

Avinor AS

► **Langnes baneforlengelse**

Geotekniske vurderinger av setninger, stabilitet og faseplaner

Oppdragsnr.: **5178044** Dokumentnr.: **5178044-RIG05** Versjon: **E03** Dato: **2020-12-02**



Langnes baneforlengelse

Geotekniske vurderinger av setninger, stabilitet og faseplaner
Oppdragsnr.: 5178044 Dokumentnr.: 5178044-RIG05 Versjon: E03

Oppdragsgiver: Avinor AS
Oppdragsgivers kontaktperson: Sissel-Mari Blomli
Rådgiver: Norconsult AS, Stortorget 2, NO-9008 Tromsø
Oppdragsleder: Anders Eggen
Fagansvarlig: Greger Lyngedal Wian
Andre nøkkelpersoner: Erling Romstad, Viktor Renström

E03	2020-12-02	For implementering	Greger Lyngedal Wian	Erling Romstad	Anders Eggen
B02	2020-09-26	For kommentar	Greger Lyngedal Wian		
A02	2020-09-26	Fagkontroll	Greger Lyngedal Wian		
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

► Sammendrag

Det er utført vurderinger for utfylling av rullebaneforlengelsen med deponering av mudringsmasser bak sjeté. Det er tilstrekkelig stabilitet mot vest, i rullebanens tverretning, med en mudret sjeté med 35 meter bredde i bunn.

Beregningene mot sør viser noe anstrengt stabilitet i de lange bruddflatene gjennom mudringsmassene. Det er derfor enten nødvendig at utfyllingen gjøres lagvis med tid til konsolidering og økning skjærstyrke i mudringsmassene mellom hvert lag. Alternativt kan utfylling avgrenses med sjetéer av sprengt stein som deler opp arealet og avgrenser skjærflatene.

Ved utfylling av steinmasser over mudringsmassene viser beregningene dårlig stabilitet for front. Det må i videre arbeid vurderes tiltak som sikrer stabilitet i fyllingsfront. Mulige tiltak kan være oppdeling av mudringsmasser i celler avdelt av steinranker, armering eller begrenset lagtykkelse på steinfyllingen. Det må i det videre arbeidet vurderes tiltak som ivaretar sikkerhet for maskiner og personell under utfylling.

Setningene for rullebaneforlengelsen er beregnet til å være i størrelsesorden 0,8 m ved oppfylling til kote +11 på inntil 8 meter med leire, og i størrelsesorden 1,3 m setning med inntil 8 meter leire og 4 meter deponert mudringsmasse. Setningene vil variere med tykkelsen på leira og deponerte mudringsmasser. Ved oppfylling på 4 meter leire er alle setningene unnagjort etter 2 år, og ved 8 meter leire og 4 meter mudringsmasser er om lag 82 % av setningene unnagjort etter 2 år.

Statens vegvesen planlegger å masseutskifte leire under fyllingen til kulvert for å sikre at den ikke får setninger. Metode for masseutskifting er ikke endelig bestemt. Rullebaneforlengelsen blir fylt opp på leire vil få setninger.

For å redusere differansesetninger på rullebanen er det en fordel å forbelaste områdene rundt vegfyllingen. Beregningene viser at ved forbelastning opp til kote +5 i 18 måneder tas 31 cm av totalt 44 cm. Det er ikke ønskelig med deponering av mudringsmasser inn mot vegfyllingen ettersom dette gir større setninger og tregere setningsforløp i områdene rundt framtidig kulvert.

Det bør vurderes å etablere en avlastningsplate på kulvert for å redusere skjevsetninger på rullebanen.

Det er gjort vurderinger av potensialet for bevegelser i massene rundt kulvert på grunn av setningene i fyllingen for rullebaneforlengelsen. Beregninger viser at det tilleggssetningene i massene inntil kulvert som et resultat av setninger i leirmassene under rullebaneforlengelsen, vil bli små (ca. 5 mm). Dette av en total setning inntil 10 cm.

Beregningene tyder på at kulverten ikke vil bli påvirket av setninger i rullebanen.

Dersom det i senere detaljprosjektering avdekkes at dette likevel vil være tilfellet er alternativene:

- Masseutskifte en ekstra bredde rundt F2 for å forhindre påvirkningen. Dette utgjør et begrenset ekstra omfang på masseutskiftingen.
- Dimensjonere opp kulverten for å tåle påhengslaster.

Det er laget et foreløpig forslag til arbeidsrekkefølge i Figur 19 for å ivareta geotekniske hensyn for Avinor under utbygging.

Innhold

1	Innledning	5
1.1	Beskrivelse av tiltaket	6
2	Grunnforhold	7
2.1	Utførte grunnundersøkelser	7
2.2	Løsmasser	8
2.2.1	<i>Lagdeling</i>	9
2.2.2	<i>Materialparametere</i>	9
2.3	Vannstand	10
3	Utgangspunkt for geoteknisk prosjektering/prosjekteringsforutsetninger	11
3.1	Grunnlag	11
3.2	Styrende dokumenter	11
3.3	Materialfaktorer	11
3.4	Klassifisering	12
3.5	Jordskjelv	13
4	Stabilitet	16
4.1	Generelt	16
4.2	Stabilitet mot vest/ mudret sjeté	16
4.3	Stabilitet mot sør	18
5	Setninger	20
5.1	Generelt	20
5.2	Resultater baneforlengelse	20
5.3	Setninger inn mot «veglenke F2»	21
6	Faseplaner og arbeidsrekkefølge	25
7	Referanser	26
8	Vedlegg	27
8.1	Vedlegg 1 - Utskrift fra setningsberegninger i GeoSuite	27

1 Innledning

Avinor AS planlegger forlengelsen av rullebanen ved Tromsø lufthavn ved Langnes i Tromsø. Det aktuelle området vist i Figur 1 ligger sør for dagens bane.

Norconsult er engasjert som tverrfaglig rådgivende ingeniør for Avinor og har i den forbindelse tidligere utført grunnundersøkelser (Ref.1), skisseprosjekt (Ref.2) og vurderinger ifm. rammesøknad (Ref.12).

Multiconsult har utarbeidet flere rapporter og notater for Statens vegvesens i dette plansamarbeidet, blant annet områdestabilitet (Ref.3), prosjekteringsforutsetninger (Ref.4), og forprosjekt (Ref.5).

Denne rapporten gir geoteknisk vurdering av stabilitet og setninger for baneforlengelsen og setninger inn mot ny vegfylling/kulvert gjennom rullebaneforlengelsen, samt vurdering av plassering av mudringsmasser bak sjeté.

Alle høydekoter i denne rapporten referer til høydesystem NN2000.



Figur 1 - Plantegning/Faseplan av rullebaneforlengelse og vegutbygging

1.1 Beskrivelse av tiltaket

Oppdraget omfatter en forlengelse av rullebanen mot sør, ved Tromsø lufthavn Langnes. Eksisterende rullebane ligger delvis på Langneset og utfyllt område i sjø. Den planlagte forlengelsen er i sjøområdet sør for eksisterende rullebane, er om lag 500 meter lang og 160 meter bred. Ut fra eksisterende sikkerhetsområde etter rullebane er det en om lag 350 meter lag molo med innflygingslys.

Utfyllingen er i vurderingene for skisseprosjekt (Ref. 2) og vurderinger ifm. rammesøknad (Ref. 12) planlagt med en mudret sjeté av sprengt stein, eventuelt i kombinasjon med motfylling. Tiltaket er modellert med en sjeté av sprengt stein, og oppfylling innenfor sjetéen med egnede fyllmasser. Det er utført innledende vurderinger av at store setninger vil oppstå og må tas ved å la fyllingen ligge en periode før den tas i bruk.

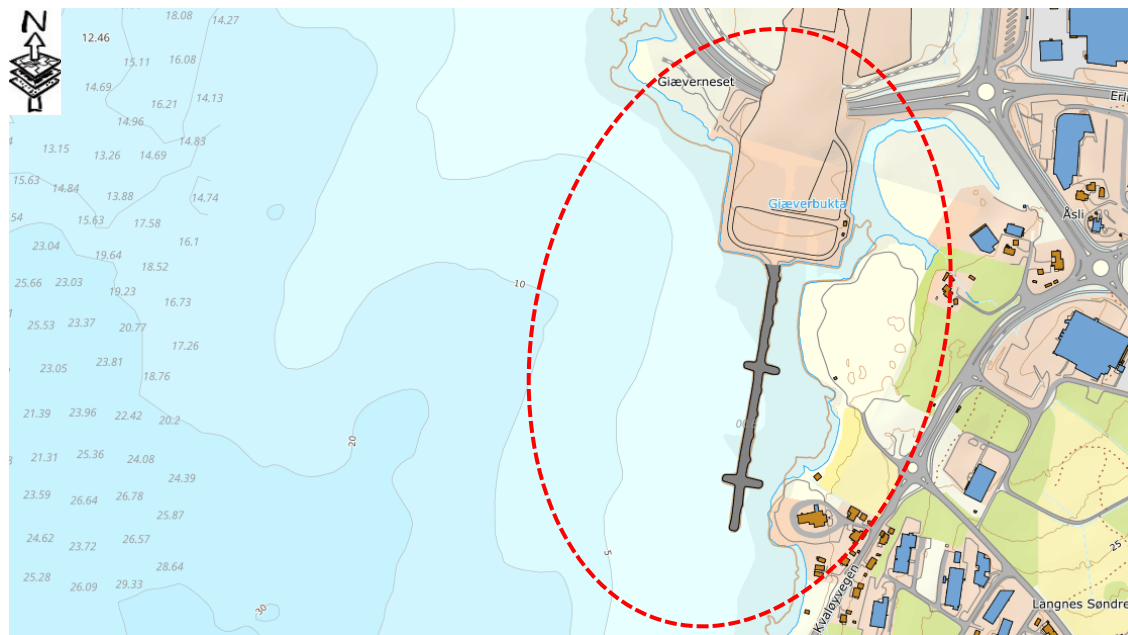
Statens vegvesen arbeider parallelt med en detaljreguleringsplan for ny vegforbindelse mellom Breivika på østsiden av Tromsøya og Langnes (E8 Flyplasstunnelen). Denne vegforbindelsen inkluderer en vegforbindelse fra ny rundkjøring i Giæverbukta til ny vei mot Langnes, som krysser regulert rullebaneforlengelse.

Denne veglenken planlegges av Statens vegvesen som en vegfylling på sjø fram til en realisering av rullebaneforlengelsen. Ved realisering av rullebaneforlengelsen vil vegen legges i ny kulvert gjennom flyplassfyllingen. Kulverten etableres på vegfyllingen, som det dermed skal masseutskiftes under.

Denne rapporten tar for seg stabiliteten til rullebanen ved eventuell deponering av mudringsmasser bak sjeté, mulig rekkefølge på utfylling av rullebaneforlengelsen, setningsvurderinger med tidsforløp inklusive setninger inn mot vegfylling og framtidig kulvert.

2 Grunnforhold

Sjøbunnen i området ligger mellom ca. kote +0 og -10 og er relativt flat innenfor planlagt utfyllingsområde. Videre ut i sjøen mot vest kommer den planlagte fyllingskanten ut mot marbakken med fall på ca. 5 meter og helning i størrelsesorden mellom 1:10 i nord og 1:15 i sørvest. Mot sør er sjøbunnen i hovedsak flat. Det vises til Figur 2 nedenfor og borplan i Figur 5 videre i denne rapporten.



Figur 2 - Kart ned det aktuelle området i rødt (Kilde: norgeskart.no)

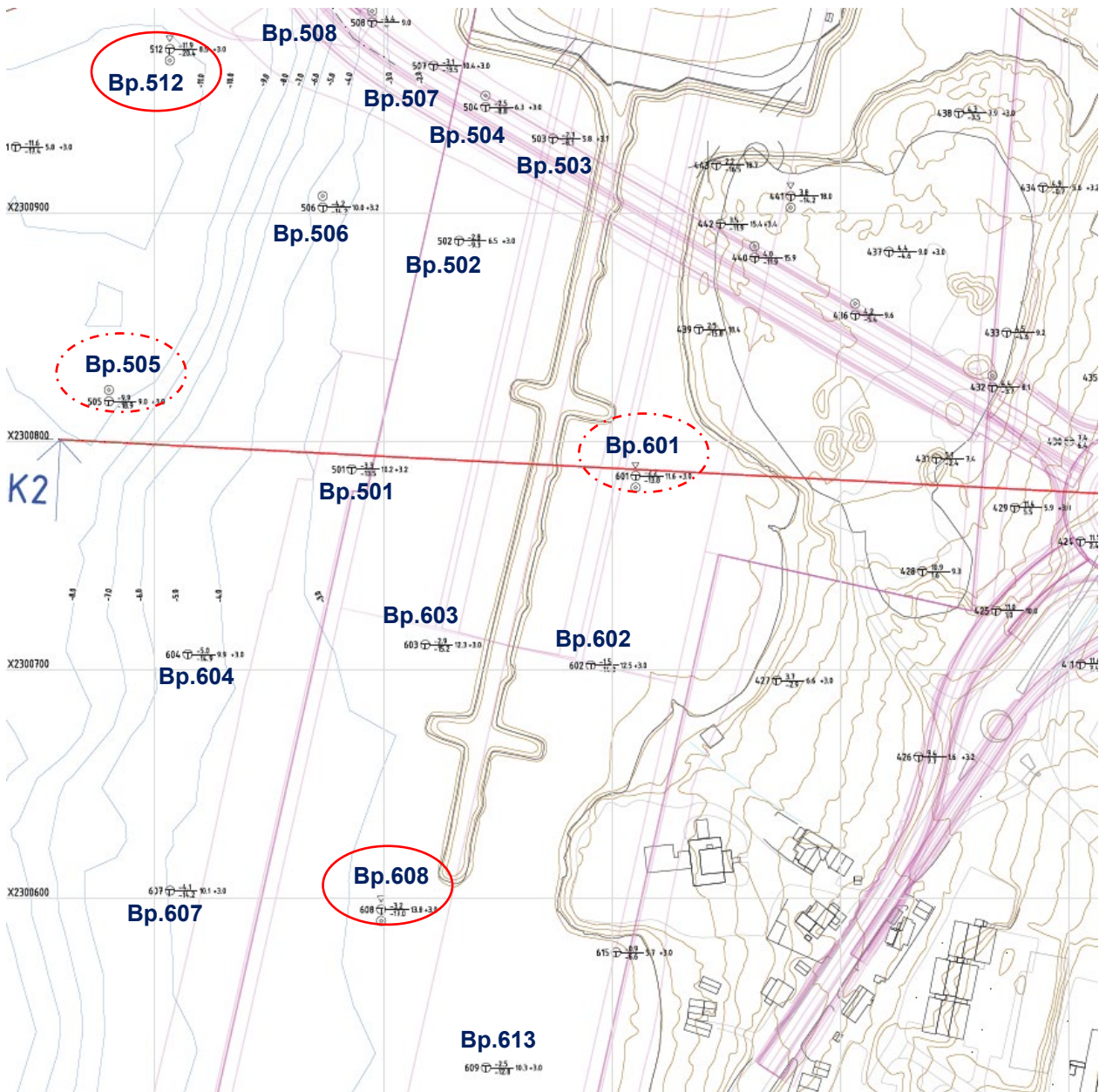
2.1 Utførte grunnundersøkelser

I 2018 utførte Rambøll AS grunnundersøkelse i regi av Norconsult, med 15 totalsonderinger og kontrollboring i fjell, 4 trykksonderinger (CPTu), samt tatt opp til sammen 12 stk 54 mm sylindprøver fordelt på 4 av punktene (Ref.1).

I desember 2018 utførte Statens vegvesen supplerende boringer hvor boreprogram er utarbeidet i samråd med Multiconsult. Det ble utført 10 totalsonderinger og installert 2 piezometere. Norconsult har fått overlevert alle relevante undersøkelser fra SVV.

Grunnundersøkelsene gir i hovedsak et tilstrekkelig bilde av grunnforholdene for vurdering av planlagt utbygging. Supplerende grunnundersøkelser kan være aktuelt som grunnlag for detaljprosjektering.

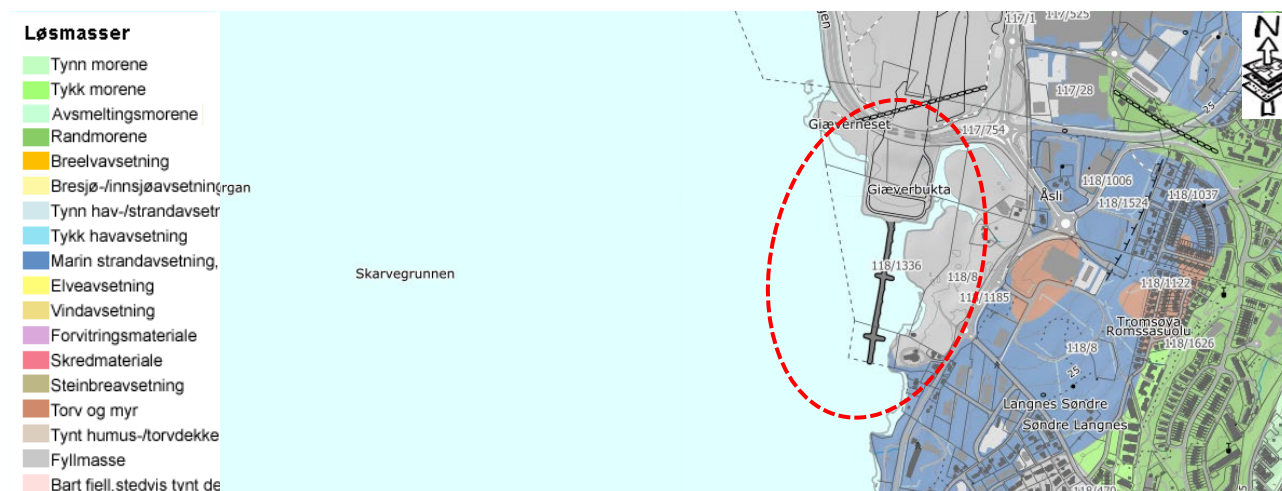
Borplan med boringer fra 2018 utarbeidet av Norconsult og borplan med supplerende boringer langs Rv862 utarbeidet av Multiconsult er gitt i Vedlegg 1.



Figur 3: Borplan med punkt med sprømateriale i rød sirkel og punkt med mistenkt sprømateriale i stiplede rød sirkel (bakgrunn er 10208219-RIG-TEG-907-V1 av Multiconsult, med supplerende borpunkt utført av SVV ved dagens Rv862)

2.2 Løsmasser

NGUs løsmassekart, vist i Figur 4, viser at det er marine strandavsetninger (mørk blå farge) sør og øst for tomta. Flyplassområdet er merket som fyllmasser. Under fyllmassene og på havbunnen er det sannsynlig at det er marine avsetninger, som vil si avsetninger som vanligvis er dominert av leire og silt (finstoff) som kan inneholde kvikkleire/sprøbruddmateriale.



Figur 4: NGUs løsmassekart med det aktuelle området i rødt (Kilde: ngu.no)

2.2.1 Lagdeling

Dybder til berg varierer i hovedsak mellom 8 og 13 meter. Bergoverflaten er noe kupert og ligger mellom cirka kote -15 og kote -20 innenfor det aktuelle området.

Resultater fra grunnundersøkelsene viser i hovedsak homogene grunnforhold med et lag av bløte masser dominert av silt og leire over et fast lag, antatt morene.

Tykkelsen på det bløte laget varierer mellom cirka 1 og 8 meter. Utenfor og ved kanten av den planlagte fyllingen er leirlaget cirka 3-meter-tykt i vest og cirka 8-meter-tykt i sør.

Ved 5 punkt (Bp.505, 512, 601,608, og 613) er det i de nederste 1-3 meterne i leirlaget registrert avtakende sonderingsmotstand, noe som kan gi indikasjon på sprøbruddmateriale. Det er imidlertid kun ved 2 punkt (Bp.512 og 608) bekreftet sprøbruddmateriale ved laboratorieforsøk.

Borplaner med plassering av punkt med mistenkt og bekreft sprøbruddmateriale i grunn vises i Figur 3.

2.2.2 Materialparametere

Leire-/siltlag er modellert som et udrenert materiale med aktiv skjærstyrke $S_{uA} = 13 \text{ kPa}$, økende 2-3 kPa/m med dybden. Skjærstyrken er tatt fra tolkning av CPTU og prøveserier i borpunkt 505 og 601, se Vedlegg 1. Stabilitetsberegninger er gjort med NGI-ADP-jordmodell i elementmetode-programmet Plaxis 2D, med ADP-faktorer 1 – 0,63 – 0,35. I langtidssituasjon vil leire-/siltlaget oppføre seg drenert, og er modellert med friksjonsvinkel 31 grader og null attraksjon. Tyngdetetthet er valgt lik 18 kN/m^3 ut fra laboratorieforsøk og erfaringsdata for bløt leire og silt.

Underliggende faste masser er modellert med friksjonsvinkel 38 grader og attraksjon 10 kPa, i tråd med erfaringstall for fast morene. Det er brukt Mohr-Coulomb-materialmodell. Tyngdetetthet 20 kN/m^3 .

Sjetéen er i sin helhet forutsatt oppfylt med sprengt stein, og det er regnet med materialstyrke 42 grader friksjonsvinkel og 10 kPa attraksjon. Det er brukt Mohr-Coulomb-materialmodell. Tyngdetetthet 19 kN/m^3 .

Tabell 1 - Materialparametere stabilitetsberegninger

Løsmasse	Tyngdetetthet (kN/m ³)	Friksjonsvinkel (grader)	Attraksjon (kPa)	Direkte udrenert skjærfasthet (kPa)
Sprengstein (fylling)	19 (11 neddykket)	42	10 (kohesjon på 9)	-
Mudringsmasser	16	26	-	10
Leire	18	26	-	13 + 2-3 kPa/m
Morene (faste masser over fjell)	20	38	10 (kohesjon 7,8 kPa)	-

Det er utført tre ødometerforsøk på leira, som grunnlag for bestemmelse av setningsparametere. Tabell 2 under angir resultatene fra ødometerforsøkene med de tolkede verdiene. Tabell 3 angir jordparametere som er benyttet inn i setningsberegninger.

Tabell 2 - Resultater fra ødometerforsøk med tolkede parametere

Hull nr.	Type forsøk	Dybde m	OCR	M _{oc} (kPa)	σ'_c (kPa)	σ'_r (kPa)	m _{nc}	C _{voc} (m ² /år)	C _{vnc} (m ² /år)	m _{cv} (m ² /år*kPa)
601	CRS	1,86	8,0	2500	120	-20	20	14	14	0,0438
601	CRS	3,45	3,0	2000	90	0	18	13	13	0,0688
608	CRS	7,05	1,4	2000	80	0	21	11	11	0.0345

Tabell 3 - Jordparametere brukt i setningsberegninger

Materiale	EkspONENT a (-)	M _{oc} (kPa)	σ'_c ¹⁾ (kPa)	σ'_r (kPa)	m _{nc} (-)	C _{voc} (m ² /år)	C _{vnc} (m ² /år)	m _{cv} (m ² /år*kPa)
Mudringsmasser	1,0	-	16-34	0	13	15	15	0,03
Leire	1,0	2000	30-120	0	18	13	13	0,04

- 1) Benyttet en relativ effektiv overlagingstrykk på 30 kPa i tillegg til ordinært overlagingstrykk i alle beregninger for leire, og relativ effektiv overlagingstrykk på 16 kPa i tillegg til ordinært overlagingstrykk for mudringsmasser.

2.3 Vannstand

Ifølge <https://kartverket.no/til-sjos/se-havniva> gjelder følgende verdier for havnivå ved Langnes, relativt til normalnull (NN2000): Lavvann/ sjøkatsnull er på -1,91; Høyvann med 1 års gjentaksintervall +1,57; Høyvannstand ved 1000 års gjentaksintervall er +2,1

3 Utgangspunkt for geoteknisk prosjektering/prosjekteringsforutsetninger

3.1 Grunnlag

De geotekniske vurderingene er basert på følgende:

1. Rapport nr. 5178044-RIG02 «Langnes lufthavn, Datarapport grunnundersøkelser» av Norconsult AS datert 2018-08-09.
2. Rapport nr. 10208219-RIG-RAP-002_rev01 «RV.862 Ny tunnel-vegforbindelse Breivika - Langnes» av Multiconsult Norge AS, datert 2019-02-14.
3. Rapport nr. 5178044-RIG04 «Langnes baneforlengelse – Geotekniske vurderinger i forbindelse med rammesøknad» av Norconsult AS datert 2020-04-28.

3.2 Styrende dokumenter

Geoteknisk prosjektering er utført med bakgrunn i gjeldende regelverk, standarder og håndbøker, samt andre relevante publikasjoner. De viktigste for det aktuelle oppdraget er listet her:

- FOR-2017-06-19-840: Byggteknisk forskrift (TEK 17), Ref. 1
- FOR-2010-03-26-488: Byggesaksforskriften (SAK 10), Ref. 2
- NS-EN 1990:2002+NA:2008 + A1:2005 + NA:2016: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Ref. 3
- NS-EN 1997-1: 2004+A1:2013+NA:2016: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler, Ref. 4
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014: Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Ref. 5

3.3 Materialfaktorer

Eurokode 7 ,Ref. /2/, stiller generelt krav til materialfaktor (partiell sikkerhetsfaktor for løsmassene) større enn eller lik 1,4 i udrenert analyse (korttidssituasjon i leire/silt) og 1,25 i drenert analyse (langtidssituasjon).

3.4 Klassifisering

Norconsults har klassifisert tiltaket ut fra gjeldende regelverk, som er gitt i Tabell 2. Prosjekteringen er gjort i henhold til Eurokodene for prosjektering av konstruksjoner.

Tabell 4 - Klassifisering iht. gjeldende regelverk

Klassifisering	Begrunnelse
Pålitelighetsklasse iht. Eurokode 0 (NS-EN 1990): CC/RC3	Tabell NA.A1 (901) i Ref. /2/, angir veiledende eksempler på plassering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasser (CC/RC) 1-4.
Kontrollklasse – prosjektering og utførelse iht. Eurokode 0 (NS-EN 1990): PKK/UKK3	Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll fastsettes ut fra henholdsvis Tabell NA.A1(902) og Tabell NA.A1 (903) i Ref. /2/. Pålitelighetsklasse CC/RC3 gir kontrollklassene PKK/UKK3. Dette medfører krav om utvidet kontroll etter Eurokode 0 (NS-EN 1990).
Geoteknisk kategori iht. Eurokode 7 (NS-EN 1997-1): 2	Ut fra tiltakets kompleksitet og de observerte grunnforhold anser vi geoteknisk kategori 2 i henhold til Eurokode 7 (NS-EN 1997) å være aktuell.
Seismisk grunntype iht. Eurokode 8 (NS-EN 1999-1): D	Grunntype fastsettes ut fra Tabell NA.3.1 i Ref. /3/, se figur 7. Grunnundersøkelser utført viser i hovedsak myk til fast kohesjonsjord.

Tabell 3.1 – Grunntyper

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	< 180	< 15	< 70
E	En grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (indikativ)	–	10 - 20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

Figur 5: Tabell for fastsettelse av seismisk grunntype, kopiert fra NS-EN 1998.

3.5 Jordskjelv

Ut fra seismisk sonekart i NS-EN 1998-1 (Figur 6 og Ref. /3/), er berggrunnens spektralakselerasjon ved 40 Hz og med 475 års returperiode, a_{g40Hz} , i Tromsø lik $0,4 \text{ m/s}^2$ (NA.3.2.1).

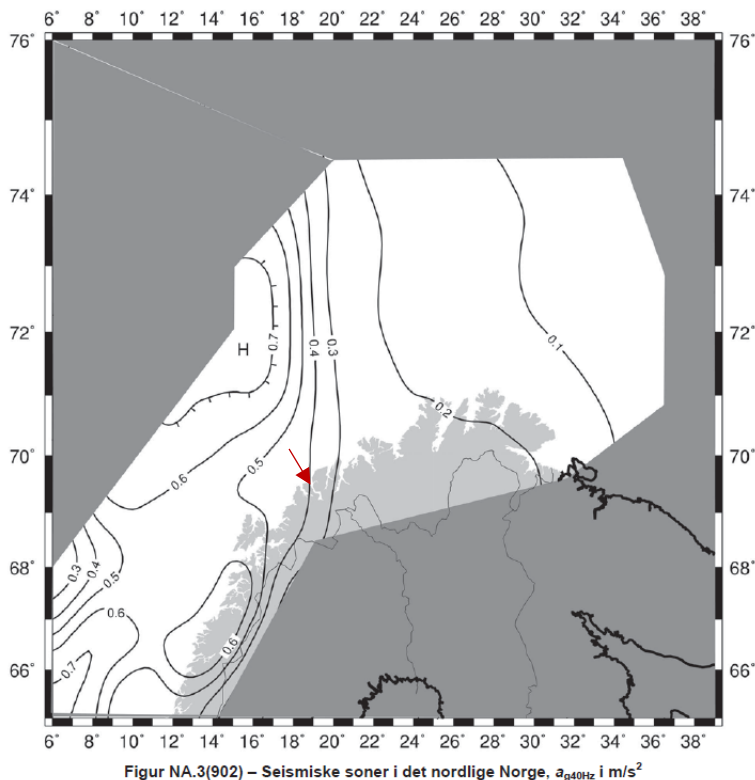
Vegkulverten gjennom rullebanen antas å være i seismisk klasse III, jfr. Tabell NA.4(902) (Figur 8).

For seismisk klasse III er $a_g = \gamma_I \cdot 0,8 \cdot a_{g40Hz} = 1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,4 = 0,45 \text{ m/s}^2$. Grunntype D medfører at forsterkningsfaktoren $S = 1,55$ (Figur 7).

Dersom $a_g \cdot S < 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2$, er tiltaket fritatt for seismisk dimensjonering. Vi har $a_g \cdot S = 0,45 \text{ m/s}^2 \cdot 1,55 = 0,7 \text{ m/s}^2$.

Dette vil si at utelatelseskriteriet ikke er oppfylt, slik at det må tas hensyn til jordskjelvlaster i prosjektering av vegkulverten og fyllingene inn mot denne.

Jordskjelvlaster er ikke tatt hensyn til i denne rapporten da detaljer rundt kulverten ikke foreligger fra Statens vegvesen.



Figur 6: Seismisk sonekart med tomte (Kilde: Eurokode 8 nasjonalt tillegg).

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4

Tabell NA.4(901) – Verdier for seismisk faktor γ_I

Seismisk klasse	γ_I
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

Figur 7: Verdier for forsterkningsfaktor S avhengig av grunntype.

Tabell NA.4(902) – Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer ²⁾			X	(X)
Veg- og gangbruer ²⁾		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Landbaserte akvakulturanlegg for fisk		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Støttemurer med høyde lavere enn 3 m langs vegger i klasse II ³⁾	X	(X)		
Kulverter	X	(X)	(X)	
Landbruksbygg	(X)			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)			
<p>¹⁾ For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.</p> <p>Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.</p> <p>²⁾ Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.</p> <p>³⁾ For støttemurer langs jernbane, støttemurer langs vegger med høyde over 3 m og støttemurer langs viktige veier (klasse III) benyttes samme seismiske klasse som for vegen eller jernbanen</p>				

Figur 8: Veiledning for bestemmelse av seismisk klasse, kopiert fra NS-EN 1998-1.

4 Stabilitet

Dette kapitlet omhandler stabilitet for rullebaneforlengelsen med mulighet for å deponere mudringsmasser bak sjeté. Beregninger er gjort ved bruk av FEM (Finite Element Method)-programmet Plaxis 2D og ved bruk av GeoSuite Stability.

4.1 Generelt

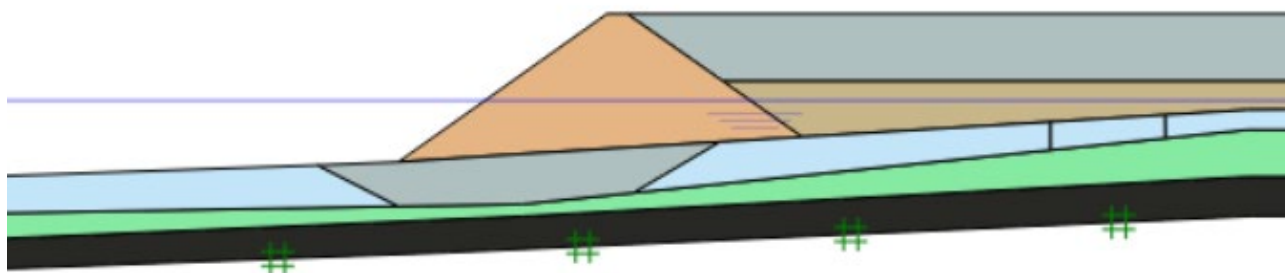
Grunnvannstand er satt til LAT for Tromsø. Dette tilsvarer kote -1,91 i NN2000 for stabilitetsberegninger. Det er utført beregninger av fyllingsstabiliteten mot vest (på tvers av rullebaneforlengelsen) og mot sør (i rullebaneforlengelsens lengderetning). Beregningene mot sør er utført for å kontrollere stabiliteten til forlengelsen i lengderetningen under utfylling, dvs, uten mudret front.

4.2 Stabilitet mot vest/ mudret sjeté

Det er gjort stabilitetsberegninger med utgangspunkt i dimensjonerende snitt på tvers av rullebaneforlengelsen. Snittet det er beregnet på er det som er angitt som K2 i Figur 3, som er det samme snittet som er beregnet for i skisseprosjektet (Ref. 2).

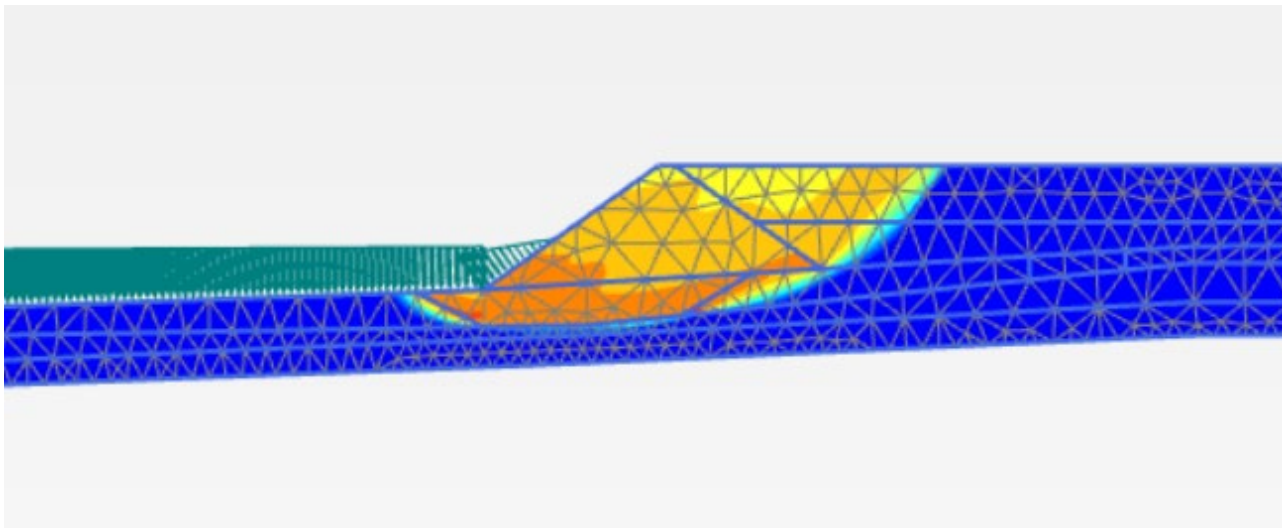
Det er gjort noe optimalisering av nødvendig mudringsbredde, samt plassering av mudring under sjeté, for å oppnå tilstrekkelig beregningsmessig stabilitet med deponering av mudringsmasser i bassenget bak sjetéen.

Mudring under sjeté har en 35 meter bredde i bunn. Geometrien på sjetéen er en helling i front på 1:1,4 og litt over 1:1,4 i bakkant, og en høyde opp til kote +11. Det er modellert oppfylling med mudringsmasser bak sjeté opp til kote +1 i beregningene. Se Figur 9.

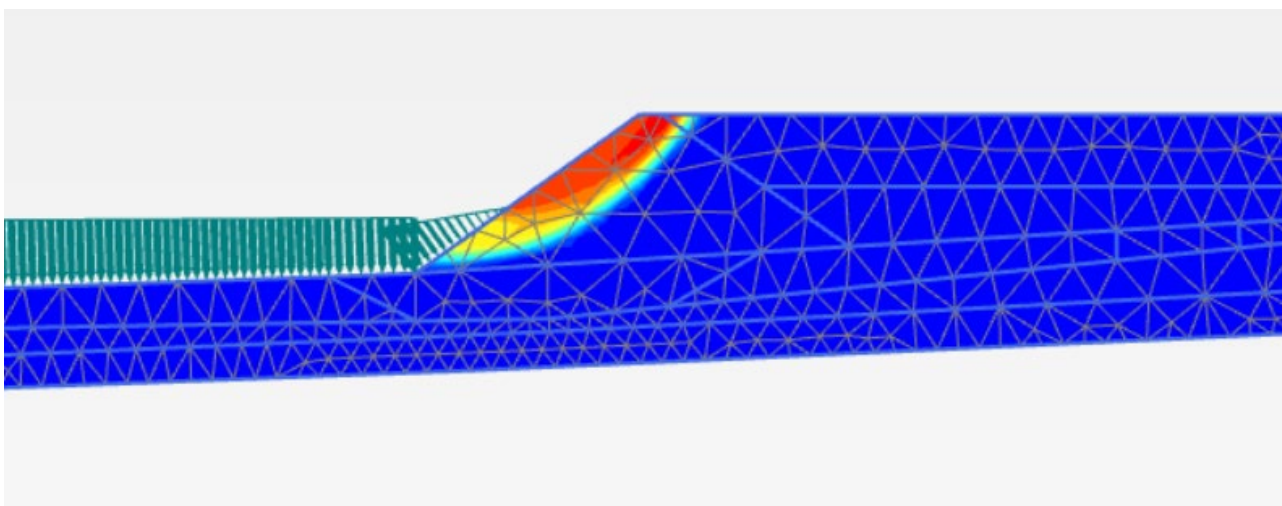


Figur 9 - Utklipp av geometri fra snittet beregnet i Plaxis 2D

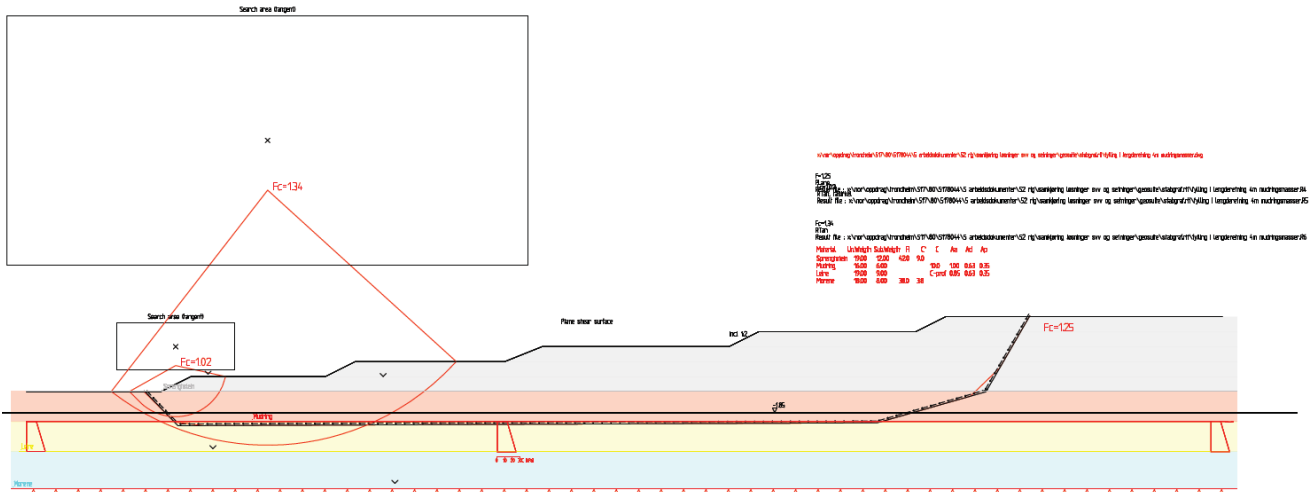
I Figur 10 og Figur 11 under vises resultatene fra beregningene fra henholdsvis totalspenningsanalyse og effektivspenningsanalyse. Det er oppnådd akseptabel stabilitet for det beregnede snittet med oppfylling med mudringsmasser opp til kote +1. Oppnådd sikkerhetsfaktor ved totalspenningsanalyse er 1,47 og oppnådd sikkerhetsfaktor ved effektivspenningsanalyse er 1,56.



Figur 10 - Utklipp som viser kritisk bruddflate for totalspenningsanalysen. Oppnådd sikkerhetsfaktor $F = 1,47$.



Figur 11 - Utklipp som viser kritisk bruddflate for effektivspenningsanalysen. Oppnådd sikkerhetsfaktor $F = 1,56$.



Figur 13 - Stabilitetsberegning av utfylling på mudringsmasser i rullebanens lengderetning. Oppnådd sikkerhetsfaktor $F = 1,02$ ved tå og $F = 1,25$ for lang skjærflate.

5 Setninger

Dette kapittelet beskriver setningsvurderingene for rullebaneforlengelsen. Det er gjort vurderinger for rullebaneforlengelsen med ulike tykkelser av leire, med og uten deponering av mudringsmasser i fyllingen. Det er også gjort setningsvurderinger av differansesetninger inn mot vegfylling/framtidig kulvert gjennom flyplassfyllingen.

Setningene er beregnede verdier og det må forventes avvik mellom opptredende og beregnede setninger.

5.1 Generelt

I setningsberegningene er det tatt utgangspunkt at de underliggende faste massene ikke er drenerende. Skjellsandlaget er lagt inn som drenerende masser. I tillegg er det regnet med en ytre vannstand tilsvarende LAT (kote -1,9). I de tilfelle hvor sjøbunnen/terrenget ligger høyre enn LAT er det benyttet en grunnvannstand i nivå med denne. Det er regnet med en densitet på 18 kN/m³ og 19 kN/m³ for henholdsvis skjellsand og leirmasser.

Materialparameterne i beregningene er som gitt i kapittel 2.2.2.

5.2 Resultater baneforlengelse

Det er gjort beregninger av setninger for baneforlengelsen ved bruk av programmet GeoSuite Settlement, versjon 16.1.1.0. De totale setningene for rullebaneforlengelsen er beregnet til å være mellom 44 cm og 126 cm, avhengig av tykkelsen på leirlaget og om det deponeres mudringsmasser i fyllingen. Etter 2 år er mer enn 80 % av setningene unnagjort for alle beregnede grunnforhold. Se alle resultatene med setninger og tidsforløp i Tabell 5 og Vedlegg 1.

Tabell 5 - Resultater fra setningsberegninger for rullebaneforlengelsen

Design	Ca. 6 mnd	Ca. 1 år	Ca. 18 mnd	Ca. 2 år	Totalt (10 år)
14 m Sprengtstein 4 m leire	36 cm	42 cm	43 cm	44 cm (100%)	44 cm
14 m Sprengtstein 8 m leire	38 cm	51 cm	60 cm	66 cm (85 %)	78 cm
10 m Sprengtstein 4 m mudringsmasser 4 m leire	73 cm	87 cm	94 cm	98 cm (95 %)	103 cm
10 m Sprengtstein 4 m mudringsmasser 8 m leire	73 cm	87 cm	96 cm	103 cm (82 %)	126 cm

5.3 Setninger inn mot «veglenke F2»

Vegforbindelsen omtalt som veglenke F2 krysser regulert rullebaneforlengelse i sjøområdet like utenfor eksisterende rullebane. Vegen er planlagt som en sjøfylling, og ved realisering av rullebaneforlengelsen vil det etableres en kulvert på vegfyllingen som omfylles med rullebaneforlengelsen. For at kulverten ikke skal få uakseptable setninger er vegfyllingen planlagt masseutskiftet under i sin helhet av Statens vegvesen.

Ettersom rullebaneforlengelsen ventes å få setninger i størrelser beskrevet i forrige kapittel, og kulverten planlegges for at setninger ikke skal oppstå, vil det bli skjevsetninger i rullebanens lengderetning.

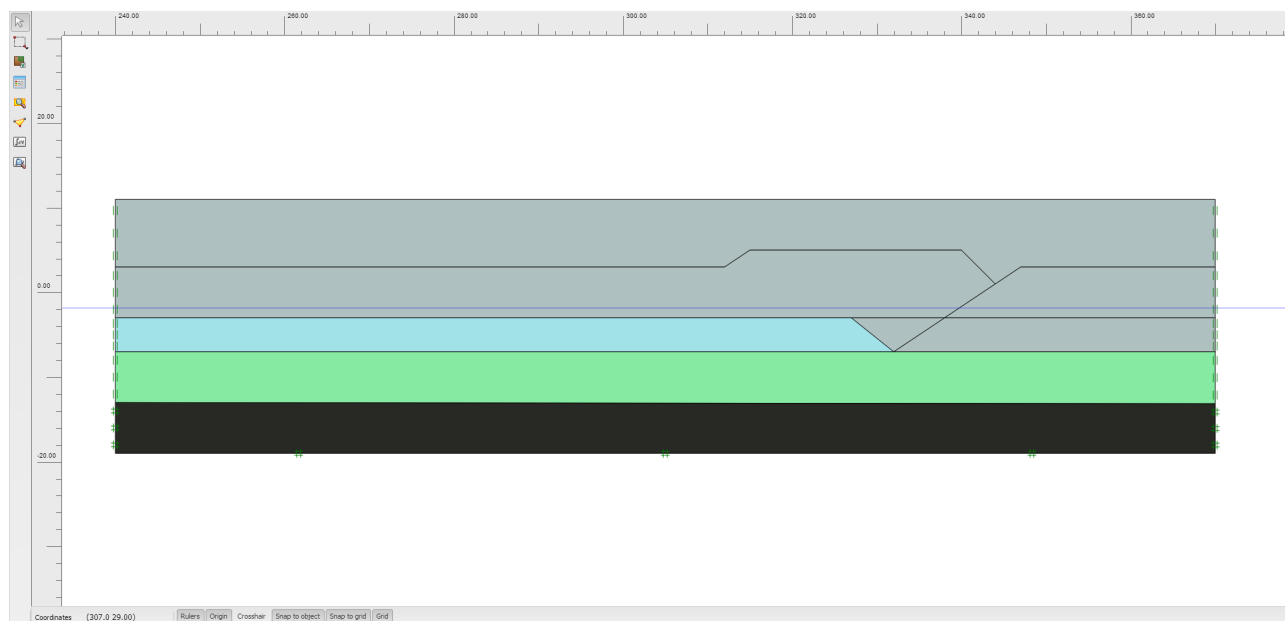
Det er utført beregninger av totale setninger ved først å gjøre en forbelastning inn mot vegfyllingen opp til kote +5. Dette viser tilsvarende totale setninger på 44 cm, for grunnforhold med 4 meter leire. Av dette vil 31 cm av setningene komme ved forbelastningen og resterende 13 cm ved oppfylling til full høyde. Se resultater i Tabell 6 og Vedlegg 1.

Det er i tillegg gjort beregninger av setninger i fyllmassene rundt framtidig kulvert, som et resultat av setninger i fyllmassene der det ikke mudres under rullebaneforlengelsen. Beregningene er ansett som konservative ettersom de viser 24 cm setninger ved oppfylling fra forbelastning til full fyllingshøyde. Programmet Plaxis 2D er brukt til å gjøre beregninger av bevegelser i fyllmassene inn mot kulvert.

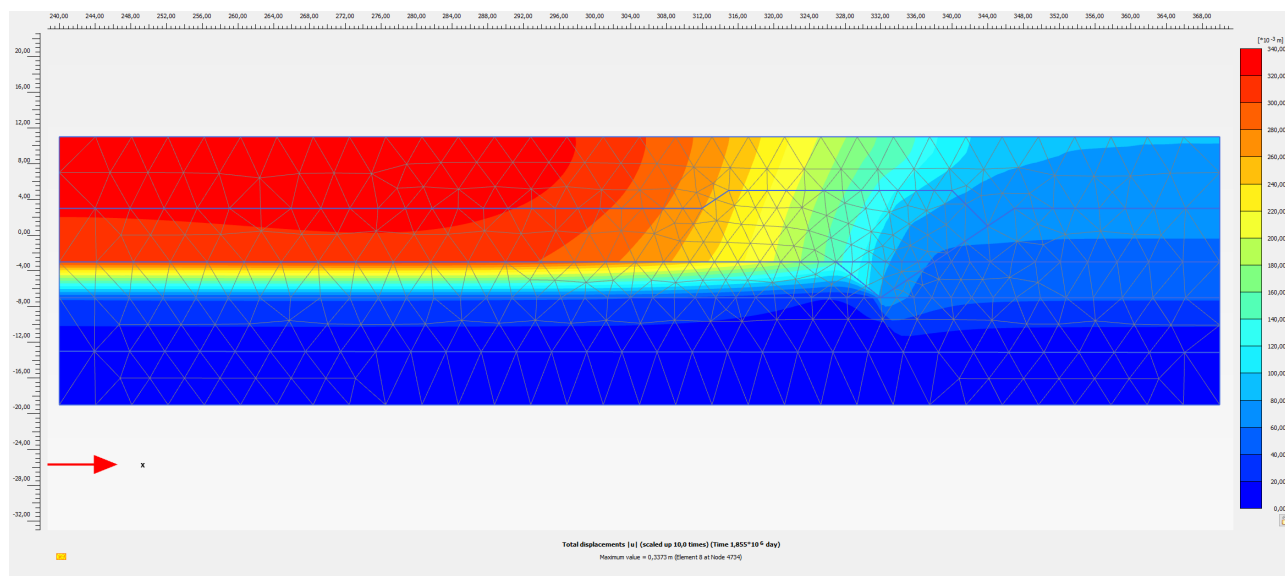
Med leire under rullebaneforlengelsen gir beregningene 8,3 cm setninger inntil kulvert. Ved å kjøre de samme beregningene uten leire under rullebaneforlengelsen gir det 7,8 cm setninger. Disse beregningene er utført for å undersøke betydningen setninger under rullebaneforlengelsen har for setninger i omfyllingsmasser rundt kulvert.

Tabell 6 - Resultater fra setningsberegninger ved forbelastning i rullebaneforlengelsen

Design	Ca. 6 mnd	Ca. 1 år	Ca. 18 mnd	Ca. 2 år	Ca. 2,5 år	Totalt (10 år)
8 m sprengtstein (til kote +5) 4 m leire	25 cm	29 cm	31 cm	31 cm	31 cm	31 cm
+ 6 m sprengtstein (til kote +11) etter ca. 18 mnd	-	-	+	42 cm	43 cm	44 cm
Differanse						13 cm



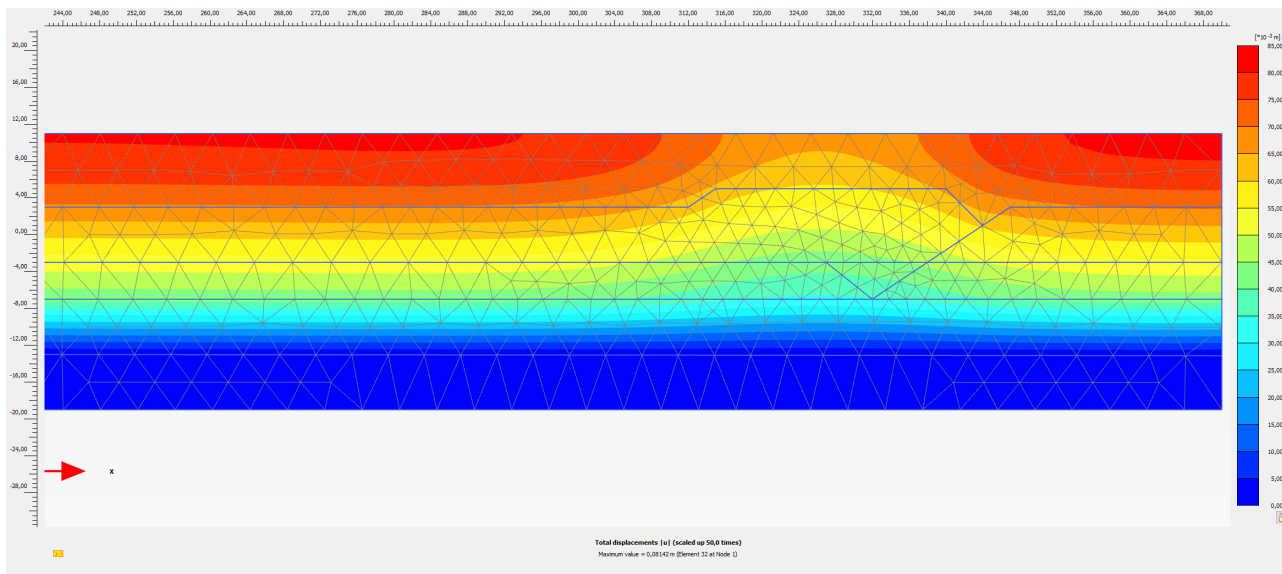
Figur 14 - Utklipp fra Plaxis 2D som viser geometri med vegfylling (kote +3), forbelastning (kote +5) og rullebaneforlengelse (kote +11)



Figur 15 - Utklipp fra Plaxis 2D som viser totale deformasjoner ved oppfylling fra forbelastning (kote +3 til +5) til nivå rullebane (kote +11). Totalt 34 cm setning.



Figur 16 - Utklipp fra Plaxis 2D som viser 8,3 cm total deformasjon ved kulvertvegg, ved oppfylling fra forbelastning til kote +11.



Figur 17 - Utklipp fra Plaxis 2D som viser totale deformasjoner ved oppfylling fra forbelastning (kote +3 til +5) til nivå rullebane (kote +11), uten leire under rullebaneforlengelsen. Totalt 8,1 cm setning.



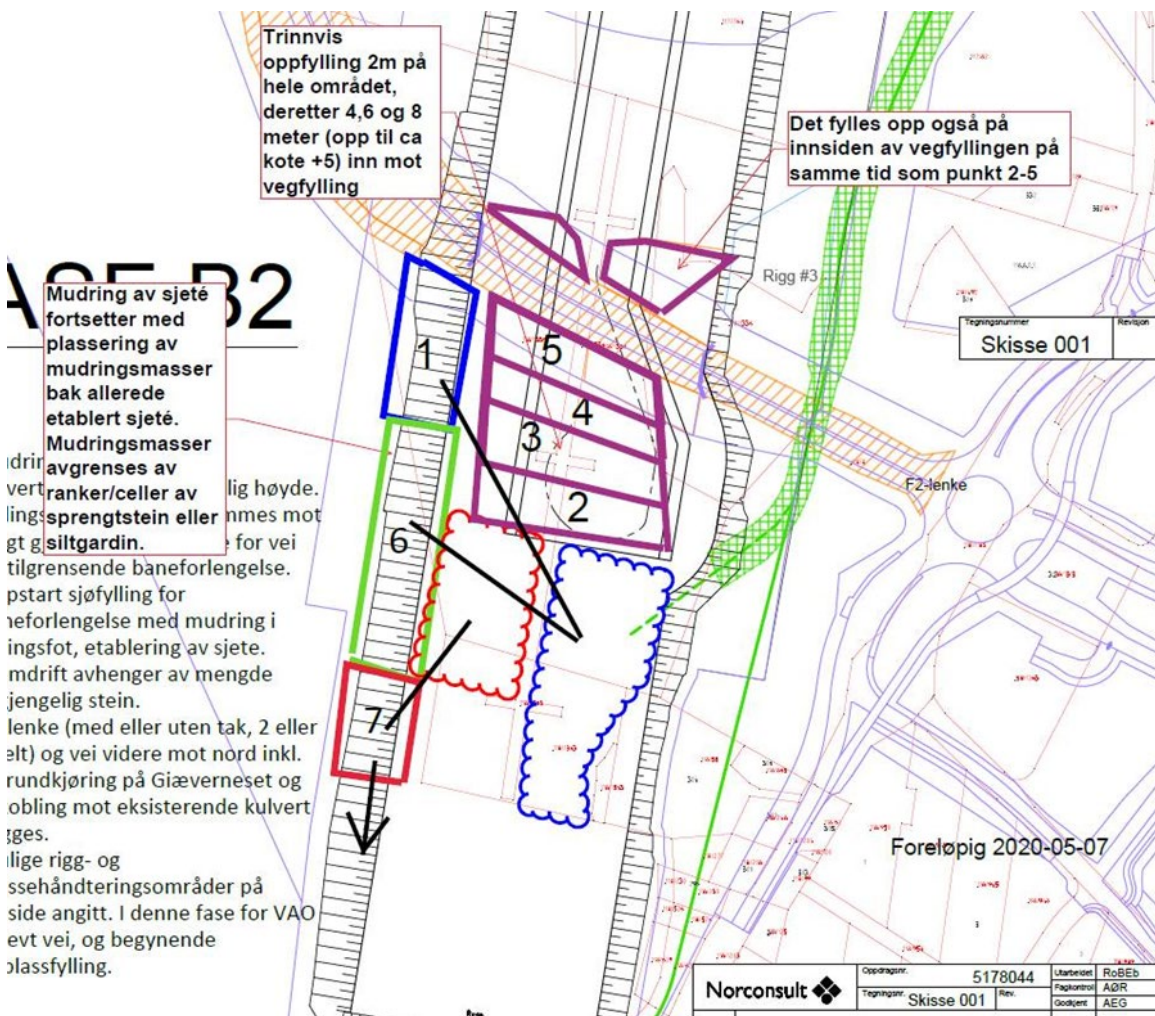
Figur 18- Utklipp fra Plaxis 2D som viser 7,8 cm total deformasjon ved kulvertvegg, ved oppfylling fra forbelastning til kote +11, uten leire under rullebaneforlengelsen. Dette er en referanse som viser hvilket bidrag setningen i leira utgjør for deformasjon ved kulvertvegg.

6 Faseplaner og arbeidsrekkefølge

Norconsult har utarbeidet faseplaner for Avinor som viser arbeidsrekkefølgen for utbygging av hele plansamarbeidet med Statens vegvesen. Faseplanene er på et detaljeringsnivå som ikke fullt tar for seg de geotekniske hensynene ved utbygging av rullebaneforlengelsen.

For å kunne plassere mudringsmasser bak sjeté er man avhengig av at byggingen av sjeté ligger i forkant av ifylling av mudringsmasser. Det er derfor nødvendig å deponere mudringsmasser et annet sted for etablering av den første delen av sjetéen. Det er i tillegg nødvendig å benytte tunnelsteinen i tidlig fase til å etablere forbelastning inn mot vegfyllingen

I Figur 19 under er det vist påtegninger for mulig arbeidsrekkefølge for mudring, etablering av sjeté og utfylling av forbelastning. Denne framgangsmåten er gjennom beregningene i foregående kapittel funnet å ha tilstrekkelig sikkerhet ved gjennomføring. Framgangsmåten ivaretar også at områder som har størst behov for forbelastning for å redusere skjevsetninger, fylles opp så tidlig som mulig.



Figur 19 - Utklipp fra Avinors faseplan med påtegninger med mulig arbeidsrekkefølge som sikrer geotekniske hensyn.

7 Referanser

Ref. 1: «Langnes lufthavn – Datarapport grunnundersøkelser, Forlengelse mot syd» dokumentnummer 5178044-RIG02, Dato 09.08.2004 utarbeidet av Norconsult AS

Ref. 2: «Tromsø lufthavn, Langnes – Baneforlengelse Skisseprosjekt, for reguleringsplanarbeid» dokumentnummer ENTC-00-RA-002, Dato (For høring) 09.07.2018 utarbeidet av Norconsult AS

Ref. 3: «RV.863 Ny tunell-vegforbindelse Breivika-Langnes – Områdestabilitet» dokumentnummer 10208219-RIG-NOT-002, Dato 17.12.2018 utarbeidet av Multiconsult AS

Ref. 4: «RV.862 Ny tunnel-vegforbindelse Breivika-Langnes - Geotekniske prosjekteringsforutsetninger» dokumentnummer 10208219-RIG-RAP-002_rev01, Dato (Rev.1) 14.02.2019 utarbeidet av Multiconsult AS

Ref. 5: «RV.862 Ny tunnel-vegforbindelse Breivika-Langnes – Forprosjekt Langnes» dokumentnummer 10208219-RIG-RAP-004, Dato 05.02.2019 utarbeidet av Multiconsult AS

Ref. 6: «Sikkerhet mot kvikkleireskred Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper» 7/2014 Veileder utarbeidet av NVE

Ref. 7: Geoteknikk i vegbygging, Håndbok V220, Vegdirektoratet, juni 2014

Ref. 8: Vegbygging, Håndbok N200, Vegdirektoratet, 2018

Ref. 9: Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB): Havnivåstigning og stormflo – samfunnssikkerhet i kommunal planlegging, datert september 2016, tilgjengelig fra <https://www.dsb.no/globalassets/dokumenter/veiledere-handboker-og-informasjonsmaterieill/veiledere/havnivastigning-og-stormflo.pdf>

Ref. 10: Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB): Håndtering av havnivåstigning i kommunal planlegging, datert mars 2015 (avløst av Ref. 9).
<http://www.dsbinfo.no/DSBno/2015/Tema/haandteringavhavnivaastigningikommunalplanlegging/>

Ref. 11: Forskrift om utførelse av arbeid, Arbeidstilsynet, tilgjengelig fra <https://www.arbeidstilsynet.no/regelverk/forskrifter/forskrift-om-utforelse-av-arbeid/>

Ref. 112: «Langnes baneforlengelse – Geotekniske vurderinger i forbindelse med rammesøknad» dokumentnummer 5178044-RIG04, Dato 28.04.2020 utarbeidet av Norconsult AS

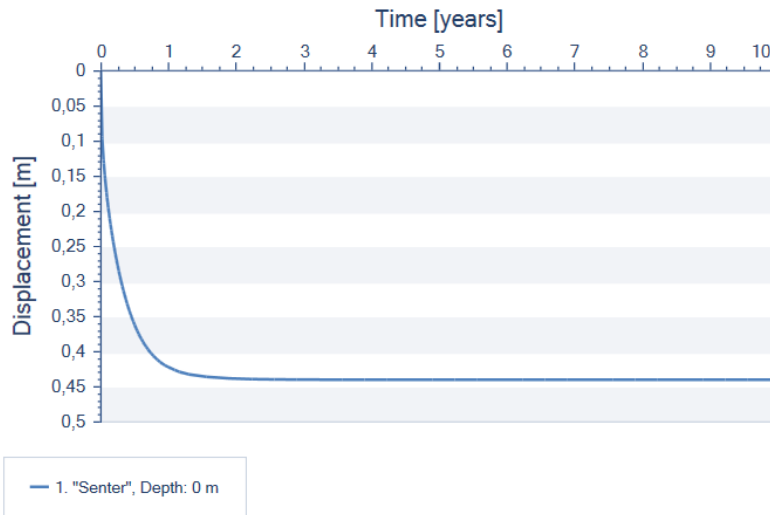
8 Vedlegg

8.1 Vedlegg 1 - Utskrift fra setningsberegninger i GeoSuite

Vedlegg 1

- Utskrift fra setningsberegninger i GeoSuite

Soil Layers													
Name	Soil Model	Permeability Model	Depth	Sub Layers	Soil Weight [kN/m ³]	M _{OC} [kN/m ²]	m [-]	σ' _r [kN/m ²]	σ' _v [kN/m ²]	C _{vOC} [m ² /years]	C _{vNC} [m ² /years]	m _{ev} [m ² /(years * kPa)]	
Layer 1	Janbu	Cv based	0,00	40	19,0	2000,00	18,00	0,00	30,00	13,00	13,00	0,04	
			4,00		19,0	2000,00	18,00	0,00	70,00	13,00	13,00	0,04	



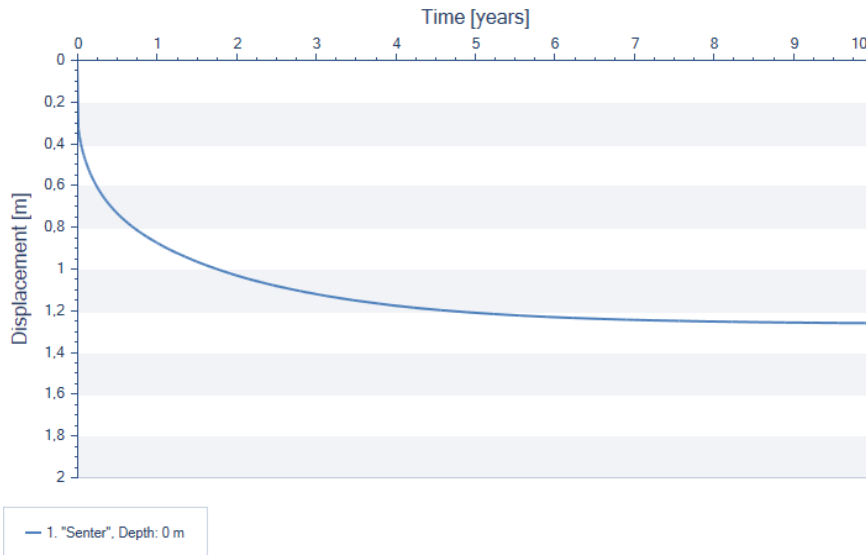
Figur 1 - 4m leire, sprengtstein til kote +11

Soil Layers													
Name	Soil Model	Permeability Model	Depth	Sub Layers	Soil Weight [kN/m ³]	M _{OC} [kN/m ²]	m [-]	σ' _r [kN/m ²]	σ' _v [kN/m ²]	C _{vOC} [m ² /years]	C _{vNC} [m ² /years]	m _{ev} [m ² /(years * kPa)]	
Layer 1	Janbu	Cv based	0,00	80	19,0	2000,00	18,00	0,00	30,00	13,00	13,00	0,04	
			8,00		19,0	2000,00	18,00	0,00	110,00	13,00	13,00	0,04	



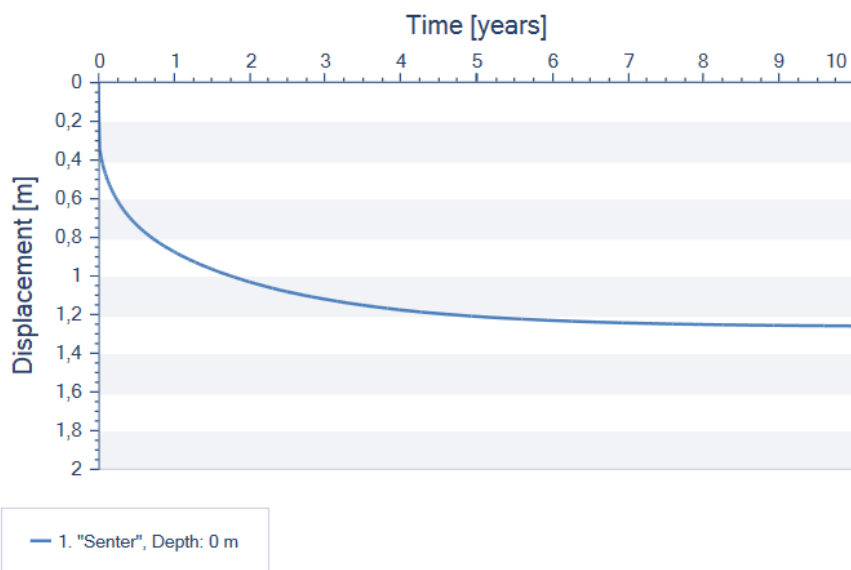
Figur 2 - 8m leire, sprengtstein til kote +11

Soil Layers														
Name	Soil Model	Permeability Model	Depth	Sub Layers	Soil Weight [kN/m ³]	M _{OC} [kN/m ²]	m [-]	σ' _r [kN/m ²]	σ' _c [kN/m ²]	C _{vOC} [m ² /years]	C _{vNC} [m ² /years]	m _{cv} [m ² /(years * kPa)]		
Layer 1	Janbu	Cv based	0,00	40	16,0	1000,00	13,00	13,00	0,00	16,00	15,00	15,00	0,03	
			4,00		16,0	1000,00								
Layer 2	Janbu	Cv based	4,00	40	19,0	2000,00	18,00	18,00	0,00	34,00	13,00	13,00	0,04	
			8,00		19,0	2000,00								



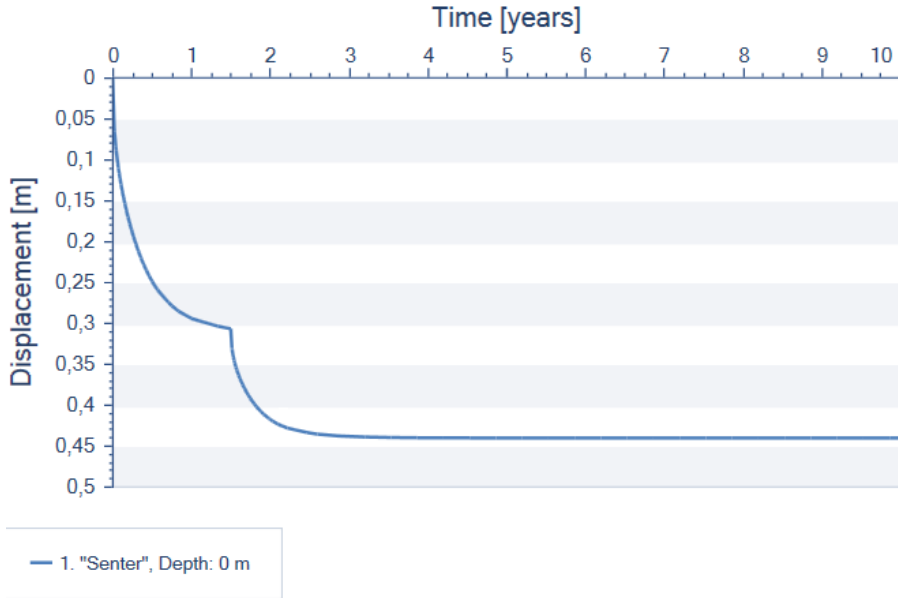
Figur 3 - 4m leire, 4m mudringsmasser, sprengstein til kote +11

Soil Layers														
Name	Soil Model	Permeability Model	Depth	Sub Layers	Soil Weight [kN/m ³]	M _{OC} [kN/m ²]	m [-]	σ' _r [kN/m ²]	σ' _c [kN/m ²]	C _{vOC} [m ² /years]	C _{vNC} [m ² /years]	m _{cv} [m ² /(years * kPa)]	Color	
Layer 1	Janbu	Cv based	0,00	40	16,0	1000,00	13,00	13,00	0,00	16,00	15,00	15,00	0,03	Lime
			4,00		16,0	1000,00								
Layer 2	Janbu	Cv based	4,00	80	20,0	2000,00	18,00	18,00	0,00	34,00	13,00	13,00	0,04	Aqua
			12,00		20,0	2000,00								



Figur 4 - 8m leire, 4m mudringsmasser, sprengstein til kote +11

Soil Layers													
Name	Soil Model	Permeability Model	Depth	Sub Layers	Soil Weight [kN/m ³]	M _{OC} [kN/m ²]	m [-]	σ'_r [kN/m ²]	σ'_c [kN/m ²]	C _{vOC} [m ² /years]	C _{vNC} [m ² /years]	m _{ev} [m ² /(years * kPa)]	
Layer 1	Janbu	Cv based	0,00	40	19,0	2000,00	18,00	0,00	30,00	13,00	13,00	0,04	
			4,00		19,0	2000,00	18,00	0,00	70,00	13,00	13,00	0,04	



Figur 5 - 4m leire, sprengstein til kote +5 i 18 mnd (forbelastning), sprengstein til kote +11