
RAPPORT

Rv. 706 - Dorthealyst. Forprosjekt

OPPDRAAGSGIVER

Statens vegvesen

EMNE

Innledende geoteknisk vurdering – stabilitet
sør for Dorthealyst

DATO / REVISJON: 5. juli 2023 / 01

DOKUMENTKODE: 10240128-RIG-RAP-002



Multiconsult

Dette dokumentet har blitt utarbeidet av Multiconsult på vegne av Multiconsult Norge AS eller selskapets klient. Klientens rettigheter til dokumentet er gitt for den aktuelle oppdragsavtalen eller ved anmodning. Tredjeparter har ingen rettigheter til bruk av dokumentet (eller deler av det) uten skriftlig forhåndsgodkjenning fra Multiconsult. Enhver bruk av dokumentet (eller deler av det) til andre formål, på andre måter eller av andre personer eller enheter enn de som er godkjent skriftlig av Multiconsult, er forbudt, og Multiconsult påtar seg intet ansvar for slikt bruk. Deler av dokumentet kan være beskyttet av immaterielle rettigheter og/eller eiendomsrettigheter. Kopiering, distribusjon, endring, behandling eller annen bruk av dokumentet er ikke tillatt uten skriftlig forhåndssamtykke fra Multiconsult eller annen innehaver av slike rettigheter.

RAPPORT

OPPDRAG	Rv. 706 - Dorthealyst. Forprosjekt	DOKUMENTKODE	10240128-RIG-RAP-002
EMNE	Innledende geoteknisk vurdering – stabilitet sør for Dorthealyst	TILGJENGELIGHET	Åpen
OPPDRAGSGIVER	Statens vegvesen	OPPDRAGSLEDER	Ørjan Edvardsen
KONTAKTPERSON	Torstein Ryeng	UTARBEIDET AV	Isolde Louise Grønland Syversen
KOORDINATER	Sone: UTM32 Øst: 5692 Nord: 70317	ANSVARLIG ENHET	10234061 Seksjon Geofag
GNR./BNR./SNR.	95 / 495 / - / Trondheim		

SAMMENDRAG

Statens vegvesen ønsker å utbedre Osloveien (rv. 706) på strekningen mellom Sivert Dahlens veg og Stavne i Trondheim kommune. Det er i tidlig fase av prosjektet skissert flere mulige traséer: A2, B2 og C1. Der foreliggende geotekniske rapport er et supplement til silingsrapport for traséalternativene A2 og C1.

Det er tidligere gjennomført grunnundersøkelser langs traseene, samt innledende arbeid av NGI med vurdering av vegtraséens plassering og nødvendige tiltak i 2013. Disse grunnundersøkelsene og videre parameterstudier av NGI ligger til grunn for videre arbeid med vurdering av traséer og sikringstiltak.

Det er i foreliggende notat gjennomført stabilitetsberegninger i tre profiler: F-F, G-G og H-H. Hensikten med arbeidet er å undersøke gjennomførbarheten til tiltaket, med hensyn til stabiliteten til skråningen mellom Sivert D. veg, Dovrebanen og videre opp mot Bøckmanns vei. Dette er gjennomført ved å tilpasse traséen, endre topografien og i tillegg undersøke behovet for grunnforsterkning.

Topografiske endringer vil være å heve vegtraséen og forskyve den inn i skråninga, slik vil vegfyllinga fungere som ei motfylling. I profil G-G må terrenget avlastes nedenfor Dovrebanen, mens i profil F-F og H-H må det etableres motfylling og støttemur ovenfor vegtraséen. For å ivareta både skråningsstabiliteten og stabiliteten til motfyllingene, må det etableres grunnforsterkning i form av kalksementpeler. For å redusere arealbeslag er det lagt inn støttemurer langs traseen, som medfører behov for grunnforsterkning. Det vil være behov for å utføre supplerende beregninger nord og sør for profil F-F, G-G og H-H, for å avdekke endelig omfang av stabiliserende tiltak. Gjennomførte beregninger viser at noen glideflater i øverste del av jernbanefylling har for lav sikkerhet ihht. Bane Nors tekniske regelverk. Stabiliteten til jernbanen er her i utgangspunktet under kravet som stilles i regelverket. Der det gjøres tiltak som påvirker stabiliteten på jernbanen negativt, heves sikkerheten til over kravet. Der det ikke gjøres tiltak som påvirker jernbanen forblir stabiliteten til jernbanen under kravene i teknisk regelverk.

REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV
01	05.07.2023	Revidert med oppdaterte referanser	Isolde L. G. Syversen	Jonas G. Bjørklimark	Ørjan Edvardsen
00	06.06.2023	Utarbeidet notat	Isolde L. G. Syversen	Jonas G. Bjørklimark	Roger Kristoffersen

INNHOLDSFORTEGNELSE

1	Innledning	5
2	Grunnlag	6
2.1	Geotekniske grunnundersøkelser	6
2.2	Geotekniske vurderinger	7
2.3	Øvrig grunnlag	7
3	Områdebeskrivelse - grunnforhold	8
3.1	Grunnforhold tolket fra eksisterende grunnlag	8
3.1.1	Kvartærgeologi.....	8
3.1.2	Kvikkleire.....	9
3.1.3	Tolkede grunnforhold fra utførte grunnundersøkelser.....	9
4	Alternative vegtraséer	11
5	Sikkerhetsprinsipper	12
5.1	Standarder	12
5.2	Partialfaktor	12
5.3	Valg av prosjektklasse	13
5.4	Metode for stabilitetsberegning	13
5.5	Laster	13
5.6	Grunnforsterkning	13
6	Geoteknisk vurdering	14
6.1	Geotekniske problemstillinger	14
6.2	Stabilitetsberegninger.....	14
6.2.1	Parametervalg.....	15
6.2.2	Grunnvannstand og poretrykksforhold.....	15
6.3	Resultater fra stabilitetsberegninger	16
6.3.1	Dagens situasjon	16
6.3.2	Profil F-F.....	17
6.3.3	Profil G-G.....	18
6.3.4	Profil H-H.....	19
7	Konklusjon vedrørende stabilitetsforhold	20
8	Vurdering av gjennomførbarhet	21
8.1	Anleggsgjennomføring.....	21
8.2	Konklusjon og videre arbeid	21

TEGNINGER

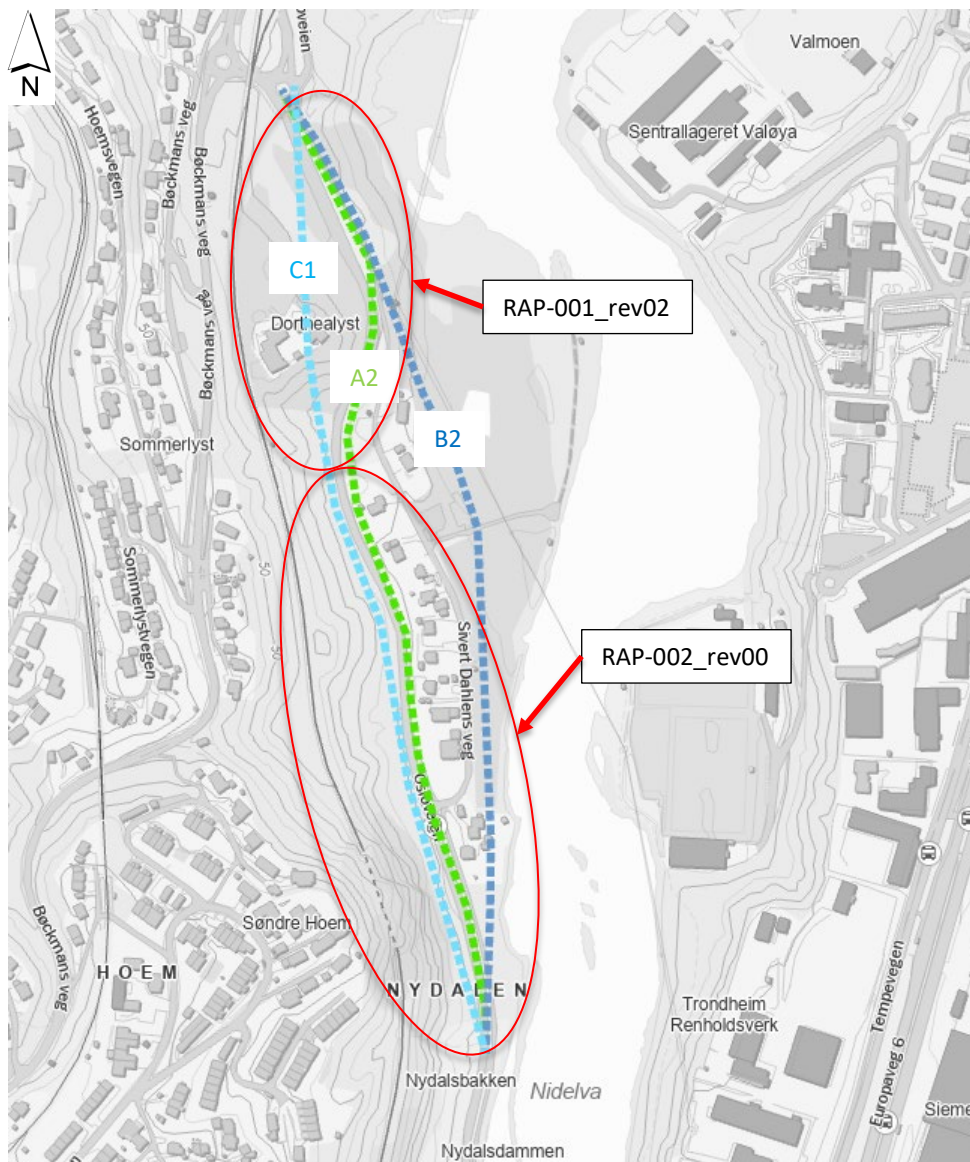
10240128-RIG-TEG	-002 Plantegning med profiler brukt i stabilitetsberegninger
	-800 Profil F-F Stabiliserende tiltak
	-801 Profil G-G Stabiliserende tiltak
	-802 Profil H-H Stabiliserende tiltak

1 Innledning

Statens vegvesen ønsker å utbedre Osloveien (rv. 706) på strekningen mellom Sivert Dahlens veg og Stavne i Trondheim kommune, se Figur 1.1. Strekningen er en viktig transportåre i Trondheim med høy ÅDT i dag og for fremtiden [1]. Sammen med Nydalsbrua, som er under utbygging, vil nevnte strekning være viktig for sammenkobling av E6 og nordre avlastningsveg. Gang- og sykkelveg skal også etableres sammen med utbedring av rv. 706.

Det er i tidlig fase av prosjektet skissert flere mulige traséer. Alternativene er skissert inn på oversiktskart i Figur 1.1.

Foreliggende geotekniske rapport er vedlegg til silingsrapport for traséalternativene A2 og C1. hovedfokus for rapporten er stabilitet i skråninga mellom Osloveien og Dovrebanen, sør for Dorthealyst.



Figur 1.1 Oversiktskart over tre alternative traséer (veglinjer) grovt skissert [30]

2 Grunnlag

2.1 Geotekniske grunnundersøkelser

Det er utført geotekniske grunnundersøkelser i området. Tidligere utførte, relevante grunnundersøkelser er vist i Tabell 2.1.

Statens vegvesen har i tillegg utført supplerende grunnundersøkelser i 2022.

Tabell 2.1 Tidligere utførte, relevante grunnundersøkelser

Rapportnr.	Rapportnavn	Utarbeidet av	Datert	Ref.
20081260-2	E6 Oslovegen, Trondheim. Mørlendakulverten. Grunnundersøkelser – datarapport	NGI	27.05.2008	[2]
20100255-00-5-R rev. 02	Rv. 706, Trondheim. Parsell Dorthealyst-Stavne. Grunnundersøkelser – datarapport 1, profil 530-660	NGI	04.01.2011	[3]
20100255-00-6-R rev. 01	Rv. 706, Trondheim. Parsell Dorthealyst-Stavne. Grunnundersøkelser – datarapport 2, profil 320-530	NGI	04.01.2011	[4]
20100255-00-7-R	Rv. 706, Trondheim. Parsell Dorthealyst-Stavne. Grunnundersøkelser – datarapport 3, profil 100-320	NGI	29.10.2010	[5]
R.0299	Dorthealyst	Trondheim kommune	16.03.1973	[6]
R.0509-4	Dovrebanen – stabilitet av bru over Oslovegen	Trondheim kommune	27.10.1986	[7]
R.0666	Gangveg langs Oslovegen	Trondheim kommuner	13.09.1984	[8]
R.1390	Osloveien	Trondheim kommune	05.12.2016	[9]
R.1390-2	Osloveien, supplerende undersøkelser	Trondheim kommune	05.12.2016	[10]
R.1684	Fossumdalen, etappe 5	Trondheim kommune	05.12.2016	[11]
R.1830	Fossumdalen etappe 5-6	Trondheim kommune	30.05.2022	[12]

2.2 Geotekniske vurderinger

Geoteknisk vurdering/prosjektering som tidligere er utført i området er vist i Tabell 2.2.

Tabell 2.2 Tidligere utførte, relevante geoteknisk vurdering/prosjektering

Rapportnr.	Rapportnavn	Utarbeidet av	Datert	Ref.
20100255-00-10-R	Rv. 706, Trondheim. Parsell Dorthealyst-Stavne. Stabilitetsberegninger	NGI	26.11.2010	[13]
20101132-00-4-R	Rv 706 Sluppen – Stavne. Stavne – Dorthealyst – Stabilitetsberegninger for kommunedelplan	NGI	01.04.2011	[14]
20110427-00-4-TN	Rv 706. Dorthealyst – Stavne. Reguleringsplan Oslovegen – Stavne. Grunn- og stabilitetsforhold	NGI	06.10.2011	[15]
20140539-04-TN N-G-02	Rv. 706 Sluppen – Sivert Dahlens veg. Stabilitet ved Stavnetårnet	NGI	28.05.2015	[16]
20101132-00-15-R	Rv. 706 Sluppen – Stavne. Stabilitetsvurderinger for reguleringsplan	NGI	02.03.2012	[17]

2.3 Øvrig grunnlag

Øvrig grunnlag som ligger til grunn for geoteknisk vurdering i foreliggende notat er vist i Tabell 2.3.

Tabell 2.3 Øvrig grunnlag for geoteknisk vurdering

Rapportnr.	Rapportnavn	Utarbeidet av	Datert	Ref.
20100255-00-7-R	Rv. 706, Trondheim. Parsell Dorthealyst-Stavne	NGI	29.10.2010	[5]
Ud685An04 rev.	Rv. 706 Stabilitetsvurderinger for ny Oslovei	Statens vegvesen	13.01.2011	[18]
10240128-RIG-RAP-001_rev02	Rv. 706 – Dorthealyst. Reguleringsplan. Innledende geoteknisk vurdering	Multiconsult Norge AS	03.01.2023	[19]

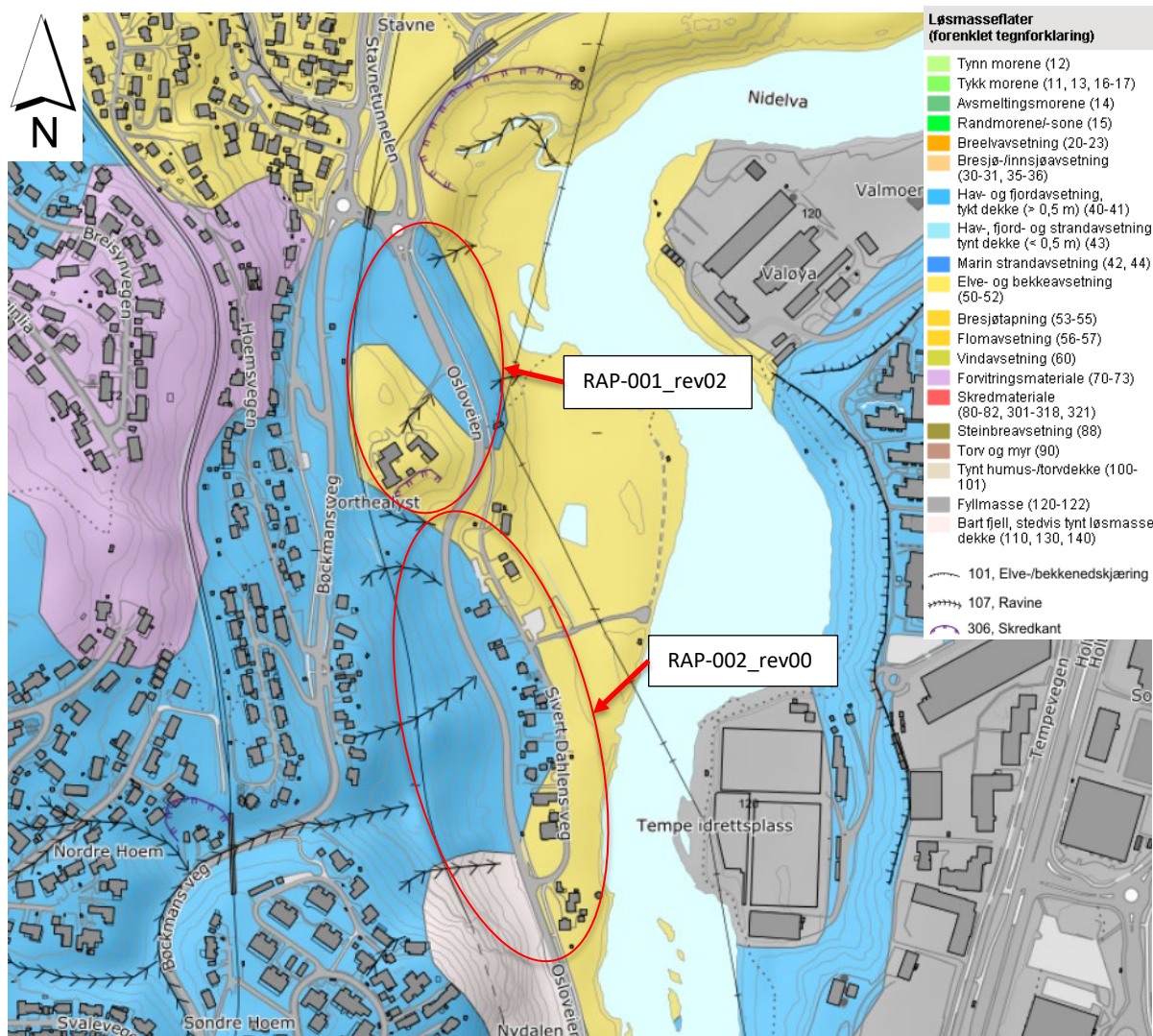
3 Områdebeskrivelse - grunnforhold

3.1 Grunnforhold tolket fra eksisterende grunnlag

Det er utført en tolkning av grunnforhold på strekningen Stavne-Dorthealyst med foreliggende grunnlag, ref. tilgjengelig kartgrunnlag og Tabell 2.1.

3.1.1 Kvartærgeologi

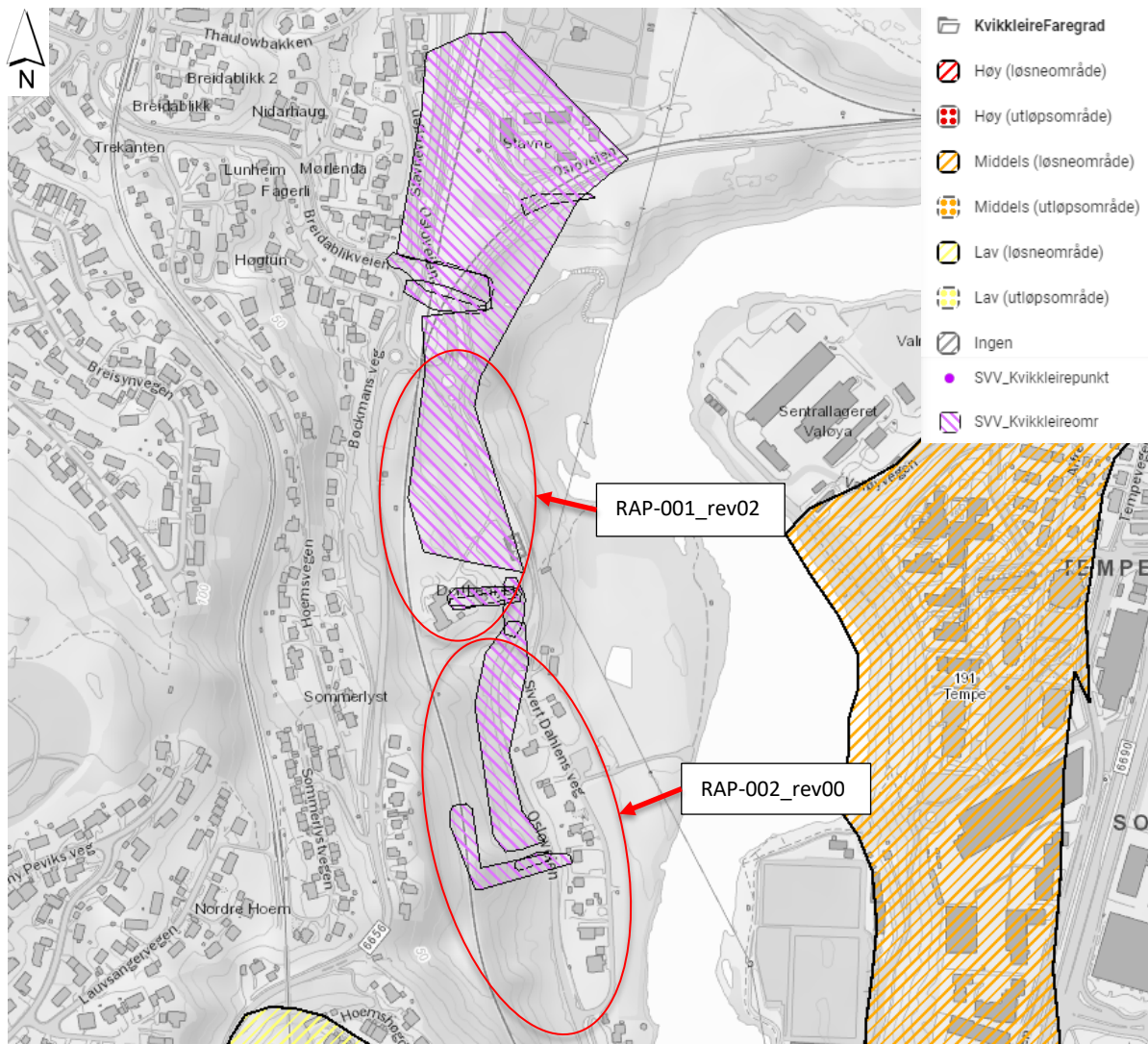
Kvartærgeologisk kart antyder løsmasser av elveavsetninger og hav- og fjordavsetning i området. Fra krysset mellom Sivert Dahlens veg/rv. 706 og videre sørover mot Sluppen bru, er det antydnet bart berg. Elveavsetninger domineres ofte av sand og grus. Hav- og fjordavsetning er typisk leire og/eller silt, marint avsatt.



Figur 3.1 Kvartærgeologisk kart fra NGU [29]

3.1.2 Kvikkleire

Iht. faresonekart fra NVE Atlas er det ingen registrerte faresoner for kvikkleire på strekningen [20]. Det er derimot flere «soner» med kvikkleire/sprøbruddmateriale registrert av Statens vegvesen i forbindelse med tidligere arbeider med rv. 706. Det vises til Figur 3.1 for utsnitt av oversiktskart fra NVE Atlas.



Figur 3.2 Faresonekart for kvikkleire fra NVE Atlas [20]

3.1.3 Tolkede grunnforhold fra utførte grunnundersøkelser

Området er godt kartlagt mht. sonderinger, spesielt fra Sivert Dahlens veg og nordover. Skråninga opp mot Dorthealyst og mellom Osloveien og jernbanen, er på denne strekningen godt dekket opp med borpunkter, se Figur 3.3.

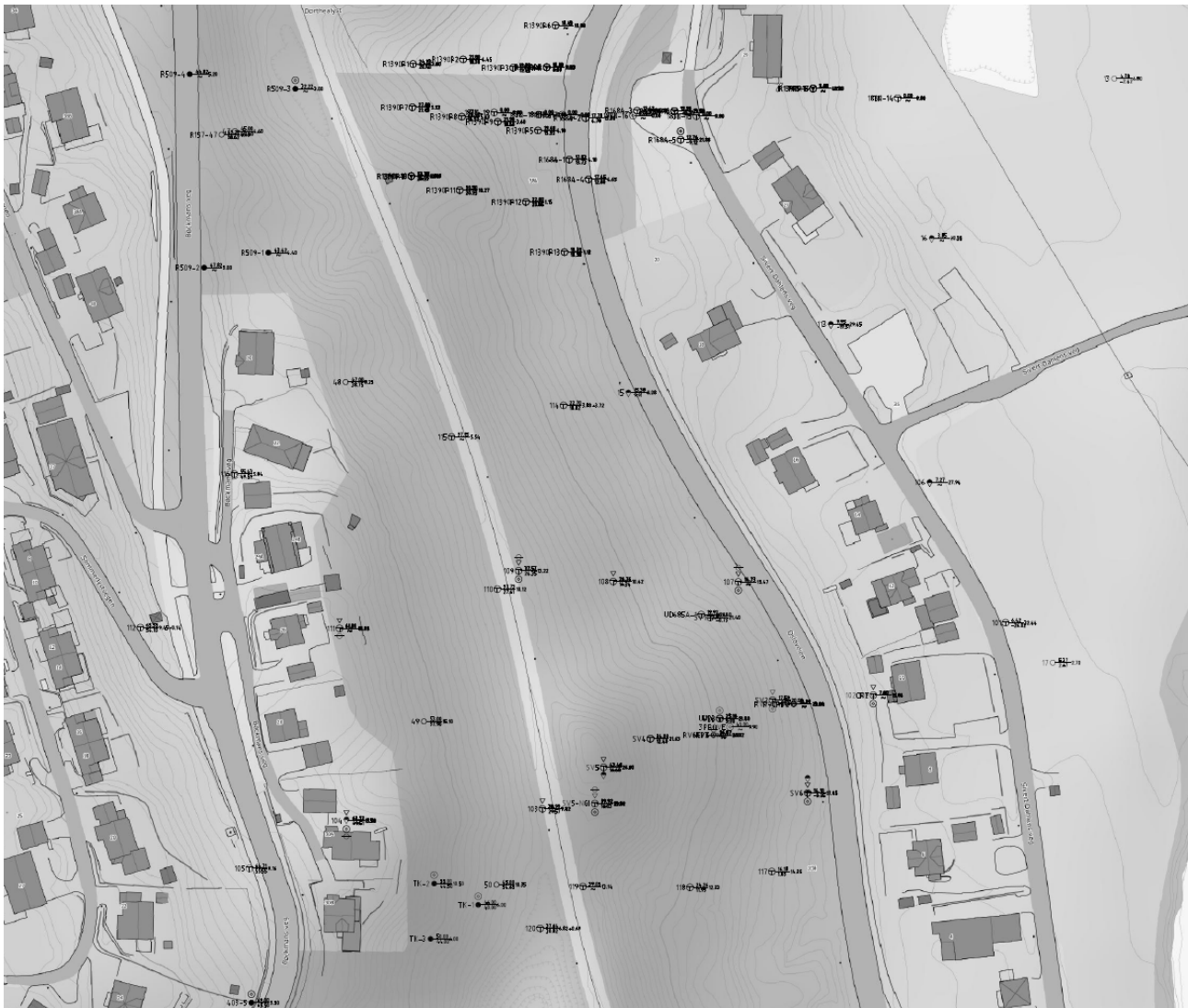
Bergoverflata i området heller i østlig retning, trolig noe brattere enn terrenget da dybde til berg øker ned mot Nidelva og i de nederste sonderinger er det ikke påtruffet berg. I bekkedalen sør for Dorthealyst er det lav løsmassemekthet (ned til 1 m løsmasser) over berget.

I området ved Dorthealyst antyder sonderingene ett fastere lag over bergoverflaten, vurdert til å være ett morenelag. For øvrige deler ligger det tilsynelatende leire helt ned til berg. Leirlaget er mektig og laget med leire øker i mektighet nedover mot Nidelva. Prøvetaking viser homogen

Innledende geoteknisk vurdering – stabilitet sør for Dorthealyst

overkonsolidert leire, med innslag av siltlag. Stedvis finnes også sprøbruddmateriale/kvikkleire, påvist ved prøvetaking i dybden.

I området sør for Dorthealyst er det lagdelt leire, derunder varierende mektighet av leire med og uten sprøbruddegenskaper, og et tynt lag med morene over antatt berg. Opp til terreng er det topplag av silt og sand med innslag av leire. Stedvis matjord og fyllmasser (overbygning), alt etter hva formålet med tidligere terrengendringer har vært. Sørøver mot jernbanetunellen er det et mindre omfang av grunnundersøkelse, men gjennomførte grunnundersøkelser tyder på at løsmassedecket består av et tynt morenelag over berg.



Figur 3.3 Gjennomførte grunnundersøkelser sør for Dorthealyst

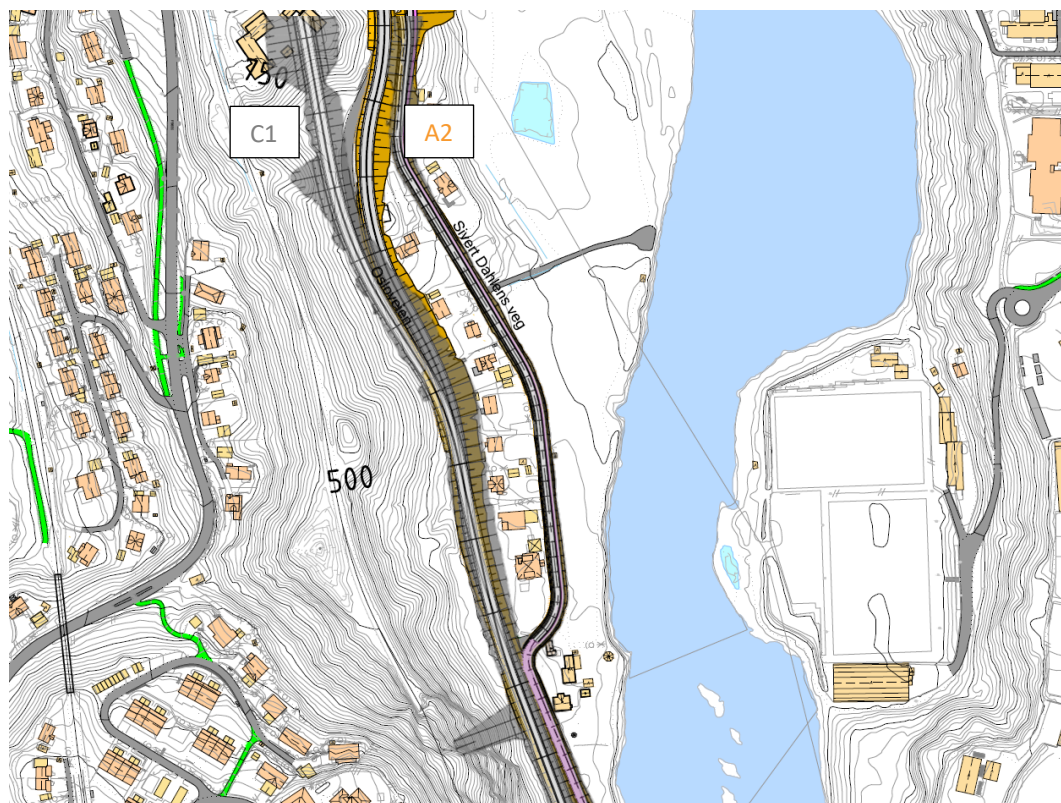
4 Alternative vegtraséer

I denne vurderingsrapporten er det to av tre alternative vegtraséer som er relevante: A2 og C1. Alternativ B2 har veglinje øst for Sivert Dahls veg, og vil av den grunn ikke inkluderes i denne vurderingsrapporten.

Alternativ A2, oransje i Figur 4.1, følger i stor grad dagens rv. 706 Osloveien og ligger hovedsakelig på fylling langs hele strekningen. Gang- og sykkelveg ligger øst for veglinja og kobles inn på Sivert Dahls veg.

Alternativ C1, grå i Figur 4.1, ligger tilnærmet parallelt med Dovrebanen, vest for dagens rv. 706 Osloveien. Veglinje skjærer inn i skråninga ved Dorthealyst. Gang- og sykkelveg følger eksisterende veg fra rundkjøring ved Stavne og sørover mot tilkobling til Sivert Dahls veg.

Gjennomførte beregninger i følgende rapport er basert på vegtrasé A2, som etter innspill fra RIG er tilpasset for å oppnå nødvendig motfylling.



Figur 4.1 Alternative vegtraséer A2 (oransje) og C1 (grå), utsnitt hentet fra foreløpige tegninger datert 2022

5 Sikkerhetsprinsipper

5.1 Standarder

Vurderingsrapporten er utarbeidet ihht. Statens vegvesens Håndbok V220 og vegnormal N200 i samsvar med sikkerhetsprinsippene gitt i NS-EN 1997-1 [21] [22] [23]. Eurokode 0 og vegnormal N200 er lagt til grunn for fastsettelse av lastfaktorer for jernbane og veg [24] [23].

5.2 Partialfaktor

I Statens vegvesens vegnormal N200 er det satt krav til minste sikkerhet avhengig av konsekvensklasse ihht. Tabell 1.4.2-1 og -2 hentet fra vegnormal N200, se Figur 5.1 og Figur 5.2.

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

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

Figur 5.2 Partialfaktorer for $\gamma_{M, \phi}$ og $\gamma_{M, c'}$ ved effektivspenningsanalyse [22]

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

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4 <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

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

Figur 5.1 Partialfaktorer for $\gamma_{M, cu}$ ved totalspenningsanalyse [22]

Vegprosjekter i kvikkleireområder skal på grunn av kompleksitet og konsekvens av skred, klassifiseres i Geoteknisk kategori 3. Tabellene vist i Figur 5.1 og Figur 5.2 tar blant annet hensyn til sprøbruddoppførsel. Det er da ikke nødvendig å redusere skjærfastheten slik som anbefalt i NVEs tidligere veileder 7/2014 [25].

For lokale glideflater som ikke berører kvikkleire/sprøbruddmateriale gjelder krav til beregningsmessig partialkoeffisient $\gamma_M \geq 1,25$ for effektivspenningsanalyser og $\gamma_M \geq 1,4$ for totalspenningsanalyser i NS-EN 1997-1. 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 $f_s=1,15$ er sprøhetsforholdet som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene [26].

5.3 Valg av prosjektklasse

Tiltaket vurderes å komme inn under konsekvensklasse CC3 «Meget alvorlig». Beregnet sikkerhet må være absolutt sikkerhet i området 1,5 – 1,6 (krav styres av bruddmekanisme). Dette gjelder lokalt ved vegen og for sideterrenget der det er fare for vegen og trafikken. Høyeste sikkerhetsnivå $\gamma_M=1,6$, gjelder der grunnen består av jordmaterialer som forventes å gi sprøtt, kontrakant brudd, ref. Figur 5.1 og Figur 5.2. Dette er aktuelt der grunnen består av sprøbruddmateriale, dvs. leire med høy sensitivitet og lav skjærfasthet ($St > 15$ og $S_{u_omr} < 1,27$ kPa).

5.4 Metode for stabilitetsberegning

Stabilitetsberegningene er utført i beregningsverktøyet «Geosuite Stability», versjon 24.0.6.0 med beregningsmetode «BEAST 2003». Beregningsmetoden er basert på grenselikevektsmetoden, og anvender en versjon av lamellemetoden som tilfredsstillende både kraft- og momentlikevekt. Programmet søker selv etter kritisk sirkulærsylindrisk glideflate for definerte variasjonsområder av sirkelsentrum. Det er også søkt etter sammensatte skjærflater som regner grenselikevekt etter lamellmetoden. Det er kun de kritiske glideflatene som er inkludert i tegningene.

5.5 Laster

Ved stabilitetsberegningene er det benyttet en jevnt fordelt last for bygninger på 10 kPa per etasje, med fratregg for bygg med kjeller. For veger er det benyttet en jevnt fordelt karakteristisk last på 15 kPa over hele vegbredden, og partialfaktor for trafikklast på $\gamma_Q=1,3$, dette gir 19,5 kPa ihht. NS-EN 1997-1 [21]. Laster på terreng er kun benyttet der lastene får en ugunstig lastvirkning.

For togtrafikk skal det benyttes en karakteristisk last lik 110 kN fordelt over 2,5 meter bredde for togtrafikk, ihht Bane NORs tekniske regelverk. Videre er det benyttet lastfaktor lik 1,5, dette gir 66 kPa ihht. NS-EN 1990:2002 [24].

5.6 Grunnforsterkning

For å oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot skred i samtlige profil, har det blitt benyttet kalksementpeler som grunnforsterkning. Pelene er innarbeidet ved at det er satt inn C-profiler i området som skal stabiliseres, og det er for enkelhetsskyld antatt at pelene er satt som blokk over området.

C-profilene er satt inn med en styrke på 200 kPa, hvilket er innenfor styrketaket for peler satt i blokk i henhold til «Figur 1-7-11 Styrketak for skjærfasthet avhengig av pelekombinasjoner» i Statens vegvesens håndbok V221 [27].

6 Geoteknisk vurdering

6.1 Geotekniske problemstillinger

Tidlige identifiserte problemstillinger omfattes i hovedsak av stabilitet i området, som følge av at det skal etableres ny veg i skrånende terreng med til dels krevende grunnforhold.

Innledningsvis er følgende geotekniske problemstillinger kartlagt:

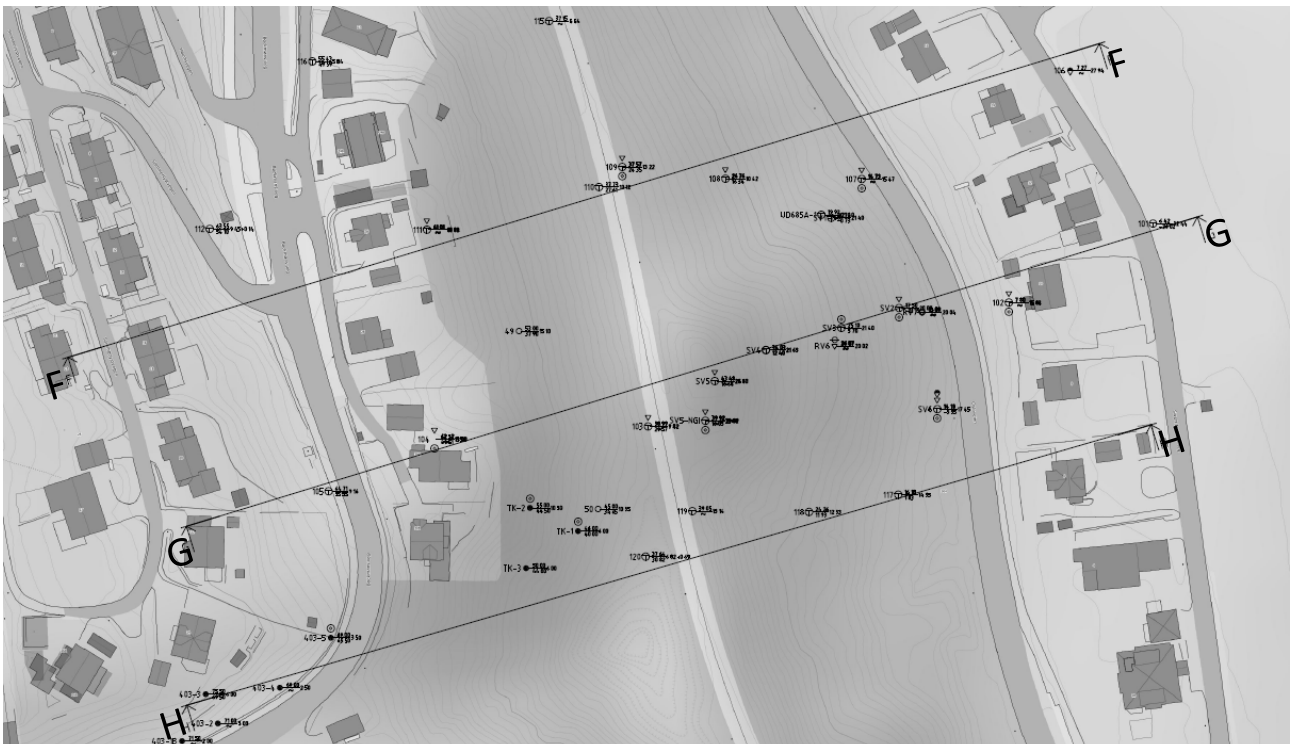
- Skråningsstabilitet
- Sprøbruddmateriale/kvikkleire i grunnen
- Behov for grunnforsterkning
- Behov for motfyllinger og støttekonstruksjoner

Tiltaket er i et område med krevende stabilitetsforhold og kvikkleire/sprøbruddmaterialer. Følgelig bør prosjektet plasseres i geoteknisk kategori 3, ref. krav i håndbok N200 Vegbygging [23] i prosjekteringsfasen.

6.2 Stabilitetsberegninger

For vurderingen er det gjennomført stabilitetsberegninger i tre profil, F-F, G-G og H-H, se Figur 6.1. Profilene er basert på tidligere gjennomførte beregninger av NGI [17]. Følgende profiler er hentet fra NGIS rapport:

- Profil F-F: Profil 415
- Profil G-G: Profil 465
- Profil H-H: Profil 515



Figur 6.1 Oversiktsbilde over beregningsprofilenes plassering

6.2.1 Parametervalg

I forbindelse med NGIs arbeid i 2012 ble det gjennomført omfattende parameterstudie for de tre profilene listet opp i kapittel 6.2 [17]. Beregningene i følgende rapport er av den grunn basert på NGIs arbeid, og oppdatert ihht. dagens regelvert.

Tabell 6.1 Valgte materialparametere [17]

Materiale	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Effektiv tyngdetetthet [kN/m ³]	Friksjonsvinkel [°]	Kohesjon [kPa]	Aa	Ad	Ap
Fylling	18,5	8,5	42,0	0,0	-	-	-
Leire, lagdelt	19,0	9,0	32,0	0,0	-	-	-
Leire, sprøbrudd	20,0	10,0	30,0	0,0	1,0	0,63	0,35
Leire	20,0	10,0	30,0	0,0	1,0	0,70	0,40
Morene	20,0	10,0	38,0	0,0	-	-	-

¹ Kun benyttet i drenert beregning for Profil G-G, se kapittel 6.3.3. Parameterne er ikke hentet fra NGIs rapport.

6.2.2 Grunnvannstand og poretrykksforhold

Grunnvannstand og poretrykksforhold er basert på tidligere gjennomførte poretrykksmålinger, hentet fra NGIs beregninger og vist i NGI sitt vedlegg C1 [17]. Følgende er hentet fra NGIs rapport:

3.2.5 Poretrykk

Generelt viser poretrykksmålingene lave poretrykk i borpunktene oppe i leirskråningene, jf. Vedlegg C. Grunnvannstanden ser her ut til å ligge ca. 3 - 9 meter under terreng. Vann dreneres ut i skråningene gjennom permeable lag, og det resulterer i lav poretrykksgradient (vesentlig under hydrostatisk gradient). Ved jembanen i profil 465 er det ikke registrert poretrykk, dvs. tørr måler, i 22 meter dybde. I dette området kan det hende at vann dreneres ned mot kloakktunnellen som går gjennom området og ut til Høvringen.

Figur 6.2 Utsnitt av tekst hetet fra NGIs rapport [17].

6.3 Resultater fra stabilitetsberegninger

Det er gjennomført beregninger for både udrenert og drenert analyse. Resultatene for de mest kritiske glideflatene er listet opp i Tabell 6.2. I tabellen er det kun inkludert kritiske glideflater som anses å berøre tiltaket. Gjennomførte beregninger viser at noen glideflater i øverste del av jernbanefylling har for lav sikkerhet ihht. Bane NORs tekniske regelverk. Stabiliteten til jernbanen er her i utgangspunktet under kravet som stilles i regelverket. Der det gjøres tiltak som påvirker stabiliteten på jernbanen negativt, heves sikkerheten til over kravet. Der det ikke gjøres tiltak som påvirker jernbanen forblir stabiliteten til jernbanen under kravene i teknisk regelverk. For jernbanen er det kun inkludert kritiske glideflater som påvirkes av tiltakene for veien.

Tabell 6.2 Beregningsresultater for mest kritiske glideflatene ved stabilitetsberegninger

Profil	Beskrivelse	Analyse	Partialfaktor γ_M	Minstekrav
F-F	Dagens situasjon ¹	Udrenert analyse	1,48	1,6
		Drenert analyse	1,34	1,5
	Etter tiltak	Udrenert analyse	1,61, 1,48 ²	1,6
		Drenert analyse	1,57, 1,39 ²	1,5
G-G	Dagens situasjon ¹	Udrenert analyse	1,01	1,6
		Drenert analyse	1,16	1,5
	Etter tiltak	Udrenert analyse	1,62, 1,62 ²	1,6
		Drenert analyse	1,50, 1,50 ²	1,5
H-H	Dagens situasjon ¹	Udrenert analyse	1,64	1,6
		Drenert analyse	1,50	1,5
	Etter tiltak	Udrenert analyse	1,81	1,6
		Drenert analyse	1,51, 1,04 ²	1,5

¹ Beregninger gjennomført av NGI i 2012 [17]

² Utenfor influensområdet til tiltaket, jernbanefyllinga

6.3.1 Dagens situasjon

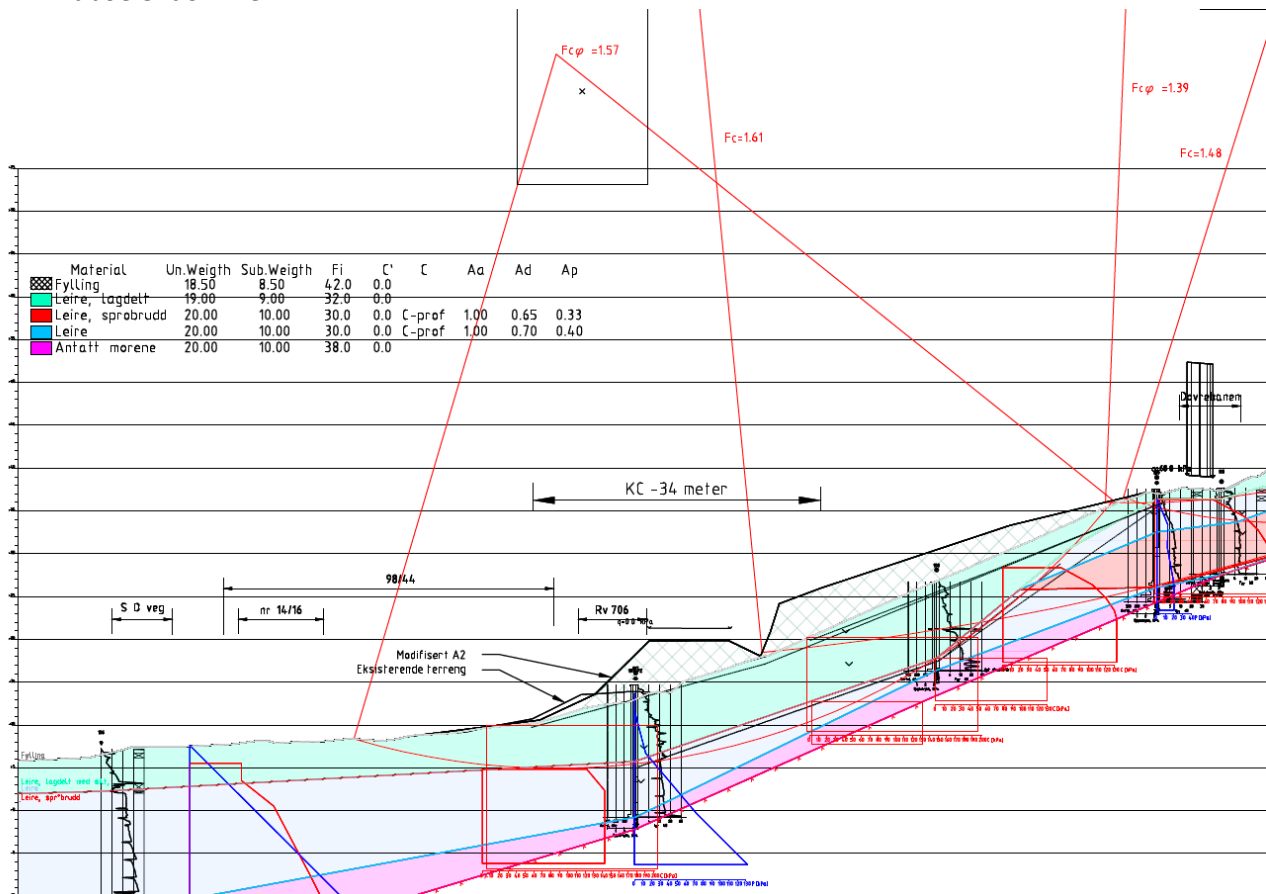
Stabilitetsberegninger for dagens situasjon er gjennomført av NGI i 2012 [17]. Beregningene viser at dagens situasjon ikke tilfredsstillt krav til sikkerhet. Det er av den grunn ikke gjennomført nye beregninger i forbindelse med følgende vurderingsrapport. Det gjøres oppmerksom på NGIs beregninger er datert 2012, og dermed følger tidligere regelverk vedrørende bl.a. reduksjon av sprøbruddmaterialets skjærstyrke. Overslagsberegninger gjennomført med dagens regelverk/metoder, viser at det uavhengig av dette er for lav sikkerhet.

6.3.2 Profil F-F

Profil F-F har i dagens situasjon for lav stabilitet, se Tabell 6.2 [17]. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet vil det være behov for å heve vegtraseen fra dagens plassering, og gjennomføre stabiliserende tiltak i form av topografiske endringer og grunnforsterkning.

Topografiske endringer medfører heving av terrenget nedenfor jernbanen ved å etablere ei motfylling og støttekonstruksjon for motfylling. Vegtraseen må heves ca. 6 meter i forhold til dagens situasjon og det må etableres støttemur 3 meter over vegens nye nivå for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet, se Figur 6.3.

Vegfyllinga vil fungere som en motfylling for skråningen og forbedre skråningsstabiliteten. For å ivareta lokalstabiliteten til vegfyllinga må det etableres grunnforsterkning i form av kalksementpeler (KC) i ca. 34 meters bredde, se Figur 6.3. Ved å stabilisere med KC-peler kan det evt. etableres støttekonstruksjon nedenfor vegen mot nærliggende bebyggelse for å redusere arealbeslag på naboeiendommer.



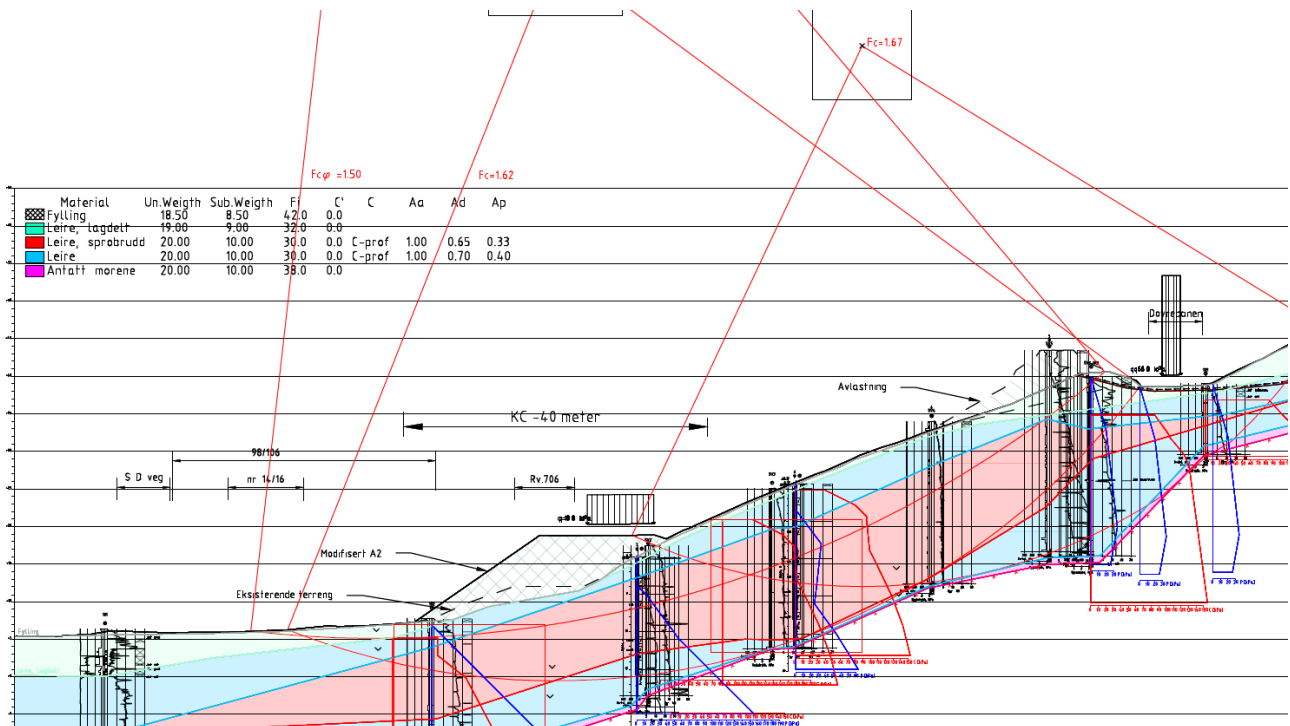
Figur 6.3 Resultater fra stabilitetsberegning for profil F-F, last er kun benyttet der det er ugunstig. Hentet fra RIG-TEG-800

6.3.3 Profil G-G

Profil G-G har i dagens situasjon for lav stabilitet, se Tabell 6.2 [17]. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet vil det være behov for å heve vegtraseen fra dagens plassering, og gjennomføre stabiliserende tiltak i form av topografiske endringer og grunnforsterkning.

Topografiske endringer medfører avlastning/nedjustering av terrenget nedenfor jernbanen og etablere ei motfylling i bunnen av skråninga. Vegtraseen må heves ca. 7 meter og forskyves ca. 10 meter inn i skråninga i forhold til dagens situasjon for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet, se Figur 6.4. I Profil G-G er det behov for støttemur eller annen oppstøtting nedenfor vegen, i tillegg til en motfylling for å ivareta skråningsstabiliteten. På grunn av lokalstabiliteten til jernbanen, kan ikke hele forhøyningen i terrenget nedenfor jernbanen fjernes, og det vil av den grunn være nødvendig å etablere en bredere fylling i dette profilet.

Vegfyllinga vil fungere som en motfylling for skråninga og forbedre skråningsstabiliteten. For å ivareta lokalstabiliteten til vegfyllinga, må det etableres grunnforsterkning i form av kalksementpeler (KC) i ca. 40 meters bredde, se Figur 6.4. Ved å stabilisere med KC-peler kan det etableres støttestruksjon nedenfor vegen mot nærliggende bebyggelse.



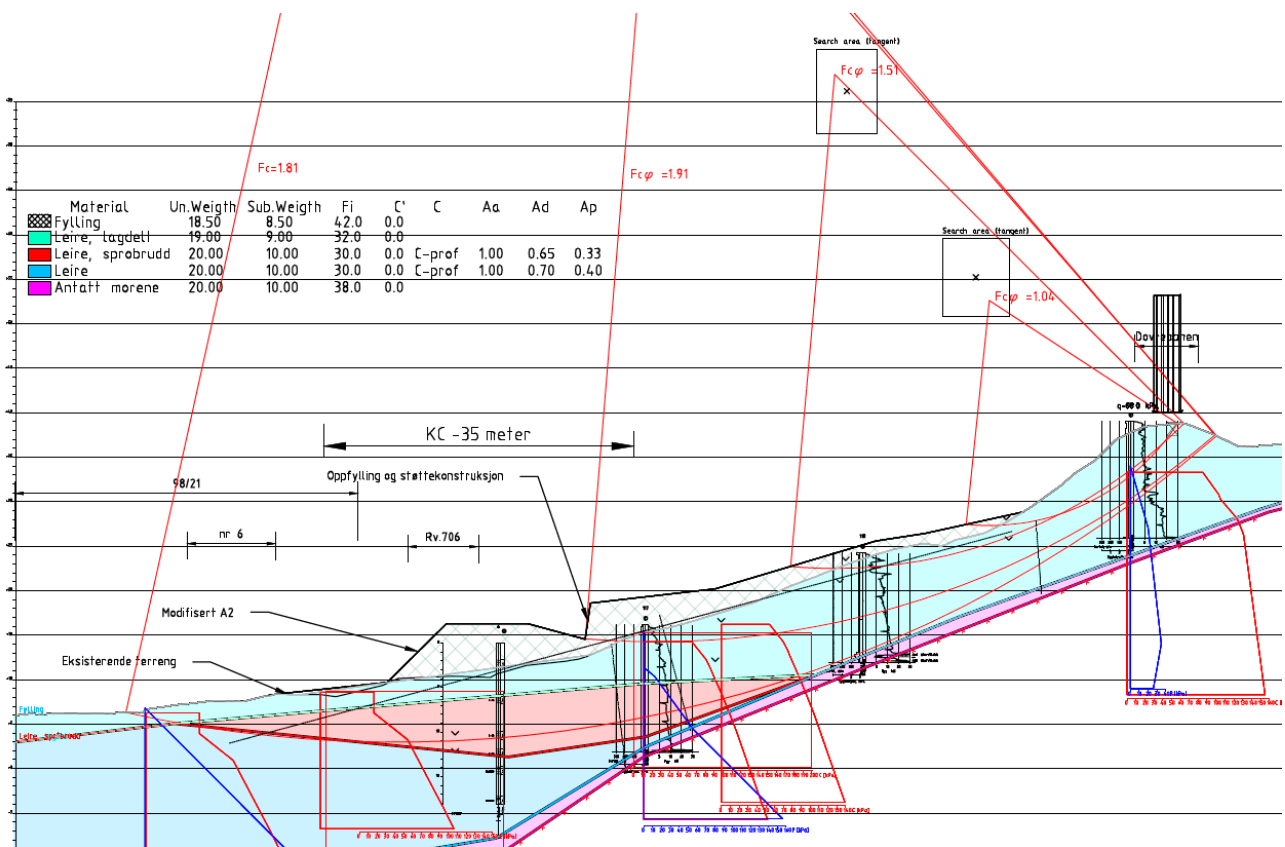
Figur 6.4 Resultater fra stabilitetsberegning for profil G-G, last er kun benyttet der det er ugunstig. Hentet fra RIG-TEG-801

6.3.4 Profil H-H

Profil H-H har tilstrekkelig sikkerhet for dagens situasjon, se Tabell 6.2 [17]. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet for utbygging av vegen vil det være behov for å heve vegtraseen fra dagens plassering og gjennomføre stabiliserende tiltak, i form av topografiske endringer og grunnforsterkning.

Topografiske endringer medfører oppfylling av terrenget nedenfor jernbanen. Vegtraseen må heves ca. 4 meter i forhold til dagens situasjon og forskyves ca. 7 meter inn i skråningen, i tillegg må det etableres støttemur ca. 2,5 meter over vegens høyde for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet, Figur 6.5.

Vegfyllinga vil fungere som en motfylling for skråninga og forbedre skråningsstabiliteten. For å ivareta lokalstabiliteten til vegfyllinga, må det etableres KC-peler i ca. 35 meters bredde, se Figur 6.5. Ved å stabilisere med KC-peler kan det etableres støttekonstruksjon nedenfor vegen mot nærliggende bebyggelse for å redusere arealbeslag.



Figur 6.5 Resultater fra stabilitetsberegning for profil H-H, last er kun benyttet der det er ugunstig. Hentet fra RIG-TEG-802

7 Konklusjon vedrørende stabilitetsforhold

Det er utført stabilitetsberegninger for mulige tiltak i utvalgte profiler presentert i kapittel 6.3. På bakgrunn av dette er stabiliteten vurdert opp mot krav som beskrevet i kapittel 5.

Det er i denne vurderingsrapporten kun tatt stilling til kritiske glideflater som har konsekvenser for planlagt vegtrasé. Gjennomførte beregninger viser at noen glideflater i øverste del av jernbanefylling har for lav sikkerhet iht. Bane NORs tekniske regelverk. Stabiliteten til jernbanen er her i utgangspunktet under kravet som stilles i regelverket. Der det gjøres tiltak som påvirker stabiliteten på jernbanen negativt, heves sikkerheten til over kravet. Der det ikke gjøres tiltak som påvirker jernbanen forblir stabiliteten til jernbanen under kravene i teknisk regelverk [28].

I følgende vurderingsrapport er det undersøkt hvilke sikringstiltak som vil være nødvendig, for å oppnå tilfredsstillende sikkerhet i glideflatene som har konsekvenser for vegtraséen. Stabiliserende tiltak som gjennomføres for vegen, vil føre til en forbedring av sikkerheten for jernbanen, men ikke i den grad at jernbanens sikkerhet overholder teknisk regelverk.

Gjennomførte stabilitetsberegninger viser at det kan oppnås tilfredsstillende sikkerhet ved å gjennomføre stabiliserende tiltak i form av grunnforsterkning og topografiske endringer, i tillegg til en justert vegtrasé. Dette i form av avlastning, motfylling og grunnforsterkning, se Figur 7.1.

Tiltakene som er skissert på figuren er basert på gjennomførte stabilitetsberegninger, og videreført nord- og sørover basert på lignende topografiske forhold og grunnforhold. Det må av den grunn forventes at endelig omfang endres basert på supplerende beregninger i området.

I profil F-F og H-H vil det være behov for å heve vegtraséen og forskyve den opp i terrenget, samt å etablere ei motfylling og støttemur. I profil G-G må terrenget nedenfor jernbanefyllinga avlastes, og vegtraséen heves og utvides slik at den fungerer som en motfylling.

For å ivareta både skråningsstabiliteten og stabiliteten til motfyllinga, må det gjennomføres kalksementstabilisering i ca. 35-37 meters bredde. Ved å gjennomføre kalksementstabilisering nedenfor vegfyllinga, kan det i tillegg etableres støttemur for å redusere arealbehovet.

Det er i Figur 7.1 markert et omtrentlig omfang av tiltak mellom vegprofil 400 – 700. Omfanget er basert på beregningene gjennomført for Profil F, G og H. Det vil være behov for å utføre supplerende beregninger nord og sør for profilene, for å avdekke endelig omfang av stabiliserende tiltak.



Figur 7.1 Justert A2 vegtrasé med nødvendige stabilitetstiltak

8 Vurdering av gjennomførbarhet

8.1 Anleggsgjennomføring

Beregning av lokalstabilitet i skråninga mellom Sivert D. veg og Bøckmans veg, viser at stabiliteten er tilstrekkelig for planlagt tiltak med grunnforsterkning, avlastning og oppfylling. Anleggsarbeidene må gjennomføres uten å forverre stabiliteten, og de stabiliserende tiltakene må derfor gjennomføres i en fastsatt rekkefølge for å oppnå ønsket effekt.

Utførelsen av kalksementstabilisering (KC) kan være krevende mht. topografiske forhold og lav stabilitet i dagens situasjon. Under utførelsen av KC-peler vil stabiliteten reduseres noe i en midlertidig situasjon. Det må av den grunn gjennomføres topografiske endringer i form av avlastning av terrenget, før KC-pelene kan installeres.

Forhøyningen i terrenget ved profil G-G fjernes for å avlaste terrenget, som vist i Figur 7.1 og RIG-TEG-801. For å gjennomføre avlastningen må det etableres en anleggsveg opp i terrenget. Anleggsvegen må gjennomføres slik at stabiliteten ikke forverres. Massene som avlastes kan benyttes til oppfylling/motfylling, så fremt geotekniker anser massene som egnede til formålet.

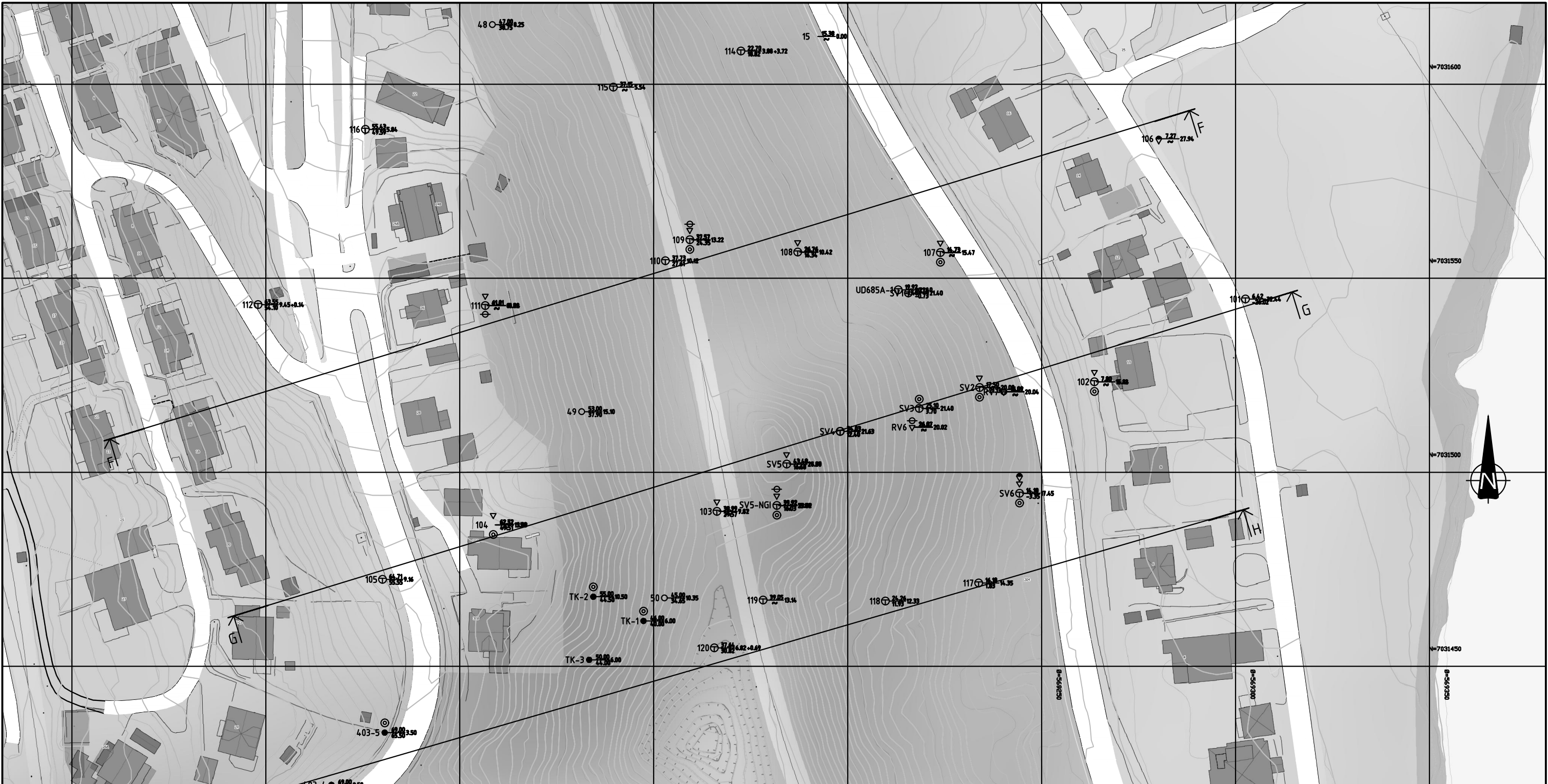
Deretter kan KC-pelene installeres og deretter oppfylling/motfylling. Gjennomførte grunnundersøkelser viser at massene er egnede for KC-peler. I området er det lagdelt leire, derunder varierende mektighet av leire med og uten sprøbruddegenskaper, og et tynt lag med morene over antatt berg.

Motfylling og støttemurer kan opparbeides når KC-pelene har oppnådd ønsket styrkeøkning. Dette gjennomføres fra bunn av skråningen og oppover.

8.2 Konklusjon og videre arbeid

Det er kun gjennomført stabilitetsberegninger i tre snitt i forbindelse med dette notatet. Stabilitetsberegningene vil være relevante for vegtrasé A2 og C1. Det er valgt å ta utgangspunkt i vegtrasé A2, som er justert etter nødvendige tiltak i stabilitetsberegningene.

Det må gjennomføres supplerende grunnundersøkelser, nye beregninger og oppdatering av eksisterende beregninger ved optimalisering av vegtraséene.



TEGNFORKLARING:

● DREIESONDERING	⊙ PRØVESERIE	⊖ PORETRYKKMÅLING
○ ENKEL SONDERING	□ PRØVEGROP	⊕ KJERNEBORING
▼ RAMSONDERING	▽ DREIETRYKKSONDERING	⊗ FJELLKONTROLLBORING
▽ TRYKKSONDERING	⊠ SKRUPLATEFORSØK	⚡ BERG I DAGEN
⊕ TOTALSONDERING	+ VINGEBORING	

KARTGRUNNLAG: DIGITALT KART FRA GEODATA
 KOORDINATSYSTEM: EUREF89, sone 32
 HØYDEREFERANSE: NN2000

EKSEMPEL:
 ⊕ TERRENGKOTE/SJ?BUNNKOTE
 ⊖ BORET DYBDE + BORET I BERG
 ⊗ ANTATT BERGKOTE

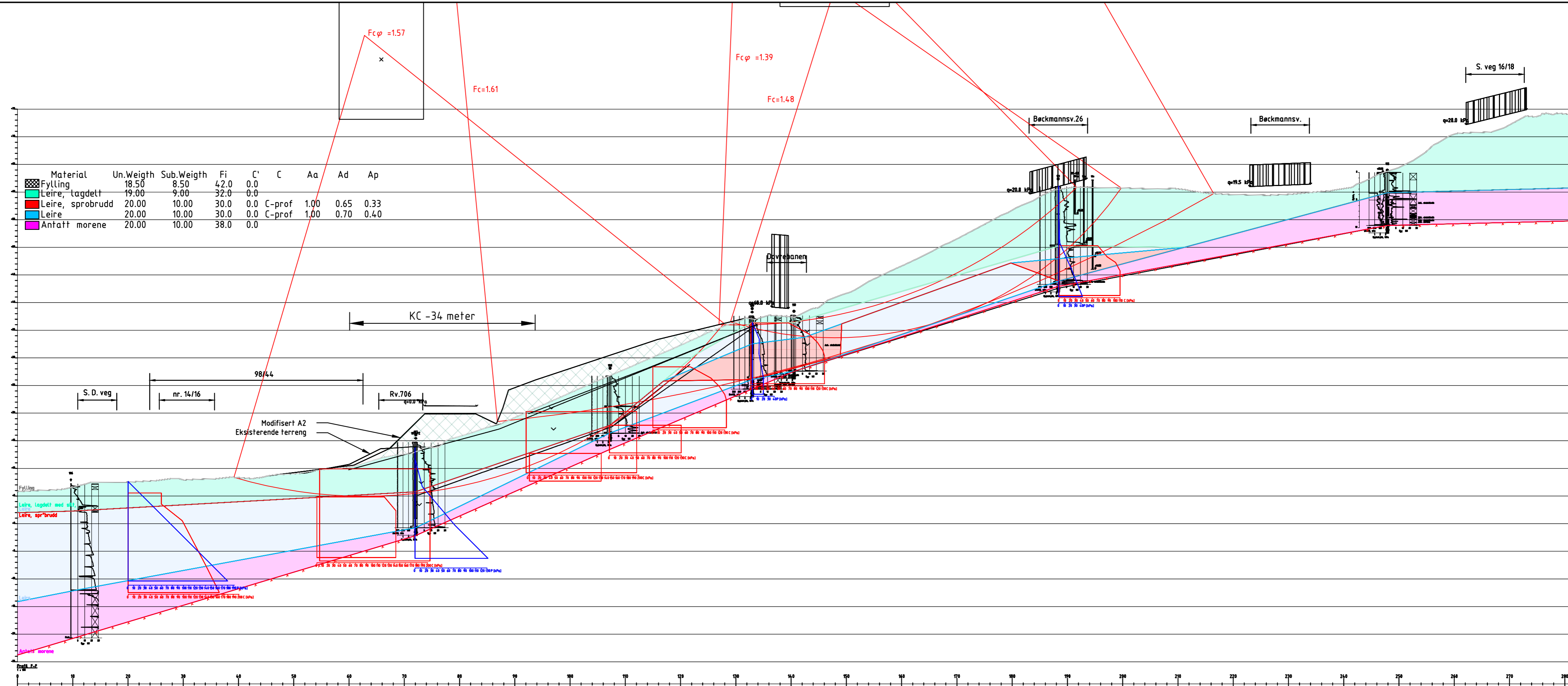
00	Utarbeidet tegning	06.06.2023	ILGS	JONASB.	RK
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.

Multiconsult
 www.multiconsult.no

Statens vegvesen
 Rv. 706 - Dorthealyst. Reguleringsplan
 Plantegning med profiler brukt
 i stabilitetsberegninger

Status	UTSENDT	Fag	RIG	Originalt format	A3L	Dato	06.06.2023
Konstr./Tegnet	ILGS	Kontrollert	JONASBJ	Godkjent	RK	Målestokk	1:1000
Oppdragsnr.	10240128		Tegningsnr.	RIG-TEG-002		Rev.	00

\\hrh-nasuni-01\TR\Projekter\10240128-01\10240128-01-03_ARBEIDSOBRARADE\21_fagomrade\11_geoteknikk\Tegninger\ILGS\Resultater\10240128-RIG-TEG-800_Profil_F-F.dwg, - Layout: (Profil F); - Plottet av: ligs, Dato: 2023.06.05 kl 13:12



Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Fylling	18.50	8.50	42.0	0.0				
Leire, tagdett	19.00	9.00	32.0	0.0				
Leire, sprobrudd	20.00	10.00	30.0	0.0	C-prof	1.00	0.65	0.33
Leire	20.00	10.00	30.0	0.0	C-prof	1.00	0.70	0.40
Antatt morene	20.00	10.00	38.0	0.0				

z:\10240128-01\10240128-01-03_arbeidsomrade\21_fagomrade\11_geoteknikk\g\stabgraf.rif\profil_415.jc.dwg
 Resultat fil: z:\10240128-01\10240128-01-03_arbeidsomrade\21_fagomrade\11_geoteknikk\g\stabgraf.rif\profil_415.jc.RB

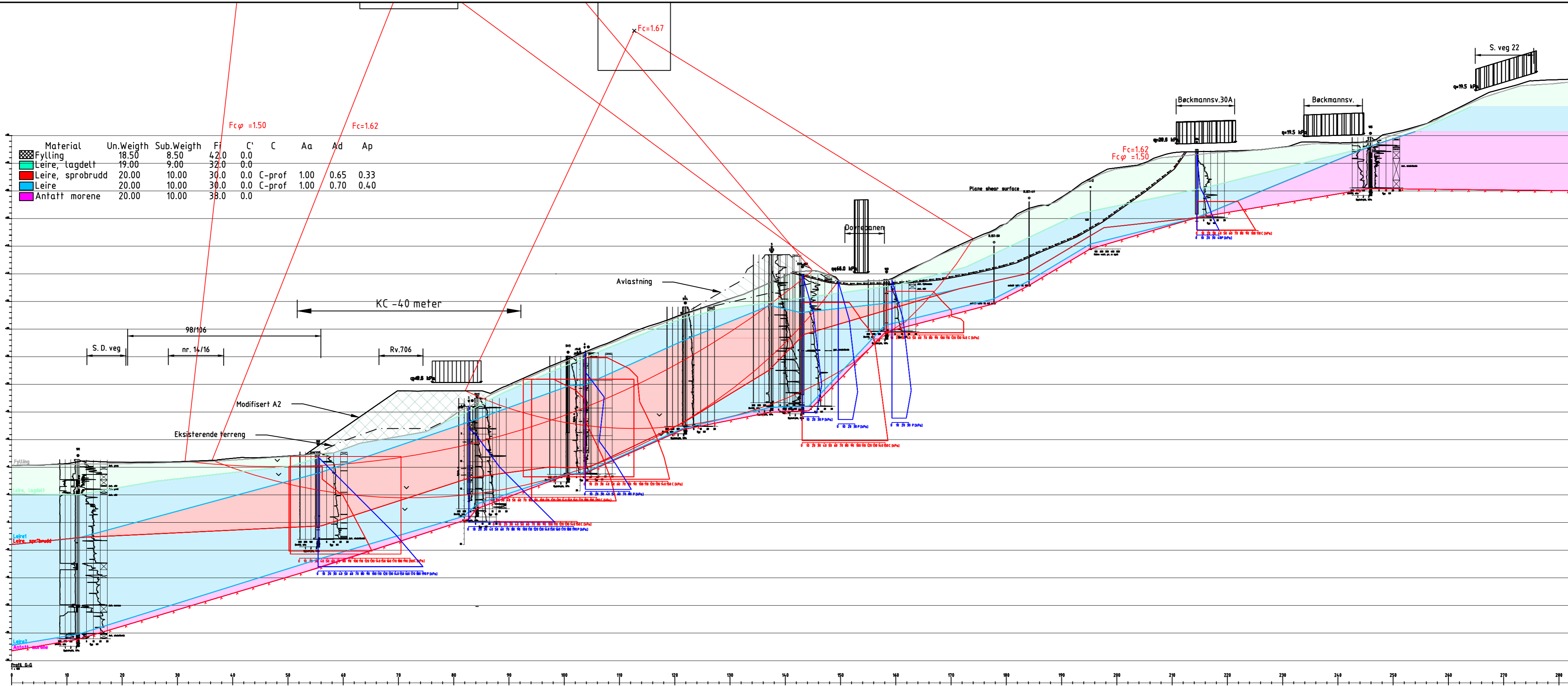
00	Utarbeidet tegning	06.06.2023	ILGS	JONASB.	RK
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.

Multiconsult
 www.multiconsult.no

Statens vegvesen
 Rv. 706 - Dorthealyst. Reguleringsplan
 Profil F-F
 Stabiliserende tiltak

Status	UTSENDT	Fag	RIG	Originalt format	A3L	Dato	06.06.2023
Konstr./Tegnet	ILGS	Kontrollert	JONASBJ	Godkjent	RK	Målestokk	1:500
Oppdragsnr.	10240128		Tegningsnr.	RIG-TEG-800		Rev.	00

\\Frb-nasuni-01\TRH_Projekt\10240128-01\10240128-01-03_Arbeidsområde\11_Geoteknikk\Tegninger\ILGS\Resultater\10240128-RIG-TEG-801_Profil G-G.dwg, - Layout: (Profil G); - Plottet av: ilgs, Dato: 2023.06.05 kl. 15:23



Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	F _i	C'	C	A _a	A _d	A _p
Fylling	18.50	8.50	42.0	0.0				
Leire, tagdett	19.00	9.00	32.0	0.0				
Leire, sprobrudd	20.00	10.00	30.0	0.0	C-prof	1.00	0.65	0.33
Leire	20.00	10.00	30.0	0.0	C-prof	1.00	0.70	0.40
Antatt morene	20.00	10.00	38.0	0.0				

Fc=1.50					
Result file : z:\10240128-01\10240128-01-03_arbeidsomrade\11_geoteknikk\stabgraf\rit\profil_465_kc.R10					
Result file : z:\10240128-01\10240128-01-03_arbeidsomrade\11_geoteknikk\stabgraf\rit\profil_465_kc.R20					
Fc=1.50					

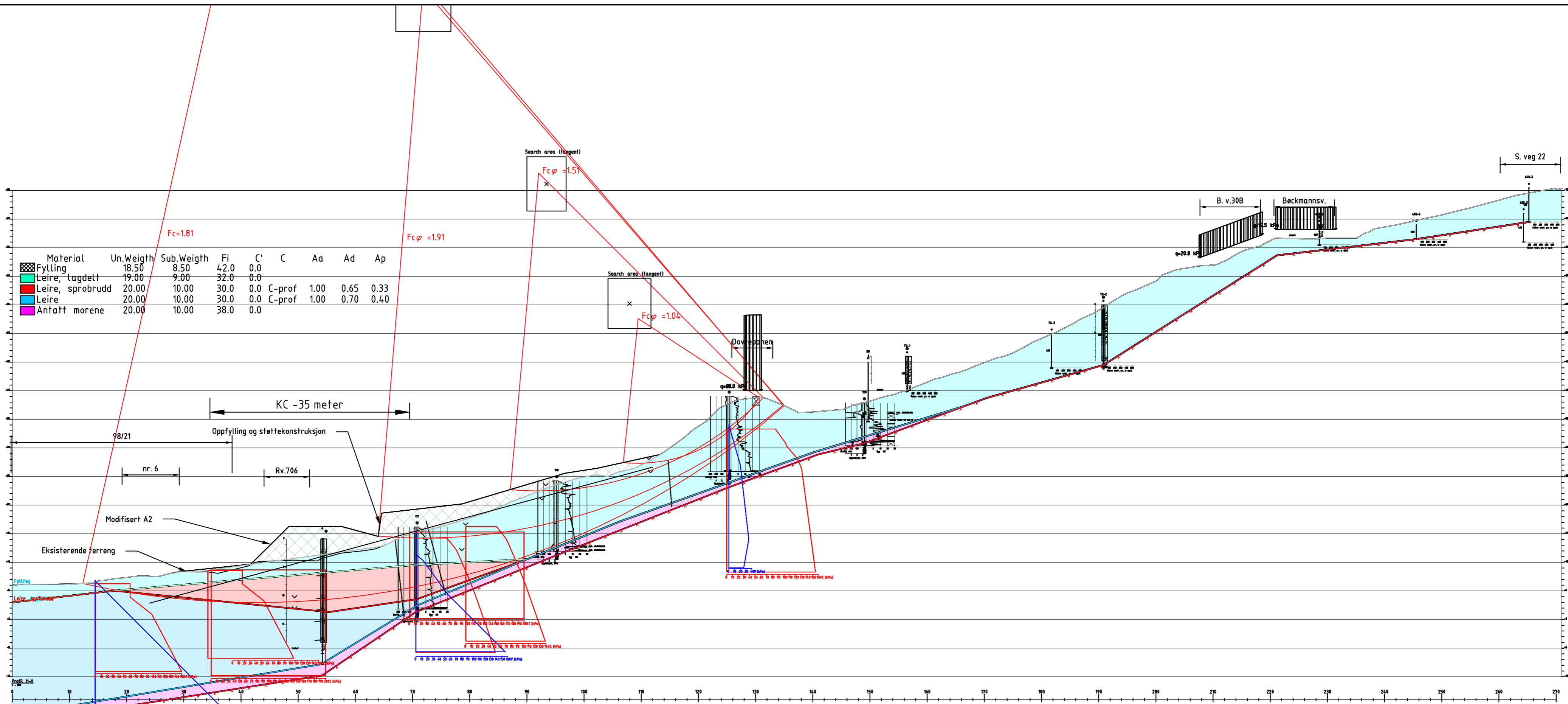
00	Utarbeidet tegning	06.06.2023	ILGS	JONASB.	RK
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.

Multiconsult
www.multiconsult.no

Statens vegvesen
Rv. 706 - Dorthealyst. Reguleringsplan
Profil G-G
Stabiliserende tiltak


Status	UTSENDT	Fag	RIG	Originalt format	A3L	Dato	06.06.2023
Konstr./Tegnet	ILGS	Kontrollert	JONASBJ	Godkjent	RK	Målestokk	1:500
Oppdragsnr.	10240128		Tegningsnr.	RIG-TEG-801		Rev.	00

\\fh-nasuni-01\TRH_Projekt\10240128-01\10240128-01-03_ARBEIDSONMRAADE\21_fagomraade\11_geoteknikk\Tegninger\ILGS\Resultater\10240128-RIG-TEG-802_Profil_H-H.dwg, - Layout: (Profil H); - Plottet av: ilgs, Dato: 2023.06.05 kl 13:13



Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
Fylling	18.50	8.50	42.0	0.0				
Leire, tagdett	19.00	9.00	32.0	0.0				
Leire, sprobrudd	20.00	10.00	30.0	0.0	C-prof	1.00	0.65	0.33
Leire	20.00	10.00	30.0	0.0	C-prof	1.00	0.70	0.40
Anfatt morene	20.00	10.00	38.0	0.0				

00	Utarbeidet tegning	06.06.2023	ILGS	JONASB.	RK
Rev.	Beskrivelse	Dato	Tegn.	Kontr.	Godkj.

 www.multiconsult.no	Statens vegvesen		Status	UTSENDT	Fag	RIG	Originalt format	A3L	Dato	06.06.2023
	Rv. 706 - Dorthealyst. Reguleringsplan		Konstr./Tegnet	ILGS	Kontrollert	JONASBJ	Godkjent	RK	Målestokk	1:500
	Profil H-H		Oppdragsnr.	10240128	Tegningsnr.	RIG-TEG-802	Rev.	00		
Stabiliserende tiltak										