



Geoteknikk

E45 Kløfta, kontrakt E02 Tunnel
Vurderingsrapport

EV 45 i Alta kommune

Fagressurser Utbygging

B12016-GEOT-06



Foto: Per Inge Hansen



Statens vegvesen



Oppdragsrapport

Nr. B12016-GEOT-06

Labsysnr.

Geoteknikk

E45 Kløfta, kontrakt E02 Tunnel
Vurderingsrapport

Utbygging

Fagressurser Utbygging

Geofag Utbygging

Postadresse Pb. 1010 Nordre Ål
2605 Lillehammer
Telefon (+47) 22 07 30 00

www.vegvesen.no

UTM-sone	Euref89 Ø-N	Oppdragsgiver:	Antall sider:
33	819558 - 7763103	Prosjekt Finnmark v/Edgar Olsen	14
Kommune nr.	Kommune	Dato:	Antall vedlegg:
5601	Alta	2026-05-08	1
		Utarbeidet av	Antall tegninger:
		Øyvind Skeie Hellum	1
Prosjektnummer		Seksjonsleder	Kontrollert
B12016		Roar Øvre	Ida Bohlin
Sammendrag			

På oppdrag fra Prosjekt Finnmark v/Edgar Olsen har Geofag Utbygging utført grunnundersøkelser og foretatt geotekniske vurderinger for prosjektet E45 Kløfta. Denne rapporten er en vurderingsrapport for kontrakt «E02 Tunnel» i prosjektet.

Rapporten inneholder prosjekteringsforutsetninger, geotekniske vurderinger for veg i dagen og dimensjonering av tørrmurer rundt portalene.

Tørrmurene skal ha helling 3:1, bredde bunnblokk 1,5m og gradvis overgang til bredde i topp mur 1,0m. De fundamenteres på et avrettingslag av pukk eller kult over berg eller baklabbe til tunnelportaler. Fugene og topp mur skal følge vegens tverrfall.

Emneord

GEOTEKNISK KLASSIFISERING OG KRAV TIL KONTROLL

Geoteknisk kategori		Konsekvensklasse	
		Klasse	Beskrivelse*
Valg av geoteknisk kategori styres av prosjektets kompleksitet og risiko.		CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.
Geoteknisk kategori velges iht. Eurocode 7 og N200.		CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.
N200 kap. 1.1.1 gir egne presiseringer for valget hvis prosjektet involverer kvikkleire, fyllinger i sjø og armert jord. Der beskrives det også hvordan geoteknisk kategori velges med hensyn til bergskjæringer.		CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.
		* mer detaljert beskrivelse gitt i Tabell 0-1 i V220 Valg av konsekvensklasse bergskjæringer er beskrevet i N200 kap. 1.1.2	
Valg	Geoteknisk kategori 2	Valgt konsekvensklasse CC2	

Klassifisering fastsatt av		Valg av pålitelighetsklasse	
Navn	Dato	Konsekvensklasse	Pålitelighetsklasse
Øyvind Hellum	15.11.2025	CC1	RC1
		CC2	RC2
		CC3	RC3/RC4
ved endring underveis i prosjekt må dette dokumenteres og endringen begrunnes.		Valgt pålitelighetsklasse RC2	

Kommentarer til valgt klassifisering	
Se kap 3 i rapporten.	

Fastsettelse av prosjekterings-/utførelseskontrollklasse				
Geoteknisk kategori	Pålitelighetsklasse (RC)			
	1	2	3	4
1	PKK1/UKK1	PKK2/UKK2		
2	PKK2/UKK2	PKK2/UKK2	PKK3/UKK3	
3		PKK2/UKK2	PKK3/UKK3	Se. N200 kap. 1.2

Kontroll-klasse	Kontrollform					
	Ved prosjektering			Ved utførelse		
	Egen kontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll	Egen kontroll	Intern systematisk kontroll	Utvidet kontroll
PKK1/UKK1	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke	Kreves	Kreves ikke	Kreves ikke
PKK2/UKK2	Kreves	Kreves	Kreves ¹⁾	Kreves	Kreves	Kreves ¹⁾
PKK3/UKK3	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves	Kreves

se utdypende beskrivelser for kontrollform og forklaring av "1" i N200 kap. 1.2

Kontroll	Utført av	Signatur
Egenkontroll	Geofag Utbygging Øyvind Skeie Hellum	
Intern systematisk kontroll	Geofag Utbygging Ida Bohlin	
Utvidet kontroll PKK2/UKK2	Geofag Utbygging Arne Kavli	
Utvidet kontroll PKK3/UKK3		

INNHOLDSFORTEGNELSE

1	Innledning/orientering	4
2	Regelverk og krav til partialfaktor	4
2.1	Myndighetskrav og kontrollform	4
2.2	Krav til lokalstabilitet	4
2.3	Krav til områdestabilitet	4
2.4	Krav til tillatte setninger	5
2.5	Trafikk- og terrenglast i stabilitetsberegninger	5
2.6	Krav til kontroll av murer	5
2.7	Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign	5
3	Grunn og fundamenteringsforhold	7
3.1	Område 1 – profil 5280–5670	7
3.2	Område 2 – portaler og tørrmurer rundt portaler	8
3.3	Område 3 – profil 9910–11300	12
3.4	Område 4 – deponiområde	14
4	Referanser	15

FIGUROVERSIKT

FIGUR 1 – GEOMETRISK UTFORMING MUR_101 (NORD)	9
FIGUR 2 – GEOMETRISK UTFORMING MUR_102 (SØR)	10

TABELLOVERSIKT

TABELL 1 – JORDPARAMETERE BRUKT I STABILITETSBEREGNING	7
TABELL 2 – JORDPARAMETERE BRUKT I BÆREEVNEBEREGNINGER	8
TABELL 3 – NØDVENDIGE DIMENSJONER AV MUR 101 OG 102	10
TABELL 4 – JORDPARAMETERE BRUKT I STABILITETSBEREGNINGER	12
TABELL 5 – BEREGNET STABILITET I PROFIL 10230	13
TABELL 6 – JORDPARAMETERE I DEPONIOMRÅDET	14

VEDLEGGSOVERSIKT

Bilag

- 1 Beregning av tørrmur – NMH Tørrmur

Tegning	Målestokk	Format
V106 Stabilitetsberegning profil 10230	1:200	A1

1 Innledning/orientering

Etter oppdrag fra Prosjekt Finnmark v/Edgar Olsen har Geofag Utbygging utført grunnundersøkelser og foretatt geotekniske vurderinger for prosjektet E45 Kløfta. Denne rapporten er en prosjekteringsrapport for kontrakt E02 i prosjektet. Rapporten må ses i sammenheng med rapport B12016–GEOT–05, datarapport som vedlegg til konkurransegrunnlaget. Kontrakten omfatter bygging av ny veg i dagen fra profil 5300–5670, tunnel fra 5670–9870 og veg i dagen 9870–11300. Overskuddsmassene fra prosjektet skal legges i midlertidig deponi ved Garrajohkmoen. Kontrakt E01 har allerede etablert midlertidig anleggsbru over Eibyelva for bruk i denne kontrakten. Videre er det grensesnitt mot kontrakt E03 i nordenden av prosjektet der permanent bru over Eibyelva skal etableres.

Bilag 2 viser et oversiktskart i målestokk 1:50.000 for området.

2 Regelverk og krav til partialfaktor

2.1 Myndighetskrav og kontrollform

Med bakgrunn i tabell NA.A1(901) i Eurocode 0 [1] er konsekvens-/pålitelighetsklasse satt til **CC2** og **RC2**. Det er oversiktlige og faste grunnforhold.

Med bakgrunn i kap. 2.1 i Eurokode 7 [2] plasseres prosjektet i **geoteknisk kategori 2**.

I henhold til Tabell 1.3 og 1.4 i Hb N200 [3] havner prosjektet i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse **PKK2** og **UKK2**. Dette medfører at det skal utføres

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

Skjema for valg av geoteknisk kategori, konsekvensklasse, pålitelighetsklasse, kontrollform samt dokumentasjon av utført kontroll er vist på side 2 i rapporten.

2.2 Krav til lokalstabilitet

Med bakgrunn i valgt konsekvensklasse (**CC2** alvorlig) og bestemmelse av forventet bruddmekanisme (seigt, dilatant brudd) er partialfaktorer for lokalstabilitet valgt etter Tabell 1.4.2–1 og 1.4.2–2 i Hb N200 [3].

Dette utgjør $\gamma_M=1,3$ for effektivspenningsanalyse og $\gamma_M=1,4$ for totalspenningsanalyser.

Det er likevel valgt $\gamma_M=1,4$ ved beregning av tørrmur.

2.3 Krav til områdestabilitet

Området ligger over marin grense, og det stilles dermed ikke krav til vurdering av områdestabilitet.

2.4 Krav til tillatte setninger

Setninger skal vurderes etter prinsipper gitt i håndbok N200 [3], i bruksgrensetilstand (dvs. $\gamma_M=1,0$). Det stilles 3 typer krav til setninger som ikke skal overstiges i løpet av 40 år etter ferdigstilling av anlegget. Kravene avhenger av vegens dimensjonerende fartsgrense, som i dette tilfellet er 90 km/t.

1. totalsetninger skal iht. Tabell 1.10 ikke overskride 40 cm i enkelt profil
2. setningsforskjell på langs skal iht. Figur 1.5.2–1 ikke overskride 0,5 cm/m mellom beregningsprofiler
3. tverrfallsavvik på grunn av setninger skal iht. Tabell 1.11 ikke overskride 1,0 %

Krav til maks tillatte setninger for konstruksjoner som fundamenteres på løsmasser finnes i Håndbok N400 [4].

2.5 Trafikk- og terrenglaster i stabilitetsberegninger

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

Det er ikke vanlig å regne med snølast på terreng i stabilitetsanalyser.

Laster som har en plassering slik at de påvirker stabiliteten positivt tas ikke med i beregningene.

Laster i forbindelse med dimensjonering av bru er angitt i beregningsdokument fra Bru.

2.6 Krav til kontroll av murer

Prosjektet medfører behov for murer der den totale høyden er på inntil 6,55 m.

Murer med konstruksjonshøyde $\geq 5,0$ m skal godkjennes i henhold til godkjenningsordningen i Statens vegvesen. Krav til dokumentasjon for kontrollen finnes i kapittel 2 i Hb N400 [4]. Det skal foreligge godkjente arbeidstegninger og godkjenningsbrev før byggestart.

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

2.7 Seismisk påvirkning og jordskjelvdesign

I henhold til Eurokode 8 [5] skal skråningsstabiliteten undersøkes når en konstruksjon bygges på, eller i nærheten av, naturlige eller kunstige skråninger.

Jordskjelvvurdering gjelder her for tunnelportaler inkludert murer på hver side av dem.

Med henvisning til Eurokode 8 [5], tabell NA.2(901) settes portalene i seismisk klasse I.

Det vurderes at området konstruksjonene skal bygges har grunntype A: «Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten»

Utelatelseskriterier:

Ihht NA.3.2.1(5)P i [5] kreves ikke jordskjelvvurderinger når ett av flere kriterier er innfridd:

1. Konstruksjoner i seismisk klasse 1
2. Konstruksjoner der grunntype er A–E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller formelen $a_g \cdot S = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$
3. Konstruksjoner der grunntype er A–E og med beliggenhet der grunnakselerasjon tilfredsstiller formelen $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$
4. Konstruksjoner der grunntype er A–E med en dimensjonerende brukstid mindre enn eller lik 2 år.

Portalene med tørmurer vurderes å være i seismisk klasse 1 (defineres som geokonstruksjoner). Utelatelseskriteriet slår derfor inn jf pkt 2) og 3), og det kreves ikke egne jordskjelvvurderinger.

Det bemerkes at området i tillegg har lav seismisitet og at utelatelseskriteriet uansett ville slå inn dersom det skulle velges en høyere seismisk klasse.

3 Grunn og fundamenteringsforhold

3.1 Område 1 – profil 5280-5670

Oversiktskart og lengdeprofil i rap. B12016-GEOT-05: tegn. V05-01

3.1.1 Grunnforhold

Se kap. 6.1.1 i rapport B12016-GEOT-05.

3.1.2 Valg av geotekniske parametere

Ved eventuelle stabilitetsberegninger i byggefase anbefales parameterne i tabellen under brukt. Parameterne er valgt på bakgrunn av erfaringsverdier fra HB V220 [6].

Tabell 1 – Jordparametere som kan brukes i eventuelle framtidige stabilitetsberegninger

Materiale	Tyngde- tetthet γ/γ' (kN/m ³)	Attraksjon a (kPa)	Friksjons- vinkel ϕ (°)	Merknad
Ny vegfylling	19,0 / 11,5	5	42	
Sandig grusig materiale	19,0/9,0	5	37	

3.1.3 Stabilitetsforhold

Vegen er planlagt på friksjonsmasser med normale hellinger på fyllinger og skjæringer. Store deler av vegfyllingen vil anlegges på berg. Det er ingen bratte løsmasseskråninger på strekningen. Det ventes generelt gode stabilitetsforhold i løsmassene. Det vurderes derfor ikke å være nødvendig med stabilitetsberegninger slik prosjektet er planlagt.

3.1.4 Setningsforhold

Store deler av strekningen bygges på berg. Det er to fyllinger på løsmasser mellom bergknauser. Jordarten i området er lite setningsgivende, og eventuelle setninger av disse fyllingene vurderes at blir unnagjort i anleggsfasen.

3.2 Område 2 – portaler og tørrmurer rundt portaler

Oversiktskart i rap. B12016–GEOT–05:

tegn. V05–01 og V05–02

3.2.1 Grunnforhold

Se kap. 6.2.1 i rapport B12016–GEOT–05

3.2.2 Valg av geotekniske parametere

I bæreevneberegningene er det benyttet parametere som vist i Tabell 2. Parameterne er valgt på bakgrunn av erfaringsverdier fra HB V220 [6].

Tabell 2 – Jordparametere brukt i bæreevneberegninger og dimensjonering av tørrmurer

Materiale	Tyngde- tetthet γ/γ' (kN/m ³)	Attraksjon a (kPa)	Friksjons- vinkel ϕ (°)	Merknad
Sprengstein under såle	19,0 / 11,5	10	45	Inkl. avretting
Sprengt stein, kult, vegoverbygning bak landkar (tørrmur)	19,0 / 11,5	0	42	

3.2.3 Fundamentering av portal

Portalen er dimensjonert etter beregningsmetode 1 i kapittel 9.2 i N–V220 [6]. I kapittel 9.2.2 gis kriterier for at denne metoden kan anvendes: «*En forutsetning for innspenning i sistnevnte tilfelle er at putens gjennomsnittlige tykkelse ikke overstiger 1/6 av fundamentbredden, men likevel ikke er tykkere enn 50 cm for fundamentbredder mer enn 3,0 m. Det forutsettes moderate trykkspenninger mot steinlaget for å unngå unormal nedknusing av kornskjelettet (og dermed økte deformasjoner). ... Ved lokal undersprenging som medfører tykkere lag av sprengstein eller løsgjort berg, vil det fortsatt kunne regnes momentinnspent dersom utbredelsen av undersprengningen i lengderetningen er mindre eller lik 1/3 av hvelvhøyden. Innspenningsgrad i andre tilfeller vurderes spesielt i det enkelte tilfelle.*»

I vårt tilfelle betyr dette at portalen skal fundamenteres på en steinpute med underkant maksimalt 40cm under UK fundament. Her inngår betongavretting 50mm, 150 mm avretting og 200mm undersprenging/steinpute. Hvelvet er ca 7,5m høy innvendig. Lokale groper eller løsgjort berg som er dypere enn dette nivået kan være opptil 2,5m i lengderetningen. Ved større områder enn dette må det støpes opp til rett nivå.

Som fjærstivhet under fundament er det valgt $k = 370\,000$ kPa/m ved en beregningsmessig pute på 40cm. Tynnere pute vil i praksis gi høyere k .

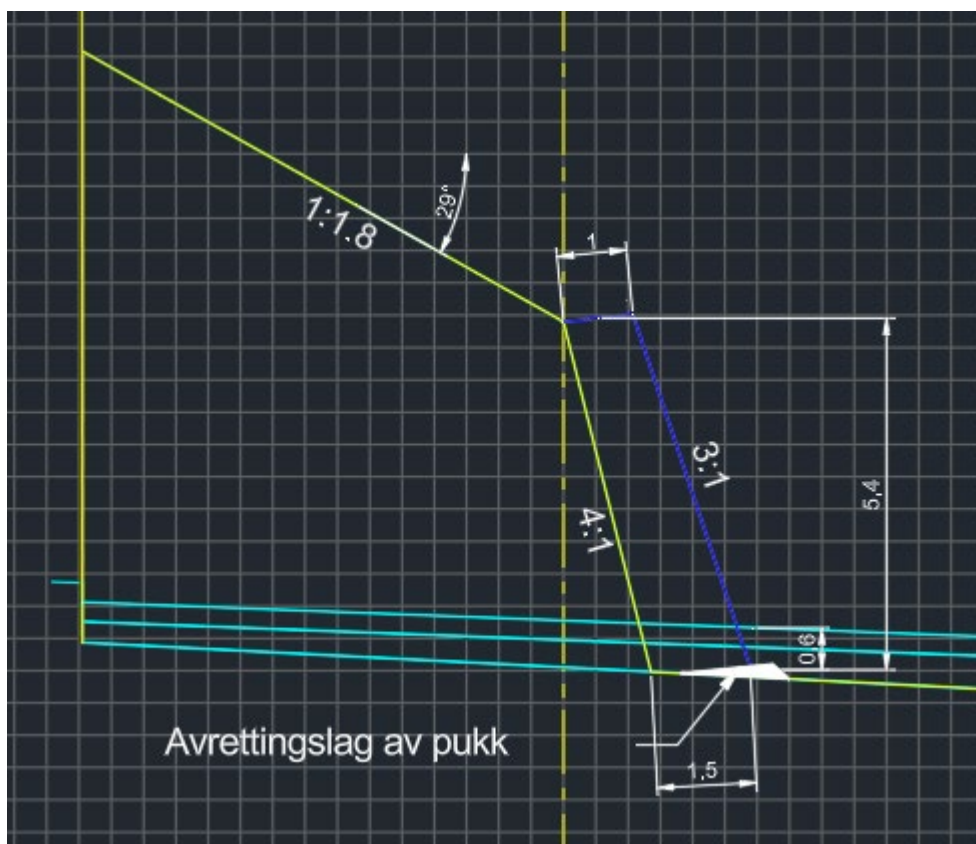
3.2.4 Dimensjonering av tørrmurer rundt portal

3.2.4.1 Geometri

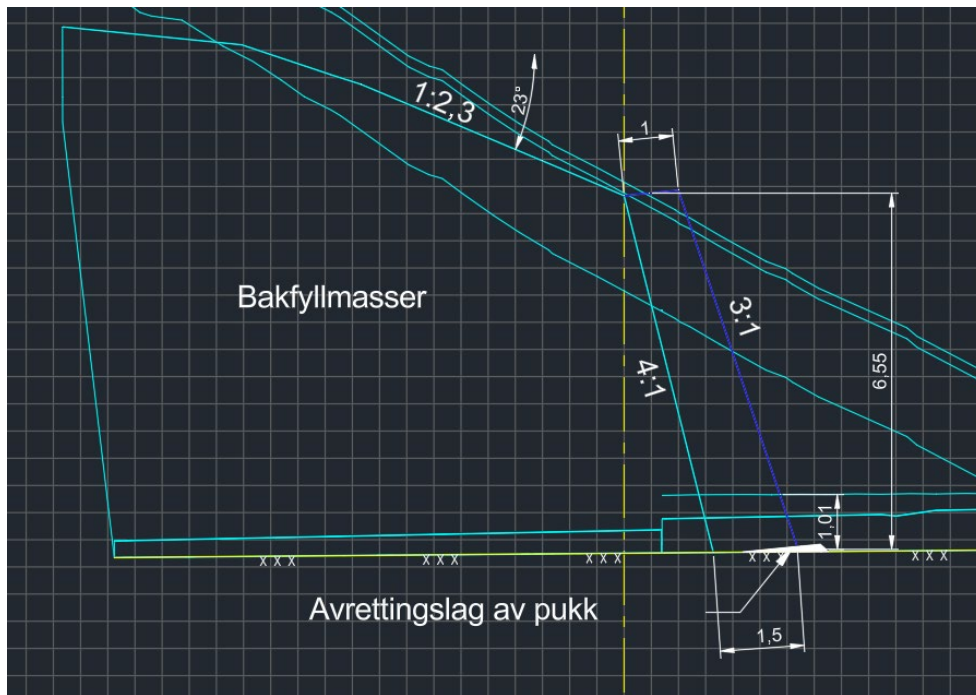
Murene skal ta opp høydeforskjellen mellom grøfta langs E45 og omfyllingsmassene til portalene inn mot forskjæringene. Geometrien er modellert i prosjektets BIM-modell, og vil også vises på konstruksjonenes K-tegninger. Murer ved portal nord heter mur_101 i modell. Ved portal sør: mur_102.

Fra portalens krage til murfronten er det ca 2,4m ved portal nord og 2,8m ved portal sør.

Helling over muren inn mot påhuggsflaten er ca 1:1,8. I et mindre parti ved portal sør er den noe slakere. Murens fronthelling er 3:1. Sidevegs avsluttes murene mellom bergskjæringene og betonghvelvet.



Figur 1 – Geometrisk utforming mur_101 (nord)



Figur 2 – Geometrisk utforming mur_102 (sør)

3.2.4.2 Dimensjoner av mur

Dimensjonering av muren er utført i beregningsverktøyet «NMH Tørrmur». Beregningen, alle input-parametere og mellomregninger er vist i bilag 1.

Beregningsmessig høyde er satt til 6,7m. Terrenghelling foran mur heller nedover i beregningen siden dette er tilfellet ved portal nord. Ved portal sør der murhøyden er størst heller terrenget derimot inn mot muren. Beregningen blir dermed svakt konservativ, men terrenghellingen foran mur har liten betydning når muren er fundamentert på berg.

Helling over mur er 1:1,8. Dybde av fot er satt til 0,37m i input-delen av programmet. Det ser ikke ut til at dette blir hensyntatt i utskriften av resultatene. Det vil uansett ha minimal betydning så lenge muren står på berg.

Nødvendige dimensjoner:

Tabell 3 – Nødvendige dimensjoner av mur 101 og 102

Maksimal oppstøttingshøyde [m]	Bredde bunn [m]	Bredde topp [m]	Fundamenteringsdybde/fot [m]
6,7	1,5	1,0	0,4

Fundamenteringsdybden er satt ut fra forventet dybde til utsprengt berg og etablert grøft i utsprengt forskjæring. Innerste blokk mot hvelvet vil måtte anlegges på en pute av pukk på baklabben til portalen. Dette gir mindre fundamenteringsdybde, men også lavere murhøyde. Vi vurderer at dette vil være OK.

Bunnblokk anlegges på en tynn pukklute med avretting som gir helling på bunnblokk ca 1:10 bakover, se Figur 1 og Figur 2.

Ytterligere detaljer til utførelsen er angitt i spesiell beskrivelse i prosess 71.162.

3.2.4.3 Innspill til kontrollplan

- Riktig fundamenteringsnivå og oppfylling foran mur.
- Fronthellingen 3:1 må kontrolleres.
- Mur skal etableres med forband.
- Blokkstørrelser kontrolleres etter beskrivelsen. Krav i beskrivelsen viser til minimumsbredde. Dersom større stein skal brukes skal de legges slik at de største legges nederst i muren, med gradvis mindre bredde oppover.
- Fuger skal følge vegens tverrfall.
- Kontrollere at tilbakefylling utføres etter beskrivelsen.

3.3 Område 3 – profil 9910–11300

Oversiktskart i rap. B12016-GEOT-05:

tegn. V05-02 og V05-03

Tverrprofil i rap. B12016-GEOT-05:

tegn. V05-101 til -109

Stabilitetsberegning:

tegn. V106

3.3.1 Grunnforhold

Se kap. 6.3.1 i rapport B12016-GEOT-05.

3.3.2 Valg av geotekniske parametere

Ved eventuelle stabilitetsberegninger i byggefasen foreslås det å benytte parametere som vist i Tabell 4. Parameterne er valgt på bakgrunn av utførte grunn- og laboratorieundersøkelser samt erfaringsverdier fra HB V220 [7].

Tabell 4 – Jordparametere brukt i stabilitetsberegninger

Materiale	Tyngde- tetthet γ/γ' (kN/m ³)	Aktiv udrenert skjærfasthet c_{uC} (kPa)	Attraksjon a (kPa)	Friksjons- vinkel ϕ (°)	Merknad
Sprengstein	19,0 / 11,5	–	5	42	
Sandig grusig materiale	18/8	–	5	37	
Steinig morene	19/9	–	10	38	
Sandig morene	19/9	–	10	36	

3.3.3 Stabilitetsforhold

Vegen er planlagt på berg og i friksjonsmasser med normale/slake hellinger på fyllinger og skjæringer. Det ventes gode stabilitetsforhold i løsmassene. I skjæringer kan det ventes noen utfordringer med overflatestabilitet i områder med stort tilsig av vann. Dette kan håndteres med steinsetting av skjæringene og bekkeløp. I tilfeller med bratt bergflate over bergskjæringstopp kan det også bli behov for å renske bergflaten i større bredde enn standard som er 2m.

Alle skjæringsflater som ikke steinsettes bør naturlig revegeteres.

Det er utført stabilitetsberegning i det antatt mest kritiske snittet på strekningen. Denne vises i tegn. V106–S.

Tabell 5 – Beregnet stabilitet i profil 10230

Tegning nr. Beregning	Analyse- metode	Beregnet med GS stabilitet		Merknad
		Beregnet γ_m kritisk flate	Krav til γ_m	
V106–S Rtan	$\alpha\varphi$	3,05	1,3	

3.3.4 Setningsforhold

Strekningen bygges på berg og morenemasser med stort innhold av stein/blokk. Jordarten i området er lite setningsgivende, og eventuelle setninger av disse fyllingene vurderes at blir unnagjort i anleggsfasen.

Overganger mellom berg og løsmasser må bygges etter kravene i håndbok N200 mtp utkilinger i tverr- og lengderetning. Det kan være partier som vil gi bratte overganger mellom berg og løsmasse eller vegfylling.

3.3.5 Brukbarhet av skjæringsmasser

Løsmasser anbefales brukt til skråningsutslaking langs fylling.

3.3.6 Vannhåndtering/drenering i anleggsperioden

Bekker og områder med vannsig bør plastres dersom de kommer ned i områder med løsmasseskjæringer. De to store fyllingene får lange bekkelukverter der vann må håndteres også i anleggsfasen. Dette kan gi føringer for hvor fort man praktisk kan få tilgang til søndre påhugg etter anleggsstart.

3.4 Område 4 – deponiområde

Oversiktskart i rap. B12016-GEOT-05:

tegn. V05-04

Tegneprofiler i rap B12016-GEOT-05:

tegn. V05-201 til V05-203

3.4.1 Grunnforhold

Se kap. 5.3.1 i rapport B12016-GEOT-05.

3.4.2 Valg av geotekniske parametere

For eventuelle stabilitetsberegninger i byggefasen i området kan parametere angitt under benyttes. Parameterne er valgt på bakgrunn av erfaringsverdier fra HB V220 [6].

Tabell 6 – Jordparametere i deponiområdet

Materiale	Tyngde- tetthet γ/γ' (kN/m ³)	Attraksjon a (kPa)	Friksjons- vinkel ϕ (°)	Merknad
Ny vegfylling	19,0 / 11,5	5	42	
Sandig grusig materiale	19,0/9,0	10	38	

Ytre vannstand er i stabilitetsberegninger satt elvebunnen.

3.4.3 Stabilitetsforhold

Området er vurdert som velegnet til permanent deponi for tunnelstein. Det er ikke utført stabilitetsanalyser siden deponiet ikke er endelig utformet. Under utførelsen må det lages en driftsplan som sikrer at det ikke vil skje ukontrollerte utglidninger. Ut fra omfang/høyder og utforming skal behov for stabilitetsberegninger vurderes.

Tipparbeid er generelt risikofyllt, og rutiner rundt dette skal utarbeides.

4 Referanser

- [1] Standard Norge (2016), NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [2] Standard Norge (2020), NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- [3] Statens vegvesen (2024), Vegbygging. Håndbok N200.
- [4] Statens vegvesen (2026), Bruprosjektering. Håndbok N400.
- [5] Standard Norge (2021), NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger..
- [6] Statens vegvesen (2025), Geoteknikk i vegbygging. Håndbok N-V220.
- [7] Statens vegvesen (2022), Geoteknikk i vegbygging. Håndbok V220.
- [8] Statens vegvesen (2016), Laboratorieundersøkelser. Håndbok R210.
- [9] Statens vegvesen (2014), Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. Håndbok V221.
- [10] Statens vegvesen (2014), Geoteknisk opptegning. Håndbok V223.
- [11] Statens vegvesen (2021), Feltundersøkelser. Håndbok R211.
- [12] Carl J. Frimann Clausen (1990), Beast. A Computer Program for Limit Equilibrium Analysis by the Method of Slices. Reposrt 8302-2. Revision 4, 24. April 2003.

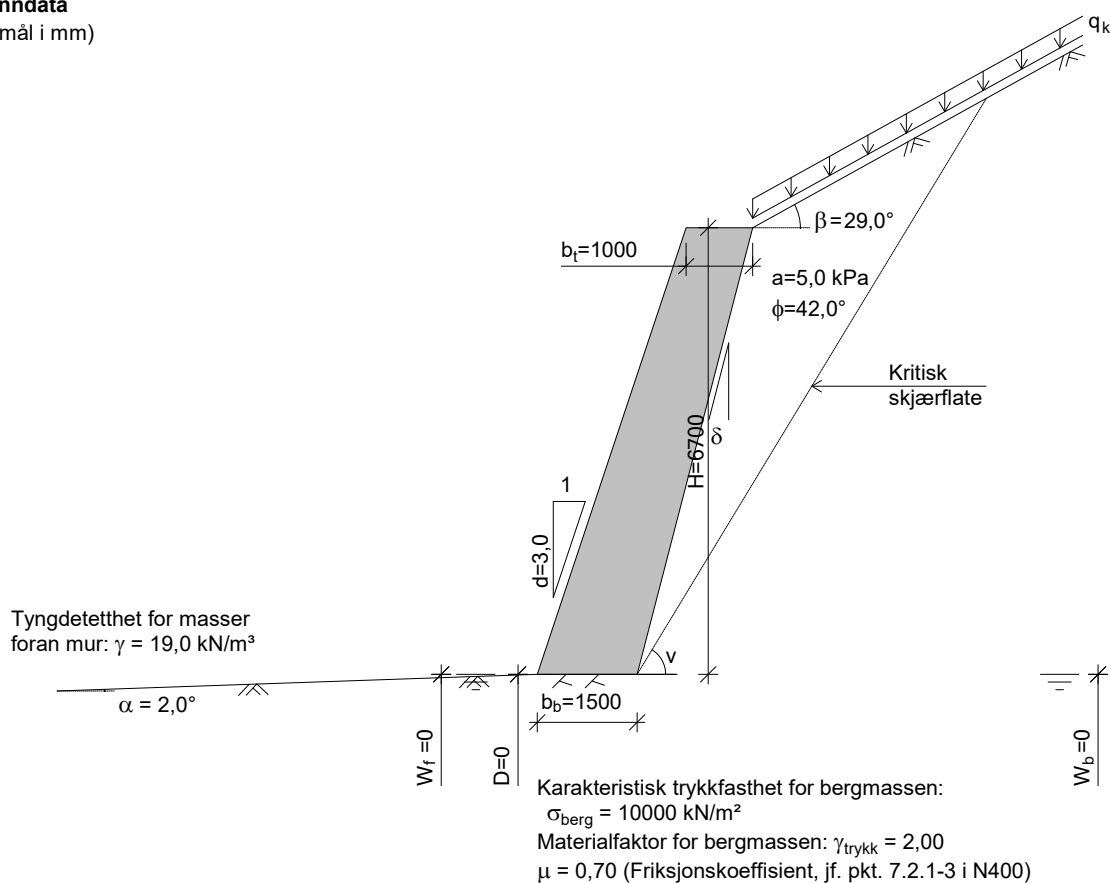
Rådatafiler og annen brukt informasjon fins lagret internt hos SVV på Vadsø-prof:

O:\PROF\Vadsø\B12016K01\E01\02_Fag\Geoteknikk

Beregnet 21.04.2026 Kl.10:03:21
(Programversjon 24.03)

Inndata

(mål i mm)



Tyngdetetthet for mur: $\gamma_{\text{mur}} = 22,0 \text{ kN/m}^3$

Tyngdetetthet for masser bak mur: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$

Konsekvensklasse: CC2 Alvorlig

Bruddmekanisme : Nøytralt brudd

$\Rightarrow \gamma_M = 1,4$ (iht. Tab. 1.4.2-1 i Håndbok N200)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0,00$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{42,0}{2} - \frac{29,0}{4} = 58,8^\circ$$

Bæreevne/grunntrykk beregnes for mur fundamentert direkte på berg.

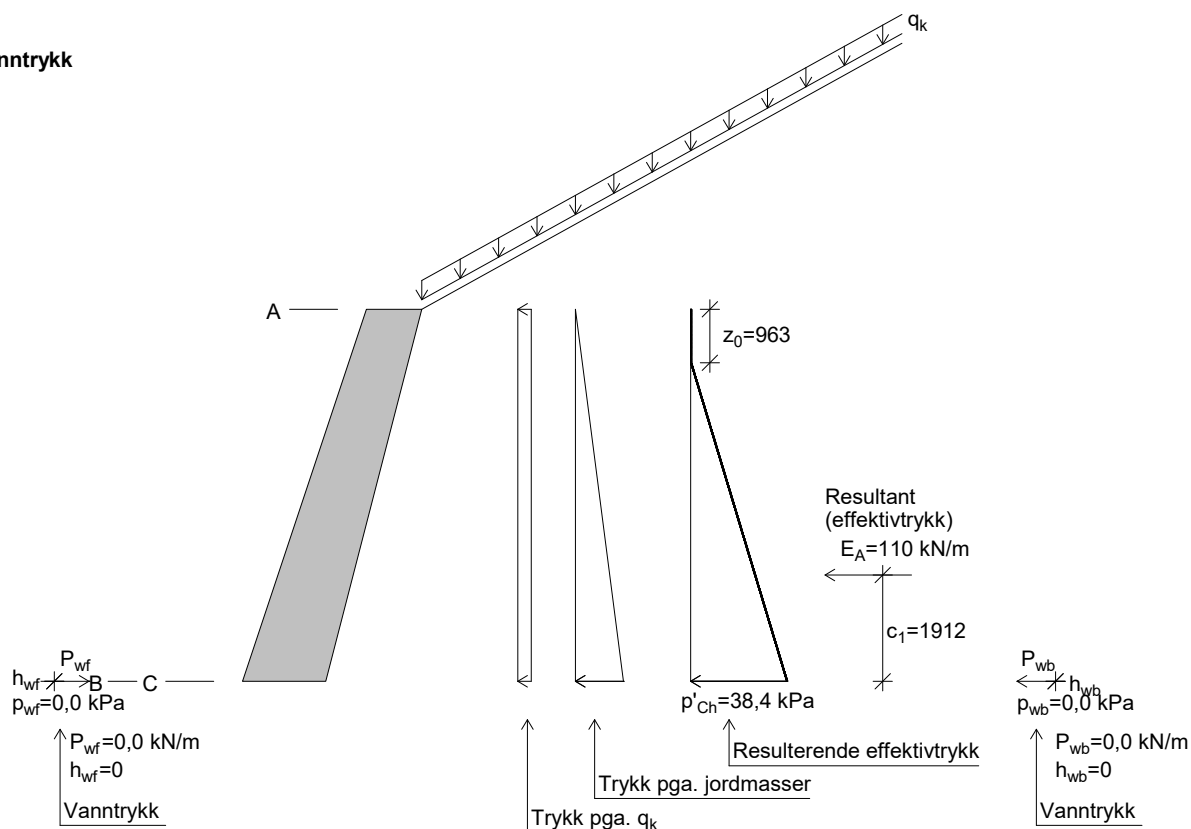
Terrenglast

$q_k = 5,0 \text{ kPa}$

Lastfaktor
(Bruddgrense)

1,15

Jord- og vanntrykk (mål i mm)



$r_v = 0,00$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_M = \tan(42,0)/1,4 = 0,64, \quad \phi_d = \arctan(0,64) = 32,7^\circ$$

Ved hellende terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p'_A + a = K_{\beta A} \cdot (p'_v + a) + \frac{s}{s - \omega_A} \cdot a \quad (1) \quad a = 5,0 \text{ kPa}$$

$$s = \tan \beta / \tan \phi_d = 0,86, \quad t = (1 + r_v) \cdot (1 - s) = 0,14$$

$$\Rightarrow K_{\beta A} = 0,490 \text{ (Figur 6.2.2-1 i N-V220)}$$

$$\omega_A = 1 + \frac{1}{\tan \phi_d} \cdot \sqrt{\frac{(1 + \tan^2 \phi_d) \cdot (1 - s)}{1 + r_v}}$$

$$\omega_A = 1 + \frac{1}{0,64} \cdot \sqrt{\frac{(1 + 0,64^2) \cdot (1 - 0,86)}{1 + 0,00}} = 1,69$$

$$\text{Bakre murhelning: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{6,700}{\frac{6,700}{3,0} + 1,000 - 1,500} = 3,9$$

$$\tan \delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 14,5^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3 \delta \cdot \cos^2 \phi_d} = \frac{\cos^2(14,5^\circ + 32,7^\circ)}{\cos^3(14,5^\circ) \cdot \cos^2(32,7^\circ)} = 0,718$$

$$K_{A, \text{kor}} = K_\delta \cdot K_{\beta A} = 0,718 \cdot 0,490 = 0,352$$

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

Nivå A (topp mur)

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

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,15 = 5,8 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A, \text{kor}} \cdot (p'_{Av} + a) + \left(\frac{s}{s - \omega_A} - 1 \right) \cdot a$$

$$p'_{Ah} = 0,352 \cdot (5,8 + 5,0) + \left(\frac{0,86}{0,86 - 1,69} - 1 \right) \cdot 5,0 = -6,4 \text{ kPa}$$

$$p'_{Ah} < 0 \text{ (dvs. strekk)} \Rightarrow p'_{Ah} \text{ settes lik } 0$$

Nivå B : 6,700 m under topp mur (vannstand i bakkant)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 6,700 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 6,700 \cdot 19,0 + 5,0 \cdot 1,15 = 133,0 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{kor}} \cdot (p'_{Bv} + a) + \left(\frac{s}{s - \omega_A} - 1 \right) \cdot a$$

$$p'_{Bh} = 0,352 \cdot (133,0 + 5,0) + \left(\frac{0,86}{0,86 - 1,69} - 1 \right) \cdot 5,0 = 38,4 \text{ kPa}$$

Nivå C (bunn mur)

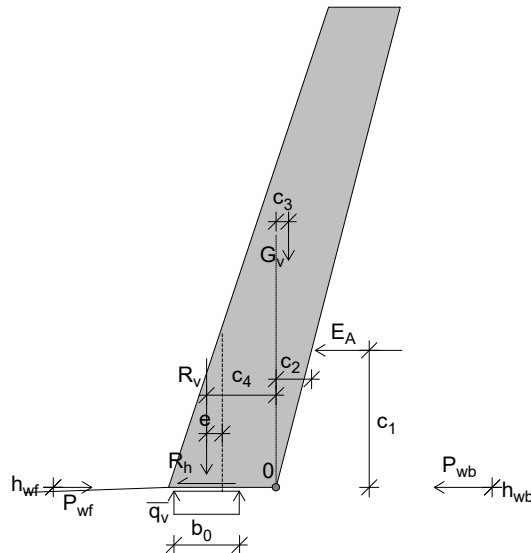
$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Cv} = 6,700 \cdot \gamma + 0,000 \cdot (\gamma - 10) + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Cv} = 6,700 \cdot 19,0 + 0,000 \cdot 9,0 + 5,0 \cdot 1,15 = 133,0 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ch} = K_{A, \text{kor}} \cdot (p'_{Cv} + a) + \left(\frac{s}{s - \omega_A} - 1 \right) \cdot a$$

$$p'_{Ch} = 0,352 \cdot (133,0 + 5,0) + \left(\frac{0,86}{0,86 - 1,69} - 1 \right) \cdot 5,0 = 38,4 \text{ kPa}$$

Resultater - Bæreevne - grunntrykk



$$R_h = E_A + P_{wb} - P_{wf} = 110 + 0,0 - 0,0 = 110 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 184 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = -0,176 \text{ m} (<0, \text{ dvs. resultanten ligger innenfor pkt. 0})$$

$$T_A = 0 \text{ (Dvs. ingen skjærkraft i bakkant mur)}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{1,912}{3,9} = 0,495 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 184 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

$$M_0 = E_A \cdot c_1 - G_v \cdot c_3 + P_{wb} \cdot h_{wb} - P_{wf} \cdot h_{wf}$$

$$M_0 = 110 \cdot 1,912 - 0,495 \cdot 184 - 0,176 + 0,0 \cdot 0,000 - 0,0 \cdot 0,000 = 178 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 178 / 184 = 0,967 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_0 = 0,967 - 0,5 \cdot 1,500 = 0,217 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 1,500 - 2 \cdot 0,217 = 0,916 \text{ m}$$

$$b_0 > b_b / 3 = 1,500 / 3 = 0,500 \text{ m (minimumsverdi)}$$

$\Rightarrow$ Beregnet b_0 er større enn anbefalt minimumsverdi

iht. Håndbok N-V220 pkt. 10.3.2 9), dvs. OK

$$\overline{q_v} = R_v / b_0 = 184 / 0,916 = \mathbf{201 \text{ kN/m}^2}$$

Kontroll av grunntrykk

Dimensjonerende trykkstyrke for bergmassen:

$$f_g = \sigma_{\text{berg}} / \gamma_{\text{trykk}}$$

$$\Rightarrow f_g = 10000 / 2,00 = 5000 \text{ kN/m}^2 > \overline{q_v} \Rightarrow \text{OK}$$

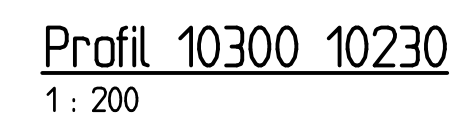
Kontroll mot glidning

Iht. Håndbok N400 (pkt. 7.2.3-1) skal følgende betingelse være oppfylt:

$$R_h \leq \mu \cdot R_v$$

$$\mu \cdot R_v = 0,70 \cdot 184 = 129 \text{ kN/m} > 110 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{OK}$$

Fcti=3,05
rtan
Result file : o:\prof\alta\503317b01\02_fag\geoteknikk\stabgraf.rtf\10230.R6



Revisjon	Revisjonen gjelder	Utført	Kontrollert	Gjodjent av	Rev dato
A					
B					
 Statens vegvesen		Arkivref	B12016-GEOT-01		
		Tegningsdato	2022.10.07		
		Bestiller	Edgar Olsen		
		Produsert for	Utbyggingsdivisjonen		
E45 Kjøffa		Produsert av Geograf utbygging			
Grunnundersøkelser, tverrprofil 10230 Veglinje 10300		Prosjektnummer	B12016		
		PROF-nummer	503317TB01		
		Arkivreferanse	A_V_Jvprof_Kjøffa.dwg		
		Byggverksnummer			
		Målestokk	1:200		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Gjodjent av	Konsulentarkiv		
ovvhel	idaboh			Revisjonsnummer i tegningsbokstav	V106



Statens vegvesen
Pb. 1010 Nordre Ål
2605 Lillehammer

Tlf: (+47) 22 07 30 00

firmapost@vegvesen.no

vegvesen.no

Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag