

Geoteknisk Rapport

Reguleringsplan for Rv. 36 Hønså bru med tilstøtende vei

Revisjonshistorikk

Rev	Dato	Beskrivelse av endringen	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
00	23.01.2026	Første leveranse	NO1B7D	NOASHY	NOCAOV
			23.01.2026	23.01.2026	23.01.2026

Sammendrag

Sweco Norge AS er engasjert av Statens vegvesen for å utarbeide reguleringsplan for ny Hønså bru med tilstøtende vei (Rv. 36: Pr.0 – Pr.3300) i Midt-Telemark, siden eksisterende bru ble skadet av to store flomhendelser i 2024. Det skal etableres en ny bru samt en midlertidig bru. Det vil også være behov for oppgradering av tilstøtende vei.

Denne rapporten angir en vurdering av grunnforhold og fundamentering for både den nye og den midlertidige bruene. De utførte grunnundersøkelsene viser at grovmasser dominerer mesteparten av prosjektområdet, særlig mellom Pr.0-Pr.2700 og rundt de planlagte nye og midlertidige bruene. Unntak er i delene nær Pr.250 og Pr.3250, som består av finstoffholdige masser.

Beregningene knyttet til bæreevne og setning viser at både den nye og den midlertidige bruene kan direktefundamenteres, og det ikke er behov for peler.

Det er gjort områdestabilitetsvurderinger i prosjektområdet i henhold til prosedyren fra Norges vassdrags- og energidirektorats (NVE) veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred». Basert på de oppnådde resultatene, vurderes fare for retrogressivt skred mellom ca. Pr.2700 og Pr.3300 i Verpe, hvor grunnen består av leire og siltig leire. Vurderingen angir en faresone (Verpe) med «Lav» faregrad og «Alvorlig» skadekonsekvens. To stabiliserende tiltak er valgt og analysert, og vurderingene viser at tiltakene oppfyller kravene for nødvendig sikkerhetsfaktor.

Lokalstabilitetsvurderinger er også utført langs veien, spesielt på steder med ha store fyllinger. Resultatene viser at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot lokale utglidinger av veifyllingene.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	1
2	Grunnlag	3
3	Terreng og grunnforhold.....	3
3.1	Topografi og kvartærgeologi	3
3.2	Grunnundersøkelser	5
3.3	Berg.....	6
3.4	Grunnvann.....	6
4	Prosjekteringsforutsetninger.....	6
4.1	Geoteknisk kategori	7
4.2	Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)	7
4.3	Prosjekterings- og utførelseskontrollkontroll	7
4.4	Krav til kontrollform	8
4.5	Tiltaksklasse iht. Plan og Bygningsloven	8
4.6	Kvalitetssystem	8
4.7	TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger	8
4.8	TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet	11
4.9	Seismisk dimensjonering	11
5	Geoteknisk prosjektering	12
5.1	Profil 0 – 400	12
5.2	Profil 400 – 700	13
5.3	Profil 700 – 1300 (Unntatt brusone).....	14
5.4	Ny og midlertidig Hønså brusone.....	14
5.5	Profil 1300 – 2050	14
5.6	Profil 2050 – 2700	16
5.7	Profil 2700 – 3300	16
6	Utførelse og kontroll på byggeplass	17
7	Videre arbeid	18
	Referanser	19

Tegninger

Tegningsnr.	Tegningsnavn	Målestokk
V100	Oversiktskart	1:5000
V101	Plan og profil Pr.0 – Pr.400	1:1000/1:750
V102	Plan og profil Pr.500 – Pr.900	1:1000/1:750
V103	Plan og profil Pr.1300 – Pr.1700	1:1000/1:750
V104	Plan og profil Pr.1700 – Pr.2100	1:1000/1:750
V105	Plan og profil Pr.2500 – Pr.2900	1:1000/1:750
V106	Plan og profil Pr.2900 – Pr.3300	1:1000/1:750

Vedlegg

Vedlegg 1	Resultater fra lokalstabilitetsberegninger
Vedlegg 2	10247111-RIG-N01-Rev01_Geoteknisk notat reguleringsplan og byggeplan for Rv. 36 Hønså bru
Vedlegg 3	10247111-RIG-N02-Rev00_Rv. 36 Hønså bru med tilstøtende veg - Områdestabilitetsvurdering

1 Innledning

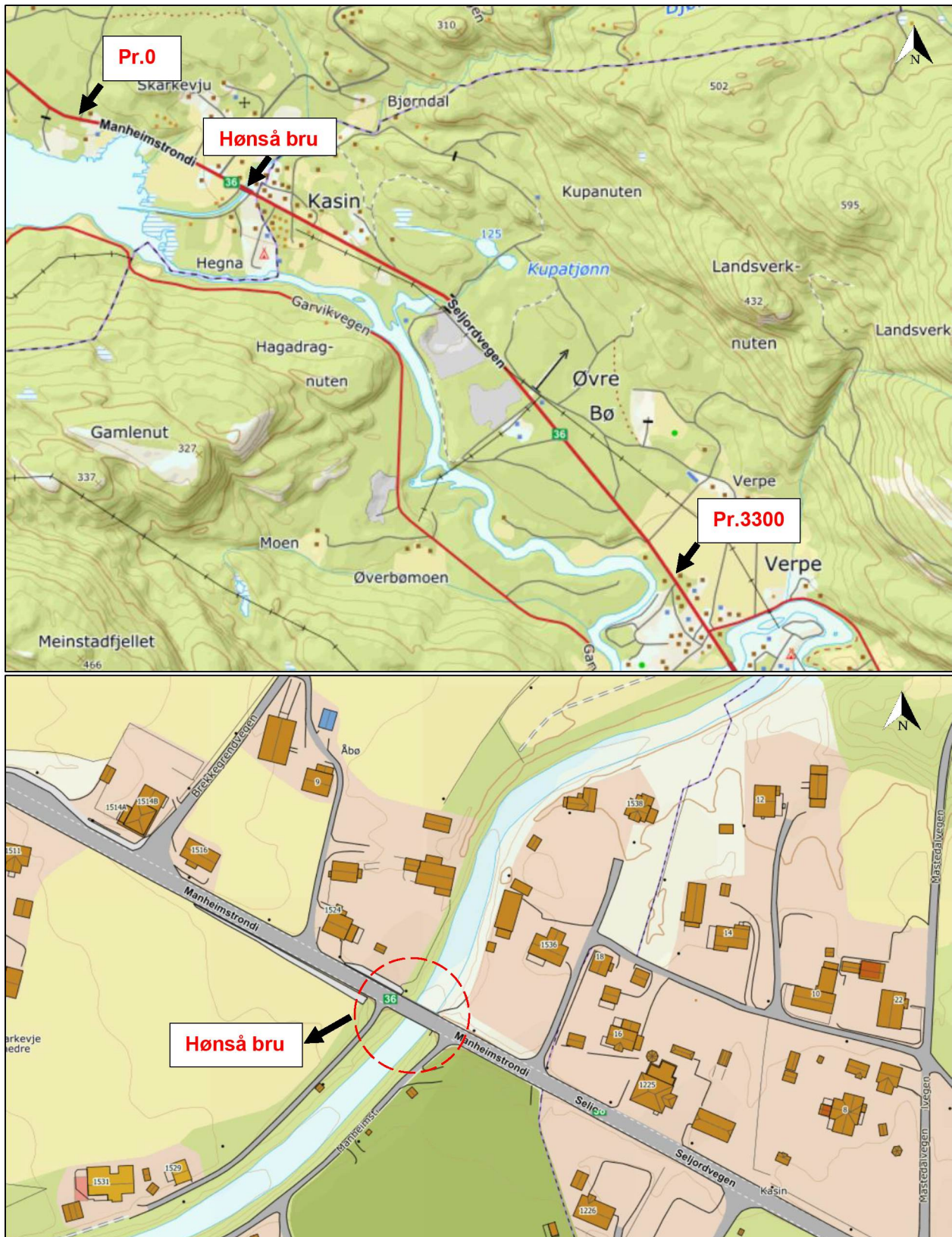
Sweco Norge AS er engasjert av Statens vegvesen, divisjon drift og vedlikehold, avdeling plan og utbygging sør, for å utarbeide reguleringsplan for ny Hønså bru med tilstøtende vei (rv. 36) i Midt-Telemark. Denne rapporten beskriver grunnforhold og geotekniske vurderinger knyttet til etablering av en ny bru samt en midlertidig bru. Foreliggende rapport omfatter også geoteknisk prosjektering av tilstøtende vei.

Eksisterende Hønså bru ble midlertidig stengt og erstattet av en beredskapsbru på grunn av betydelige skader etter to store flomhendelser i 2024. Den første flommen inntraff 23. juli og førte til undergraving av det østlige landkaret, samt betydelige setninger. Det ser ut til at det østlige landkaret har vært utsatt for varig erosjon foran og under fundamentet, som ble forsterket under flommen og resulterte i setninger og fremover vipping av landkaret. Som følge av bruens tilstand etter flommen ble veien stengt. En Bailey-bru ble bygd på nye støttepunkter.

I tillegg ble det lagt stein under landkarsveggen og en steinfylling foran landkaret. Omtrent én måned senere, den 3. september 2024, inntraff en ny og kraftigere flom. Denne flommen tok med seg deler av eiendommen oppstrøms bruene, og fyllingen som ble lagt ut etter flommen 23. juli ble vasket bort, men det oppsto ingen større skader på brukonstruksjonen.

Siden det østlige landkaret til eksisterende bru har fått betydelig skjevsetning inn mot bruene, vurderes etablering av en ny bru. I tillegg til ny bru, skal det etableres en midlertidig bru sør for dagens bru, hvor trafikken skal ledes i perioden den nye Hønså bruene etableres. Figur 1-1 viser et oversiktskart av prosjektområdet: Hønså bru med tilstøtende vei.

Reguleringsplanens utstrekning er på ca. 3,3 km. Ny bru og vei planlegges på samme sted som dagens, men med justering av horisontalkurvene i hver ende. Ettersom eksisterende Hønså bru ligger i et høybrenn, er det behov for justering av vertikalkurvaturen. Det vil også være behov for å vurdere omlegging og sammenslåing av flere avkjørsler.



Figur 1-1 Oversikt over prosjektmrådet (Kilde bakgrunnskart [1]).

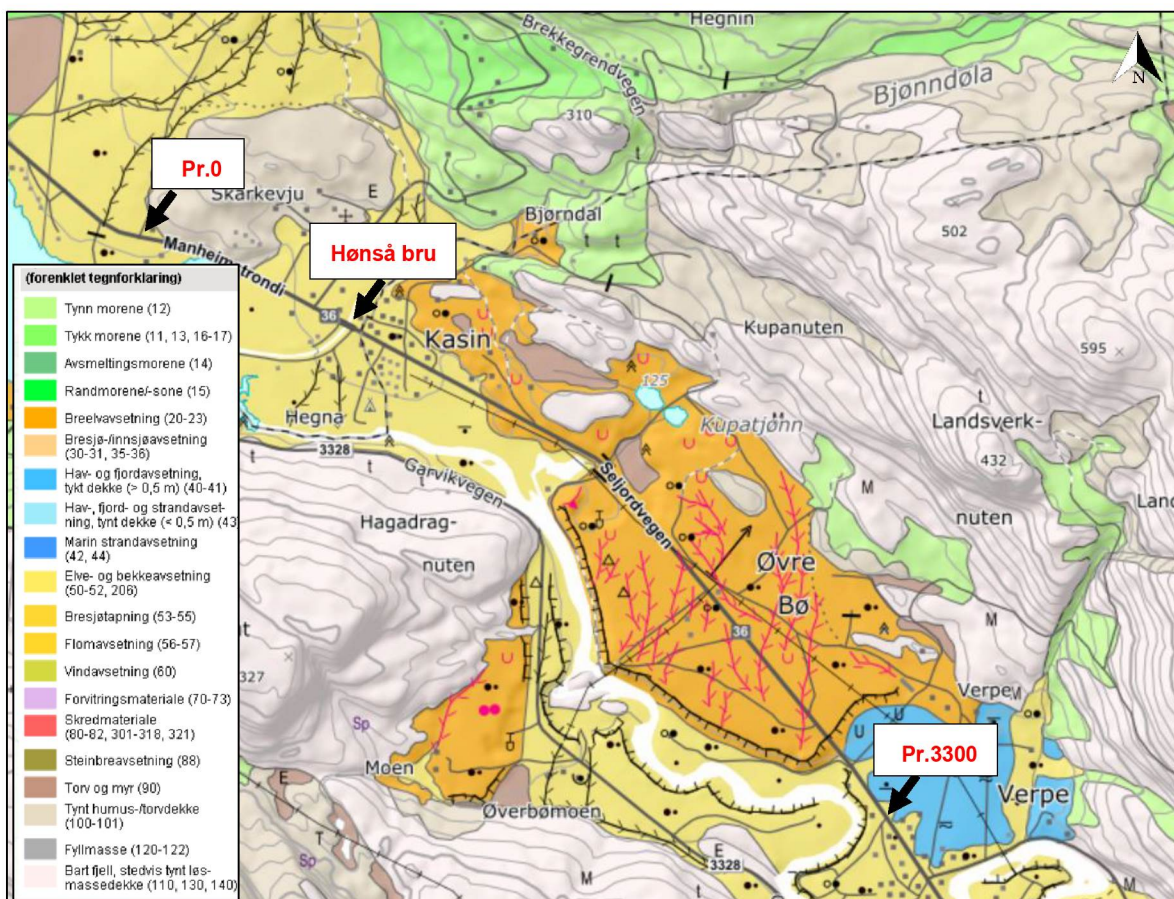
NGUs løsmassekart for området, vist i Figur 3-2, gir en grov oversikt over løsmassetyper i overflaten [3]. I dybden kan det forekomme andre typer løsmasser.

Det vises forskjellige løsmassetyper i prosjektområdet. Langs Manheimstrondi, fra Pr.0 til Pr.400, vises et tynt dekke av organisk materiale over berggrunn på nordsiden og elve- og bekkeavsetninger på sørsiden mot Seljordsvatn. Området før, etter og rundt bruene fra, Pr.400 til Pr.1300 består også av elve- og bekkeavsetninger som er transportert og avsatt av elver og bekker. «Sortert sand og grus dominerer, og partiklene er ofte godt rundet. Avsetningene kan ha meget varierende mektigheter» [3].

I Øvre Bø langs Seljordvegen, fra Pr.1300 til Pr.3050, vises breelavsetninger. Disse avsetningene er transportert og avsatt av breelver, og sedimentet består av sorterte, ofte lagdelte avsetninger av forskjellig kornstørrelse fra fin sand til stein og blokk, og kan ha mektigheter på flere titalls meter.

Lengre sørøst i Verpe, fra Pr.3050 til Pr.3300, vises både elve- og bekkeavsetninger samt hav- og fjordavsetninger med sammenhengende dekke. «Hav- og fjordavsetninger inkluderer marin avsetning med mektighet opp til mange titalls meter. Avsetningstypen kan også omfatte skredmasser fra kvikkleireskred» [3].

I en liten sone midt i reguleringsplanen og på nordsiden av Seljordvegen fra Pr.1800 til Pr.1950 vises torv og myr eller organisk løsmasstype. «Organisk materiale er dannet av ikke nedbrutte planterester, akkumulert gjennom perioden etter siste istid» [3]. Det vises også et lite parti mellom fra Pr.1500 til Pr.1650 med bart fjell uten løsmassedekke.



Figur 3-2: NGUs løsmassekart langs prosjektområde [3].

3.2 Grunnundersøkelser

3.2.1 Tidligere grunnundersøkelser

Statens vegvesen utførte i 1995 feltforsøk for å vurdere bæreevnen på utvalgte deler av Rv. 36 fra Sanda bru til Vefall, som vist på Figur 3-3 [4]. Det ble gjennomført prøveboringer og prøveserier for å evaluere bæreevnen på denne veistrekningen. Prøveboringene er generelt grunne, med dybder på inntil 1,6 meter. Prøveboringene og prøveseriene viser generelt sandig grusig og grusig sandig materiale (T1-teleggruppe). I noen områder ble det også påvist sandig grusig siltig materiale (T2-teleggruppe), sandig siltig grusig materiale (T3-teleggruppe), eller leirig silt, sandig silt, silt, og siltig sandig materiale (T4-teleggruppe) under øvrige grovere masser.



Figur 3-3: Den røde ovalen viser delen av Rv. 36 hvor tidligere grunnundersøkelser er utført [4].

Det finnes også en rapport fra Statensvegvesen knyttet til utbedringsarbeider på Rv. 36 fra øvre Bø til Heggeneset (Norsk vegplan hovedparsell NR. 11 og 12) som beskriver grunn- og fundamenteringsforhold [5]. Det ble tatt opp prøver av veikroppen og undergrunnen som ble analysert i laboratoriet. Basert på beskrivelser i denne rapporten, ble det vist varierende grunnforhold. I noen deler ligger veien på undergrunn av grus, men i noen andre deler ligger veien på undergrunn av silt.

3.2.2 Utførte grunnundersøkelser

Det er, i denne reguleringsfasen, utført geotekniske grunnundersøkelser i prosjektområdet av Statens vegvesen i mai 2025. Det er utført totalt 24 stk. totalsonderinger, en trykksondering og ble tatt opp prøveserier i to punkter [6].

De utførte grunnundersøkelsene viser at grovmasser dominerer mesteparten av prosjektområdet, særlig mellom Pr.0–Pr.2700 og rundt de planlagte nye og midlertidige bruene. Unntak er i delene nær Pr.250 og Pr.3250, der løsmassene består av finstoffholdige masser henholdsvis vist i BH17 og BH3..

Poseprøver som er tatt i BH17 (nær Pr.250) viser at grunnforholdet består av sand og siltig sand. Det er ikke påvist noe sprøbrudd egenskap i prøvene. Totalsonderingen i BH17 viser relativt kort dybde til antatt berg, ca. 10 m, med påvist berg i dagen nord for veien.

Prøvetaking i BH3(nær Pr.3250) viser at grunnforholdet består av leire eller siltig leire masser, mellom dybden ca. 4 m til dybder på 12 til 15 m. Det samme laget vises i BH4. Laboratorieundersøkelsene viser at leirelaget har sprøbrudd egenskap. En prøve som ble tatt fra dybden 5-6 m viser kvikkleire, og en annen prøve fra dybden 11-12 m viser siltig leire, med omrørt skjærfasthet på 2,1 kPa, som ligger på grensen til sprøbruddmaterialer (2 kPa basert på NS8015). Det er ikke påvist berg inntil dybde på 21,5 m i boringene.

3.3 Berg

Ifølge de utførte grunnundersøkelsene er det kun rundt Pr.1800 hvor det er påvist antatt berg ved boringene. BH10 og BH11 er gjennomført rundt denne profilen, og berggrunn er rapportert å ligge på henholdsvis 10,3 m og 17,7 m under terrenget.

I tillegg er det observert bergblotninger nord og øst for veien langs Pr.100–Pr.300 og rundt Pr.1800. NGUs løsmassekart viser også at disse profilene ligger i nærheten av en sone med bart fjell med stedvis tynt løsmassedekke, som vist i Figur 3-2.

3.4 Grunnvann

Det er ikke installert poretrykksmålinger i området. Det renner Bø-elva vest av sørvest for veien mens fjell stiger opp øst og nord for veien. Det antas at grunnvannstanden ligger i elv-nivå med slak økning mot fjellet.

4 Prosjekteringsforutsetninger

Gjeldende regelverk og prosjekteringsstandarder legges til grunn for den geotekniske prosjekteringen:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 (Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2025 (Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler)
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger)
- NS-EN 1998-2:2005+A2:2011+NA:2025 (Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer)
- NS3458:2004 Komprimering – Krav og utførelse
- Byggteknisk forskrift (TEK 17)
- Byggesaksforskriften (SAK 10)

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

- Veiledning til TEK 17
- Veiledning til SAK 10
- Statens vegvesen (SVV), Håndbok N200 Vegbygging, 2024
- Statens vegvesen, Håndbok N-V220 Geoteknikk i vegbygging, 2025
- Statens vegvesen, Håndbok N-V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, 2025

Tabell 4-1 oppsummerer de valgte sikkerhetsprinsippene for tiltakene i forskjellige delområder. Begrunnelser til valgene er gitt i kapittel 4.1 til 4.9.

Tabell 4-1: Oppsummering av valgte sikkerhetsprinsipper for tiltaket

Tiltak i delområde:	Geoteknisk kategori	CC/RC	PKK/UKK	Tiltaksklasse	Tiltakskategori NVE 1/2019
Pr. 0 til Pr. 400	2	2	2	2	-
Pr. 400 til Pr. 700	2	2	2	2	-
Pr. 700 til Pr. 1300 (Unntatt brusone)	2	2	2	2	-
Ny og midlertidig Hønså bru	2	3	3	3	-
Pr. 1300 til Pr. 2050	2	2	2	2	-
Pr. 2050 til Pr. 2700	2	2	2	2	-
Pr. 2700 til Pr. 3300	3	2	2	2	K4

4.1 Geoteknisk kategori

NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2025 [7] stiller krav til prosjektering av geotekniske konstruksjoner. Kravene til geoteknisk prosjektering deles i tre geotekniske kategorier, 1-3, og valg av kategori gjøres i henhold til standardens punkt 2.1 "Krav til prosjektering" i [7].

Det skal bygges en ny og en midlertidig bru. Brufundamentene skal etableres i et område med gode grunnforhold bestående av friksjonsmasser. Begge bruene er planlagt direktefundamentert med stripefundamenter [8]. Prosjektområdet mellom pr.0 og pr.2700 innebærer imidlertid ingen unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller sprengningsforhold, og er plassert i geoteknisk kategori 2, se Tabell 4-1. Mulig bergskjæringer rundt Pr. 140 og Pr. 290 kan også plasseres i geoteknisk kategori 2 da bergskjæringshøyder er mindre enn 10 meter. Unntaket er den siste delen av veien som ligger mellom Pr.2700 og Pr.3300. Denne delen kan plasseres i geoteknisk kategori 3 iht. N200, kap. 1.1.1-2 [9] på grunn av påvist sprøbruddmateriale i området.

4.2 Konsekvens-/pålitelighetsklasse (CC/RC)

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [10] definerer byggverks plassering med hensyn til konsekvensklasse og pålitelighetsklasse (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B i tabell B1 (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1 (901). Denne tabellen angir tydelig CC/RC3 for veibruer, og de midlertidige og nye bruer er plassert i CC/RC3, se Tabell 4-1.

Veiledning til valg av geoteknisk konsekvensklasse for vei er gitt i tabell 1.1.1-1 i N-V220:2025 [11] og veier som har årsgjennsnitt (ÅDT) mellom 1500 og 8000 kan plasseres i CC/RC2. Basert på tilgjengelige data har veien ÅDT på 2460, og den forventede trafikkmengden eller den beregnede ÅDT-en for 2045 skal være inntil 2766, og vegbygging i hele strekningen kan plasseres i CC2, se Tabell 4-1. Det ønskes å merke at strekningen mellom Pr.2700 til Pr.3300, i knyttet til påvist sprøbruddmateriale, er utredet for lokale- og områdestabilitet i et eget notat [12].

Pålitelighetsklasse (RC) er direkte knyttet til konsekvensklasse (CC) for vegbygging i henhold til tabell 1.1.3-1 i N200:2024 [9], og veibygging i hele strekningen er plassert i RC2, se også Tabell 4-1.

4.3 Prosjekterings- og utførelseskontrollkontroll

NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [10] gir føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av pålitelighetsklasse. Dette innebærer i henhold til tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) at det for prosjekterings- og utførelseskontroll av geotekniske arbeider for bruene (som er plassert i CC/RC3) kan forutsettes prosjekteringskontrollklasse PKK3 og utførelseskontrollklasse UKK3.

For veiprosjekter velges PKK og UKK på bakgrunn av både pålitelighetsklasse og geoteknisk kategori [9]. Det kan derfor forutsettes PKK2 og UKK2 for geotekniske arbeider for vegbygging i hele strekningen i henhold til tabell 1.2.1-1 og tabell 1.2.2-1 i N200:2024 [9], se også Tabell 4-1.

4.4 Krav til kontrollform

For geoteknisk prosjektering og utførelse av arbeidene gjelder dermed at det utføres egenkontroll (DSL 1), intern systematisk kontroll (DSL 2) og i tillegg utvidet kontroll (DSL 3). I henhold til standarden [10] og N200:2024 [9] kan utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll i klasser PKK2 og UKK2 begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert av det prosjekterende foretaket. For utvidet kontroll i PKK3/UKK3 er det nevnt at det utførte arbeidet skal i tillegg kontrolleres tilstrekkelig til å gi tillit til at arbeidet er tilfredsstillende og utføres som en faglig kontroll. Kontrollene skal utføres i byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller et annet foretak som er uavhengig av foretaket som utførte arbeidene.

4.5 Tiltaksklasse iht. Plan og Bygningsloven

I henhold til SAK 10 §9-4 [13] vurderes Tiltaksklasse 2 for geotekniske arbeider knyttet til veibygging og Tiltaksklasse 3 for geotekniske arbeider knyttet til bruene.

4.6 Kvalitetssystem

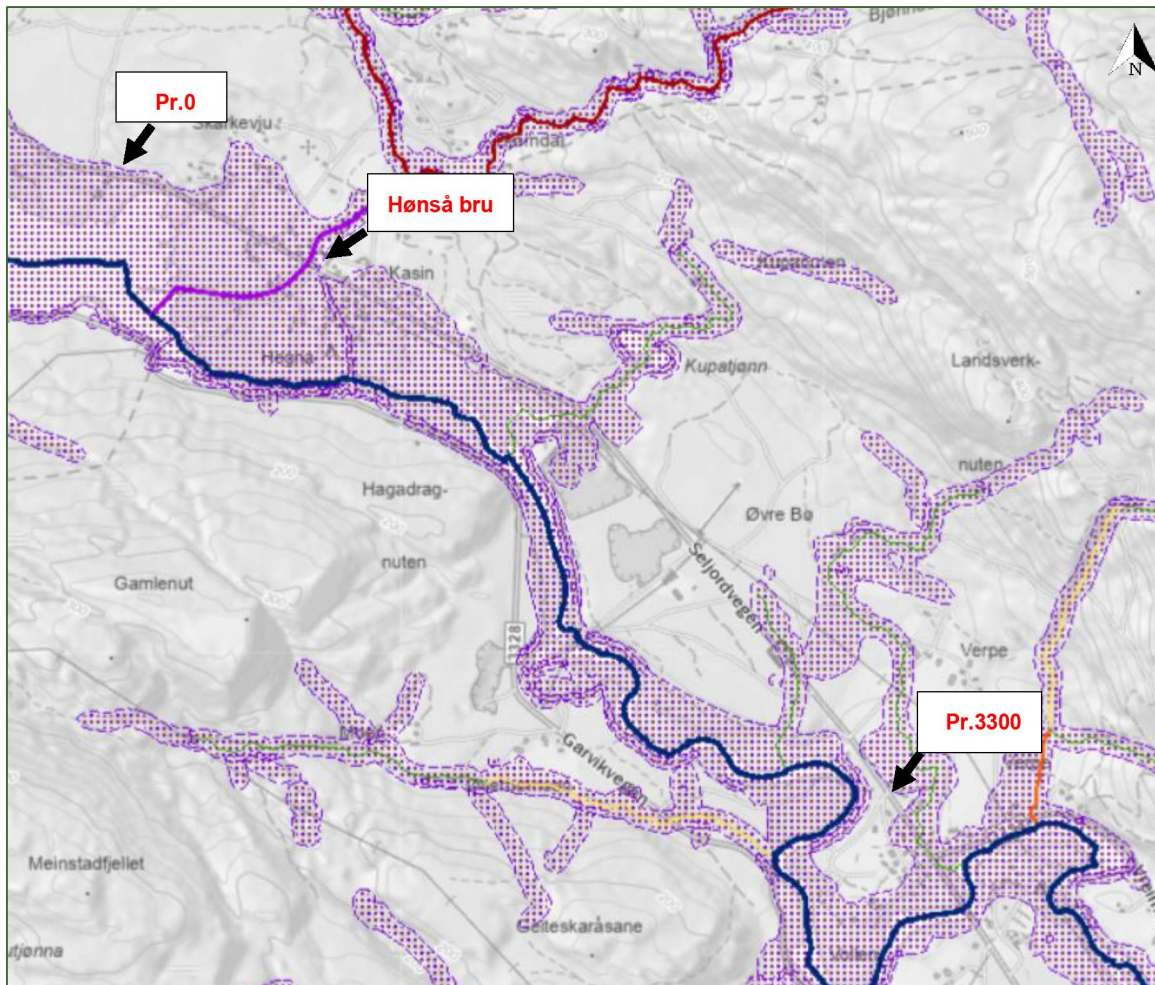
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 [10] krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem være tilgjengelig, og at dette systemet skal tilfredsstillende NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. Swecos kvalitetssystem tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er derfor ivarettatt for alle pålitelighetsklasser.

4.7 TEK 17 § 7, Sikkerhet mot naturpåkjenninger

I henhold til TEK 17 § 7 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo og skred) [14].

4.7.1 Flom og stormflo

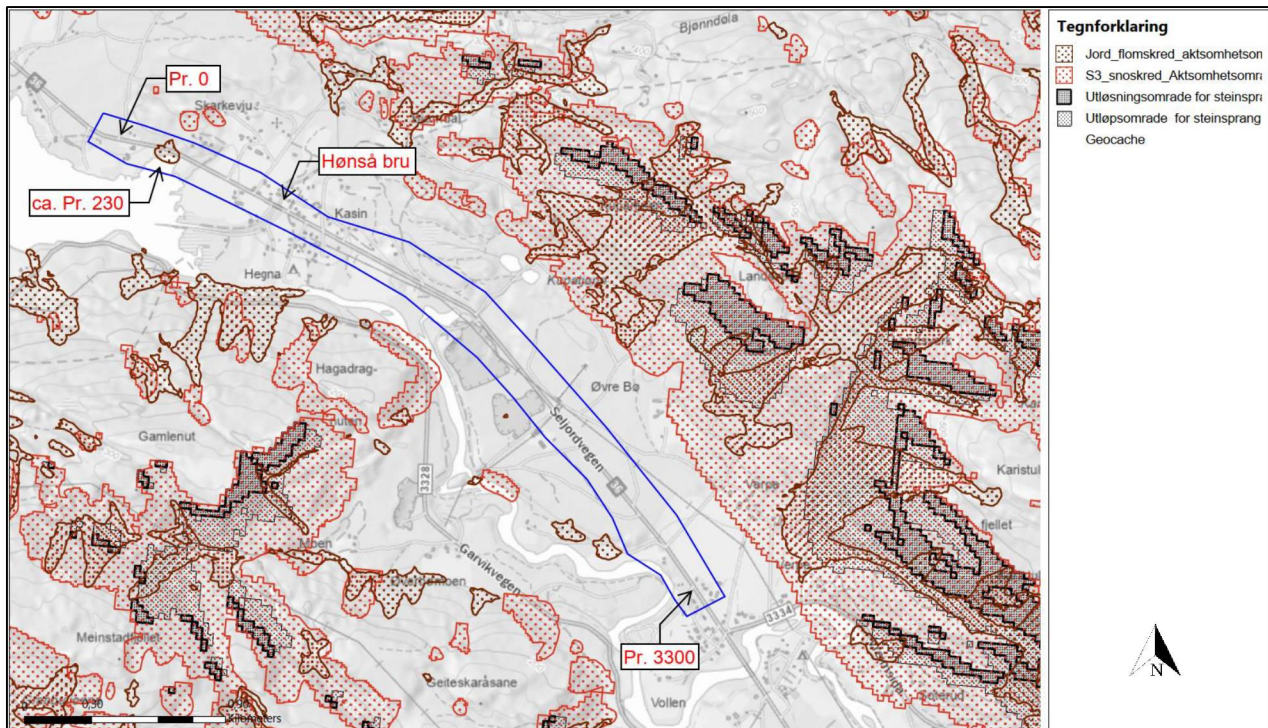
Tiltaksområdet ligger under aktsomhetssone for 200-års flom, som vist i Figur 4-1. Det er utarbeidet hydrologiske rapporter av Sweco i 2024 og 2025, som inneholder flomberegning, vannlinjemodellering og erosjonssikring for Hønså bru [15] [16].



Figur 4-1: Oversikt over aktsomhet for flom [17].

4.7.2 Skred i bratt terreng

Ifølge NVEs aktsomhetskart, vist i Figur 4-2, ligger planområdet ikke i snø- og fjellskredfaresoner. I et parti rundt Pr. 230, finnes imidlertid en aktsomhetssone for jord- og flomskred innenfor prosjektområdet. Dette bør vurderes nærmere i nestefase av ingeniørgeolog.



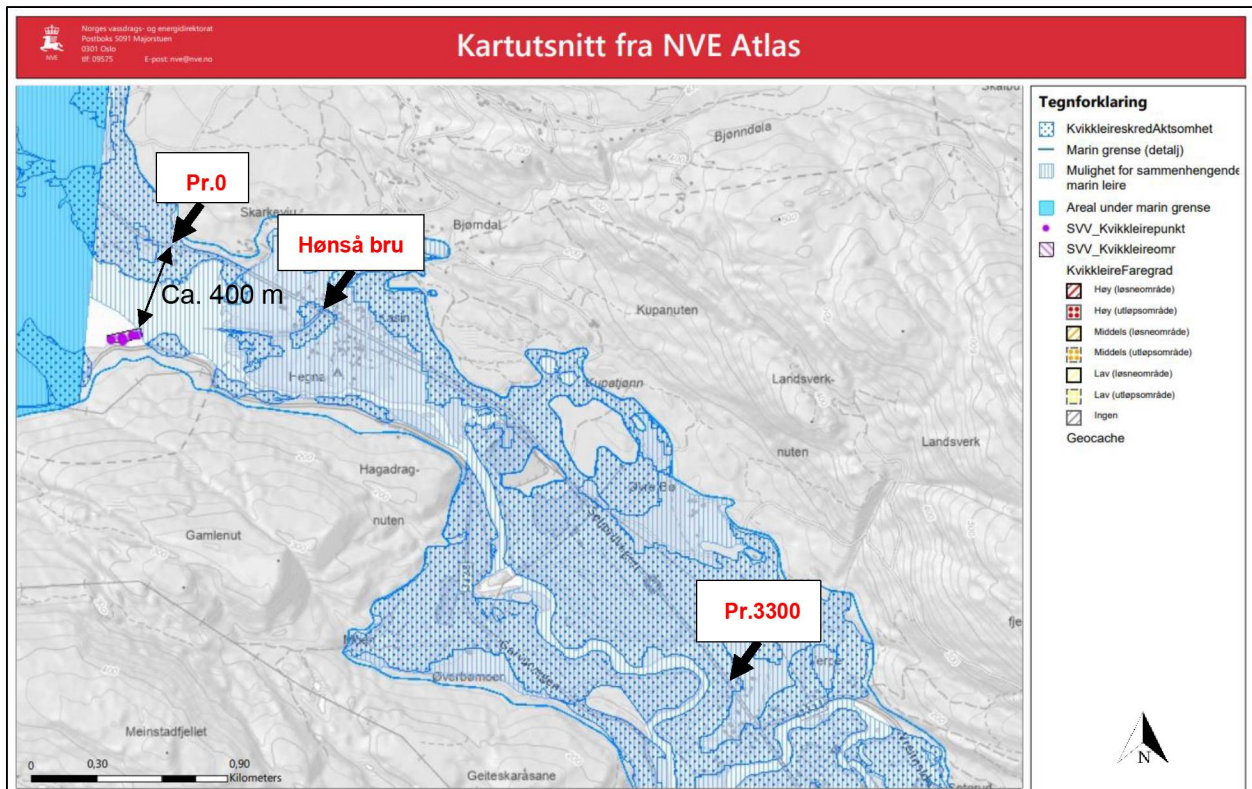
Figur 4-2: Aktsomhetssoner for skred i bratt terreng [17]. Prosjektområdet markert i blått omriss.

4.7.3 Skred i sprøbrudmateriale

Ifølge kart fra NVE Atlas [18], vist i Figur 4-3, ligger hoveddelen av prosjektområdet under mulighet for sammenhengende marin leire og aktsomhet for kvikkleireskred.

Det nærmeste bekreftede området med påvist kvikkleire ligger omtrent 400 m sørvest for pr. 0-punktet, i den sørlige delen av Seljordsvatn.

Siden planlagte tiltak ligger innenfor områder med mulig marin leire, og det er påvist leirelag med sprøbrudd egenskap i en del av prosjektstrekningen, som er diskutert i kapittel 3.2.2, er videre utredning av områdestabilitet i henhold til NVEs kvikkleireveileder [19] utført. Det gjeldende notatet for områdestabilitetsvurderingen er gitt i eget notat 10247111-RIG-N02 [12]. Notatet er også lagt ved i denne rapporten, se vedlegg 3.



Figur 4-3: Oversikt over marin grense og aktsomhetsområde for kvikkleireskred i planområdet [17].

Det er også utført lokalstabilitetsvurderingen i dette prosjektet. Omfattende resultater for lokalstabilitetsberegninger er gitt i kapittel 5 og vedlegg 1.

4.8 TEK 17 § 10, Konstruksjonssikkerhet

I henhold til TEK 17 § 10 [14] vil forskriftens minstekrav til personlig og materiell sikkerhet være oppfylt dersom det benyttes metoder og utførelse etter Norsk Standard (altså Eurokoder med tilhørende nasjonale tillegg). Da det legges til grunn en prosjektering basert på Eurokodene som angitt i punkt 4.1, vil TEK 17 § 10 være ivarettatt.

4.9 Seismisk dimensjonering

NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8) [20] gir regler for prosjektering av konstruksjoner for seismiske laster. Seismisk grunntype kan velges i henhold til tabell NA.3.1 i Eurokode 8 [20]. Generelt avleiringer i ny og midlertidig bru området samt langs hovedstrekning av veien er dypt og hovedsakelig består av sand og grus, som vurderes middels fast til fast. Basert på dette konkluderes det med at grunntype C er aktuelle for disse områdene. For øvrige enkelte områder med leire og siltig leire, velges det grunntype D.

Bruer blir klassifisert i fire seismiske klasser (I – IV) avhengig av konsekvensene et sammenbrudd har. Tiltaket er plassert i seismisk klasse II med seismisk faktor $\gamma_I = 1,0$ ifølge Eurokode 8: Del 2 (Tabell NA.2(901) og NA.2(903) [21]), etter et veiledende eksempel «vegbruer med $L_{tot} \leq 50m$ som samtidig har $\dot{A}DT \leq 8000$ ». Veien og eventuelle konstruksjoner (f.eks. støttemur) langs veien kan også plasseres i seismiske klasse I eller II i henhold til tabell NA.4(902) [20] med seismisk faktor henholdsvis $\gamma_I = 0,7$ eller $1,0$.

Forsterkningsfaktor S bestemmes i henhold til responsspektre av type 2, presentert i tabell 3.3 i Eurokode 8 [20]. Forsterkningsfaktoren for grunntype C er $S = 1,5$, og for grunntype D er $S = 1,8$.

En spissverdi for grunnakselerasjon, $a_{gR} = 0,20$ velges i henhold til tabell NA.3.2(904) i Eurokode 8 [20] da Hønså bru ligger i Midt-Telemark.

For tiltakene som skal plasseres i seismisk klasse I stilles det ikke krav om dimensjonering for seismisk påvirkning i henhold til NA.3.2.1 (5) [20] oppfylte utelatelseskriteri.

For tiltakene i seismisk klasse II:

$$\text{For grunntype C: } a_g S = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S = 1 \cdot 0,2 \cdot 1,5 = 0,3 \leq 0,5 \text{ m/s}^2$$

$$\text{For grunntype D: } a_g S = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S = 1 \cdot 0,2 \cdot 1,8 = 0,36 \leq 0,5 \text{ m/s}^2$$

Basert på oppfylte kriterier listet i NA.3.2.1(5) [20], stilles det derfor ikke krav om dimensjonering for seismisk påvirkning.

5 Geoteknisk prosjektering

I denne seksjonen beskrives grunnforholdene og noen beregninger knyttet til fylling eller skjæring langs veien i prosjektområdet. Basert på de utførte totalsonderingene langs prosjektområdet, er det valgt å vurdere sju områder som beskrives nedenfor i kapittel 5.1 til 5.7.

I noen områder er det bare beskrevet grunnforhold, men i noen av dem er det også behov for stabilitetsberegninger angående skjæring eller fylling. Stabilitetsanalysen er utført i beregningsprogrammet Geostudio Slope/W versjon 23.1.2.

Oppsummering av gjeldende krav til sikkerhetsfaktor i forskjellige delområder er vist i Tabell 5-1. Siden tiltaket inkluderer vegbygging, er kravene som beskrevet i kapittel 1.4.2-1 i N200:2024 [9] brukt for tiltak med konsekvensklasse CC2 eller CC3 i effektivspenningsanalyse. For det siste delområdet mellom Pr. 2700 og Pr. 3300, er kravene valgt også basert på NVEs kvikkleireveileder [19], samt N200 [9] for både total- og effektivspenningsanalyse som er diskutert i det relevante notatet [12], eller se vedlegg 3.

Tabell 5-1: Gjeldende krav til sikkerhetsfaktor/material partialfaktor i forskjellige delområder

Delområde	Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme	Krav
Pr. 0 til Pr. 400	Drenert	CC2	Nøytralt	1,4
Pr. 400 til Pr. 700	Drenert	CC2	Seigt	1,3
Pr. 700 til Pr. 1300 (Unntatt brusone)	Drenert	CC2	Seigt	1,3
Ny og midlertidig Hønså bru	Drenert	CC3	Seigt	1,4
Pr. 1300 til Pr. 2050	Drenert	CC2	Seigt	1,3
Pr. 2050 til Pr. 2700	Drenert	CC2	Seigt	1,3
Pr. 2700 til Pr. 3300	Viser til Tabell 3.5 i områdestabilitetsvurderingsnotatet [12] (vedlegg 3)			

5.1 Profil 0 – 400

5.1.1 Grunnforhold

I dette området ligger hovedsakelig bratt fjell på nordsiden og ligger Seljordsvatn innsjø på sørsiden (se tegning V101). BH16, BH17 og BH18 er utført i dette området. Ved BH17, som ligger i nærheten av innsjøen på sørsiden i Pr.250, består grunnen av bløte masser mellom dybde på ca. 2,5 og 8 meter. De utførte lab-resultatene viser at bløttelagene består av sand og siltig sand. Basert på merknaden fra feltenheten ligger skrått fjell på ca. 8 meter, som kan tolkes som antatt berg ved 8 m. I BH18 ved Pr. 0 og BH16 ved Pr. 390,

vises forskjellige grunnforhold i dybden. Et fast lag som består av sand og grus er påvist fra terrenget ned til 6 meter. Deretter ligger et lag med lavere motstand ned til dybder på ca. 21,5 meter, som kan sannsynligvis tilsvare til siltig sand- og sandlaget vist i BH17.

5.1.2 Stabilitetsforhold

Det er hovedsakelig planlagt fylling på nordsiden av dagens vei langs denne strekningen. Det er utført stabilitetsberegning i et kritisk snitt (Pr. 270) der det forventes fylling på sørsiden på skrånende terreng.

Resultatet fra stabilitetsberegninger er vist i vedlegg 1-figur V-1. Beregning profilen er modellert ifølge BH17 og inneholder lagdelingene og materialparameterne gitt i Tabell 5-2 over antatt berg.

Tabell 5-2: Valgte materialparametere i stabilitetsberegning Pr. 270.

Lag / Materiale	Tyngdetetthet γ (kN/m ³)	Friksjonsvinkel ϕ (°)	Kohesjon c' (kPa)	Merknad
Fyllmasser	19	40	1,5	Fra erfaringsdata i tabell 3.6.2-1 i N-V220:2025 [11]
Sand/Siltig sand	17	32	0	Fra erfaringsdata i tabell 3.6.2-1 i N-V220:2025 [11]

Grunnvannstand er i stabilitetsberegninger satt til ca. kote +116 i sørsiden (innsjø kote), og det er antatt at vannivået er i fjell kote i ca. kote +120 på nordsiden. Det er benyttet dimensjonerende trafikklast på 19,5 kPa over hele bredden av veien. Se vedlegg 1-figur V-1.

Analysen viser tilfredsstillende stabilitet av ferdig etablert fylling. Beregnede sikkerhetsfaktor for den kritiske glideflaten er 1,37 (~1,4) som oppfyller kravet. Det vil også merkes at det er benyttet konservativt materialparametere ($c' = 0$) for sand/siltig sand.

Tabell 5-3: Oppsummering av sikkerhetsfaktorer fra stabilitetsberegninger

Profil	Sikkerhetsfaktor	Krav	Oppfyller kravet?
Pr. 270	1,37 (~1,4)	1,4	Ja

5.1.3 Setningsforhold

Små planlagte fyllinger samt grunnforhold av sand/siltig sand tilsier at det ikke er påkrevd med setningsreducerende tiltak på strekningen. Eventuelle setninger vil unnagjort i anleggsperioden.

5.2 Profil 400 – 700

5.2.1 Grunnforhold

Dette området inkluderer en flat sone før Hønså bru langs Manheimstrondi, hvor BH14, BH15 og BH16 er utført (se tegning V101 og V102). I henhold til totalsonderingene i BH14 og BH15, kan to jordlag vurderes. Topplaget består av fast sand og grus ned til en dybde på ca. 7-8 meter, og deretter finnes et annet lag med lavere motstand, som kan bestå av sand og siltig sand, ned til borede dybder på ca. 21,5 meter. Ved BH16 viser også lignende lagdeling med ca. 6 meter fast sand og gruslag på toppen og lag med lavere motstand ned til dybde på ca. 21,5 meter.

5.2.2 Stabilitetsforhold

Tiltaket i denne strekningen inkluderer hovedsakelig utvidelse av veibredden i sørdelen med samme ferdig veinivå som eksisterende veien. Det kan være behov for masseutskifting av delen av det topp

humusholdige laget med planlagt veifylling. Siden det er planlagt små inngrep i denne strekningen og tiltaket ligger i et flatt terreng, er det ikke behov for stabilitetsberegningen.

5.2.3 Setningsforhold

Små planlagte inngrep (maksimum 2 meter fylling ved Pr. 700) samt grunnforhold av sand og grus tilsier at det ikke er forventet store mengder setninger langs denne strekningen. Basert på de utførte beregningene forventes en maksimal setning på ca. 3,5 cm. Det antas at mesteparten av eventuell setning vil skje i anleggsperioden på grunn av grovmasser.

5.3 Profil 700 – 1300 (Unntatt brusone)

5.3.1 Grunnforhold

Dette området inkluderer flat soner før og etter Hønså bru (se tegning V102). Flere boringer finnes langs elva (Bjørndøla) rundt Hønså bru (BH19 – BH26) og enkelte boringer langs veien (BH13 og BH14) i dette området. Det er ikke påvist berg i boringene. Ifølge BH13 ligger det faste lag av antatt sand og grus fra terrenget ned til dybde på ca. 21,4 meter. I de øvrige boringene rundt elva og i BH14 ligger også et lag med lavere motstand under den topp faste masser. Dette laget forventes å bestå av sand og siltig sand.

5.3.2 Stabilitetsforhold

Stabilitetsforhold er samme som det som er beskrevet i kapittel 5.2.2. Det er planlagt begrenset fylling og mulig masseutskifting av uegnet masser knyttet til utvidelse av veibredden i sørdelen på flatt terreng, der fyllingen ikke forventes å skape stabilitetsproblem. Derfor er stabiliteten til veibyggingen i denne strekningen ivaretatt.

5.3.3 Setningsforhold

Små planlagte inngrep (maksimum 2,5 meter fylling ved Pr. 750) samt grunnforhold av grovmasser tilsier at det er ikke forventet store mengder setninger langs denne strekningen. Basert på de utførte beregningene forventes en maksimal setning på ca. 4 cm. Det antas at mesteparten av eventuell setning vil skje i anleggsperioden.

5.4 Ny og midlertidig Hønså brusone

Geoteknisk prosjektering av brusone, som inkluderer en vurdering av grunnforhold og fundamentering for både nye og midlertidige bruer er gitt i et eget geoteknisk notat [8], eller notatet er også lagt ved i denne rapporten, se vedlegg 2.

5.5 Profil 1300 – 2050

5.5.1 Grunnforhold

Dette området inkluderer bratt skrånende terreng langs Seljordvegen (Rv.36), der betongvegger benyttet som rekkeverk i begge sider av veien, og boringer BH7 – BH12 er utført i dette området (se tegning V103 og V104). En bekk renner fra nordøst til sørvest, og krysser Rv.36 med en stikkrenner/kulvert. Basert på de utførte totalsonderingene består løsmassene hovedsakelig av faste lag av sand og grus ned til dybde på ca. 21,5 meter, med unntak av BH10 og BH11. Mellom Pr.1600 og Pr.1800, der BH10 og BH11 ligger, ble det påvist berg i dybder på henholdsvis ca. 10,3 m og 17,7 m. I BH7 i nærheten av Pr.1960 vises det også et mellomlag fra dybde 4 til 9 meter som har relativt lavere motstand, og som kan bestå av sand og siltig sand.

5.5.2 Stabilitetsforhold

Det er hovedsakelig planlagt løsmasseskjæring fra Pr. 1420 inntil Pr. 1740 og fylling inntil Pr. 1950 på nord- og nordøstsiden av dagens vei. Mellom Pr. 1950 og Pr. 2050 er det planlagt både fylling og løsmasseskjæring. Det er valgt å anbefale skråningshelning for løsmasseskjæringer fra tabell 1.12.1-1 i N200:2024 [22]. Løsmassene i skjæringene antas å bestå av grus og sand, og det kan benyttes 1:2 helning uten sikringstiltak, eller 1:1,5 med sikringstiltak. Hvis skjæringene er for store, eller det er behov for å unngå eller begrense løsmasseskjæringene, kan det vurderes å benytte alternative tiltak, for eksempel støttemur. For fyllingene er det utført stabilitetsberegninger i tre representative profiler, Pr.1750, Pr.1900 og Pr.1960.

Beregningsresultater er vist i vedlegg 1-figur V-3 til figur V-8. Beregning profilene er modellert ifølge BH7 – BH10 og inneholder lagdelingene og materialparameterne gitt i Tabell 5-4.

Tabell 5-4: Valgte materialparametere i stabilitetsberegning Pr.1750, Pr.1900 og Pr.1960

Lag / Materiale	Tyngdetetthet γ (kN/m ³)	Friksjonsvinkel ϕ (°)	Kohesjon c' (kPa)	Merknad
Fyllmasser	19	40	1,5	Fra erfaringsdata i tabell 3.6.2-1 i N-V220:2025 [11]
Sand og grus	19	38	5	Fra erfaringsdata i tabell 3.6.2-1 i N-V220:2025 [11]
Sand og silt	17	32	0	Fra erfaringsdata i tabell 3.6.2-1 i N-V220:2025 [11]

Grunnvannstand i stabilitetsberegningene er justert basert på Bøelvas kote (ca. kote +115).

Det er benyttet dimensjonerende trafikklast på 19,5 kPa over hele bredden av veiene. Se vedlegg 1 figur V2-V4.

Analysene viser tilfredsstillende stabilitet av den ferdig etablerte veifyllingen. For Pr.1750 er sikkerhetsfaktoren for den kritiske glideflaten som går innenfor fyllmasse og lag av sand og grus beregnet til 1,55, og det oppfylder kravet. For Pr.1900 og Pr.1960 er de beregnede sikkerhetsfaktorene for de kritiske glideflatene som går innenfor fyllmassene over 1,8 og oppfylder kravet.

Tabell 5-5: Oppsummering av resultater fra stabilitetsberegninger med krav Pr.1300 – 2050

Profil	Sikkerhetsfaktor i kritiske glideflaten	Krav	Oppfyller kravet?
Pr. 1750	1,55	1,3	Ja
Pr. 1900	1,84	1,3	Ja
Pr. 1960	1,83	1,3	Ja

5.5.3 Setningsforhold

I dette området, mellom Pr. 1300 og Pr. 1600, er den ferdige veikroppen på samme kotehøyde som eksisterende veinivå eller terrenget, eller inntil 1,5 meter lavere. Planlagte inngrep for veibyggingen (som løsmasseskjæring og masseutskifting) og sandig og grusig grunnforhold tilsier at det ikke er forventet store mengder setninger langs disse profilene.

Mellom Pr. 1600 til Pr. 1740 inkluderer de planlagte inngrepene både løsmasseskjæring med masseutskifting og veifylling. Maksimum 4,5 meter fylling ved Pr. 1740 er planlagt, og basert på de utførte beregningene (konservativ antagelse av fylling over et sandlag) estimeres en maksimal setning på 5,5 cm. Det antas at mesteparten av den beregnede setningen vil skje i anleggsperioden på grunn av sandig og grusig grunnforhold i dette området. Det kan være behov for overvåking av setningene i dette området i anleggsperioden.

Mellom Pr. 1740 til Pr. 1950 er det planlagt store veifyllinger, med maksimumshøyder mellom 4,5 til 8,5 meter. Basert på de utførte beregningene (konservativ antagelse av fylling over et sandlag) forventes maksimale setninger mellom 5,5 til 10 cm. Det antas at mesteparten av eventuelle setninger vil skje i anleggsperioden på grunn av grunnforholdene, men det anbefales også kontinuerlig overvåking av setninger med innmåling i dette området i anleggsperioden.

Mellom Pr. 1950 og Pr. 2050 er det planlagt både fylling og løsmasseskjæring. Det vises maksimum 4 meter veifylling i dette området (ved Pr. 1960). Det estimeres en maksimal setning på 5,5 cm, og det antas at mesteparten skal skje i anleggsperioden på grunn av stedlige grovmasser. Det kan være behov for overvåking av setningene i dette området i anleggsperioden.

5.6 Profil 2050 – 2700

5.6.1 Grunnforhold

Dette området inkluderer en flat sone langs Seljordvegen, og BH5 i nærheten av Pr. 2700 ligger i dette området (se tegning V105). Basert på totalsonderingen kan det antas at løsmassene består hovedsakelig av sand og grus. Samme som i BH7 (Pr. 1960) vises BH5 også et mellomlag fra dybden 3 til 10 m som har lavere motstand, og laget antas å bestå av sand eller siltig sand.

5.6.2 Stabilitetsforhold

Tiltaket i denne strekningen inkluderer hovedsakelig masseutskifting av delen av topplaget med planlagt veifylling av sprengstein samt skjæringer på begge sider av veien. Siden det er planlagt små inngrep i denne strekningen og tiltaket ligger i et flatt terreng, er det ikke behov for stabilitetsberegningen.

5.6.3 Setningsforhold

Den ferdige veikroppen er på samme kote som eksisterende veienivå eller terrenget. Planlagte inngrep for veibyggingen (masseutskifting eller fylling på dybde mindre enn 1 meter) og sandig og grusig grunnforholdet tilsier at det ikke er forventet store mengder setninger langs denne strekningen. Det antas også at mesteparten av eventuelle setningene vil skje i anleggsperioden.

5.7 Profil 2700 – 3300

Geoteknisk prosjektering av denne strekningen er gitt i områdestabilitetsvurderingsnotatet [12] (eller se vedlegg 3). Notatet inneholder vurdering av grunnforholdet og områdestabiliteten.

Det er planlagt en del løsmasseskjæring mellom Pr.2900 og Pr.3040. Det er valgt å anbefale skråningshelning for løsmasseskjæringer fra tabell 1.12.1-1 i N200:2024 [22] for å ivareta lokalstabiliteten skjæringene. Det ligger ingen boring i dette partiet, og løsmassene i skjæringene antas å bestå av grus og sand. Derfor kan det benyttes 1:2 helning uten sikringstiltak, eller 1:1,5 med sikringstiltak. Det anbefales å utføre supplerende grunnundersøkelser i neste fase for å bekrefte grunnforholdet. Hvis grunnforholdet viser andre lag, må skråningshelning oppdateres eller må det vurderes om det er behov for sikringstiltak på skråningsflate.

6 Utførelse og kontroll på byggeplass

I henhold til NS-EN 1997-1, kapittel 2.8 (4)P skal det i den geotekniske prosjekteringsrapporten foreligge en plan for kontroll. Tabell 6-1 viser kontrollplan for utførelse av grave-, fyllings- og fundamenteringsarbeider.

Tabell 6-1: Kontrollplan for utførelse av grave-, fyllings- og fundamenteringsarbeider

Kontrollpunkt	Omfang og beskrivelse	Ansvarlig
Geometri av graveskråninger og gravenivå	Utgraving for brufundamentene i henhold til grave- og fundamentplaner utarbeidet av RIB	Entreprenør
	Midlertidige graveskråninger skal ikke være brattere enn 1:1 i friksjonslaget	Entreprenør
	Graveskråninger skal ha følgende helning:	Entreprenør
	1:2 inntil 2 m – utgraving for fjerning eksisterende vegfylling	
	1:2 inntil 4 – 5 m – utgraving over grunnvannstand	
	1:3 – utgraving under grunnvannstand og i eventuelle bløtte lag	
	Kontinuerlig egenkontroll av graveskråninger for å hindre lokale skred i byggegrop	Entreprenør
Masseutskifting av dårlige masser, osv. under fundamenter	Visuell vurdering av gravemasser utføres av graveentreprenør i samråd med byggherre.	Entreprenør
	Eventuelt: utskifting av masser gjøres etter nærmere vurdering eller behov	Bistand fra RIG
Vanninnsig	Visuell vurdering av grunnvann og overflatevann under utgravingsarbeid	Entreprenør med eventuell bistand fra RIG
	Tilgjengelig utstyr/resurser for drenering eller utpumping, særlig for brufundamentene.	Entreprenør med eventuell bistand fra RIG og RIM
Tilbakefylling av høykvalitetsmasser	Lagvis utlegging og komprimering av fyllmasser ved tilbakefylling under og inntil konstruksjoner.	Entreprenør
	Stedlige masser (utgravde friksjonsmasser) kan gjenbrukes som tilbakefylling hvis de oppfyller de nødvendige kravene.	

Kontrollpunkt	Omfang og beskrivelse	Ansvarlig
Setning	Eventuelle forventede setninger rundt brufundamentene og i områder med store veifyllinger bør overvåkes med kontinuerlig innmåling.	Entreprenør
Poretrykkovervåking	Underveis i alle anleggsfasene må poretrykket overvåkes kontinuerlig, spesielt mellom Pr.2700-Pr.3300 hvor sprøbruddmateriale er påvist.	Entreprenør med eventuell bistand fra RIG

7 Videre arbeid

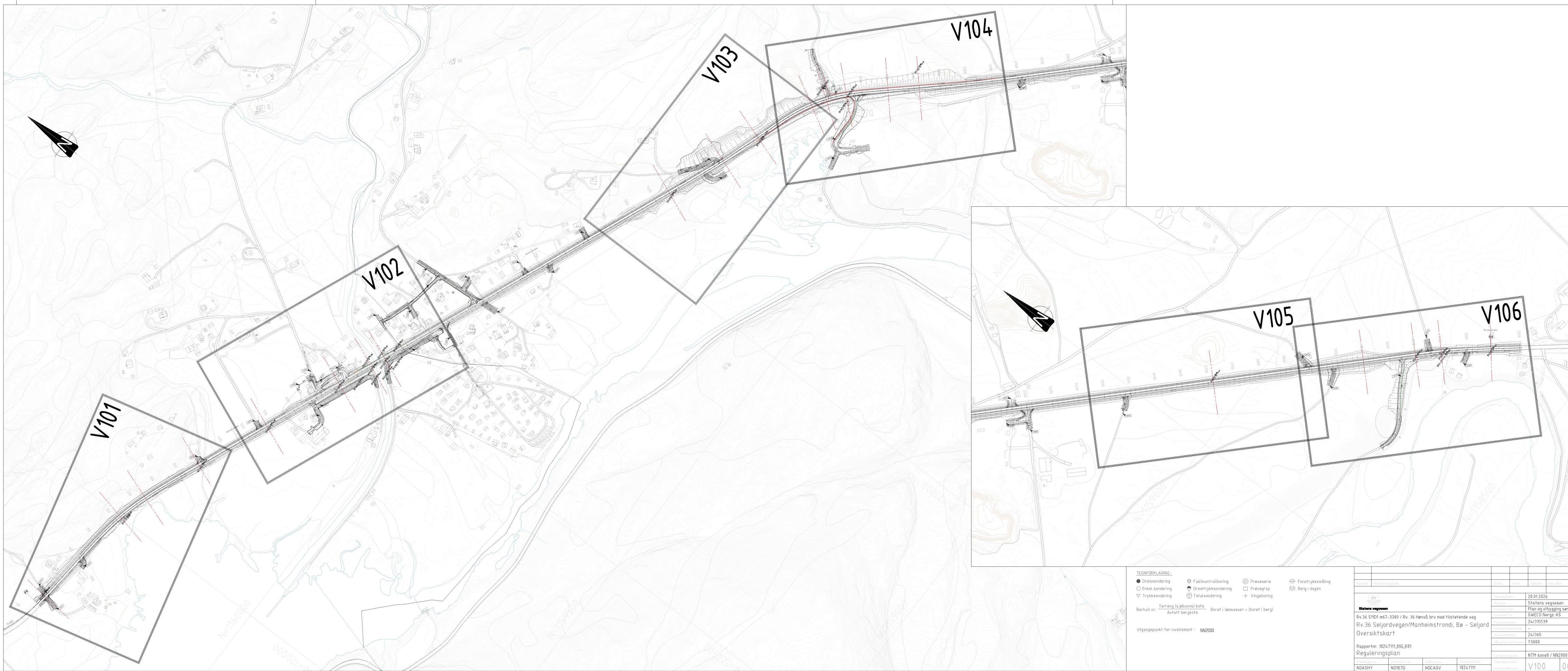
Forslag for videre arbeid:

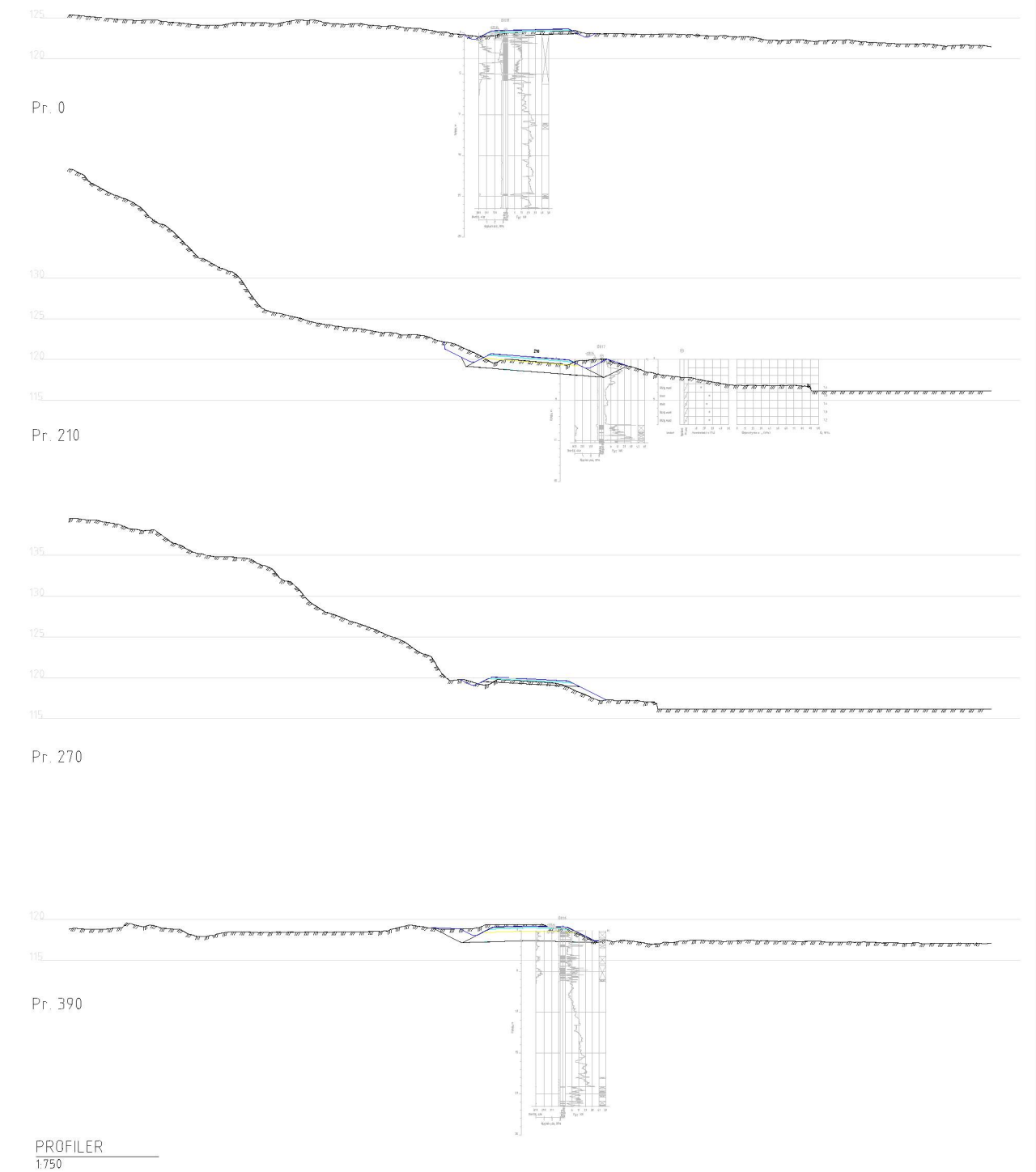
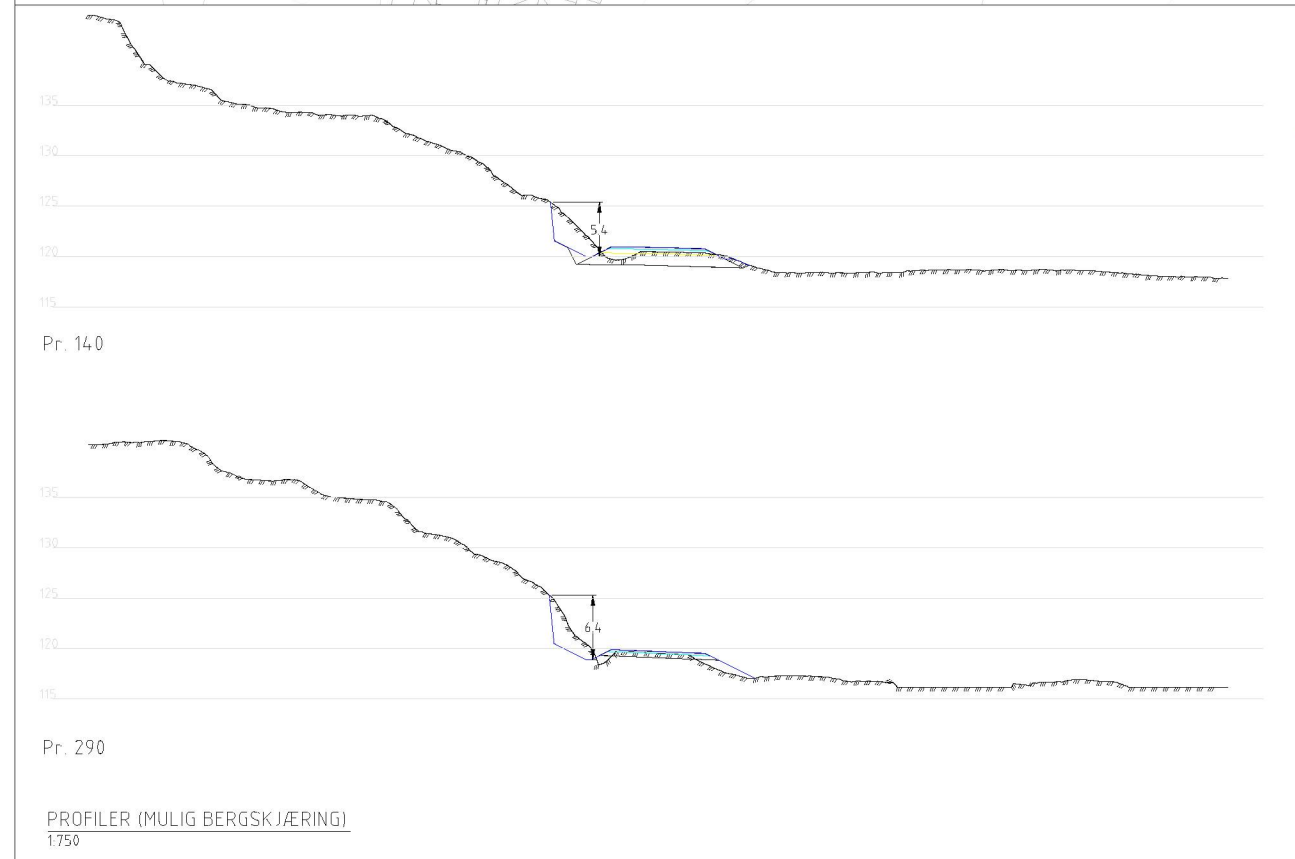
- Nærmere utredning av behov for tiltak innenfor aktsomhetsområdet for jord- og flomskred. Dette bør utføres av ingeniørgeolog.
- Nærmere vurdering om det er behov for alternative tiltak eller overflatetiltak for løsmasseskjæring mellom Pr.1420 og Pr.1740.
- Supplerende grunnundersøkelser mellom Pr.2900 og Pr.3040 for å nærmere vurdere løsmasseskjæringen og å bekrefte/avkrefte forekomst av bløtte masser med sprøbruddegenskap. Det kan også være behov for installering av poretrykksmålere i leirelaget.
- Områdestabilitetsvurderingen er utført basert på kun to borpunkt mellom Pr. 2700 og Pr. 3300. For å presisere informasjon som ble brukt i stabilitetsberegning, samt å forbedre vurderingen og nærmere avgrensningen av faresonen, er det behov for supplerende grunnundersøkelser.
- Motfylling i skråningsbunnen eller lettemasser er vurdert som stabiliserende tiltak for å ivareta områdestabiliteten rundt Pr. 3100. Kalksementstabilisering eller andre stabiliserende tiltak kan vurderes nærmere som et alternativ i neste fase.

Referanser

- [1] Kartverket, «Norgeskart,» 06 2025. [Internett]. Available: Norgeskart.no.
- [2] Kartverket, «Høydedata,» 06 2025. [Internett]. Available: høydedata.no.
- [3] Norges geologiske undersøkelser (NGU), «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» 06 2025. [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.
- [4] S. vegvesen, «Hd-985 A, Rv. 36/09-12 Gvarv-Seljord, Delparsell: Sanda bru-Vefall, Feltforsøk med kaldblanda bærelags- og dekkematerialer i Telemark,» 1995.
- [5] S. vegvesen, «Hd-3A, Utbedringsarbeider på Rv. 36, Hovedparsell NR. 11 og 12, Fra kryss Rv. 36/FV.H-156-Heggeneset, KM 0-8500,» 1973.
- [6] Sweco Norge AS, «10247111-RIG-R02-Geoteknisk grunnundersøkelser datarapport-Hønså bru (Under arbeid),» Statens vegvesen, 2026.
- [7] Standard Norge, *NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA: Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler*, 2025.
- [8] Sweco Norge AS, «10247111-RIG-N01-Rev01_Reguleringsplan og byggeplan for Rv. 36 Hønså bru - Geoteknisk notat,» Statens vegvesen, 2026.
- [9] Statens vegvesen, *N200 Vegbygging (vegnormal)*, 2024.
- [10] Standard Norge, *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA: Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, 2016.
- [11] Statens vegvesen, *N-V220 Geoteknikk i vegbygging (Veiledning)*, 2025.
- [12] Sweco Norge AS, «10247111-RIG-N02-Rev00_Rv. 36 Hønså bru med tilstøtende veg - Områdestabilitetsvurdering,» Statens vegvesen, 2025.
- [13] Direktoratet for byggkvalitet, *Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning-Kapittel 9 Foretak og tiltaksklasser*, 2021.
- [14] D. f. byggkvalitet, *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*, 2019.
- [15] Sweco Norge AS, «Hydrologisk rapport-Flomberegning, kulvertdimensjonering og vannlinjemodellering for bruer i Telemark/Agder,» 2024.
- [16] Sweco Norge AS, «Rv. 36 Hønså bru-Hydrologisk rapport-Vannlinjeberegning og erosjonssikring,» 2025.
- [17] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>.
- [18] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Temakart for kvikkleiresoner,» 06 2025. [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>.
- [19] NVE, «NVE Veileder 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred,» 2020.
- [20] Norsk Standard, *NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, 2021.
- [21] Standard Norge, *NS-EN 1998-2:2005+A1:2011+NA: Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer*, 2025.
- [22] Statens vegvesen, «N200 Vegbygging,» 2024.
- [23] Statens vegvesen, *Håndbok N400-Bruprosjektering*, 2015.
- [24] Norges geologiske undersøkelser (NGU), «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» 2025. [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.
- [25] Sweco Norge AS, *Geoteknisk grunnundersøkelser datarapport – Hønså bru*, 2026.

TEGNINGER

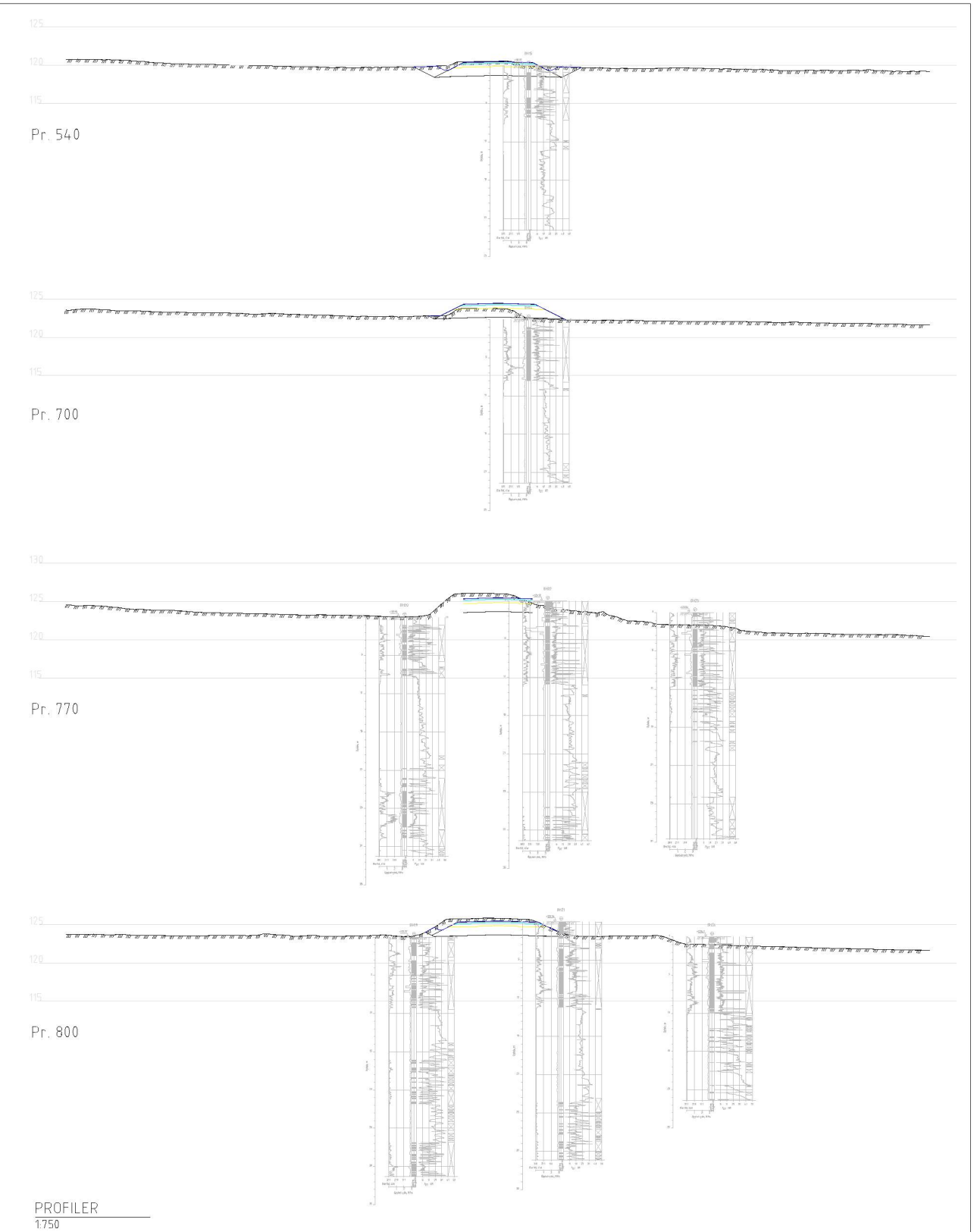
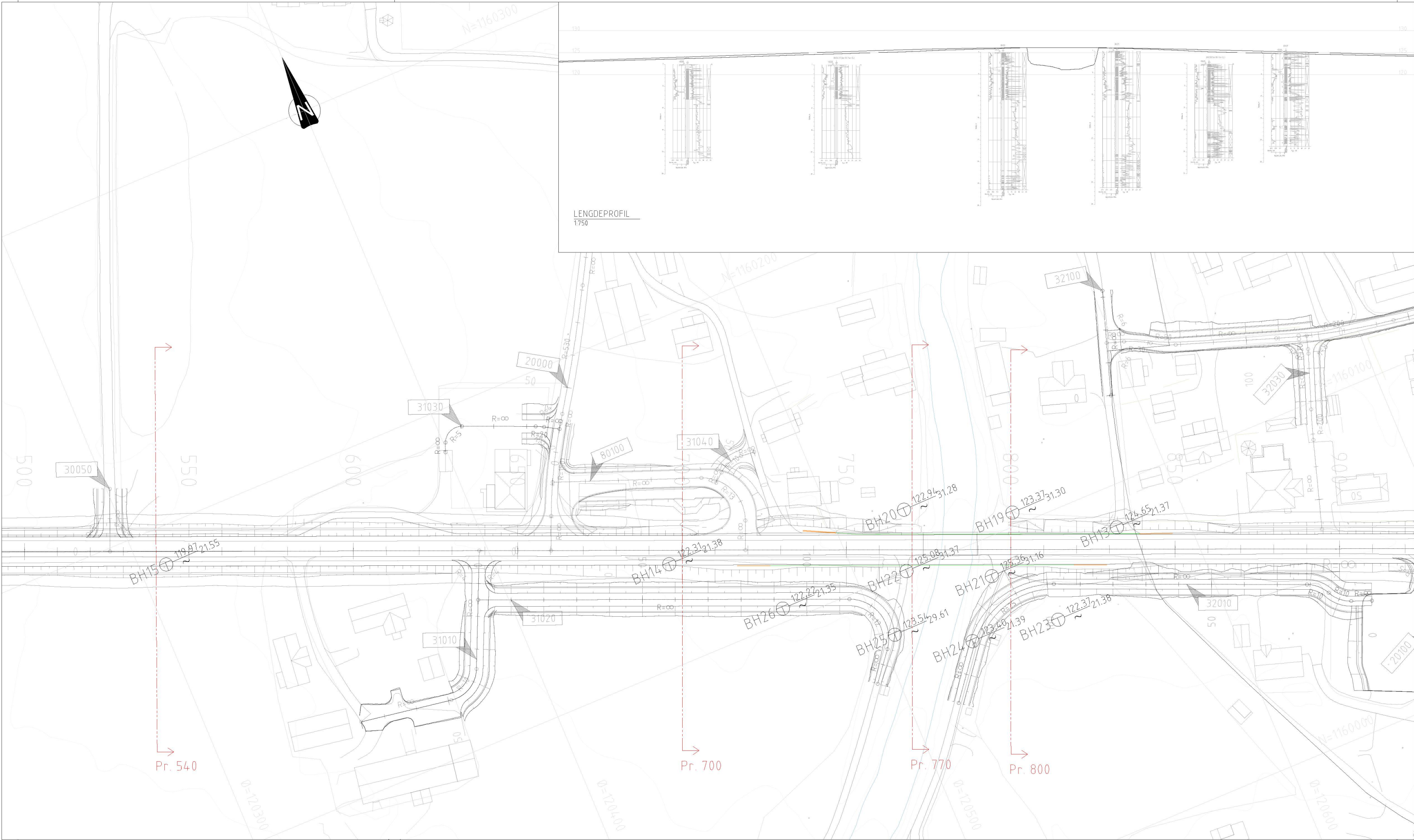




TEGNFORKLARING:							
● Dreiesondering	⊕ Fjellkontrollboring	⊙ Prøveserie	⊗ Forettrykssmåling				
○ Enkel sondering	⊖ Dreietrykssondering	□ Prøvegrop	⊗ Berg i dagen				
▽ Trykksandering	⊕ Tafalsondering	+ Vingeboring					

Berthull nr.	Terreng (i jobbnøtt karte)	Boret i løsnasser + (boret i berg)					
	Anfallt bergkote						

Utgangspunkt for nivåettement:	NN2000						
--------------------------------	--------	--	--	--	--	--	--



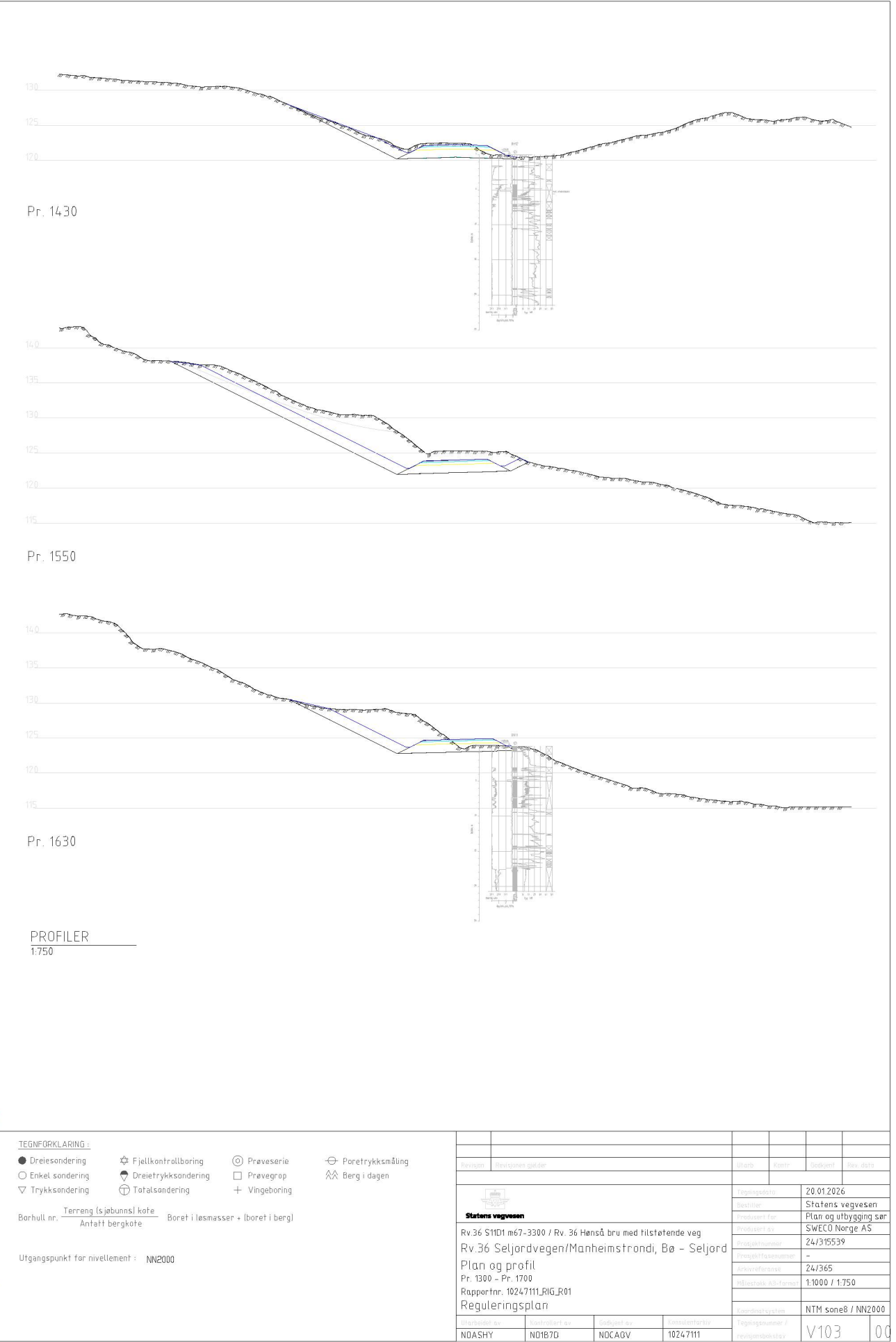
TEGNFORKLARING

● Dreiesondring	⚙ Fjellkontrollboring	⊙ Preveserie	⊖ Poretrykksmåling
○ Enkel sondering	⚙ Dreietrykksondring	□ Prevegrop	⚡ Berg i dagen
▽ Trykksondring	⊕ Totalsondring	+ Vingeboring	

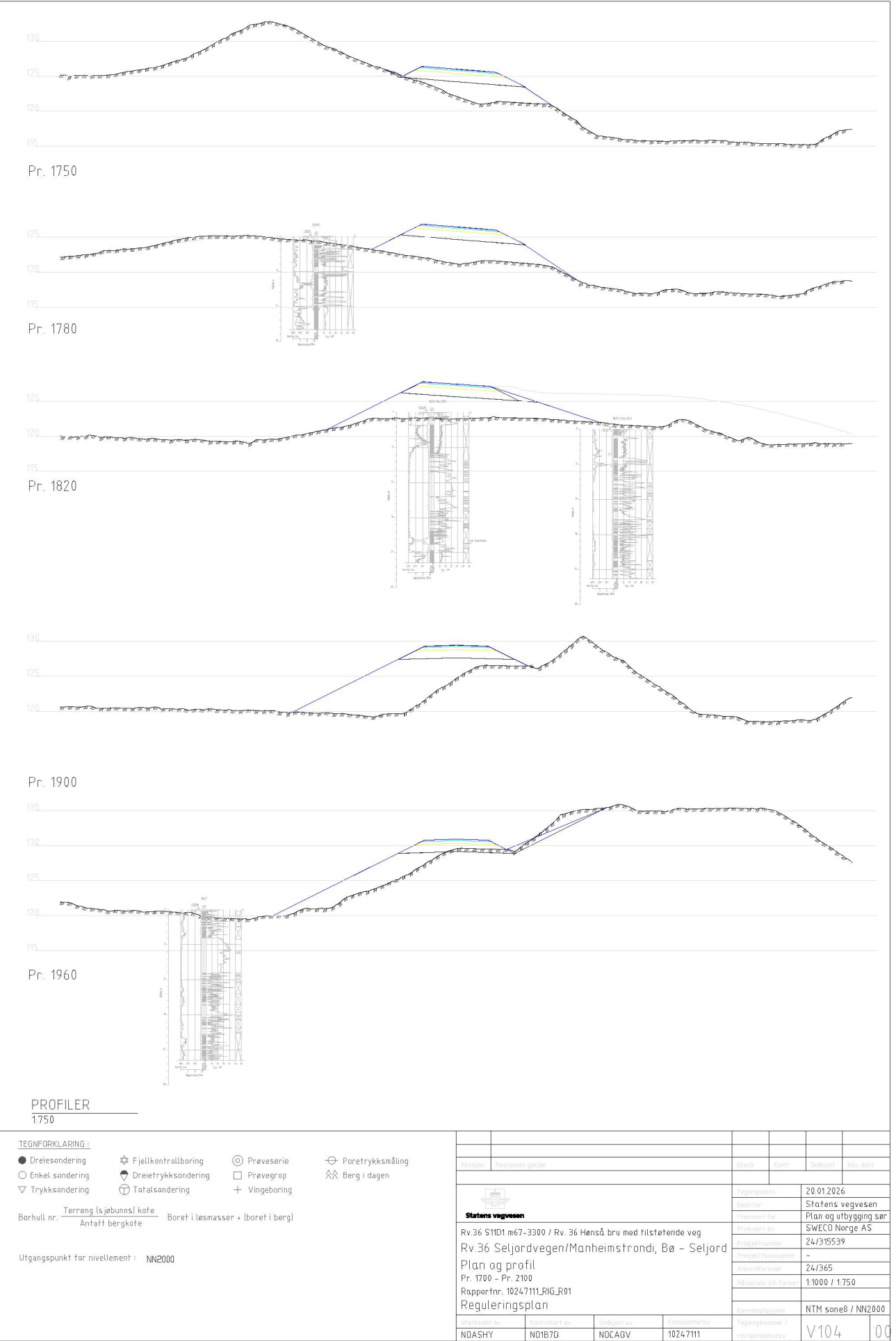
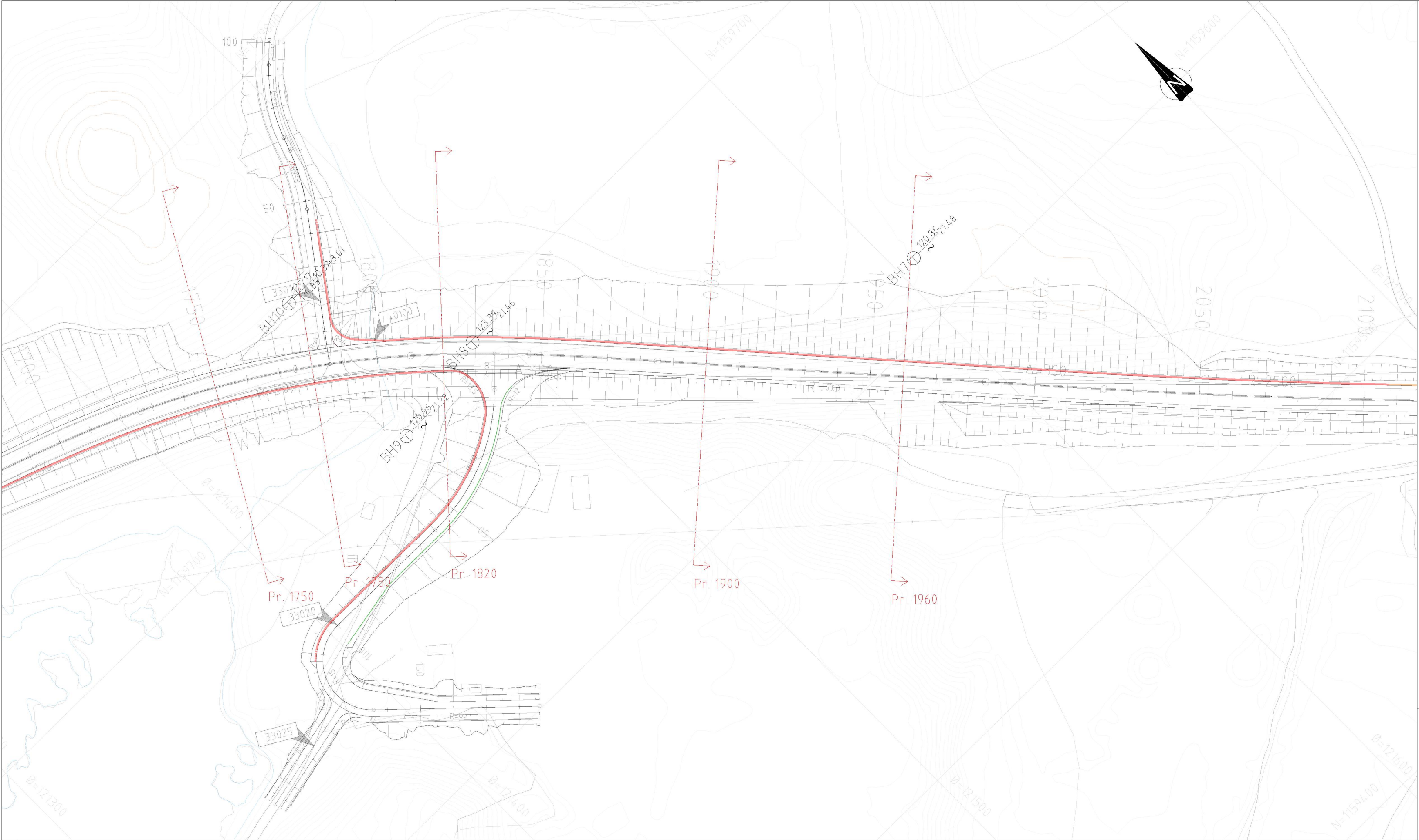
Borhull nr.: Terrang (sjøbunns) kote Boret i løssmasser + iboret i berg!

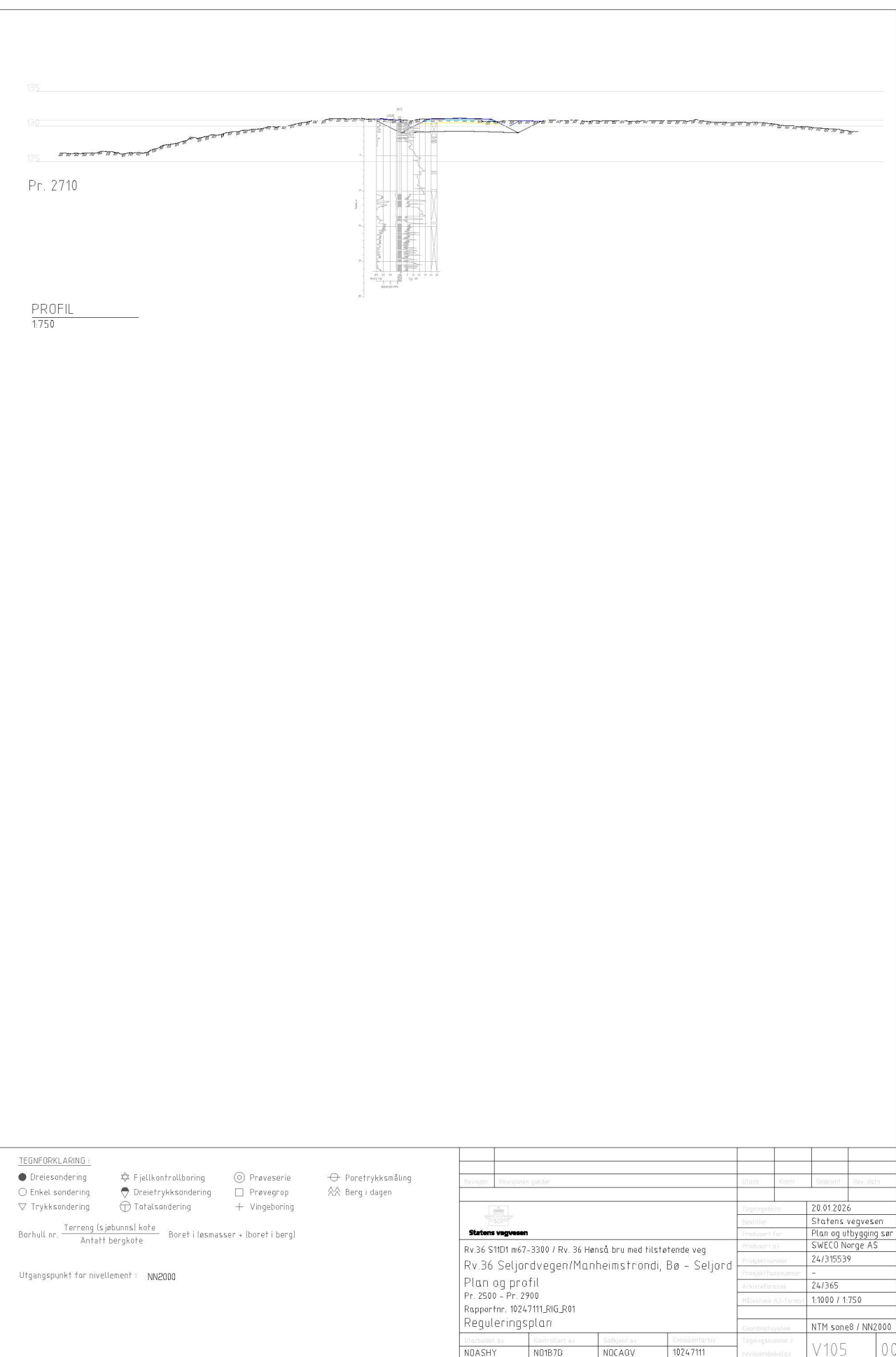
Utgangspunkt for nivåelement : NN2000

Stasjons vegvesen		Plan og utbygging	20.01.2026
Rv 36 S101 m67-3300 / Rv 36 Henså bru med tilstøtende veg		Plan og utbygging	24/315539
Rv 36 Seljordvegen/Manheimstrondi, Bø - Seljord		Plan og utbygging	24/365
Pr. 500 - Pr. 900		Plan og utbygging	1:1000 / 1:750
Rapportnr. 10247111_RIG_R01		Plan og utbygging	NTM some8 / NN2000
Reguleringsplan		Plan og utbygging	V102
NOASHY	NOIBTD	NOCAOV	10247111



TEGNFORKLARING			
● Dreiesondring	⚙ Fjellkontrollboring	⊙ Preveserie	⊖ Poretrykksmåling
○ Enkel sondering	⚙ Dreietrykksondring	□ Prøvegrop	⚡ Berg i dagen
▽ Trykksondring	⊕ Totalsondring	⊕ Vingeboring	
Borhull nr.: Terreng (sjøbunns) kote Boref i løsnasser + iboret i berg!			
Antall bergkote			
Utgangspunkt for nivålem: NN2000			
Statens vegvesen		20.01.2026	
Rv 36 S101 n67-3300 / Rv. 36 Henså bru med tilstøtende veg		Statens vegvesen	
Plan og profil		Plan og utbygging sør	
Pr. 1300 - Pr. 1700		SWECO Norge AS	
Rapportnr. 10247111_RIG_R01		24/315539	
Reguleringsplan		24/365	
		1:1000 / 1:750	
		NTM some8 / NN2000	
NDASHY	NDIBTD	NDCAOV	10247111
V103		00	



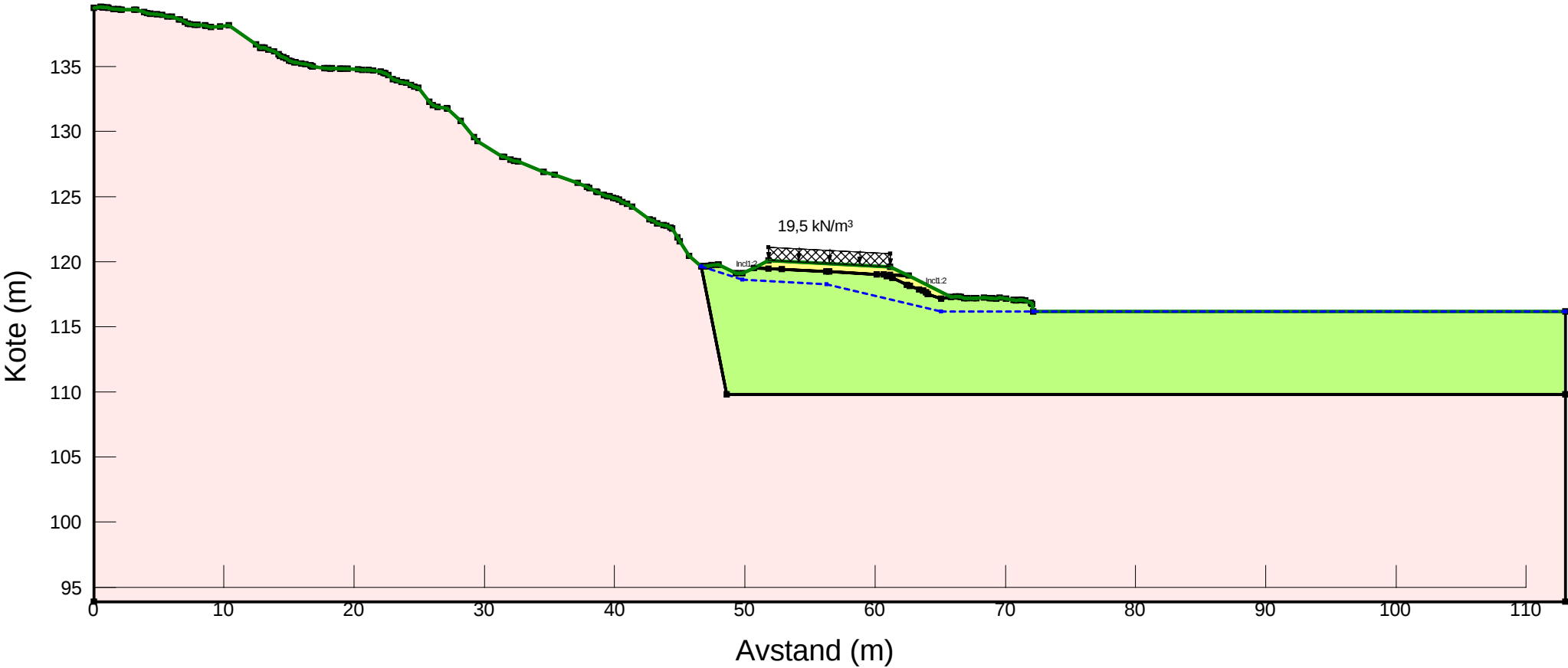


VEDLEGG 1

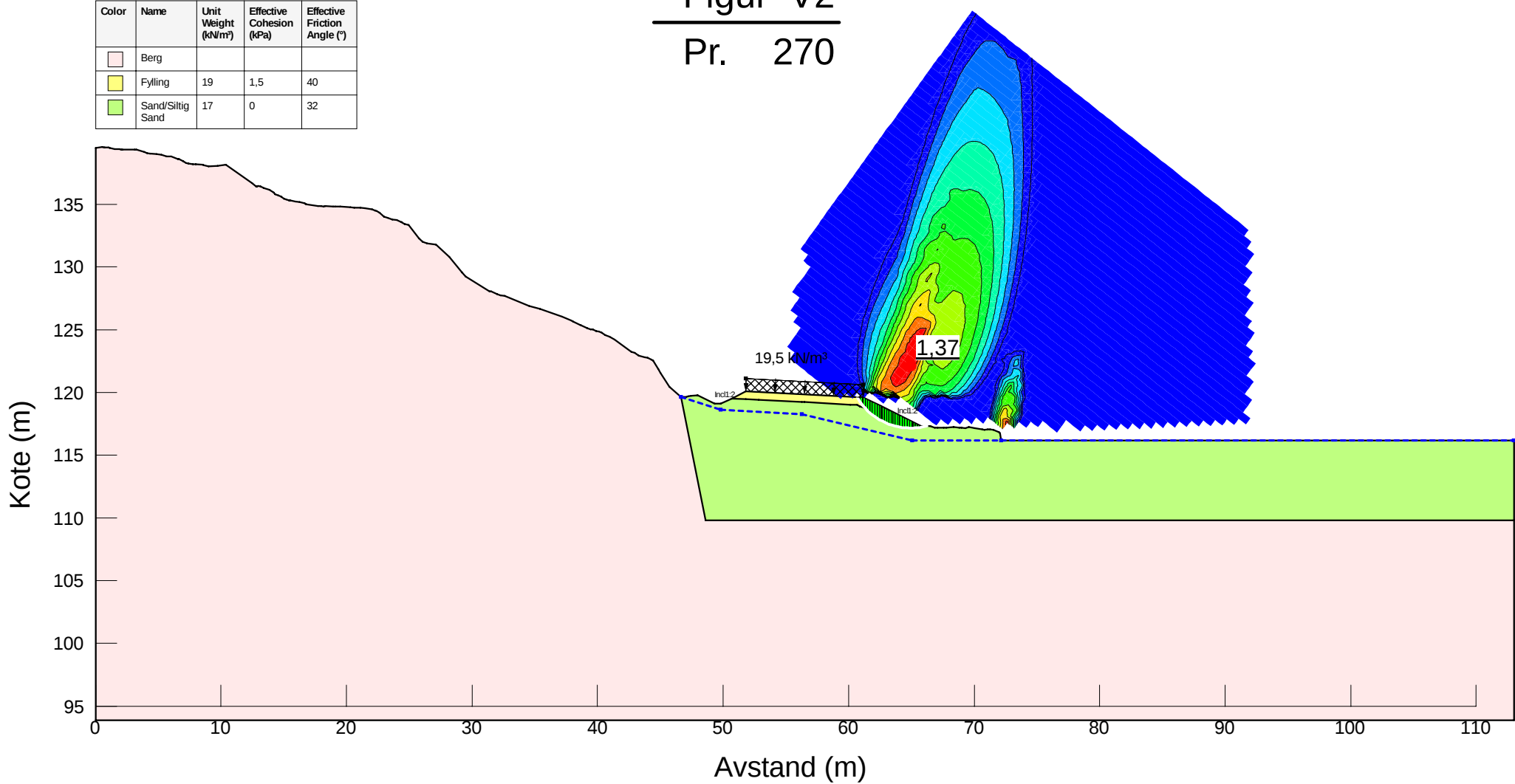
Resultater for lokalstabilitetsberegninger

Figur V1
Pr. 270

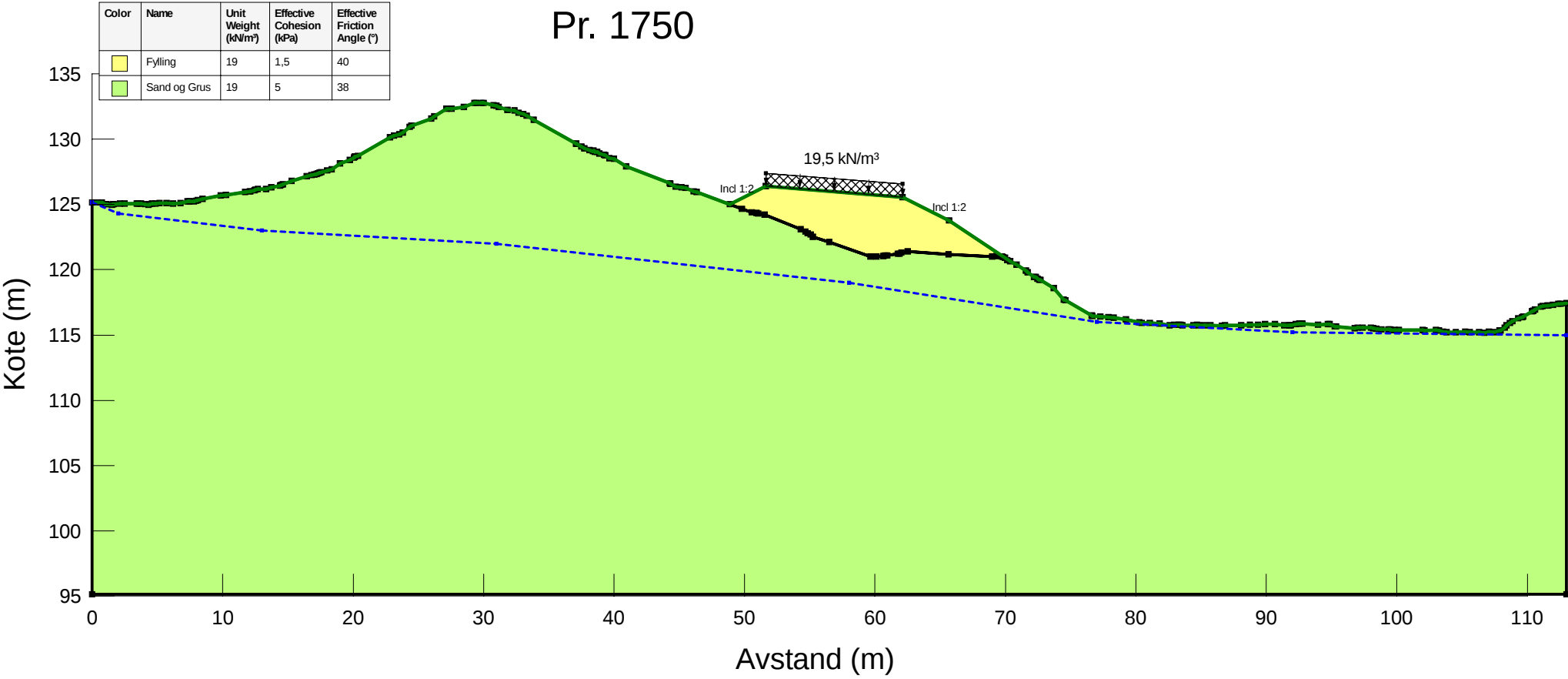
Color	Name	Unit Weight (kN/m³)	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)
	Berg			
	Fylling	19	1,5	40
	Sand/Siltig Sand	17	0	32



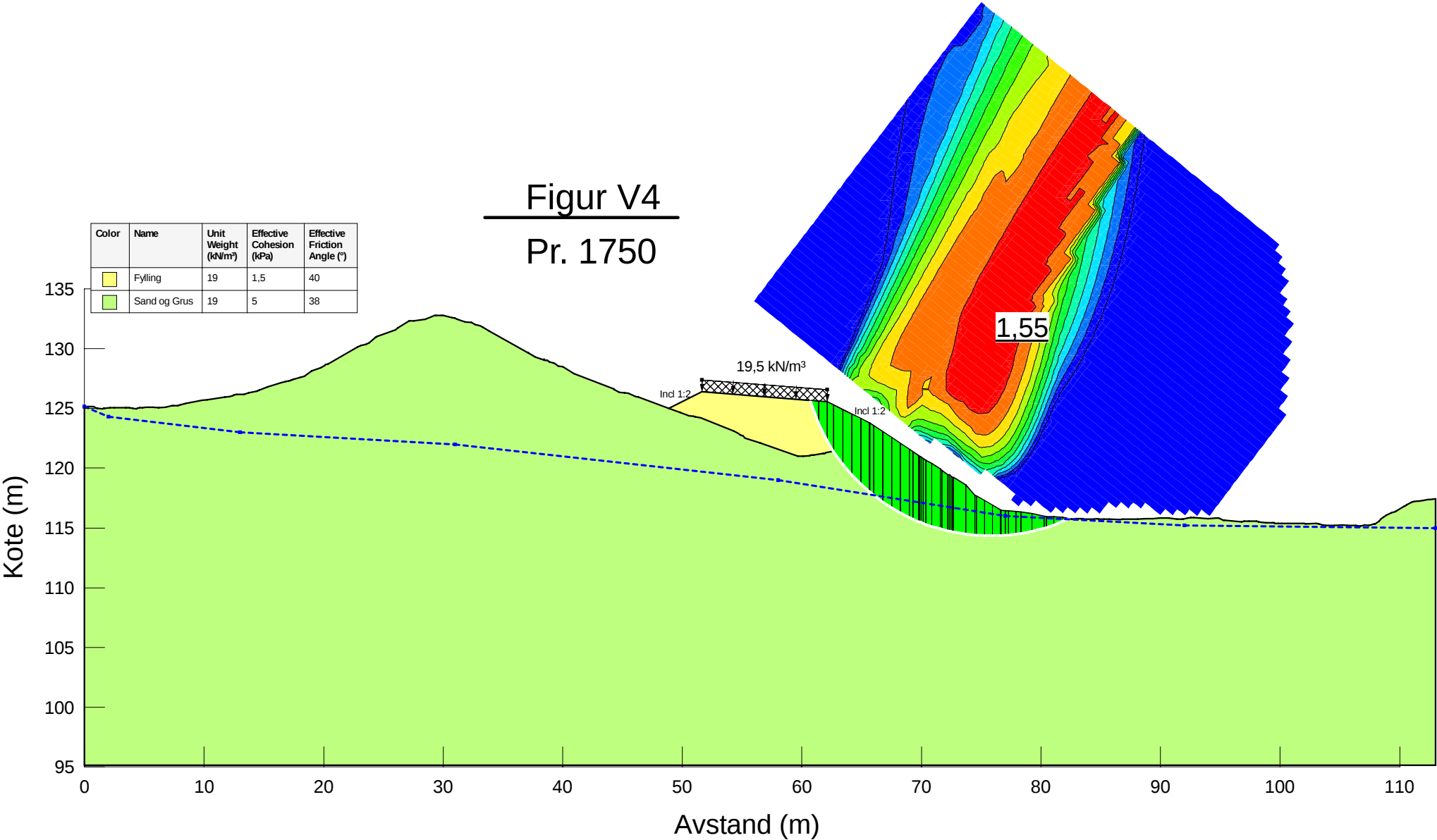
Figur V2
Pr. 270



Figur V3
Pr. 1750

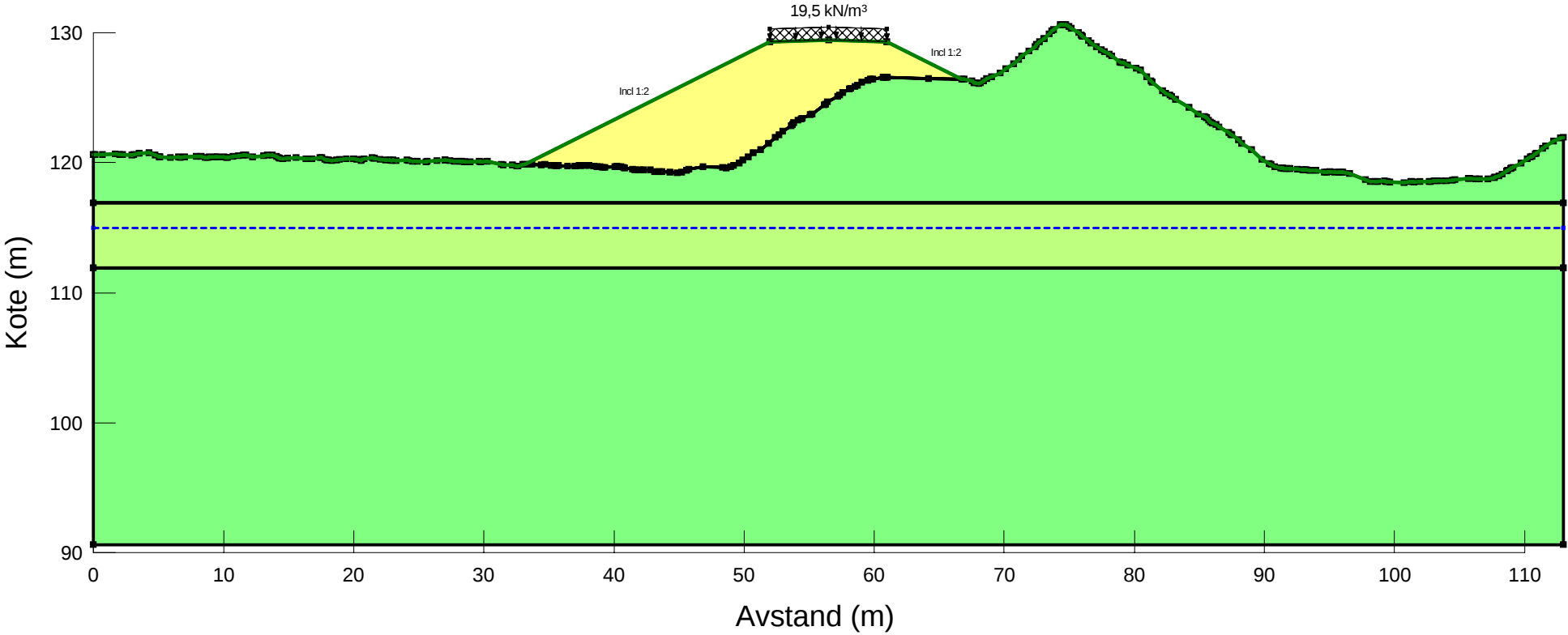


Figur V4
Pr. 1750



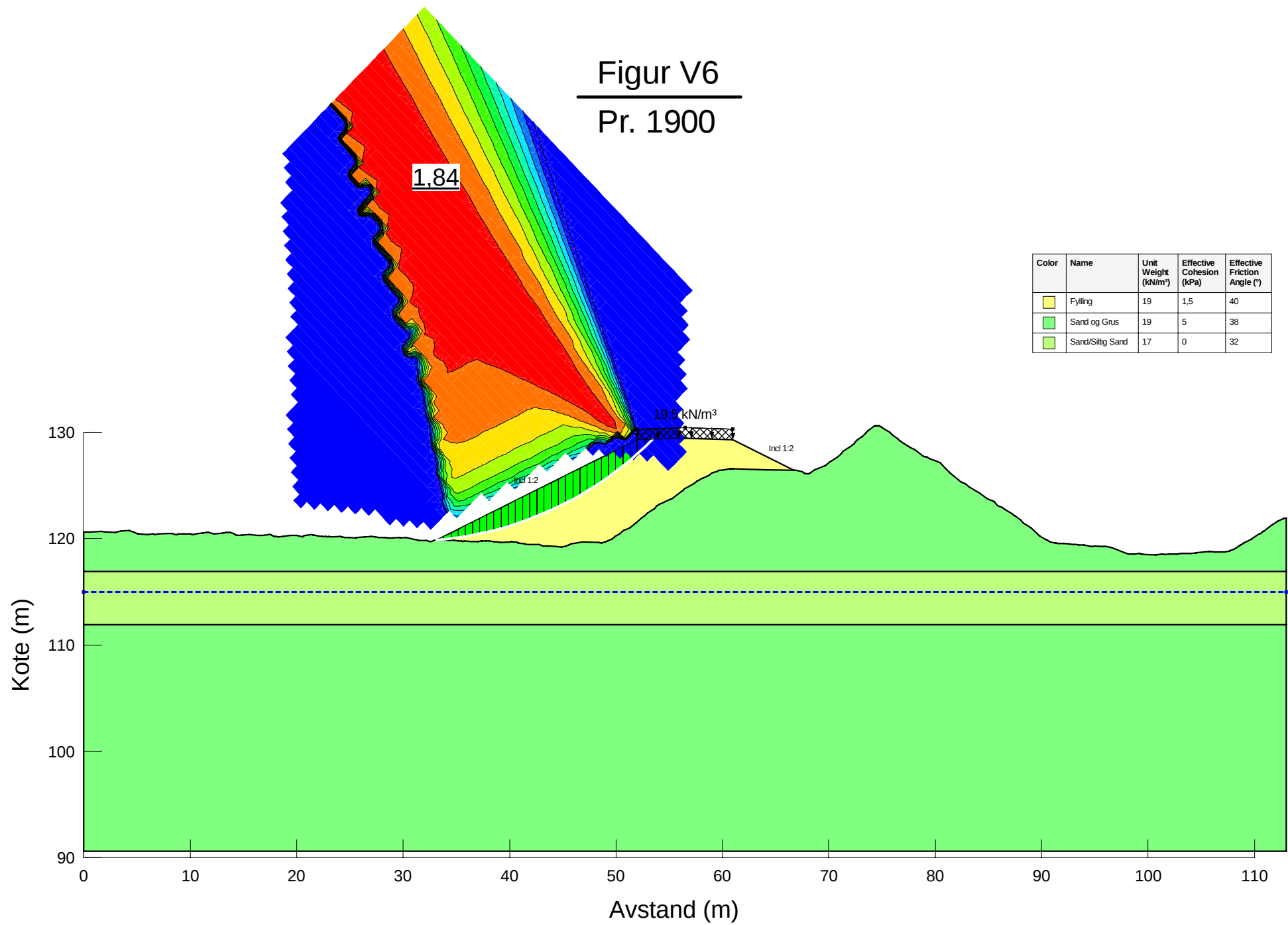
Figur V5
Pr. 1900

Color	Name	Unit Weight (kN/m³)	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)
	Fylling	19	1.5	40
	Sand og Grus	19	5	38
	Sand/Siltig Sand	17	0	32



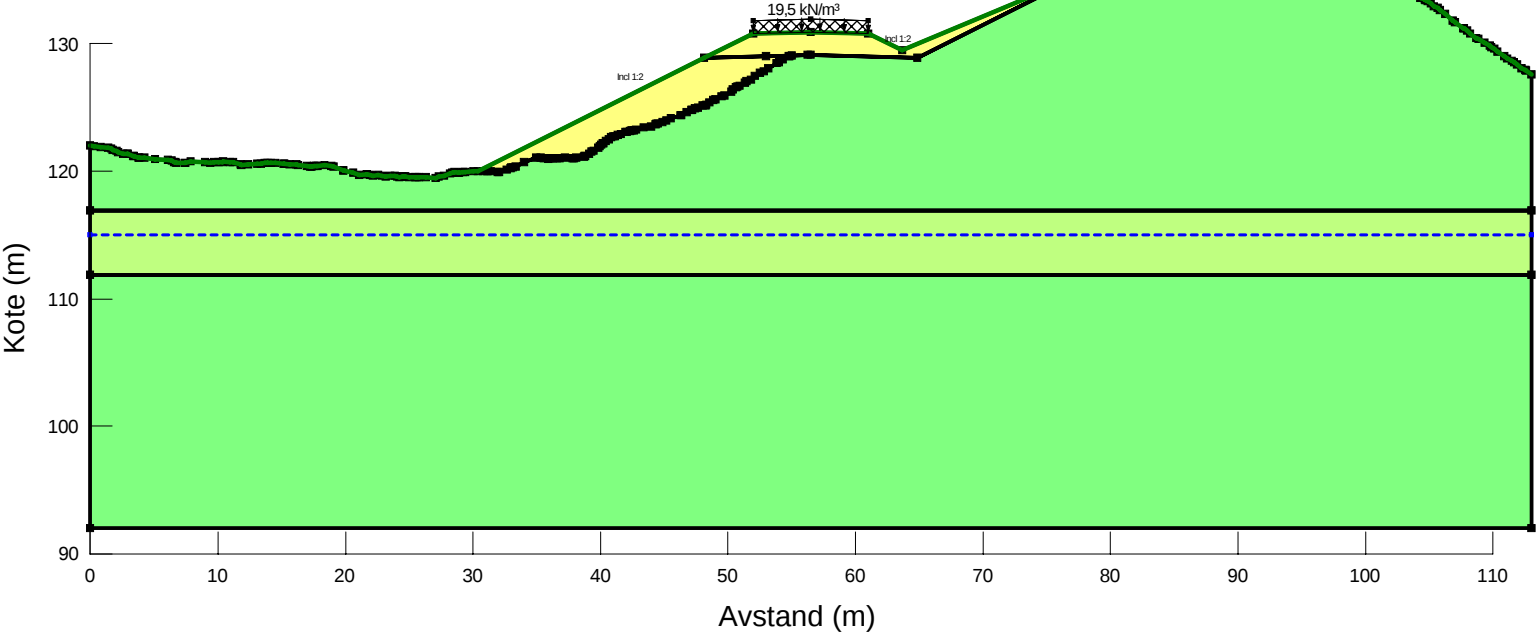
Figur V6

Pr. 1900



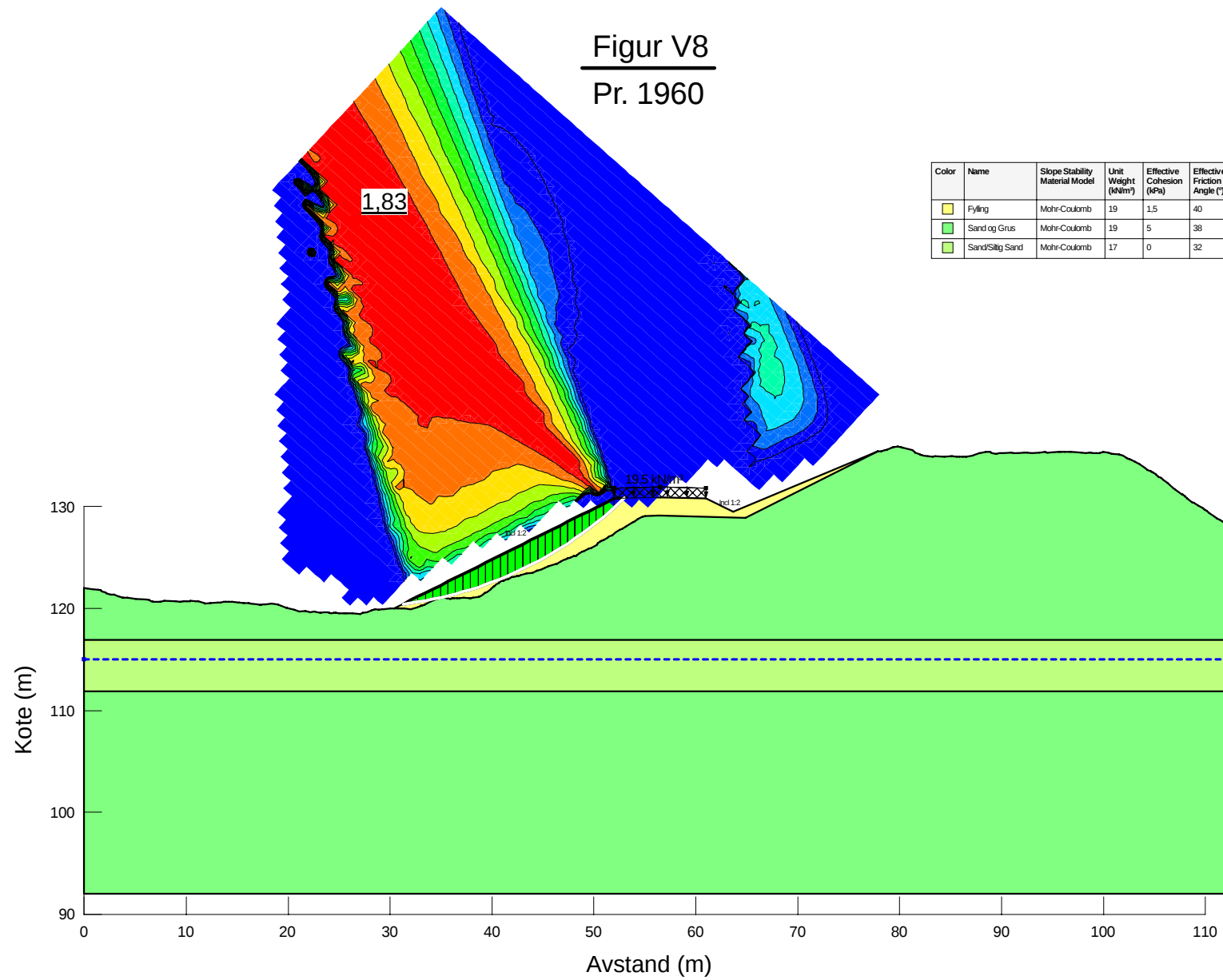
Figur V7
Pr. 1960

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m³)	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)
	Fylling	Mohr-Coulomb	19	1,5	40
	Sand og Grus	Mohr-Coulomb	19	5	38
	Sand/Siltig Sand	Mohr-Coulomb	17	0	32



Figur V8

Pr. 1960



Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m ³)	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)
	Fylling	Mohr-Coulomb	19	1.5	40
	Sand og Grus	Mohr-Coulomb	19	5	38
	Sand/Siltig Sand	Mohr-Coulomb	17	0	32

VEDLEGG 2

10247111-RIG-N01-Rev01

**Geoteknisk notat reguleringsplan og byggeplan
for Rv. 36 Hønså bru**

Reguleringsplan og byggeplan for Rv. 36 Hønså bru

Geoteknisk Notat



Prosjekt:	Reguleringsplan og byggeplan for Rv. 36 Hønså bru	Prosjektnr.:	10247111
Kunde:	Statens vegvesen	Prosjektleder:	Cathrine Heramb Ovrid
Utarbeidet av:	Saba Abedi Anaraki	Dato:	15.09.2025
Kontrollert av:	Ashenafi Lulseged Yifru 09.01.2026	Godkjent av:	Cathrine Heramb Ovrid 09.01.2026
Dokumentnr.:	10247111-RIG-N01	Rev.:	01

Revisjonshistorikk

Rev	Dato	Beskrivelse av endringen	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
00	15.09.2025	Første leveranse	NO1B7D	NOASHY	NOCAOV
01	09.01.2026	Revisjon etter SVV-kommentarer	NO1B7D	NOASHY	NOCAOV

Sammendrag

Sweco Norge AS er engasjert av Statens vegvesen for å utarbeide reguleringsplan for ny Hønså bru med tilstøtende veg (rv. 36) i Midt-Telemark, siden eksisterende bru ble skadet av to store flomhendelser i 2024. Det skal etableres en ny bru samt en midlertidig bru.

Dette notatet angir en vurdering av grunnforhold og fundamentering for både den nye og den midlertidige bru. Basert på data fra offentlige kart og de utførte grunnundersøkelsene i området, består grunnen hovedsakelig av grovmasser, inkludert grus, sand og silt. Beregningene knyttet til bæreevne og setning viser at både den nye og den midlertidige bru kan direktefundamenteres, og det ikke er behov for peler.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	4
2	Prosjekteringsforutsetninger.....	5
3	Geoteknisk prosjektering	5
3.1	Ny bru.....	5
3.2	Midlertidig bru.....	10
4	Referanser.....	13

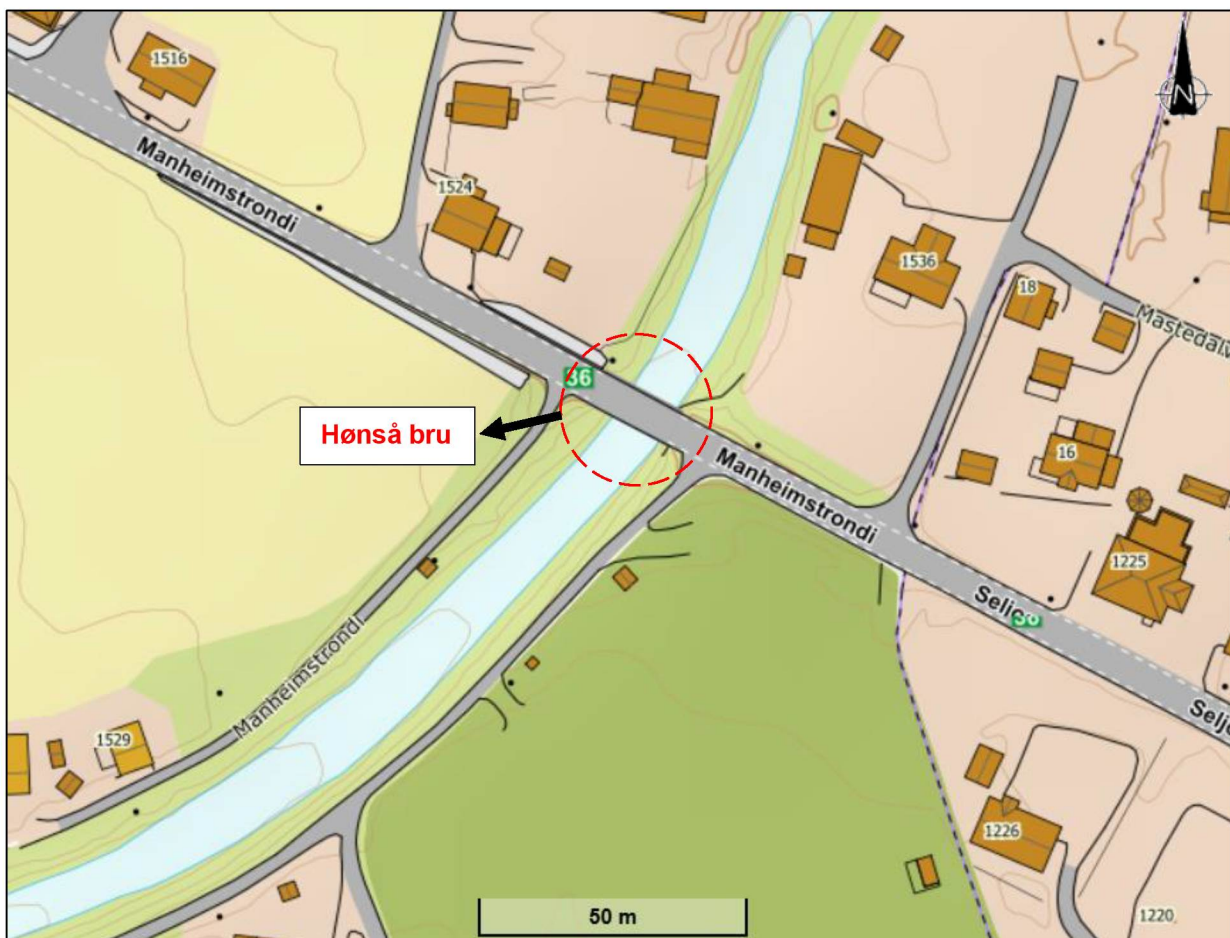
1 Innledning

Sweco Norge AS er engasjert av Statens vegvesen, divisjon drift og vedlikehold, avdeling plan og utbygging sør, for å utarbeide reguleringsplan for ny Hønså bru med tilstøtende veg (rv. 36) i Midt-Telemark. Dette notatet er en midlertidig geoteknisk notat som beskriver grunnforhold og geotekniske vurderinger knyttet til etablering av en ny bru samt en midlertidig bru. Dette notatet er en del av en hovedrapport som skal leveres senere.

Eksisterende Hønså bru ble midlertidig stengt og erstattet av en beredskapsbru på grunn av betydelige skader etter to store flomhendelser i 2024. Den første flommen inntraff 23. juli og førte til undergraving av det østlige landkaret, samt betydelige setninger. Det ser ut til at det østlige landkaret har vært utsatt for varig erosjon foran og under fundamentet, som ble forsterket under flommen og resulterte i setninger og fremover vipping av landkaret. Som følge av bruens tilstand etter flommen ble veien stengt. En Bailey-bru ble plassert på nye støttepunkter.

I tillegg ble det lagt stein under landkarsveggen og en steinfylling foran landkaret. Omtrent én måned senere, den 3. september 2024, inntraff en ny og kraftigere flom. Denne flommen tok med seg deler av eiendommen oppstrøms bruene, og fyllingen som ble lagt ut etter flommen 23. juli ble vasket bort, men det oppsto ingen større skader på brukonstruksjonen.

Siden det østlige landkaret til eksisterende bru har fått betydelig skjevsetning inn mot bruene, vurderes etablering av en ny bru. I tillegg til ny bru, skal det etableres en midlertidig bru sør for dagens bru, hvor trafikken skal ledes i perioden den nye Hønså bru etableres. Figur 1-1 viser et oversiktsbilde av prosjektområdet rundt Hønså bru.



Figur 1-1 Oversikt over prosjektområdet som viser Hønså bru plassering [1].

2 Prosjekteringsforutsetninger

Tabell 2-1 oppsummer de valgte sikkerhetsprinsippene for de planlagte nye og midlertidige bruene. En utfyllende begrunnelse for klassifiseringen vil bli gitt i hovedrapporten.

Tabell 2-1: Oppsummering av valgte sikkerhetsprinsipper for tiltaket

Sikkerhetsprinsipper	Klasse/kategori	Referanse til regelverk
Geoteknisk kategori	2	[2]
Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)	3	[3] [4]
Prosjekterings- og utførelseskontroll (PKK/UKK)	3	[3]
Tiltaksklasse	3	[5]
Seismisk grunntype	C	[6]
Seismisk klasse	II	[7]

Det er også verdt å peke på at det ikke stilles krav om dimensjonering for seismisk påvirkning, i henhold til oppfylte kriterier listet i NA.3.2.1(5) i Eurokode 8 [6], og detaljert begrunnelse vil bli gitt i hovedrapporten.

3 Geoteknisk prosjektering

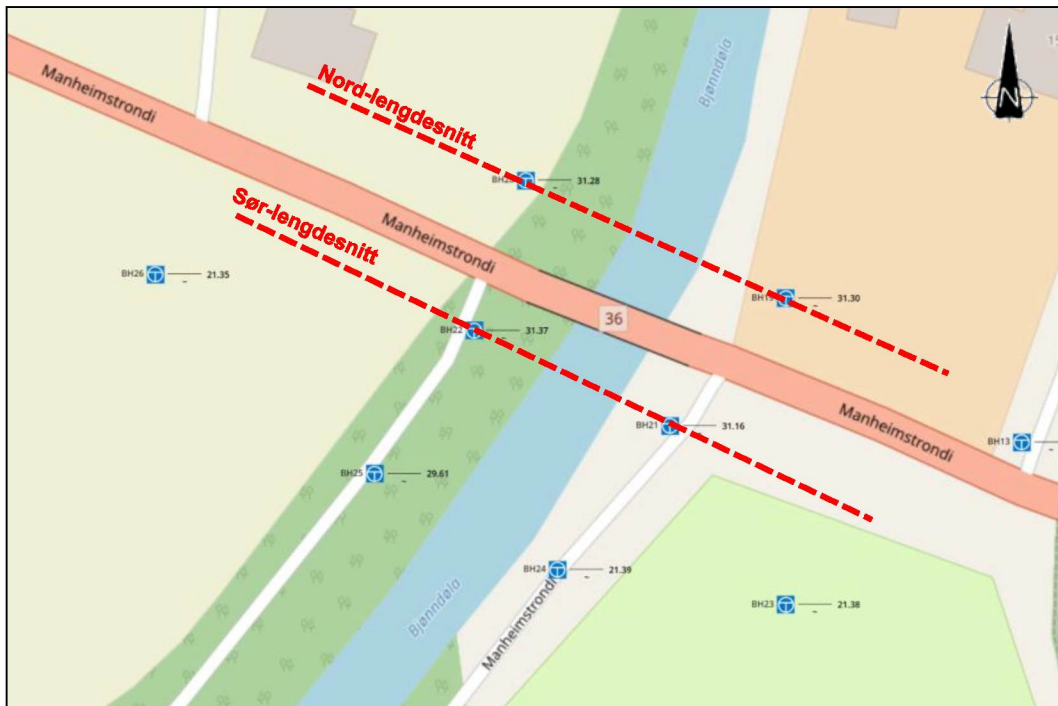
3.1 Ny bru

I denne seksjonen beskrives grunnforhold, valgte parametere og beregninger knyttet til bæreevne og setninger for fundamenteringen av den nye bruene.

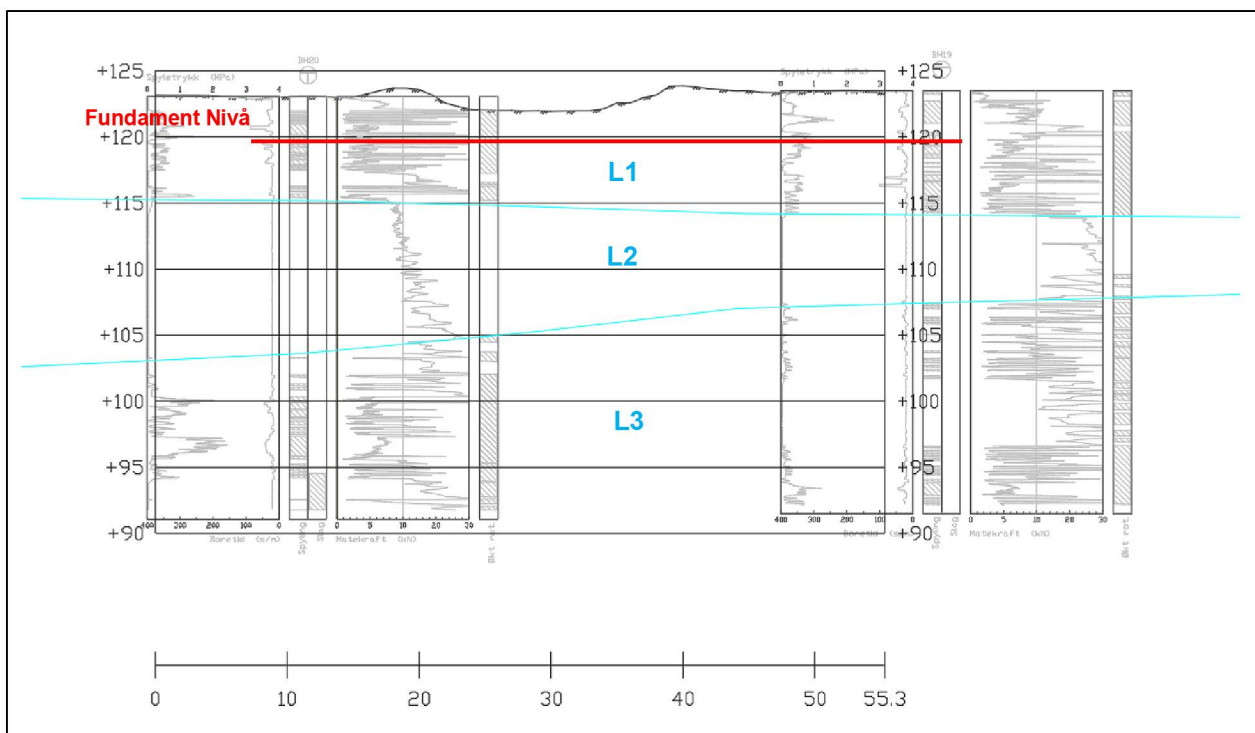
Grunnforhold

Basert på løsmassekart fra NGU [8] består området rundt bruene av elve- og bekkeavsetninger (fluvial avsetning) som er transportert og avsatt av elver og bekker. Sortert sand og grus dominerer, og partiklene er ofte godt rundet. Avsetningene kan ha meget varierende mektigheter.

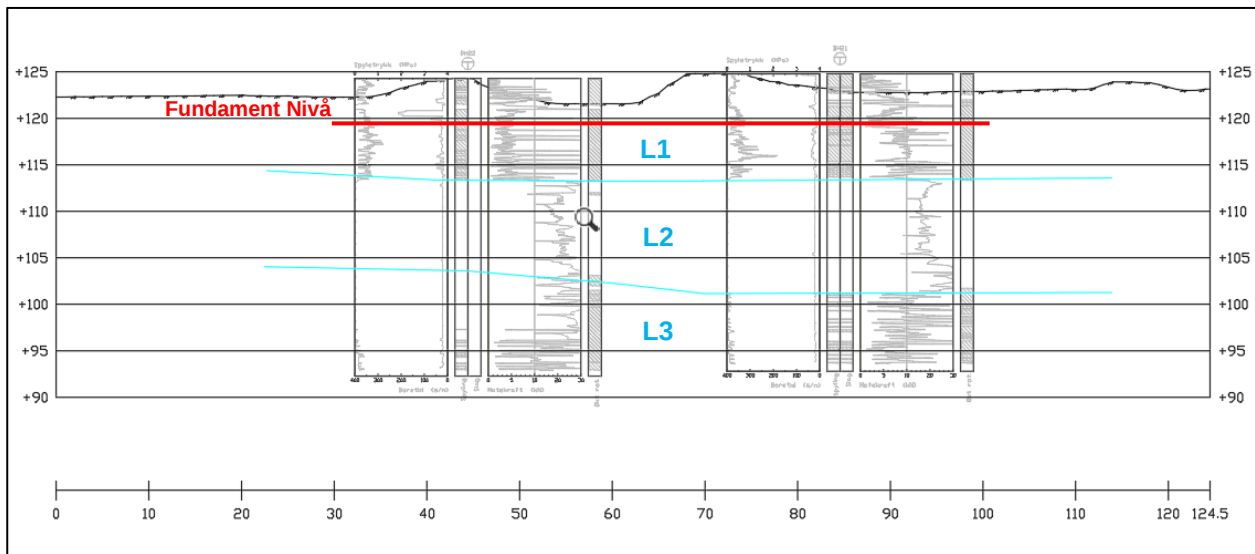
Det ble utført fire totalsonderinger rundt plassering av den nye bruene (BH19 til BH22), se Figur 3-1. Basert på resultatene fra disse totalsonderingene kan tre jordlag vurderes under fundamentene. Plasseringen av to lengdesnitt i nord- og sør-delen er vist i Figur 3-1, og lengdesnittene med de påviste tre jordlagene er vist i Figur 3-2 og Figur 3-3. Øverste lag (L1) består av grus og sand med steinblokker, andre lag (L2) består av sand og silt, og tredje lag (L3) består av grus og sand. Som vist i lengdesnittene, er terrengforholdene jevne i nordlige og sørlige del av bruene, og det vises ingen betydelige forskjeller mellom dem som påvirker beregningene.



Figur 3-1 Plassering av lengdesnitt rundt ny bru



Figur 3-2 Lengdesnitt gjennom nordlige del av ny brusone



Figur 3-3 Lengdesnitt gjennom sørlig del av ny brusone

Materialparametere

Geotekniske materialparametere er valgt basert på resultater fra utførte feltundersøkelser og anbefalte jordparametere ved dimensjonering av landkar i Håndbok V220 Tabell 3.6.2-1 [4] samt faglig skjønn. Tabell 3-1 viser materialparametere som er benyttet henholdsvis for bæreevne- og setningsberegning knyttet til bruene.

Tabell 3-1 Materialparametere for beregninger knyttet til bruene. γ -tyngdetetthet; ϕ -friksjonsvinkel; a -attraksjon.

Lag / Materiale	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	a (kPa)
Tilførte komprimerte masser bak og foran landkar/ Sprengstein	19	42	0
L1 under landkar / Grus og sand	19	38	5
L2 under landkar / Sand og silt	17	33	0
L3 under landkar / Grus og sand	19	38	5

Materialfaktorer

Siden grove materialer finnes i bru stedet, velges effektivspenningsanalyse for beregningene. Materialparameterne for den valgte analysen er angitt i Tabell 3-1. Med vurdering av seigt brudd for sand og grus, kan vi velge partialfaktor $\gamma_M=1,4$ (se Tabell 3-2).

Tabell 3-2 Materialfaktor for effektivspenningsanalyse [9]

Konsekvensklasse	Brudmekanisme		
	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

Ved jordtrykksberegninger i bruksgrensetilstanden velges mobiliseringsgraden 'f' basert på Tabell 3-3.

Tabell 3-3 Mobiliseringsgrad 'f' for jordtrykksberegning [4]

Undergrunn	Fleksibel konstruksjon	Normal konstruksjon	Stiv konstruksjon
Myk	0,80	0,75	0,70
Middels	0,75	0,70	0,65
Stiv/Berg	0,70	0,65	0,60

Lastforutsetninger

For beregning av trafikkbelastninger på landkar skal det benyttes en jevnt fordelt last $q_k = 5$ (kPa) over hele veibredden, samt en boggiekvivalent last med en lengde på 6 meter, $q_{Qk} = 25$ (kPa). Disse lastene opptrer samtidig. For landkarberegningen plasseres trafikklasten rett bak sålen for å sikre det mest ugunstige resultatet i geotekniske analyser.

Påsatte lagerlaster er også vurdert for landkaret. Detaljer om vurderte laster, og lastkombinasjoner kan hentes fra RIB sin beregningsrapport.

Valg av fundamenteringsløsning

Det er vurdert både direkte fundamentering (striefundament) og pelefundamentering for bruens landkar.

Bæreevnekravene kan tilfredsstilles ved bruk av striefundament. Setningene forventes å bli små og jevnt fordelte, basert på resultatene fra de utførte beregningene som er nevnt i de neste seksjonene. Derfor er det ikke behov for peler for å oppnå nødvendig sikkerhet mot brudd eller uakseptabel deformasjon.

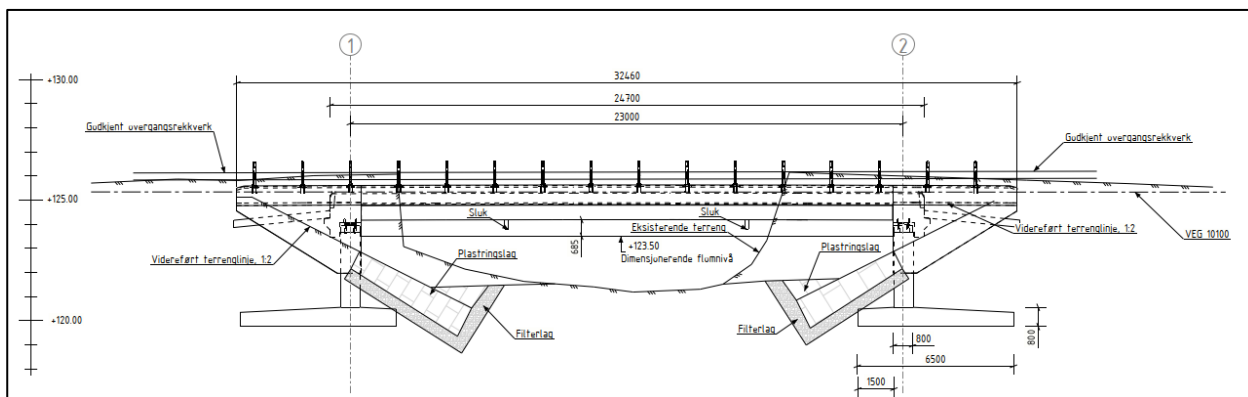
Videre er direkte fundamentering en mer kostnadseffektiv og utførelsesvennlig løsning sammenlignet med pelefundamentering, når grunnforholdene tillater det. Pelefundamentering brukes vanligvis når løsmassene har lav bæreevne, eller der differensialsetninger kan bli kritiske.

På bakgrunn av dette konkluderes det med at bruene kan fundamenteres direkte på stedlige masser uten bruk av peler. Det anbefales å masseutskifte 0,3–0,5 m under UK-fundament med kvalitet sprengstein masser (22/125 eller tilsvarende). Massene skal komprimeres i henhold til krav i NS3458.

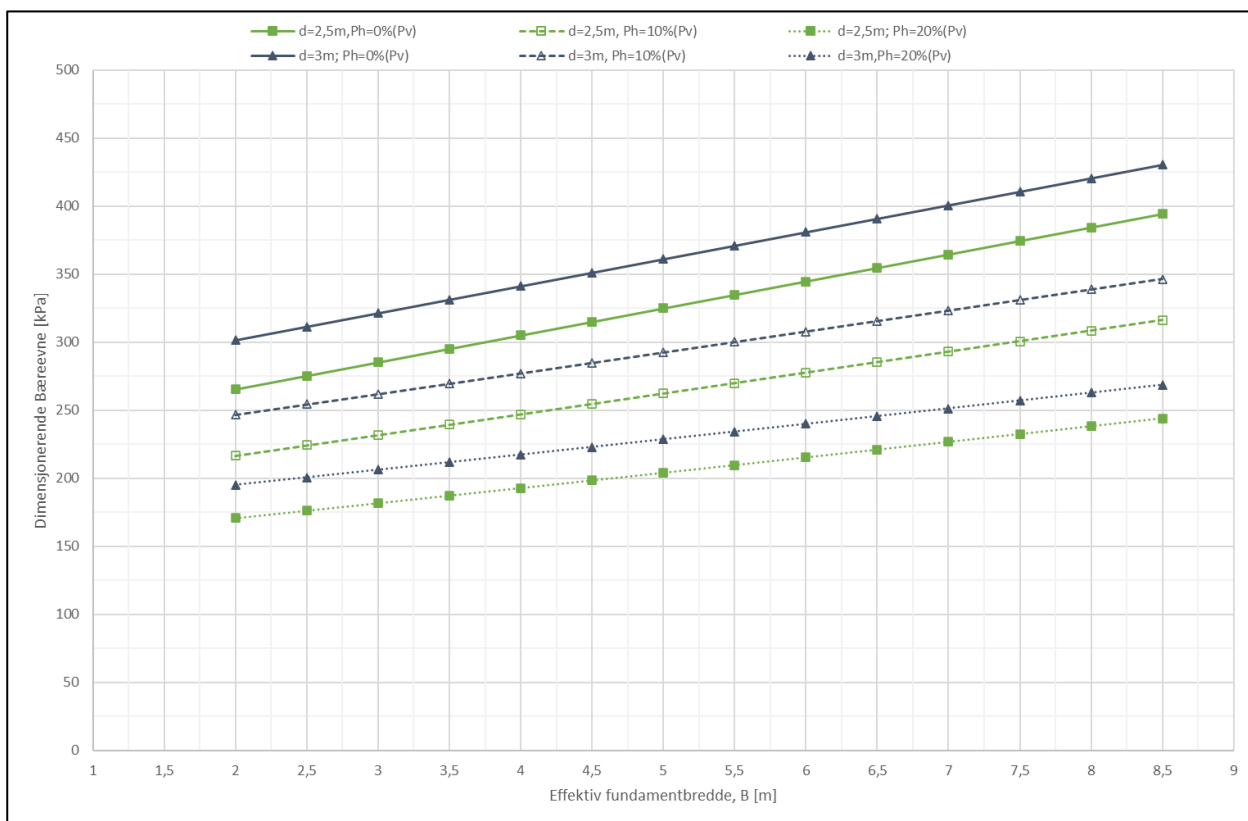
Bæreevne

I henhold til snittet av den nye bruene, som vist i Figur 3-4, skal bruene direktefundamenteres på kote ca. +119,75. Landkarene blir med dette fundamenteret i det faste topplaget (L1), som illustrert i Figur 3-2 og Figur 3-3.

Det er utført beregninger av bæreevne i bruddgrense for rent vertikalt og horisontalt belastede fundament forutsatt at bruene direktefundamenteres. Resultatene fra bæreevneberegninger er vist i Figur 3-5 med fundamentdybder på 2,5m og 3m, forskjellige fundamentbredder og horisontalt belastede fundamenter uten moment. I tillegg presenteres ULS-laster fordelt på de tilsvarende effektive fundamentbreddene og dimensjonerende bæreevneverdiene for horisontallast (ca. 10 til 20% av vertikallast).



Figur 3-4 Snittet av ny bru (Utklipp hentet fra RIB Tegning K100)



Figur 3-5 Dimensjonerende bæreevne for vertikal last

Det ble også utført beregninger med landkarverktøy (Landkar: versjon 2.0, laget av JET AS) for å sjekke resultater for direkte fundamentering i henhold til betingelsene som er nevnt i bruprojekteringshåndbok, N400 [10]. Eksentrisitet og grunnens dimensjonerende bæreevne i bruddgrensetilstand ble kontrollert, og det ble inkludert i RIB-rapporten angående beregninger knyttet til landkarene. Basert på de utførte analysene gir en fundamentbredde på 6,5 m, fundamentlengde på 10 m og fundamentdybde på 3,1 m gir tilfredsstillende bæreevne i de relaterte analysene.

Setninger

Det forventes ingen betydelige problemer relatert til jevne eller differansesetninger. Grunnen består av friksjonsjordarter som grus, sand og silt, hvor setningen hovedsakelig skyldes spenningsavhengige deformasjoner, mens tidsavhengige deformasjoner kan neglisjeres. Spenningsavhengige deformasjoner er beregnet basert på Janbu's spenningsfordeling, og en brukslast på omtrent 100 kPa er antatt, som angitt

av RIB. Basert på de utførte beregningene forventes en maksimal jevn setning på ca. 4 cm, og det antas at det meste vil skje i anleggsperioden siden det finnes grove masser under landkarenes fundamenter.

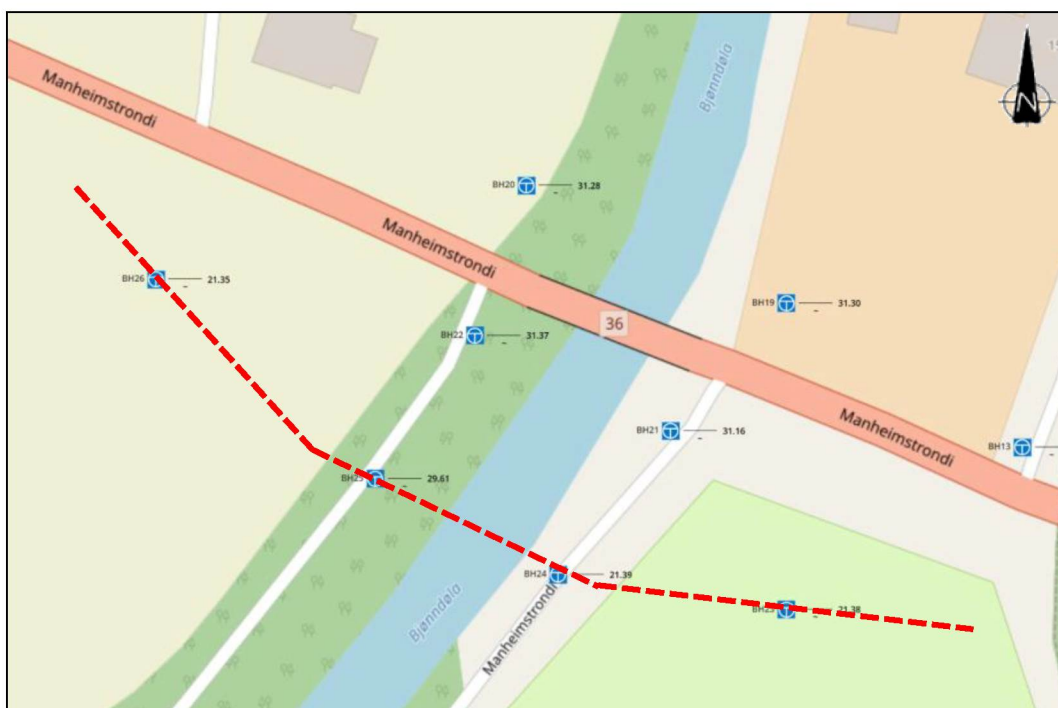
Siden jordlagene viser lignende tykkelse i området, forventes det ikke stor setningsforskjell mellom de to landkarene. Bruprosjekteringshåndbok, N400 [10], beskriver at setningsdifferansen mellom nabofundamenter for direkte fundamentering må være mindre enn 1/1000 av avstanden mellom fundamentsaksene eller mindre enn 5 cm.

3.2 Midlertidig bru

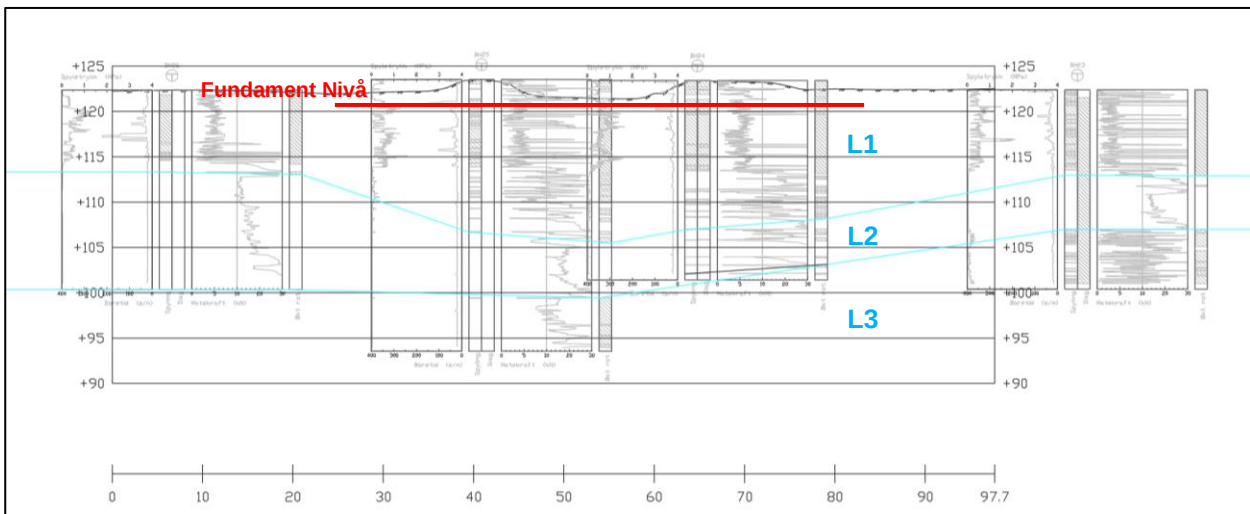
I denne seksjonen beskrives grunnforhold, valgte parametere og beregninger knyttet til bæreevne og setninger for fundamenteringen av den midlertidige bru.

Grunnforhold

Basert på de fire totalsonderingene (BH23 – BH26) er grunnforholdene og jordlagene vurdert å være like som de som er beskrevet for den nye bru i seksjon 3.1. Plasseringen av lengdesnitt langs den midlertidige bru er vist i Figur 3-6, og lengdesnittet med jordlagene er vist i Figur 3-7. Materialparametere, faktorer og lastforutsetninger vurderes på samme måte som for den nye bru, og de kan også brukes for dimensjonering av fundamenteringen for den midlertidige bru.



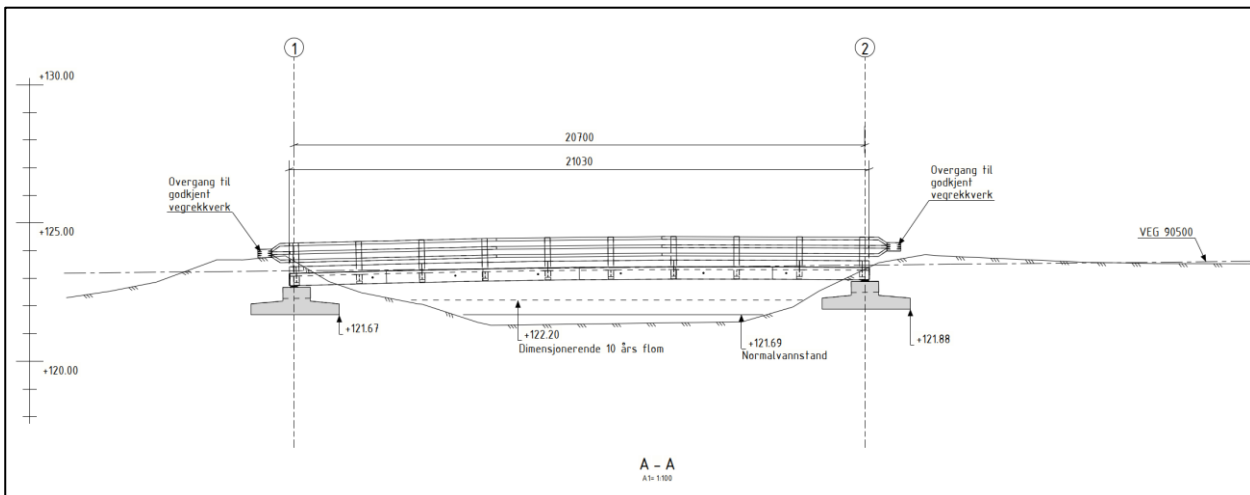
Figur 3-6 Plassering av lengdesnitt rundt midlertidig bru



Figur 3-7 Lengdesnitt gjennom midlertidig bru

Bæreevne

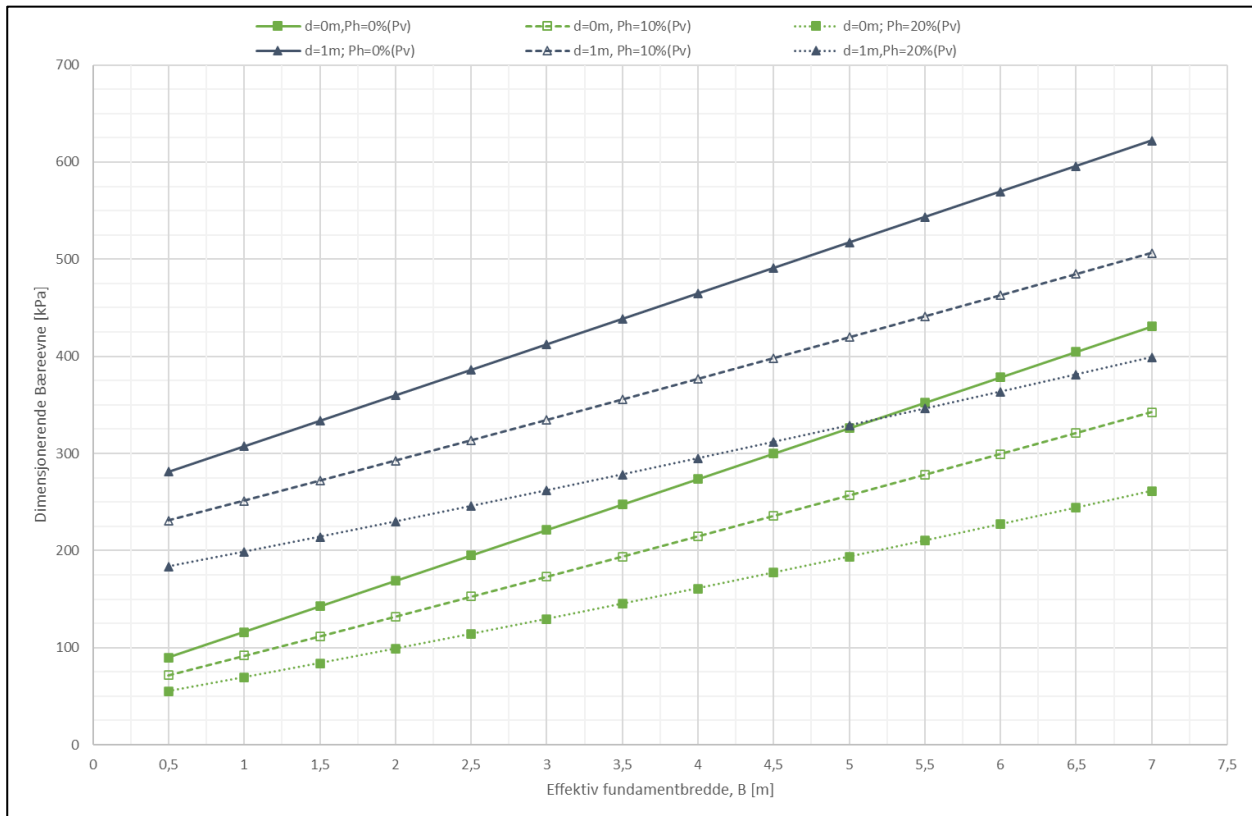
I henhold til snittet, som er vist i Figur 3-8, skal bruene direktefundamenteres på kote ca. +121,67 for akse 1 og +121,88 for akse 2 med stripefundamenter. Stripefundamentene blir med dette plassert i det faste topplaget (L1), som illustrert i Figur 3-7.



Figur 3-8 Snittet av midlertidig bru (Utsnitt hentet fra RIB Tegning K200)

Det er utført beregninger av bæreevne i bruddgrense for rent vertikalt og horisontalt belastede fundament forutsatt at bruene direktefundamenteres. Resultatene fra bæreevneberegninger er vist i Figur 3-9 med fundamentdybder på 0 og 1 m, forskjellige fundamentbredder og horisontalt belastede fundamenter uten moment. I tillegg presenteres ULS-laster fordelt på de tilsvarende effektive fundamentbreddene og dimensjonerende bæreevneverdiene for horisontallast (ca. 10 til 20% av vertikallast).

Det ble også utført beregninger med landkarverktøy (versjon 2.0, laget av JET AS) for å sjekke resultater for direkte fundamentering i henhold til betingelsene som er nevnt i bruprosjekteringshåndbok, N400 [10]. Eksentrisitet og grunnens dimensjonerende bæreevne i bruddgrensetilstand ble kontrollert, og det ble inkludert i RIB sin beregningsrapport angående beregninger knyttet til stripefundamentene. Basert på de utførte analysene gir en fundamentbredde på 3,3 m og fundamentlengde på 7 m gir tilfredsstillende bæreevne i de relaterte analysene. Det anbefales å masseutskifte inntil 0,3 m under UK-fundament med kvalitet sprengstein masser (22/125 eller tilsvarende). Massene skal komprimeres i henhold til krav i NS3458.



Figur 3-9 Dimensjonerende bæreevne for vertikal last

Setninger

For å vurdere setninger, og siden tykkelsen av det første laget (L1) på plasseringen av stripefundamentene er større enn den ved plasseringen av den nye bruene, kan det føre til lavere setninger. Brukslasten er også lavere enn den for den nye bruene, og den er antatt å være omtrent 30 kPa, som er angitt av RIB. Basert på de utførte beregningene forventes en maksimal jevn setning på 1 cm. Siden jordlagene viser lignende tykkelse i området, forventes det ikke noen setningsforskjell mellom de to stripefundamentene eller langs selve fundamentene.

4 Referanser

- [1] Kartverket, «Norgeskart,» 06 2025. [Internett]. Available: Norgeskart.no.
- [2] Standard Norge, *NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA: Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler*, 2025.
- [3] Standard Norge, *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA: Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, 2016.
- [4] Statens vegvesen, *Håndbok V220-Geoteknikk i vegbygging*, 2025.
- [5] Direktoratet for byggkvalitet, *Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning-Kapittel 9 Foretak og tiltaksklasser*, 2016.
- [6] Norsk Standard, *NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, 2021.
- [7] Standard Norge, *NS-EN 1998-2:2005+A1:2011+NA: Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer*, 2025.
- [8] Norges geologiske undersøkelser (NGU), «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» 2025. [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.
- [9] Statens vegvesen, *Håndbok N200-Vegbygging*, 2024.
- [10] Statens vegvesen, *Håndbok N400-Bruprosjektering*, 2015.

VEDLEGG 3

10247111-RIG-N02-Rev00

Rv. 36 Hønså bru med tilstøtende veg

Områdestabilitetsvurdering

Rv. 36 Hønså bru med tilstøtende veg – Områdestabilitetsvurdering

Prosjekt:	Reguleringsplan rv. 36 Hønså bru	Prosjektnr.:	10247111
Kunde:	Statens vegvesen	Prosjektleder:	Cathrine Heramb Ovid
Utarbeidet av:	Saba Abedi Anaraki	Dato:	02.12.2025
Kontrollert av:	Ashenafi Lulseged Yifru 02.12.2025	Godkjent av:	Cathrine Heramb Ovid 02.12.2025
Dokumentnr.:	10247111-RIG-N02	Rev.:	00

Revisjonshistorikk

Rev	Dato	Beskrivelse av endringen	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av
00	02.12.2025	Første leveranse	NO1B7D	NOASHY	NOCAOV

Sammendrag

Sweco Norge AS er engasjert av Statens vegvesen for å utarbeide reguleringsplan for ny Hønså bru med tilstøtende veg (Rv. 36 – Pr.0 – Pr.3300) i Midt-Telemark.

Dette notatet omhandler områdestabilitetsvurdering i prosjektområdet. Vurderingen er gjort i henhold til prosedyren fra Norges vassdrags- og energidirektorats (NVE) veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred».

Basert på de oppnådde resultatene, vurderes fare for retrogressivt skred mellom ca. Pr.2700 og Pr.3300 i Verpe. Vurderingen angir en faresone (Verpe) med «Lav» faregrad og «Alvorlig» skadekonsekvens.

Tiltaket (hoved- og sidevei) er plassert i tiltakskategori K4 og forverrer dagens stabilitet. To stabiliserende alternativer er valgt, og vurderingene viser at tiltakene oppfyller krav for absolutt sikkerhet $F_{cu} > 1,61$. Store glide flater som trolig ikke berører veien utbedret vesentlig.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	1
2	Grunnlag	1
2.1	Grunnforhold	1
2.1.1	Løsmasser	1
2.1.2	Berg	2
2.1.3	Grunnvann	2
3	Prosedyre for vurdering av områdestabilitet	3
3.1	Eksisterende faresoner	3
3.2	Områder med mulig marin leire.....	3
3.2.1	Marin grense og kvikkleire	3
3.2.2	Utførte grunnundersøkelser	4
3.3	Terreng som kan være utsatt for områdeskred.....	6
3.3.1	Terreng som kan inngå i løsne-/utløpsområdet til et skred	6
3.4	Tiltakskategori	8
3.5	Kritiske skråninger og potensielt løsneområde	9
3.6	Befaring	11
3.7	Gjennomfør grunnundersøkelser	11
3.8	Aktuelle skredmekanismer og avgrensning av løsneområde	12
3.8.1	Metodikk for vurdering av skredmekanisme	12
3.8.2	Avgrensning løsneområde for retrogressive skred	13
3.9	Klassifisering av faresone	14
3.10	Stabilitetsberegninger	15
3.10.1	Tolkning av jordprofil og jordparameter	15
3.10.2	Anisotropiforhold.....	16
3.10.3	Laster.....	17
3.10.4	Analyse.....	17
3.10.5	Resultater	18
3.11	Avgrensning av løsne- og utløpsområde	19
4	Konklusjon og anbefalinger	19
5	Referanser	20

Tegninger

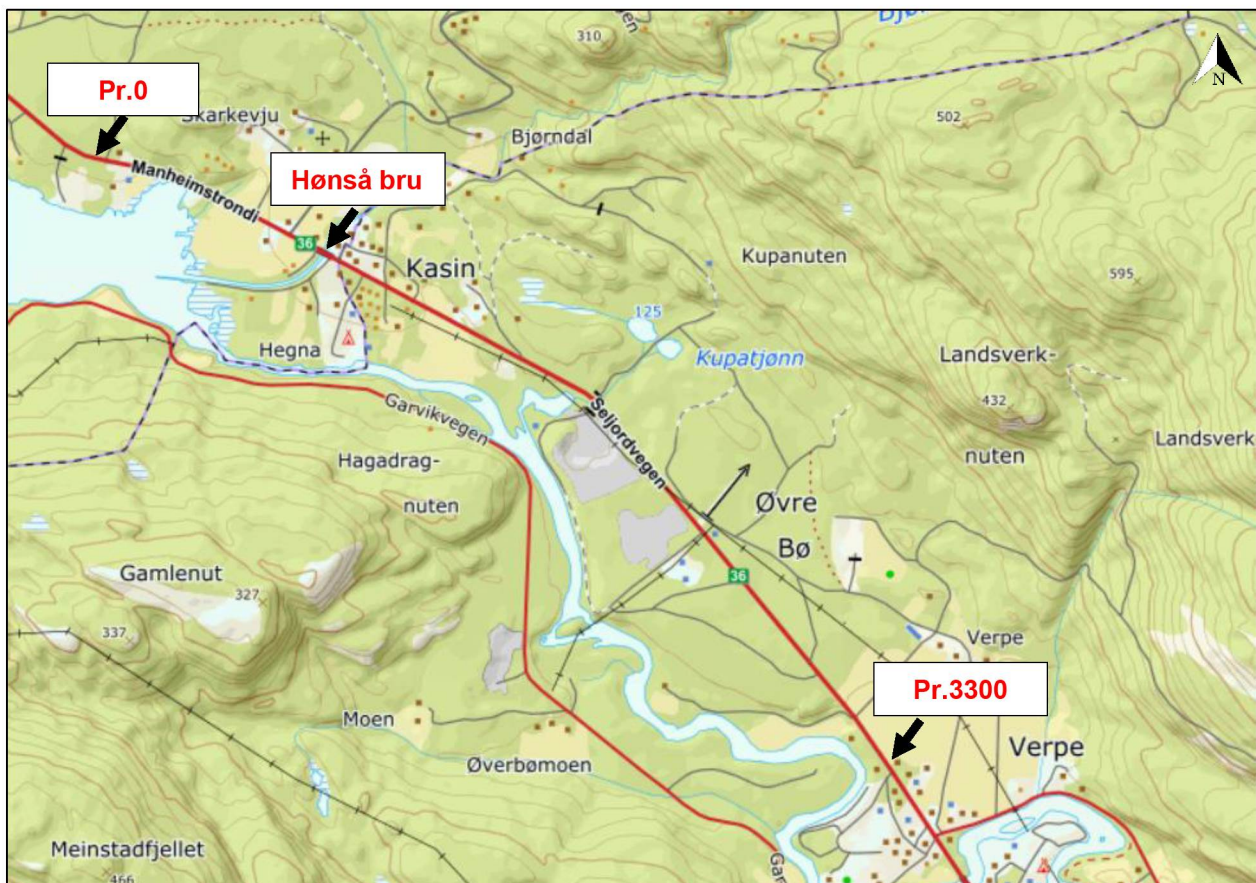
G100	Plantegning med grunnundersøkelser	1:1000
G101	Plantegning – kvikkleire faresone (Verpe) – løsne- og utløpsområde	1:4000
G102	Plantegning – Stabiliserende tiltak	1:2000
G103	Stabilitetsberegning, Profil 1 – Dagens situasjon	1:400
G104	Stabilitetsberegning, Profil 1 – Fremtidig situasjon	1:400
G105	Stabilitetsberegning, Profil 3 – Dagens situasjon	1:400
G106	Stabilitetsberegning, Profil 3 – Fremtidig situasjon	1:400
G107	Stabilitetsberegning, Profil 3 – Fremtidig situasjon med lettemasse og motfylling	1:400
G108	Stabilitetsberegning, Profil 3 – Fremtidig situasjon med veg- og motfylling	1:400

Vedlegg

Vedlegg A	CPTu tolkning
Vedlegg B	Treaksial tolkning

1 Innledning

Sweco Norge AS er engasjert av Statens vegvesen, divisjon drift og vedlikehold, avdeling plan og utbygging sør, for å utarbeide reguleringsplan for ny Hønså bru med tilstøtende veg (rv. 36) i Midt-Telemark. Dette notatet omhandler utredning av områdestabilitet i prosjektområdet. Figur 1-1 viser et oversiktskart av prosjektområdet: Hønså bru med tilstøtende vei.



Figur 1-1: Oversikt over prosjektområdet. (Kilde bakgrunnskart: Norgeskart [1]).

Basert på marinleire- og kvikkleirkart fra NVE Atlas [2], ligger området under marin grense, og deler av veien ligger innenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred.

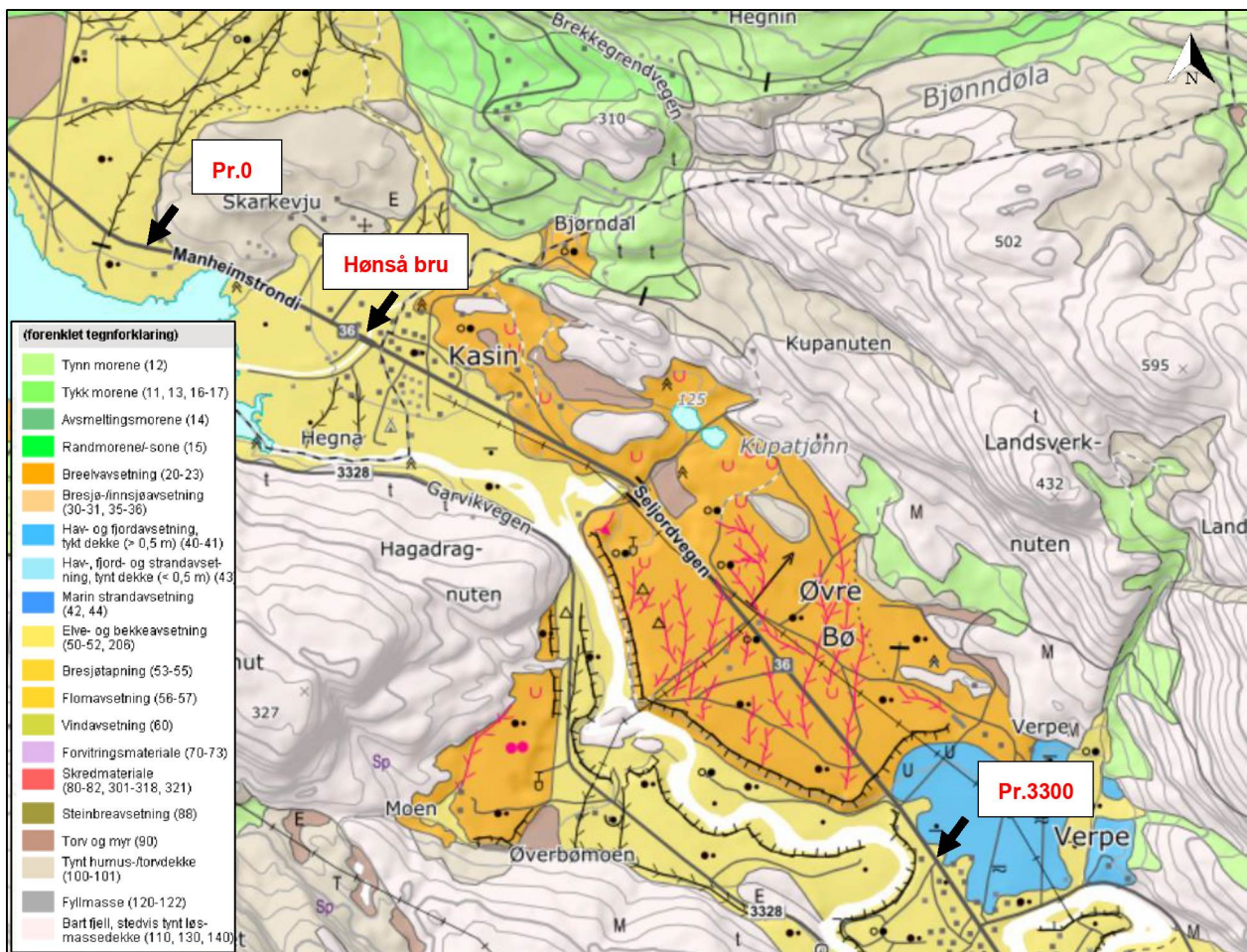
2 Grunnlag

Det er utført grunnundersøkelser som en del av denne reguleringsplanen [3]. I tillegg er observasjoner fra befaring og data fra NGUs løsmassekart benyttet som grunnlag.

2.1 Grunnforhold

2.1.1 Løsmasser

NGUs løsmassekart for området gir en grov oversikt over løsmassetyper i overflaten [4]. Det kvartærgeologiske kartet, vist i Figur 2-1, indikerer at området rundt bruene består av elve- og bekkeavsetninger (fluvial avsetning i gul farge) som er transportert og avsatt av elver og bekker. Sortert sand og grus dominerer, og partiklene er ofte godt rundet. Avsetningene kan ha meget varierende mektigheter.



Figur 2-1: NGUs løsmassekart langs prosjektområde [4].

Det er utført geotekniske grunnundersøkelser i prosjektområdet av Statens vegvesen i mai 2025. Det ble utført 24 totalsonderinger, en trykksondering, og det ble tatt opp prøveserier i to punkter [3].

Basert på de utførte totalsonderingene består grunnen hovedsakelig av grovmasser, inkludert steinblokker, grus, sand og silt i hoved delen av veien og rundt Hønså bru (mellom Pr.0–Pr.2700). I et begrenset sted i Verpe (mellom Pr.2700–Pr.3300) er det påvist finstoffholdige masser i BH3 og BH4. Ifølge resultater fra lab-undersøkelsene i BH3 består massene av leire og siltig leire med sprøbrudd egenskap.

2.1.2 Berg

Ifølge utførte grunnundersøkelsene er det kun rundt Pr.1800 som påvises berg ved boringene. I tillegg er det observert berg bløtninger nord og øst for veien i Pr.100–Pr.300 og rundt Pr.1800.

2.1.3 Grunnvann

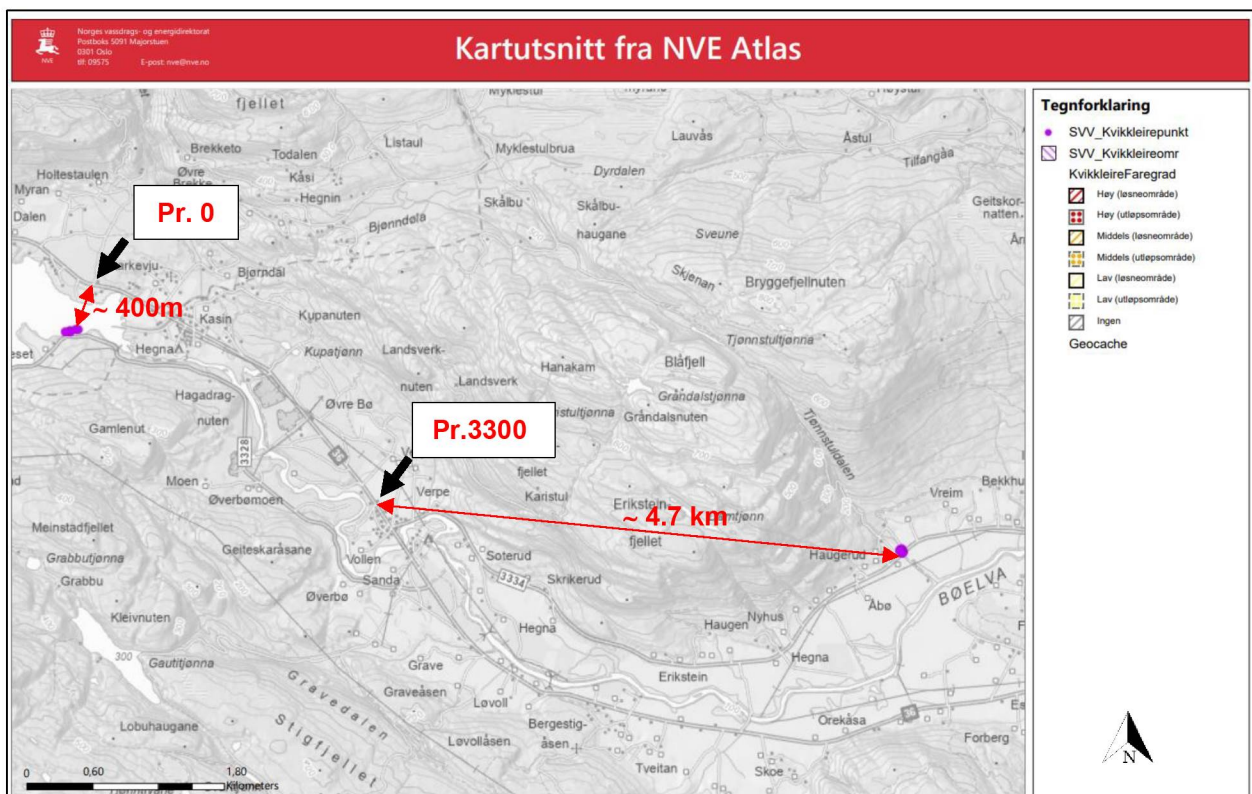
Det er ikke installert poretrykksmålinger i området. Det renner Bø-elva vest for veien mens fjell stiger opp øst for veien. Det antas at grunnvannstanden ligger i elv-nivå med slak økning mot fjellet.

3 Prosedyre for vurdering av områdestabilitet

Dette notatet omhandler en geoteknisk vurdering av områdestabilitet i henhold til prosedyren fra Norges vassdrags- og energidirektorats (NVE) veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred» [5].

3.1 Eksisterende faresoner

Figur 3-1 viser et kartutsnitt hentet fra NVE Atlas [2] som viser at det ikke finnes registrerte kvikkleiresoner i prosjektområdet. Det nærmeste bekreftede området med påvist kvikkleire ligger omtrent 400 meter sørvest for den nordlige grensen av prosjektområdet, Pr.0, i den sørlige delen av Seljordsvatn. Det andre SVV-kvikkleireområdet i sørøst ligger omtrent 4,7 km unna fra prosjektområdet.

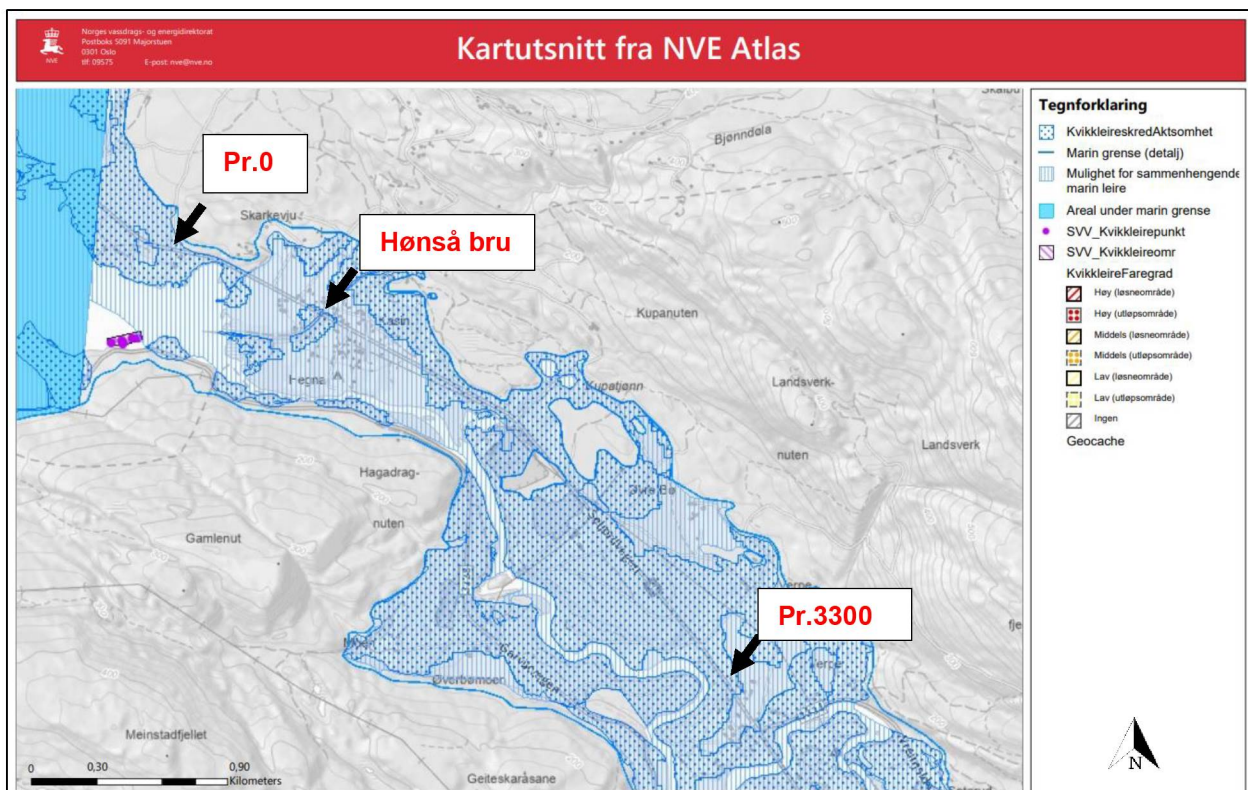


Figur 3-1: Ingen registrerte kvikkleiresoner, men to SVV-kvikkleireområder i nærheten av prosjektområdet [2].

3.2 Områder med mulig marin leire

3.2.1 Marin grense og kvikkleire

Ifølge kart fra NVE Atlas [2], vist i Figur 3-2, ligger hoveddelen av prosjektområdet under mulighet for sammenhengende marin leire og aktsomhet for kvikkleireskred. Siden planlagte tiltak ligger innenfor områder med mulig marin leire, må det gjennomføres videre utredning iht. NVEs kvikkleireveileder [5].



Figur 3-2: Oversikt over marin grense og kvikkleireskredaktsomhet i planområdet [2].

3.2.2 Utførte grunnundersøkelser

De utførte grunnundersøkelsene viser at grovmasser dominerer mesteparten av prosjektområdet, særlig mellom Pr.0 – Pr.2700 og rundt de planlagte nye og midlertidige bruene. Deler av prosjektområdet med grove friksjonsmasser trenger ikke ytterligere utredning knyttet til områdestabilitet.

Unntak er i delene nær Pr.250 og Pr.3250, som består av finstoffholdige masser.

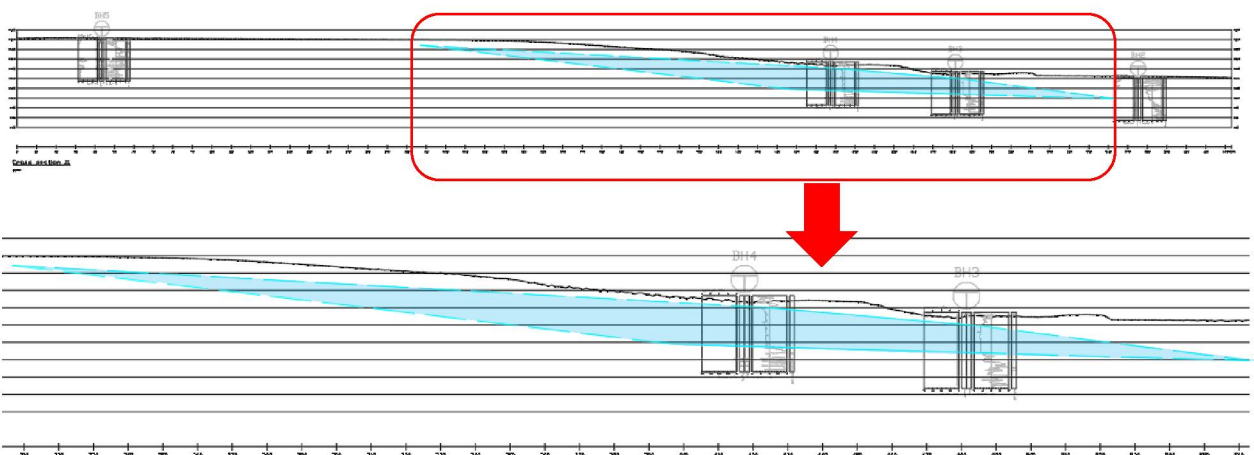
Prøvetaking (poseprøver) i BH17, som ligger i nærheten av Pr.250, viser at grunnforholdet består av sand eller siltig sand. Det er ikke påvist noe sprøbrudd egenskap i prøvene. I dette området er det ikke påvist lag med sprøbrudd egenskap. Totalsonderingen i BH17 viser relativt kort dybde til antatt berg, ca. 10 m, med påvist berg i dagen nord for veien. Dette vil si at det ikke er behov for utredning av områdestabiliteten i dette området.

I nærheten av Pr.3250, som vist i Figur 3-3, vises grunnforholdet leire eller siltig leire masser i BH3 og BH4, mellom dybden ca. 4 m til dybder på 12 til 15 m. Det ble utført prøvetaking og lab-undersøkelser i BH3. Lab-undersøkelsene viser at leirelaget har sprøbrudd egenskap. Prøven som ble tatt fra dybden 5-6 m viser kvikkleire, og prøven fra dybden 11-12 m viser siltig leire, med omrørt skjærfasthet på 2,1 kPa, som ligger på grensen til sprøbruddmaterialer (2 kPa basert på NS8015). Det ble ikke påvist berg til dybder på 21,5 m. Lengdesnitt i området er vist i Figur 3-4.

Siden det finnes sprøbruddmaterialer rundt Pr.3250, må områder med terreng som kan være utsatt for områdeskred avgrenses iht. NVEs kvikkleireveileder [5].



Figur 3-3: Plassering av de utførte grunnundersøkelsene i Verpe mellom Pr.2700 og Pr.3300. (BH2 til BH5).



Figur 3-4 Lengdesnitt gjennom BH2 til BH5. Lyseblå markert lag består av mulige sprøbruddmaterialer.

3.3 Terreng som kan være utsatt for områdeskred

Terrengen som er vist i Figur 3-5 er et høydekart [6] i Verpe, mellom ca. Pr.2700–Pr.3300, med påvist sprøbruddmaterialer i grunnforholdet. I denne figuren indikerer mørkere farger (gul og rød) områder som ligger høyere enn de lavere områdene (grønt). Terrengen langs Seljordveien (Rv. 36) stiger mot nordvest, fra ca. kote +110,5 til kote +131. Bø-elva ligger sørvest for veien med kote rundt ca. +102,5. Terrengen på østsiden av vRv. 36, Verpe, er relativt flatt, og varierer mellom ca. kote +111,0 og +119.



Figur 3-5: Oversikt over terrenghøyder i området med sprøbruddmaterialer [6]. Mørkere farger (gul og rød) indikerer områder som ligger høyere enn de lavere områdene (grønt).

I henhold til NVEs kvikkleireveileder [5] må det vurderes om planområdet ligger i et terreng som kan være utsatt for områdeskred. I veilederen er det angitt følgende terrengkriterier som legges til grunn for å tegne aktsomhetsområder:

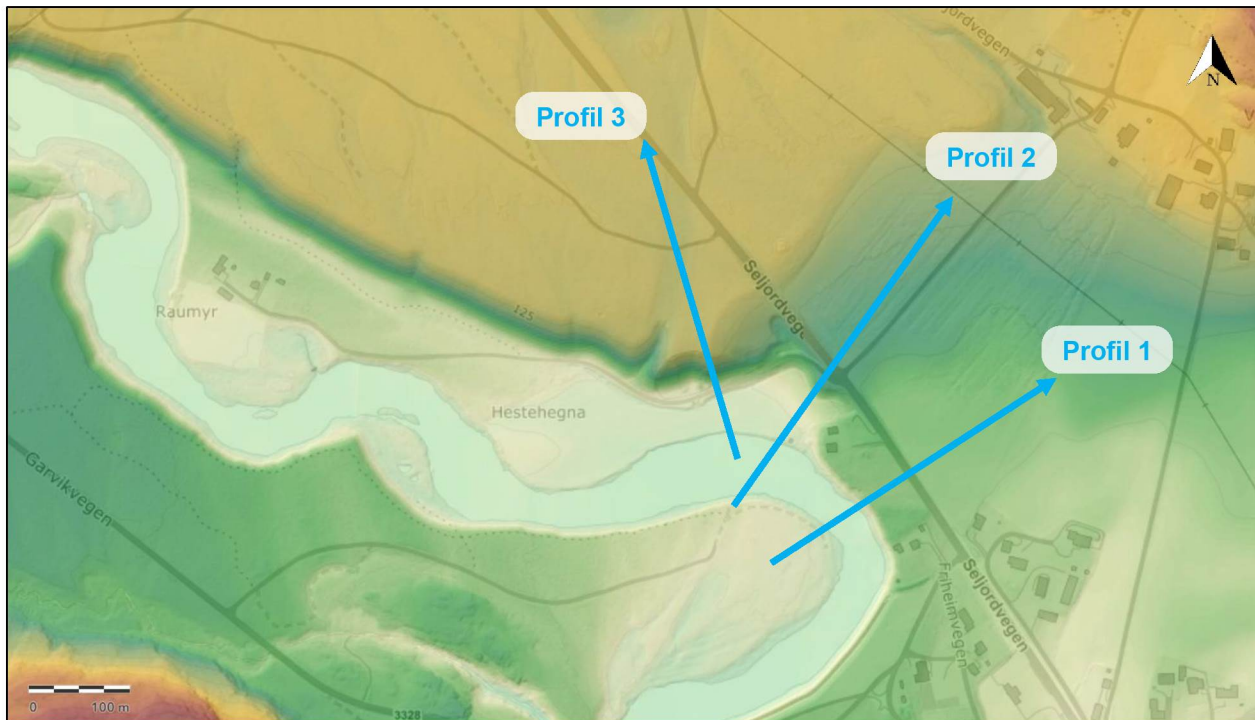
- a) Terreng som kan inngå i løснеområdet for et skred:
 - Jevnt hellende terreng brattere enn 1:20 og total skråningshøyde over 5 m, eller
 - I platåterreng: høydeforskjeller eller total skråningshøyde (i løsmasser) over 5 m.

Aktsomhetsområder ligger innenfor 20 x skråningshøyden, målt fra bunn av skråning.

- b) Terreng som kan inngå i utløpsområdet for et skred:
 - 3 x lengden til løснеområdet lengde. Løснеområdet er enten en eksisterende faresone eller et aktsomhetsområde, eller
 - Utløpssone som allerede er kartlagt.

3.3.1 Terreng som kan inngå i løсне-/utløpsområdet til et skred

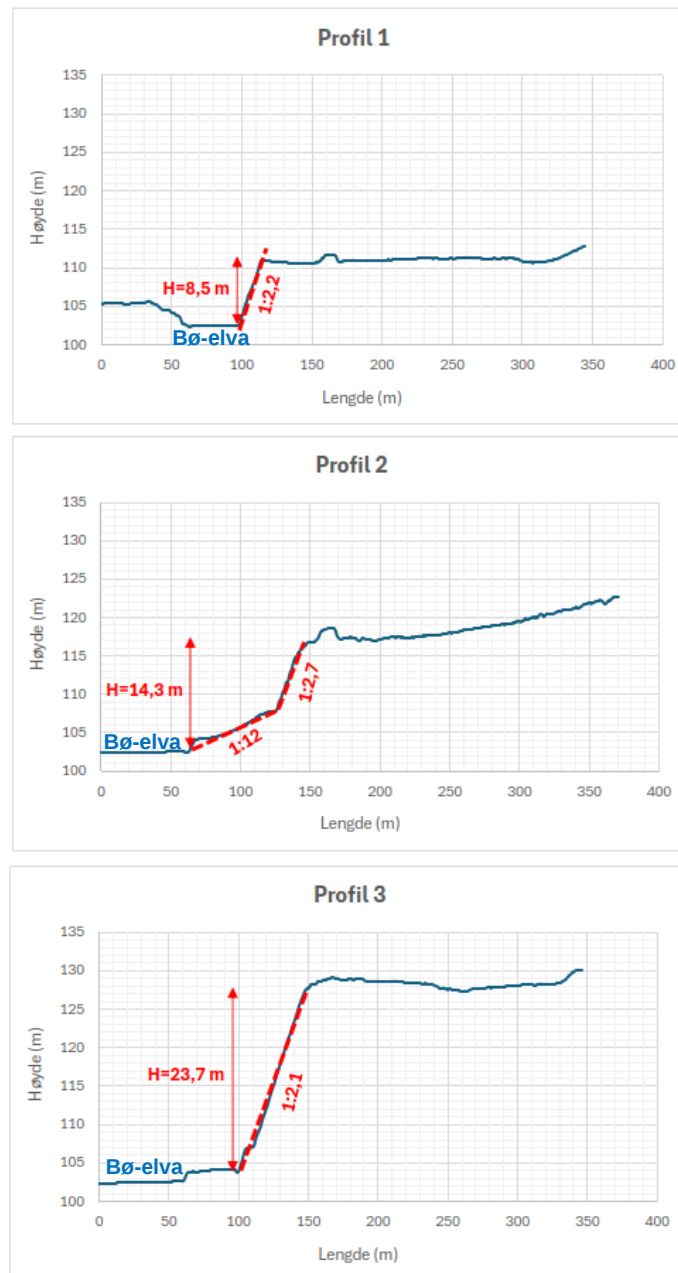
Basert på topografien i området er tre kritiske skråninger valgt ut for å vurdere aktsomhetsområdet med terreng kriteriene. Skråningene er vist som profil 1, 2 og 3 i plan i Figur 3-6 og snittene er vist i Figur 3-7. Alle snittene har mer enn 5 m skråningshøyde, og oppfyller en av kriteriene for terreng som kan inngå i et løснеområde. Tabell 1 viser potensielle løсне- og utløpslengder for profilene.



Figur 3-6: Oversiktskart som viser valgte kritiske skråninger; Profil 1 til Profil 3.

Tabell 3-1: Oppsummeringstabell løsne- og utløpslengde for profilene.

Profil	Skråningshøyde (m)	Lengde løsneområde (m)	Lengde utløpsområde (m)	Potensielt skred kan påvirke planområdet?
1	8,5	170	510	Ja
2	14,3	286	858	Ja
3	23,7	474	1422	Ja



Figur 3-7: Snitt-tegninger i Profil 1, Profil 2 og Profil 3.

3.4 Tiltakskategori

Tiltakskategori er valgt basert på tabell 3.2 i NVEs kvikkleireveileder [5]. Tiltaket er et veiprojekt (Rv 36), og Statens vegvesen sin håndbok N-V220:2025 [7] gir anbefaling for valg av tiltakskategori. Basert på tilgjengelige data har vegen foreløpig ÅDT på 2460, og forventede trafikkmengde ÅDT skal være på 2766 i 2045. Tabell 1.5-1 (se Figur 3-8) i N-V220:2025 setter veier med ÅDT over 1500 i tiltakskategori K4. Tiltaket (Rv 36) dermed er plasseres i tiltakskategori K4.

K4: Tiltak som medfører større tilflytting/ personopphold, samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner. Bolighus/fritidsboliger med mer enn to boenheter, sykehjem, sykehus, skoler, barnehager, idrettshaller, utendørs publikumsanlegg og nærings- og industribygg.	K4: ÅDT>1500 Klassifiseringen baseres på en helhetlig vurdering ut ifra risiko og sårbarhetsanalyser og andre relevante hensyn.
--	---

Figur 3-8: Utklipp av anbefaling for valg av tiltakskategori fra tabell 1.5-1 i N-V220:2025 [7].

Tiltakskategori K4 innebærer følgende sikkerhetskrav fra NVEs kvikkleireveileder [5], kapittel 3.3.6:

«Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$, hvor f_s er sprøhetsforholdet som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene.

For tiltak som ikke forverrer stabiliteten er kravet til sikkerhet $F_{cu} \geq 1,40$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$. Ved lavere sikkerhet må F_{cu} og $F_{c\phi}$ økes prosentvis iht. Tabell 3.3 og Figur 3.3.

For skråninger i faresonen som ligger utenfor influensområdet til tiltaket, gjelder krav til sikkerhet $F_{c\phi} \geq 1,25$, samt krav til robusthet $F_{cu} \geq 1,20$. Ved lavere sikkerhet og/eller robusthet skal $F_{c\phi}$ og F_{cu} økes prosentvis iht. Tabell 3.3 og Figur 3.3.

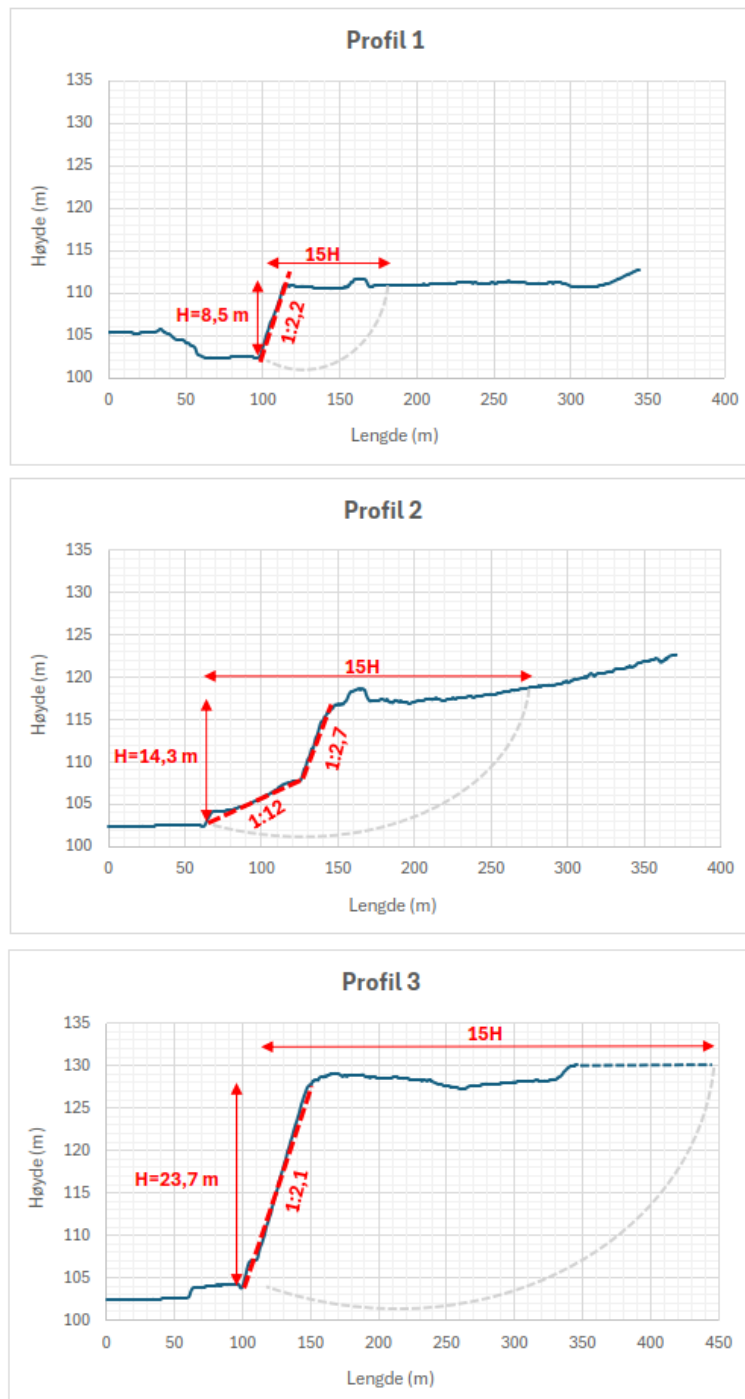
*Vurderinger og utarbeidelse av dokumentasjon skal gjennomføres av foretak med geoteknisk kompetanse som angitt i kap. 3.1. **Kvalitetssikring gjennomføres av uavhengig foretak.**»*

Veilederen definerer sprøhetsforholdet, f_s , som 1,15. Dette betyr at sikkerhetsfaktoren F_{cu} som må oppnås i stabilitetsberegningene ved forverrende tiltak er $F_{cu} \geq 1,61$.

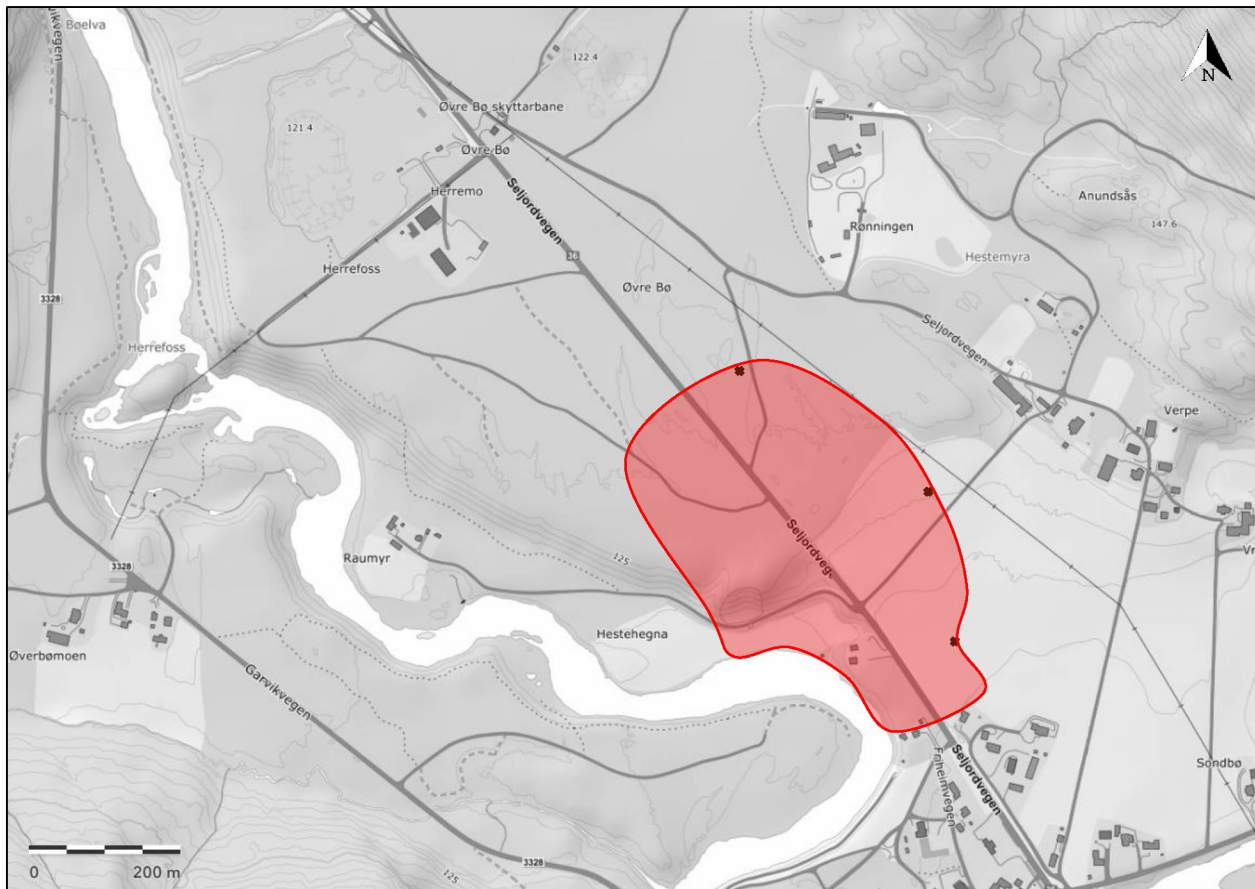
Med grunnlag i kvikkleireveilederen og valg av tiltakskategori K4 er det behov for en uavhengig kvalitetssikring av denne rapporten. Kontrolleren skal gjennomføres av et uavhengig foretak med geoteknisk kompetanse og med grunnlag i NVEs kvikkleireveileder [5].

3.5 Kritiske skråninger og potensielt løsneområde

Som konkludert i kapittel 3.3, må alle profilene vurderes videre på bakgrunn av terrengkriteriene. Det finnes også sprøbruddmaterialer i denne sonen basert på de utførte totalsonderingene som ble diskutert i kapittel 3.2.2. Så disse skråningene kan identifiseres som kritiske skråninger hvor skred kan initieres og eventuelt utvikle seg til områdeskred. Basert på steg 5 i NVEs kvikkleireveileder [5] tegnes potensielle løsneområder for områdeskred med lengde $L=15H$, som vist i Figur 3-9 for profil 1 til profil 3. En oversikt over tegnet løsneområdet er vist i Figur 3-10.



Figur 3-9: Estimering av mulig løseområde for Profil 1 til Profil 3.



Figur 3-10: Oversikt over mulig løснеområde, vist med rød skravur.

3.6 Befaring

Sweco gjennomførte en befaring av prosjektområdet og nærliggende områder den 11.04.2025. Det er verdt å ta hensyn til at befaringen ble utført for planlegging av grunnundersøkelser for ny- og midlertidig bru og tilstøtende vei før områdestabilitetsvurderinger, men området rundt Bø-elva ble også befart samtidig. I henhold til prosedyren for utredning av områdeskredfare i NVEs kvikkleireveileder [3], er befaring nødvendig for å få oversikt over lokale forhold som topografi, erosjon, berg i dagen, tidligere inngrep og annet som kan ha betydning for avgrensning av løснеområdet.

Følgende observasjoner og konklusjoner legges frem under befaringen:

- Det ble ikke observert berg i dagen i terrenget rundt de kritiske skråningene og Bø-elva.
- Det ble ikke vurdert tegn på erosjon rundt Bø-elva i nærheten av skråningene.

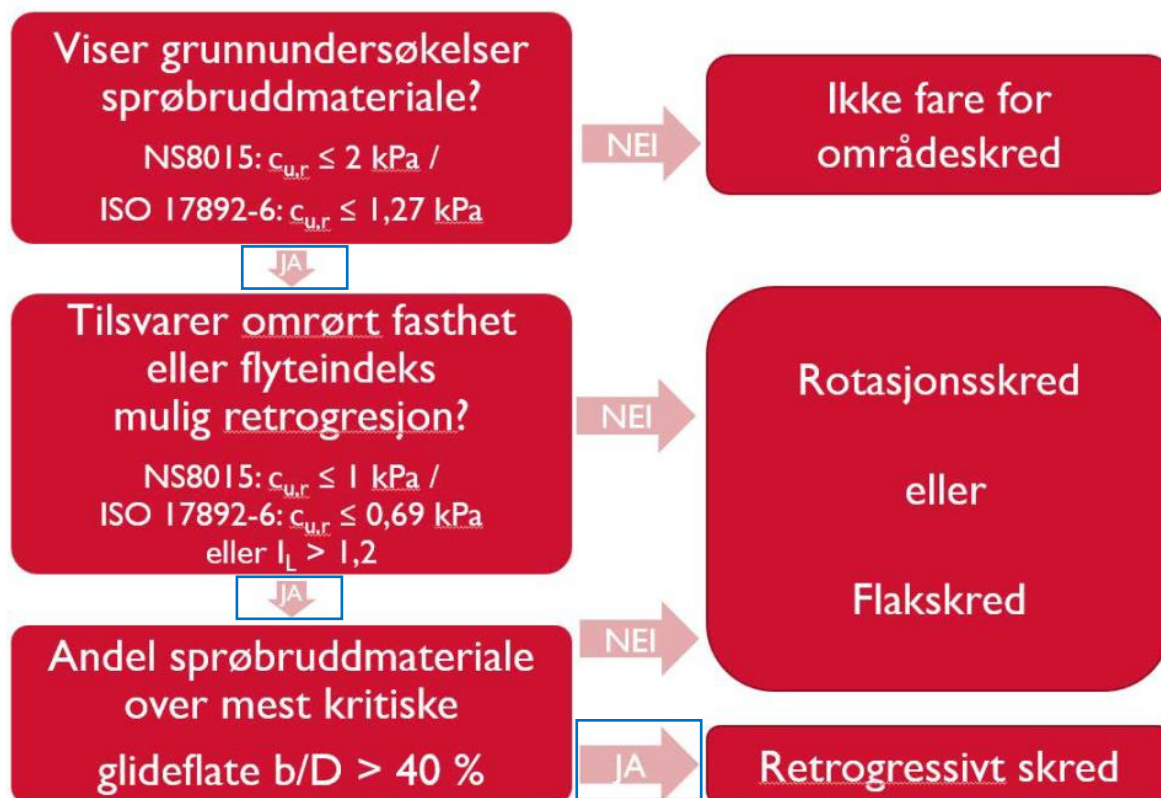
3.7 Gjennomfør grunnundersøkelser

Basert på steg 7 i NVEs kvikkleireveileder [5] må det gjennomføres geotekniske grunnundersøkelser der det ikke finnes tilstrekkelig data fra tidligere utførte undersøkelser. De utførte grunnundersøkelsene er diskutert i kapittel 3.2.2, og siden det er påvist sprøbruddmateriale i mulig løснеområde, må det utredes videre iht. NVE-prosedyren.

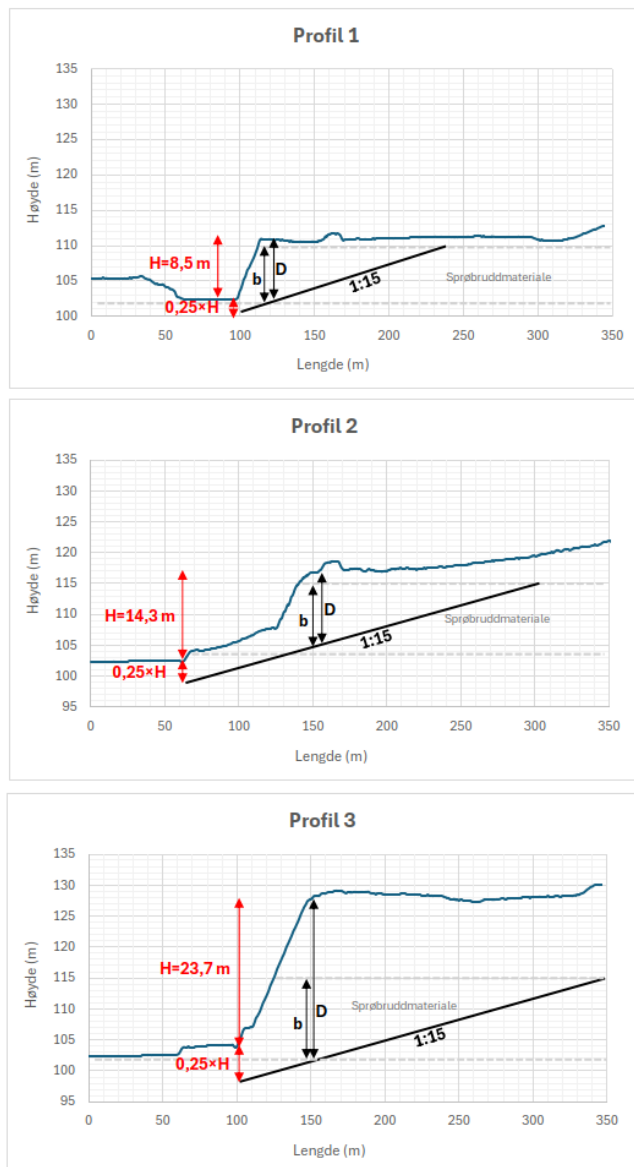
3.8 Aktuelle skredmekanismer og avgrensning av løsneområde

3.8.1 Metodikk for vurdering av skredmekanisme

Aktuelle skredmekanismer kan bestemmes ved hjelp av flytskjemaet presentert i Figur 3-11. Laboratorieresultatene viser sprøbruddmateriale for prøven som ble tatt fra BH3 i dybden 5-6 m ($c_{u,r} = 1.7$ kPa, som er mindre enn 2 kPa basert på NS8015 standard). For de andre prøvene som ble tatt fra dypere dybder 7, 9 og 11 m, er $c_{u,r}$ litt over 2 kPa, spesielt for prøven på 11-12 m dybden som viser $c_{u,r} = 2.1$ kPa, og det ligger på grensen av kriteriet for sprøbruddmateriale. Siden flyteindeks er 1,29 for prøven fra dybden 5-6 m, som er over 1,2, er kriteriet for mulig retrogresjon er oppfylt. Så andelen sprøbruddmateriale over mest kritiske glideflate (b/D) må vurderes videre. Siden det ikke er utført stabilitetsberegning i dette steget, kan andelen sprøbruddmateriale vurderes basert på NVEs kvikkleireveileder [5]. I dette tilfellet settes starten på 1:15 linjen til 0,25 H under foten av skråningen, og andelen sprøbruddmateriale (b/D) bestemmes under toppen av skråningen som vist i Figur 3-12. Basert på den innledende vurderingen er det tydelig at b/D er over 40%. Så aktuelle skredmekanismer er dermed retrogressivt skred.



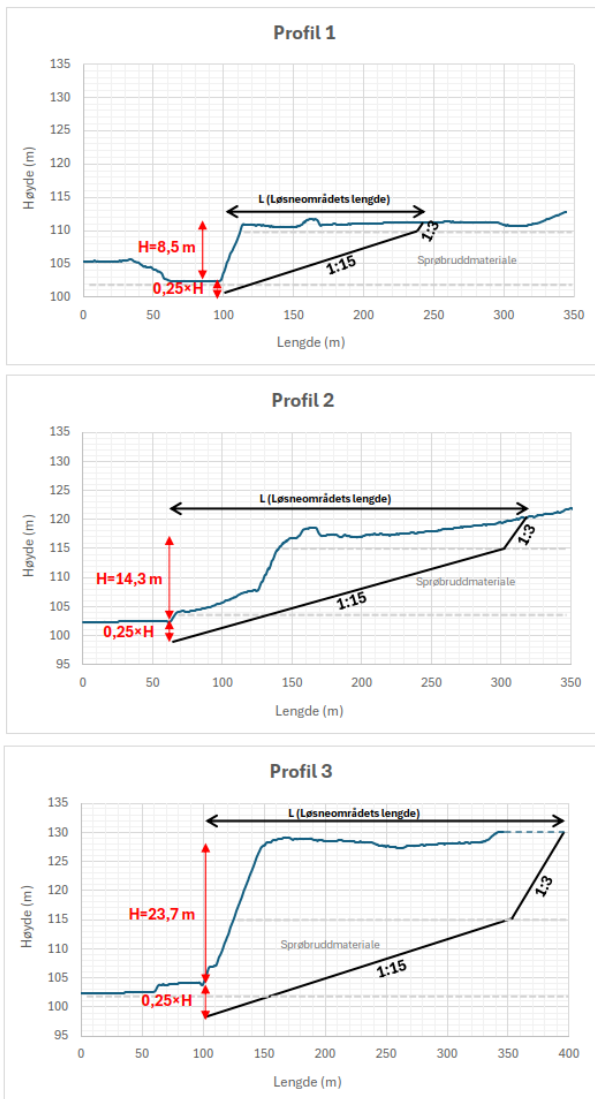
Figur 3-11: Flytskjema for vurdering av aktuell skredmekanisme, utklipp fra NVEs kvikkleireveileder [5].



Figur 3-12: Innledende vurdering av b/D (andel sprøbruddmateriale over den mest kritiske glideflaten) for Profil 1 til Profil 3.

3.8.2 Avgrensning løsneområde for retrogressive skred

I henhold til kapittel 4.5.2 i NVEs kvikkleireveileder [3] kan vurdering av løsneområde for retrogressive skred utføres basert på NGI-metoden. Løsneområdets lengde er vist i Figur 3-13 for profil 1 til profil 3, basert på den innledende vurderingen av kritisk glideflate. Som vist i denne figuren, trekkes 1:15-linja fra bunnen av kritisk glideflate og bakover i sprøbruddmateriale til den skjærer ut av dette. Derfra og opp til terreng legges glideflate med helning 1:3. Siden denne metodikken krever at kritisk glideflate blir beregnet, viser Figur 3-13 bare den innledende vurderingen, og dette er ferdigstilt etter stabilitetsberegninger som er diskutert i kapittel 3.11.



Figur 3-13: Vurdering av løsneområde for retrogressive skred basert på NGI-metoden [5].

3.9 Klassifisering av faresone

Klassifisering av faresone utføres evaluering av faregrad, konsekvensklasse og risikoklasse er gjort i henhold til NVEs rapport nr. 9/2020 [8]. Vurdering av faregrad, konsekvensklasse og risiko er vist i Tabell 3-2 der relevant individuell score for hver faktor er fremhevet med grønn farge. Samlet poengsum for vurdering faregrad for skråningen er 16, som indikerer «Lav faregrad». Samlet poengsum for vurdering av kosekvensklasse er 16, som indikerer «alvorlig» skadekonsekvensklasse. Risikoklassen derfor blir klasse 3 (se Tabell 3-2).

Tabell 3-2: Evaluering av faregrad

Bilag 1

Faregradklassifisering av Verpe langs Profil-1

SWECO

Klassifisering for dagens situasjon

Faregradsevaluering	Faktorer	Vekttall	Faregrad, score	Kommentar	Faregrad, score			
					3	2	1	0
	Tidligere skredaktivitet	1	2	Elve-/bekkenedskjæring	Høy	Noe	Lav	Ingen
	Skråningshøyde	2	0	ca. 8-13 m langs profil-1	>30	20-30	15-20	<15
	Tidligere/nåværende terrengnivå (OCR)	2	0	OCR=3,2 i BH3, dybde 5,6 m	1.0-1.2	1.2-1.5	1.5-2.0	>2.0
	Poretrykk, overtrykk, kPa	3	3	Terrenger ligger også i	>+30	10-30	0-10	Hydrostatisk
	Poretrykk, undertrykk, kPa	-3	0	Antatt hydrostatisk i bunnen	>-50	-(20-50)	-(0-20)	Hydrostatisk
	Kvikkleiremektighet	2	2	8-10m	>H/2	H/2 - H/4	<H/4	Tynt lag
	Sensitivitet	1	1	st=24 i BH3, dybde 5,5 m	>100	30-100	20-30	<20
	Erosjon	3	0	lite erosjon i vassdraget	Aktiv/glidn.	Noe	Lite	Ingen
Inngrep, forverring	3	0		Stor	Noe	Liten	Ingen	
Inngrep, forbedring	-3	0		Stor	Noe	Liten	Ingen	
Faregrad:			16	Lav faregrad	% av max 31,37			

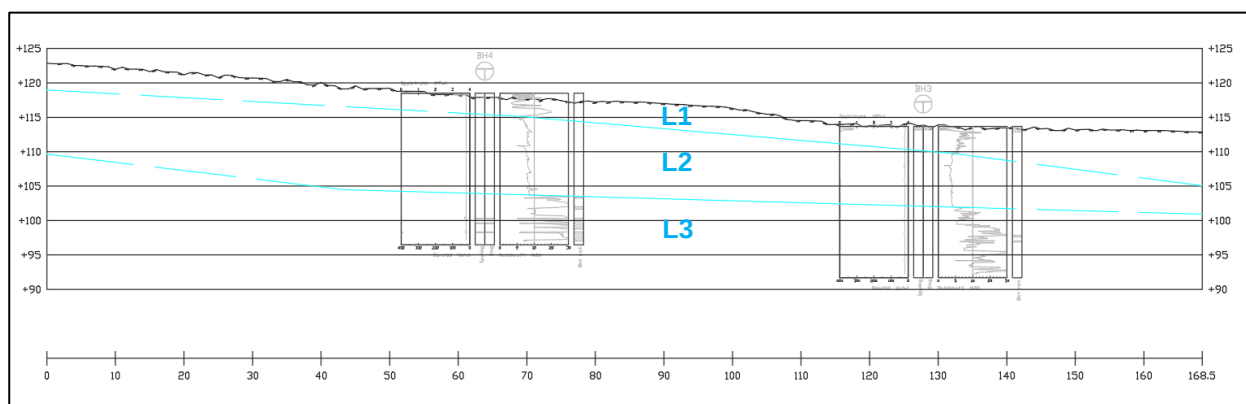
Skadekonsekvensklassifisering	Faktorer	Vekttall	Skadekonsekvens, score	Kommentar	Skadekonsekvens, score			
					3	2	1	0
	Boligheter, antall	4	2	7 hus og 5 gårdsbruk	Tett > 5	Spredt > 5	Spredt < 5	Ingen
	Næringsbygg, personer	3	0	Ingen	> 50	10 - 50	< 10	Ingen
	Annen bebyggelse, verdi	1	0	Ingen	Stor	Betydelig	begrenset	Ingen
	Vei, ADT	2	2	ADT for Rv. 36 = 2460	> 5000	1001 - 5000	100-1000	< 100
	Toglinje, baneprioritet	2	0	Ingen	1 - 2	3 - 4	5	Ingen
	Kraftnett	1	0	Kun lokal	Sentral	Regional	Distribusjon	Lokal
	Oppdemming/flom	2	2	Mulig oppdemming	Alvorlig	Middels	Liten	Ingen
	Skadekonsekvensklasse:			16	Alvorlig	% av max 31,37		

Risiko-klassifisering	Risikoklasse = faregrad x Skadekonsekvens	Risikoklasse, Score	Klassifisering	Risikoklasser, inndeling				
		984	Risikoklasse 3	klasse 1	klasse 2	klasse 3	klasse 4	klasse 5
		0 - 170 171 - 630 631 - 1900 1901 - 3200 3201 - 10000						

3.10 Stabilitetsberegninger

3.10.1 Tolkning av jordprofil og jordparameter

Jordprofilene er tolket i forhold til de utførte grunnundersøkelsene i denne sonen. Basert på resultatene i BH3 og BH4 kan tre jordlag vurderes som vist i Figur 3-14. Øverste lag (L1) består av tørrskorpe/sand til en dybde på ca. 4 m, andre lag (L2) består av finstoffholdige masser av sprøbruddmateriale til dybder på 12 til 15 m, og tredje lag (L3) består av grus/sand. Det ble ikke påvist berg til borede dybder på 21,5 m i dette området.



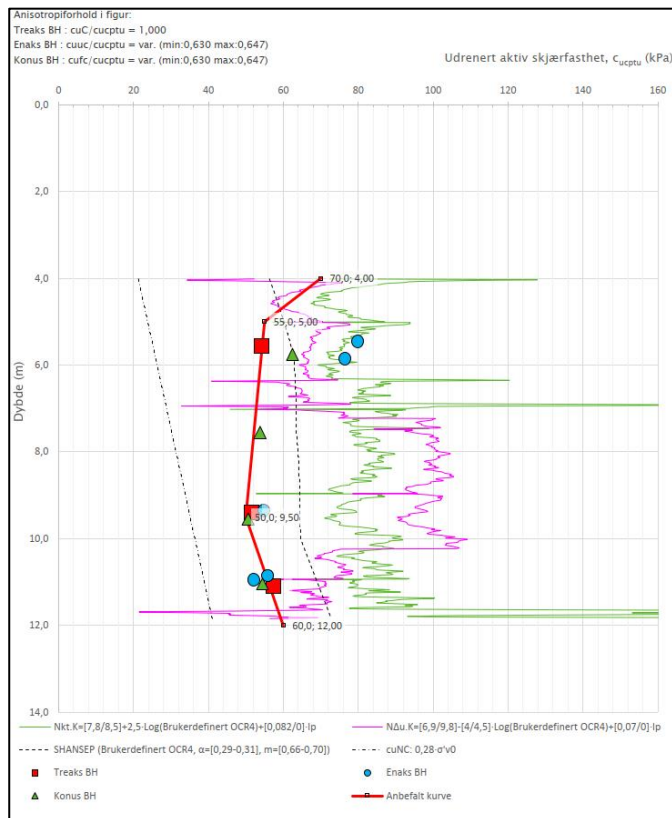
Figur 3-14: Jordprofil Basert på de utførte totalsonderingene, BH3 og BH4, som vises tre jordlag (L1 til L3).

Oppsummering av valgte materialparametere for de beskrevne jordlagene er vist i Tabell 3-3. Siden beregningene inkluderer dagens situasjon og etter veifylling i dette området, er valgte parametere for fyllinger (sprengstein eller lettemasse) også vist i denne tabellen, basert på erfaringsdata og veiledende parametere som gitt i Statens vegvesen håndbok N-V220:2025 [7] og N-V221:2025 [9].

Tabell 3-3: Oppsummering parametere benyttet i beregningene

Lag	Tyngdetetthet, γ (kN/m ³)	Friksjonsvinkel, ϕ' (°)	Kohesjon, c' (kPa)	Udrenert aktiv skjærfasthet, C_u (kPa)	Merknad
Sprengstein/veifylling	19	40	1,5	-	Basert på erfaringsdata, SVV N-V220:2025 [7]
Lettemasse	4,5	35	0	-	Basert på erfaringsdata, SVV N-V221:2025 [9]
Tørreskorpe/sand (L1)	19	33	1,3	-	Basert på erfaringsdata, SVV N-V220:2025 [7]
Sprøbruddmateriale (L2)	19,5	26	2,4	C_u -profil* (50~70)	Basert på konservativ tolkning av prøver i BH3
Grus/sand (L3)	19	33	1,3	-	Basert på erfaringsdata, SVV N-V220:2025 [7]

* C_u -profilen som er vist i Figur 3-15 er tolket fra CPTu og laboratoriedata i BH3. CPTu og treksial tolkning er henholdsvis gitt i vedlegg A og vedlegg B.



Figur 3-15: Valgt kurve for udrenert skjærfasthet basert på CPTu og lab-resultater i det andre laget (L2).

3.10.2 Anisotropiforhold

I henhold til NIFS rapport 14-2014 [10] bør det i beregninger tas hensyn til spenningsendringer i leire, da leire har forskjellige fysiske egenskaper i ulike retninger. Dette er avhengig av blant annet leires spenningshistorie og mineralogi. For norske leirer anbefales det å bruke ADP-faktorer iht. Tabell 3-4. I prøvene tatt i BH3 er $I_p \leq 10$, og $C_{uD}/C_{uC} = 0,63$ og $C_{uE}/C_{uC} = 0,35$ er benyttet i stabilitetsberegningene.

Tabell 3-4: ADP-forhold (Fra NIFS rapport 14-2014) [10].

I_p	c_{uD}/c_{uC}	c_{uE}/c_{uC}
$I_p \leq 10 \%$	0,63	0,35
$I_p > 10 \%$	$0,63 + 0,00425 * (I_p - 10)$	$0,35 + 0,00375 * (I_p - 10)$

Tabell 1: Omforent anbefaling av anisotropifaktorer (ADP – faktorer).

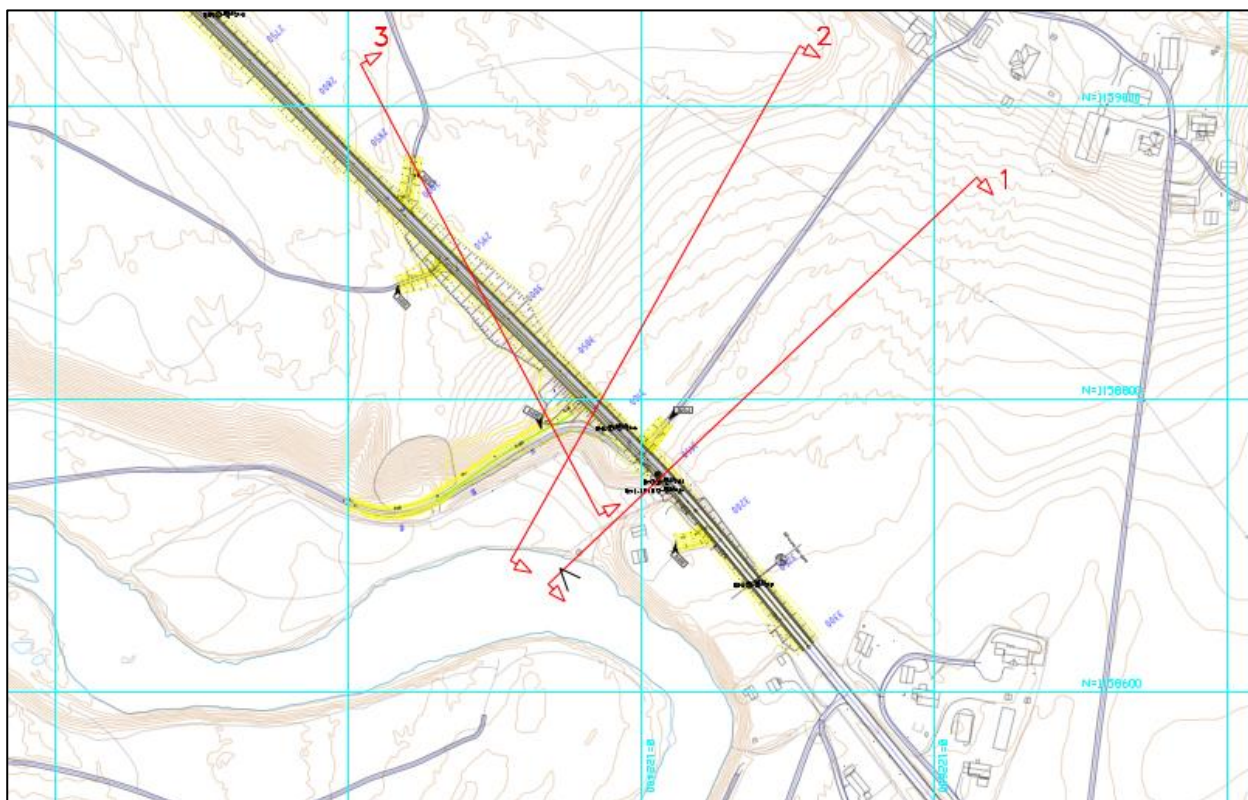
OBS: I_p er i % i formlene.

3.10.3 Laster

Last fra trafikk er inkludert i stabilitetsberegningene. I henhold til Statens vegvesens vegnormal N200:2024 [11] skal karakteristisk trafikklast settes til 15 kPa for trafikkerte veier over hele veibredden der dette er mest ugunstig. Det må også benyttes en partialfaktor for variable ugunstige lastvirkninger på 1,3 i henhold til Eurokode 7 [12].

3.10.4 Analyse

Kritiske profiler er valgt basert på helning og vurdering av fremtidig terrengendring (veifylling eller -skjæring). Valgte profiler, profil 1 og profil 3, er vist i Figur 3-16 (analyse og resultater i profil 3 gjelder også til profil 2). Lagdeling og jordparametere er basert på kapittel 3.10.1. Det ble utført stabilitetsberegninger i GeoSuite GS Stability V.24.0.7.0. Beregningene er utført for dagens situasjon med naturlig skråning og for fremtidig situasjon med veifyllingen. Både drenert og udrenert analyse er utført. Siden tiltaket (veifyllingen) forverrer stabilitet i profil 3, er det også utført beregninger med stabiliserende tiltak som er diskutert i kapittel 3.10.5.



Figur 3-16: Valgte profiler for stabilitetsberegninger.

3.10.5 Resultater

En oppsummering av resultatene er vist i Tabell 3-5, og detaljert resultater og stabilitetsberegningstegninger er vist i tegning G103 til G108. Som diskutert i kapittel 3.4 er kravet for total- og effektivspenningsanalyse 1,61 og 1,25 henholdsvis basert NVEs kvikkleireveileder [5]. Siden tiltaket inkluderer vegbygging, er kravene som beskrevet i kapittel 1.4.2 Statens vegvesens vegnormal N200 [11] også vurdert for tiltaket med konsekvensklasse CC2. For effektivspenningsanalyser er gjeldende krav valgt som er 1,4 og 1,5 henholdsvis for nøytral og sprøtt brudd mekanismer.

Tabell 3-5: Resultater fra stabilitetsberegninger (forverring angis i rød tekst, forbedring angis i blå tekst)

Tegningsnummer	Beskrivelse	Partialfaktor oppnådd	Krav	Merknad
G103	Profil 1, dagens situasjon	$F_{cu} = 1,56$ $F_{c,\varphi} = 2,02$ $F_{c,\varphi} = 1,94$		-Udrenert -Drenert; brudd gjennom sprøbruddlaget -Drenert; brudd gjennom friksjonsmasse
G104	Profil 1, med veifylling	$F_{cu} = 1,57$ $F_{c,\varphi} = 2,01$ $F_{c,\varphi} = 1,94$	Ikke forverring eller $\geq 1,61$ [5] $\geq 1,5$, for CC2 og sprøtt brudd [11] $\geq 1,4$, for CC2 og nøytralt brudd [11]	Ikke forverring av tiltaket, og $F \geq 1,5$. Så ikke behov for stabilisering eller forbedring.
G105	Profil 3*, dagens situasjon	$F_{cu} = 1,72/1,14$ $F_{c,\varphi} = 1,81$ $F_{c,\varphi} = 1,40$		Resultatet i rødt er for en stor glideflate.
G106	Profil 3, med veifylling	$F_{cu} = 1,11/1,10$ $F_{c,\varphi} = 1,74$ $F_{c,\varphi} = 1,44$	Ikke forverring eller $\geq 1,61$ $\geq 1,5$, for CC2 og sprøtt brudd $\geq 1,4$, for CC2 og nøytralt brudd	For den store glideflaten er reduksjon i sikkerhetsfaktoren fra 1,14 til 1,10, pga. tiltaket, veldig liten (ca. 3,5%). Med bakgrunn i dette mener vi at vesentlig forbedring tilfredsstiller kravet uten bruk av sprøbruddeffekt.
G107	Profil 3, med vei og stabiliserende tiltak 1	$F_{cu} = 1,64/1,31$ $F_{c,\varphi} = 2,34$ $F_{c,\varphi} = 1,49$	Ikke forverring eller $\geq 1,61$ $\geq 1,5$, for CC2 og sprøtt brudd $\geq 1,4$, for CC2 og nøytralt brudd	Stabiliserende tiltak 1 er lettemasser med 15 m lang motfylling. Store glideflaten får vesentlig forbedring: fra 1,14 til 1,31.
G108	Profil 3, med vei og stabiliserende tiltak 2	$F_{cu} = 1,62/1,38$ $F_{c,\varphi} = 2,47$ $F_{c,\varphi} = 1,66$	Ikke forverring eller $\geq 1,61$ $\geq 1,5$, for CC2 og sprøtt brudd $\geq 1,4$, for CC2 og nøytralt brudd	Stabiliserende tiltak 2 er veifylling med 35 m lang motfylling. Store glideflaten får vesentlig forbedring: fra 1,14 til 1,38.

* Resultater fra profil 3 gjelder også for Profil 2

Langs profil 1 forverrer fremtidig tiltaket (veifylling) ikke dagens stabilitet både i drenert og udrenert forhold. Resultatene er vist i Tabell 3-5 og tegning. G103 og G104. Det er derfor ikke behov for stabiliserende tiltak langs profil 1 (se tegning G102).

Langs profil 3 forverrer fremtidig tiltak (sidevei- og hovedveifylling) dagens stabilitet i udrenert forhold. Resultatene er vist i Tabell 3-5 og tegning G105 og G106. Basert på NVEs kvikkleireveileder [5], er det behov for absolutt sikkerhet med $F_{cu} \geq 1,61$ for glideflatene som berører tiltaket. Dette er oppnådd ved bruk av topografiske endringer og/eller ved bruk av lettemasser. To løsning alternativer er vurdert, og resultatene er vist i Tabell 3-5 og tegning G107 og G108. For den store glideflaten, som anses ikke berører tiltaket, er reduksjon i sikkerhetsfaktoren (fra 1,14 til 1,10) veldig liten. Med bakgrunn i dette mener vi at vesentlig forbedring tilfredsstillende kravet uten bruk av sprøbruddeffekt for den store glide flaten (som er vist i grønt farge i tegning G105 – G108).

Følgende er beskrivelse og resultatene av de stabiliserende tiltakene. Oversiktstegning av stabiliserende tiltakene er gitt i tegning G102:

- Stabiliserende tiltak 1 innebærer kombinasjon av bruk av lettemasser i veifyllingen og 15 m lang motfylling med helning 1:7. $F_{cu} \geq 1,61$ er oppnådd for kritiske glideflater som berører veien. Det medfører at den store glideflaten, som ikke berører veien, får vesentlig forbedring, og sikkerhetsfaktoren økes fra 1,14 til 1,31, se Tabell 3-5 og tegning G107.
- Stabiliserende tiltak 2 innebærer veifylling med sprengstein og 35 m lang motfylling med forskjellige helninger og som avsluttes med minimum helning 1:7, se tegning G108. $F_{cu} \geq 1,61$ er oppnådd for kritiske glideflater som berører veien. Det medfører at den store glideflaten, som ikke berører veien, får vesentlig forbedring, og sikkerhetsfaktoren økes fra 1,14 til 1,38, se Tabell 3-5 og tegning G108..

3.11 Avgrensning av løsne- og utløpsområde

Basert på de beregnede kritiske glideflatene etter stabilitetsberegninger er løsne- og utløpsområde bestemt og avgrenset etter kapittel 4.5 og 4.6 i NVEs kvikkleireveileder [5], og det er vist i tegning G101.

Andel sprøbruddmateriale (b/D) er mer enn 40%, og det er dermed fare for retrogressivt skred. Basert på de beregnede kritiske glideflatene og NGI-metoden vurderes løsneområdet lengder (L) til 115 m for profil 1 og 280 m for profil 3 (som gjelder også for profil 2). Faresonen er ufullstendig avgrenset i nordvest og sørøst på grunn av manglende data. Utløpsområdet (L_u) vurderes som $L_u = 3L$ for retrogressivt skred i kanalisert terreng, og det er 840 m langs Bø-elva, se tegning G101.

4 Konklusjon og anbefalinger

Basert på den utførte områdestabilitetsvurderingen etter NVEs kvikkleireveileder [5], vurderes fare for retrogressivt skredmekanisme mellom ca. Pr.2700 og Pr.3300 i Verpe. Tiltaket er plassert i tiltakskategori K4 med lav faregrad. Tiltaket forverrer stabiliteten, og det er behov for stabiliserende tiltak for å oppnå absolutte kravet. To stabiliserende tiltak med lettemasser og/eller motfylling er valgt og vurdert. Begge stabiliserende tiltak viser tilfredsstillende sikkerhet, som oppfyller kravet.

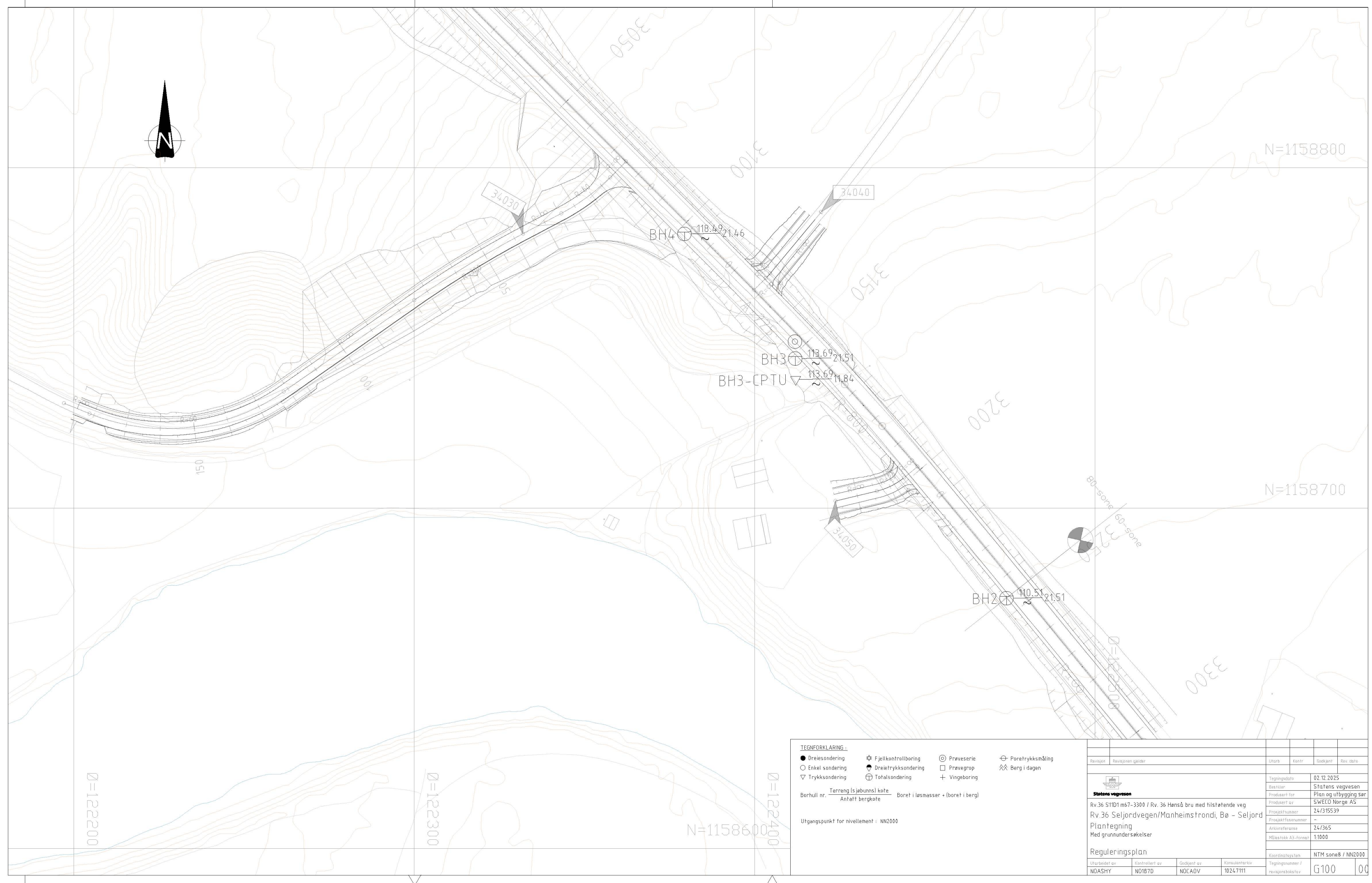
Forslag for videre arbeid:

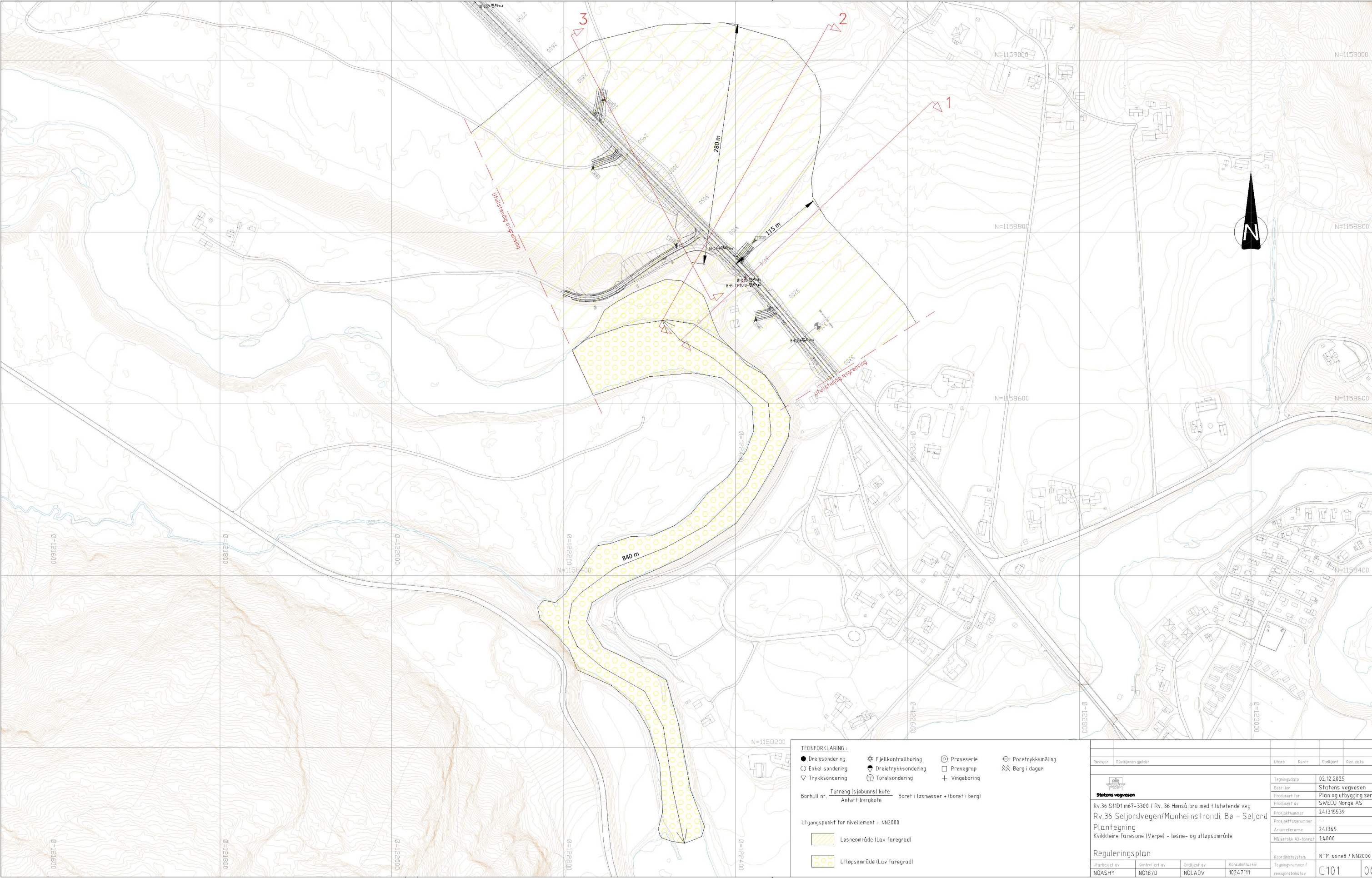
- Områdestabilitetsvurderingen ble utført basert på informasjonen fra kun to borpunkt, BH3 og BH4. For å presisere informasjon om løsmassetype og lagdeling, beliggenheten av sprøbruddmateriale langs alle profilene, samt å utbedre vurderingen og faresone avgrensningen, er det behov for supplerende grunnundersøkelser.
- Innmelding av faresonen (Verpe) bør gjøres etter at supplerende grunnundersøkelser er utført, og nøyaktig vurdering og avgrensning av faresonen er utført.
- Kalksementstabilisering kan også være et annet stabiliserende alternativ. Metoden kan, ved behov, vurderes i neste fasen.

5 Referanser

- [1] Kartverket, «Norgeskart,» 2025. [Internett]. Available: Norgeskart.no.
- [2] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), «Temakart for kvikkleiresoner,» 2025. [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/Html5Viewer/index.html?viewer=nveatlas#>.
- [3] Statens vegvesen, «Geoteknisk grunnundersøkelser datarapport - Hønså bru (Under arbeid)».
- [4] Norges geologiske undersøkelser (NGU), «Løsmasser - Nasjonal løsmassedatabase,» 2025. [Internett]. Available: https://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/.
- [5] NVE, «NVE Veileder 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred,» 2020.
- [6] Kartverket, «Høydedata,» [Internett]. Available: hoydedata.no. [Funnet 2025].
- [7] Statens vegvesen, *Håndbok V220-Geoteknikk i vegbygging*, 2025.
- [8] NVE, *NVE Ekstern Rapport 9/2020: Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred: metodebeskrivelse*, 2020.
- [9] Statens vegvesen, *Håndbok V221-Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, 2025.
- [10] NIFS rapport 14/2014, *En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktor i prosjektering av norske leirer*, 2014.
- [11] Statens vegvesen, «N200 Vegbygging,» 2024.
- [12] Standard Norge, *NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA: Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler*, 2025.

TEGNINGER





TEGNFORKLARING

● Dreiesondering

○ Enkel sondering

▽ Trykksondering

✱ Fjellkontrollboring

● Dreietrykksondering

⊕ Totalsondering

⊙ Prøveserie

□ Prøvegrop

+ Vingeboring

⊕ Poretrykksmåling

⚡ Berg i dagen

Borhull nr.

Terrang (s jobbunns) kote

Anføtt bergkote

Boret i løsmasser + (boret i berg)

Utgangspunkt for nivellement : NN2000

Løseområde (Lav faregrad)

Utløpsområde (Lav faregrad)

Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
NDASHY	NO167D	NOCAOV	10247111

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utdato	Endr	Godkjent	Rev dato

Statens vegvesen

Rv 36 S11D1 m67-3300 / Rv. 36 Hanså bru med tilstøtende veg

Rv 36 Seljordvegen/Manheimstrondi, Bø - Seljord

Plantegning

Kvikklere faresone (Verpel - løse- og utløpsområde)

Tegningsdato

02.12.2025

Bestiller

Plan og utbygging Sør

Prosjekt for

SWECO Norge AS

Prosjektnummer

247315539

Prosjektforfatter

-

Arkivreferanse

24/365

Høstetisk A3-format

1:4000

Reguleringsplan

Utarbeidet av

NDASHY

Kontrollert av

NO167D

Godkjent av

NOCAOV

Konsulentarkiv

10247111

Reguleringsplan

NTM sone8 / NN2000

Tegningsnummer / revisjonsbokstev

G101

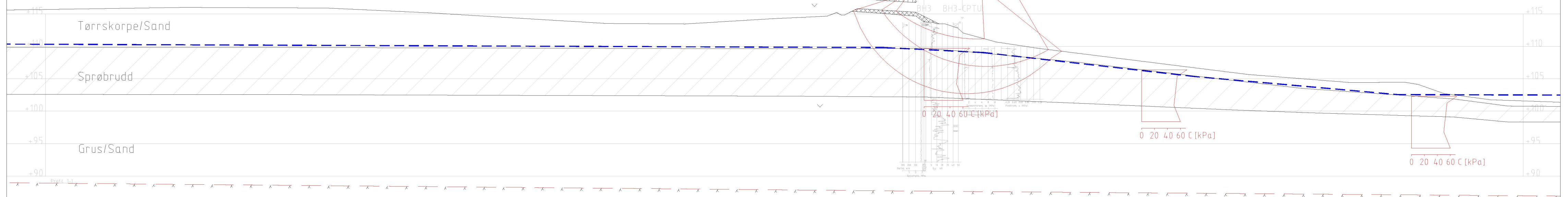
00



8,0 60

 Sprøbrudd00

Material	Un.Weighth	Sub.Weighth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Sprengstein/veifylling	9.00	9.00	40.0	1.5				
Tørreskorpe/sand	19.00	9.00	33.0	1.3				
Sprøbruddmateriale	19.50	9.00	26.0	2.4	C-prof	1.00	0.63	0.35
Grus/sand	19.00	9.00	33.0	1.3				



```
Fcfi=2,01
Fremtidig_drenent_stor
Fcfi=1,94
Fremtidig_drenent_lifen
Fc=1,57
Fremtidig_udren_lifen
Resultat_fil : \\Noparfs002\opdrag\32613\10247111_Reguleringsplan_rv_36_H*nsd_bru\000\06_Dokumenter\05_RIG\06_GeoSuite\10247111_H*nsd_bru\STABGRAF.RIT
```

Dybde [m]	Su [kPa]
0,0	70
1,0	55
5,5	50
8,0	60

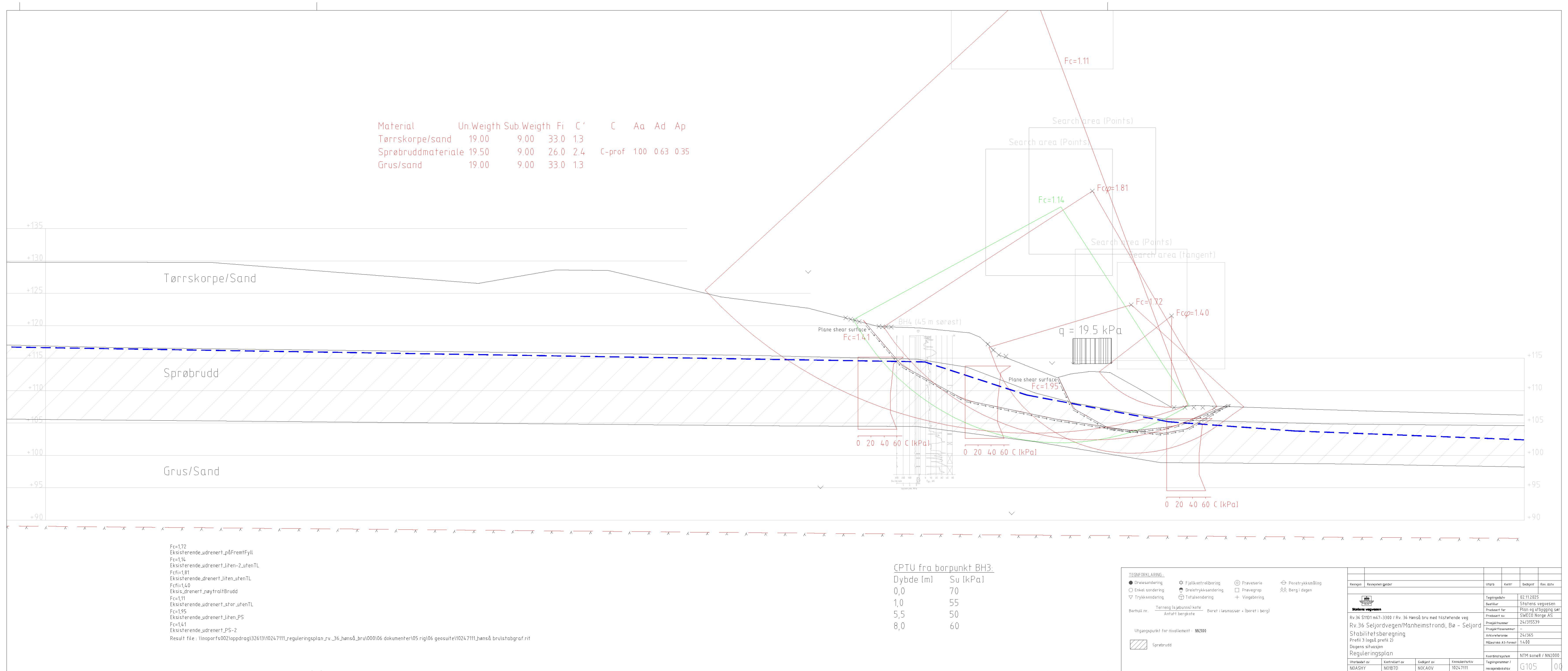
TEGNFORKLARING			
● Urealisering	☆ Fjellkontrollboring	⊙ Prøvesterie	⚡ Poretrykssmåling
● Enkel cøndering	⊗ Breitetrykssøndering	⊖ Prøvegrav	⚡ Berg i dagen
▽ Trykssøndering	⊕ Totalsøndering	⊕ Vingeboring	

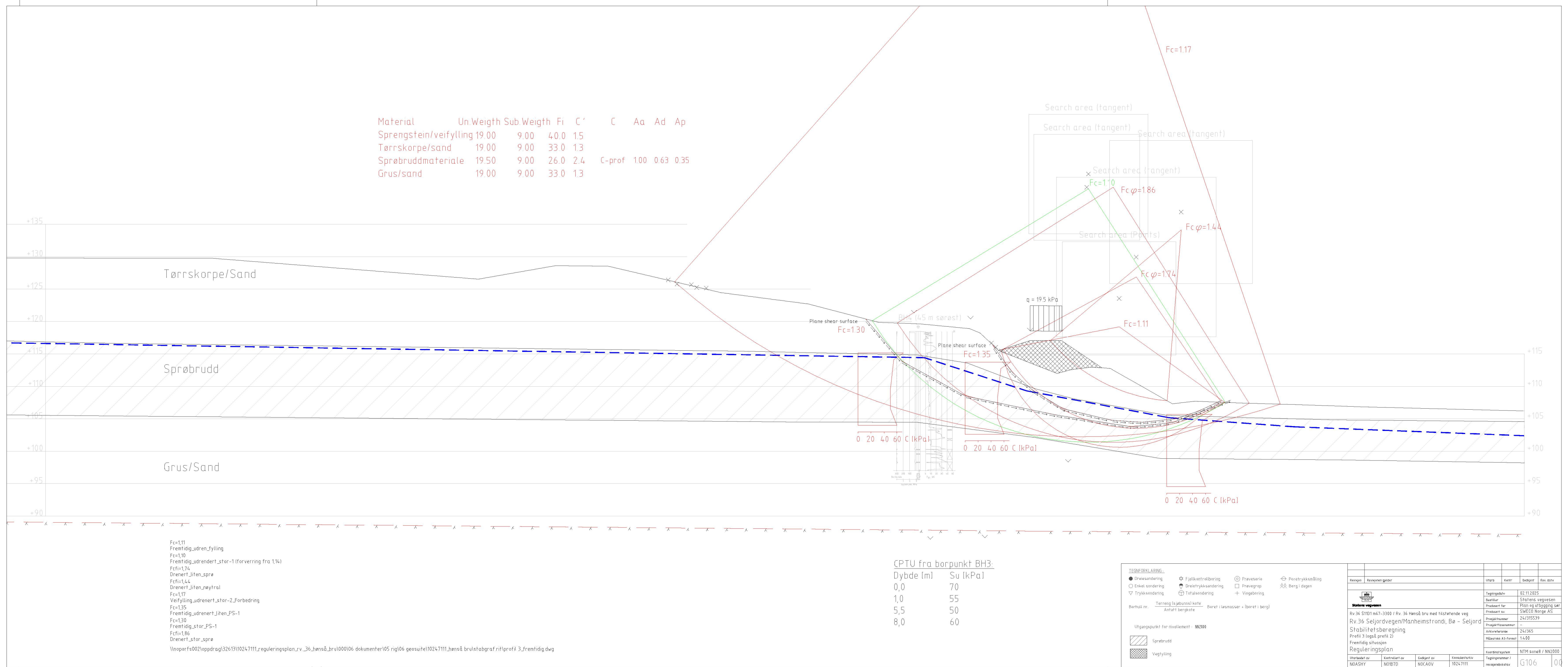
Berthul nr.	Terreng (sjuåbning) kote	Boret i lasmasser + (boret i berg)
	Antatt bergkote	

Utgangspunkt for nivåellett: **NN2000**

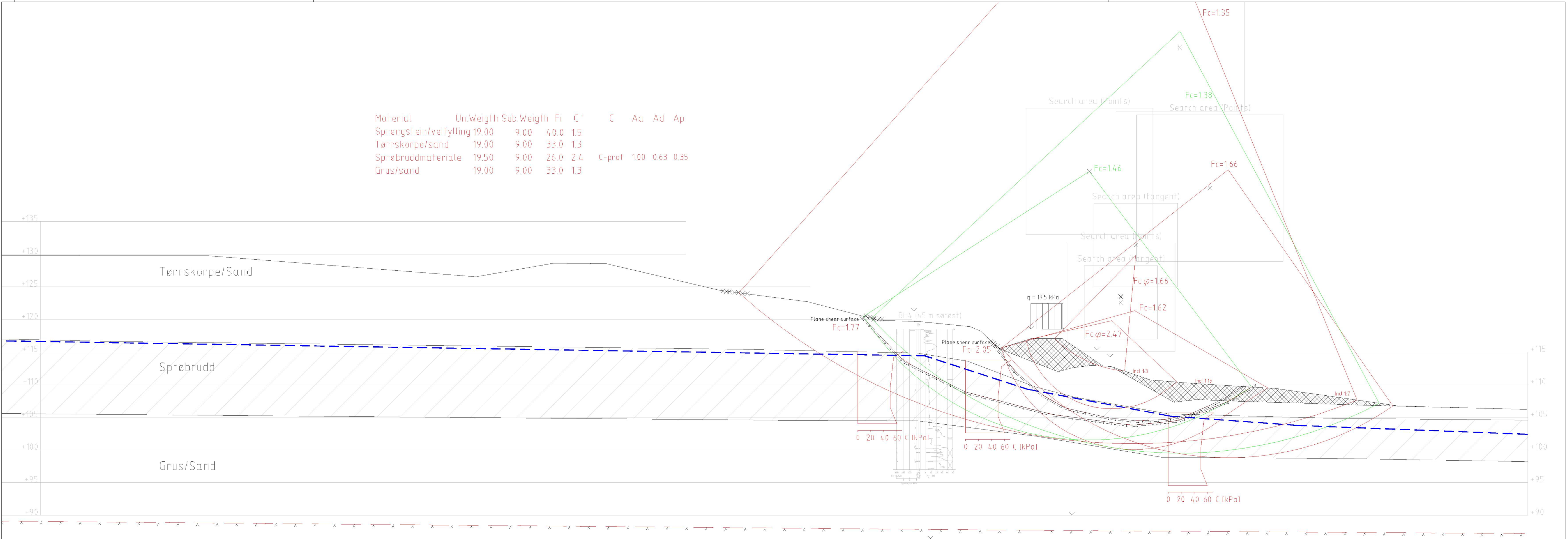
 Sprebrudd

 Vegfylting





Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Sprengstein/veifylling	19.00	9.00	40.0	1.5				
Tørrskorpe/sand	19.00	9.00	33.0	1.3				
Sprøbruddmateriale	19.50	9.00	26.0	2.4	C-prof	1.00	0.63	0.35
Grus/sand	19.00	9.00	33.0	1.3				



F_c=1.62
Vei-Motfylling_uds_liten-1
F_c=1.38
Udren_17motfylling_v.forb fra 1,10
F_c=2.47
Drenert_gjennomg sprøbrudd
F_c=1.66
Drenert_liten
F_c=1.35
StorGr_udren_Forbredning fra eksisterende
F_c=2.05
Forbedring fra 1,35_PS
F_c=1.77
Forbedring fra 1,30_PS
\\norpof002\opdrag\32613\10247111_reguleringsplan_r.v_36_henså_bru\000106 dokumenter\05 rig\06 geosuite\10247111_henså_bru\stabgraf.nit\profil_3_fremtidig_motfylling.dwg

CPTU fra borpunkt BH3:

Dybde [m]	Su [kPa]
0,0	70
1,0	55
5,5	50
8,0	60

TEGNFORKLARING:

●

Direktesondring

○

Enkel sondring

▽

Trykksondring

☆

Fjellkontrollboring

⬮

Direktrykksondring

⊕

Totalsondring

⊙

Prøvestreie

□

Prøvegrop

+

Vingeboring

⊕

Prøetrykksmåling

⚡

Berg i dagen

Borhull nr. Terrang (slebunn) kote Boret i løsmasser + (boret i berg)

Antall bergkote

Utgangspunkt for nivåelement: **NN200**

Sprøbrudd

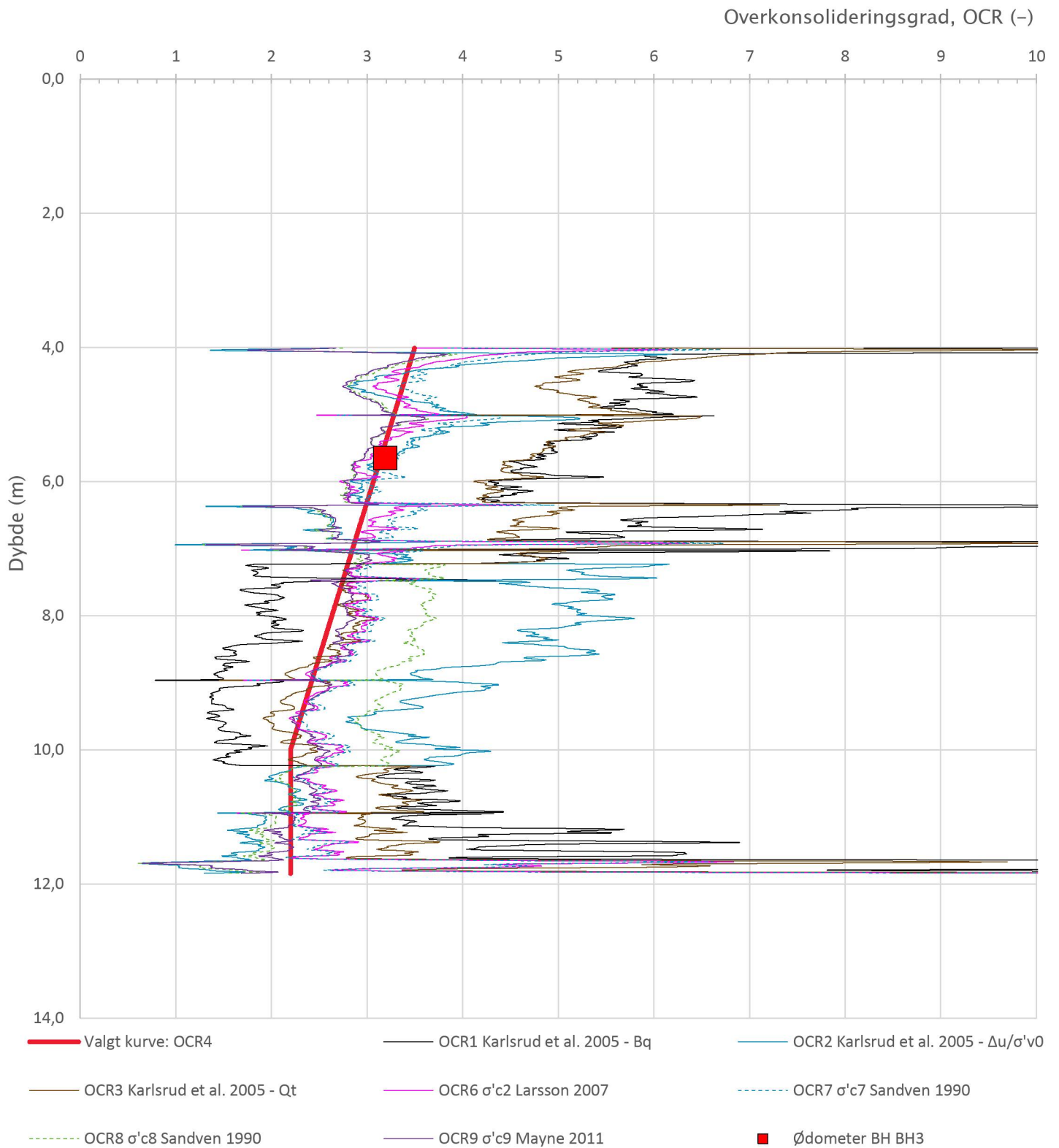
Vegfylling/
Motfylling

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarbeid	Kontrollert	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Tegningsdato: 02.11.2025			
Rv.36 S101 m67-3300 / Rv. 36 Henså bru med tilstøtende veg		Bestilt av: Statens vegvesen			
Rv.36 Seljordvegen/Manheimstrøndi, Bø - Seljord		Prosjekt for: Plan og utbygging SØ			
Stabilitetsberegning		Prosjekt nummer: 24/315539			
Profil 3 (også profil 2)		Prosjekt fase nummer: -			
Fremtidig situasjon med vegfylling og motfylling		Arkivreferanse: 24/365			
Reguleringsplan		Målestokk A3-format: 1:400			
Utarbeidet av: MDASHY		Koordinatsystem: NTM zone8 / NN2000			
Kontrollert av: NO1BTD		Tegningsnummer / revisjonskrets: G108 / 00			
Godkjent av: NOCAOV					
Revisjonskrets: 10247111					

VEDLEGG A

CPTu tolkning

Sonde og utførelse						
Sondennummer	52307		Boreleder		Svein Olav	
Type sonde	Envi		Temperaturendring (°C)			
Kalibreringsdato	08.09.2023		Maks helning (°)		3,1	
Dato sondering	21.05.2025		Maks avstand målinger (m)		0,01	
Filtertype	Spaltefilter					
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		1		2	
Måleområde (MPa)	50		1		2	
Skaleringsfaktor	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	5		0,1		0,1	
Arealforhold	0,7000		0,0060			
Kalibreringsavvik (%)	0,03		0,14		0,22	
Temperaturområde (°C)	-					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	0,0		0,0		0,0	
Registrert etter sondering (kPa)	56,0		-0,2		0,7	
Avvik under sondering(kPa)	56,0		0,2		0,7	
Beregnet avvik under sondering (kPa)	1,1		0,1		1,6	
Maksverdi under sondering (kPa)	3650,0		39,2		716,8	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	62,1	1,7	0,4	0,9	2,4	0,3
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	2	1	1	1	1	1
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
OK	OK		OK		OK	
Temperatur						
-						
Kommentarer:						
Prosjekt			Prosjektnummer: 10247111		Borhull Kote +113,69	
Reguleringsplan Rv.36 Hønså bru					BH3	
Innhold					Sondennummer	
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet					52307	
	Utført		Kontrollert		Godkjent	
	NOASHY		NO1B7D			
	Divisjon		Dato sondering		Revisjon	
Ekstern konsulent		21.05.2025		Rev. dato		Anvend.klasse
						1
						Figur
						1



Prosjekt			Prosjektnummer: 10247111		Borhull	Kote +113,69
Reguleringsplan Rv.36 Hønså bru					BH3	
Innhold					Sondennummer	
Overkonsolideringsgrad, OCR					52307	
SWECO 	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		
	NOASHY	NO1B7D		1		
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		
	Ekstern konsulent	21.05.2025	Rev. dato	2		

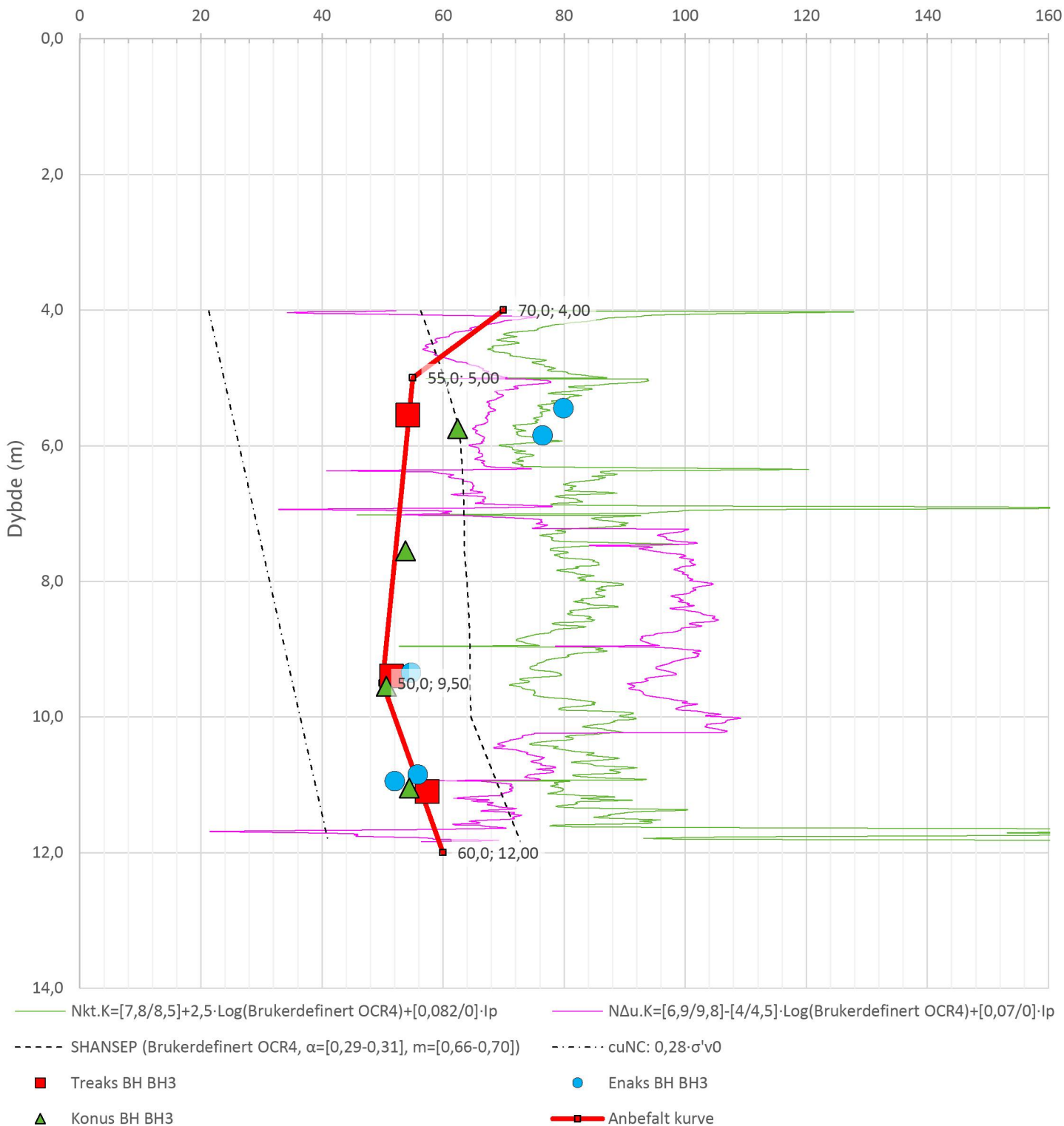
Anisotropiforhold i figur:

Treaks BH BH3: $c_u c / c_{ucptu} = 1,000$

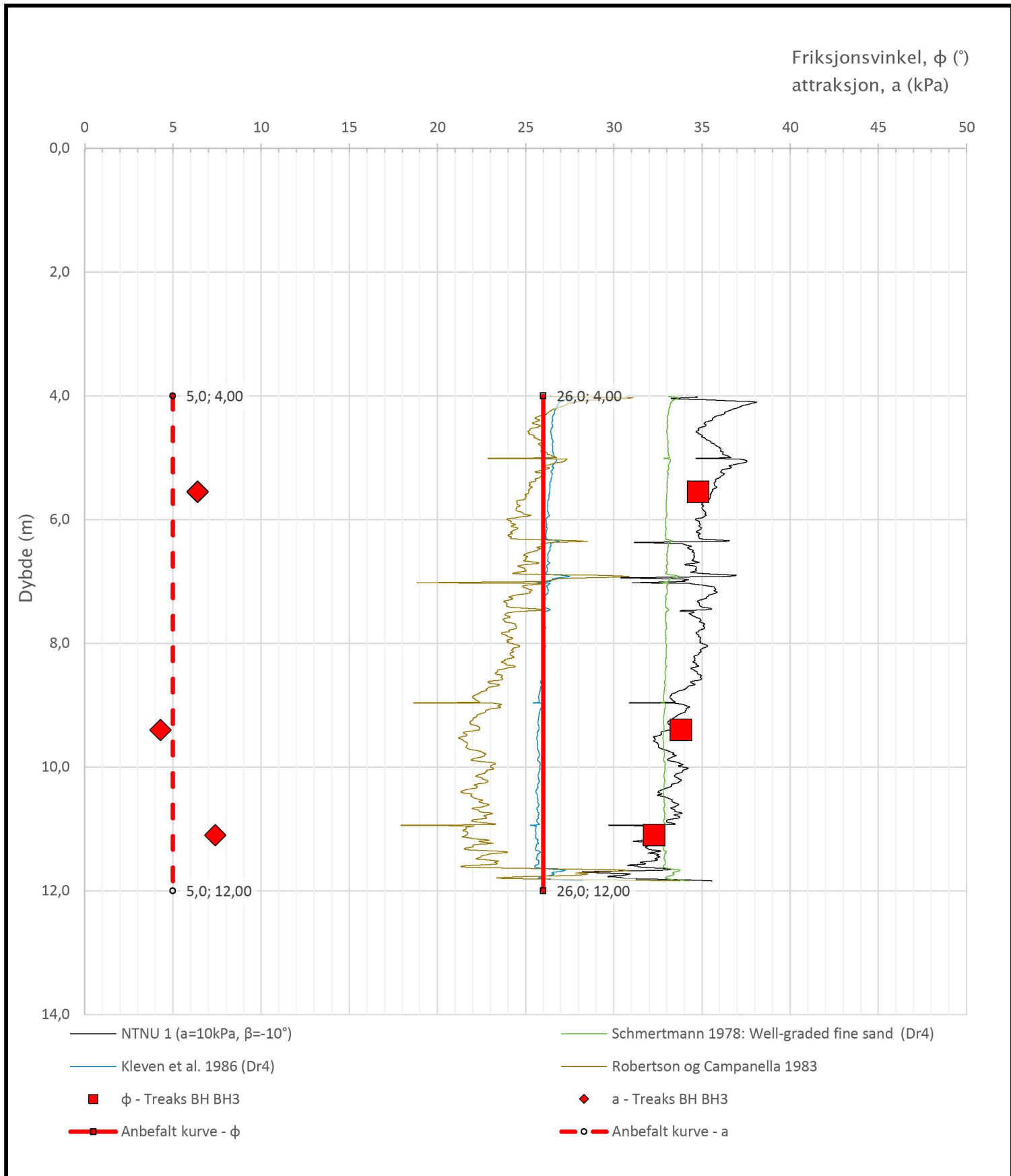
Enaks BH BH3: $c_{uuc} / c_{ucptu} = \text{var. (min:0,630 max:0,647)}$

Konus BH BH3: $c_{ufc} / c_{ucptu} = \text{var. (min:0,630 max:0,647)}$

Udrenert aktiv skjærfasthet, c_{ucptu} (kPa)



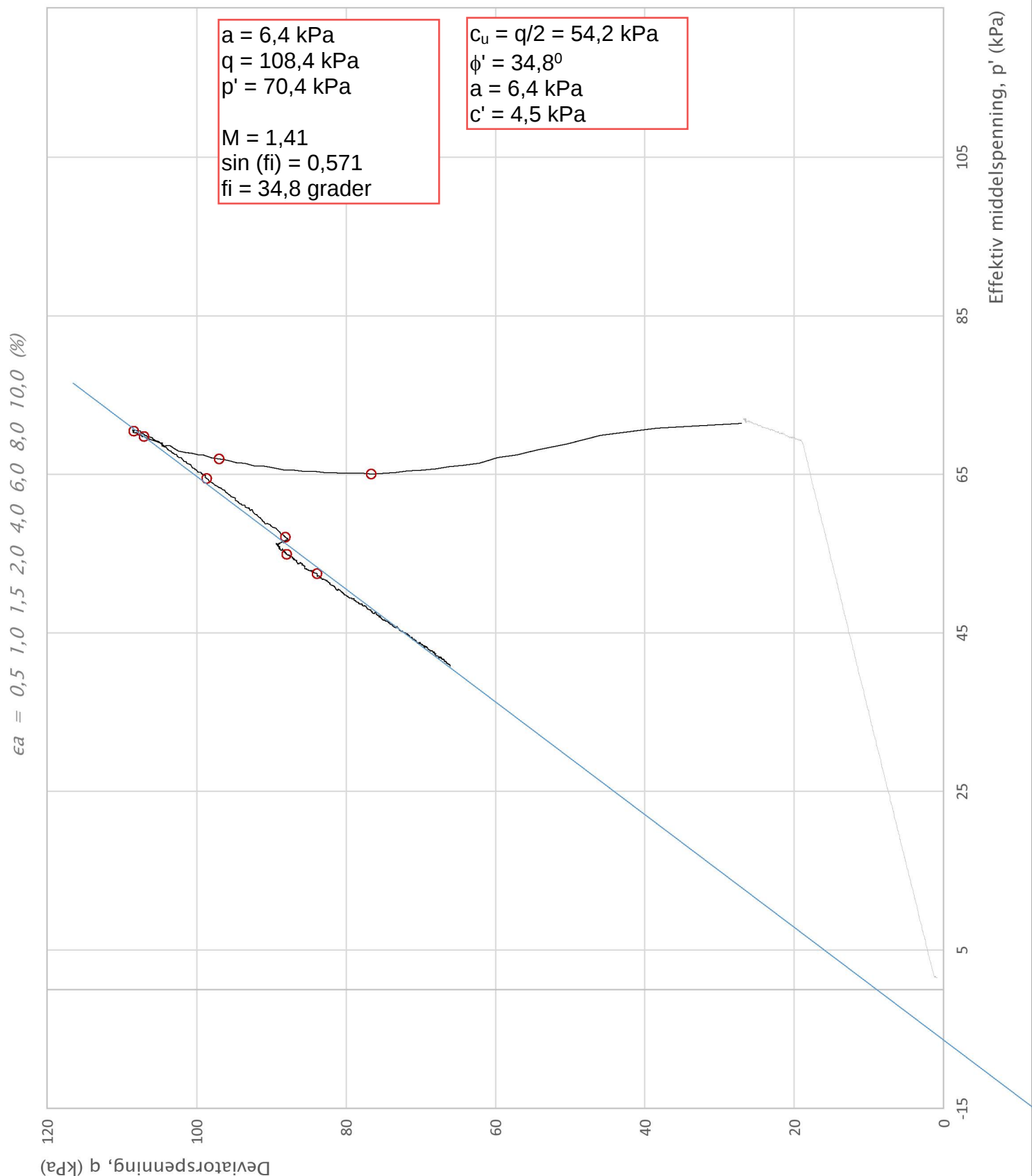
Prosjekt			Prosjektnummer: 10247111		Borhull	Kote +113,69
Reguleringsplan Rv.36 Hønså bru					BH3	
Innhold					Sondennummer	
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet					52307	
SWECO	Utført	Kontrollert	Godkjent		Anvend.klasse	
	NOASHY	NO1B7D			1	
SWECO	Divisjon	Dato sondering	Revisjon		Figur	
	Ekstern konsulent	21.05.2025	Rev. dato		3	



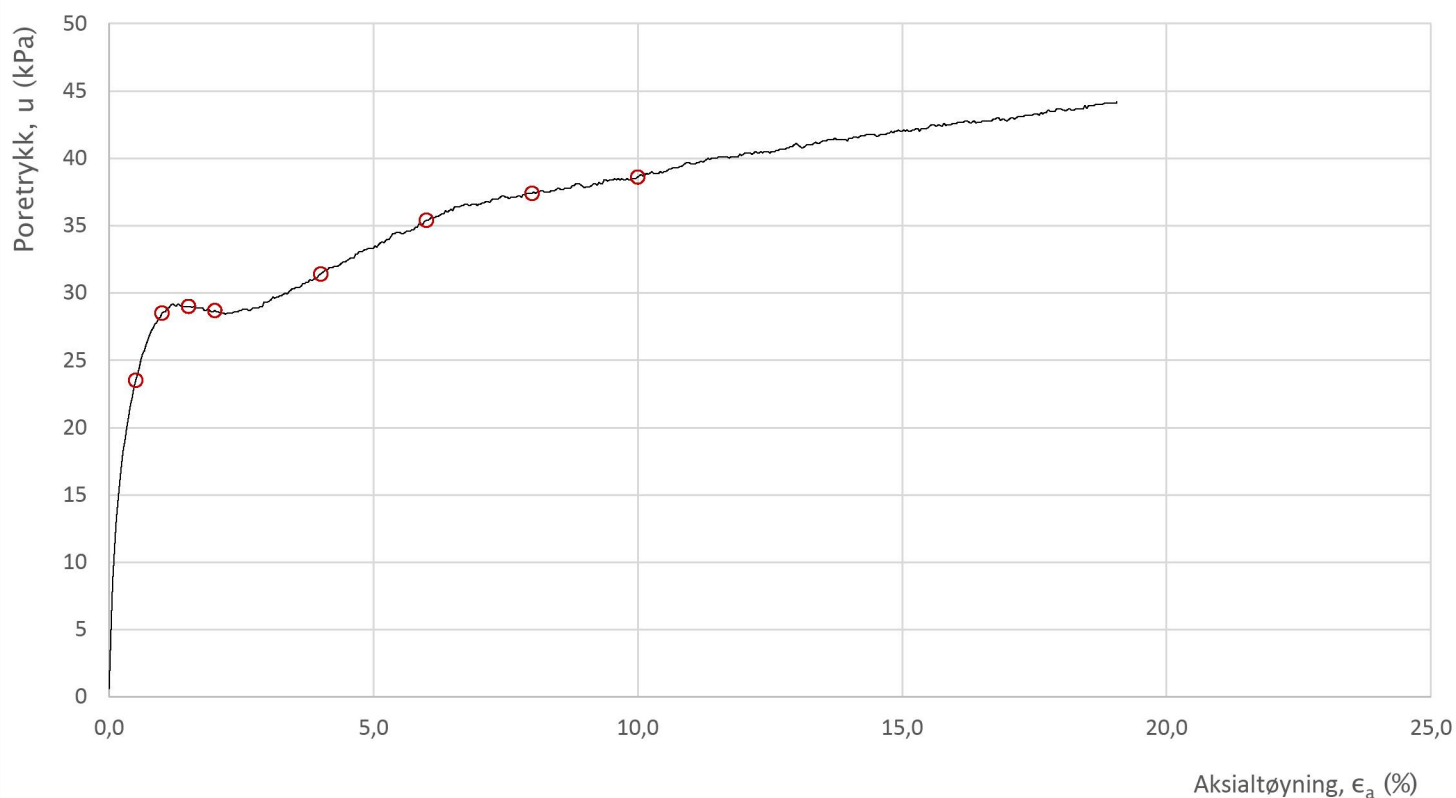
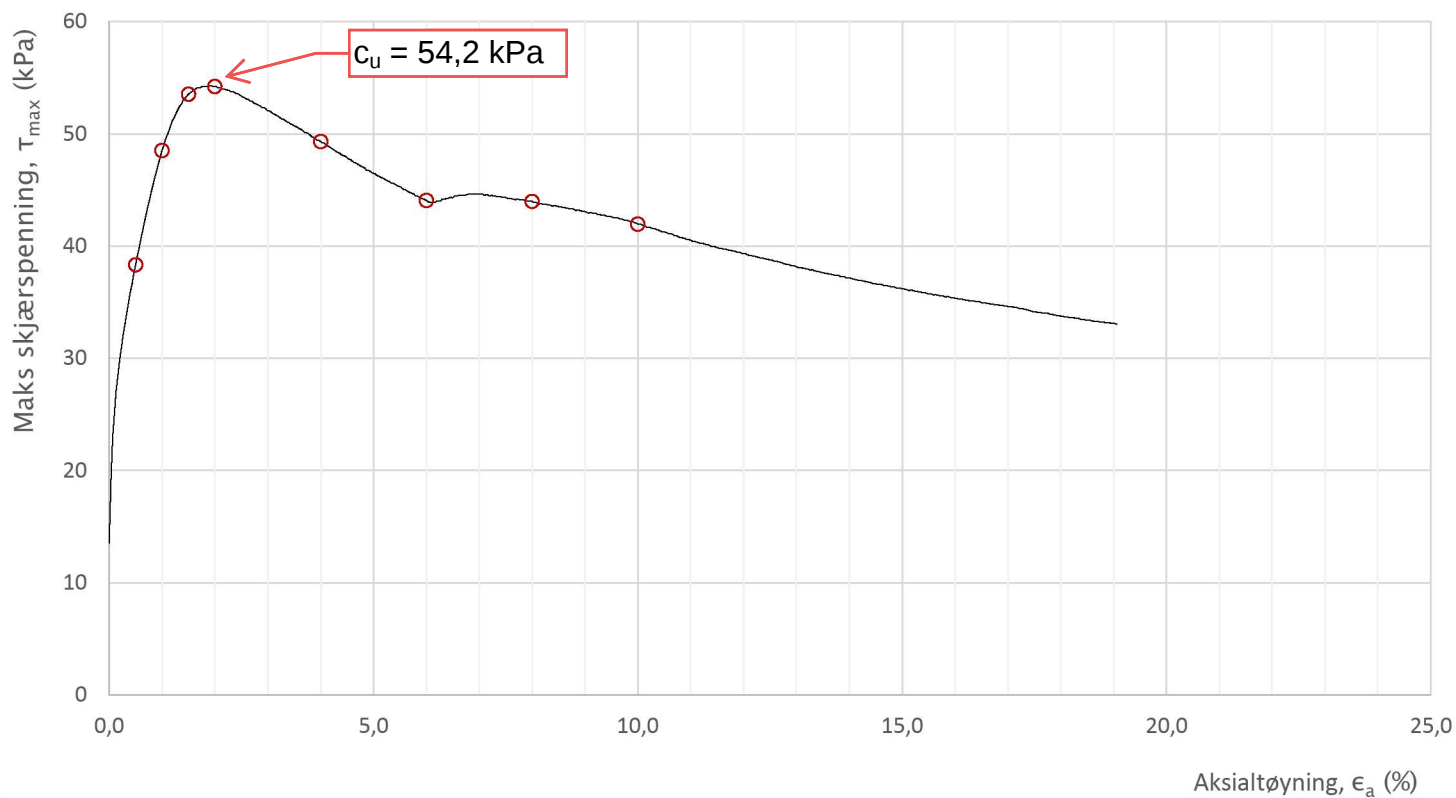
Prosjekt			Prosjektnummer: 10247111		Borhull	Kote +113,69
Reguleringsplan Rv.36 Hønså bru					BH3	
Innhold					Sondenummer	
Tolkning av friksjonsvinkel og attraksjon					52307	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse		1
	NOASHY	NO1B7D				
	Divisjon	Dato sondering	Revisjon	Figur		4
	Ekstern konsulent	21.05.2025	Rev. dato			

VEDLEGG B

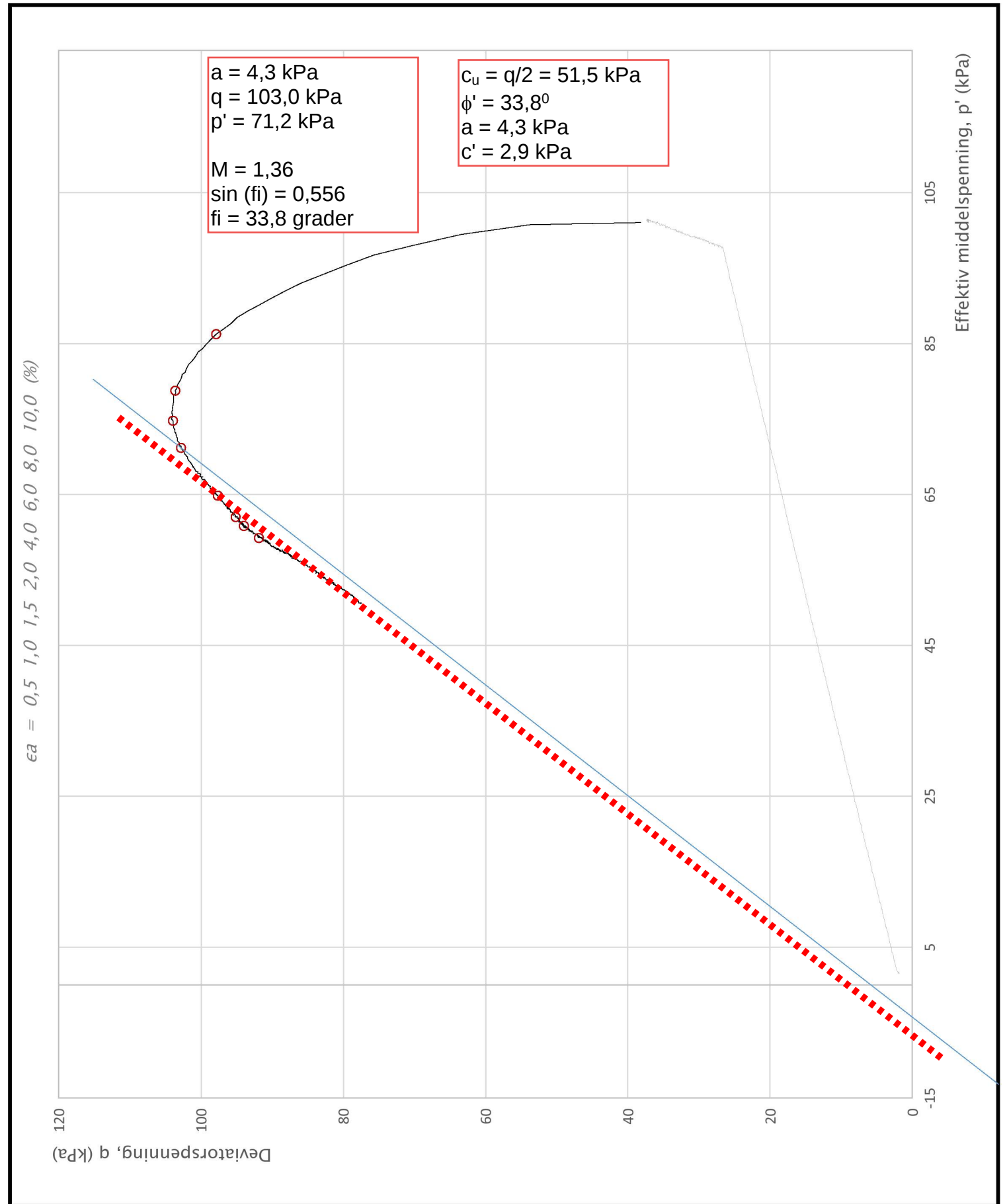
Treaksial tolkning



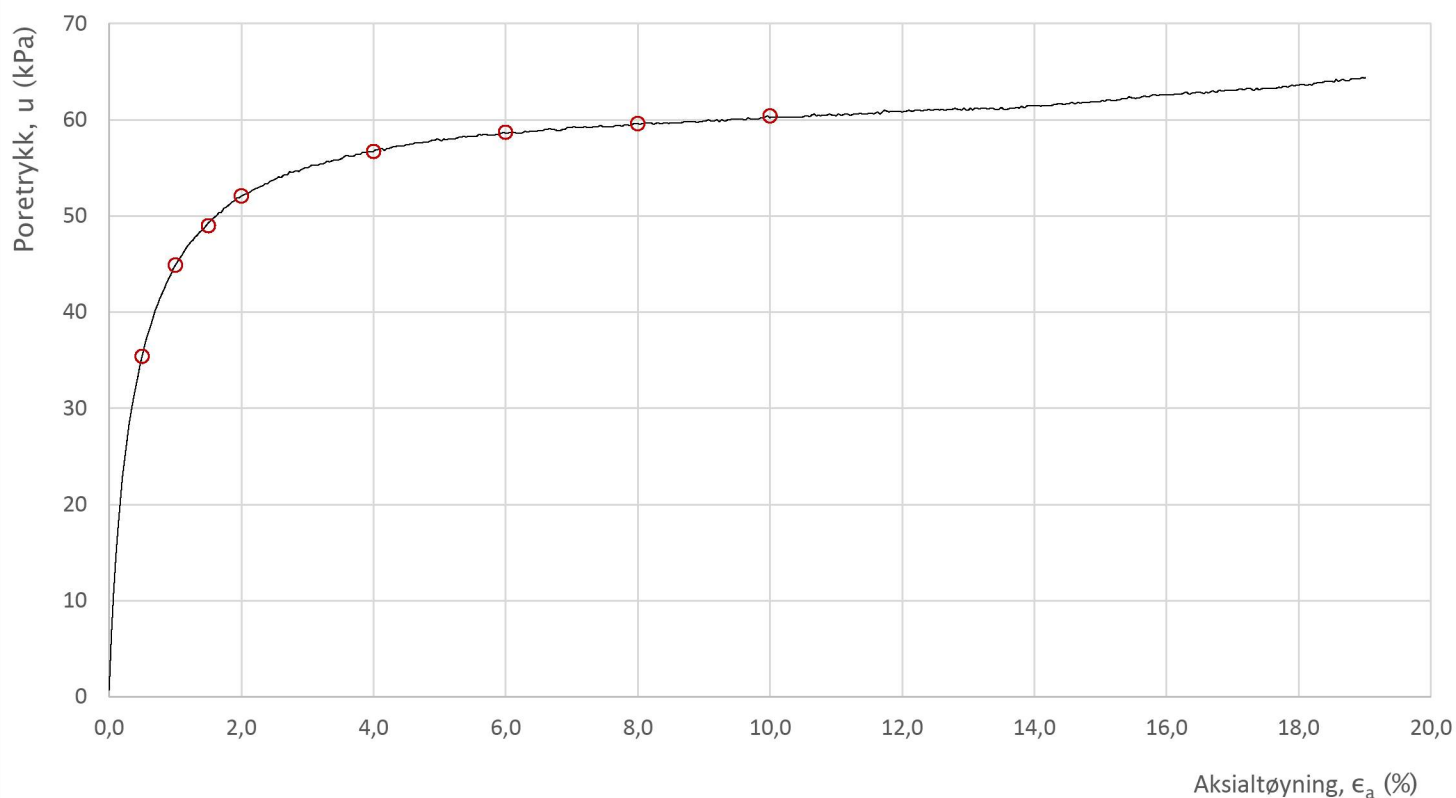
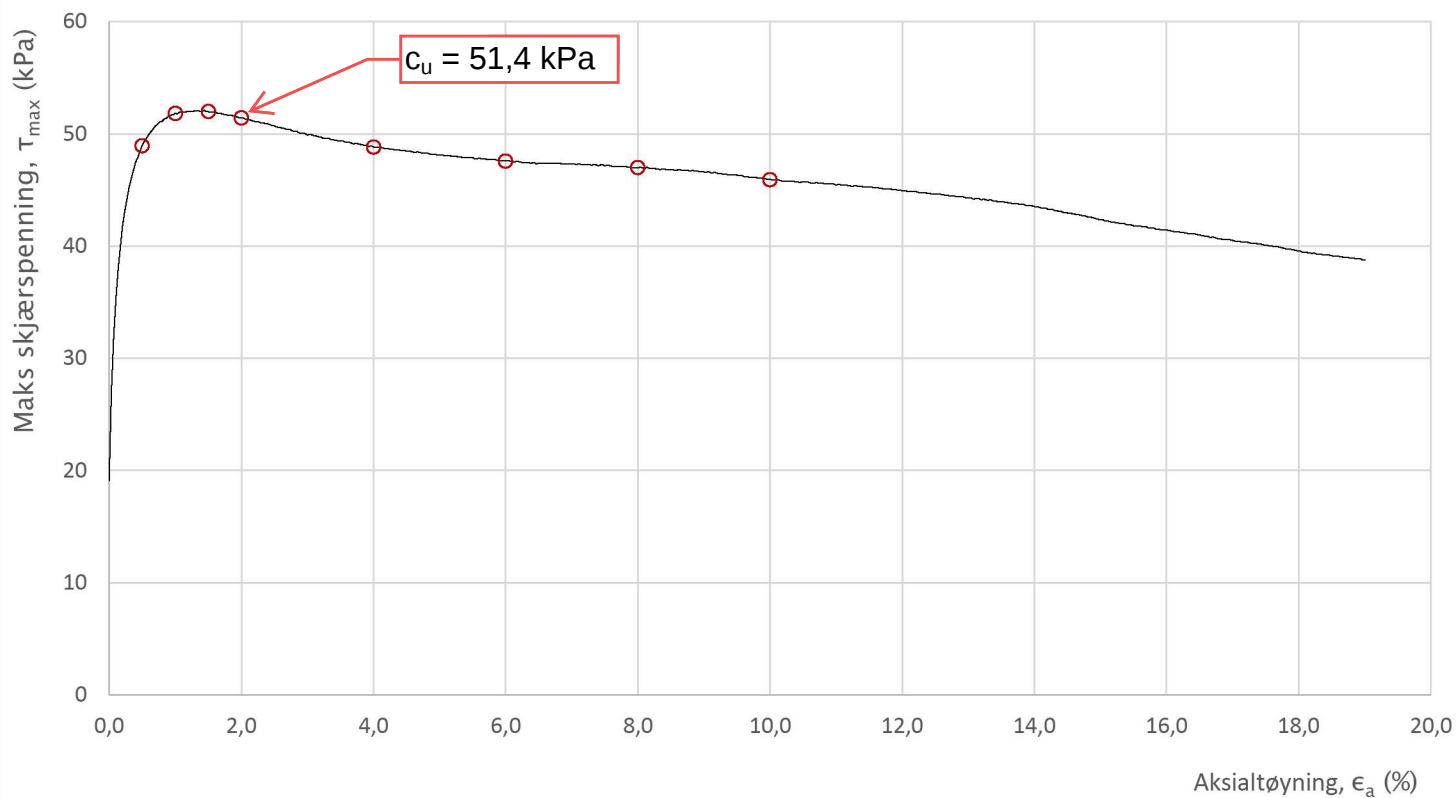
Prosjekt		Prosjektnummer: 10247111		Borhull
Rv. 36 Hønså bru				BH3
Innhold				Dybde (m)
Spenningssti i skjærfase, p'-q plott				5,55
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	jansen			CAUc
	Divisjon	Dato utført	Revisjon	Figur
	Ekstern konsulent	22.10.2025	Rev. dato	1



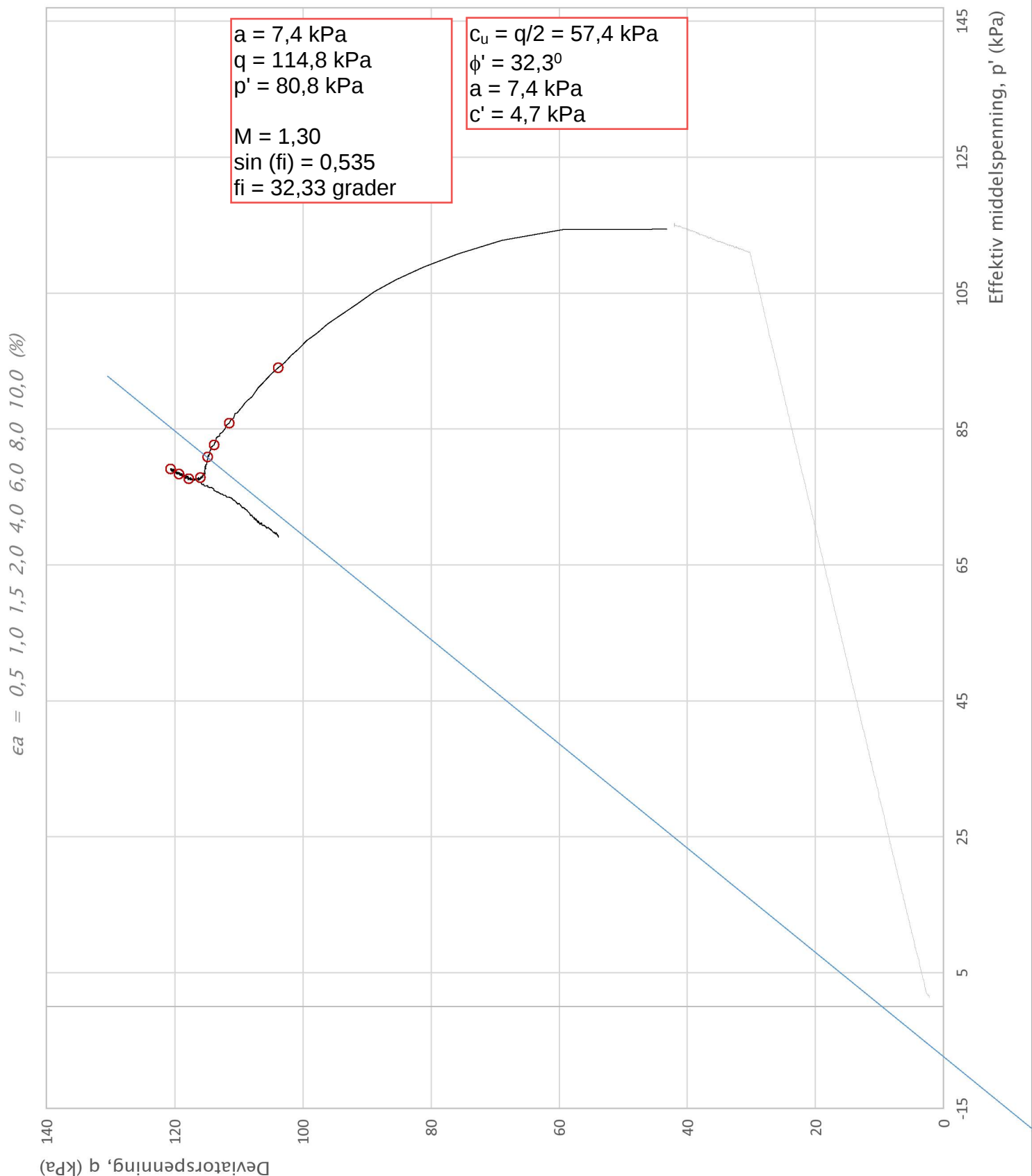
Prosjekt		Prosjektnummer: 10247111		Borhull
Rv. 36 Hønså bru				BH3
Innhold				Dybde (m)
Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott				5,55
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	jansen			CAUc
	Divisjon	Dato utført	Revisjon	Figur
Ekstern konsulent	22.10.2025	Rev. dato		2



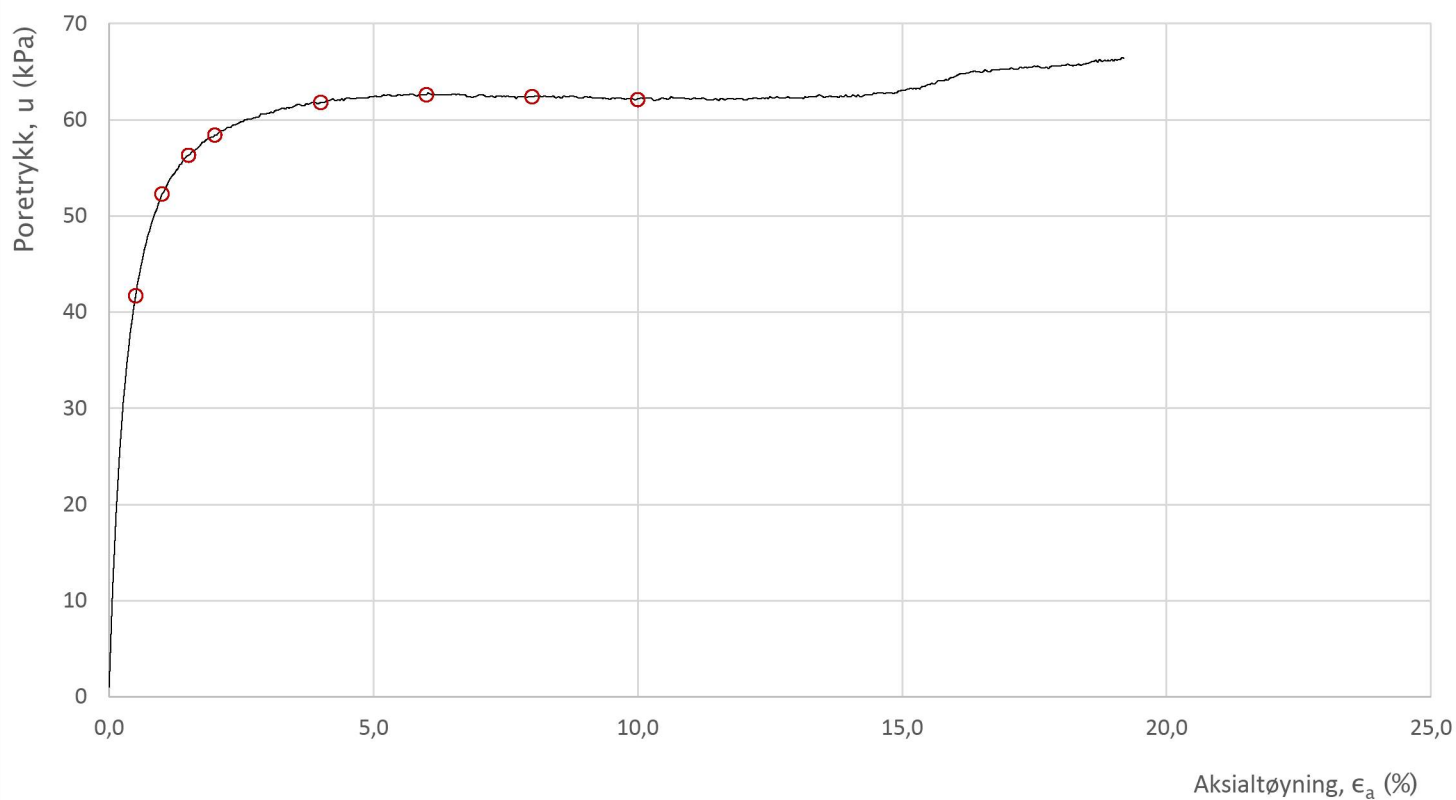
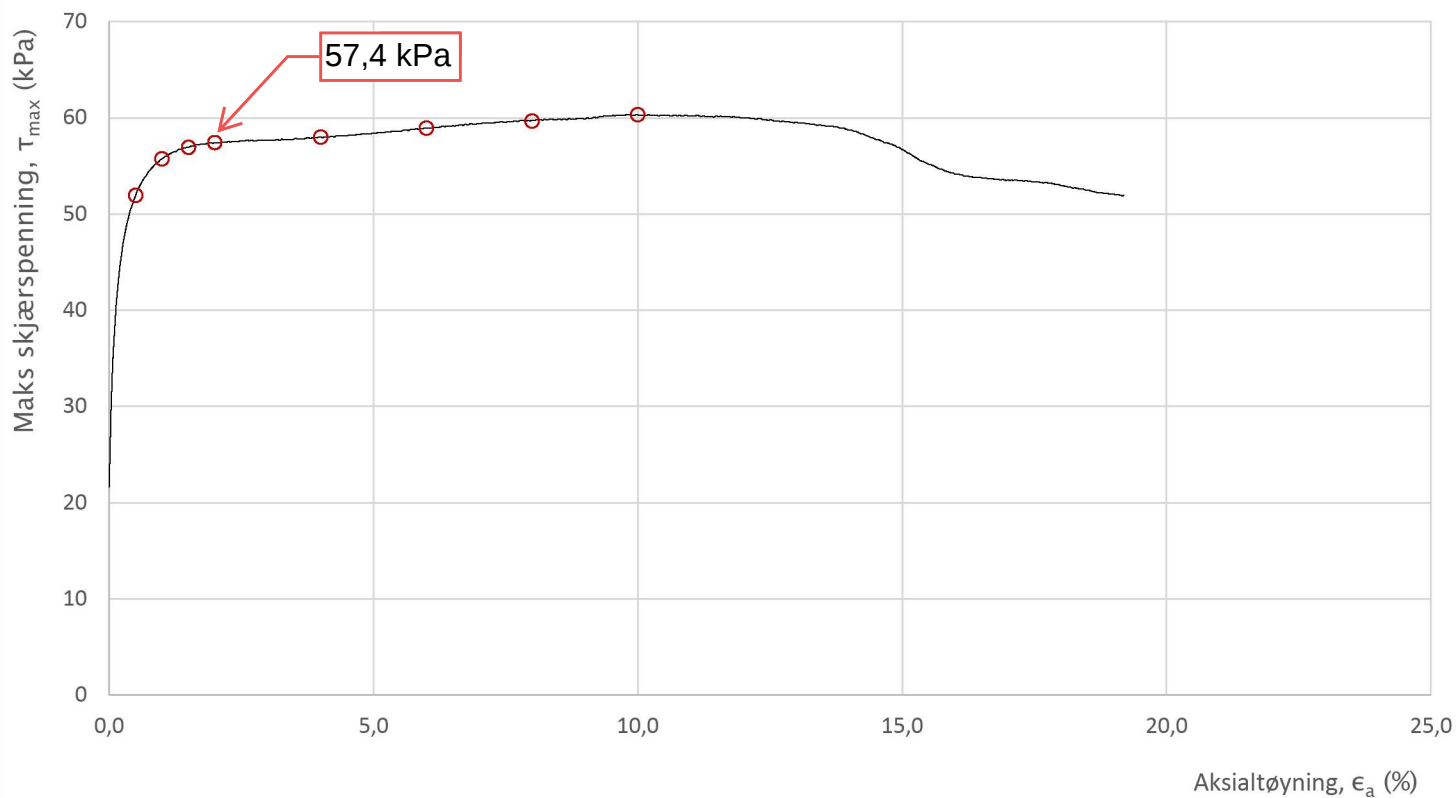
Prosjekt		Prosjektnummer: 10247111		Borhull
Rv. 36 Hønså bru				BH3
Innhold				Dybde (m)
Spenningssti i skjærfase, p' - q plott				9,40
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	jansen			CAUc
	Divisjon	Dato utført	Revisjon	Figur
Ekstern konsulent	11.11.2025	Rev. dato		3



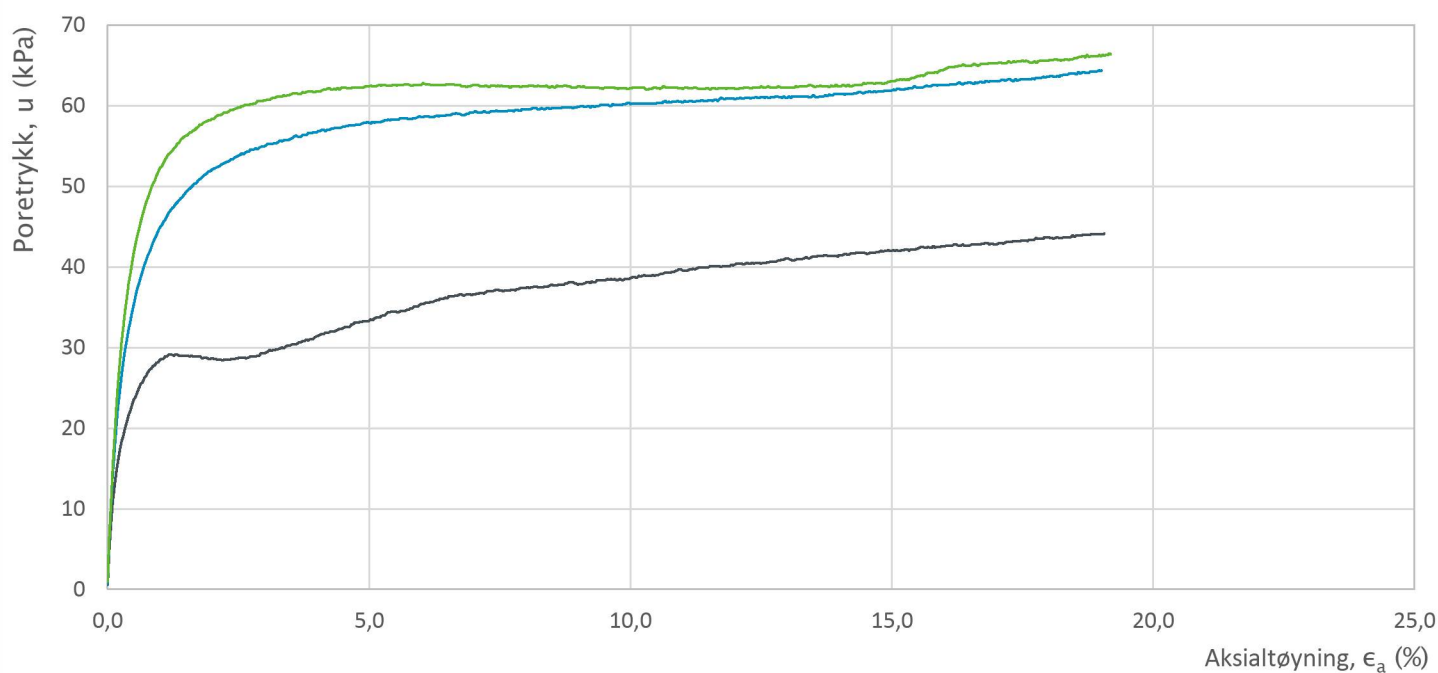
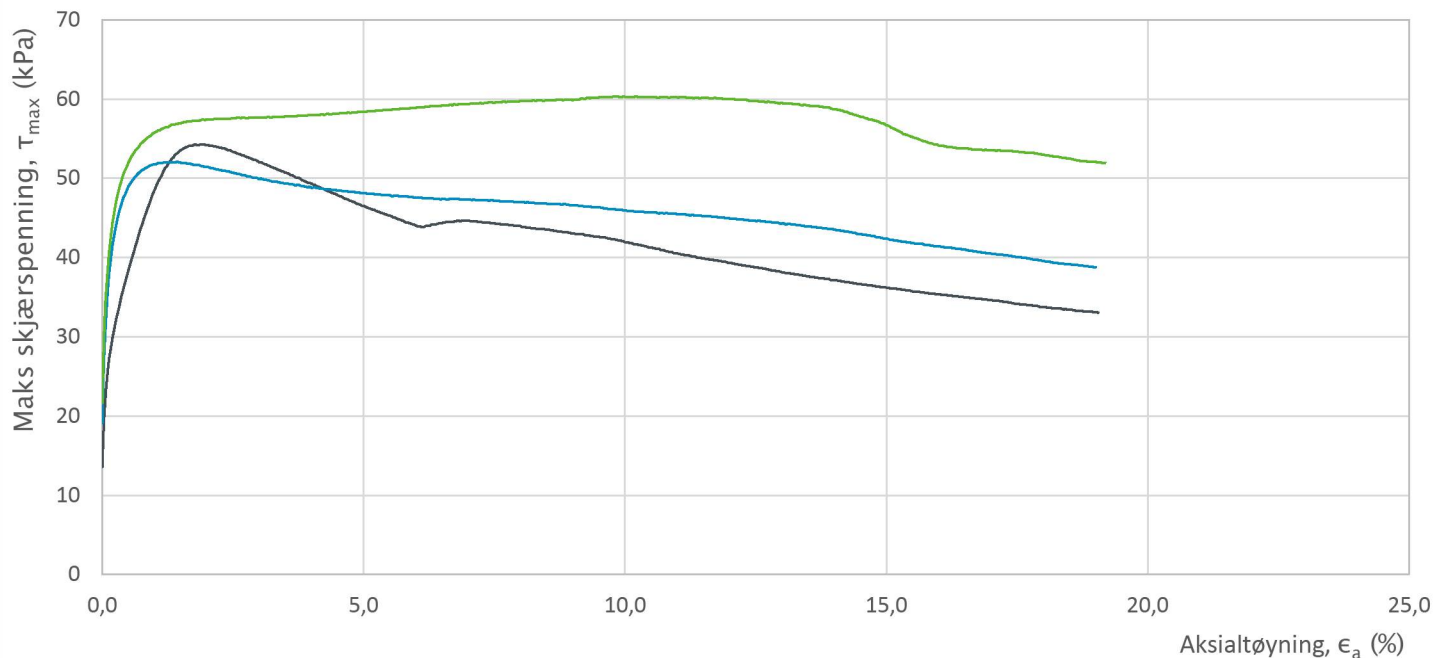
Prosjekt		Prosjektnummer: 10247111		Borhull
Rv. 36 Hønså bru				BH3
Innhold				Dybde (m)
Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott				9,40
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	jansen			CAUc
	Divisjon	Dato utført	Revisjon	Figur
Ekstern konsulent	11.11.2025	Rev. dato		4



Prosjekt		Prosjektnummer: 10247111		Borhull
Rv. 36 Hønså bru				BH3
Innhold				Dybde (m)
Spenningssti i skjærfase, p' - q plott				11,10
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	jansen			CAUc
	Divisjon	Dato utført	Revisjon	Figur
	Ekstern konsulent	05.11.2025	Rev. dato	
				5



Prosjekt		Prosjektnummer: 10247111		Borhull
Rv. 36 Hønså bru				BH3
Innhold				Dybde (m)
Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott				11,10
 Statens vegvesen	Utført	Kontrollert	Godkjent	Forsøkstype
	jansen			CAUc
	Divisjon	Dato utført	Revisjon	Figur
	Ekstern konsulent	05.11.2025	Rev. dato	6



Borhull	Dybde	Type	Symbol	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{ac} (kPa)	σ'_{rc} (kPa)	K'_{0c}
BH3	5,55	CAUc	—	90,1	89,7	63,1	0,70
BH3	9,40	CAUc	—	127,4	126,0	88,9	0,71
BH3	11,10	CAUc	—	144,3	142,9	100,9	0,71
			—				
			—				

Prosjekt Prosjektnummer: C17221. Rapportnummer: 2250018

Rv. 36 Hønså bru

Innhold

Bruddutvikling i skjærfase, ϵ_a - τ og ϵ_a - u plott



Statens vegvesen

Utført
jansen

Divisjon
Drift og vedlikehold

Kontrollert

Dato utført
23.11.2025

Godkjent

Revisjon
Rev. dato

Figur

8