

GEOTEKNISK RAPPORT SKJÆRINGER OG FYLLINGER RV.7

Oppdragsnavn **Rv. 7 Vindeggleet – Veslehaug**
Prosjekt nr. **1350049529**
Mottaker **Statens vegvesen**
Dokument type **G-RAP-001**
Versjon **01**
Dato **27.06.2022**
Utført av **Erik Nicolai Skredsvig**
Kontrollert av **David Sjølie**
Godkjent av **Jan Halvor Knudsen**
Beskrivelse **Geoteknisk vurdering av skjæringer og fyllinger**

Merk!

Navnet på prosjektet er endret
til Rv. 7 Kvisla, Røo-Årset.

Navnet Vindeggleet-Veslehaug er ikke
endret i dette dokumentet men dokumentet
omfatter hele strekningen Røo-Årset.

INNHALDSFORTEGNELSE

1.	INNLEDNING	4
2.	Grunnundersøkelser	4
2.1	Liste eksisterende grunnundersøkelser	4
2.2	Supplerende grunnundersøkelser	5
2.3	Miljøundersøkelser	5
3.	Topografi og veglinje	6
3.1	Topografi	6
3.2	Veggeometri	7
3.3	Nye konstruksjoner og rør	18
4.	Grunnforhold	18
4.1	Berg	18
4.2	Blokk ved P2810	19
4.3	Løsmasser	19
4.4	Grunnvann og hydrologi	22
4.5	Eksisterende rør og konstruksjoner i grunn	23
4.6	Områdesetninger	25
4.7	Historiske forhold	25
5.	Grunnlag for geoteknisk prosjektering	26
5.1	Regelverk og veiledere	26
5.2	Sikkerhet mot naturpåkjenning	27
5.3	Andre aktsomhets- og farekart	29
5.4	Grunntype og seismisk klasse	29
6.	Klassifisering av vegtiltaket i planområdet	30
6.1	Konsekvens- og Pålitelighetsklasse (CC/RC)	30
6.2	Geoteknisk kategori	31
6.3	Prosjekterings- og utførelseskontroll PKK og UKK	32
6.4	Tiltaksklasse SAK 10	34
7.	Dimensjoneringsmetode og laster	35
7.1	Dimensjoneringsmetode	35

7.2	Krav til sikkerhetsnivå og partialfaktorer	35
7.3	Laster	36
7.4	Miljøaspekter	37
8.	Geoteknisk modell	38
8.1	Innledning	38
8.2	Geometri	38
9.	Design parametere	40
9.1	Generelt	40
9.2	Drenert skjærstyrke	40
10.	Stabilitets analyser	41
10.1	Innledning	41
10.2	Metode	42
10.3	Resultater	42
11.	Setningsforhold og deformasjoner	48
11.1	Setningsforhold	48
11.2	Vurdering av setninger på strekningen	48
12.	Tiltak på vegstrekningen	48
12.1	Skjæringer og traue	48
13.	Tiltak og fyllingsarbeider veg	50
13.1	Innledning	50
13.2	Fyllinger generelt	51
13.3	Andre tiltak	53

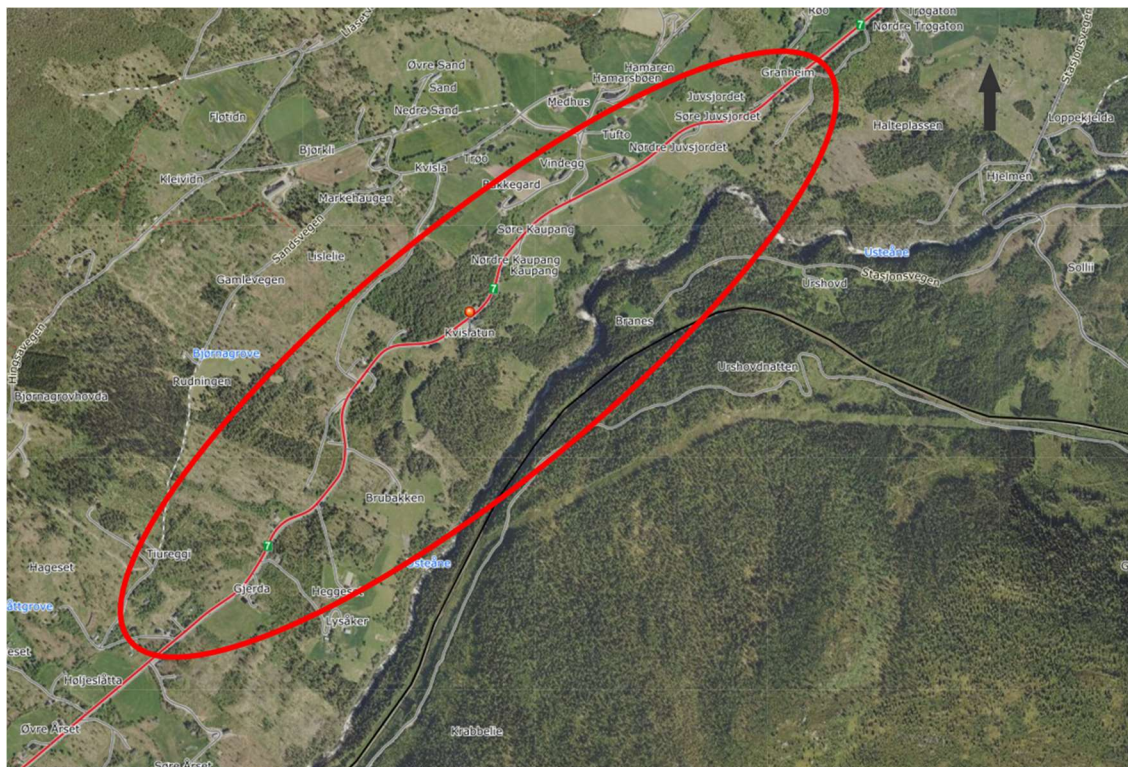
REFERANSELISTE

- [1] 1350050027 Datarapport G-rap-001. «Rv. 7 Vindeggleet – Veslehaug Grunnundersøkelser», Rambøll (2022)
- [2] Fd713A-1 notat. «Rv7 HP:17/18 ved Kvislatun, deformasjoner i vegbane, befaringsrapport», Statens vegvesen (2008)
- [3] Fd379A-1 notat. «Grunnundersøkelser for: Rv 7 HP 17, Hagafoss - Kvisla», Statens vegvesen (1992)
- [4] Masteroppgave, Andreas Liereng. «Iskjøving i grøfter og skjæringer langs veg og jernbane», NTNU (2016)
- [5] Han Lin, Ping Cao. «Influence of material dilation angle on stability of homogeneous slope with surcharge load», EJGE vol. 17 (2012).
- [6] Ivo Raissakis, "Comparison of Limit Finite Element Analysis and Strength Reduction Techniques", Master Thesis (2012)

1. INNLEDNING

Statens vegvesen planlegger utbedring av Rv.7 Vindeggleet – Veslehaug, i Hol kommune i Viken fylke. Prosjektet omfatter breddeutvidelse og utbedring av Rv.7 Vindeggleet – Veslehaug. Hensikten med planen er å øke fremkommeligheten og trafikksikkerheten på strekningen. Rambøll er engasjert av Statens vegvesen for å utarbeide detaljreguleringsforslag for strekningen.

Strekningen er vist i figuren nedenfor.



Figur 1 Viser utsnitt fra Norge i bilder med oversikt over strekningen på Rv. 7 markert med rød sirkel

Denne rapporten beskriver geotekniske vurderinger og løsningsforslag i forbindelse med reguleringsplan. Selve anleggsgjennomføringen med trafikkavvikling, rekkefølge krav, og midlertidige tiltak er ikke beskrevet.

Topplaget blir brukt om laget fra terreng til ca. 2 m dybde. Dette kan bestå av et tynt matjordlag over morene. Laget er viktig for overflatestabilitet.

2. Grunnundersøkelser

Dette kapitlet beskriver kort eksisterende grunnundersøkelser og supplerende grunnundersøkelser og miljø prøvetaking.

2.1 Liste eksisterende grunnundersøkelser

Det er utført grunnundersøkelser vist i rapport Fd379A-1. Det er senere utført inspeksjon av samme vegstrekningen pga. sig i skråninger og deformasjoner av lokale murer. Dette er rapportert i Fd713A-1.

Liste over eksisterende geotekniske rapporter på strekningen:

- Fd713A-1 notat. «Rv7 HP:17/18 ved Kvislatun, deformasjoner i vegbane, befarringsrapport», Statens vegvesen (2008)
- Fd379A-1 notat. «Grunnundersøkelser for: Rv 7 HP 17, Hagafoss - Kvisla», Statens vegvesen (1992). [digitaliserte punkter er nummerert etter eldre profil og har hull nr. 2140 – 2975]

Fd379A viser boringer langs vegen med fjellkontroll og sonderinger, hhv 18 og 5 stk. punkter, mellom (P2050 – P2900), og beskriver fast lagrede friksjonsmasser (sandige og grusige som kan innholdet blokk og stor stein). Andre steder er massene beskrevet som fast lagret morenemasse med vanninnhold 2 – 8% (T3 masser). Berget ligger grunt noen steder og kan krysse skjæringsfoten. Det beskrives løsninger for skjæringer, fyllinger og murer.

Rapport Fd713A beskriver befaring av bratte skrån timer, mur, og svanker og sprekker i vegbanen. Det er identifisert 7 områder med en del deformasjoner og sprekker i bratt terreng som er synlig i vegbane i form av svanker og sprekker i asfalten. Dette er kort fortalt i området ved Kaupang P2700 – P2900 og områder rundt P2960, P3030, og P3110.

2.2 Supplerende grunnundersøkelser

Det er utført supplerende grunnundersøkelser langs hovedstrekningen. Enkelte borpunkt (BP) er plassert på lokalveg høyt oppe i skjæring ved Kaupang. Grunnundersøkelsen er rapportert i Datarapport 1350050027-G-rap-001.

Følgende grunnundersøkelser er utført:

- 31 stk. totalsonderinger (med fjellkontroll)
- 3 stk. poretrykksmålere (punkt 714 (4,5 m), punkt 716 (7,8 m), og punkt 717 (4,0 m))
- 3 stk. Prøve (punkt 714, 717, og 723)

Formålet med supplerende grunnundersøkelser var å avdekke bergoverflate, løsmasse type og variasjon, samt grunnvannsnivå.

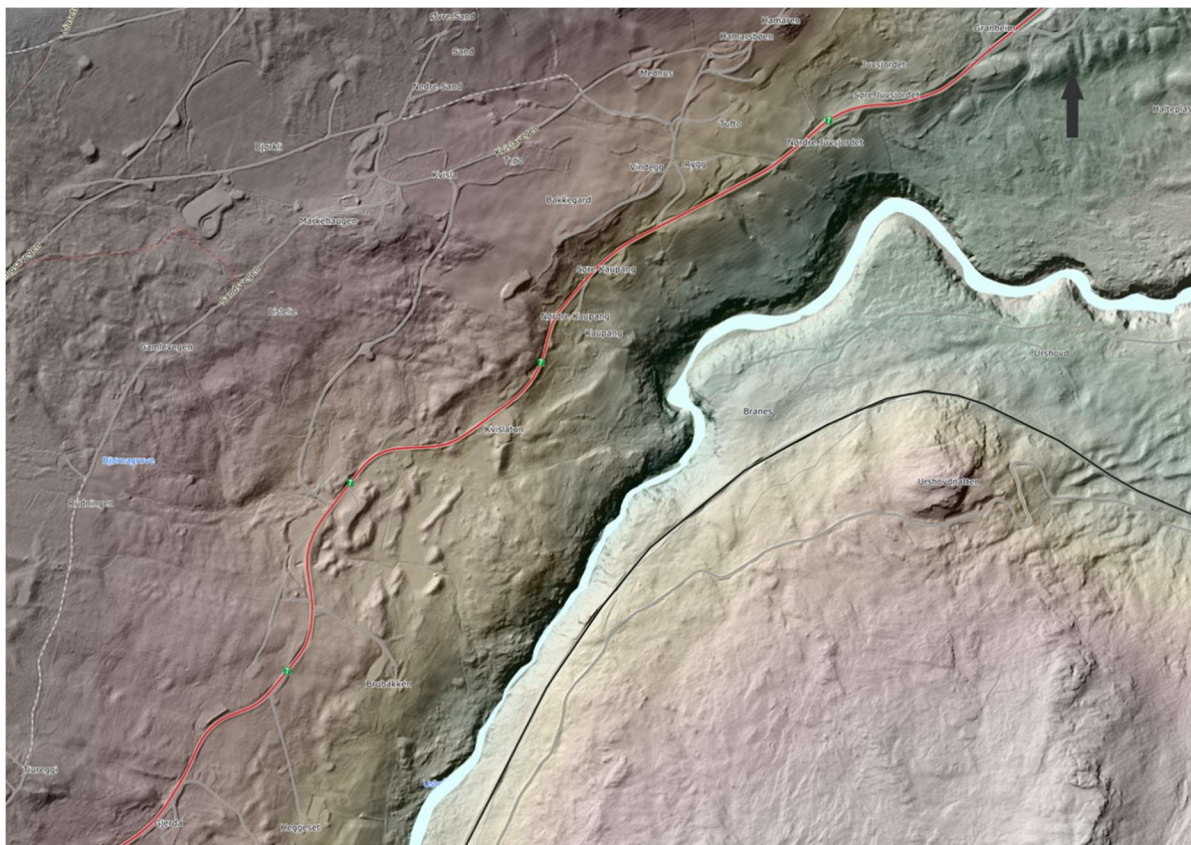
2.3 Miljøundersøkelser

Det er i forbindelse med prosjektet utført miljøprøvetaking i topplaget langs Rv. 7. Grunnet harde masser måtte flere prøvepunkter (M – serien) utgå. Naveprøver er boret til inntil 2 m dybde og flere har stoppet på grunnere dyp grunnet faste masser. De fleste prøvepunktene er beskrevet som stein, sand, grus, og noe silt, og enkelte steder fyllmasse.

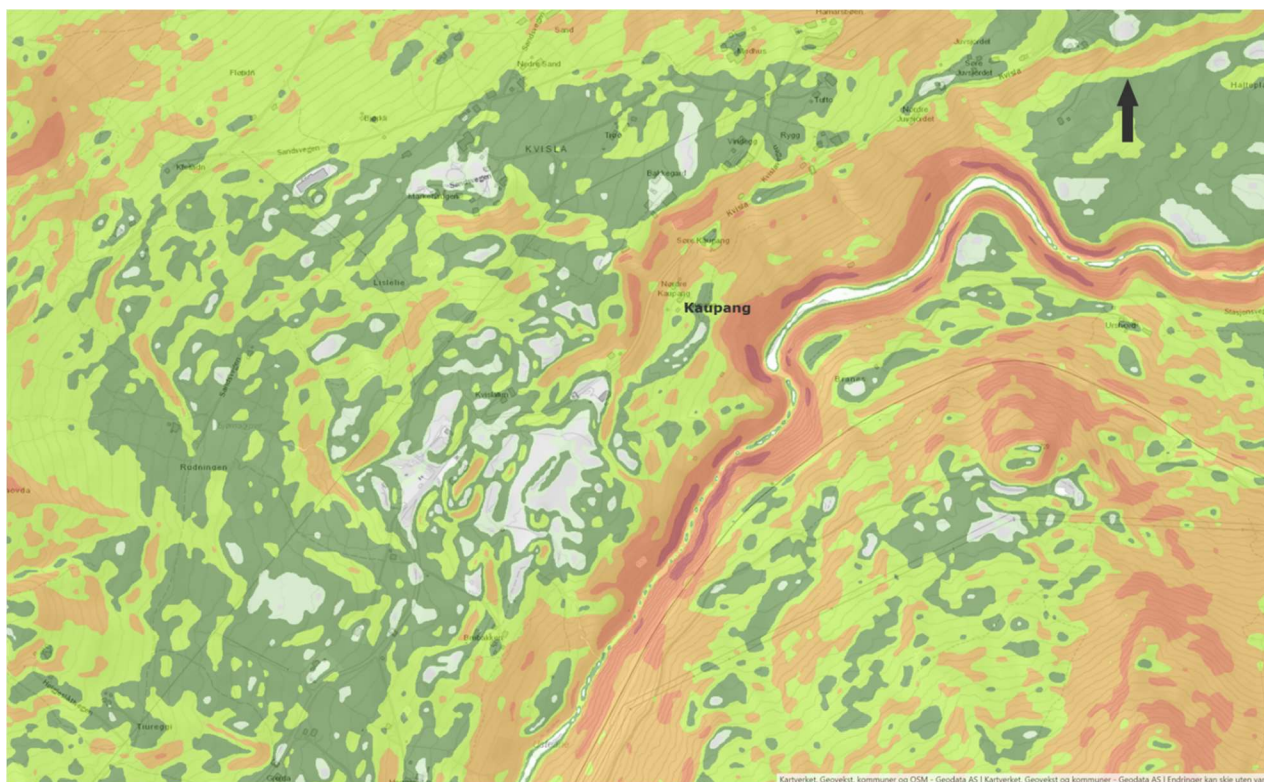
3. Topografi og veglinje

3.1 Topografi

Dagens Rv. 7 ligger som en mindre skjæring og fylling i terrenget som generelt faller ned mot elven Usta på sørsiden av vegen. Ved Kaupang, midt på vegstrekningen, ligger elvekanten på ca. kote + 580, mens dagens Rv. 7 ligger på ca. kote +680. Dette er også stedet på strekningen med de bratteste skråningene både på oversiden og nedsiden av vegen.



Figur 2 Viser fjellskyggekart med Rv. 7 fra Høydedata.no.
Figurer skygge



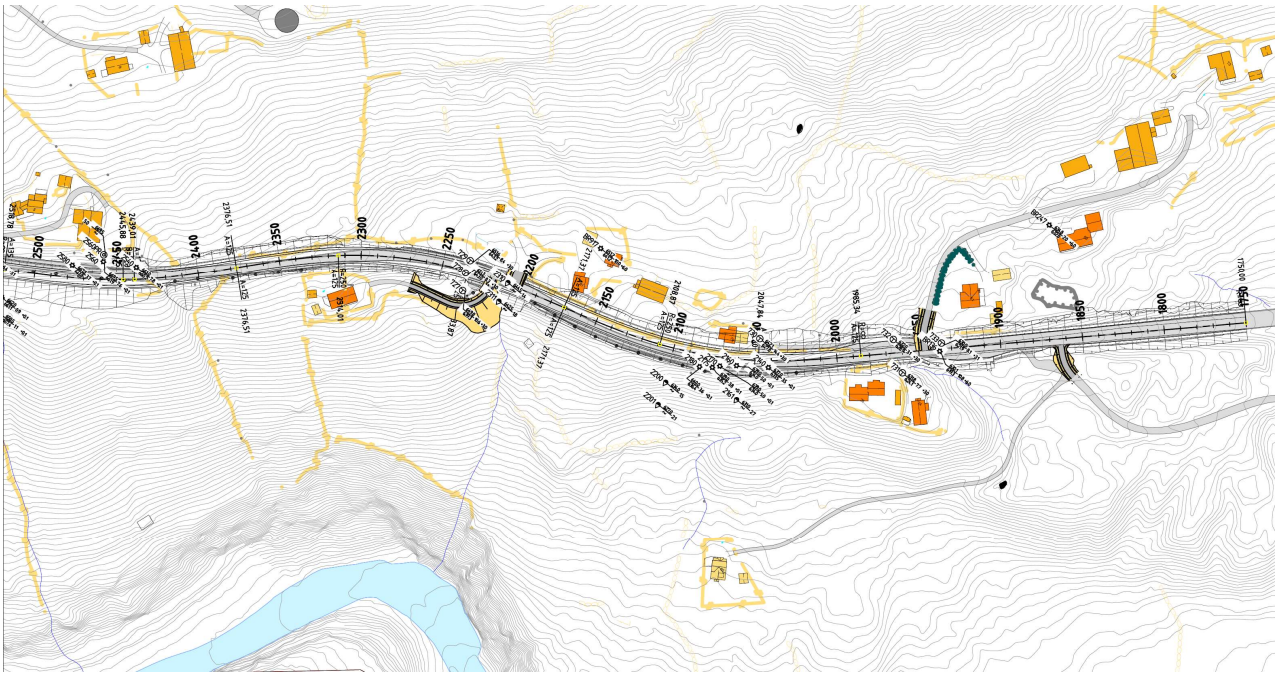
Figur 3 Viser bratthetskart for jordskredskred fra NVE Atlas på strekningen Rv. 7.

3.2 Veggeometri

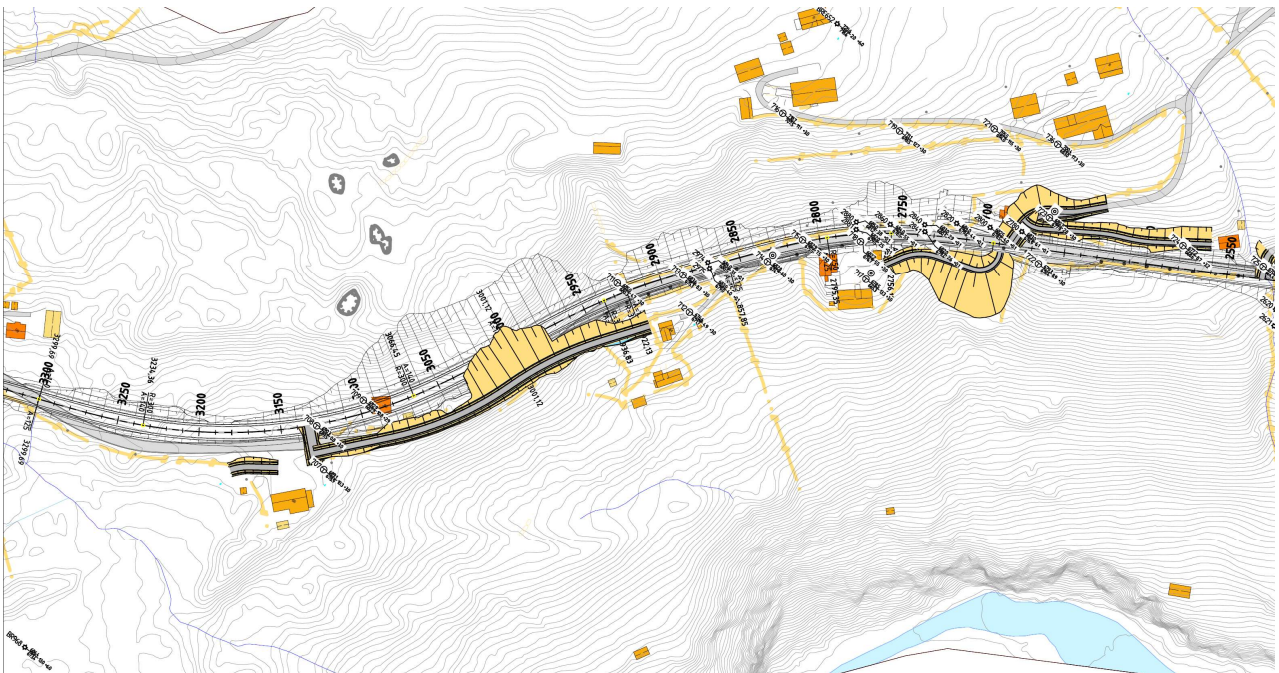
Borplan med planlagt ny Rv.7 veggeometri og avkjørsler er vist i figurene nedenfor. Disse viser at deler av ny veg rettes ut i forhold til eksisterende veg. Vegen blir liggende som en skjæring og fylling på strekningen med de største skjæringene og fyllingsutslagene mellom P2400-P3100. Enkelte steder trekkes veglinja på innsiden av eksisterende veg og vegen blir da liggende som en tosidig skjæring med liten skjæring mot sørøst og stor skjæring mot nordvestsiden hvor terrenget stiger.

Skjæringshøyden varierer på strekningen og er på det meste opp mot 25 meter i området ved P3000.

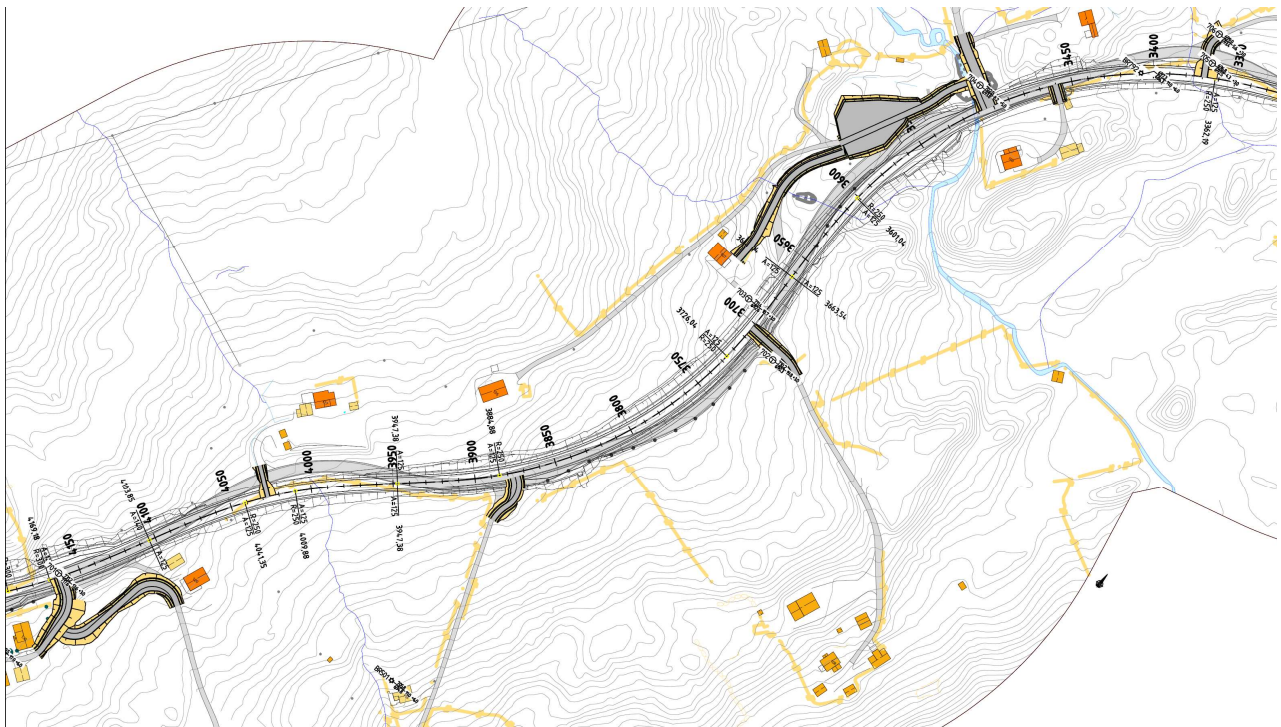
Avkjøring på nordsiden ved P2690 får en skjæring på nærmere 9 m høyde opp mot Vindegg. På sørsiden samme sted er det planlagt avkjøring hvor fyllingsutslaget blir over 10 meter høyt, målt fra topp fyllingskant til bunn fyllingsfot.



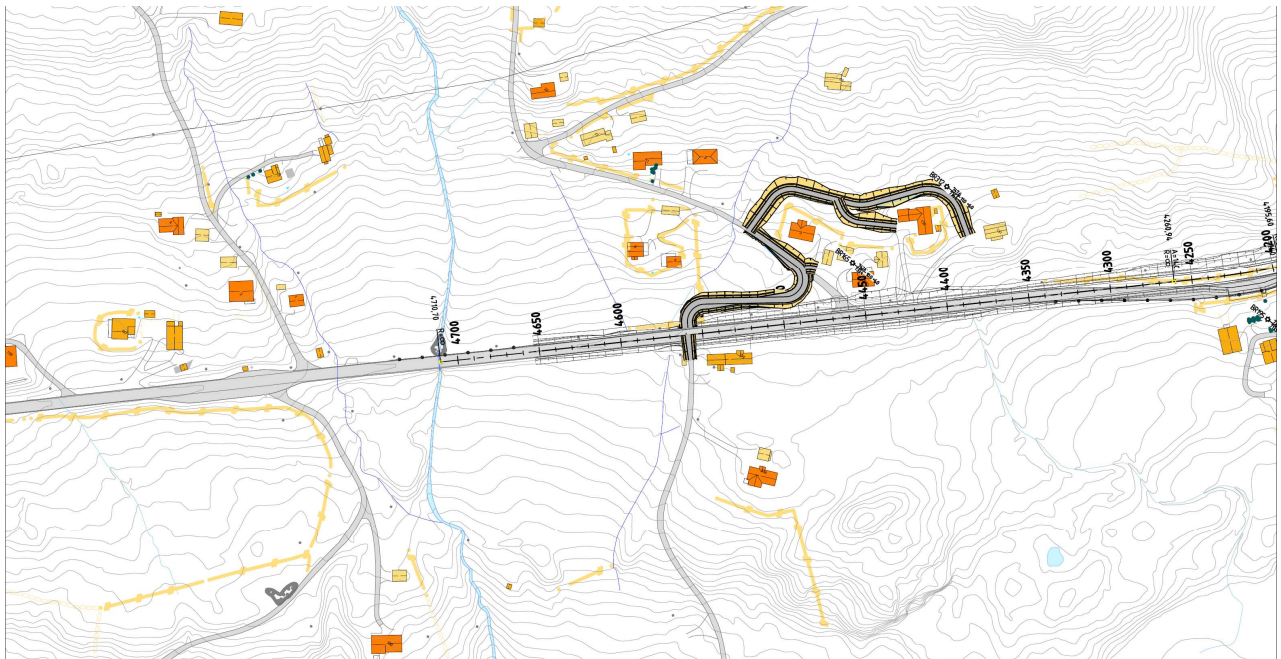
Figur 4. Borplan P1750-P2500 med veggeometri. Viser borserie 700, brønner (BR) og eldre SVV borserie 2000



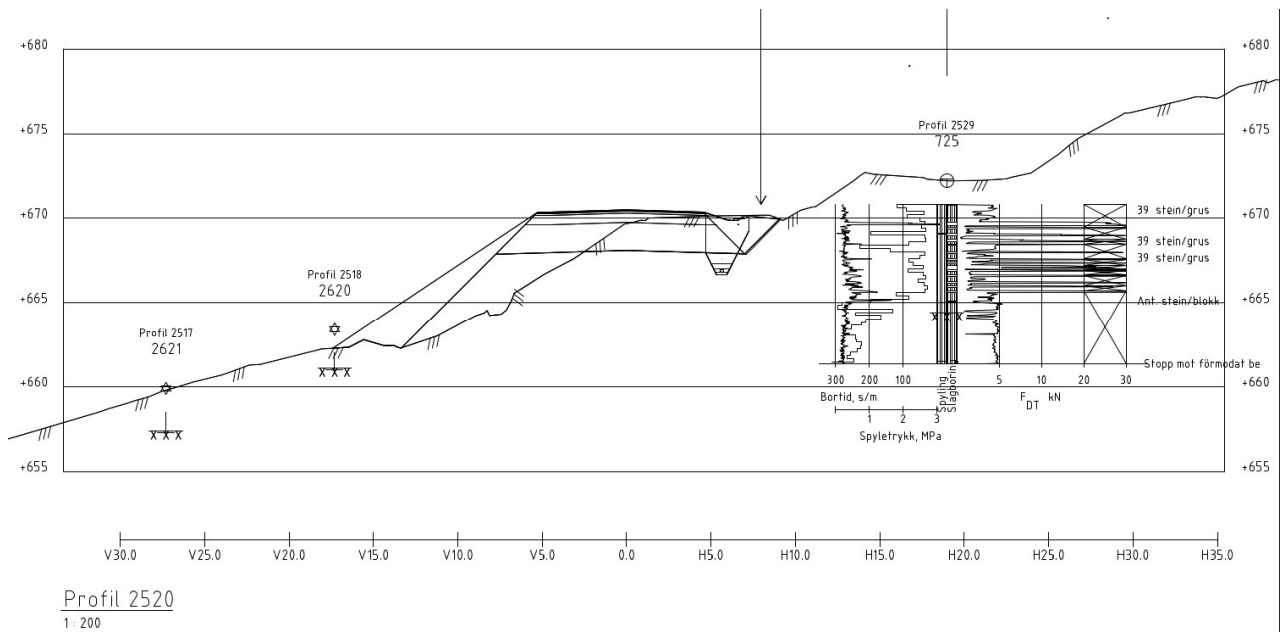
Figur 5 Borplan P2500-P3300 med veggeometri. Viser borserie 700, brønner og eldre SVV borserie 2000. Skjæring avkjørsel feil i modell 06.05.2022.



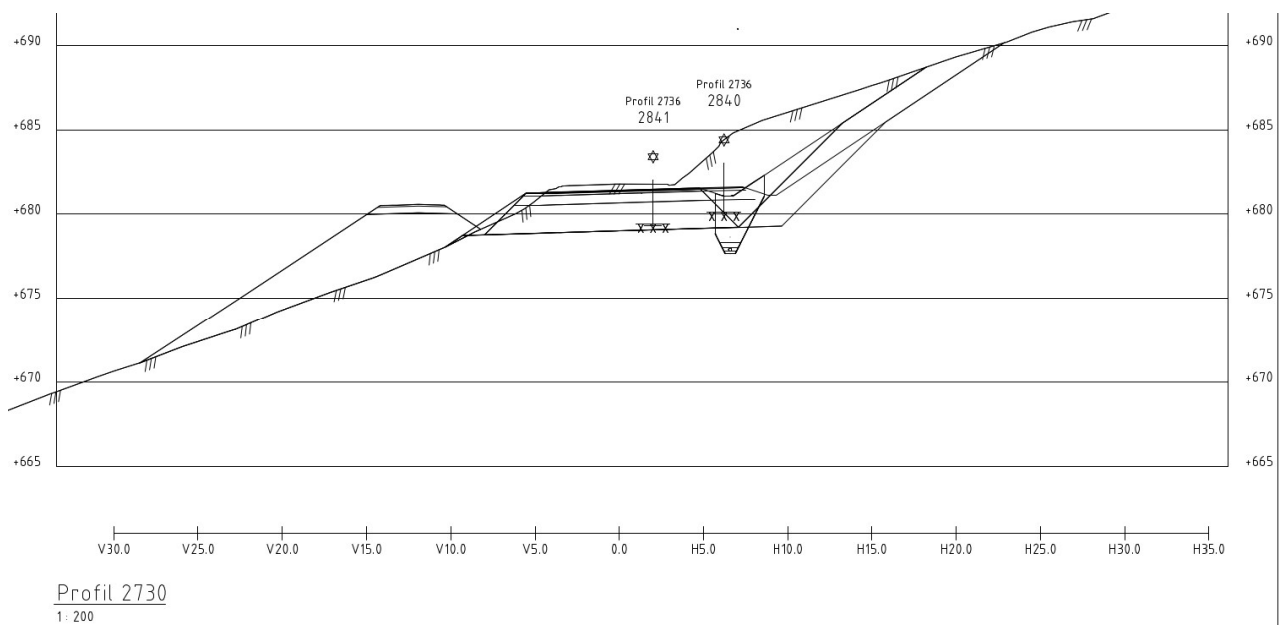
Figur 6 Borplan P3300 – P4150 med veggeometri. Viser borserie 700, og brønner



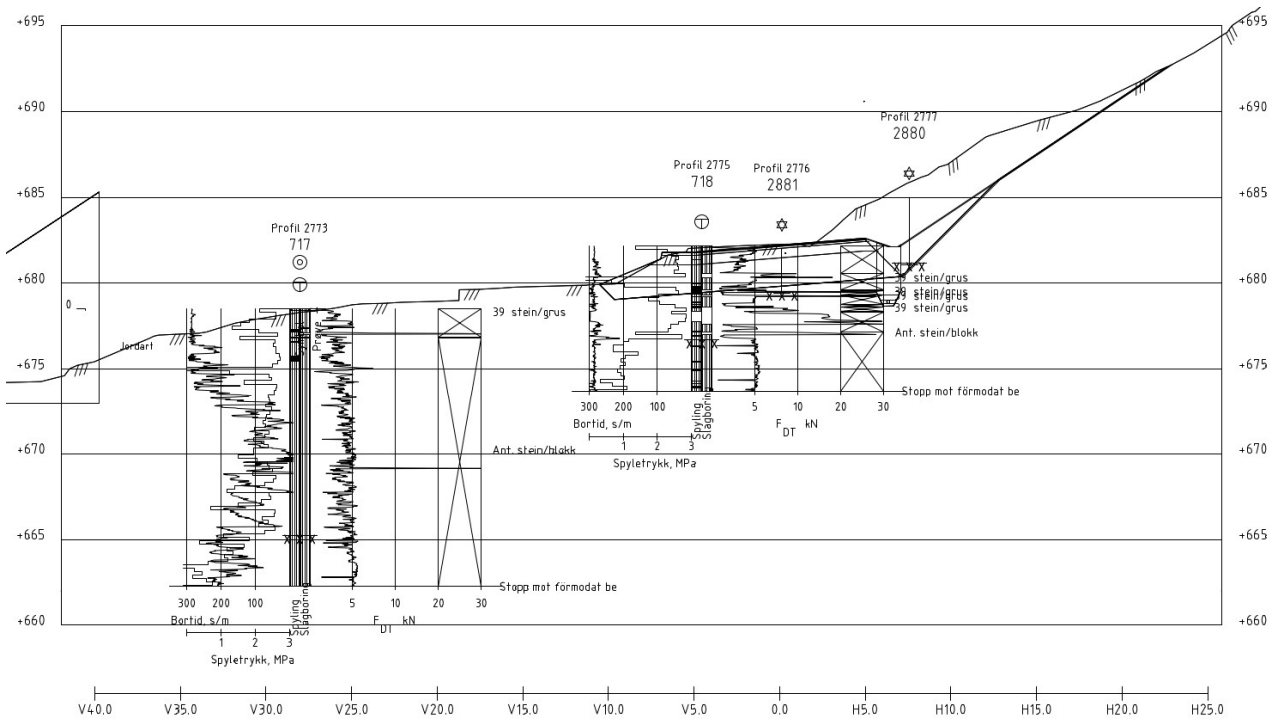
Figur 7 Borplan P4200 – P4700 med veggeometri. Viser kun brønner på søndre delen av planlagt veg



Figur 10 Viser tverrprofil P2520 med sondering og veggeometri og grøft

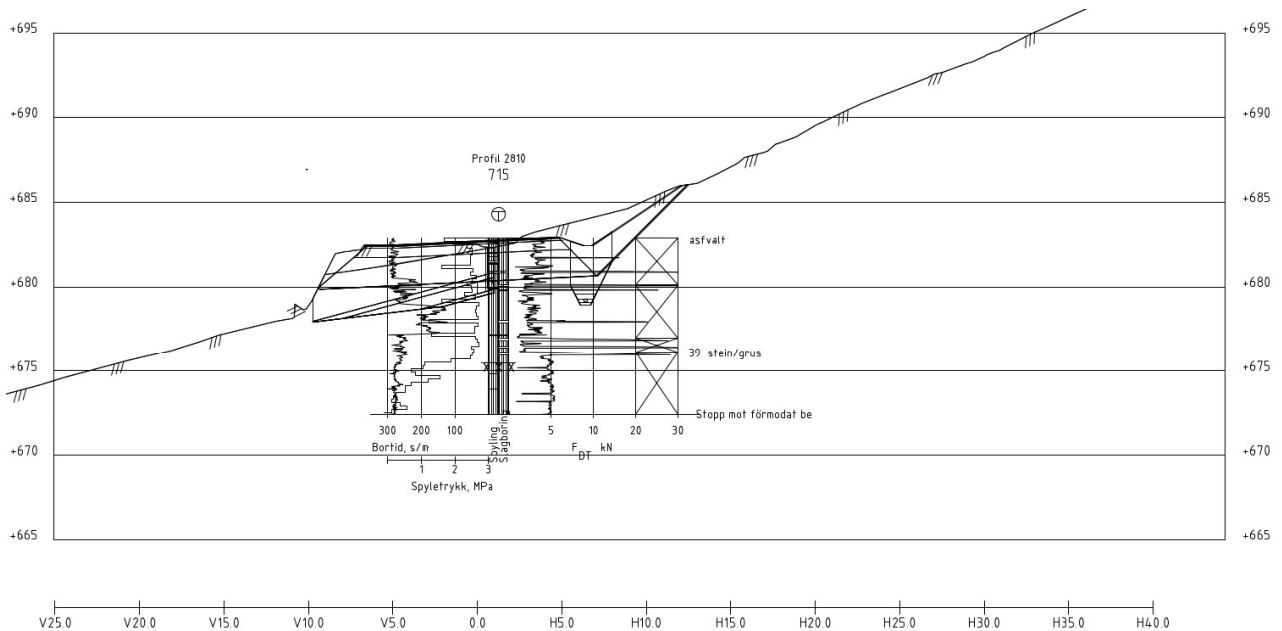


Figur 11 Viser tverrprofil P2730 med veggeometri og grøft



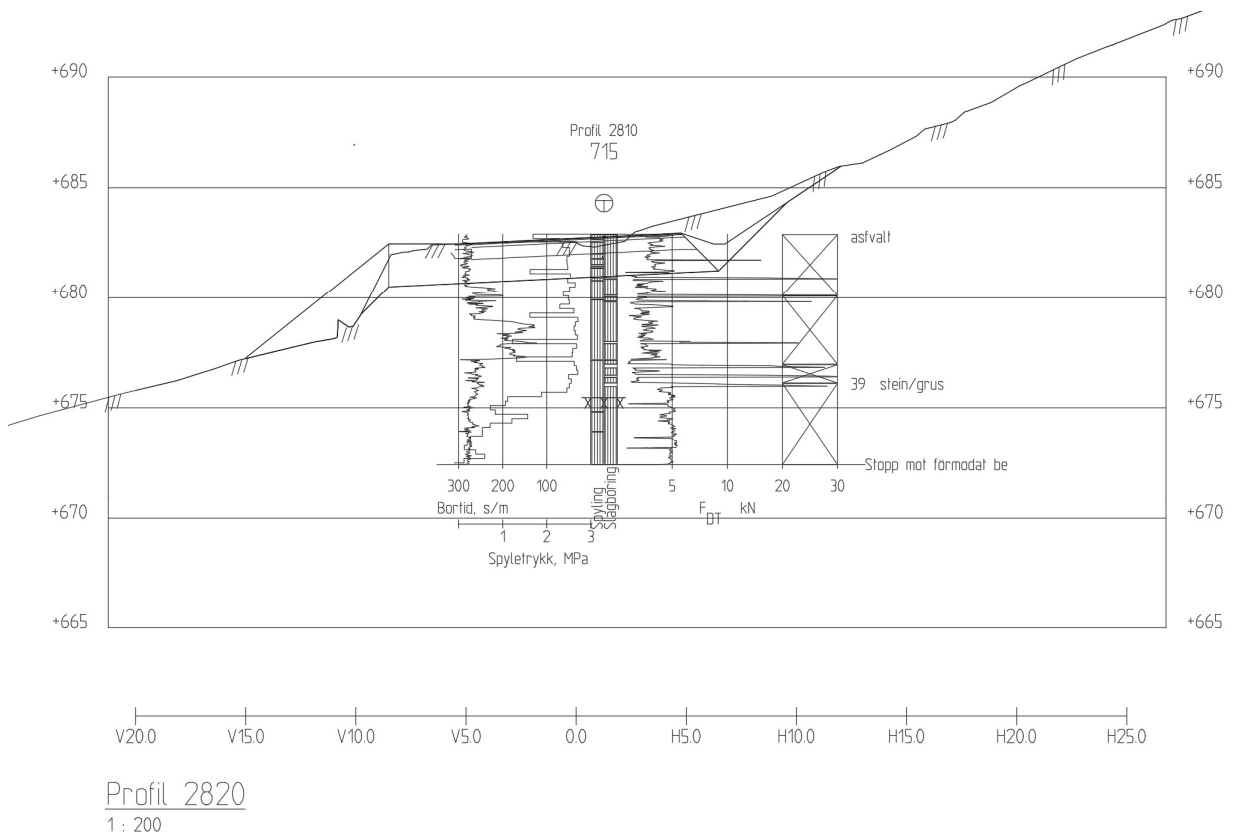
Profil 2770
1: 200

Figur 12 Viser tverrprofil P2770 med sondering og veggeometri og grøft

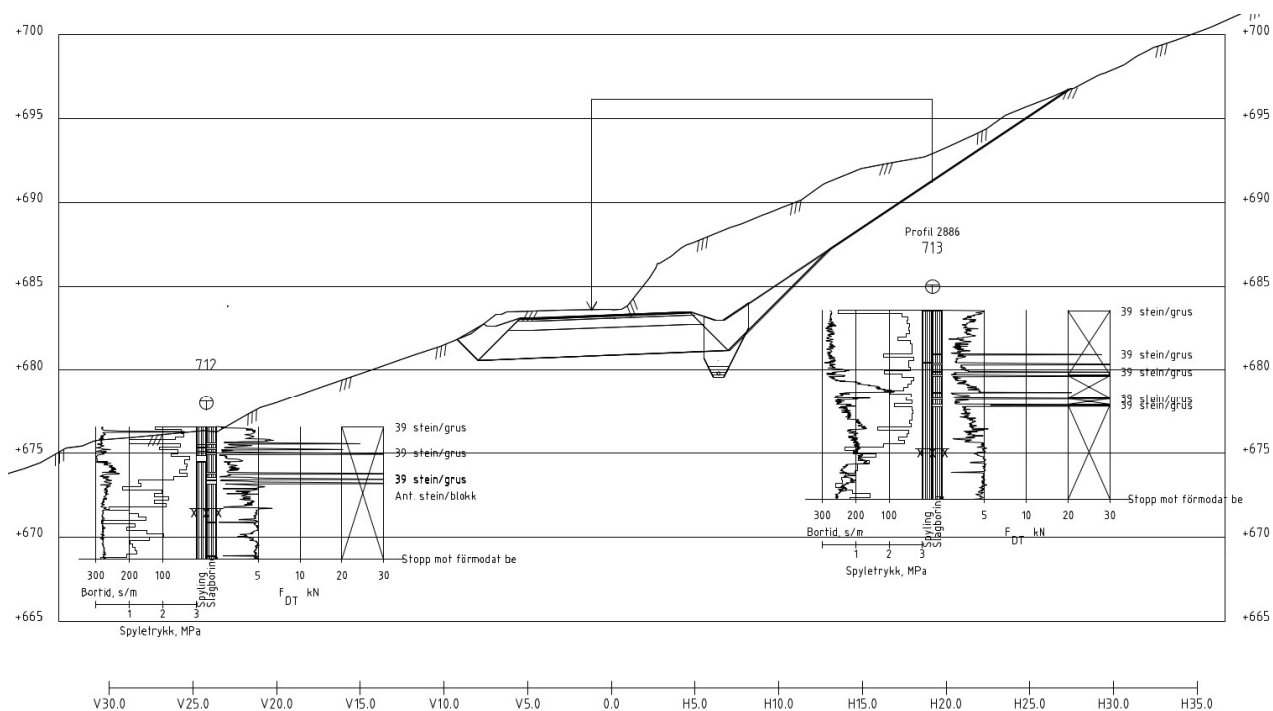


Profil 2820
1: 200

Figur 13 Viser tverrprofil P2820 med sondering og veggeometri og grøft og dagnes mur

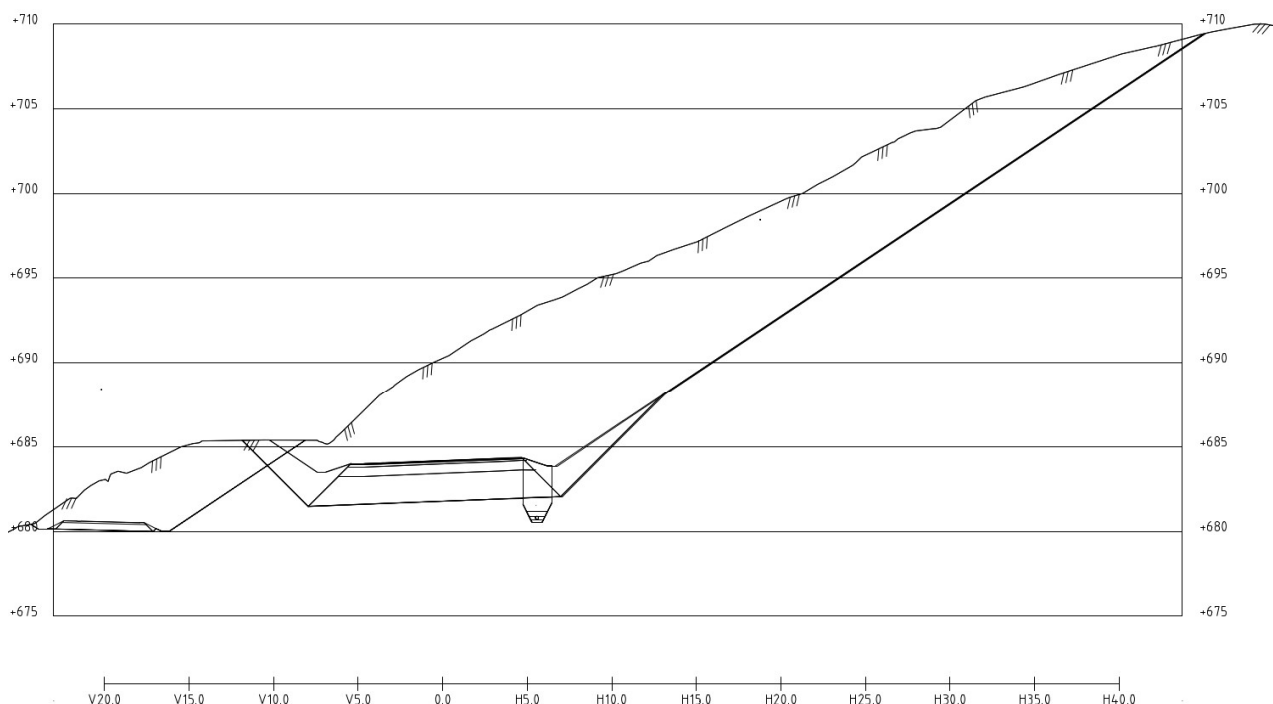


Figur 14 Viser tverrprofil P2820 med sondering og veggeometri og grøft og ny fylling 1:1,25



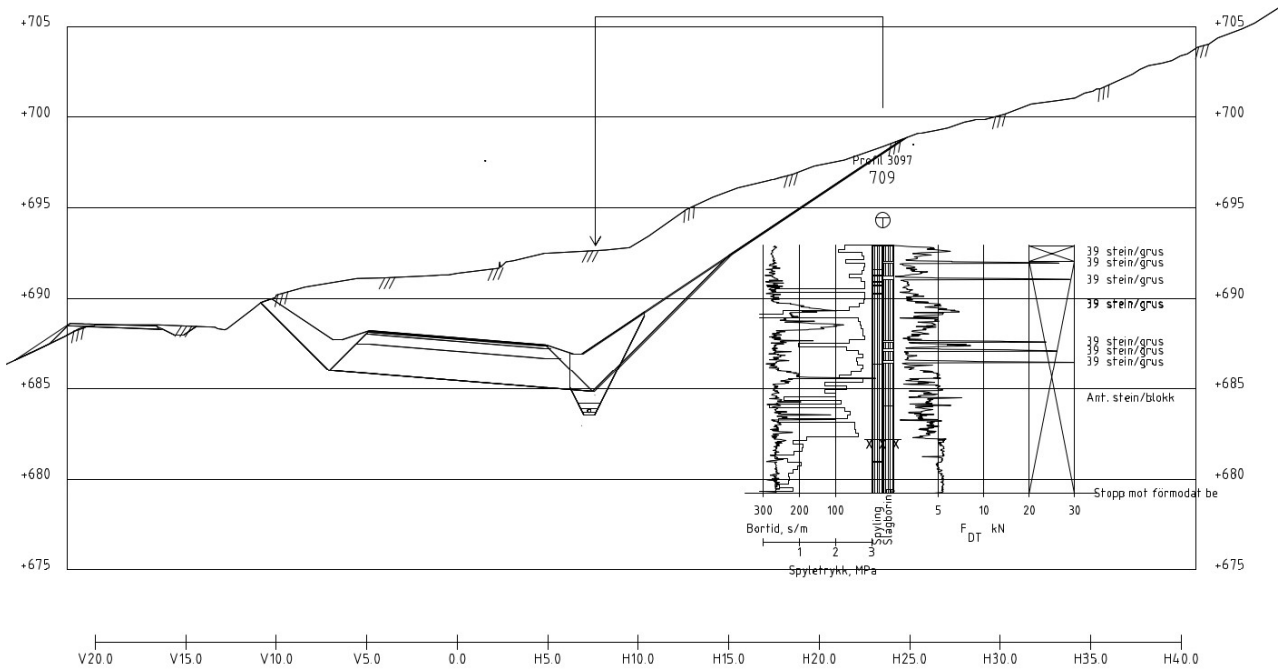
Profil 2890
1:200

Figur 15 Viser tværrprofil P2890 med sondering og veggeometri og grøft



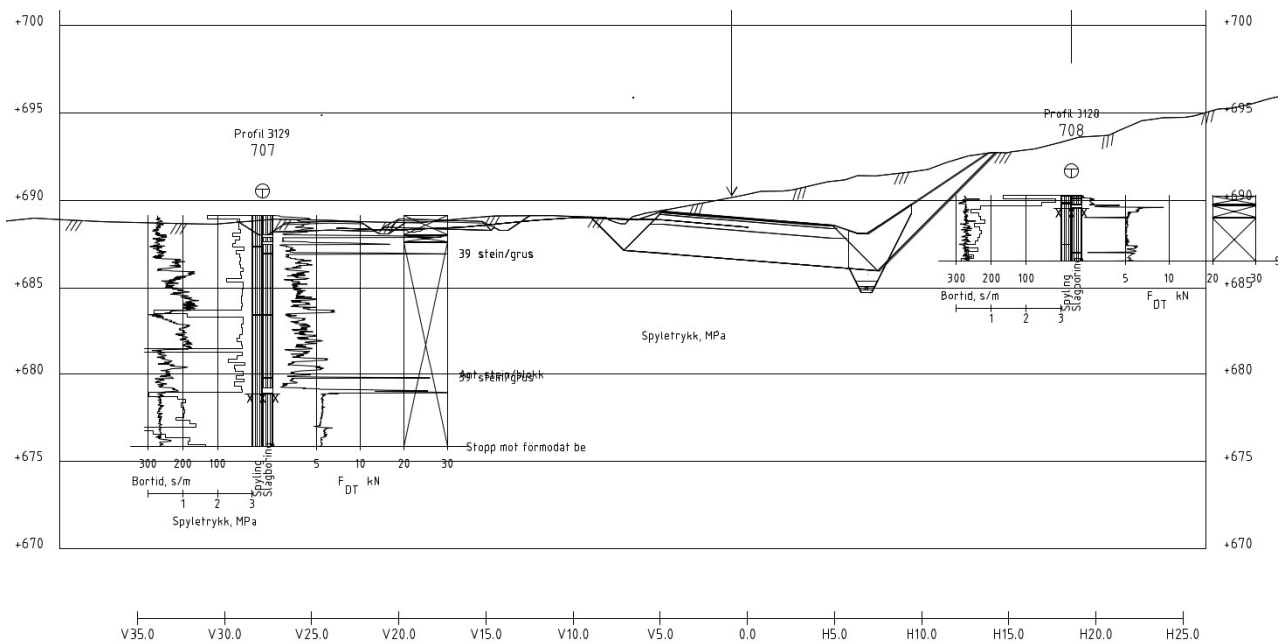
Profil 2970
1:200

Figur 16 Viser tværrprofil P2970 med veggeometri og grøft



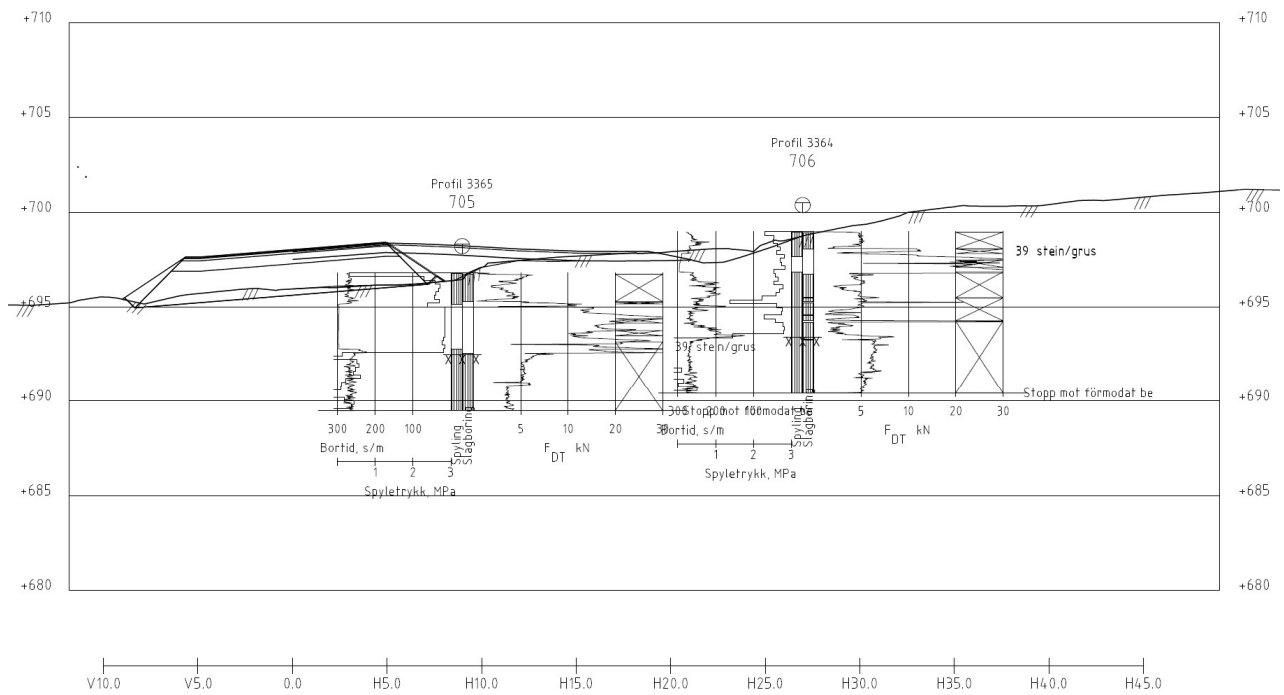
Profil 3100
1 : 200

Figur 17 Viser tverrprofil P3100 med sondering og veggeometri og grøft



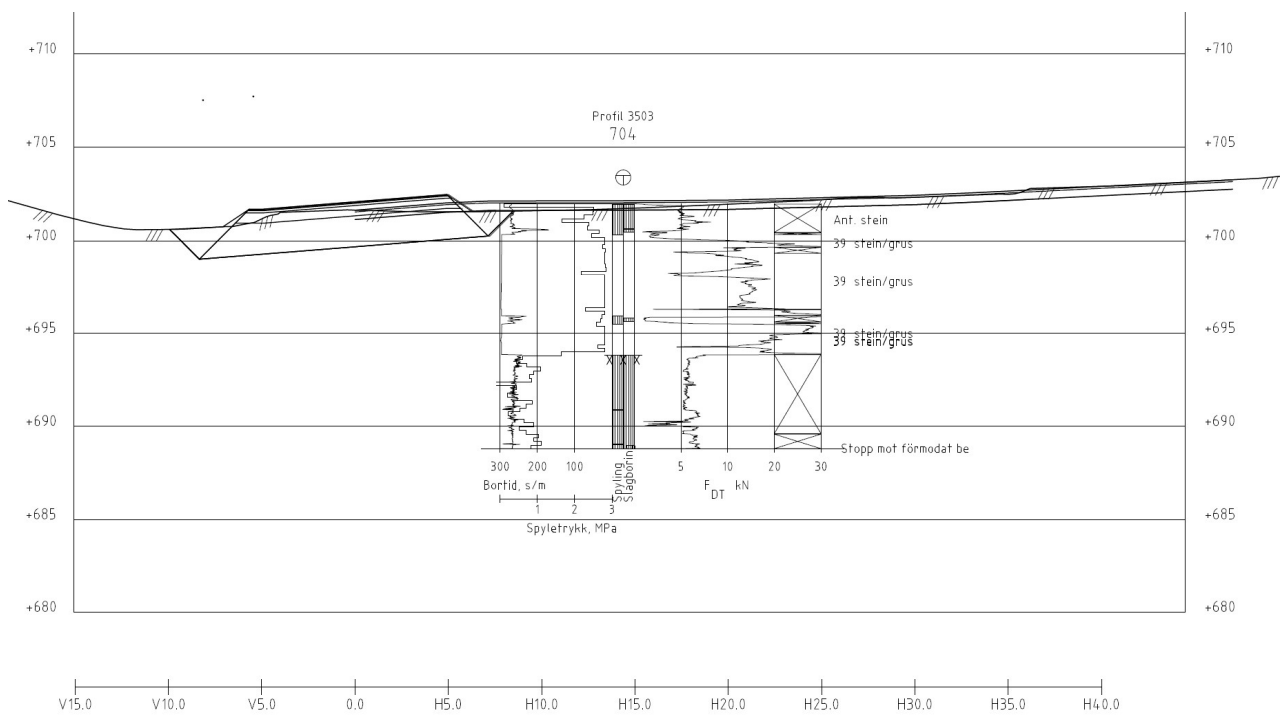
Profil 3130
1 : 200

Figur 18 Viser tverrprofil P3130 med sondering og veggeometri og grøft



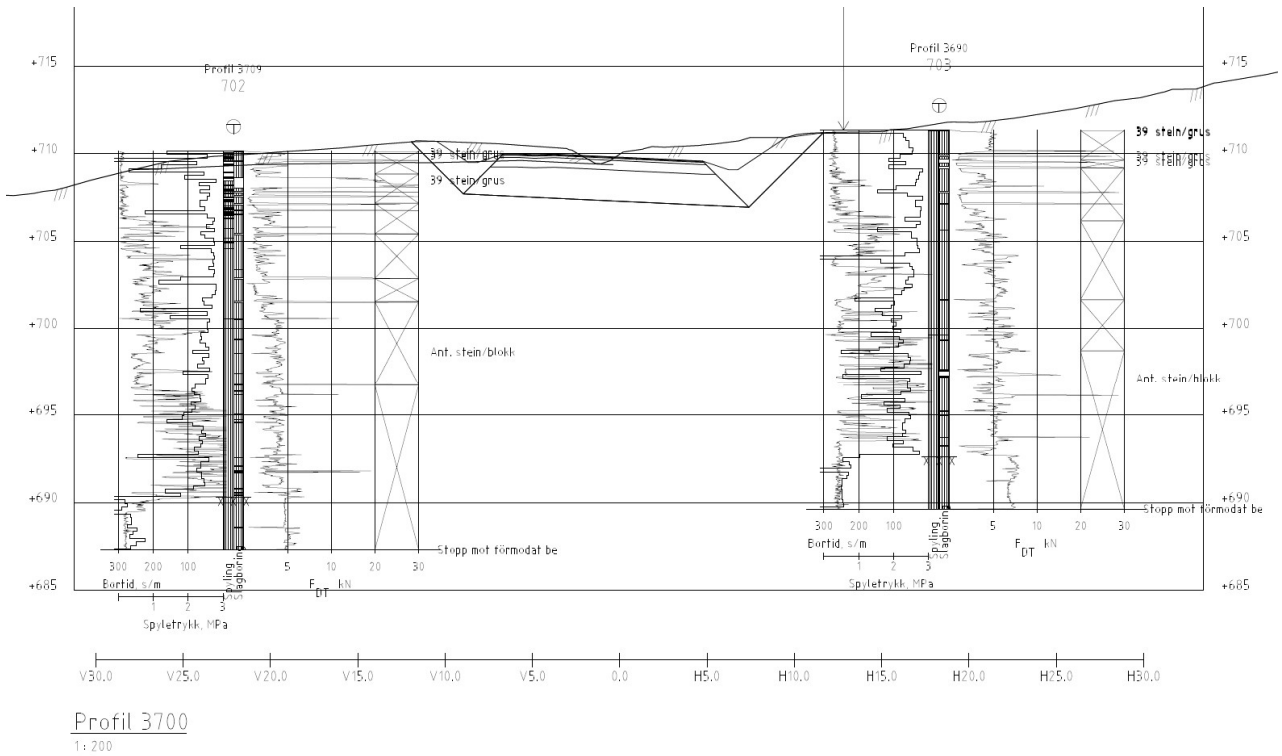
Profil 3370
1:200

Figur 19 Viser tverrprofil P3370 med sondering og veggeometri

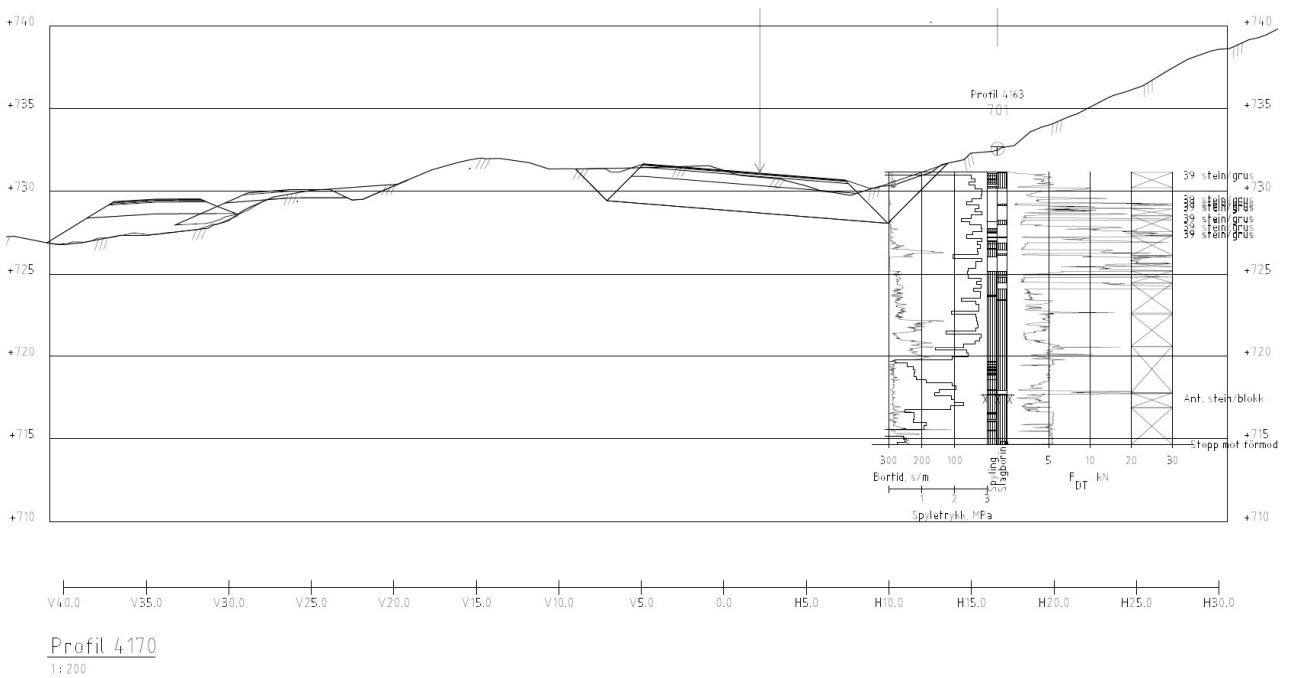


Profil 3500
1:200

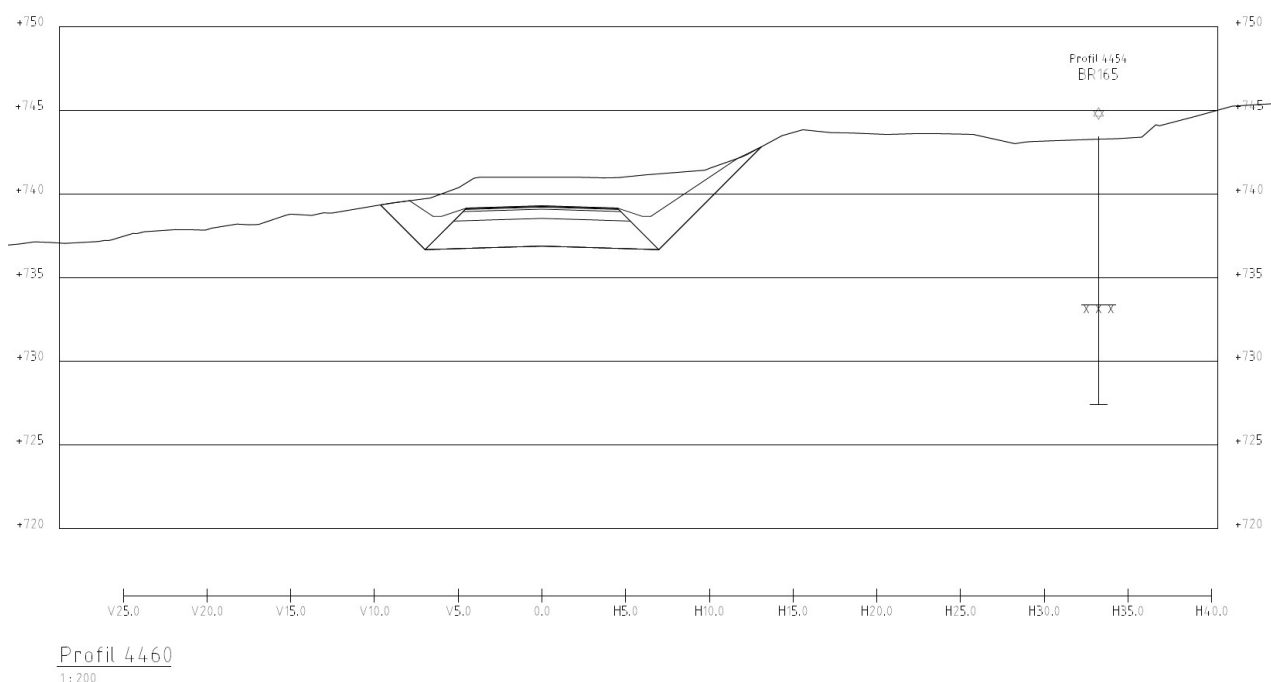
Figur 20 Viser tverrprofil P3500 med sondering og veggeometri



Figur 21 Viser tverrprofil P3700 med sondering og veggeometri



Figur 22 Viser tverrprofil P4170 med sondering og veggeometri



Figur 23 Viser tverrprofil P4460 og veggeometri brønn BR165 med bergdybde

3.3 Nye konstruksjoner og rør

På strekningen er det flere stikkrenner og grøfter og kummer. Det skal i imidlertid være lukket drenering ved Kaupang langs det bratte partiet.

4. Grunnforhold

4.1 Berg

Berg er registrert i tidligere grunnundersøkelser i rapport Fd379A-1 (1992). Denne rapporten viser 18 stk. fjellkontrollpunkter og 5 stk. dreitrykksonderinger. Berg punktene er forholdsvis grunne og variere mellom 1 – 8 m under terreng/veg. De fleste punktene er plassert i vegkanten langs dagens Rv. 7. Kvaliteten på fjellkontrollen utført i 1992 vurderes som middel da det ser ut til ant flere punkter kan ha stoppet i faste masser sammenliknet med 700 serien.

En annen kilde til indikasjon på bergoverflat er GRANADA, nasjonal grunnvannsdatabase. Denne indikerer ca. 100 – 200 fra senterlinje veg bergdybder 10 – 17 m.

Totalsonderinger med fjellkontroll serie 700 fra 2022, viser bergdybde mellom 1 – 20 m under terreng.

Bergoverflaten følger mange steder den bratte terrengoverflaten og faller ned i retning mot Usta i øst, og ligger gjennomsnittlig ca. 10 m under terreng tolket fra brønndata og serie 700.

Serie 700 gir kun indikasjon på at det lokalt ved P3120 kan være litt behov for sprenging for deler av vegtrau og dren. Det kan likevel ikke utelukkes at det lokalt finnes flere steder med grunn bergoverflate.

4.2 Blokk ved P2810

Blokken ved P2810 ligger forholdsvis høyt opp i dagens skråning (ca. 40 m horisontal fra planlagt senterlinje ny veg) og vil ikke komme i konflikt med planlagt skjæring. Blokken bør likevel vurderes av en ingeniørgeolog om det er behov for sikring da den ligger i et område for potensielt for flom- og jordskredfare (Se kart i kap. 5.2).

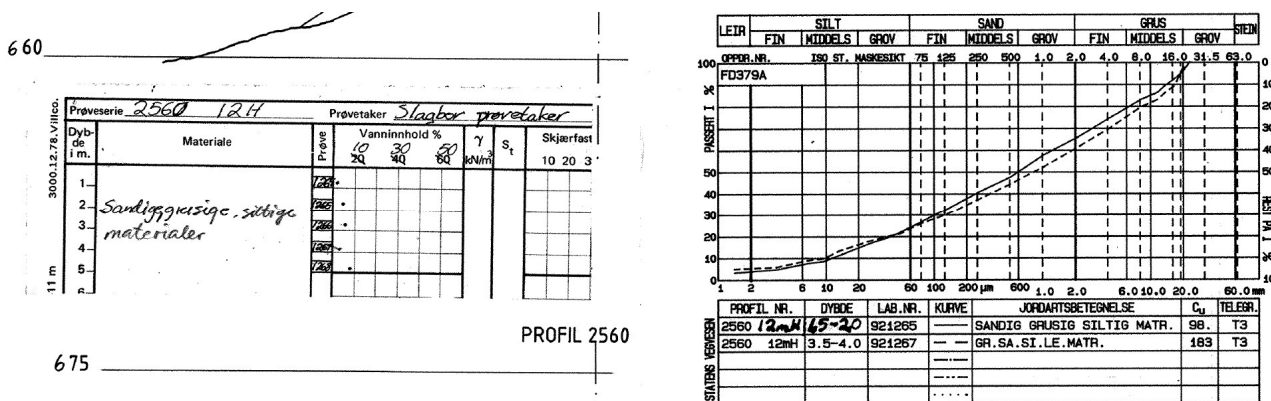
4.3 Løsmasser

4.3.1 Grunnundersøkelser og prøver

Løsmassekartet fra NGU viser for planområdet, «Morenemateriale, sammenhengende dekke, stedvis med stor mektighet». Morenemateriale kan innholdet alle fraksjoner fra stein, grus, sand, silt, og leire.

Totalsonderingene er boret med bruk av slag og spyling samt øket rotasjon i de fleste punktene. Dette indikerer faste masser, men er vanskelig å tolke mer detaljert. Boreoperatør beskriver massen som sandige faste masser med enkelte større stein. Ved spyling kommer det ikke opp vann av borhullet. Enkelte steder er det imidlertid kommet opp sandige og siltige masse. Foringsrør for poretrykksmålere kile seg fast flere ganger, trolig mot grus og stein og massen pakket seg så foringsrøret måtte underbores.

Prøve fra 1992 er tatt fra 0 – 5 m dybde. Denne viser velgradert sandige, grusig, siltig og noe leirig materiale med vanninnhold under 10%. Kornfordelingen viser T3 materiale mellom 1,5 – 4 m dybde. Dette er vist i figuren under.



Figur 24 Prøveserie fra 1992 ved P2070

Det er utført supplerende grunnundersøkelser i 2022 (Se datarapport) og tatt opp prøver fra 0-1 m dybde. Disse beskrives primært som sandige med vanninnhold 13 - 15 % med telefarlighetsklasse T3. En prøve av øvre lag (0 – 0,3 m) er definert som T2 masse.

Naverprøver utført i forbindelse med miljøprøver i 2022 viser på bildene av naver med primært sandige og grusige masser, enkelte med litt silt.

4.3.2 Observasjoner

Ved søndre nede av strekningen nært punkt 704 (ca. P3500) er det blottlagt en sandig skråning med stein og grus fra 2022. Tidligere Google street view fra 2018 viser samme skråning med helning brattere enn 1:1. Bakenforliggende terreng faller slakt ned mot skjæringen.



Figur 25 Viser bilde fra Google street view 2018 av skråning mot veg ved BP 704 i området ved P3500



Figur 26 Viser nærbilde fra Google street view 2018 av skråning mot veg ved BP 704 i området ved P3500



Figur 27 Viser bilde tatt 2022 av skråning mot veg ved BP 704 i området ved P3500 med eksponerte masser

Kommentar til bilder ved skjæring P3500

Bildene fra 2018 og 2022 viser utviklingen av eksponert skjæringen ved P3500. Det er tegn på erosjon i overflaten av skjæringen langs foten fra 2018. Bilde fra 2022 viser at hele skjæringen er eksponert i overflaten fra fot til topp.

Årsaken til at hele skråningen er eksponert i 2022 kan være overflate erosjon, eller overflate glidninger i et tynt matjordlag fra 2018 og fram til i dag.



Figur 28 Viser bilde av skråning fra Google street view 2018 i området ved P3900 med eksponerte masser

4.3.3 Innspill fra Grunneiere ang. grunnforhold

Følgende er opplyst fra forskjellige grunneiere

- Ivar G Slettemoen opplyser om ras nedenfor Vindeeggglåven og kvikklere ved brønnboring
- Ved Vindegg (antatt mellom P2600 – P2900) kommer det del vann under snøsmelting.
- Avkjørsel ved Kvislavegen (trolig ved P2700) opplyser om tidligere ras og antatt leire i grunn.

Kvikklere er en marin avsetning avsatt under marin grense og er ikke sannsynlig å påtreffes i dette område. Brønnboring og boreslam fra løsmasser og berg, kan noen ganger mistolkes for andre type masser.

4.3.4 Tolkning av grunnforholdene baser på sonderinger, prøver og observasjoner

Ut fra en samlet vurdering av grunnundersøkelser, innspill fra grunneiere og observasjoner i dagen er det gjort en vurdering av grunnforholdene.

Det er antatt forholdsvis fast lagrede drenerte friksjonsmasser (morenemasser), dominert av velgradert sand. Det er både innhold av grovere fraksjoner som grus, stein og enkelte steder mindre blokker på 0,5 – 1 m. Det er også innhold av silt og litt leire. Dette varierer.

Den generelle lagdelingen er et topplag av et tynt matjorddekk over morenemasser. I selve morenemassen kan det være noe lagdeling ved at det er avsatt mere siltige masser enkelte steder og at det er mer grusavsetninger i andre lag. Steinreir kan også forekomme, men er trolig mere lokalt.

4.4 Grunnvann og hydrologi

Overordnet generell beskrivelse av hydrogeologi, akvifer, nedbørsfelt, og grunnvannstand.

Målinger av grunnvann

Det er satt ut 3 stk. poretrykksmålere i forbindelse med prosjektet. Ingen målere viset i perioden 22.02 og fram til 23.04 noe grunnvannstrykk på 4,0 – 7,8 m dybde under terreng ved Kaupang. Alle målerne var tørre. Dette tyder på at grunnvannstand (mettet sone) ligger dypere enn målerne i denne perioden.

Nedbørsfelt

Høyereliggende områder er typiske nedbørsfelt for planområdet. I dette prosjektet er det overliggende terreng på vestsiden av Rv. 7 helt opp til Skurvenatten.

Bekker

Flere kart viser også en del bekker som krysser Rv. 7 på vei ned mot elven Usta. Bekker kan i forskjellige perioder virke som både drenerende på området rundt, og ved flom som kilde til tilførsel av vann til nærliggende terreng.

Flom beregning og dimensjonering stikkrenner/kulverter utføres av hydrolog, og VA i prosjektet.

Øvre og nedre akvifer

Forenklet er det antatt at øvre lag av morenemassen fungerer som øvre akvifer, mens berget under er å betrakte som nedre akvifer. Permeabilitet, sprekker, nedbørintensitet og tidsperiode vil påvirke forholdet mellom nedre og øvre akvifer og stigning av grunnvannstand og metning av umettetsone i øvre lag. Enkelte mellomliggende lag kan ha høy permeabilitet og bidra til konsentrert vannstrøm i perioder.

Vannstrøm

Det er antatt at dominerende vannstrøm for overliggende skrånninger kommer fra nedbør i form av overvann og markvann (umettet sone). Ved lengre nedbørsperioder, og/eller snøsmelting er det antatt at øvre lag bestående av matjord og morene kan få en økt metningsgrad avhengig av permeabiliteten og lagdelingen.

De stedene det er grunt til bergoverflaten kan grunnvannstand stige opp i topplaget, om tilførsel av vann fra nedre akvifer er stor nok.

Det er antatt at overflaten kan bli ustabil ved økende metningsgrad i topplaget, etter mye vanntilførsel nedbør/snøsmelting.

Dette kan skje ved bl.a. følgende mekanismer:

- Øvre akvifer. Generell strømming av overvann og markvann som fører til metning av umettet sone i topplaget (forutsetter at bergoverflaten ikke ligger grunt)
- Nedre, eller mellomliggende akvifer: Konsentrert vannstrøm i permeable lag ut i skrånning, eller fra grunt berg.
- Nedre akvifer. Større regional grunnvannstrøm med gjennom sprekker i berg fører til gradvis heving av grunnvannstand.

Det er ved Kaupang/Vindegga (P2800-P2900) vist kart fra NVE med en aktsomhetssone for jord- og flomskred. Det kan tyde på at det kan komme en del overvann i dette området kombinert med bratt helning.

Iskjøving

Iskjøving er is som dannes ved gjentatt frysing av vann i tynne lag over en eksisterende is, eller annen kald overflate. Iskjøving kan skje under naturlige forhold, men er oftest et resultat av menneskelige inngrep. Vannstrøm fra konsentrerte kilder (bergsprekker, overgang berg løsmasser, vannførende lag, og bekker) er mest utfordrende.

Det er ikke meldt om iskjøving på nåværende vegstrekningstrekningen, men det kan oppstå ved nye skjæringer og, fjellblotninger, og grøfter.

Stikkrenner kulverter og dren

Det er prosjektert stikkrenner og kulverter som krysser planlagt veg. Dette er omtale i andre rapporter (veg og VA). Dren langs innsiden av vegen mot skjæring skal i området ved Kapupan ligge som lukket drenering.

4.5 Eksisterende rør og konstruksjoner i grunn

På strekningen eksiterer det i dag flere ting i grunn som må legges om, utbedres eller fjernes.

Dette kan være følgende

- Stikkrenner
- VA, og dren
- Murer
- Private rør og jordbruksdren

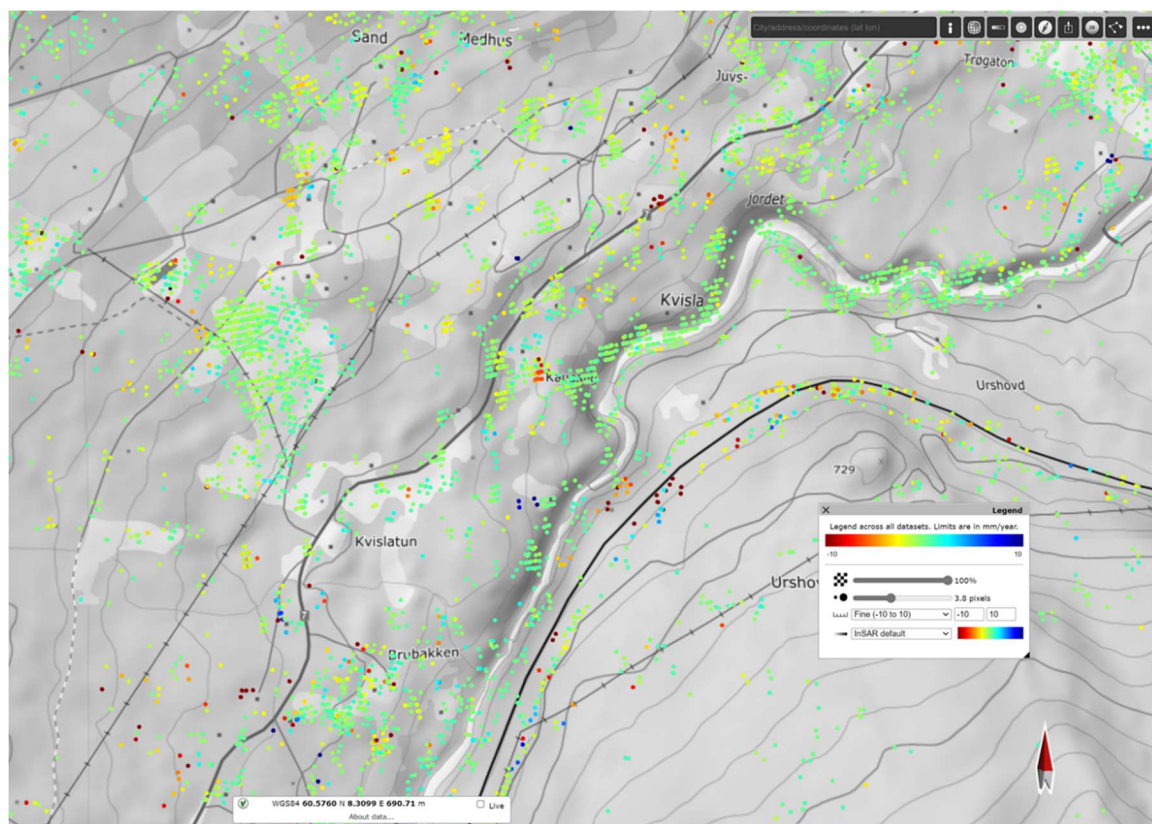
Ent tørrsteinsmur ved P2820 viser tidlige tegn til sig i ytterkant mot nedenforliggende terreng. Dette er vist i figuren under.



Figur 29. Viser bilder av deformert mur ved ca. P2820

4.6 Områdesetninger

Det er ut fra INSAR registrert pågående setninger ved bebyggelse



Figur 30 Viser InSAR Decending 1 og 2 deformasjonskart målt i punkter med skala grønn som nøytral og gul og oransje som pågående setning.

Kartet fra InSAR viser noe pågående setninger/deformasjoner ved Kaupang på nedsiden og oversiden av gården ved nordre Kaupang (ca. P2850 – P2900). Det er også noe pågående setninger/deformasjoner langs Rv.7 ved Nordre Juvsjordet (ca. P2500).

Det kan se ut som deformasjon i grunn er knyttet til avrenning, og det kan være noe pågående utvasking ved disse stedene som følge av tett drenering eller andre avrenningsforhold. Forhold nær veien må utbedres og evt. jordbruksdren bør kartlegges.

4.7 Historiske forhold

Norge i bilder er en karttjeneste med historiske kart. Denne viser at avkjøringen til Bakkegård er flyttet nordover siden 1963. Eventuell drenering og avrenning fra tidligere gårdsveg bør undersøkes med tanke på å hindre uønsket avrenning ned mot ny skjæring, spesielt ved evt. lavpunkt for tidligere gårdsveg.



Figur 31 Viser utklipp fra Norge i bilder 1963 ved Kaupang og avkjøring mot Bakkegård. Avkjøringne ved Bakkegård er i dag flyttet nordover

5. Grunnlag for geoteknisk prosjektering

5.1 Regelverk og veiledere

Regelverk og veiledere danner grunnlaget for klassifisering, prosjektering, kontroll og utførelse og er listet opp i de påfølgende kapitlene.

I noen prosjekter setter byggherren klare krav og forutsetninger. Hvis det ikke er satt spesielle krav, strengere enn regelverket i Eurokodene, er det Eurokodene som gjelder.

I arbeidstilsynets Forskrifter om utførelse av arbeid står det beskrevet i §21 Gravearbeider krav til etablering av grøfter for VA. Jf. Forskriften skal alle grøfter avlastes 1 m bak skråningskant, dette gjelder for alle grøftedybder.

5.1.1 Lover og forskrifter

Nedenfor er det listet opp hvilke lovkrav som er gjeldene for prosjektet.

Loverk

- SAK 10 Byggesaksforskriften (§9-2 til 9-4 tiltaksklasse, §10 dokumentasjon for oppfyllelse av systemkrav, §14-2 obligatoriske krav om uavhengig kontroll)
- TEK 17 §7 Sikkerhet mot naturpåkjenninger. (§7-2 sikkerhet mot flom og stormflo), (§7-3 (sikkerhet mot skred).
- TEK 17 §10-2 Konstruksjonssikkerhet
- Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet FOR-2017-11-17-1900.

- Arbeidstilsynets forskrift §21 Gravearbeider krav til etablering av grøfter for VA

5.1.2 Prosjekteringsstandarder

Eurokodene

- NS-EN 1990-1:2002+NA:2016 (Eurokode 0 – Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner)
- NS-EN 1991-1: (Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner)
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013/NA:2020 (Eurokode 7 - Geoteknisk prosjektering)
- NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 (Eurokode 7 - Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver)
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2021 (Eurokode 8 – Prosjektering for seismisk påvirkning)

5.1.3 Veiledere og regelverk

Veileder Statens vegvesen

- Statens vegvesen Håndbok N200 Vegbygging (juni 2021 digital)
- Statens vegvesen håndbok N400 bruprosjektering (2022 digital)
- Statens vegvesen Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (2018)
- Statens vegvesen Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger (2014)
- Statens vegvesen Håndbok V222 Geoteknisk felthåndbok (2014)

Andre veiledere

Andre veiledere som kan være aktuelle benyttes der de er relevante og er listet opp under.

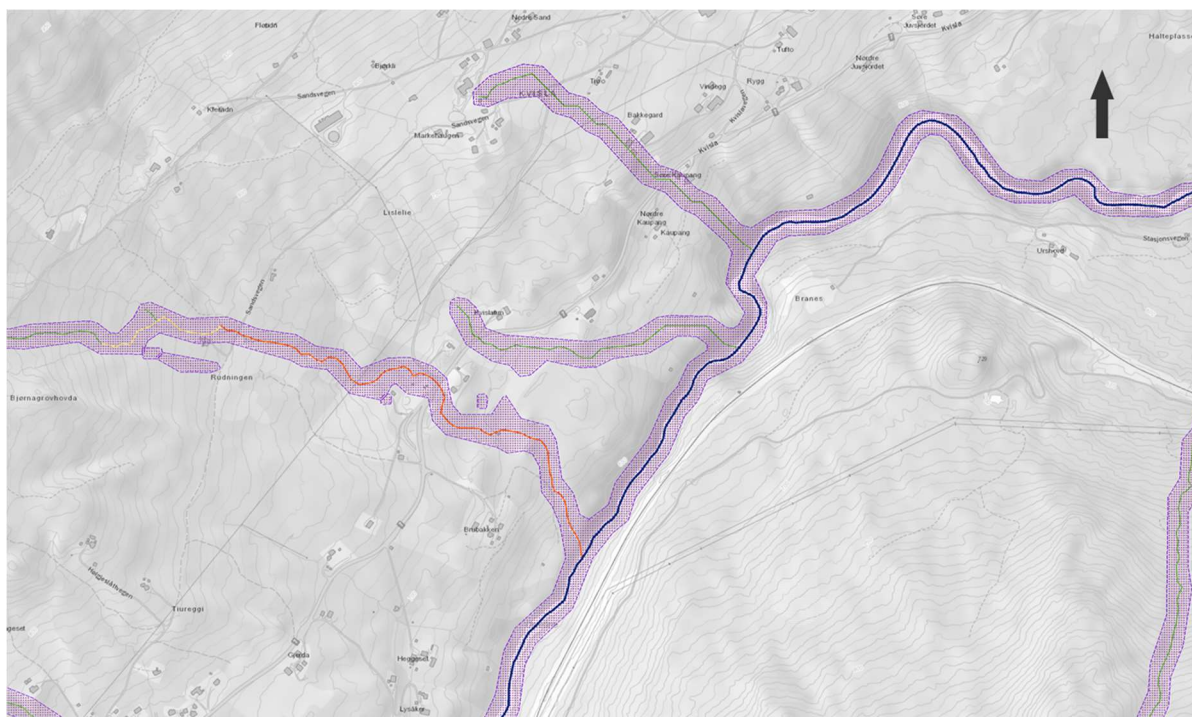
- NVE's retningslinjer nr. 2 Flaum- og skredfare i arealplaner (2011)
- NGF Byggegruppeveiledningen (2019)

5.2 Sikkerhet mot naturpåkjenning

I henhold til TEK17 § 7-1(1) skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger (flom, stormflo skred).

5.2.1 Flom

TEK17 § 7-2 stiller krav til sikkerhet mot flom, stormflo. Nedenfor vises aktsomhetskart for flom fra NVE Atlas.



Figur 32. Viser NVA atlas sitt aktsomhetskart for flom

Aktsomhetskart for flom vises i figuren over og det er markert et par bekker som krysser Rv. 7. Disse er ivarettatt av ved dimensjonering av VA ansvarlig.

5.2.2 Skred

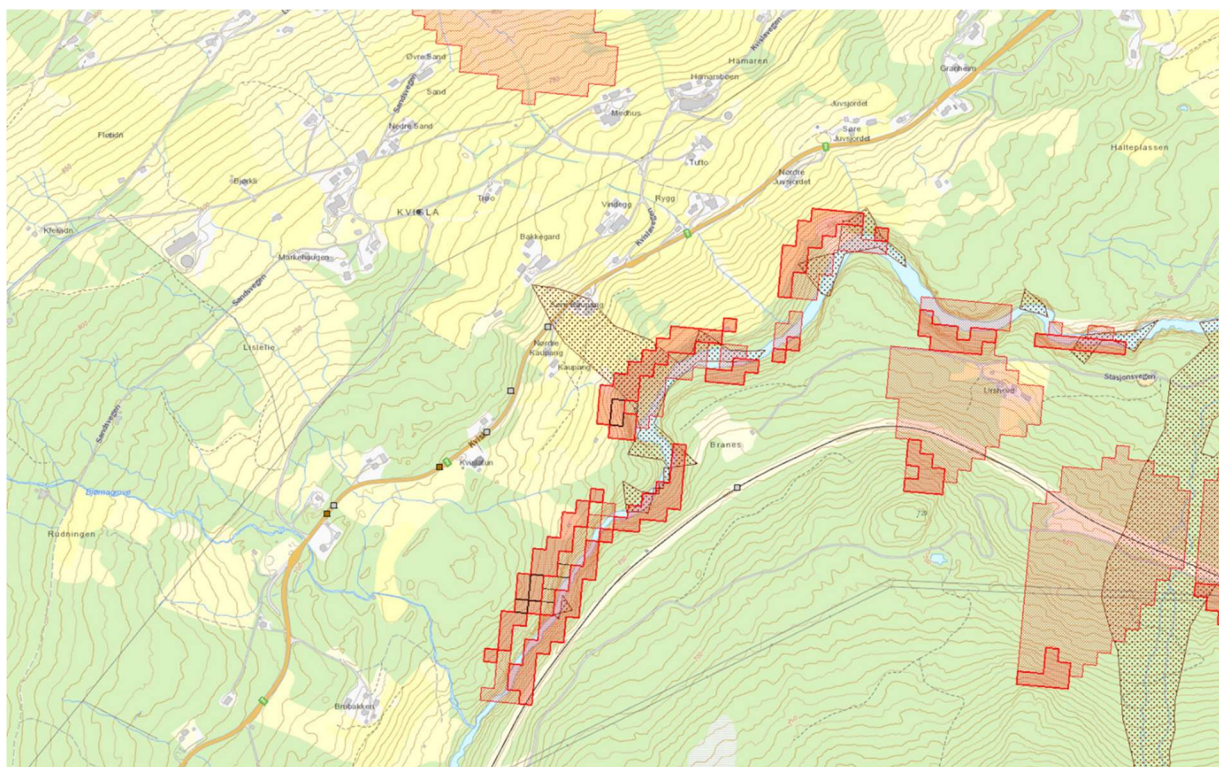
TEK17 § 7-3 stiller krav mot skred. For skred skal følgende skredmekanismer undersøkes (hentet fra forskriftens veileder): skred i fast fjell (fjellskred og steinsprang), i løsmasser (jordskred, flomskred og kvikkleireskred) og i snø (løssnøskred, flakskred og sørpeskred).

Ved planområdet viser NVE atlas, ikke skred og faresoner i følgelengde masser:

- fast fjell (fjellskred og steinsprang)
- snø (løssnøskred, flakskred og sørpeskred)
- løsmasser (kvikkleireskred)

Området ligger over marin grense og det er ikke noen faresone for kvikkleireskred, områdestabiliteten er dermed ivarettatt.

Derimot viser NVE Atlas følgende potensiell skredtyper (jord- og flomskred) vist i figuren nedenfor.



Figur 33 NVE atlas. Viser aktsomhetskart for snø- og steinsprang i rødt og svart skravur viser potensiell jord- og flomskredfare. Historiske skredhendelser er merket som grå (steinsprang) og brune (jordskred) punkter langs vegen

Kartet fra NVE Atlas viser et areal for et potensielt jord- flomskred krysser Rv.7 ved Kaupang (ca. P2800 – P2900). Det er også registrert historiske hendelser langs vegen med steinsprang og jordskred.

N200 stiller krav til sikkerhet mot skred i kap. 1.1.8. Sikkerhetskravet i N200 er relatert til skredsannsynlighet og ÅDT. Ved evt. behov for full utredning av skred kan dette inngå i geologisk rapport i neste fase av prosjektet.

I området ved potensiell jord- og flomskredfare (P2800 – P2900) er det planlagt avskjærende terrenggrøft, skråningsdren, og erosjonssikring. Tiltakene er beskrevet i kap. 12 «Tiltak på vegstrekningen». Dette skal gi nødvendig sikring mot skredfare og anses som ivaretatt.

5.3 Andre aktsomhets- og farekart

Radonkart fra NGU viser aktsomhetsgrad høy på strekningen.

5.4 Grunntype og seismisk klasse

Konstruksjoner klassifiseres i fire seismiske klasser avhengig av konsekvensene av sammenbrudd for menneskeliv, av deres betydning for offentlig sikkerhet og beskyttelse av befolkningen umiddelbart etter et jordskjelv, og av de sosiale og økonomiske konsekvensene av sammenbrudd. Det er ingen større konstruksjoner på strekningen.

6. Klassifisering av vegtiltaket i planområdet

Klassifisering av tiltakene gjøres med veiledning i de forskjellige standardene og veilederen. Klassifisering gjøres med utgangspunkt i tabellene fra de forskjellige kildene vist nedenfor. En samlet klassifisering følger i tabellen nedenfor. I de påfølgende kapitlene er klassifisering av tiltakene beskrevet. Klassifiseringen kan endres som følge av bl.a. supplerende grunnundersøkelser, kontroll og overvåking.

6.1 Konsekvens- og Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Eurokode 0, klassifiserer konstruksjonen i fire ulike pålitelighetsklasser (CC/RC). Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B (informativt), mens veiledende eksempler på klassifisering av ulike byggverk og konstruksjoner i pålitelighetsklasser er vist i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1(901). I dette kapitlet er tabell NA.A1(901) samt veiledning fra V220, for valg av konsekvensklasse/pålitelighetsklasse vist i hhv. tabell 1 og 2.

Tabell 1. Pålitelighetsklasse, tabell NA.A1(901) fra Eurokode 0

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Statens vegvesen

Føringer er gitt i N200 og V220. I SVV regelverk vil pålitelighetsklasse (RC) følger av konsekvensklasse (CC) slik at CC2 →RC2 og CC3 →RC3. Nedenfor er tabell 0-1 fra V220 vist med veiledning for valg av konsekvensklasse.

Tabell 2. Veiledning for valg av konsekvensklasse fra V220

Tabell 0-1 Definisjon av konsekvensklasser etter Eurokode 0 (Ref. 9), tillagt kommentarer relatert til vegbygging med veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse (lyseblå kolonne)

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg	Veiledende kriterier for vegbygging
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)	<p>ÅDT > 8000*, eller svært viktig veg uten (eller med svært dårlig) omkjøringsmulighet.</p> <p>Nær trafikkert jernbane**.</p> <p>Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med stor bruddkonsekvens.</p>
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)	<p>1500 < ÅDT < 8000*, eller mindre trafikkert viktig veg med vanskelig/dårlig omkjøring.</p> <p>Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med begrenset bruddkonsekvens og god evne til å tåle deformasjoner.</p>
CC1	liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus	<p>ÅDT < 1500*.</p> <p>Gode omkjøringsmuligheter.</p> <p>Konstruksjoner med liten skadekonsekvens og god mulighet for reparasjon eller gjenoppbygging.</p>

ÅDT = årsdøgntrafikk; Det totale antall kjøretøy som passerer et snitt av en veg i løpet av ett år, dividert med 365.

*) I byggefasen gjelder grensen for trafikkmengde på veg i nærheten som vil bli berørt ved en eventuell bruddsituasjon. For beregnings situasjoner relevante etter vegåpning gjelder ÅDT for ferdig veg.

***) Se Bane NORs tekniske regelverk (Ref. 1) og teknisk designbasis for InterCity-strekningene (Ref. 2).

Rv.7 (CC/RC) P1750 – P4700

Veiledning fra V220 (tabell 0-1) gir følgende:

- (CC/RC) 2 for enten $1500 < \text{ÅDT} < 8000$, eller fundamenteringsarbeider, eller andre geotekniske tiltak med begrenset bruddkonsekvens og god evne til å tåle deformasjoner.

Prosjektet plasseres derfor i konsekvens- og **pålitelighetsklasse (CC/RC) 2.**

6.2 Geoteknisk kategori

Eurokode 7 stiller krav til prosjektering ut fra tre ulike geotekniske kategorier. Valg av kategori gjøres ut fra standardens punkt 2.1 "Krav til prosjektering".

Geoteknisk kategori innvirker på omfang av grunnundersøkelser, laboratorietester, og oppfølging og kontroll i anleggsfasen.

Det skal benyttes «konvensjonelle konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelig grunn- eller belastningsforhold». Det vurderes derfor at prosjektet faller innenfor **geoteknisk kategori 2**.

6.3 Prosjekterings- og utførelseskontroll PKK og UKK

6.3.1 Prosjekteringskontrollklasse PKK

Eurokode 0, og nasjonalt tillegg definerer krav til prosjekteringskontroll i henhold til pålitelighetsklasse i tabell NA.A1(902).

Tabell 3 viser tabell NA.A1(902) krav til kontrollform

Tabell NA.A1(902) – Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering

Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B4 (informativt tillegg B) for betegnelsen DSL.
²⁾ Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.

Både RC2 og RC3 krever egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll, men for RC2 kan utvidet kontroll begrenses til kontroll av at det prosjekterende foretaket har gjennomført og dokumentert egenkontroll og intern systematisk kontroll.

Kontrollklasse Statens vegvesen

For vegprosjekter skal prosjekteringskontrollklassen velges på bakgrunn av både pålitelighetsklassen (RC) og geoteknisk kategori i henhold til N200.

Tabell 4 viser N200 valg av prosjekteringskontrollklasse

Tabell 1.3 — Valg av prosjekteringskontrollklasse - geoteknikk

Geoteknisk kategori	Pålitelighetsklasse (RC)			
	1	2	3	4 <u>a</u>
Geoteknisk kategori 1	PKK1	PKK2		
Geoteknisk kategori 2	PKK2	PKK2	PKK3	
Geoteknisk kategori 3		PKK2	PKK3	spesifiseres

Prosjekteringskontrollklasse for strekningen P1750 – P4700 settes til PKK2 med bakgrunn i (CC2/RC2) og Geoteknisk kategori 2.

6.3.2 Utførelseskontrollklasse UKK

Eurokode 0, og nasjonalt tillegg definerer krav til utførelseskontroll i henhold til pålitelighetsklasse i tabell NA.A1(903).

Tabell 5 viser tabell NA.A1(903) krav til kontrollform

Tabell NA.A1(903) – Valg av utførelseskontrollklasse og krav til kontrollform ved utførelse

Valg av utførelseskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste utførelseskontrollklasse	Egenkontroll (IL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (IL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (IL 3) ¹⁾
1	UKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	UKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	UKK3	kreves	kreves	kreves
4	UKK3, eventuelt med tilleggsbestemmelser	kreves	kreves	kreves

¹⁾ Se punkt B5 (informativt tillegg B) for betegnelse IL.
²⁾ Det kan velges høyere utførelseskontrollklasse.

Utførelseskontrollklasse Statens vegvesen

Nedenfor i tabellen er statens vegvesen kontrollklasse vist i forhold til RC og geoteknisk kategori.

Tabell 6 viser N200 valg av utførelseskontrollklasse

Tabell 1.5 — Valg av utførelseskontrollklasse - geoteknikk

Geoteknisk kategori	Pålitelighetsklasse (RC)			
	1	2	3	4 <u>a</u>
Geoteknisk kategori 1	UKK1	UKK2		
Geoteknisk kategori 2	UKK2	UKK2	UKK3	
Geoteknisk kategori 3		UKK2	UKK3	UKK3 med eventuelle tilleggsbestemmelser

Utførelseskontrollklasse for strekningen P1750 – P4700 settes til UKK2 med bakgrunn i (CC2/RC2) og Geoteknisk kategori 2.

Krav til kontrollform fra N200 er vist i tabellen under.

Tabell 7 viser krav til kontrollform for PKK og UKK

Tabell 1.7 – Krav til kontrollform

Kontrollklasse	Kontrollform					
	Ved prosjektering			Ved utførelse		
	Egenkontroll	Intern, systematisk kontroll (kollegakontroll)	Utvidet kontroll	Egenkontroll	Intern, systematisk kontroll (kollegakontroll)	Utvidet kontroll
PKK1/UKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
PKK2/UKK2	Kreves	Kreves	Kreves <u>a</u>	Kreves	Kreves	Kreves <u>a</u>
PKK3/UKK3	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves

a Utvidet kontroll i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK2/UKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll (kollegakontroll) er gjennomført og dokumentert.

6.4 Tiltaksklasse SAK 10

SAK 10 § 9-4 angir tiltaksklasser for ulike byggeprosjekter og fagområder («Tabell 1. Kriterier for tiltaksklasseplassering for søkerfunksjonen geoteknikk»).

Tiltaksklasse 2 og 3 medfører krav om uavhengig kontroll geotekniske prosjektering i henhold til SAK10 §14.2.

Vi anbefaler at prosjektet plasseres innenfor **tiltaksklasse 2** for geoteknisk prosjektering som samsvarer med pålitelighetsklasse 2.

Uavhengig kontroll er en type kontroll som utføres i forbindelse med byggesaksbehandling. Dette er en type kontroll offentlig veg er unntatt fra i henhold til Byggesaksforskriftens (SAK 10) § 4-3 bokstav a. Sammenlignet med utvidet kontroll er denne kontrollen mer en systemkontroll.

7. Dimensjoneringsmetode og laster

I dette kapitlet blir metode for dimensjonering, partialfaktorer, og laster gjennomgått.

7.1 Dimensjoneringsmetode

I henhold til Eurokode 7, kap. 2.4.7.3.4, benyttes dimensjoneringsmetode 3 (DA3) for all geoteknisk prosjektering, bortsett fra for peler. For etablering av veg, kulvert, spunt, og fyllings- og gravearbeider benyttes dermed DA3. I denne metoden anvendes partialfaktorer på påvirkninger, eller på lastvirkninger fra konstruksjonene og på grunnens fasthetsparametere.

7.2 Krav til sikkerhetsnivå og partialfaktorer

Det er valgt å benytte kravene til sikkerhet gitt av Statens vegvesen regelverk. Statens vegvesen håndbok N200 og V220 gjelder for geoteknisk prosjektering av veg, og veganlegget, i form av fylling, skjæring, og støttemurer.

Tabell 8 Viser Statens vegvesen partialfaktorer for stabilitets- og bæreevneberegninger

Tabell 1.8 — Partialfaktorer for γ_M, ϕ' og γ_M, c' ved effektivspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1.25	1.3	1.4
CC2 Alvorlig	1.3	1.4	1.5
CC3 Meget alvorlig	1.4	1.5	1.6

Tabell 1.9 — Partialfaktorer for γ_M, c_u ved totalspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1.4 <u>a</u>	1.4 <u>a</u>	1.4
CC2 Alvorlig	1.4 <u>a</u>	1.4	1.5
CC3 Meget alvorlig	1.4	1.5	1.6

For stabilitetsberegninger er materiale i grunn er antatt med bruddmekanisme nøytralt med CC2. Dette gir følgende partialfaktorer for stabilitetsberegninger:

Vegstrekingen for ny veg skal ha $\gamma_M \geq 1,4$ for både effektivspennings- og totalspenningsanalyser på grunn av at prosjektet plasseres i konsekvensklasse «CC2 alvorlig» og bruddmekanisme «nøytralt brudd» for skjæringer i naturlig grunn. Kommentar: Dilatant bruddtype kan vurderes for fyllinger i neste fase.

7.3 Laster

7.3.1 Trafikklaster

Om ikke andre tungtveiende forhold tilsier annet benyttes trafikklaster iht. N200, for stabilitetsberegninger.

For trafikklaster ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt belastning på 15 kPa (karakteristisk vertikal last) over hele vegens planeringsbredde hvis ugunstig, vegskulder inkludert. For gang- og sykkelveger og mindre internveier benyttes 10 kPa. For anleggstrafikk benyttes 10 kPa på denne strekningen.

Lasten tar høyde for konvensjonelle trafikklaster for vogntog på norske veier, men den tar ikke høyde for evt. punktlaste fra kraner/kranbein eller lagring av tungt utstyr tett mot konstruksjonen.

Trafikklaster på ikke-regulerte arealer

Arealer som ikke er regulert til spesielle formål, eller er uten noen form for virksomhet, bl.a. sideskråninger, skal belastes med $q_k = 5$ kPa der dette er ugunstig. q_k skal i tillegg til tilfeldig trafikklaster, dekke unøyaktigheter i fyllingshøyde, mindre utfyllinger, asfaltering og snølast.

Generelt er lastfaktor for trafikklaster, $\gamma_f = 1,3$, som samsvarer med tabell NA.A1.2(C) i EC0 for geotekniske laster.

For bratt overliggende skjæring er det ikke benyttet terrenglast da dette anset aktuelt ved slakere terreng.

Sikkerhetsnivå for eksisterende veg

Sikkerhetsnivå for eksisterende veg er referert til i kap. 0.7 (V220) og skal i utgangspunktet tilsvare nivået for ny veg. For mindre utbedringer og ved gitt forutsetninger kan det aksepteres at kravet til sikkerhetsnivå ikke oppnår kravet som for ny veg. Momenter for senket krav kan være: God kartlegging av grunnforhold, begrenset påvirkning fra tiltaket, anleggsteknisk gjennomføring, og kontrolltiltak.

7.4 Miljøaspekter

Rambøll Norge AS er ISO-sertifisert iht. NS-EN ISO 9001:2008 og NS-EN ISO 14001:2004 og søker i sine oppdrag å identifisere og imøtekomme miljøaspekter som er relevante for det enkelte oppdrag.

I dette oppdraget er følgende miljøaspekter vurdert i forbindelse med de geotekniske prosjekteringsarbeider:

Støy og støv

Kilder til støy og støv er antatt å kunne oppstå primært ved gravearbeider og transport av masser, samt enkelt steder med sprengning og pigging av bergoverflate.

Rystelser

Det er ikke identifisert andre kilder til rystelser under anleggsgjennomføringen, enn normal anleggstrafikk og sprengningsarbeider.

Forurenset grunn

Vi forutsetter at miljøansvarlig i prosjektet identifiserer evt. forurenset grunn.

Kulturminner/reservater

Vi forutsetter at miljøansvarlig i prosjektet kontrollerer evt. kulturminner.

8. Geoteknisk modell

8.1 Innledning

Beregningsmodellen omfatter geometri av dagens terreng med lagdeling i grunn og ny planlagt terrengoverflate, samt utgraving/oppfyllingsfaser i anleggsperioden.

8.2 Geometri

Et utvalg av tverrprofiler for omkjøringsvegen med gs-veg er vist i dette kapitlet. Grunnlaget for genererte profiler er terrengmodellen og vegmodellen med illustrasjons objekter (gs-veger, bygg, etc.). Noen overganger mellom avkjørslar, etc. vises ikke helt korrekt i tverrprofil, men er av mindre betydning for de geotekniske forholdene.

Enkelte stikkrenner og dren langs inside grøft er vist i modellen.

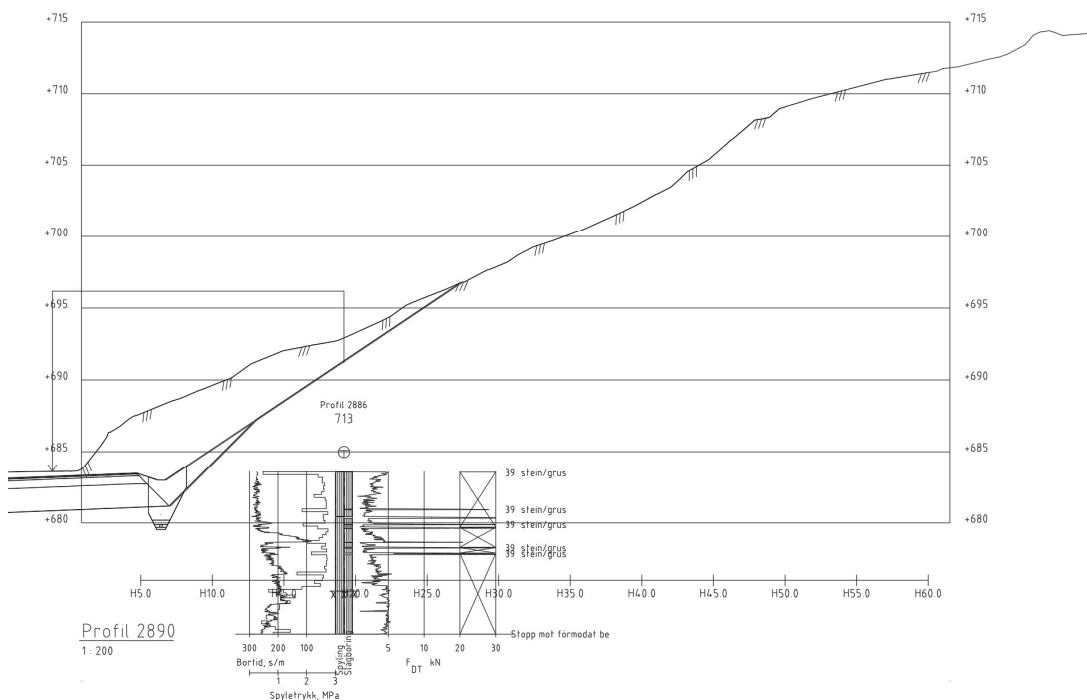
Hovedvegen linje 10.000_H1_80kmt_V1.1 er brukt som referanseprofil og gir dermed profilnummereringen. Geometrien er fra Quadrimodellen sist oppdatert 06.05.2022.

8.2.1 Utvalgte kritiske tverrprofiler

I dette kapitlet vises et utvalg av tverrprofiler med de største høydeforskjellene og bratteste helningsvinkler ferdig veg (driftsfasen). Følgende profiler nedenfor er antatt kritiske og er derfor kontrollert for stabilitet:

P2890

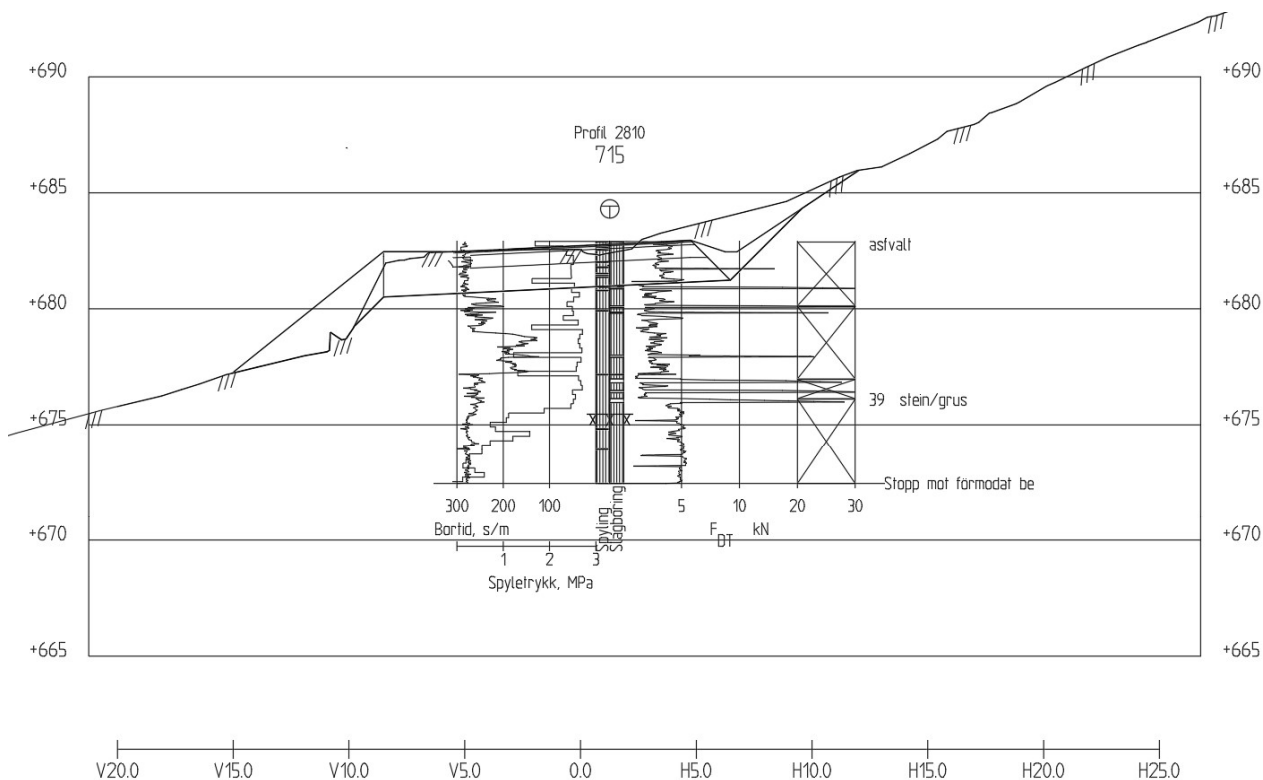
Det er valgt et snitt i området hvor dagens terreng er bratt på oversiden av vegen og vegskjæringen ligger i en faresone (dette er omtrentlig området mellom P2800 – P2900). Det er antatt at en del overvann kan komme i dette området.



Figur 34 Viser tverrprofil med sonderinger, senterlinje og vegskjæring mot skrånende terreng

P2810 ved eksisterende mur

Området hadde tidligere mur, men det er nå bestemt at det skal legges opp en bratt fylling med helning 1:1,25. Denne fyllingen må legges opp med plastret/ordnet overflate av stein for å sikre stabil overflate

Profil 2820

1 : 200

Figur 35 Viser tverrprofil med sonderinger, senterlinje og vegskjæring mot skrånende terreng

8.2.2 Beregningsfaser

Fasene er relatert til belastnings situasjon, geometri og materialoppførsel har følgende definisjon:

- Fase 0 (F0): er dagens situasjon
- Fase 1 (F1): er midlertidig fase i anleggsperioden
- Fase 2 (F2): er permanent (driftsfase).

Dette beregningsheftet er utarbeidet for Fase 0 og Fase 2. Anleggssituasjonen er ikke beregnet da interimsveger, stenging 1 felt, rekkefølge etc. ikke er bestemt per p.d.d.

8.2.3 Poretrykk

Poretrykksmålere i området viser at grunnvannstand ligger dypere enn 4,0 – 7,8 m under terreng. Det er derfor lagt inn et gjennomsnittlig grunnvannsnivå på 5,0 – 7,0 m under terreng som er ansett å være realistisk.

8.2.4 Lagdeling

Det er antatt at materiale av morenemasser oppfører seg drenert både i korttids- og langs tidssituasjon og at dette er kritisk for stabilitetsberegningene.

Sonderinger og prøver viser en lagdeling over fjell som beskrevet nedenfor. Det er delt inn i 2 stk. hovedlag over bergoverflaten. Hver hovedgruppe av løsmasser og tilkjørte masser kan deles inn i undergrupper der hvor det er behov for en mer detaljert lagdeling. Dette tilpasses den geotekniske problemstillingen. Det er valgt å legge inn et topplag på 1- 2 m som tilsvarer omtrent dybden på hhv naturlig topplag og evt. dybde på skråningsdren. Tynt dekke av matjord er ikke lagt inn i topplaget.

Nedenfor er en generell lagdeling med lag 0 til 2 listet opp.

Typisk lagdeling over berg hvor det er noe mektighet av løsmasser er:

- Lag 1 Topplag (morene av sandig grusig, siltig materiale), 1 - 2 m mektighet.
- Lag 2 Morene (frikjonsmasse, sandig, grusig)

I enkelte profiler er det tilkjørte masser

- Lag 0 Sprengstein, kult, tilkjørte masser, etc.

9. Design parametere

9.1 Generelt

De fleste materialparametere er utledet med resultater fra grunnundersøkelser og laboratoriearbeider fra flere rapporter i referanselisten. Der hvor det ikke foreligger direkte måling av styrke- og deformasjonsverdier er materialeegenskapene basert på erfaringsverdier, indeksverdier, og teoretiske verdier. Erfaringsverdier og indeksverdier hentet fra Statens vegvesens Håndbok V220.

De valgte geotekniske parameterne er relatert til den spesifikke problemstillingen som skal løses, og kan ikke uten videre overføres til andre typer geotekniske problemstillinger.

9.2 Drenert skjærstyrke

Materialtypen er i hovedsak hentet og tolket fra resultatene av grunnundersøkelsene i datarapport ref. [1] og ref. [3].

For styrkeverdier av stedlige masser er det tatt utgangspunkt i bratteste skråningshelning ved Kaupang og antatt at stabiliteten av skråningen står med sikkerhetsfaktor (SF) > 1. Denne skråningen er tilbakeregnet for å finne minste friksjonsvinkel og kohesjon for materiale. Det er i tillegg benyttet erfaringsverdier hentet fra Statens vegvesens Håndbok V220 fig. 2.39.

Tilbake regning av skråning skjærfasthet.

Eksisterende skråning på oversiden av vegen ved Kaupang ligger med, skråningshelning gjennomsnittlig skråningshelning 1:2. Lokalt over et visst areal er imidlertid skrånings helningen opp mot 1:1 eller brattere (eg ved P3020). Det er derfor tatt utgangspunkt i en skråning 1:1 med ca. 6 m høyde og skrånende terreng på oversiden og tilbakeregnet minimum skjærfasthet for tørr og mettett skråning.

Det er utført beregning med Janbus direkte metode, og plan glidefalte på 2 m dybde med tørr og mettett skråning.

Det er antatt at morenemasse dominert av velgradert fast lagret sand har $\varphi = 38 - 40$. Dette gir kohesjon, $c = 3 - 9$ kPa. Gjennomsnittlige verdier er ($\varphi = 39$, og $c = 6$ for morenelaget). **Det er valgt å benytte ($\varphi = 39$, og $c = 4$ for morenelaget).**

9.2.1 Plaxis og Janbu styrkeparametere

Nedenfor er det lagvis listet parametere i Plaxis for styrke og stivhet. I hovedtrekk er det to materialmodeller som er i bruk i dette prosjektet; Mohr-Coulomb (MC), og Hardening Soil (HS) modellen. For at HS og MC modellen skal kunne gi samme resultatet som likevekts stabilitetsberegning som eg. GS Stability må dilatansvinkelen (ψ) settes lik friksjonsvinkel (Han Lin 2012, ref. [5], [6]). Med $\psi = 0$ vil Plaxis vise lavere sikkerhet, enn GS Stability. Setter man $\psi = 0$ blir SF omkring 5% lavere i Plaxis.

Styrkeparametere er også brukt i stabilitetsberegninger med Janbus direkte metode

STYRKE Lag	Densitet (γ) kN/m ³	Dilatans (ψ) °	Kohes. (c) kPa	Friks. (φ) °	Merknad
Lag 0 Sprengstein	19,0	42	2	42	Erfarings verdier, V220
Lag 1 Topplag	19,0	39	4	39	Erfaringsverdier, og tilbake regning
Lag 2 Morene	19,0	39	4	39	Erfaringsverdier, og tilbake regning

9.2.2 Plaxis deformasjonsparametere → START

Generelt er avlastings stivhet (E_{ur}^{ref}), ca. $3 - 5 \cdot E_{oed}^{ref}$ (pålasting stivhet) for HS modellen. Stivhetsparametere er imidlertid ikke avgjørende for stabilitetsberegningene.

STIVHET Lag	Perm. (k) m/dag	Modell type	Modul M kPa	Modul-tall (m) [Plaxis]	Spen.-eksp (a) [Plaxis]	Merknad
Lag 0 Sprengstein	-	HS Dren.	-	450 [45.000]	0,5 [0,5]	Erfaringsverdier, V220 fig 2.39, Janbu Grunnlag i geoteknikk 1970
Lag 1 Topplag	-	MC Dren.	6000	-	-	Erfaringsverdier V220 fig 2.39, Janbu Grunnlag i geoteknikk 1970
Lag 2 Morene	-	HS Dren.	-	350 [35.000]	0,4 [0,6]	Erfaringsverdier V220 fig 2.39, Janbu Grunnlag i geoteknikk 1970

10. Stabilitets analyser

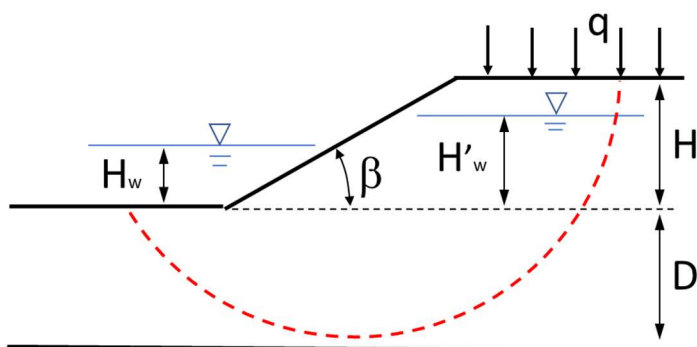
10.1 Innledning

Stabilitetsproblemer vil kunne oppstå i bl.a. skjæringer, naturlig skråninger, ved støttemurer og under fyllinger og fundamenter. Beregningene i prosjekteringsfasen har som formål å påvise tilfredsstillende sikkerhet mot aktuelle grensetilstander, for dimensjonerende situasjoner. Det er ofte nok å påvise at bruddgrensetilstand har tilfredsstillende sikkerhetsfaktor (SF).

10.2 Metode

I dette notatet er det benyttet to metoder for stabilitetsberegninger, direkte metoden og

elementmetoden (FEM). Janbus direkte metode er basert på dimensjonsløse parametere og figurer for raskt å kunne anslå SF for skråningsstabiliteten. Metoden er utledet med bakgrunn i grenselikevekt for en idealisert skråning i homogene masser.



Figur 36 Viser brudd geometri for Janbus direkte metode

Det er utført drenerte (effektivspenning) og udrenerte (S_u) stabilitetsanalyser i denne rapporten.

I dette notatet blir også Plaxis (FEM) benyttet for å finne kritisk glideflate og sikkerhetsfaktor. En fordel med stabilitetsberegning i Plaxis er at programmet søker seg fram til kritisk glideflate for både sirkulær og vilkårlig glideflate. Det er valgt å bruke Plaxis som søker automatisk kritisk glideflate i motsetning til GS stability som trenger flere søkerunder og er avhengig av valg av søkeområde.

Det er ut fra historikk, geometri, vannforhold og vegplaner vurdert at strekningen ved Kaupang (P2600 – P3100) er mest kritisk for stabilitet.

GV nivå er satt på 5 – 7 m under terreng da målinger viser at GV- nivå ligger lavere (tørre målere). Det er i disse massen og med denne bratte geometrien (avrenning) ikke realistisk med et høyt GV, nivå rett under terreng, med hydrostatisk fordeling ned til berg. Imidlertid er metning av overflatelag beregnet overslagsmessig med Janbus direkte metode. Det er skjæringer som påvirkes av GV – nivå og metning av overflaten. Vegfyllinger er drenert påvirkes i liten grad av GV-nivå.

10.3 Resultater

Stabilitetsberegningene er utført for dagens situasjon F0 anleggsfasen (midlertidig fase F1) og permanentfasen F2 for kritiske profiler.

Resultatene mellom Plaxis beregning og Janbus direkte metode viser godt samsvar (Janbu noe mer konservative resultater). Alle beregningene viser tilfredsstillende sikkerhet mot brudd i Plaxis med unntak av anleggssituasjonen (F1) i P2890, som viser noe lav sikkerhet i forhold til stabilitet. Det er imidlertid antatt at dette kan løses med tiltak i anleggssituasjonen (eg. seksjonsvis graving, etc.)

10.3.1 Samletabell resultater

Resultatene fra stabilitetsanalysen er samlet i en tabell nedenfor. Disse representerer beregninger for lokale glidesirkler i skråning/skjæring og ut i bunn mot veg/trau. Sikkerhetsfaktoren (γ_m) i tabellen nedenfor er betegnet som $F_{c\phi}$ for brudd i drenert materiale ($c\phi$).

Tabell 9 Resultater av stabilitetsberegninger P3020, P2890 og P2810

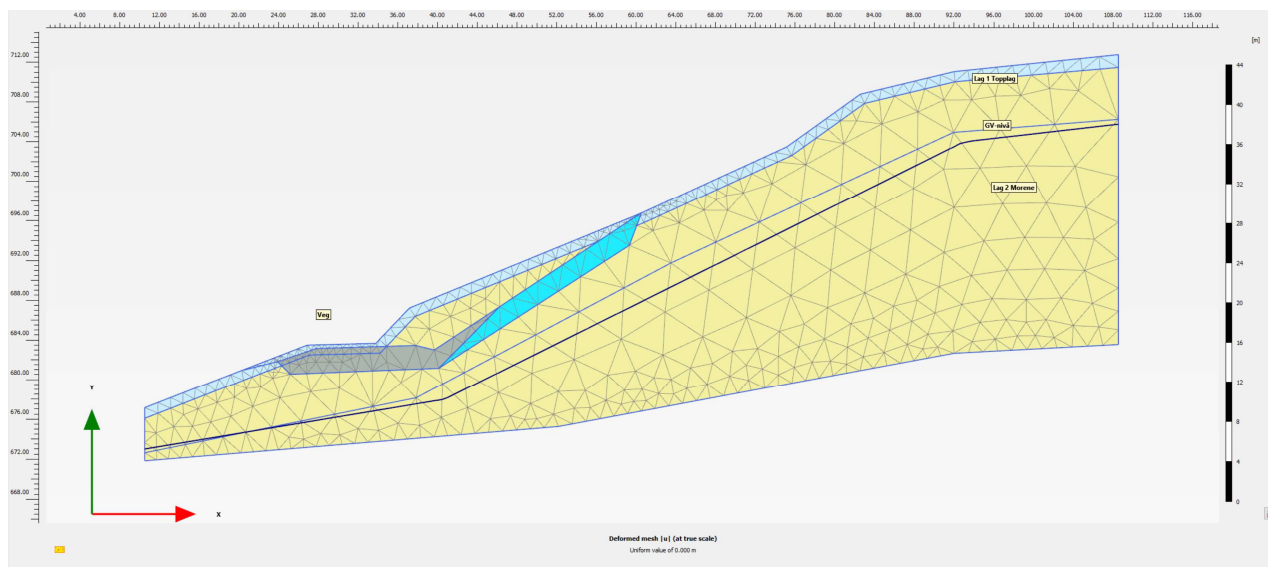
STABIL-ITET Beregn. Nr.	Beregning/ materiale	Last (kPa)	Material faktor	Merknad	Brudd sirkel (kritisk)
P3020 Skråning Tilbake - regning			$\gamma_m=1,0$		
1A. P3020 F0 $c\phi$ Janbu	Tørr skråning $c\phi$	Last fra overliggende terreng $q=7,0$ kPa	$F_{c\phi}=1,06$	1:1, H=6,0 m, $Hw'=0$, $\phi=38$, $c=3,1$ $N_{c\phi}=43$	Grunn glidning ut i fot
1B. P3020 F0 $c\phi$ Janbu	Mettet skråning $c\phi$	Last fra overliggende terreng $q=7,0$ kPa	$F_{c\phi}=1,02$	1:1, H=6,0 m, $Hw'=5,5$, $\phi=38$, $c=8,0$ $N_{c\phi}=16$	Grunn glidning ut i fot
1C. P3020 F0 $c\phi$ Plan glidning	Mettet skråning $c\phi$	Terrenglast skråning $q=0$ kPa	$F_{c\phi}=1,00$	1:1, H=2,0 m m dybde vertikal. T=1,41 m, X=1,40 m $\phi=40$, $c=8,0$	Plan glidning 2 m dybde
P2890 Skjæring			Krav $\gamma_m>1,4$		
2A. P2890 F2 $c\phi$ Janbu	Tørr skråning	Terrenglast skråning $q=0$ kPa	$F_{c\phi}=1,54$	1:1,5, H=15,0 m, $Hw'=0$, $\phi=38$, $c=3,0$ $N_{c\phi}=97$	Grunn glidning ut i fot vegskjæring
2B. P2890 F2 $c\phi$ Janbu	Mettet skråning, uten skråningsdren Følsomhets betraktning	Terrenglast skråning $q=0$ kPa	$F_{c\phi}=1,11$	1:1,5, H=15,0 m, $Hw'=12,5$, $\phi=39$, $c=4$ $N_{c\phi}=79$	Grunn glidning ut i fot vegskjæring
P2890 F1 $c\phi$ Plaxis	Lokal graveskråning - vegtrau.	Terrenglast $q=0$ kPa	$F_{c\phi}=1,27$	1:1, H=8 m	Grunn glidning ut i fot graveskråning 1:1
P2890 F2 $c\phi$ Plaxis	Vegskjæring - ny veg.	Terrenglast $q=0$ kPa	$F_{c\phi}=1,56$	1:1,5, H=15 m	Grunn glidning ut i fot vegskjæring
P2810 Bratt Fylling			Krav $\gamma_m>1,4$		

3A. P2810 F2 cø Janbu	Ny vegfylling 1:1,25	Trafikklast q = 19,5 kPa	Fcø=1,49	1:1,25, H=5,5,0 m, Hw'=0, ø= 42, c = 2,0 Ncø = 98	Dyp glidning fra lokal skjæring
P2890 F0 cø Plaxis	Dagens mur	Trafikklast q=19,5 kPa	Fcø=1,05	3:1, H=4,5 m	Glidning i overflate fyllmasser
P2890 F2 cø Plaxis	Ny vegfylling 1:1,25	Trafikklast q=19,5 kPa	Fcø=1,52	1:1,25, H=5,5 m	Glidning i overflate fyllmasser

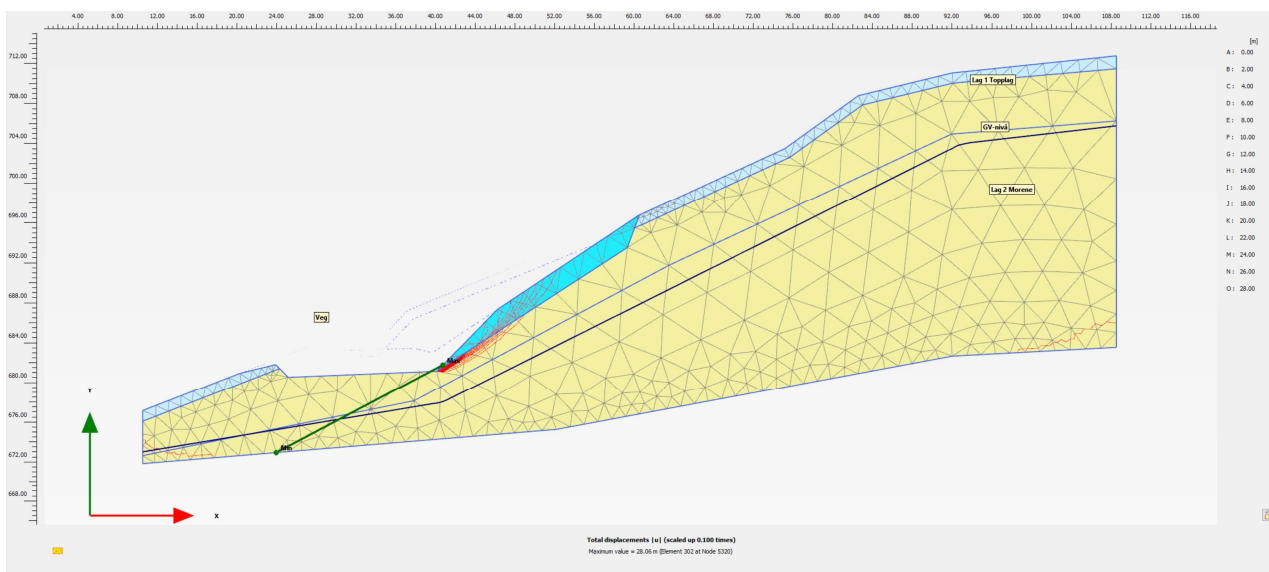
Nedenfor, i de påfølgende figurene er et utvalg av resultater fra stabilitetsberegningene vist med bruddfigurer, lagdeling og laster.

10.3.2 P2890 Brudd figurer skjæring

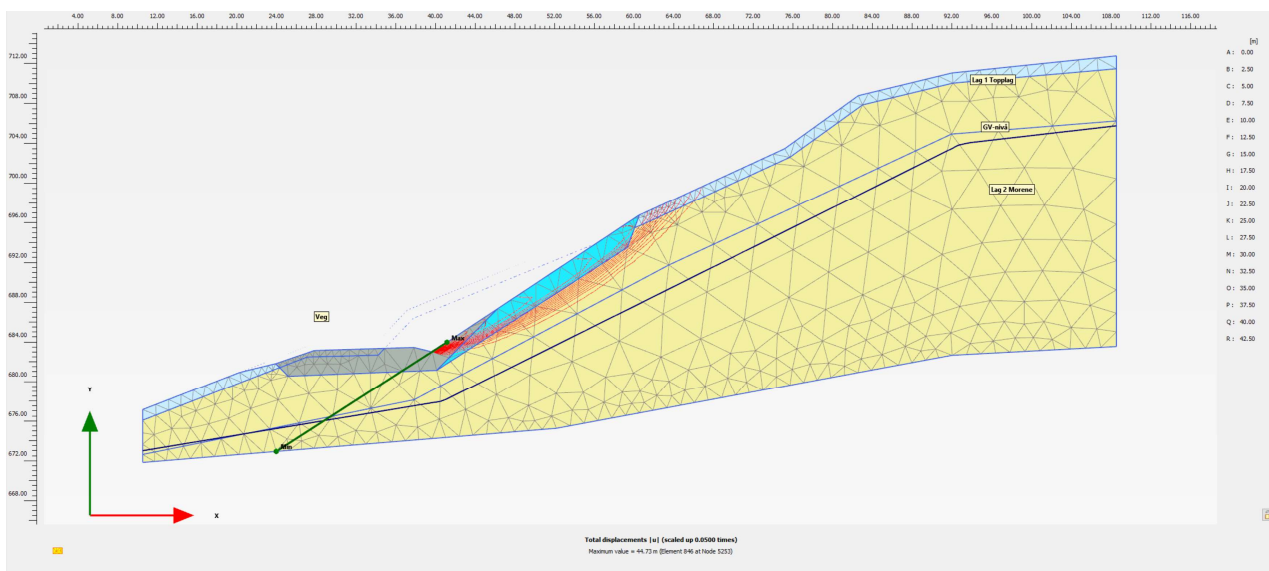
Nedenfor vises utvalgte bruddfigurer for dagens situasjon F0, anleggsfasen F1 og for driftsfasen (ferdig veg) F2.



Figur 37 Tverrprofil 2890 F0 dagens situasjon med lagdeling og planlagt veg vist under terreng



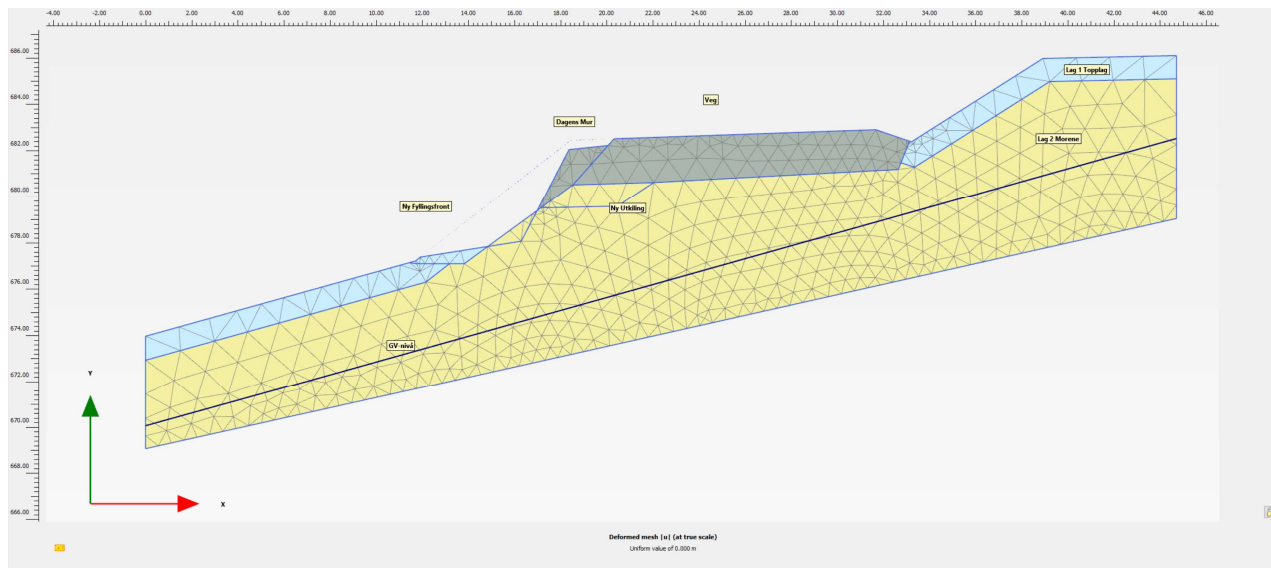
Figur 38 Glideflate for tverrprofil 2890 F1 utgraving anleggssituasjon med lagdeling og vegtrau



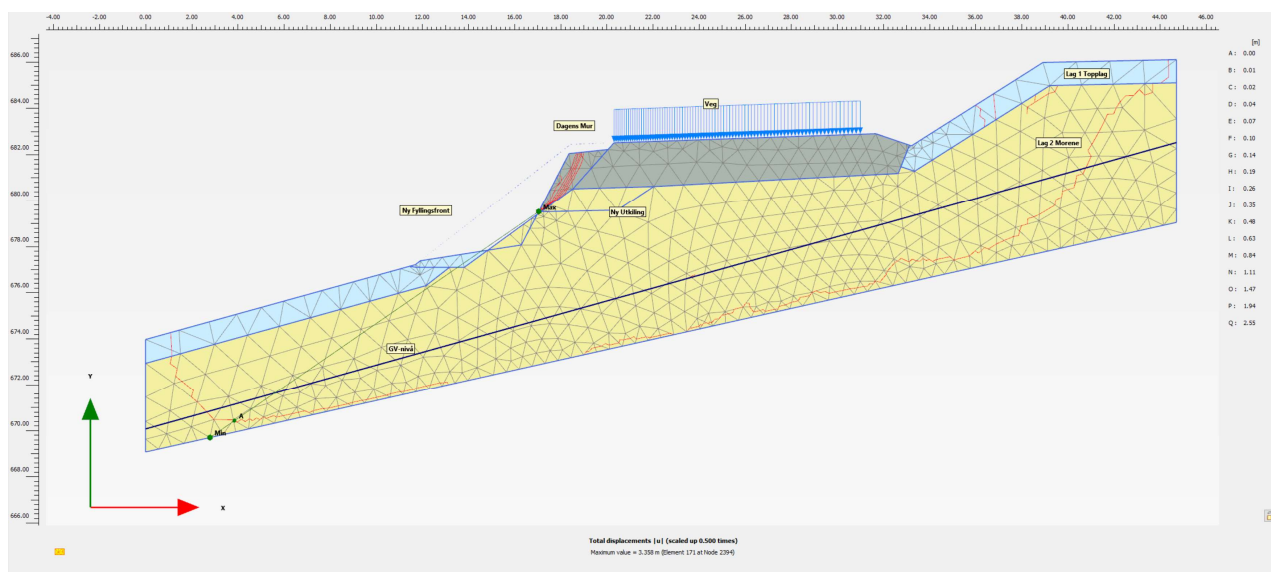
Figur 39. Glideflate for tverrprofil 2890 F2 utgraving anleggssituasjon med lagdeling og ny veg

10.3.3 P2810 Brudd figurer fylling

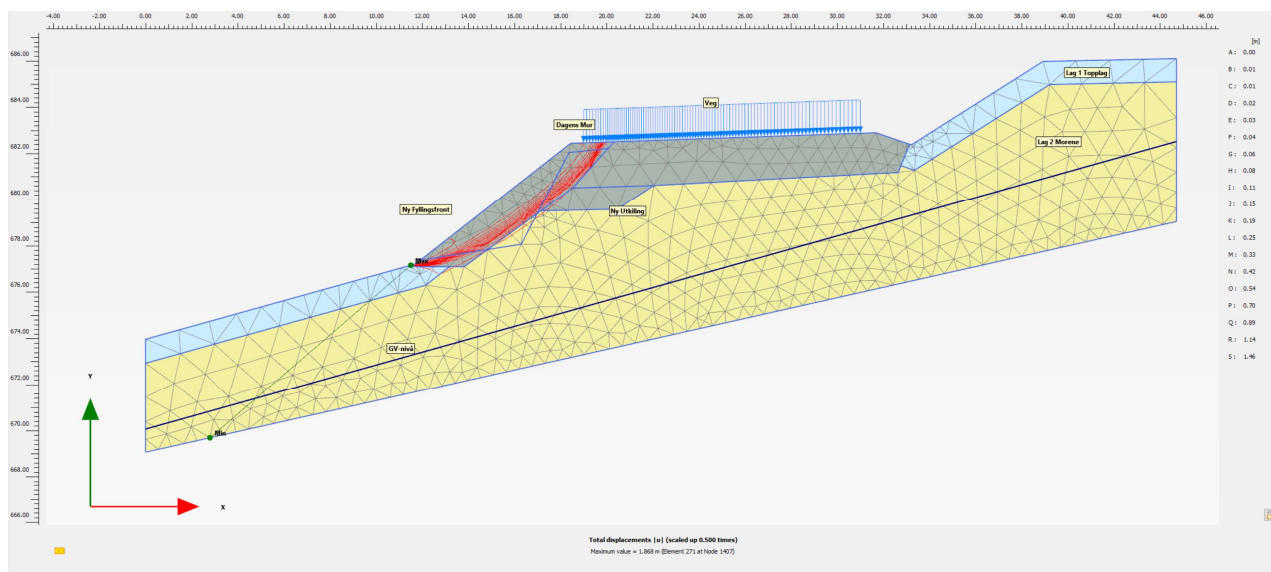
Nedenfor vises utvalgte bruddfigurer for dagens situasjon F0, anleggsfasen og for driftsfasen (ferdig veg) F2.



Figur 40 Tverrprofil 2810 F0 dagens situasjon med lagdeling og mur



Figur 41 Tverrprofil 2810 F0 dagens situasjon med lagdeling, mur, trafikklaster og bruddfigur i front mur



Figur 42 Tverrprofil 2810 F2 ny veg med utkiling i vegfundament og ny fyllingsfront med fyllingsfot, trafikklaster og bruddflate

Andre større fyllinger

Andre større fyllinger på strekningen er planlagt med helning 1:1,5. Disse er ikke beregnet da beregning av fyllingsfront med helning 1:1,25 viser tilfredsstillende stabilitet. Ved å følge anvisning med etablering av fyllingsfot og eventuelt utkiling i vegfundament vil disse fyllingen være stabile

11. Setningsforhold og deformasjoner

11.1 Setningsforhold

Setninger

Generelt er setninger vertikal deformasjon av grunn som oppstår når effektiv spenningene i grunn øker som følge av belastning (oppfylling), eller grunnvannssenkning. Større steinfyllinger vil ha noen egensetninger i størrelsesorden 1-2 % av fyllingshøyden.

Setninger kan også oppstå pga. anleggs tekniske forhold som omrøring av traue pga. anleggstrafikk, graving og innsig av vann. Andre anleggsforhold er nedknusing av forsterkningslag/bærelag, spordannelse og dårlig komprimering.

Skjevsetninger

Skjevsetninger/differensialsetninger på veg oppstår ofte i overganger mellom løsmasser og stive konstruksjoner (brukar/kulvert).

Krav til setninger på veg

For veg gjelder setningskrav i henhold til Håndbok N200 kapittel 206 som gir føringer for differensialsetninger i tverrprofil og lengderetning. Totalsetninger og setningsforskjeller på langs og på tvers av vegbanen skal ikke overstige kravene gitt i punktene 206.1, 206.2 og 206.3 i løpet av 40 år etter ferdigstillelse av anlegget. Håndbok N400 angir generelle krav til når det benyttes overgangsplate mellom fylling og bru.

11.2 Vurdering av setninger på strekningen

Grunnforholdene består hovedsakelig av faste morenemaser. Generelt gir disse massen lite setninger. Vegstrekningen ved Kaupang (P2700 - 3100) viser imidlertid tegn til deformasjoner og oppsprekking av asfalt. Dette kan komme av selve oppbyggingen av vegfundamentet, eller sig i massen på nedsiden pga. bratt skråning og manglende etablering av fyllingsfot.

For ny veg på denne strekningen bør det derfor i tillegg til påkrevd fyllingsfot, også vurderes utkiling av vegfundamentet i ytterkant mot nedenforliggende terreng mot sør. Dette er vist i Plaxis beregning på tverrprofil 2810 F2 (figur 41).

12. Tiltak på vegstrekningen

12.1 Skjæringer og traue

12.1.1 Innledning

Det er planlagt skråningshelning 1:1,5 for permanente vegskjæringer langs Rv. 7.

Krav

Skråningshelning 1:2 er vanligvis tilstrekkelig for å hindre overflateerosjon i friksjonsmasser (se N200 Tabell 242.1 Største skråningshelning for skjæring). Ved bratter skråninger kreves tiltak avhengig av massene. I disse morenemassen på denne strekningen kreves det derfor erosjonstiltak i skjæringene med helning 1:1,5.

Prøveserier viser at det kan forventes løsmasser i området med telefarlighet T2 og trolig mest T3 (grusig, sandig og siltig materiale)

Erosjon

Skråningens erosjonspotensiale er blant annet avhengig av overflate materiale, og vannstrøm.

Følgende forhold kan føre til utvasking både på overflate og inne i selve skråningen:

- Overvann (vann på overflaten)
- Markvann (vann i umettet sone)
- Grunnvann (vann i mettet sone)
- Frost (tele og is, is skjøving, snøsmelting)
- Vannførende lag

For vegskjæringen langs Rv. 7 er det antatt moderat belastning fra overvann og markvann. Mens for andre situasjonene er antatt liten belastning.

12.1.2 Tiltak

Tiltak for erosjonssikring av skjæringer innebærer ofte en forbedring av overflate massene og/eller kontroll på tilsig av vann.

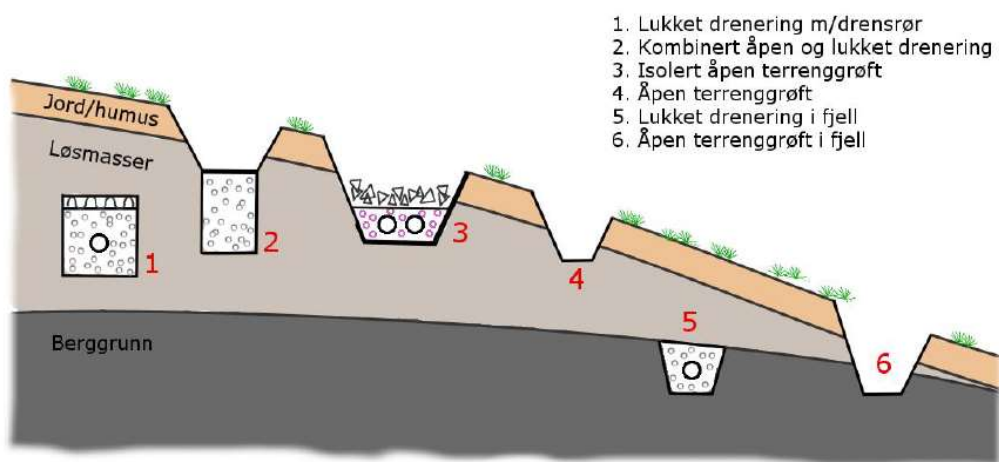
Vannet kan håndteres på flere måter og det kan være hensiktsmessig å: samle, infiltrere, forsinke og styre vannets bevegelse.

Erosjonstiltakene beskrevet nedenfor kan benyttes alene, eller i kombinasjon med hverandre. Enkelte tiltak kan etableres tidlig i anleggsfasen for å hindre for mye vannstrøm inn i trauret (avskjærende terrenggrøft og skråningsdren). Tiltaket skal detaljprosjekteres

Terrenggrøft

Steder hvor det kan være potensial for overflateerosjon ut fra løsmassenes sammensetning og tilgang på overvann kan i mange tilfeller sikres med en terrenggrøft på toppen av skjæringen. Denne legges langs skråningstoppen og bør være minst 1,0 m dyp. Vann fra terrenggrøften skal kontrollert føres ned til vegens drens system, eller ut i terreng på en erosjonssikker måte. Terrenggrøften og nedføringen kan også etableres som lukket drenering.

Åpne terrenggrøft kan kombineres med lukket drenering slik at både OV og markvann fangers opp. Det må vurderes tetting av grøft i bunn avhengig av massen rundt.



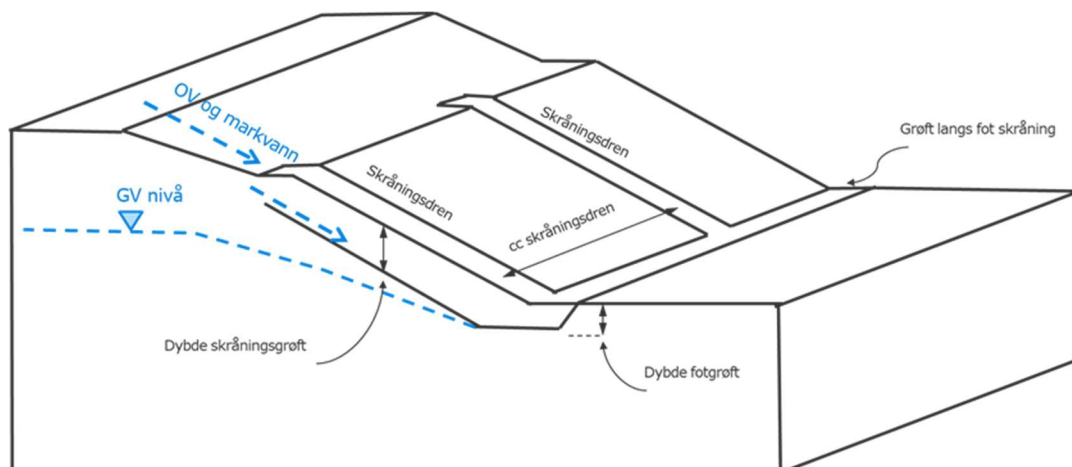
Figur 55) Oversikt over ulike typer grøfter som kan brukes for å avskjære overflate- og grunnvann.

Figur 43 Viser forskjellige grøfter/drenering for å avskjære vann i skjæringer. (ref. [4])

Skråningsdren

Skråningsdren etableres der det kan være fare for høy grunnvannstand i skråningen, eller belastning fra overvann og markvann, og eventuelt vannførende lag. Det er antatt at hoved belastningen er fra overvann og markvann ved nedbør og snøsmelting på denne strekningen.

Skråningsdren er vist i figuren nedenfor.



Figur 44 Viser perspektiv snitt av prinsipp for skråningsdren i vegskjæring med overliggende naturlig terreng.

Fotgrøft dreneres slik at grunnvannstand holdes nede og bak skråningsfoten. Skråningsdren starter i foten av skråningen og graves til midt, eller topp skråning. Skråningsgrøftene er ofte omkring 0,6 – 1,0 m brede og 1 – 2 m dype og har en senteravstand mellom 5 – 15 m. Det benyttes fiberduk, eller filterlag i form av sand i grøftene. Grøften fylles opp med drenerende masser av pukk, kult, eller velgradert sprengstein. Et supplerende tiltak kan være å etablere avskjærende grøfter på toppen av skråninger for å lede overvann bort fra høye skjæringer.

Plastring

Der det er lokale lommer, eller felt av lett eroderbar masse (eg. silt/finsand) kan det være nødvendig å plastre skråningen med sprengstein/kult. Dette utføres etter vurdering av fagperson. Det er trolig ikke nødvendig med filterlag om det plastres med samfengt sprengstein.

Tilsåing

For erosjonsbelastede skråninger kan tilsåing være en løsning på større flater. Erosjonsnett kan også vurderes under anleggsgjennomføringen.

Det er antatt at tiltakene for sikring av større vegskjæringer og bratt overliggende terreng, vil være i området mellom P2600 – 3100.

13. Tiltak og fyllingsarbeider veg

13.1 Innledning

Stabiliteten for hovedvegen (Rv. 7), avkjøringer, varierer med grunnforholdene og helning/høyder på fyllinger og skjæringer. Tilfredsstillende stabilitet skal ivaretas i alle anleggsfaser. I dette prosjektet er hovedsakelig skjæringsstabiliteten mest kritisk ved bratt helning under utgravingsarbeider og ved større belastning fra vann.

13.2 Fyllinger generelt

13.2.1 Fyllingssåle rensk

Før oppstart av fyllingsarbeider skal hele sålen (terreng under fyllingsareal) avdekkes og renskes for alle typer humusholdige lag, stubber og røtter, samt stein som bygger mer enn halve lagtykkelsen i første laget av fyllingen. Matjord og andre lag i eksisterende vegskråning må også fjernes. Det skal heller ikke fylles på frose masser, og disse må derfor fjernes.

13.2.2 Filterlag mot naturlig grunn

Filterlaget kan bestå av sand og grus og/eller fiberduk. Filterkriterer for duk og sand er beskrevet i hhv. kap. 611 og kap. 612 samt 610 i N200. Filterlaget skal minimum være 15 cm ferdig komprimert. Ved erosjons utsatte områder må evt. filterlag vurderes særskilt. Behovet for filterlag på strekningen vurderes under anlegget.

13.2.3 Drenering av fylling og fyllingsfot

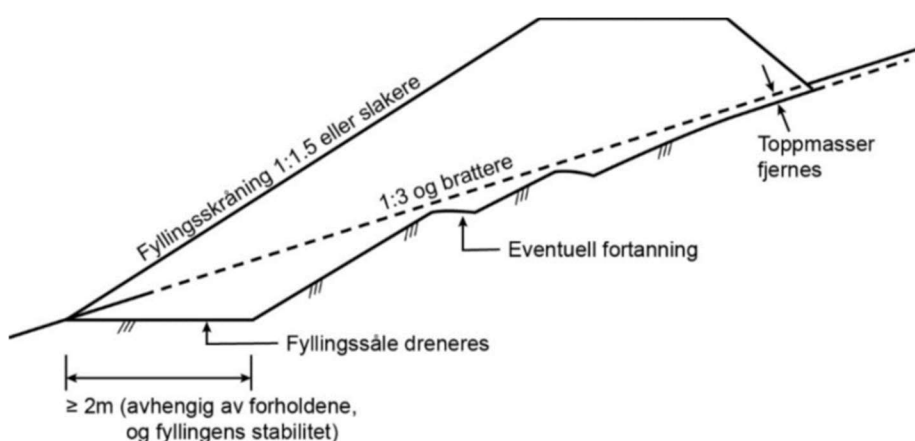
Sprengsteinsfylling er i utgangspunktet en sikker konstruksjon med tanke på drenering og skal ikke gi oppbygging av vanntrykk i fyllinga. Forutsatt at drenering og bortledning av vann fra løsmasseskråninger og bekker, samt overvann, er ivarettatt. Forholdene vurderes på stedet med tanke på erosjon og drenering der det er fare for stor vannføring, og behov for bortledning av vann fra vanning i forbindelse med komprimeringsarbeidene.

Fyllinger skal dreneres dersom alle tre forhold under er til stede:

- tverrskrånende terreng (brattere enn 1:3) med finkornige masser
- grunnvann kommer fram i skråningen
- det er fare for oppbløting, sig eller undervasking

13.2.4 Fyllingssåle i tverrskrånenede terreng

Nedenfor er noen utdrag fra Håndbok N200 kap. 254. For å oppnå god stabilitet for fyllinger i tverrskrånende terreng er det nødvendig med god kontakt mellom fylling og underliggende stabilt terreng. Matjord og toppmasser skal fjernes, og det skal etableres fortanning. Vanligvis blir det brukt fortanning ved terrenghelninger 1:3 og brattere. Det etableres fyllingsfot i foten av fyllingen som dreneres. Behovet for fortanning vurderes i forhold til skråningshelning og faseplaner etc.



Figur 45. Viser fyllingssåle ved terrengskråning 1:3 eller brattere. (figur 254.1, N200)

13.2.5 Fyllingsfot

Fyllingen er på store deler av strekningen av mindre omfang, og ligger på siden av eksisterende veg, men det bør likevel etableres en fyllingsfot som vist i Figur 45 over.

Bredden av fyllingsfoten tilpasses lokale forhold, men bør minst være 2,0 m bred for bl.a. komprimerings-, deformasjons- og stabilitetsforhold.

13.2.6 Skrå bergoverflate

Der det skal etableres fylling på skrånende bergoverflate må det vurderes å etablere fyllingsfot ned mot berg etter prinsippet vist i figur 45. Det er antatt at bergoverflaten langs strekningen ligger dypere enn selve tiltaket.

13.2.7 Utkiling mellom nytt og eksisterende vegfundament

Enkelte steder på strekningen vil ny veg ligge som en breddeutvidelse mot eksisterende veg. Det bør vurderes utkiling i tverr- og lengdeprofilen der det blir forskjell mellom eksisterende- og nye tilkjørte masser i vegfundamentet for å unngå ujevnheter fra setninger og tele i grunn. Ved gode drenerende og tele frie masser i eksisterende veg kan utkiling legges 1:1 for å sikre god komprimering.

13.2.8 Utkiling av vegfundament i ytterkant ved Kaupang

For ny veg på denne strekningen bør det derfor i tillegg til påkrevd fyllingsfot, også vurderes utkiling av vegfundamentet i ytterkant mot nedenforliggende terreng mot sør. Dette er vist i Plaxis beregning på tverrprofil 2810 F2 (figur 41). Utkilingen skal hindre/begrense deformasjoner i ytre vegbane.

13.2.9 Krav til fyllmasser

Generelt

Vi forutsetter sprengsteinsfylling, og at eventuelle stedlige og tilkjørte fyllmassen er iht. N200 kap. 256. og det er drenerende mineralske masser som lar seg komprimere og har små egensetninger.

Fyllmassene skal ikke inneholde materialer som ved senere nedbrytning kan gi opphav til setninger, stabilitetsproblemer, eller forurensning. Bruk av slike masser i fyllinger vil kunne gi seg utslag i setninger som kan pågå over flere år etter at fyllingen er bygget ferdig. Dette innebærer at humusholdige masser (> 3 % glødetap) ikke skal benyttes til oppbygging av fyllinger.

Fyllmassene skal heller ikke være av slik kvalitet at de knuses ned under komprimeringsarbeider og gir opphav til finstoff, eller senere deformasjoner.

Lag med forskjellig løsmasse fraksjoner

Ved oppfylling av lag med stort innhold av sandige masser og avrettingslag av puk over åpen steinfylling må det benyttes egnet fiberduk som masseseparasjonssperre samt vurderes forkiling med kult, eller annen egnet fraksjon.

13.2.10 Komprimering

Generelle forhold for komprimering er beskrevet i kap. 602 i N200.

Knuste materialer skal være fuktige ved komprimering. Dette gjelder også grove materialer. Det skal utføres vanning av overflaten før komprimering, se Statens vegvesen rapport R284 (2014). Vanning er viktig for å sikre at komprimeringsarbeidet får optimal effekt, og for å unngå nedknusning og dannelse av finstoff.

13.2.11 Vinterarbeider

Ved utlegging av fyllinger er det viktig at det ikke er tele/is i undergrunnen og som senere deformeres.

Videre skal det ikke forekomme snø, is eller teleklumper i fyllmassene. I steinfyllinger skal det ikke forekomme frossen jord, snø eller is i slike mengder at det dannes snø- eller islag eller store teleklumper. Snø- og islag skal i slike tilfeller fjernes. Frosne masser skal fjernes før videre utførelse. Dette gjelder alle nivåer i fyllingen inklusive fyllingssåle.

I kuldeperioder på anlegget må det vurderes om det er behov av isolasjon for å opprettholde drenering i bl.a. grøfter.

Grunnen i området er noe telefarlig. Grave- og fundamenteringsarbeider vinterstid krever sikring for at frost ikke trenger ned i grunnen, særlig gjelder dette hvor det kan forekomme masser med finstoff og det er tilgang på fukt/vann. Konstruksjoner under bygging og sikringskonstruksjoner må sikres mot frost i grunnen.

13.3 Andre tiltak

Andre generelle tiltak som kan være aktuelt på strekningen er nevnt i disse underkapitlene

13.3.1 Tiltak nedfall stein

Det kan forkomme løs stein i skjæringene som kan rulle ned på veien. Det kan i enkelte områder derfor være behov for rensk og sikring både under anleggsarbeider og for driftsfasen. Dette vurderes i neste fase.

13.3.2 Tiltak iskjøving

Det er ikke påvist et dette er et problem i dag, men kan oppstå som følge av ny veg med skjæringer og grøfter. Vannstrøm fra konsentrerte kilder (bergsprekker, overgang berg løsmasser, vannførende lag, og bekker) er mest utfordrende.

For løsmasse skjæringer vil drenerende grøft over skjæring være aktuelt for å avskjære vannstrømmen. Skråningsdren beskrevet tidligere vil også redusere vann i skråningen fra markvann og permeable lag. Disse bør vurderes isolert med et matjordlag og sprøytesåing. Eventuelt vann fra konsentrerte kilder må kartlegges og tiltak må vurderes i neste planleggings fase.

Grøfter som kan være usatt for iskjøving bør legges som lukket grøft.

Det kan se ut som deformasjon i grunn (INSAR kart figur 30) er knyttet til avrenning, og det kan være noe pågående utvasking ved disse stedene som følge av tett drenering eller andre avrenningsforhold. Forhold nær veien må utbedres og evt. jordbruksdren og avrenningsforhold bør kartlegges da disse kan gi konsentrert vannstrøm i perioder.

13.3.3 Deponiområder

Det er forutsatt sandig siltige grusige masser som skal deponeres sør for P3600. Det vil produsere et stort overskudd av masser som det ikke vil være mulig å fordele ut på veganlegget.

Masser

Massenes kvalitet T3 eller mulig T2 er vil trolig variere med lokasjon og dybde. Det er foresatt drenerte masser med lite innhold av silt og leire. Det er ikke mulig å forutse korngradering i dybden da vi bare har prøver fra øvre meter.

Geometri deponi

Deponi er ikke bestemt, men det er antatt at det i hovedtrekk fylles ned i dalsøkk og mot eventuelle kommer på nedsiden av vegen. Det skal ikke fylles direkte i bratt terreng.

Deponiområdet i forholdsvis flatt terreng må avsluttes med en helning 1:2 eller slakere 1:2,5, forutsatt sandige, grusige masser med lite innhold av silt masser.

Det anbefales bruk av støttevoll i lavereliggende terreng slik at deponimasser kan fylles mot denne. Støtevollen bygges opp av sprengstein/nedknuste steinmasser. Og kan trolig ha en skråningshelning mellom 1:1,5 og 1:1,25.

Utlekking

De sandige massene legges ut lagvis slik at det internt i deponiet ikke er større høydeforskjell enn 2 - 4 m og ikke brattere helning enn 1:2. Masser med mer finstoffinnhold (silt, leire) som er mer løst lagret, bør ikke legges nær fyllingsskråningene da disse massen ikke er stabile. Disse kan trolig legges ut lagvis mer sentralt i deponiet.

Naboforhold

Fyllmasser må ikke legges for tett på bygg. Fyllingsfot ca. 10 – 15 m fra bygg. VA og rør bør undersøkes da det kan komme noen deformasjoner ved store volum masser som deponeres.