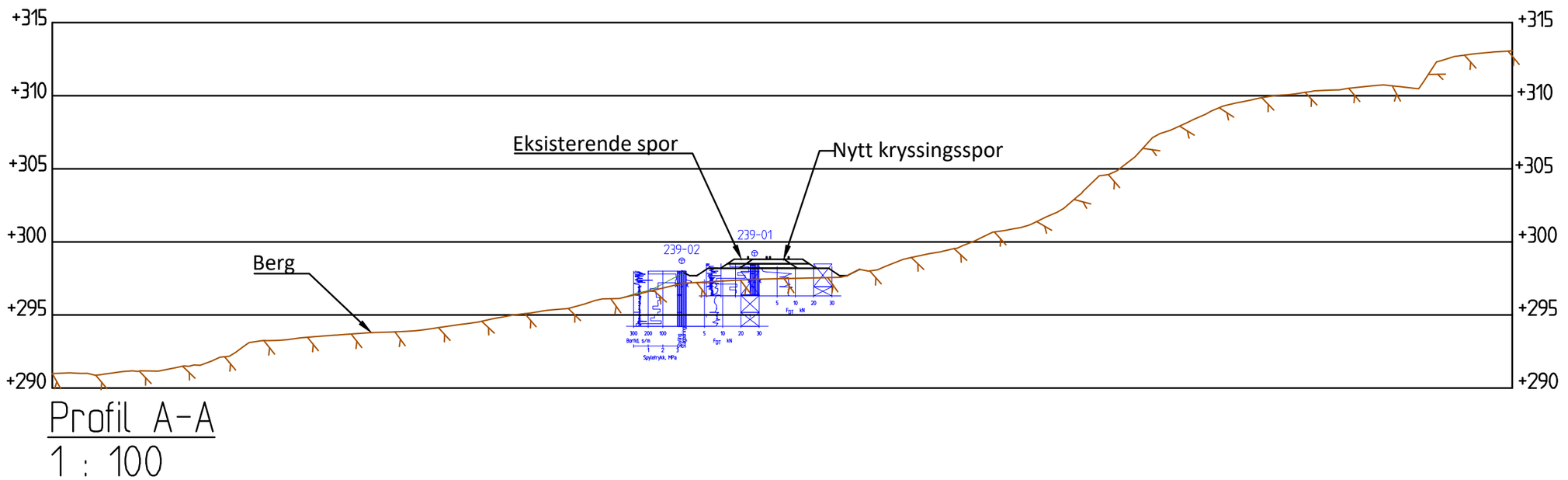
N

A1

Vedlegg B - Plan- og profiltegning



- Miljøprøvetakning
- Enkel sondering
- Totalsondering
- Prøvetakning
- Berg
- Terreng
- Sporgeometri
- Veggeometri



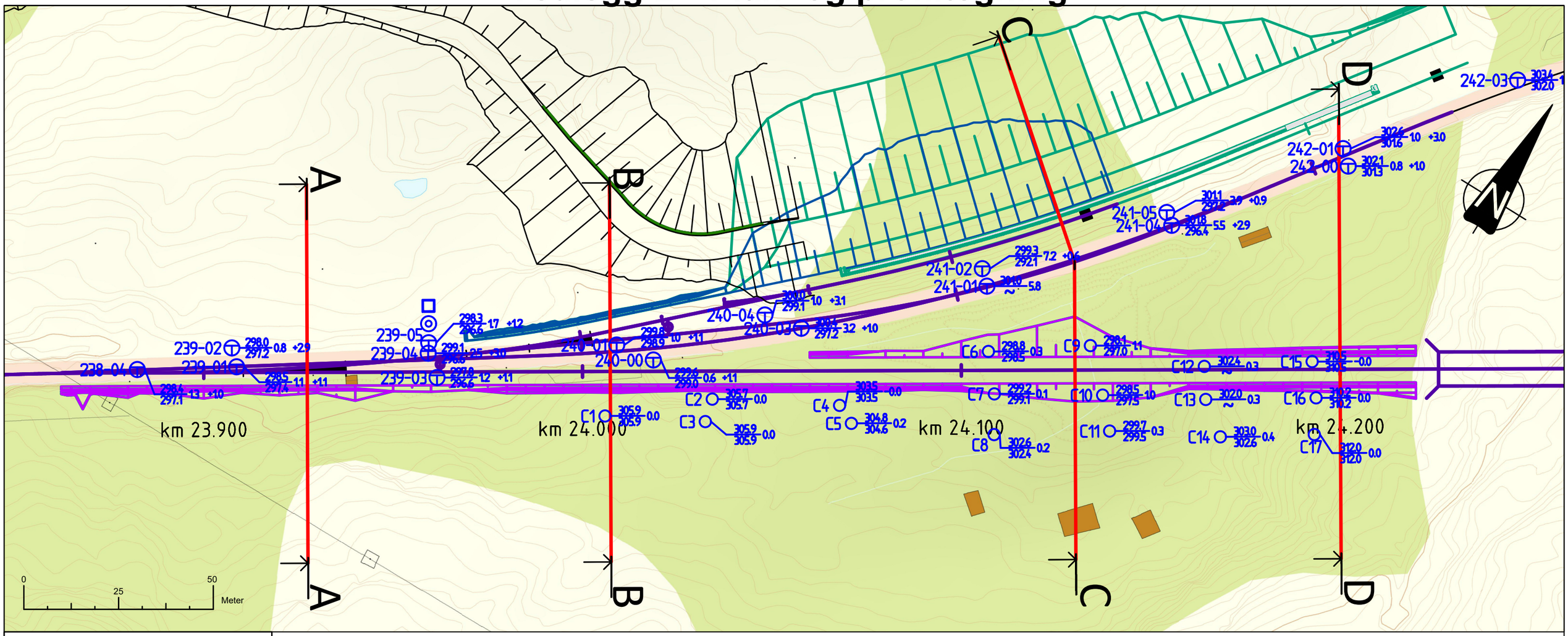
Profil A-A
1 : 100

Tegnet av: ASHE
Dato: 19.02.2026

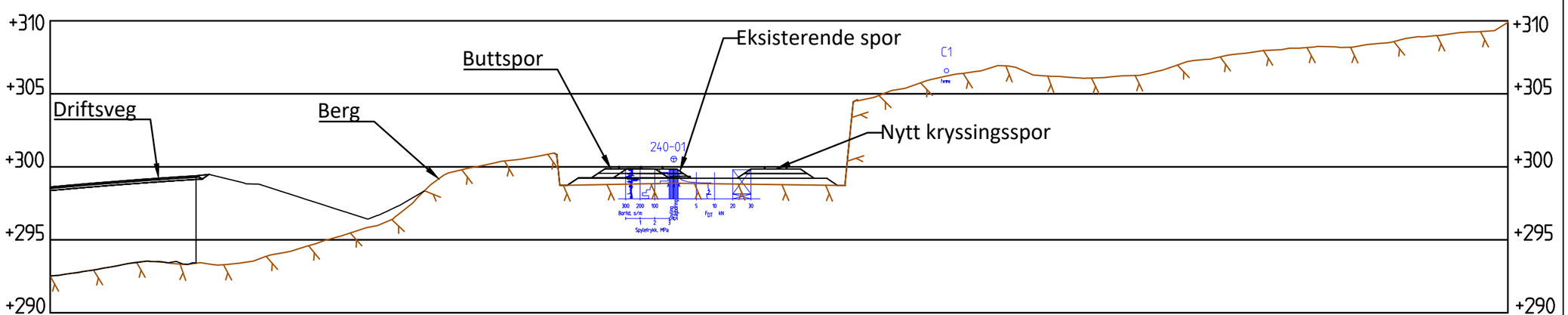
Målestokk 1:1 000
Ekvidistanse 1 m

B1

Vedlegg B - Plan- og profiltegning



- Miljøprøvetakning
- Enkel sondering
- Totalsondering
- Prøvetakning
- Berg
- Terreng
- Sporgeometri
- Veggeometri



Profil B-B

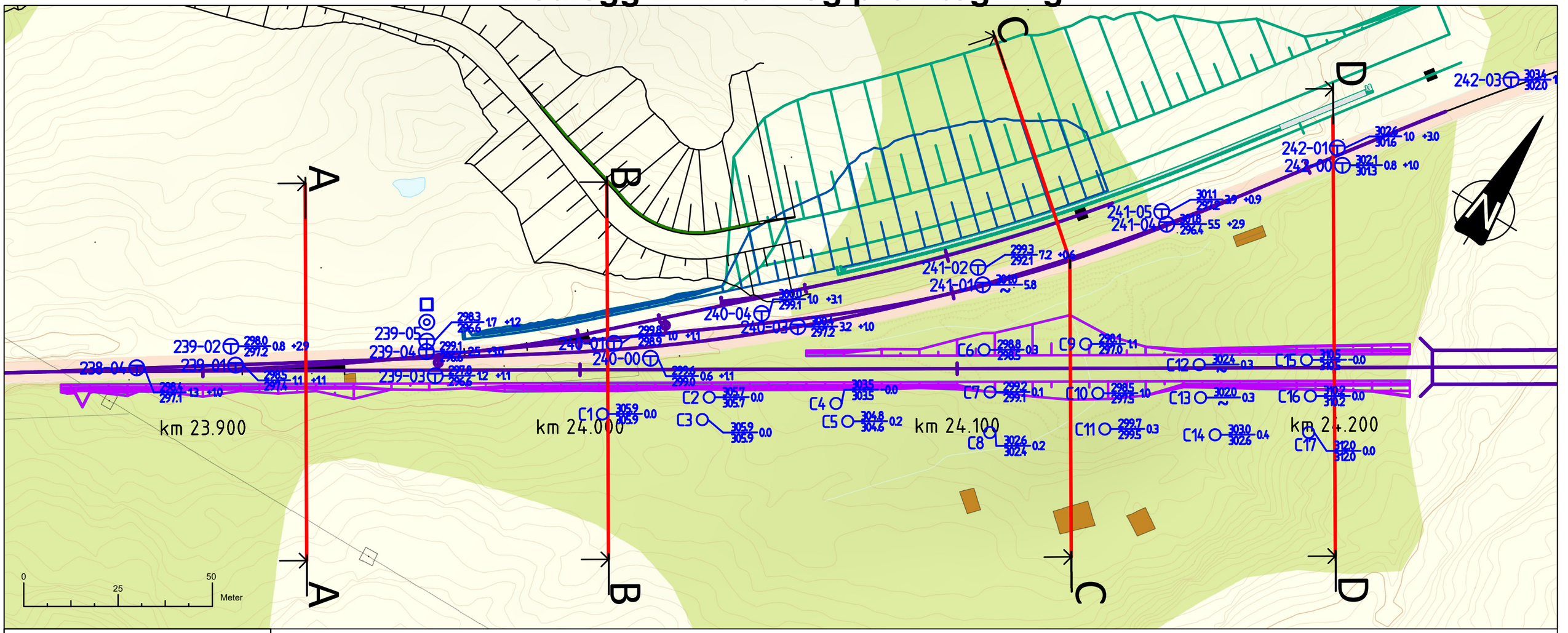
1 : 100

Tegnet av: ASHE
Dato: 19.02.2026

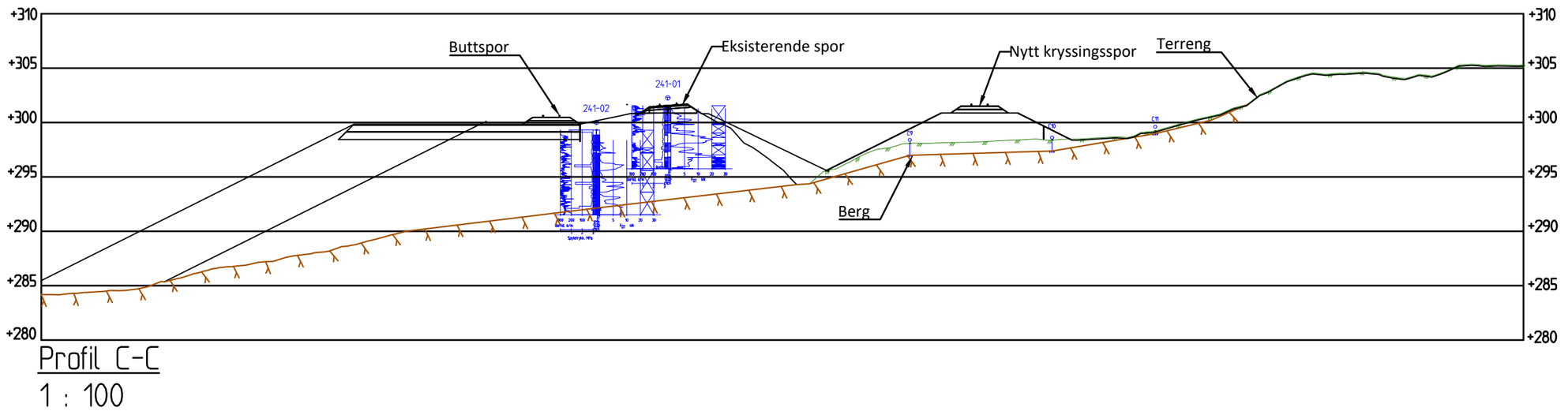
Målestokk 1:1 000
Ekvidistanse 1 m

B2

Vedlegg B - Plan- og profiltegning



- Miljøprøvetakning
- Enkel sondering
- Totalsondering
- Prøvetakning
- Berg
- Terreng
- Sporgeometri
- Veggeometri



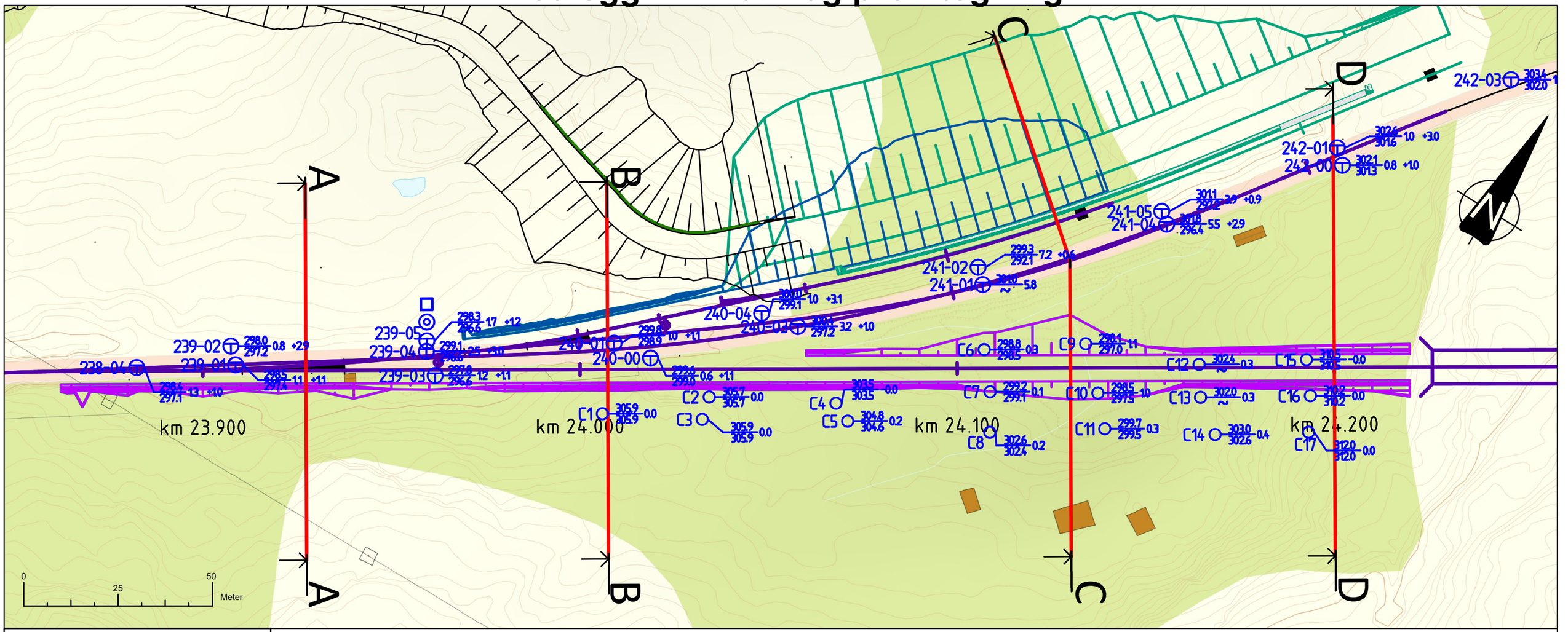
Profil C-C

1 : 100

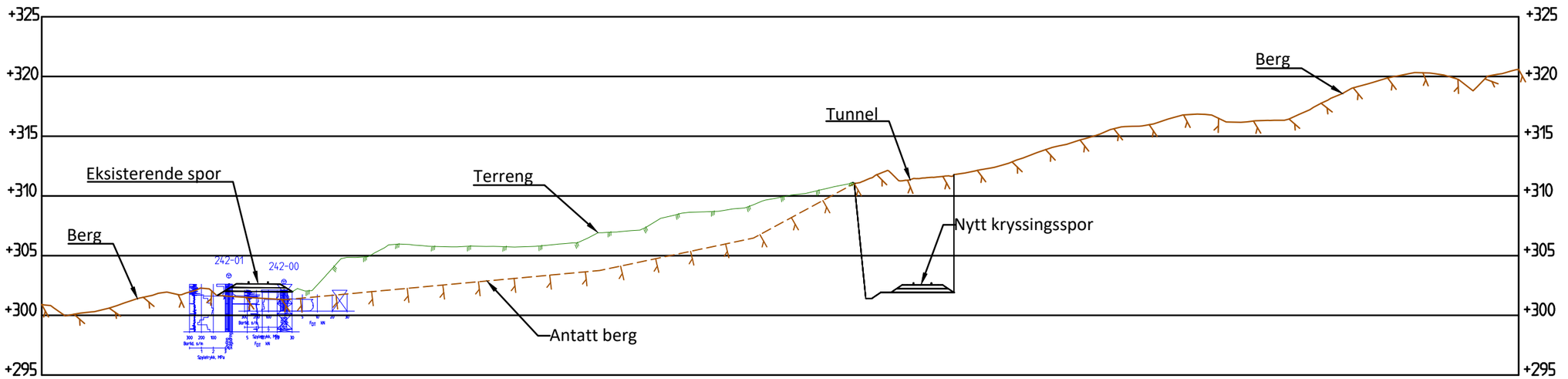
Tegnet av: ASHE
Dato: 19.02.2026

Målestokk 1:1 000
Ekvidistanse 1 m

Vedlegg B - Plan- og profiltegning



- Miljøprøvetakning
- Enkel sondering
- Totalsondering
- Prøvetakning
- Berg
- Terreng
- Sporgeometri
- Veggeometri



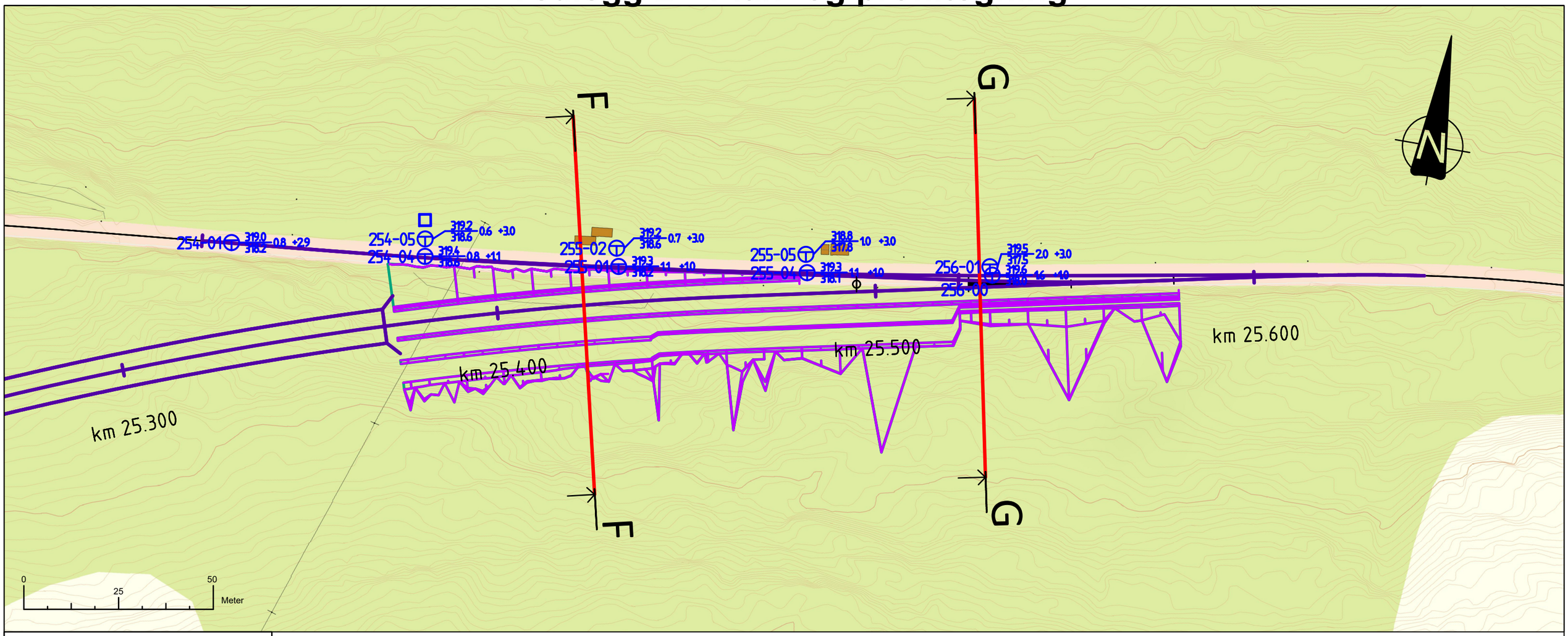
Profil D-D
1 : 100

Tegnet av: ASHE
Dato: 19.02.2026

Målestokk 1:1 000
Ekvidistanse 1 m

B4

Vedlegg B - Plan- og profiltegning



Miljøprøvetakning

Enkel sondering

Totalsondering

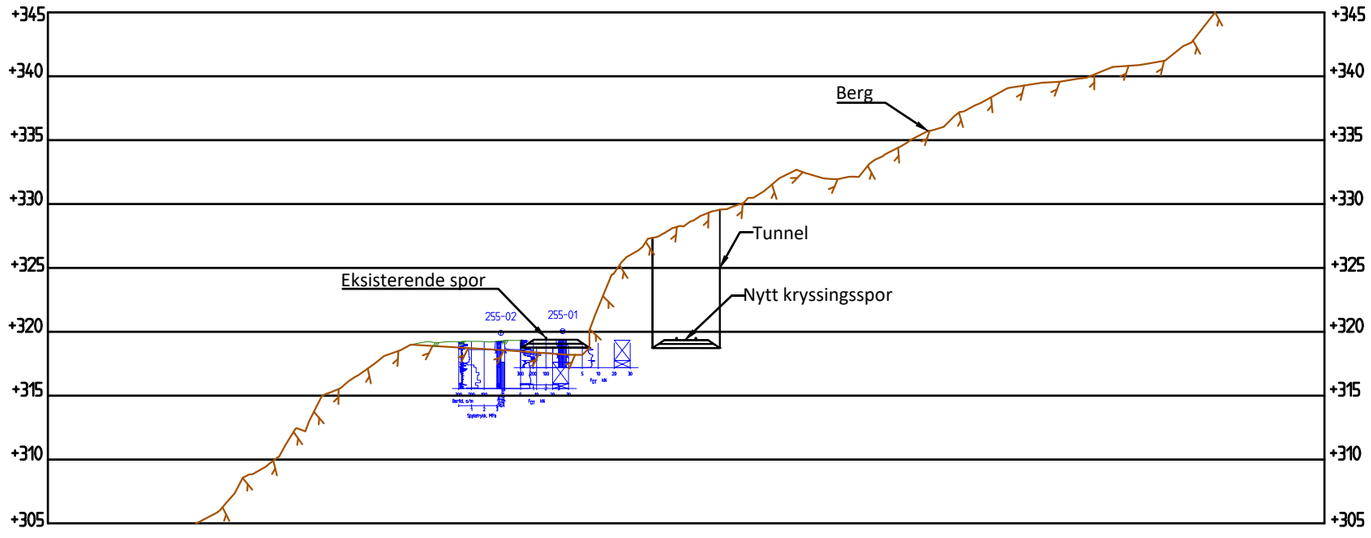
Prøvetakning

Berg

Terreng

Sporgeometri

Veggeometri

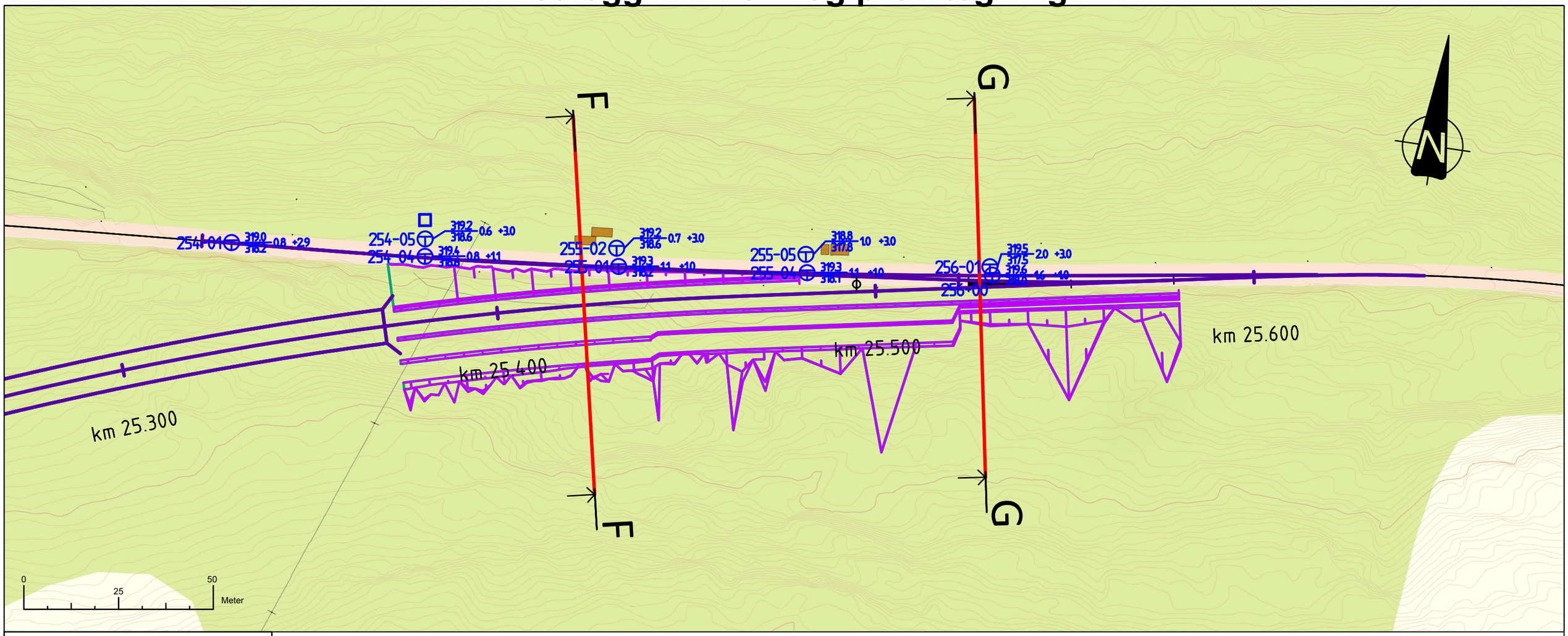


Profil F-F
1 : 100

Tegnet av: ASHE
Dato: 19.02.2026

Målestokk 1:1 000
Ekvidistanse 1 m

Vedlegg B - Plan- og profiltegning



Miljøprøvetakning

Enkel sondering

Totalsondering

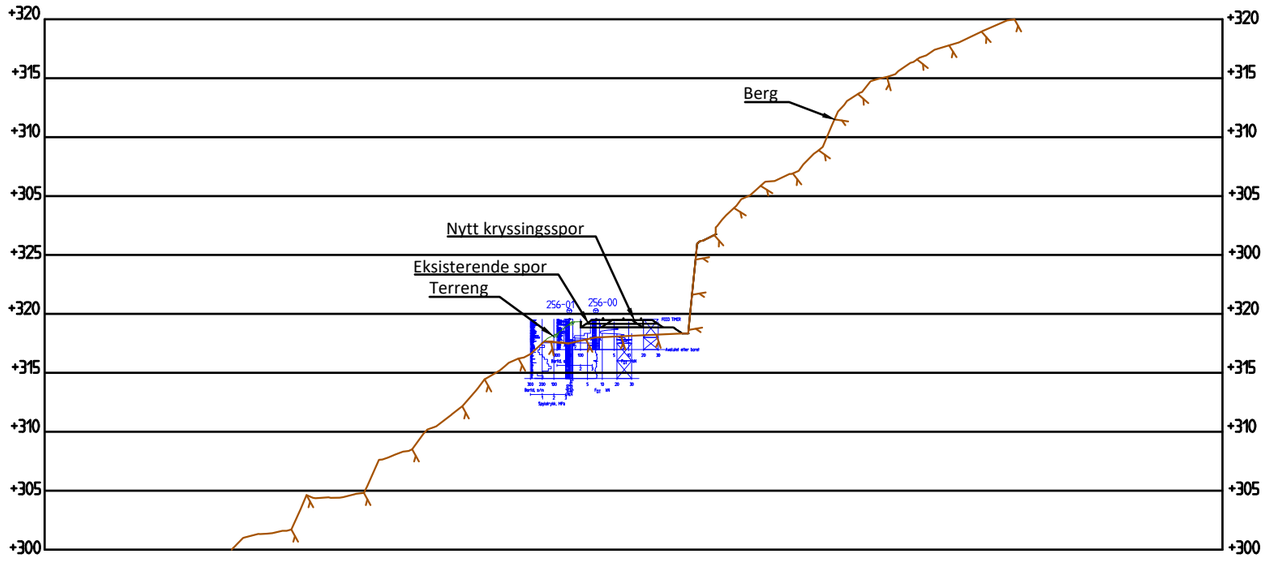
Prøvetakning

Berg

Terreng

Sporgeometri

Veggeometri



Profil G-G

1 : 100

Tegnet av: ASHE

Dato: 19.02.2026

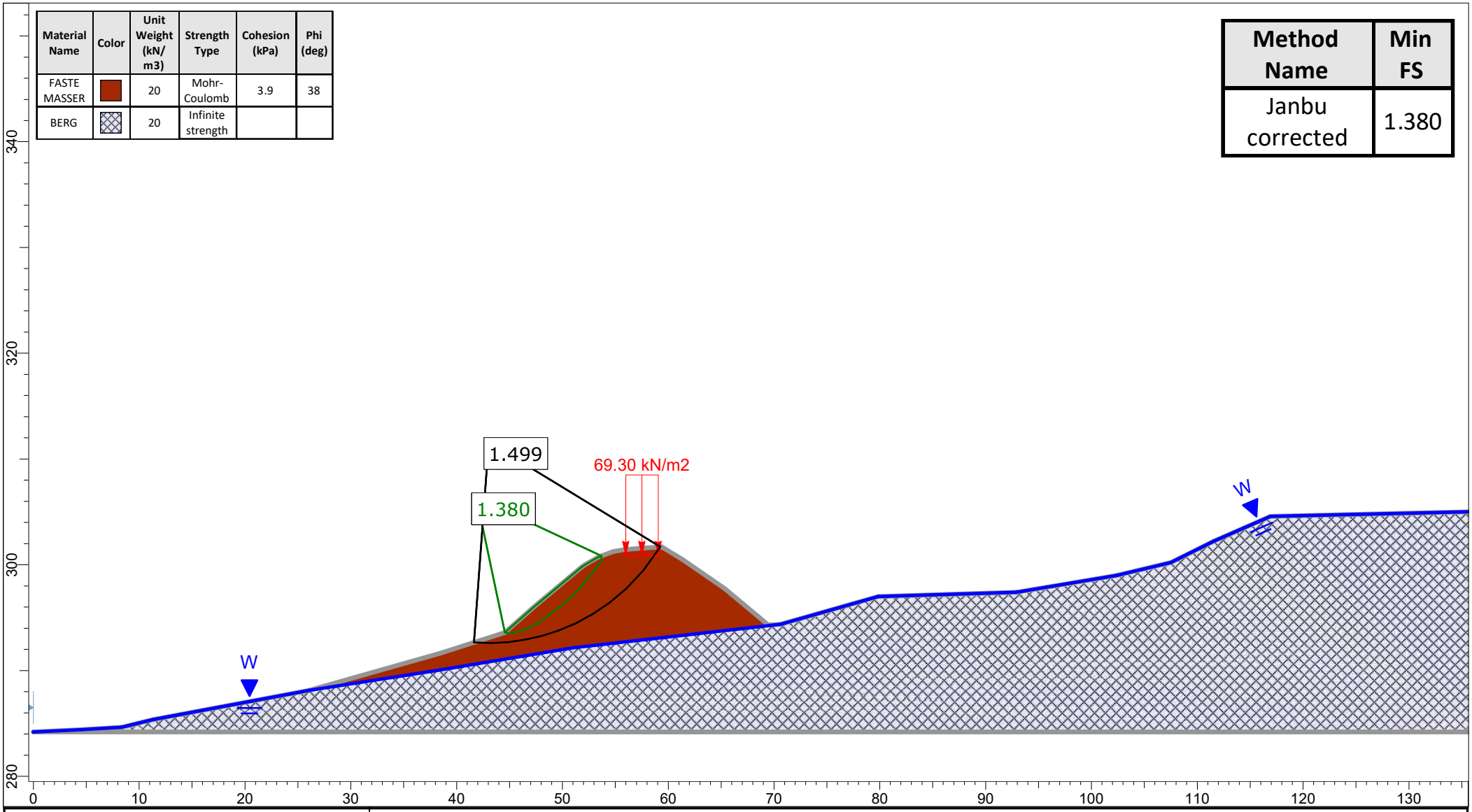
Målestokk 1:1 000

Ekvidistanse 1 m

Vedlegg C - Stabilitetsberegninger

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
FASTE MASSER		20	Mohr-Coulomb	3.9	38
BERG		20	Infinite strength		

Method Name	Min FS
Janbu corrected	1.380



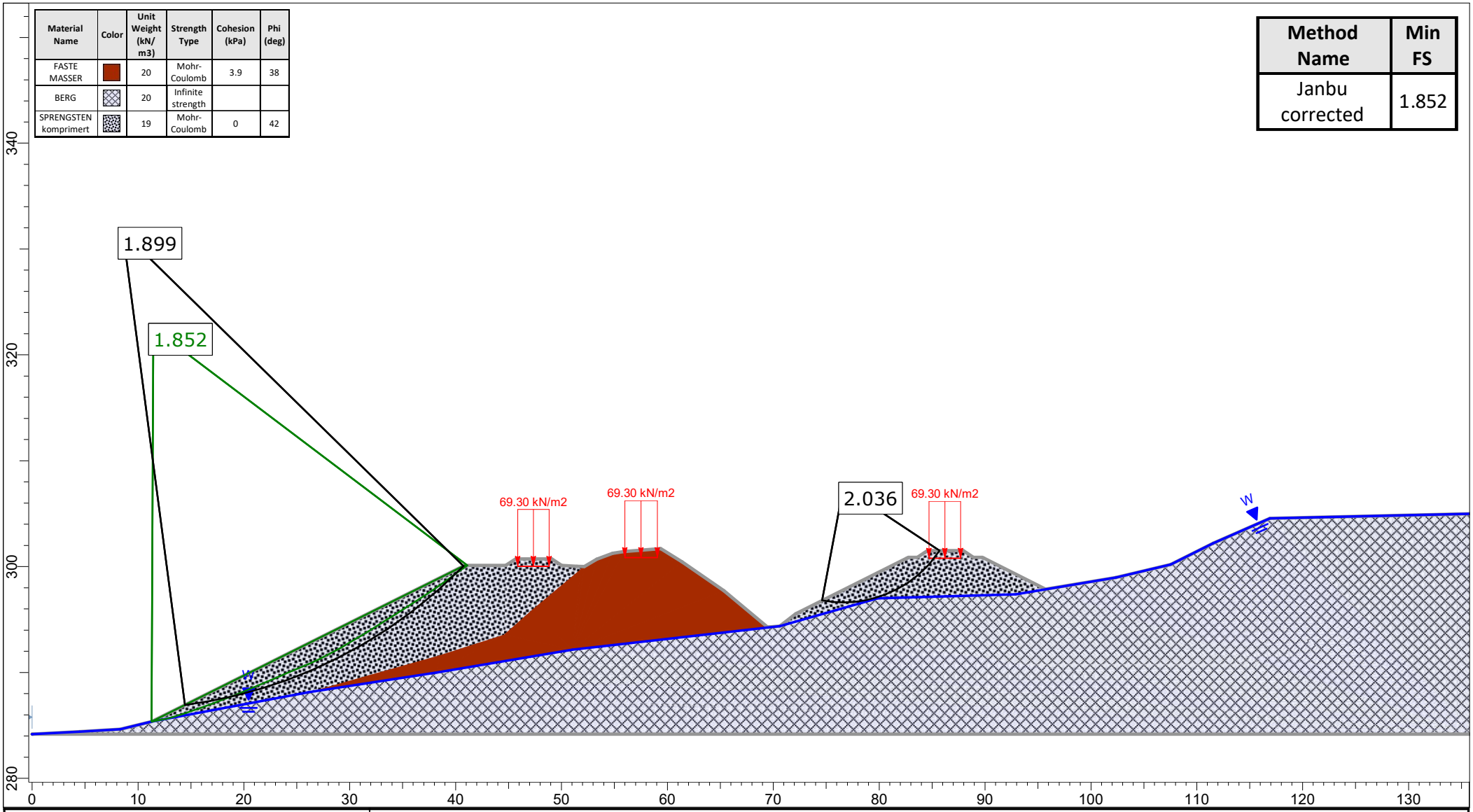
NIRAS	Project: 41400680-002 Horisontalen		
	Analysis Description: Eksisterende fylling med ny last		
	Drawn by: ASHE	Scale: 1:500	Company: NIRAS Norge AS
	Date: 11.08.2025		File Name: Snitt C-C.slmd

SLIDEINTERPRET 9.007

Vedlegg C - Stabilitetsberegninger

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
FASTE MASSER		20	Mohr-Coulomb	3.9	38
BERG		20	Infinite strength		
SPRENGSTEN komprimert		19	Mohr-Coulomb	0	42

Method Name	Min FS
Janbu corrected	1.852



Project	41400680-002 Horisontalen		
Analysis Description	Fremtidig situasjon, nytt kryssingsspor og buttspor med 35 tonn aksellast		
Drawn by	ASHE	Scale 1:500	Company NIRAS Norge AS
Date	11.08.2025		File Name Snitt C-C.slmd

SLIDEINTERPRET 9.007

Vedlegg D - Seismisk behovsavklaring

Oppfyller ikke aktuelle utelatelseskriterier i NS-EN 1998-1, NA.4.3.1(5)

Oppfyller aktuelle utelatelseskriterier i NS-EN 1998-1, NA.4.3.1(5)

Type konstruksjon	Seismisk grunnakselerasjon (a) [m/s²]	Seismisk klasse	Seismisk klasse iht:	Seismisk faktor (g)	Seismisk faktor iht:	Grunntype	Grunntype iht:	Elastisk responsspektrum (S)	Elastisk responsspektum iht:	agS	agS I henhold til	ag	ag i henhold til	Krav til videre analyse
Tunnel/snøoverbygg	0.3	III	NS-EN 1998-1 Tabell NA.4(902) og geotekniske konstruksjoner	1.25	NS-EN1998-1 NA.4 (901)	A	NS-EN 1998-1 Tabell NA.3.1	1.00	NS-EN 1998-1 Tabell 3.3	0.38	Oppfyller følgende utelatelseskriterie i NS-EN 1998-1, NA.3.2.1(5) punkt 2: agS<= 0,50 m/s^2 (kun gjeldene for grunntype A-E)	0.375	Oppfyller følgende utelateskritere i NS-EN 1998-1, NA.4.3.1(5) pkt 3: ag<=0,3 m/s2 (gjelder bare for grunntype A-E)	Det stilles ikke krav til videre analyse

Prosjekt: Horisontalen Prosjekt nr.: 41400680-002 Rev.: 0	Utarbeidet av: ASHE Kontrollert av: ABC Godkjent av: TTR