

Sørlandsbanen
(Nordagutu) - Nelaug
Lunde stasjon
Ny jernbaneundergang Strengenvegen
TEKNISK NOTAT GEOTEKNIKK

- ☐ Akseptert
☐ Akseptert m/kommentarer
☐ Ikke godkjent / kommentert
 revider og send inn ny revisjon
☐ Kun for Informasjon

Sign.:

01A	Rev. Etter 3. partskontroll	11.01.2021	ASSJ	LSTO	ASSJ
00A	Første utgivelse	09.11.2020	ASSJ	LSTO	ASSJ
Revisjon	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
Tittel: Sørlandsbanen (Nordagutu) – Nelaug, Lunde stasjon, Teknisk notat geoteknikk		Antall sider:			
		15			
		Produsent:			
		Erstatning for:			
Prosjektnr.: 89508511 Parsell: 00 Planfase: Byggeplan		Dokument-/tegningsnummer: MIP-00-A-53800		Revisjon: 01A	
		FDV-dokument-/tegningsnummer:		FDV-rev.:	

TEKNISK NOTAT GEOTEKNIKK

Dato 11.01.2021

Oppdragsnavn **Nome – G/S-kulvert**
 Prosjekt nr. **1350039498**
 Kunde **Nome kommune**
 Notat nr. **MIP-00-A-53800 (G-NOT-01)**
 Versjon **00**
 Til **Nome kommune**
 Fra **Rambøll Norge AS**
 Kopi

Utført av **Åsmund Sjelmo**
 Kontrollert av **Lise Storvann**
 Godkjent av **Åsmund Sjelmo**

Rambøll
 Harbitzalléen 5
 Postboks 427 Skøyen
 0275 Oslo

T +47 22 51 80 00
<https://no.ramboll.com>

1 Prosjektet

Det er planlagt å etablere en ny gang- og sykkelvegkulvert under jernbanen på Lunde i Nome kommune. Kulverten er planlagt plassert på nordsiden helt inntil eksisterende kulvert (til venstre på bildet under).



Figur 1) Eksisterende kulvert. Ny GS kulvert etableres på venstre side, mot nord

Kulverten bygges på et riggområde ved siden av kulverten, og flyttes inn i løpet av et brudd. Når kulverten flyttes inn vil den ikke ha bunnplate. Dette støpes i etterkant, og det antas at bunnplata ikke vil være «ferdig» herdet før 7-14 dager etter installasjon.

Denne fagrapporten inneholder de geotekniske vurderingene gjort i forbindelse etableringen og fundamenteringen av kulverten:

- Bæreevne og setninger for kulvert før bunnplate har herdet
- Bæreevne for kjøretøy som plasserer kulvert
- Gravearbeider og graveskråninger
- Anleggstekniske vurderinger
- Anbefale kontroll under utførelse

Dette er revisjon nr: 01 av geoteknisk fagrapport, etter tilbakemeldinger fra 3. partskontrollør.

Tekst som er endret siden forrige revisjon er vist med vertikal strek i venstre marg.

2 Grunnforhold og topografi

2.1 Grunnforhold

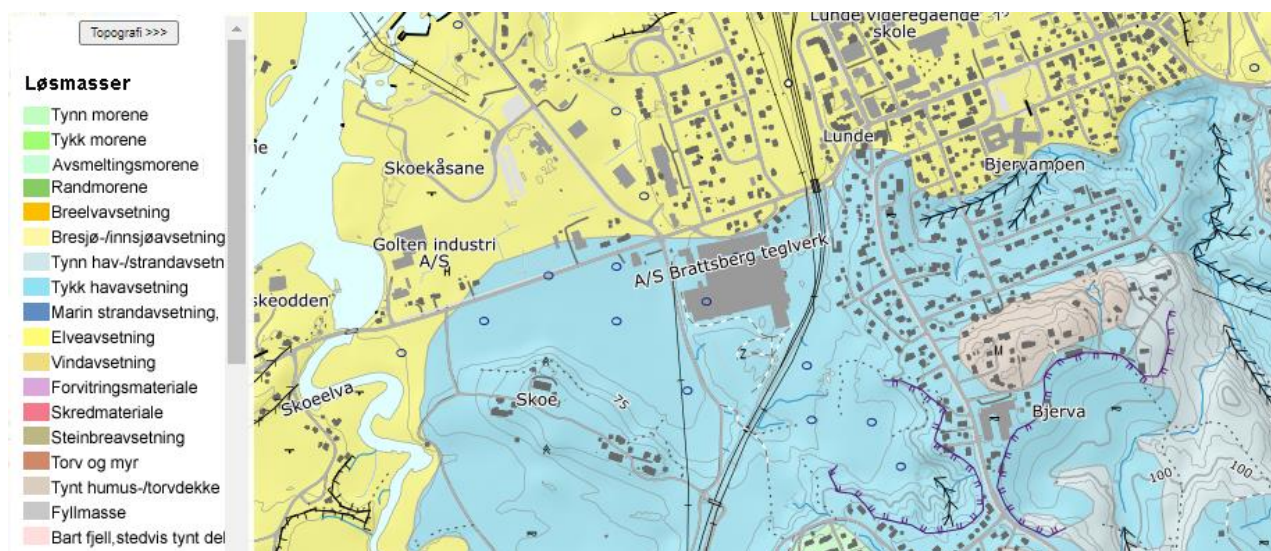
Det er gjennomført grunnundersøkelser i forbindelse med oppdraget. Undersøkelsene bestod av:

- 4 totalsonderinger
- 3 prøveserier, både forstyrrede og uforstyrrede prøver
- 1 poretryksmåler
- 1 trykksondring (CPTU)

Generelt kan de stedlige løsmassene beskrives som fyllmasser over tørrskorpeleire over middels fast til fast leire. Dypeste sondering er avsluttet på 27 m dybde uten påvisning av berg.

Grunnvann er målt til ca. kote +68. Grunnvannet er kun målt 1 gang, ca. 1 måned etter installasjon.

Kvartærgeologisk kart fra NGU viser at kulverten ligger i et område hvor en kan forvente både elveavsetninger og havavsetninger. Dette er bekreftet av de utførte undersøkelsene. Det opplyses også om at terrenget mot øst og sør er ravinert, og at det er markert et par gamle skredkanter på kartet. Se utsnitt fra kvartærgeologisk kart på Figur 2.

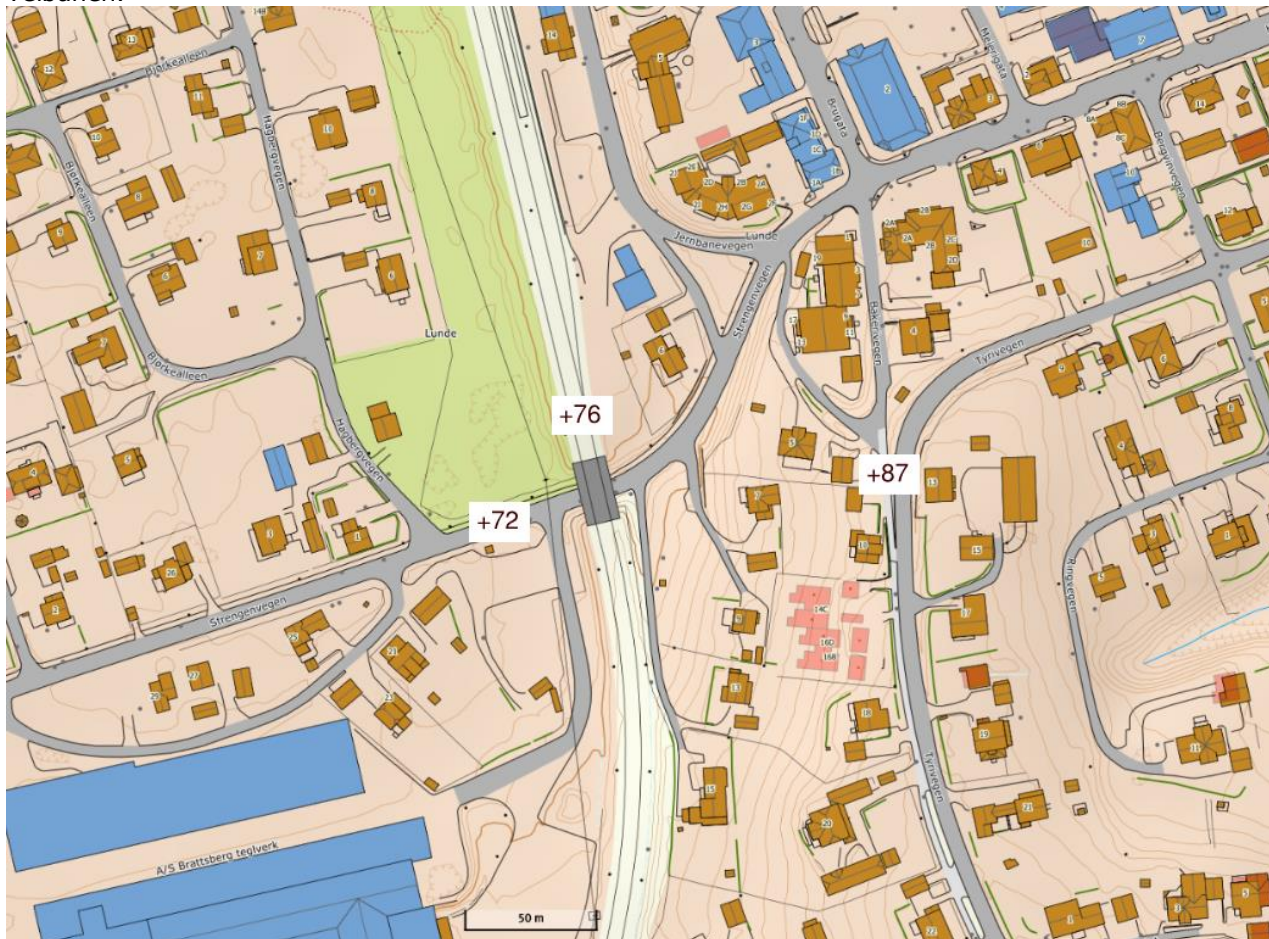


Figur 2) Kvartærgeologisk kart fra NGU

For ytterligere beskrivelse av løsmassene henvises det til geoteknisk datarapport [1].

2.2 Topografi

Terrenget rundt kulverten er relativt flatt i stor utstrekning mot sør, vest og nord, men med noe stigende terreng mot øst. Se kart i Figur 3 under. Jernbanen ligger på en fylling ca. 4 – 5 m over veibanen.



Figur 3) Topografi rundt kulvert, omtrentlige høyder

3 Krav til prosjekteringen

3.1 Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)

For å kunne bestemme kontrollomfanget for både prosjekteringen og utførelsen, skal det angis en pålitelighetsklasse for prosjektet og prosjektets deloppgaver. Konsekvensklasser og pålitelighetsklasser knyttes sammen i Eurokode 0 [2]. Pålitelighetsklasser fastsettes på bakgrunn av definisjoner gitt av Eurokode 0 [2].

Prosjektering av kulverter skal kontrolleres etter bestemmelser for **CC/RC 3**.

Midlertidige sikringstiltak i forbindelse med anleggsgjennomføringen regnes generelt å være i **CC/RC 2**.

3.2 Geoteknisk kategori

For å kunne bestemme minstekravet til omfanget og innholdet av geotekniske undersøkelser, beregninger og kontroll/målinger under utførelse, skal det fastsettes en geoteknisk kategori for

prosjektet og prosjektets deloppgaver. Geoteknisk kategori fastsettes på bakgrunn av definisjoner gitt av Eurokode 7 [3].

Den nye kulverten på Nome skal direktefundamenteres. Det er Rambølls anbefaling at **geoteknisk kategori 2** legges til grunn for dette prosjektet: «...konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- og belastningsforhold.»

3.3 Kontroll

3.3.1 Kontroll av prosjektering

Minste prosjekteringskontrollklasse (PKK) bestemmes i henhold til tabell NA.A1(902) i Eurokode 0 [2]. CC/RC 2 gir PKK2 og CC/RC 3 gir PKK3, med tilhørende krav til kontroll:

- Egenkontroll
- Intern systematisk kontroll
- Utvidet kontroll

Omfang av kontroll står beskrevet i avsnitt NA.A1 (903.2, 903.3 og 903.4) og kap. 203 i Eurokode 0 [2].

Egenkontroll og intern systematisk kontroll utføres av det prosjekterende foretaket.

Utvidet kontroll av prosjektering er byggherres ansvar i henhold til Eurokode 0 [2].

3.3.2 Kontroll av utførelse

Minste utførelseskontrollklasse (UKK) bestemmes i henhold til tabell NA.A1(903) i Eurokode 0 [2]. For UKK2 og UKK3 kreves:

- Egenkontroll
- Intern systematisk kontroll
- Utvidet kontroll

Hva som skal kontrolleres står beskrevet i avsnitt NA.A1 (903.2, 903.3 og 903.4) og kap. 203 i Eurokode 0 [2].

Egenkontroll og intern systematisk kontroll utføres av utførende entreprenør.

Utvidet kontroll av utførelsen er byggherres ansvar i henhold til Eurokode 0 [2].

3.4 Flom- og skredfare

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 og skred).

Tiltaksområdet ligger ikke i nærheten av kartlagte flomsoner eller aktsomhetsområder for skred. Flom er ikke vurdert ytterligere. Områdestabilitet er videre omtalt i avsnitt 7.

3.5 Laster og lastfaktorer

Laster og lastfaktorer fastsettes i henhold til krav i gjeldende lovverk, og vurderes særskilt for de ulike geotekniske tiltakene i prosjektet.

Generelt vil laster og lastfaktorer fastsettes i henhold til Teknisk Regelverk [4]:

«Underbygning/Prosjektering og bygging/generelle tekniske krav», kap. 4, samt i henhold til Eurokode 0 [2].

Følgende grunntrykk er oppgitt fra konstruksjon/RIB (bruddgrense):

- Største opptredende grunntrykk, endelig situasjon; $\sigma_{E,j,d} = 182$ kPa
- Største opptredende grunntrykk, midlertidig situasjon; $\sigma_{E,j,d} = 356$ kPa

For setningsvurderinger benyttes følgende grunntrykk (permanente laster):

- $q_k = 160$ kPa

Dette er belastning fra egenvekt av konstruksjon med overbygning, som virker inntil bunnplate har herdet, og belastning kan mobiliseres på et større areal.

3.6 Brudmekanismer og materialfaktorer

Brudmekanismer og materialfaktorer fastsettes i henhold til Tabell 1 og Tabell 2, og vurderes særskilt for de ulike geotekniske tiltakene i prosjektet.

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

Tabell 1) Partialfaktor γ_M ved stabilitets- og bæreevneberegninger med ADP-metoden

Analysetype	Konsekvensklasse	Brudmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Effektivspenningsanalyse, $\alpha\phi$ -metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,30	1,40
	CC2 Alvorlig	1,30	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Tabell 2) Partialfaktor γ_M ved stabilitets- og bæreevneberegninger med $\alpha\phi$ -metoden

Det skal legges til grunn partialfaktor tilhørende konsekvensklasse 3 (CC3) for alle glideflater som direkte eller indirekte berører spor og banelegeme i den endelige konstruksjonen. For øvrige glideflater legges det til grunn CC2.

Det antas nøytral brudmekanisme i de stedlige massene.

3.7 Jordskjelv

Basert på resultater fra grunnundersøkelsene kan grunnstype D legges til grunn for seismisk dimensjonering, med tilhørende seismisk faktor $S = 1,6$. Berggrunnens akselerasjon i området er $a_{g40Hz} = 0,4$ m/s², basert på kart over seismiske soner i [5].

Seismisk klasse og seismiske laster vurderes av konstruksjon/RIB.

4 Geotekniske parametere

Parametere er tolket på bakgrunn av resultater fra felt og laboratoriet. For tilførte kvalitetsmasser av knust stein/kult benyttes parametere anbefalt i [6].

4.1 Effektivspenningsparametere

Følgende effektivspenningsparametere legges til grunn for prosjekteringen.

Tabell 3: Tilførte masser av kult og knust stein. Materialparametere gitt i SVV V220

Plassering	Løsmasse	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Friksjonsvinkel [°]	Attraksjon [kPa]
Under fundament	Knust stein/kult	19	45	10
Bak og foran konstruksjoner	Knust stein/kult	19	42	5

4.2 Totalspenningsparametere

Det er utført både CPTU, treaks og rutineundersøkelser. CPTU er vist sammen med rutineundersøkelser og treaks i vedlegg 1.

Treaksialforsøkene, som i utgangspunktet skal tilleggs størst vektning, viser lavere skjærfasthet sammenlignet med CPTU og rutineundersøkelsene.

Det er likevel valgt å vektlegge både rutineundersøkelsene og CPTU over treaksforsøkene. Dette skyldes at treaksialforsøkene antageligvis er igangsatt med konsolideringsspenninger som trolig er for lav, med $K_0 \approx 0,5$.

For videre beregninger benyttes derfor:

- $c_u = 40 \text{ kPa}$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

4.3 Stivhet

Følgende stivheter legges til grunn for prosjektering og dimensjonering av betongkonstruksjoner.

- Komprimert steinfylling: E-modul = $120\,000 \text{ kN/m}^2$
- Leire (overkonsolidert, opp til pc'): ($M \approx$) $E = 5000 \text{ kN/m}^2$

Leiras stivhet er tolket på bakgrunn av ødometerforsøk i punkt 103.

Konstruksjon/RIB beregner egne fjærstivheter basert på verdiene over.

5 Fundamentering av ny kulvert

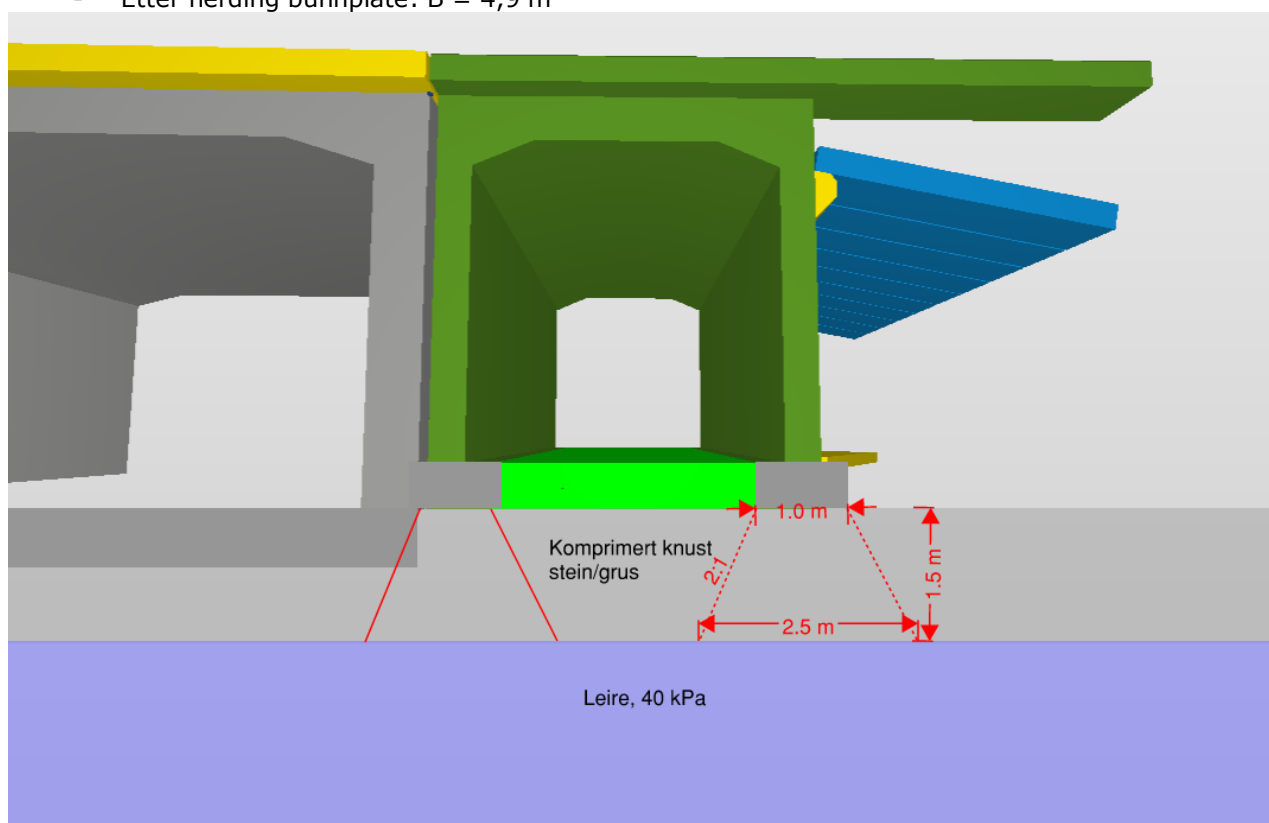
Grunnundersøkelsene viser at stedlig grunn i stor grad består av fyllmasser, over tørrskorpeleire, over middels fast leire til stort dyp.

Bæreevne kontrolleres kun for den midlertidige fasen. Etter hvert som bunnplate herdes, vil grunntrykket spres over hele kulverten bredde, og bæreevnen bedres. Kulverten innebærer også en netto avlastning av terrenget under selve kulverten.

I videre beregninger forutsettes det utskiftning til kote +70,5 under m under såle for kulvert, for å danne et likt underlag som for eksisterende kulvert.

Geometri såle under kulvert:

- Før herding bunnplate: $B = 1,0 \text{ m}$
- Etter herding bunnplate: $B = 4,9 \text{ m}$



Figur 4) Utklipp fra IFC. Ikke oppdatert modell

5.1 Bæreevne kulvert i midlertidig fase

Et eventuelt brudd i grunnen under fundament vil inntreffe udrenert. I det etterfølgende er det vist beregninger av bæreevnen for underliggende leire i henhold til Håndbok V220.

Det forutsettes noe konservativt en lastspredning tilsvarende 2:1 gjennom sterkt lag ned til underliggende leire.

- Karakteristisk udrenert skjærfasthet (direkte): 40 kPa
- Partialfaktor totalspenningsanalyse CC3, nøytralt brudd $\gamma_M = 1,5$
- Dimensjonerende udrenert skjærfasthet $t_d = 40 \text{ kPa}/1,5 = 27 \text{ kPa}$
- Ruhet, $r_b = 0$ (ren aksial last)

$$\bar{\sigma}_v = N_c \cdot \tau_d + p_v$$

- $N_c = 5,1$ (stripefundament $B/L \approx 0$)
- $p_v = 40$ kPa (1,5 m komprimert steinfylling + 0,5 m armert betong)

Dette gir

$$\sigma_v = 5,1 \times 27 \text{ kPa} + 40 \text{ kPa} = 178 \text{ kPa}$$

Grunntrykk i midlertidig fase er (ref. kapittel 3.5): $q_v = 356$ kPa direkte under såle. Inkludert lastspredning gir dette;

$$q_v = (356 \text{ kPa} / (1 \text{ m} + (2 \times 0,75 \text{ m}))) + 19 \text{ kN/m}^3 \times 1,5 \text{ m} = 171 \text{ kPa}$$

$\sigma_v > q_v \rightarrow \text{Ok!}$

Det påpekes videre at grunntrykket angitt av RIB ikke er likt over hele sålen, men er konsentrert høyere på den ene siden som følge av lasttilfeller med godstog, lastmodell SW/2. I dette oppdraget vil man ha mulighet til å måle/kontrollere gangsykkelukvert i perioden frem mot herdet bunnplate, og eventuelt iverksette tiltak om man skulle registrere større bevegelse enn forutsatt.

5.2 Bunnoppressing

Bunnoppressing beregnes iht. SVV V220. For fylling inn mot kulvert før bunnplate har herdet:

$$\gamma_M = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d}$$

hvor:

N_c	=	dimensjonsavhengig bæreevnefaktor, (se. Figur 10. 15)
c_u	=	representativ udrenert skjærstyrke
γ	=	midlere tyngdetetthet over graveplanet
z	=	gravedybde
q_d	=	dimensjonerende terrengbelastning
p_d	=	dimensjonerende trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vannfylt grop)

$$N_c = 7,2 \text{ (} z/B = 5 \text{ m/3 m, } B/L = 3 \text{ m/12 m)}$$

$$c_u = 40 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$z = 5 \text{ m}$$

$$q_d = 20 \text{ kPa (15 kPa} \times 1,3)$$

$$p_d = 12 \text{ kPa (25 kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m)}$$

$$\gamma_M = 7,2 \times 40 / (20 \times 5 + (20 - 12)) = 288/108 = 2,7$$

Utførte beregninger viser at sikkerheten mot bunnoppressing er tilstrekkelig god.

5.3 Setninger

For den permanente konstruksjonen forventes ingen setninger over lang tid. Dette skyldes at etableringen av kulverten vil gi en netto avlastning av terrenget.

I det etterfølgende er setninger i midlertidig fase vurdert; setninger som kan påløpe i perioden etter installasjon, før bunnplata har herdet.

Setningsgivende last/spenninger under såle vurderes kun å være de permanente lastene; vekt av konstruksjon og overbygning. Laster under er gitt av RIB.

- $q_k = 160 \text{ kPa}$ (permanente laster, karakteristisk)

Antar ubetydelige setninger i forsterkningslag av komprimert, knust stein.

Forutsatt lastfordeling 2:1 igjennom forsterkningslag gir dette følgende setningsgivende spenningsnivå på stedlig leire:

- $B = 1,0 \text{ m}$
- $B_{\text{eff}} = 2,5 \text{ m}$
- $q_k = 160 \text{ kPa}$
- $q_{\text{eff}} = 160 \text{ kPa} / 2,5 \text{ m} = 64 \text{ kPa}$
- $q_{\text{tot}} = 64 \text{ kPa} + 1,5 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 94 \text{ kPa}$

Nivå for masseutskifting er om lag 6 m under dagens nivå på ballast. Det gir:

- $p_0' = 6 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 108 \text{ kPa}$

Hvor 18 kN/m^3 er antagelse av romvekt til eksisterende jernbanefylling.

Dette innebærer at det også for midlertidig fase vil være en netto avlastning av grunnen for setningsgivende laster, og at fundamenteringen vil være kompensert.

Det forventes derfor ikke setninger av betydning i løpet av herdeperioden for bunnplata.

6 Vingemurer

6.1 Jordtrykk

I og med at vingemuren holder oppe jernbanesporet skal CC3 legges til grunn for prosjekteringen. Forutsatt bruddmekanisme «Nøytral» gir dette krav om sikkerhet $F = 1,5$ (γ_M).

Dette gir:

- $\tan \phi_d = 0,9 / 1,5 = 0,6$

I dette tilfellet vil vi ha en positiv ruhet, ved at bakfyllmassene henger seg på vingemur når den roterer utover. Ruhet(for bruddgrense) = $1 / 1,5 = 0,67$.

Videre forutsettes følgende:

- $\beta = 10 \text{ deg}$ (helning på terreng bak vingemur)

Bæreevnen for vingemurene kan kontrolleres for aktiv tilstand.

Dette gir følgende aktive jordtrykskoeffisient (ref. fig 5.5 i [6]):

- $s = \tan\beta/\tan\phi_d = 0,18/0,6 = 0,3$
- $t = (1+r) \times (1-s) = 1,67 \times 0,7 = 1,17$
- $K_{\beta A} = 0,32$

6.2 Bæreevne

Krav til maksimal ruhet bestemmes i henhold til figur 6.3 i [6]. Vingemur etableres på pute av grus og sprengstein $\rightarrow r_b < 0,9$.

Vingemur skal etableres på et forsterkningslag over stedlig leire. Forutsatt underliggende leire med $c_u = 40$ kPa vil bæreevnen i stor grad avhenge av dybde på masseutskiftet lag under sålen.

Midlere vertikal bæreevne kan beregnes etter følgende formel:

- $\sigma_{v,mid} = N_c \cdot t_d + p_v$
- $5,1 \cdot 27 \text{ kPa} + (10 \text{ kPa} + z \cdot 19 \text{ kN/m}^3)$

Hvor z er tykkelsen på masseutskiftet lag. Dette forutsettes at det fylles opp til minimum 0,5 m over UK såle (10 kPa).

Ved utskifting til 1,5 m under såle oppnås følgende bæreevne:

- $\sigma_{v,mid} = 5,1 \cdot 27 \text{ kPa} + (10 \text{ kPa} + z \cdot 19 \text{ kN/m}^3) = 176 \text{ kPa}$

Vingemur fundamenteres ut fra oppgitt bæreevne av konstruksjon.

6.3 Fjærstivheter

Se kapittel 4.3.

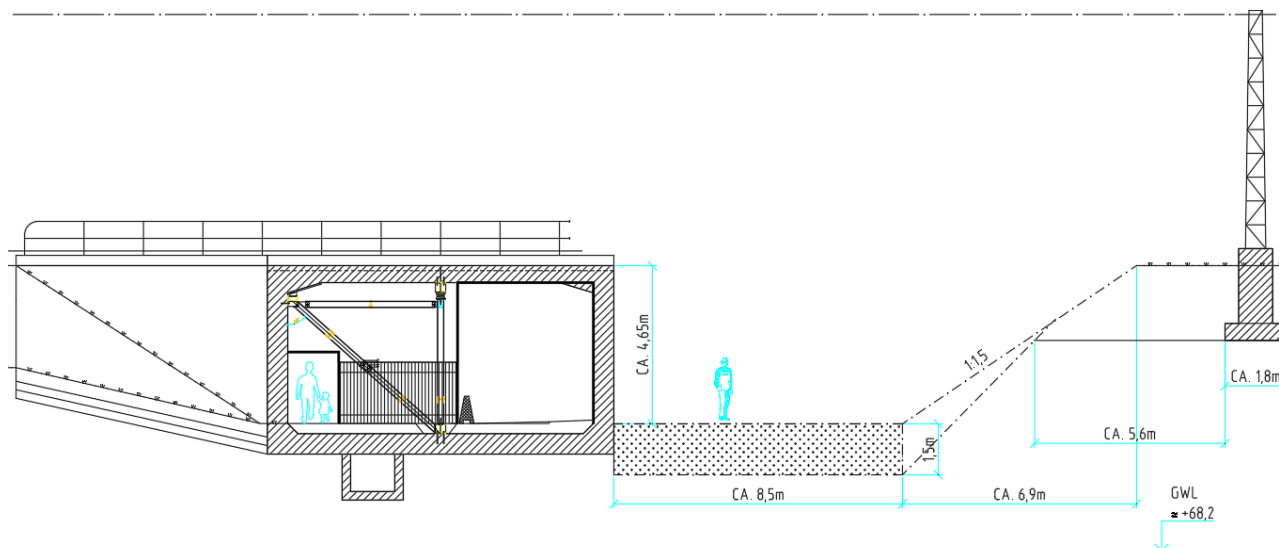
7 Områdestabilitet

Områdestabilitet skal vurderes i henhold til NVEs veileder 7/2014. Det er Rambølls vurdering at områdestabiliteten er ivaretatt som følge av:

- Det er ikke påvist kvikkleire i de utførte grunnundersøkelsene
- Tiltaket medfører ingen forverring av globale stabilitetsforhold

Det nevnes samtidig at tiltaket er å anse som et trafiksikkerhetstiltak, da kulvert etableres for å bedre sikkerhet for gående og syklende.

8 Gravearbeider og anleggsteknikk



Figur 5) Arbeidsskisse for bygging av kulvert

8.1 Arbeidsplattformer

Det skal etableres en arbeidsplattform vest for eksisterende kulvert samt oppe ved stasjonsbygning, hvor den nye kulverten skal bygges.



Figur 6) Rosa skravur viser omtrentlig anleggsområde vest for kulvert

Ny kulvert skal bygges på dette arealet, og deretter transporteres og plasseres inn mot eksisterende kulvert.

For etablering av disse anleggsområdet legges følgende til grunn (ref. tabell 58.1 i HB N200. Denne er basert på 10 tonns helårs aksellast):

- Undergrunn av leire, $c_u = 37,5 \text{ kPa} - 50 \text{ kPa}$
- Vegfundament = 60 cm
 - o Bærelag = min. 15 cm av f.eks. samfengt, velgradert Gk sorteringene 0/32
 - o Forsterkningslag = 45 cm, f.eks. kult 22/120
- Veg/arbeidsdekke = min 5 cm

Det må benyttes filterduk mot stedlig grunn, klasse 4, og filterkriteriene mellom de ulike lagene skal være oppfylt.

Følgende arbeidsrekkefølge anbefales for etablering av arbeidsplattform:

- Stedlig topplag av organiske masser; planter, trær og røtter renskes og fjernes
- Traubunn planeres og filterduk legges ut
- Overbygning etableres for arbeidsplattform i henhold til krav i N200/prosesskoden

Det anbefales at dette arbeidsdekket etableres på et nivå lavere enn dagens terreng.

8.2 Graveskråninger

- **Det anbefales at graveskråninger etableres med helning 1:1,5, eller slakere**
- **I forbindelse med seksjonsvis utgraving for etablering av bærelag under kulvert kan tilleggsutgravingen etableres med graveskråning 1:1**
 - o Forutsatt midlertidig graveskråning over korte perioder hvor entreprenør er tilstede og kan iverksette tiltak om det mot formodning skulle oppstå bevegelser i grunnen

Laboratorieanalyser av eksisterende jernbanefylling viser at denne består av en inhomogen blanding av silt, sand, grus og leire. De øverste 1,5 – 2 m i borpunkt 102 viser slagboring, spyling, samt økt rotasjon, som indikerer grovere masser av stein.

Spesielt silten mister fort fasthet i kontakt med vann; enten ved frembrudd av grunnvann (ikke aktuelt i dette oppdraget basert på grunnvannsmålinger), og når åpne skråningsflater eksponeres for regn/vann. Den er også ømfintlig for fryse- og tinesykluser, som man må ta hensyn ved vinterarbeid.

Silten kan destabiliseres ved denne helningen, men som følge av at graveskråningen vil være åpen over en begrenset tidsperiode, en helg, vil entreprenør ha god kontroll på eventuelle utglidninger.

Enkle tiltak kan i tilfelle være:

- Tildekking av graveskråning med presenning
- Plastring med stein

8.3 Undergraving av eksisterende kulvert

For å sikre bæreevne under kulvert inntil bunnplate har herdet, er det nødvendig med et forsterkningslag på 1,5 m. Dette innebærer det må graves inntil 70 cm under bunnplate til eksisterende kulvert.

Dette gravearbeidet må gjennomføres skånsomt for å hindre at forsterkningslaget under eksisterende kulvert svekkes.

- **Det anbefales derfor at dette arbeidet gjennomføres i etapper/seksjoner på 4 m.**
- **Det forutsettes at det ikke vil være trafikkbelastning i kulvert i perioden dette gravearbeidet pågår.**

Ved en skånsom masseutskifting og god komprimering av denne sonen, skal det i utgangspunktet ikke medføre nevneverdige bevegelser av kulverten. Eventuelle bevegelser antas i tilfelle å være av begrenset størrelse, og kan kompenseres når sporet reetableres.

8.4 Stabilitet av KL mast

Som vist på Figur 5 står det en KL mast omtrent 18 m nord for eksisterende kulvert. Oppgitt størrelse på fundament for KL mast er 1,8 m bredde (ukjent dybde). Avstand fra tåkant fundament til graveskråning er minimum 5,6 m, > 3 x fundamentbredde.

Det er Rambølls vurdering at bæreevnen/stabiliteten til KL masten ikke påvirkes negativt ved denne avstanden mellom graveskråning og KL mast.

Vi anbefaler likevel at KL masten avlastes, støttes opp, samt at den regelmessig måles inn i løpet av anleggsperioden.

9 Kontrollplan

I henhold til [3] skal geoteknisk prosjekteringsrapport inneholde en oversikt over punkter som krever overvåking under byggingen, eller som krever vedlikehold eller overvåkning.

Generelt er det krav til utførelse og kontroll for entreprenør gitt av de aktuelle poster i prosesskoden. Punkter som må vies spesiell oppmerksomhet er likevel oppgitt under

- Om entreprenør påtreffer grunnforhold som avviker med forutsetningene gitt i denne rapporten skal geotekniker varsles
- Generelt skal graveskråninger etableres med helning 1:1,5
 - o Graveskråninger med helning 1:1 kan stå åpne over kortere tidsperioder i forbindelse med etablering av bærelag under kulvert og vingemur
- Graveskråninger kontrolleres mot bevegelse i grunnen og overflateglidninger
 - o Stabiliserende tiltak kan være tildekking, plastring, motfylling, armering og sprøytebetong
- Eksisterende kulvert, samt KL-master overvåkes/måles inn under anleggsperioden
- Graving og tilbakefylling inn mot eksisterende kulvert gjennomføres seksjonsvis, 4 m
- Det må benyttes separasjonsduk mellom undergrunn og utlagt steinfylling

10 Henvisninger

- [1] Rambøll , «1350039498 G-RAP-001 Geoteknisk datarapport,» 2020.
- [2] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» 2016.
- [3] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler,» 2016.
- [4] Bane NOR, «Teknisk regelverk - underbygning,» [Internett]. Available: <https://trv.banenor.no/wiki/Underbygning>. [Funnet 2020].
- [5] Standard Norge, «NS-EN 1998-1 2004+A1-2013+NA2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning,» 2014.
- [6] Statens vegvesen, «Geoteknikk i vegbygging, håndbok V220,» 2018.