



Trøndelag fylkeskommune
Trööndelagen fylhkentjälte
seksjon vegfag

Geoteknisk Rapport

Utbedring av Fv.766 Hevik bru (17-409)



NOTAT

Til: **Trøndelag fylkeskommune, team bru v/ Ane Marte Olimb**

Kopi: Eirik Nilsen, Erik Klæbo

Oppdrag:	Fv. 766 Hevik bru (17-409)			
Oppdragsgiver:	Trøndelag fylkeskommune, seksjon utbygging		Dato: 10.04.2026	
Planfase:	Byggfaseplan	Geot. kategori: 1 CC2/RC2	Dokumentnr:	532-25-GEOT-R06
Kommune:	Namsos	Vegnr: Fv. 766	Prosjektnum.:	409683
UTM 33 ref:	N7138629, Ø317244 EUREF89	S1D1	m2147-m2154	Ant. vedlegg: 9
Utarbeidet av:	Filipe Schwan	Sign:		
Kontrollert av:	Erik Klæbo	Sign:		
Utvidet kontroll:	Davood Dadrasajirlou	Sign:		

Fv. 766 Hevik bru (17-409)





INNHold

1. INNLEDNING	3
2. BAKGRUNNSINFORMASJON	3
2.1 Geotekniske forutsetninger	3
2.2 Myndighetskrav	3
2.3 Geoteknisk kategori.....	4
2.4 Pålitelighetsklasse (CC/RC)	4
2.5 Prosjekterings- og utførelseskontroll	6
2.6 Krav til sikkerhet/materialfaktor	6
2.7 Tiltakskategori	7
2.8 Tidligere undersøkelser	7
3. Grunnforhold.....	7
4. Områdestabilitet	8
5. Bæreevne og setninger	9
6. Seismisk	9
7. Interimsveg	10
8. Erosjon	10
9. VA.....	10
10. Motfylling	10
11. Jord og flomskred	11
12. Kransoppstillingsplass	11
12.1 Instruks for oppstilling av kran:	11
13. Referanser	12
14. Vedlegg:	13



1. INNLEDNING

På oppdrag fra Trøndelag fylkeskommune, Team Bru (TRFK), ble team geofag bedt om å gjennomføre en vurdering av grunnforhold, og områdestabilitet for å opprette en interimsveg, samt skifte ut den eksisterende bruplatene. Oppdraget omfatter utførelse av supplerende grunnundersøkelser i forbindelse med fornyelsen av Hevik bru langs Fv 766, ved utløpet av Årgårdselva. Befaringer av området ble gjennomført den 26. august 2025 av Erik Klæbo og Filipe Schwan geoteknikere fra Team Geofag.

2. BAKGRUNNSINFORMASJON

ÅDT på strekningen er 650 kjt/døgn (2023), med 15 % andel av tunge kjøretøy, og fartsgrensen på strekningen er 80 km/t. Den planlagt interimsveg strekningen blir omtrent en lengde ca. 150-200 meter og legger på østsiden av eksisterende Fv 766. Team geofag ble forespurt å utarbeide av boreplan til grunnundersøkelser i området ifm. etablering av interimsveg. Grunnundersøkelser er gjennomført, og både løsmassetype og bergdybde er kartlagt.

2.1 Geotekniske forutsetninger

I følge av NGU løsmassekart består området av sammenhengende avsetninger med strandvaskede, marine sedimenter. Kornstørrelsen varierer fra sand til blokk, men sand, grus og stein dominerer. Strandavsetninger utgjør et relativ tynt dekke over berggrunn eller andre sedimenter. Vegskjæringen vender mot øst fra Langtjønndalen, i et dalsøkk ved fjorden, med helningen på omtrent 1:2,5 ned mot sjøkanten. Brua ligger ca. 1km fra Åsabakkan og Lauvhaugen.

I følge av grunnundersøkelser og geotekniske vurderingsrapporten fra Statens vegvesen (SVV) på 90-tallet, sonderinger av grunnforholdene består av faste og grovkornede masser.

Nye grunnboringer ble gjennomført i mai 2025. Resultatene viser grunt berg på vestsiden av brua, med bergdybder på henholdsvis ca. 2,5 og 3,90 meter. På den østsiden av brua ligger berget noe dypere. Løsmassene består her av lagdelt sandig silt over grus og stein, med berggrunn under.

2.2 Myndighetskrav

Geoteknisk vurdering for prosjektet er underlagt følgende regelverk:

Statens Vegvesen (SVV), Håndbok N200 Vegbygging, 2024-07-05 [1]

Statens Vegvesen (SVV), Håndbok V220, Geoteknikk i vegbygging, 2025-02-10 [2]

Statens Vegvesen (SVV), Håndbok V221, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, 2014-06-01 [3]

Statens Vegvesen (SVV), Håndbok N400 Bruprosjektering, 2025-01-01 [4]

Norsk standard NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016 (Eurokode 0) [5]

Norsk standard NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 (Eurokode 7, Del 1) [6]

Norsk standard NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 (Eurokode 7, Del 2) [7]



Norsk standard NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 (Eurokode 8, Del 1) [8]

Norsk standard NS-EN 1998-2:2005+A2:2011+NA:2025 (Eurokode 8, Del 2) [9]

NVEs veileder 1/2019: «*Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper*» [10]

NVEs retningslinjer 02/2011: «*Flom og skredfare i arealplaner*» [11]

2.3 Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori er fastsatt i henhold til NS-EN 1997 (Eurokode 7), basert på kravene i punkt 2.1 «*Krav til prosjekteringen*». Tiltaket omfatter en midlertidig og begrenset utfylling for oppretting av anleggsveg samt utskifting av bruplate. Arbeidene vurderes å falle inn under kategorien der det ikke forekommer utgraving under grunnvannsnivå, eller der lokal erfaring viser at slik utgraving kan gjennomføres uten problemer.

Det er også vurdert behov for en midlertidig kranoppstillingsplass (KO), basert på plassens grunnforhold og mulig bruk av kran ved utskifting av bruplaten.

Utskiftingen av bruplaten innebærer mindre inngrep i grunnen. Vurdering av lokal og områdestabilitet, inkludert risiko for setninger som følge av nye laster fra bruplaten, er gjennomført. Området ligger innenfor aktsomhetskart for marin grense, men grunnforholdene består av uspesifiserte hav- og fjordavsetninger uten påvist sprøbruddmateriale.

På bakgrunn av tiltakets omfang, grunnforholdene og vurdert risiko settes geoteknisk kategori til **1**.

Tabell 1: Geoteknisk klassifisering og krav til kontroll

Tiltak	anleggsveg	KO	bruplate	brufundament
Geoteknisk kategori	1	1	1	1
Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse	CC2/RC2	CC2/RC2	CC2/RC2**	CC2/RC2**
Kontrollklasse – prosjektering og utførelse	PKK2/UKK2	PKK2/UKK2	PKK3/UKK3	PKK2/UKK2
Tiltakskategori	K1	K1	K1	K1

**Vurderes å sette inn i en lavere klasse iht. tabellen NA.A1 (901).

2.4 Pålitelighetsklasse (CC/RC)

Pålitelighets- og konsekvensklasse er fastsatt i henhold til NS-EN 1990, og N400 [3] med veiledning fra N200 [1] og V220 [2]. ÅDT på strekningen er 700 (2024), hvorav 13 % er lange kjøretøy. Trafikkmengden er dermed lav, og konsekvensene ved en eventuell svikt vurderes som begrensede, både med hensyn til tap av liv og påvirkning av tilgjengelighet, ettersom det finnes tilfredsstillende omkjøringsmuligheter.

I henhold til NS-EN 1990/Eurokode 0 [5], kap. 2.2-5 pålitelighetsnivåene for en bestemt konstruksjon kan angis som klassifisering av konstruksjonsdeler. Tabellen NA.A1 (901), kan grunn- og fundamenteringsarbeider samt undergrunnsanlegg plasseres i en lavere

konsekvensklasse dersom områdestabiliteten rundt konstruksjonen ikke påvirker sikkerheten eller stabiliteten til konstruksjonen. Dette kriteriet anses oppfylt for tiltaket.

Grunnforholdene i tiltaksområdet vurderes som geoteknisk stabile. Utførte vurderinger viser at både anleggsfasen og ferdigstilt tilstand har tilfredsstillende sikkerhet mot brudd, uten påvirkning av bruas eksisterende fundamenteringssystem. Tiltaket innebærer kun lokale og grunne inngrep i overflatenære masser rundt brua, og det forventes ingen endring i global eller lokal stabilitet. Belastningspåvirkningen fra arbeidene er marginal, og vurderingen viser at verken landkar, underliggende masser eller nærliggende skråningspartier får redusert sikkerhet som følge av tiltaket.

På bakgrunn av disse forholdene plasseres tiltaket i konsekvensklasse **CC2** med tilhørende pålitelighetsklasse **RC2**

Tabell 2: NA.A1(901) - Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, taktekking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			
¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk. ²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.				

2.5 Prosjekterings- og utførelseskontroll

Eurokode 0 [5] angir krav til prosjekterings- og utførelseskontroll (kontrollklasse) basert på valgt pålitelighetsklasse. Vurderingen er gjort med grunnlag i tabellene tabell NA.A1 (902) og NA.A1 (903) i hensyn til N400 [3]. I tillegg er punkt 1.1.1-1 i V220 [2] om konsekvensklasse for fundamenteringsarbeider for bruer lagt til grunn.

For prosjekteringskontroll iht. standarden, SVV N200 tabell 1.2.3, kreves det både egenkontroll og intern systematisk kontroll. Det gjelder utførelse av grunnleggende egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll for både prosjektering og utførelse kontroll. Iht. krav 1.2.4-1, «*Utvidet kontroll i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK2/UKK2 kan i henhold til Tabell 1.2.3—1 begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll (kollegakontroll) er gjennomført og dokumentert*».

I henhold til tabell NA.A1 (901) og NA.A1 (902) vurderes det at både prosjekteringskontroll og utførelseskontroll for de geotekniske arbeidene skal plasseres i kontrollklasse **PKK2/UKK2**.

Tabell 3: NS-EN 1990 Tabell NA.A1(902) – Krav til kontrollform

Valg av prosjekterings-kontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighets-klasse	Minste prosjekterings-kontrollklasse	Egenkontroll (DSL 1) ¹⁾	Intern systematisk kontroll (DSL 2) ¹⁾	Utvidet kontroll (DSL 3) ¹⁾
1	PKK1 ²⁾	kreves	kreves ikke	kreves ikke
2	PKK2 ²⁾	kreves	kreves	kreves
3	PKK3	kreves	kreves	kreves
4	Skal spesifiseres	kreves	kreves	kreves
1) Se punkt B4 (informativt tillegg B) for betegnelsen DSL.				
2) Det kan velges høyere prosjekteringskontrollklasse.				

2.6 Krav til sikkerhet/materialfaktor

Krav til sikkerhetsnivå er bestemt i henhold til Statens vegvesens håndbøker N200 [1] og V220 [2], og Eurokode 7 [6].

I hensyn til N400 [3], krav 1.1.1-2 for spesielt gunstige forhold eller oversiktlige forutsetninger tillates partialfaktorer som for CC2 valgt.

Tabell 4: Krav til sikkerhet/Materialfaktor

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt brudd
CC1	1,25/1,4*	1,3/1,4*	1,4
CC2	1,3/1,4*	1,4	1,5
CC3	1,4	1,5	1,5

*Hvor kravet iht. Eurokode 7 [6] er $\gamma_m \geq 1,4$ for totalspenningsanalyse.

2.7 Tiltakskategori

Tiltaket befinner seg under marin grense og innenfor aktsomhetsområde for kvikkleireskred. Tiltaket vurderes som et K1 tiltak med utgangspunkt i V220 [2]; 2025 og NVE veileder 01/2019. Selv om det ikke dannelse av kvikkleire ifm. grunnundersøkelser, krav til sikkerhet er oppfylt hvis tiltaket ikke forverrer områdestabiliteten og erosjon som kan utløse skred forebygges. Tiltakskategori er satt til **K1** iht. NVE veileder og N200 tabell1.5-1. Det gjedder et interimsveg med bru tiltak.

2.8 Tidligere undersøkelser

I forbindelse med forsterkning av vegen langs Lyngenfjorden og utvidelse av Haubekken bru, ila. 90-tallet ble det gjennomført av SVV grunnboringer ca. 1km i fra området. Det ble tatt ett narveprøver og to 54mm prøvesylindere, og det ble utført 25 dreiesonderinger. Grunnforholdene besto av sand og grovt materiale. Liten sonderingsmotstand tyder på at massene er løse lagret i de øverste 2-3 meterne. Det ble gjennomført fylling, med helning 1:1,5 for å unngå fyllingsutskred i den sidesskrånende sjøbunnen, og i tillegg ble det utført plastring med sprengstein for å unngå problemer med bølgeerosjon i fyllingen.

Tidligere utførte geotekniske undersøkelser er oppgitt i tabell 2.

Tabell 5: Tidligere utførte geotekniske undersøkelser i området.

Dato	Aktør	Vurdering	Dokument-tittel
05.05.1981	Statens Vegvesen Nord-Trøndelag	Utvidelse av Haugbekken bru	Haugbekken bru Sjøåsen-Tøtdal Rv.17
21.06.1996	Statens Vegvesen Nord-Trøndelag	Utarbeid av regul.plan Rv.766 Sjøåsen- Tøtdal	Grunnundersøkelser langs Lyngenfjorden og Altevatnet

3. Grunnforhold

Hevik bru ligger i en vik ved sjøen langs Lauvsnesvegen (Fv 766). I følge av NGU løsmassekart består grunnen av marine strandaavsetninger nordøst og delvis sørøst for



brua. I øvrige sørøstlige områder består grunnen av et sammenhengende dekke med morenemateriale.

Grunnundersøkelser gjennomført i mai 2025 av TRFK i samarbeidet med Geofield AS viser at berg ligger grunt i området på vestsiden av brua, med dybde på henholdsvis 2,50 meter (punkt H7) og 3,90 meter (punkt H6). På østsiden, nær sjøen, ble det registrert bergdybde på 4,45 meter (punkt H1) og 9,18 meter (punkt H2).

Tabell 6: ytterligere grunnundersøkelser - TRFK 2025

Dato	Aktør	Vurdering	Dokument-tittel
12.05.2025	Geofield AS på vegne av TRFK	kartlegging av grunnforhold	TOT sonderinger

Løsmassene er i området består av friksjonsmasser over berg. I nordøstlige deler av brua består topplagene av løst siltig sand over fast morene. Borepunktene viser følgende lagoppbygning.

Østre del:

Punkt H1- Top lag bestå av sand med tykkelse av 1,4 meter over et lag av morene over berg.

Punkt H2- Stort sett sand med stein på toppen, moreneaktige massene over en faste siltig sand lag over berg.

Punkt H3- Grusig sand lag over et løst siltig leirig sand lag mellom 1,4-3,7 meter. Svært faste morene lag med få stein/blokk under.

Punkt H4- Tynn grusig sand lag over en løst siltig leirig sand lag ned til 4,2 meter. Deretter er det en morene lag, med stein/blokk, som er faste nedover.

Punkt H5- Tynn grusig sand lag over en løst siltig sand lag ned til 4,6 meter. Deretter er det en morene lag, med stein/blokk, som er faste nedover.

Vestlige del:

Punkt H6- Vegfylling (punktet er flyttet til ved vegbanen) over lagdelt sand, silt, grus og stein til 3,9 meter deretter bergoverflate.

Punkt H7- tynt laget med sand over morene ned til 2,5 meter, deretter bergoverflate.

4. Områdestabilitet

Det finnes et leireplatå omtrent 350 meter inne i vika (målt på kartet), og vanndybden i dette området varierer fra 1,0 til maks 1,8 meter. Størstedelen av sjøsområdet vest for brua har grunt berg, mens det på østsiden, ved skråningsfoten, finnes et platå. På nordsiden av brua går det en eksisterende grusveg ned til strandsonen i vika.

Fyllingen for interimsvegen vil bidra til å stabilisere den øvre delen av skråningen i anleggsfase. Når det gjelder stabiliteten i den nedre delen, ved sjøplatået, anbefales det interimsvegen legges nært eksisterende vegtrase som mulig. Dette vil bidra for å treffe området med grunt berg og samtidig unngå økt belastning og trykk mot kanten av vika. Stabilitetsberegningen viser at det ikke oppstår brudd i grunnen ved å legge en 3,5 meter bredde interimsveg med omtrent 12-15 meters avstand fra Fv 766.

5. Bæreevne og setninger

Beregninger av både bæreevne og setninger er utført i henhold til NS-EN 1997 Eurokode 7 [5], Statens vegvesens håndbok V220 [2] og N200 Vegnormal [1]. Jordparametrene er basert på grunnundersøkelser, lagdeling og geoteknisk tolkning.

Analysen viser en forventet setning på omtrent 11 cm ved den østlige vingemuren, hovedsakelig som følge av et lag med bløt, siltig leire. Brua ble bygget i 1958 (ifølge Vegkartatlas), og beregningene indikerer at de totale setningene allerede har inntruffet.

Selv om egenvekten til den nye bruflaten er redusert, medfører endringen en økning på 8,7 % i den totale egenvekten som virker på landkaret. Denne økningen vurderes ikke å gi ytterligere setninger i grunnen. Beregning av jordtrykk er utført basert på veiledende geotekniske parametere: attraksjon $a = 10$ kPa, friksjonsvinkel $\Phi = 31^\circ$, udrenert skjærstyrke $S_u = 60$ kPa, samt materialfaktor $\gamma_m = 1,4$ i henhold til NS-EN 1997-1 og SVV V220 [2].

Effektivspenningsberegningen indikerer en tillatt grunntrykk på ca. $\sigma_v = 440$ kPa. Beregningen av tillatt grunntrykk viser i vedlegg 8. Dimensjonerende grunntrykk er beregnet til 236 kPa. Beregning av dimensjonerende grunntrykk under eksisterende landkar er vist i *dok03 Beregningsrapport (vedlegg 9 og vedlegg 10)*.

Det er gjennomført stabilitetsberengning basert på forhåndsdefinerte parametere. For å forbedre grunnforholdene og sikre tilstrekkelig stabilitet for bruplate utskifting. Totalspenningsanalyse viser et materialfaktoren på 1.58 og effektivspenningsanalyse viser et materialfaktoren på 1.56.

Ved befaring ble det registrert sprekkdannelse i den nordøstlige vingemuren, samt mindre deformasjoner i vegoverflaten nord for brua. Utførte grunnundersøkelser og sonderinger viser imidlertid entydig at grunnen består av tint, godt drenert friksjonsmasse (sandig grus) over grunt berg. Massene er avsatt og komprimert over lang tid, og det vurderes at eventuelle setninger allerede er avsluttet.

Basert på dette anses både bæreevne og stabilitet i grunnen som tilfredsstillende. Det vurderes derfor ikke som nødvendig å utføre supplerende grunnundersøkelser eller masseutskifting. Eventuelle lokale overflateskader kan håndteres med enkle vedlikeholdstiltak uten inngrep i grunnen bak landkaret, slik at stabiliteten til steinmuren ikke påvirkes.

6. Seismisk

Når det gjelder seismisk påvirkning, skal bruer analyseres i henhold til N400 [4], NS-EN 1998-1 [8] og NS-EN 1998-2 [9]. Basert på resultatene fra grunnundersøkelsene er brua vurdert som fundamentert på et lag av sandholdig grus med kort avstand til fjelloverflaten. Brua klassifiseres derfor under grunntype D i tabell NA.3.1 i NS-EN 1998-1 [8]. I samsvar med grunntype D er forsterkningsfaktoren $S = 1,80$ (NA.3.2.2.(2)-tabell 3.3). Det anbefalte derfor at denne forsterkningsfaktoren benyttes i prosjekteringsgrunnlaget for jordskjelvberegninger.

7. Interimsveg

Interimsvegen kan etableres med omtrent 70 cm overbygning, kombinert med geonett og vegduk. Dette gir en samlet fyllingshøyde på cirka 110 cm sprengstein, som tilsvarer den høyeste lagklassen i henhold til N200 [1]. Etter vurdering fra Team Bru er det besluttet å benytte et DN 1600-rør for vannoverføring.

Det er identifisert risiko for setninger i området nordøst for brua, nær sjøen, hvor grunnen består av et lag med løs, siltig sand. Det er gjennomført stabilitetsberengning basert på forhåndsdefinerte parametere. For å forbedre grunnforholdene og sikre tilstrekkelig stabilitet for interimsvegen, det anbefales fyllmateriale med maskinkult 22/120 mm, eller tilsvarende lokalt tilgjengelig materiale. Totalspenningsanalyse viser et materialfaktoren på 2.31 og effektivspenningsanalyse på 2.13.

Det anbefales å etablere en pukutfylling med fraksjon 20–120 mm, utformet med en helning på 1:1,5. Utfyllingen bør ha en bredde på cirka 3,5 meter og en total høyde på omtrent 0,9-1,0 meter, fordelt på to komprimerte lag à 50 cm. Utfyllingen skal legges over det eksisterende platået ved sjøen, og vil gi tilstrekkelig plass til installasjon av vannføringsrør samt en overbygning med høyde på cirka 70 cm. Utfyllingen kan tilknyttes den eksisterende veien både fra nord og sør.

Dersom denne oppbyggingen ikke gir tilstrekkelig bæreevne, må lastene fordeles bedre i grunnen, og konstruksjonen stives opp – uten å tilføre så mye masse at det oppstår problemer med stabilitet eller bæreevne.

For å øke stivheten i fyllingen vurderes det å legge ut 40 cm sprengstein med fraksjon 0–100 mm over et geonett tilpasset steinstørrelsen (20/120 mm), med et minimum strekkstyrke på 20 kN. Dette er i samsvar med kravene i N200 [1], punkt 2.11.2.2-1 og tabellene 2.11.2.2-1 og -2.

8. Erosjon

Sikring mot erosjon ved interimsbrua og langs interimsvegen er anbefalte på strekning nær elveløpet, omtrent ved sjøen. Hensikten er å beskytte fyllingen mot bølgeerosjon. Anbefales samfengt sprengstein 22/120 mm eller likt lokalt materiale som finnes tilgjengelig.

9. VA

Dersom nødvendig, skal det etableres midlertidige dreneringsgrøfter og VA ved interimsvegen. Det finnes også en stikkrenne nord for brua, i området der interimsvegen skal legges. Det må tas hensyn til denne i planleggingen, og det bør vurderes forlengelse av stikkrennen under den nye vegtraseen.

10. Motfylling

Motfylling kan være nødvendig i sørlig retning mot Fv 766, der interimsvegen skal kobles til eksisterende vegnett. Det anbefales å bruke samfengt sprengstein 0/400 mm eller tilsvarende lokalt tilgjengelig materiale.

11. Jord og flomskred

Tiltaksområdet ligger innenfor NVE sin aktsomhetssone for jord- og flomskred, i henhold til aktsomhetskartet. I tilknytning til skredfareområdet ved Hevik bru er det gjennomført kartlegging av arealet som vurderes å være en del av bruas influensområde, og som kan være utsatt for jord- og flomskred (bilag 3).

Etter befaring den 26.08.2025, utført av TRFKs geoteknikere Erik Klæbo og undertegnede, er det vurdert at det ikke foreligger aktuell fare for jord- eller flomskred i området. Langs bekken er det observert et tynt dekke av friksjonsmateriale samt berg i dagen.

Terrenget fremstår delvis kupert, med et flatt parti oppover i dalen som er dekket av et tynt morenelag. Området er godt bevokst med skog og vegetasjon, noe som bidrar til stabilitet og sikring av massene. Det anbefales å unngå skogshogst i området, da dette kan redusere stabiliteten.

12. Kransoppstillingsplass

Bruplaten skal løftes med kran, og løftet kan utføres fra vegen. For å beskytte vegdekket mot belastningen anbefales det å etablere en godt komprimert pukkpute.

Det er vurdert og foreslått å etablere oppstillingsplassen direkte på vegen, med en pukkpute bestående av fraksjon 0–32 mm. Pukkputen bør legges og komprimeres lagvis, og avsluttes med et avrettingslag på minimum 10 cm (for eksempel samme fraksjon) for å sikre god lastfordeling. I tillegg anbefales det å benytte fordelingsplater med et areal på minimum 1,5 m².

Det foreslås også en oppfylling med samfengte sprengstein (fraksjon 0/125 mm) på ca. 35–40 m² på sørøstsiden av vegen for å støtte kranens støttebein. Vegbredde ved strekningen er ca. 6 meter. Områdestabiliteten vurderes som god, ettersom det er registrert grunt fjell i området.

Kranplassering og nødvendig løftekapasitet bør avklares med kranleverandøren. Fordelingsplater for støtteben bør plasseres minimum 3 meter fra vingemurene for å redusere risikoen for utglidning eller skade.

12.1 Instruks for oppstilling av kran:

- Løft av bruplate utføres fra vegen.
- Etabler pukkpute (fraksjon 0–32 mm), komprimeres lagvis, med avrettingslag på minst 10 cm for god lastfordeling.
- Bruk fordelingsplater under støtteben, minimum 1,5 m² pr. plate.
- Sørøst for vegen: oppfylling med sprengstein (0/125 mm) på ca. 35–40 m² for støtteben.
- Plasser støtteben minst 3 m fra vingemurene.
- Avklar kranplassering og løftekapasitet med kranleverandør.

13. Referanser

Statens vegvesen, håndbok N200 Vegbygging (2024).

Statens vegvesen, håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (2025).

Statens vegvesen, håndbok N400, Bruprosjektering (2025).

Statens vegvesen, håndbok V221, 2014: Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, veiledning SVV (Statens vegvesen. Håndbok V221).

Standard Norge. NS-EN 1990:2002 + A1:2005 + NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.

Standard Norge. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 og NS-EN 1998-2:2005+A2:2011+NA:2025 – Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkningen.

Standard Norge. NS-EN 8141-3:20255+A2:2011+NA:2025 – Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk-Del 3: Virkning av vibrasjoner på utløsning av skred i kvikkleire og sprøbruddmateriale.

Standard Norge. NS-EN 1997-1:2004 + A1:2013 + NA:2025 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.

Standard Norge. NS-EN 1997-2:2004 + A2:2008 + NA:2024 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1 Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver

Standard Norge. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8: Del 1 Allmennregler, seismiske laster og regler for bygninger.

Standard Norge. NS-EN 1998-2:2005+A2:201+NA:2025 Eurokode 8: Del 2 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.

Norges vassdrags- og energidirektorat. Veileder 01/2019. Sikkerhet mot kvikkleireskred (2019).

NVE Ekstern rapport nr.9/20.Oversiktskartlegging og klassifisering av faregrad, konsekvens og risiko for kvikkleireskred. (2020).



14. Vedlegg:

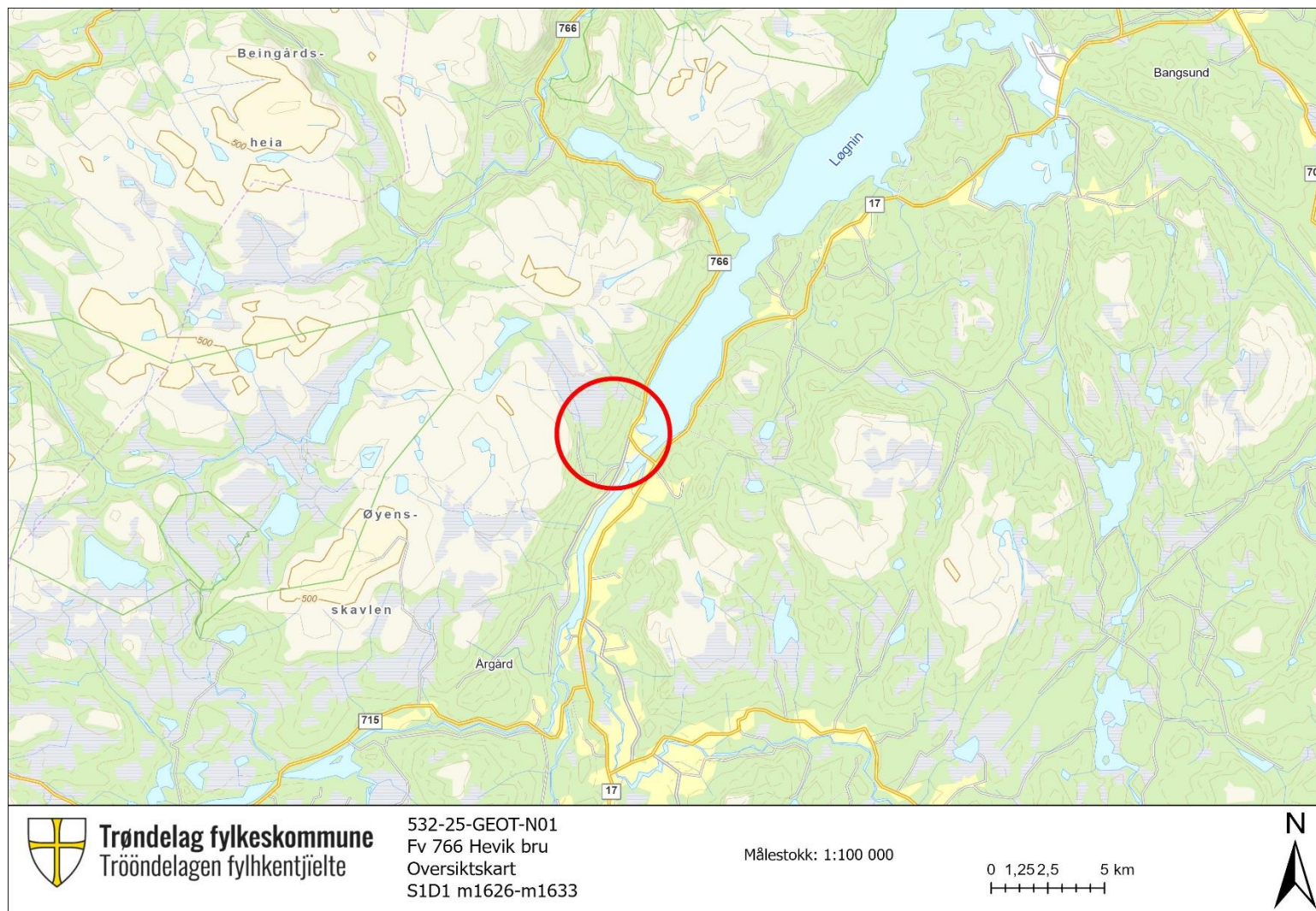
1. Oversiktskart
2. Løsmassekart
3. Jord og flomskred aktsomhetskart
4. Stabilitetsberengning/Boringsprofiler
5. Bilder
6. Oppfyllingen
7. Oppstilling for kran
8. Jordtrykk/Bæreevne beregninger
9. Setninger beregning



Trøndelag fylkeskommune
Trööndelagen fylhkentjälte

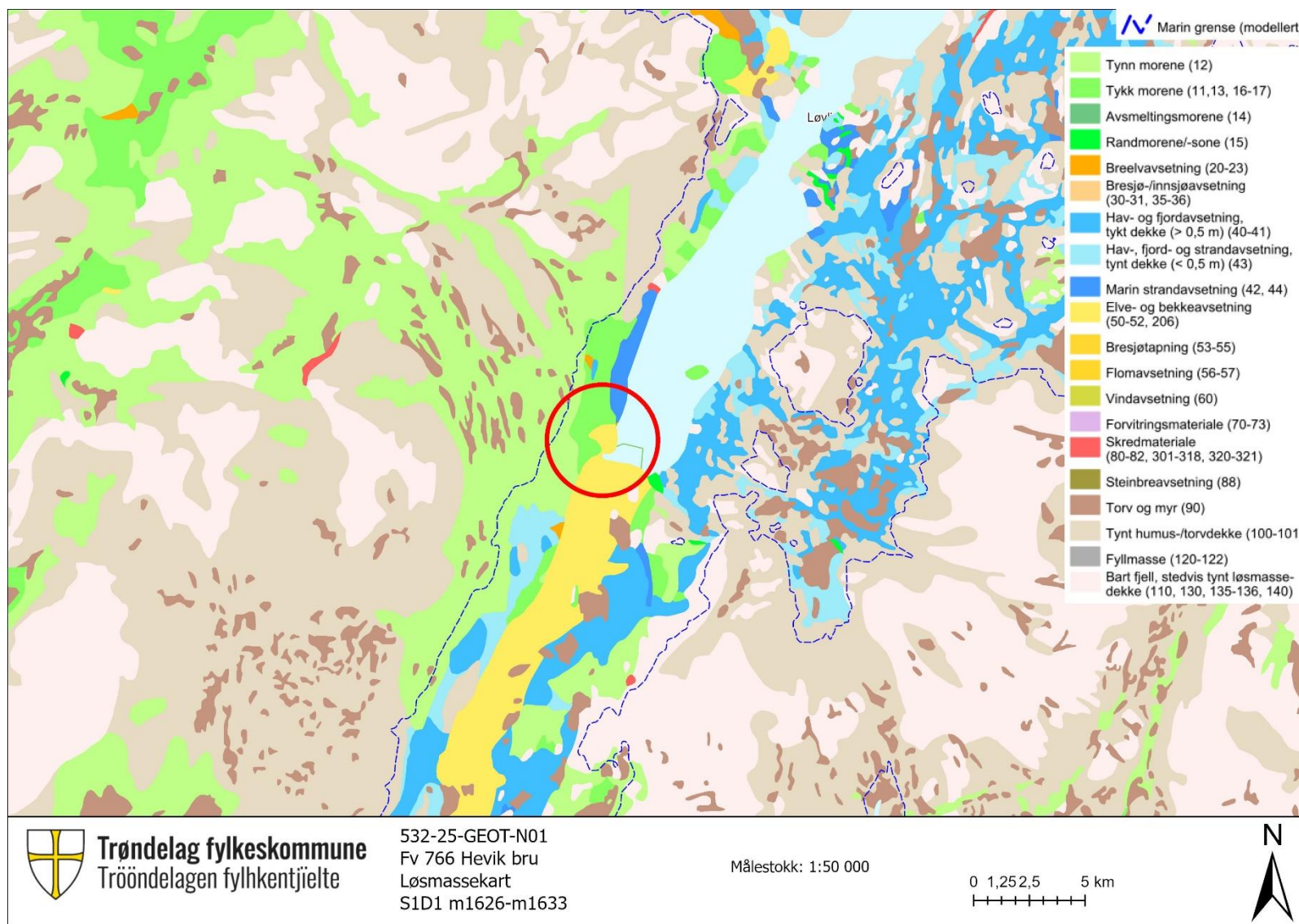


Oversiktskart



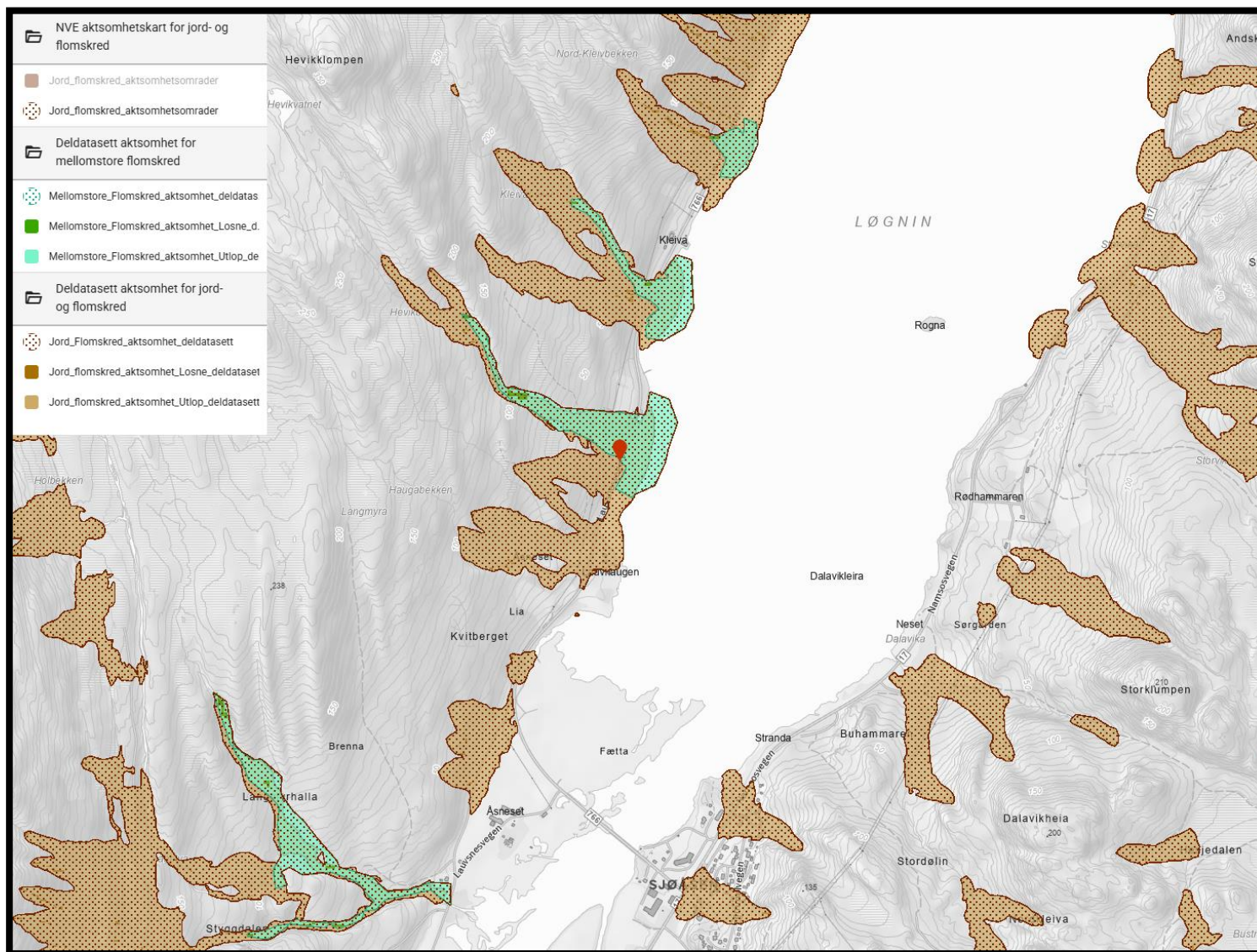


Løsmassekart

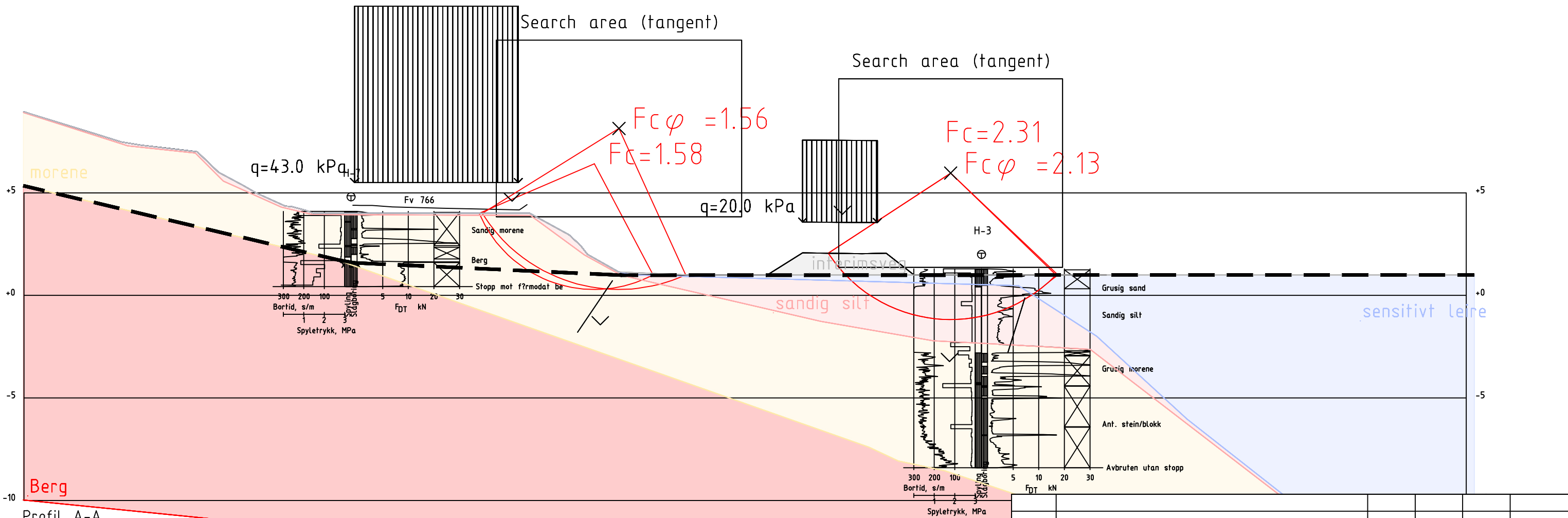




Jord og flomskred aktsomhetskart



Material	Un.Weigth	Sub.Weigth	Fi	C'	C	Aa	Ad	Ap
interimsveg	27.00	27.00	35.0	0.0				
sensitivt leire	20.00	10.00	26.0	0.0	25.0	1.00	0.60	0.35
sandig silt	18.00	8.00	30.0	0.0				
morene	19.00	9.00	31.0	5.0				
Berg	30.00	30.00	45.0	0.0				

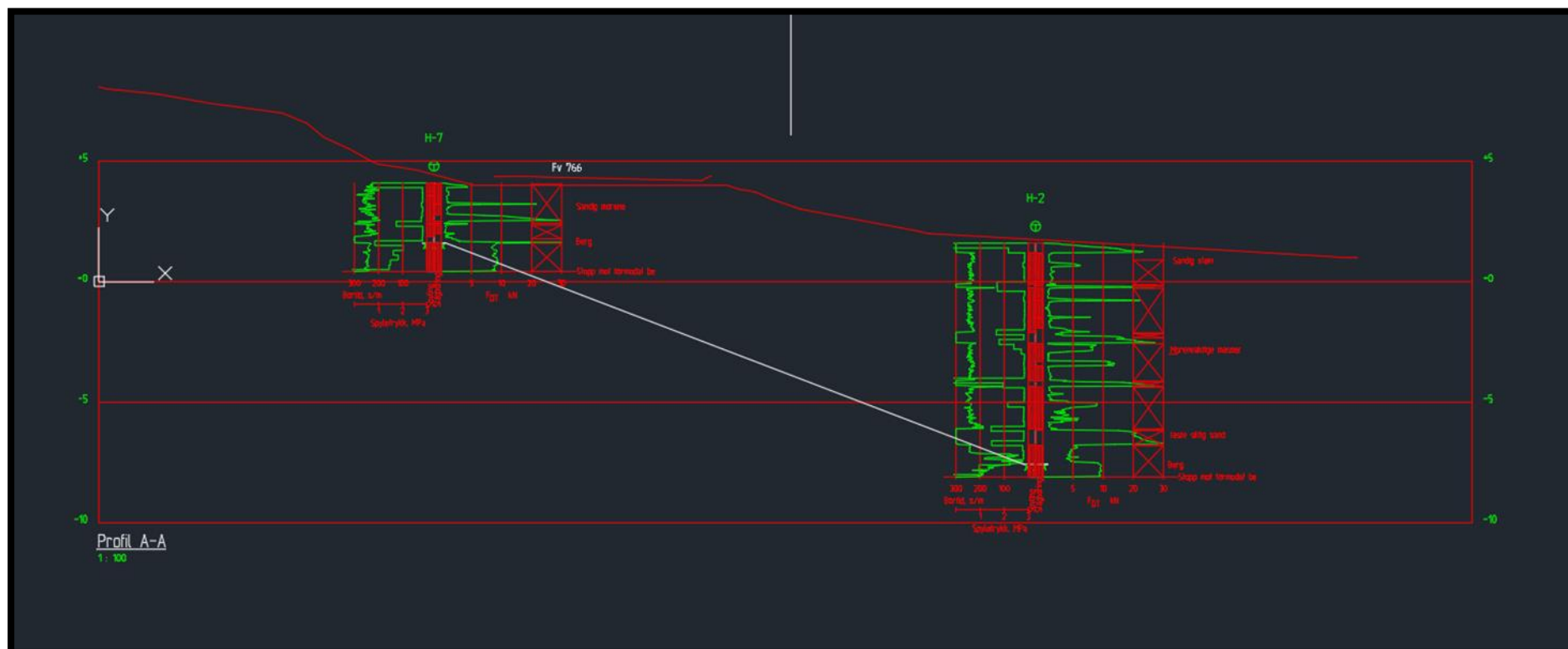


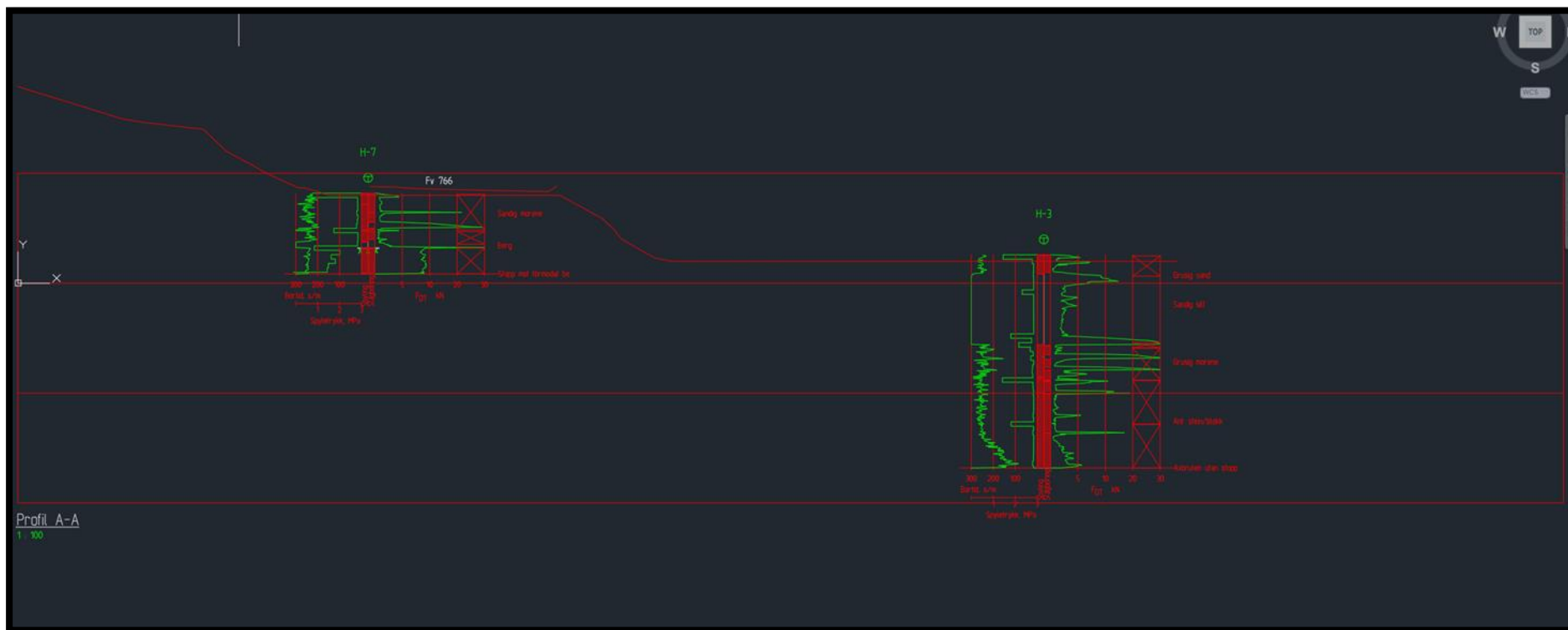
Profil A-A
1 : 100

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Tegningsdato					
Bestiller					
Produsert for		Miljøpakken			
Produsert av		Filipe Schwan			
Prosjektnummer		409657			
Prosjektfasennummer					
Arkivreferanse					
Målestokk A1-format					
Koordinatsystem		UTM33/N2000			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer	revisjonsbokstav
Filipe Schwan	Erik Klæbo	Filipe Schwan		/T01	

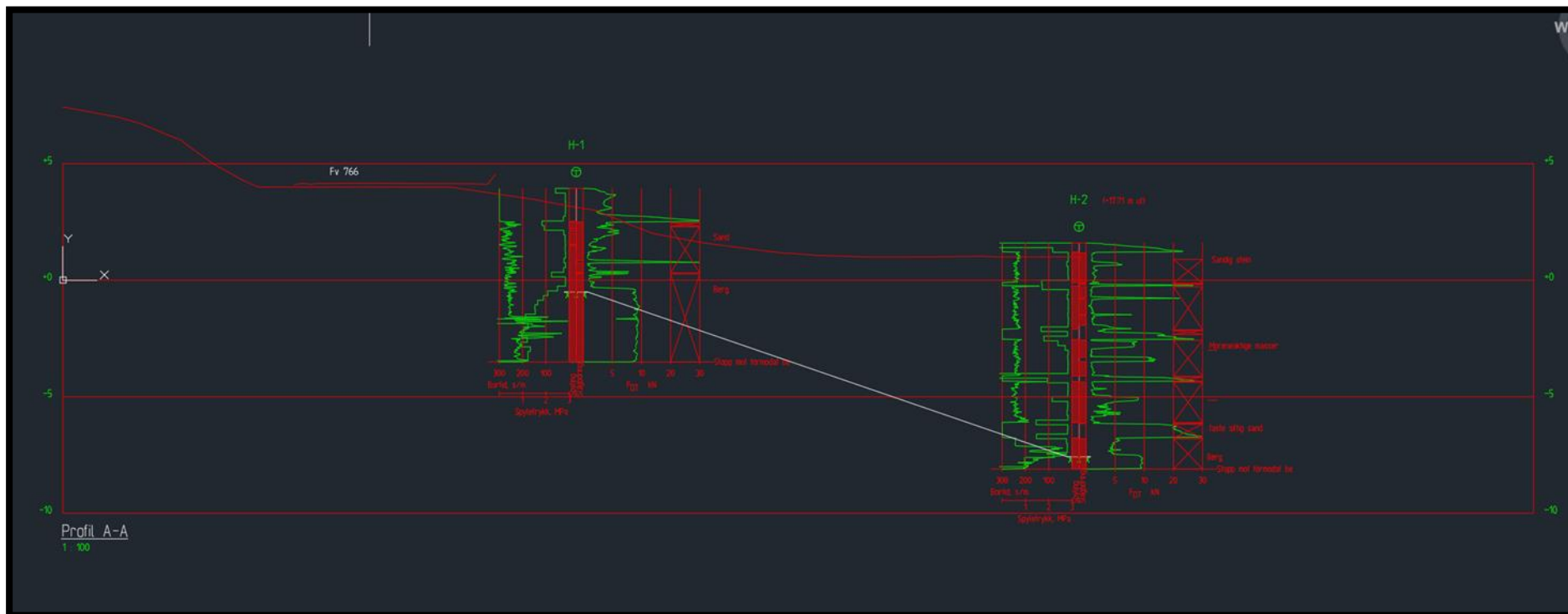


Boringsprofiler

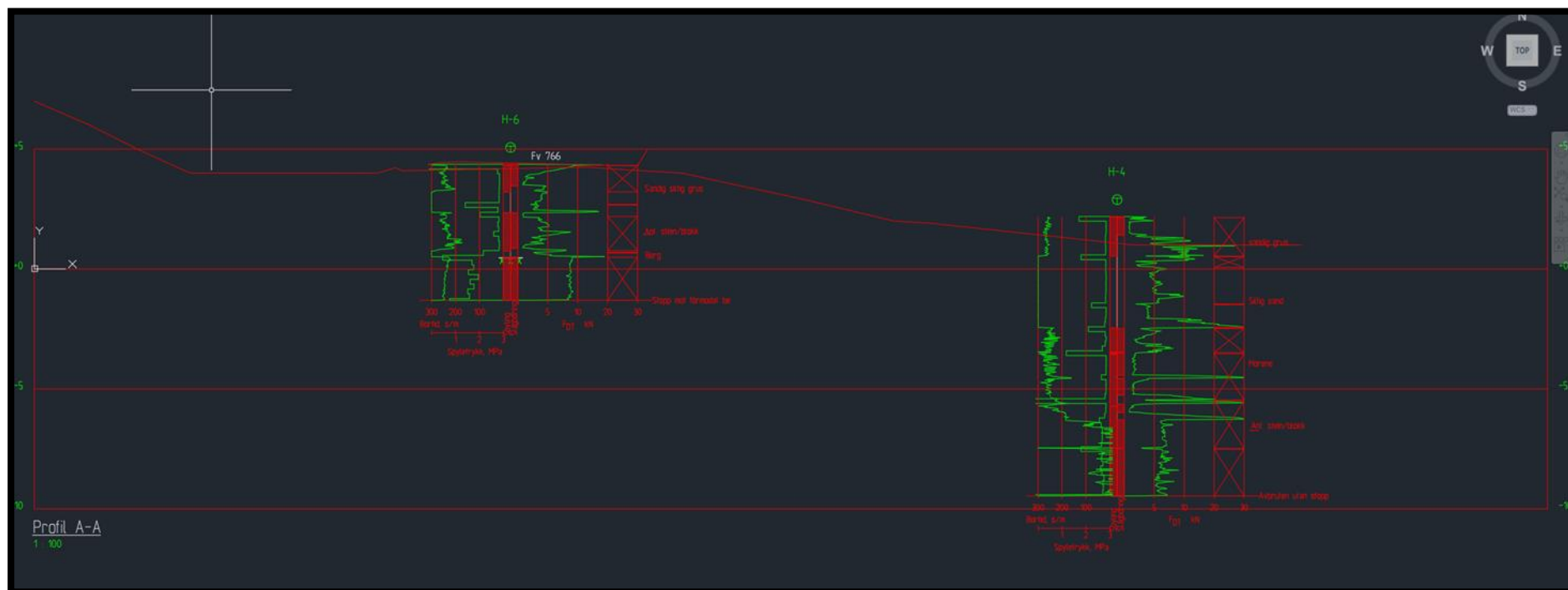


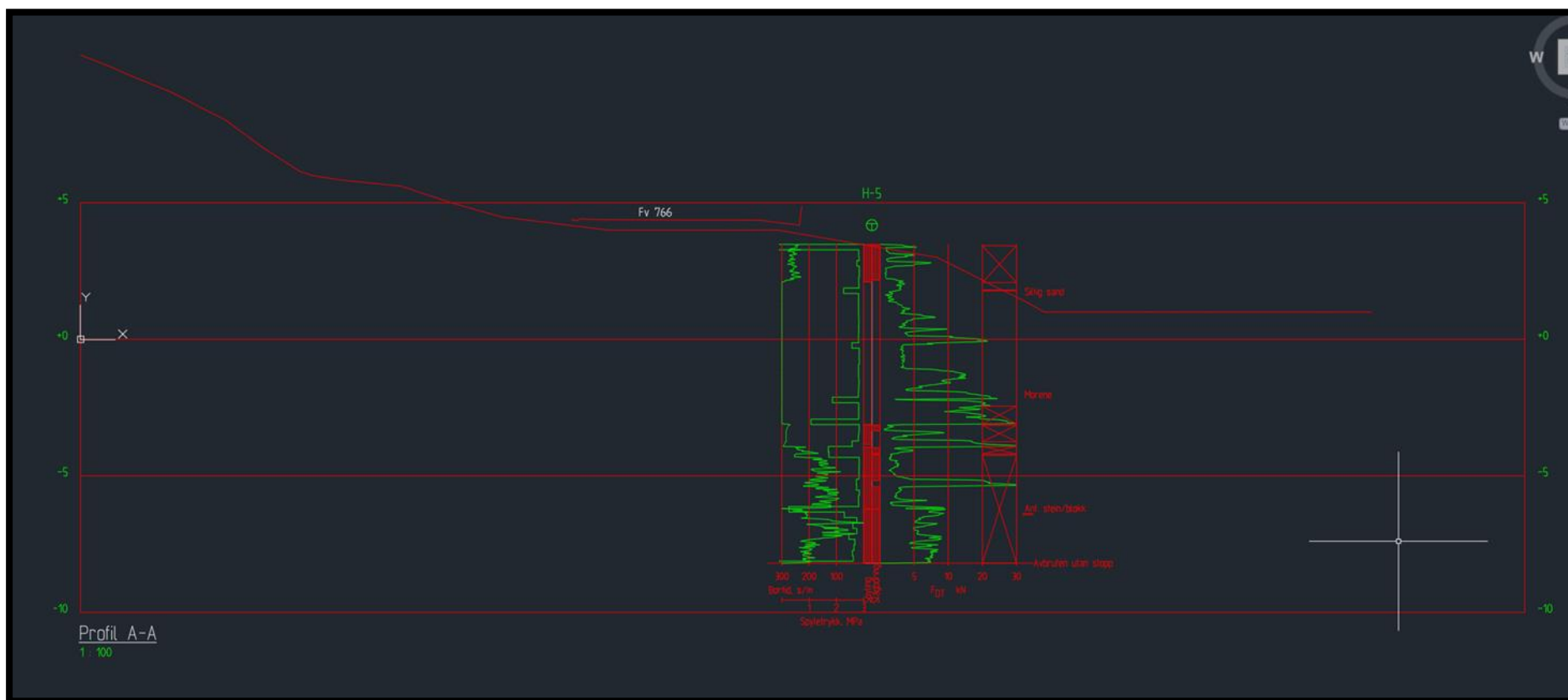


Boringsprofiler



Boringsprofiler



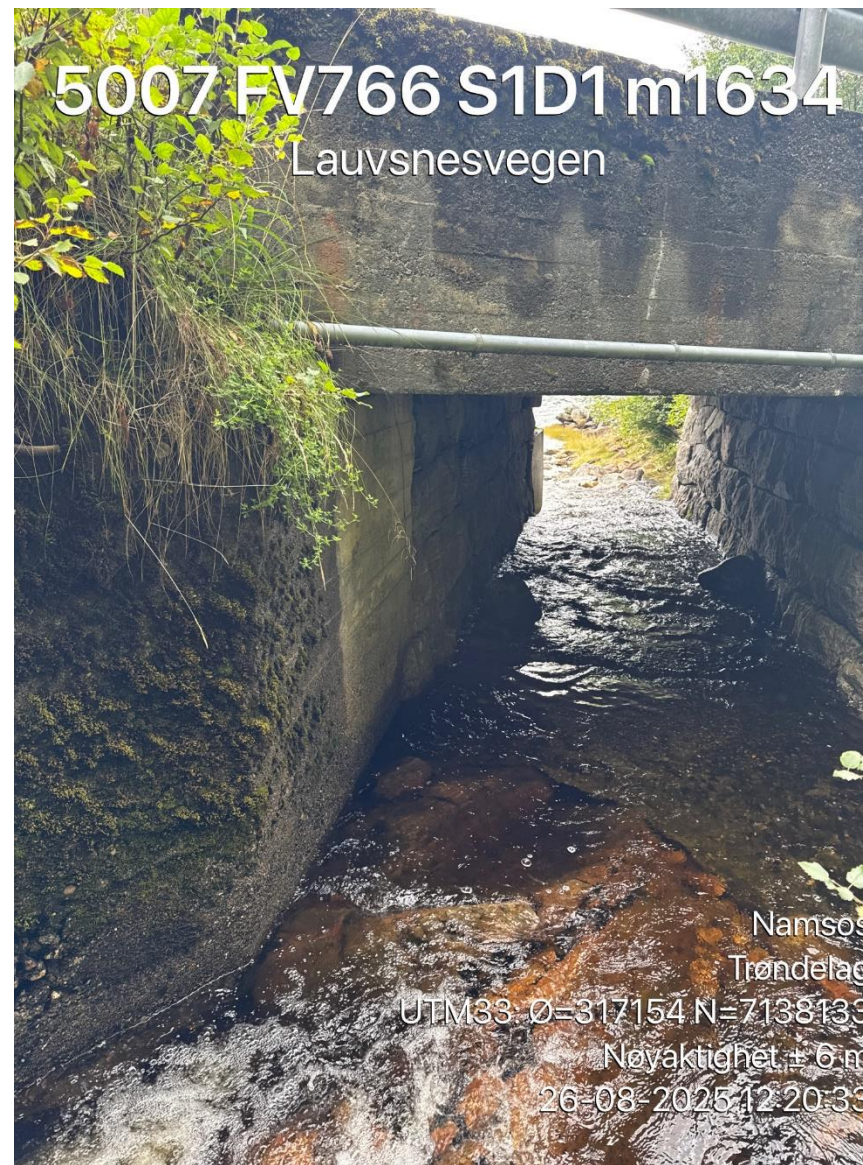
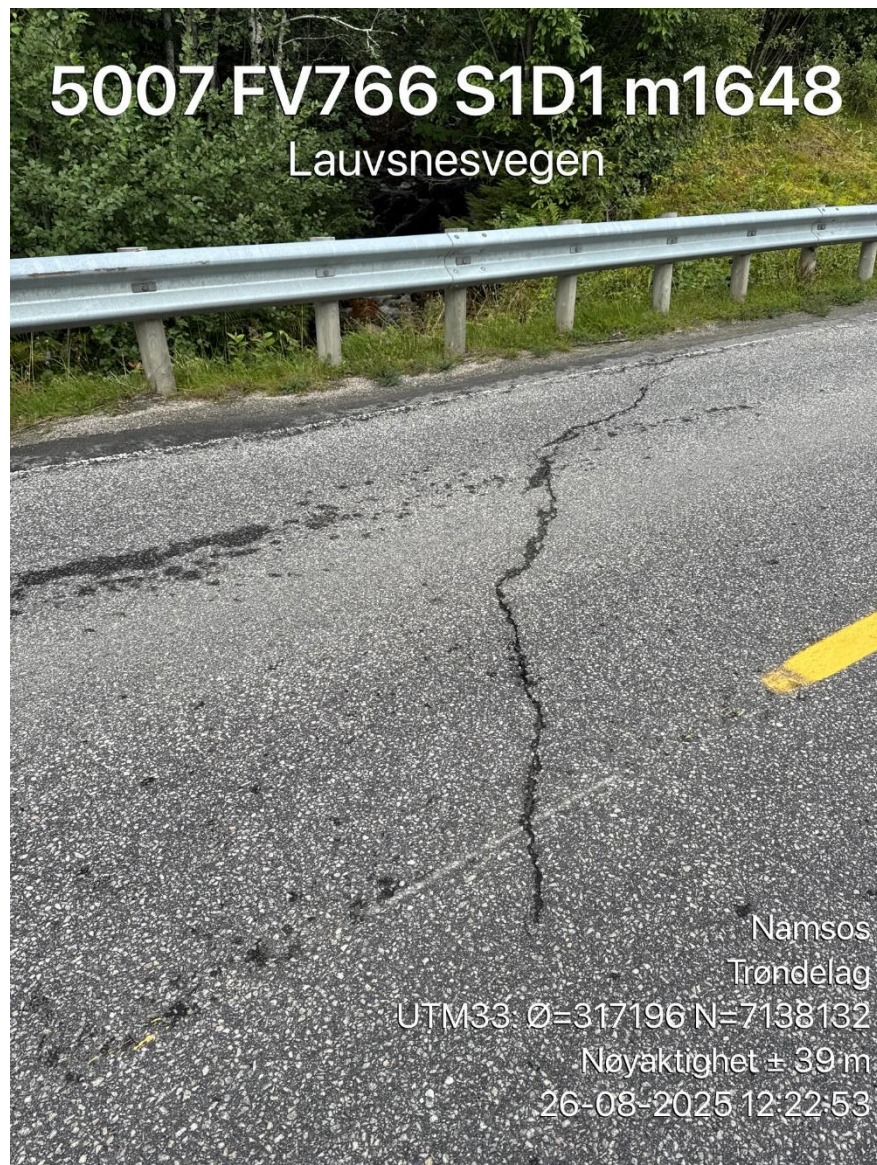




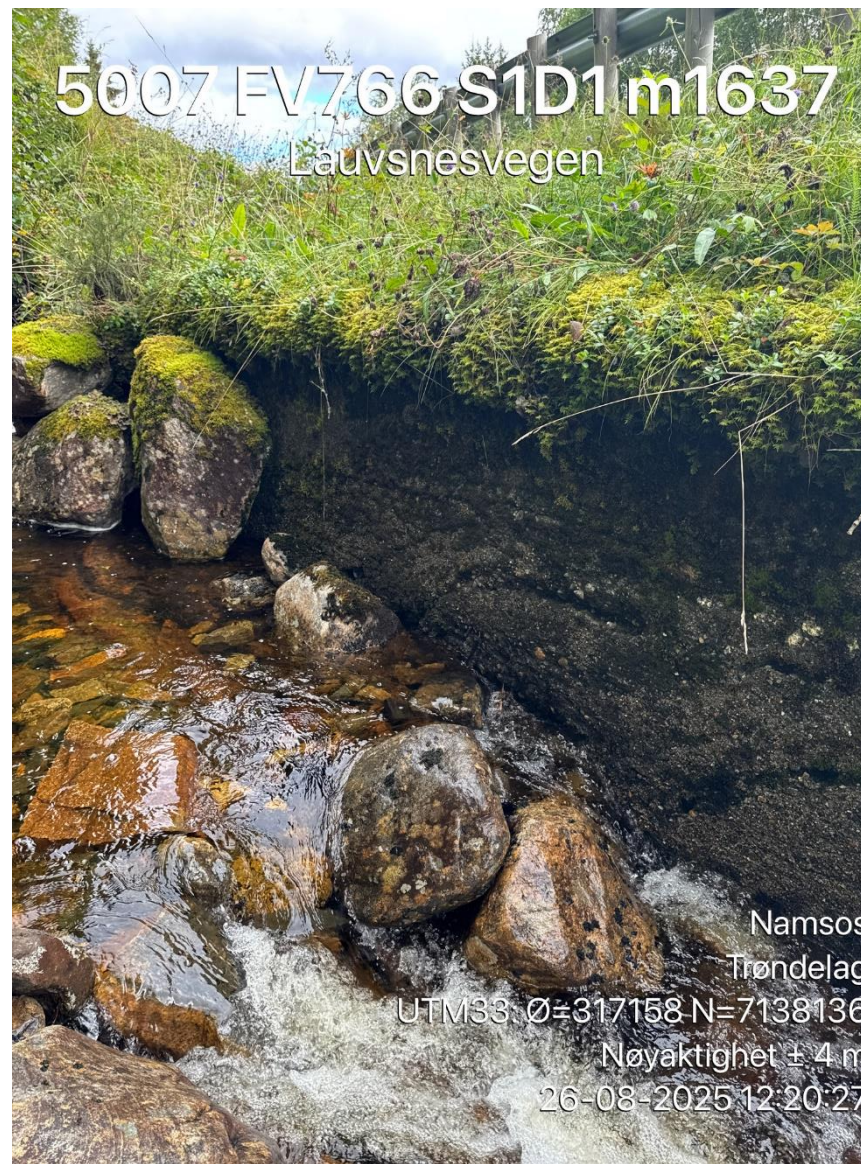
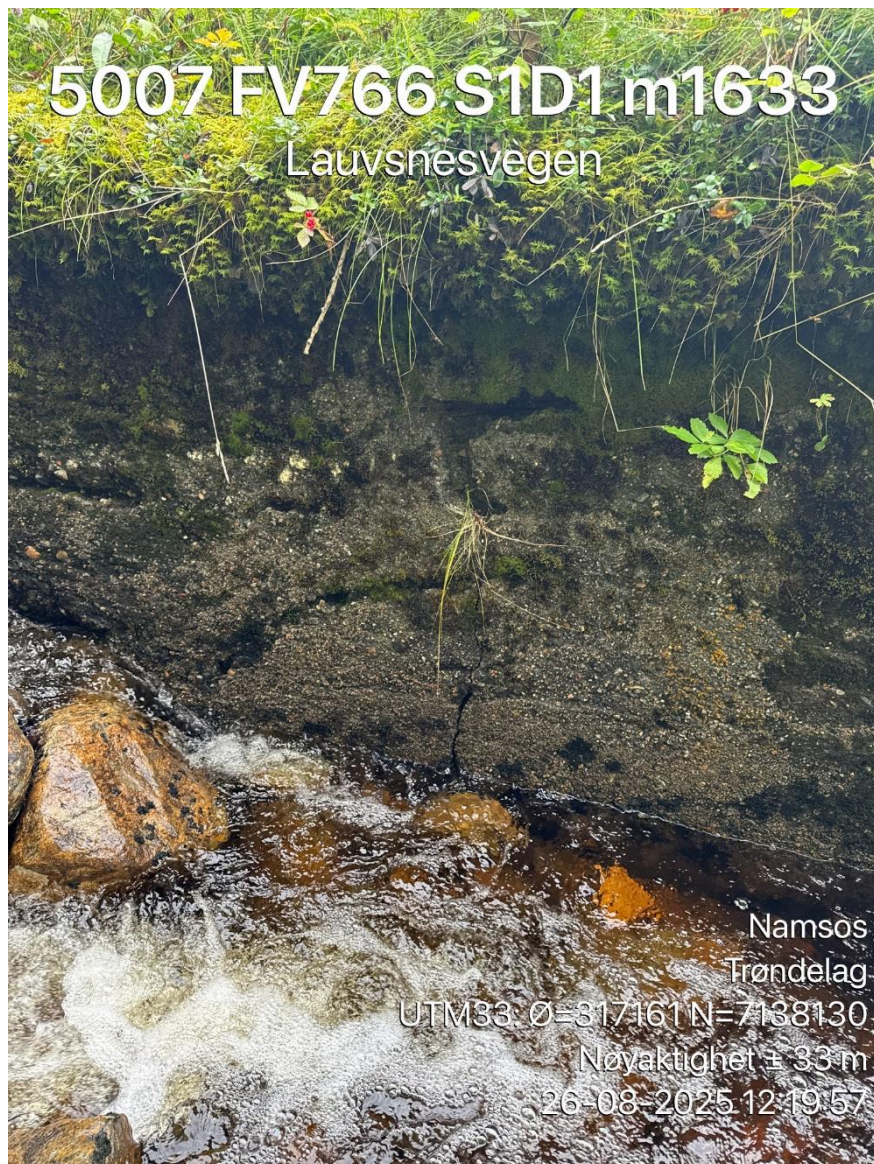
Trøndelag fylkeskommune
Trööndelagen fylhkentjfelte



Bilder



Seksjon vegfag – team geofag - Geoteknisk Rapport





Bilder

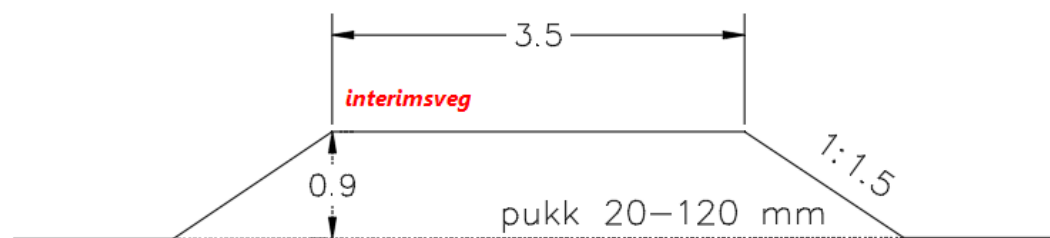


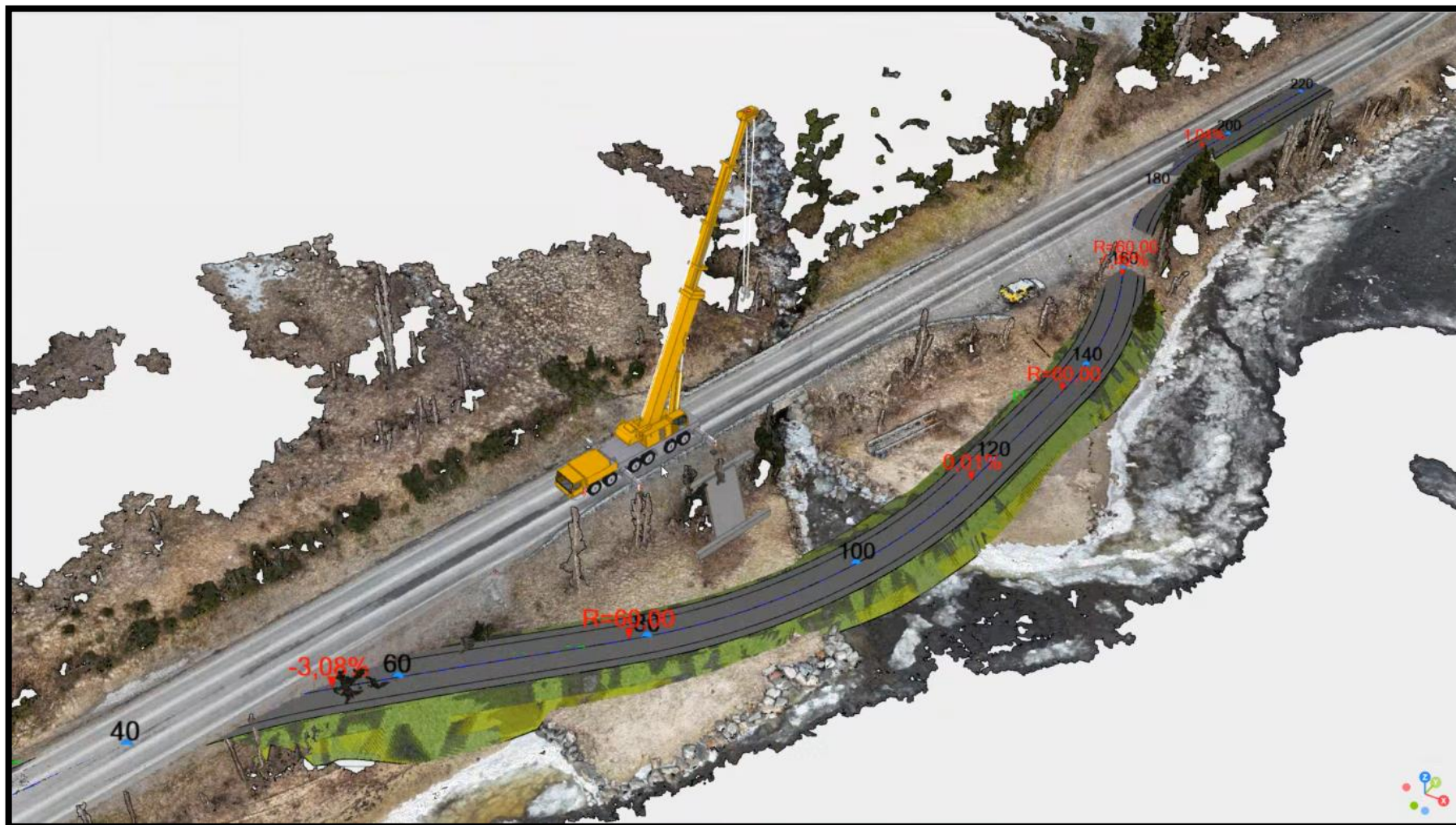
Seksjon vegfag – team geofag - Geoteknisk Rapport





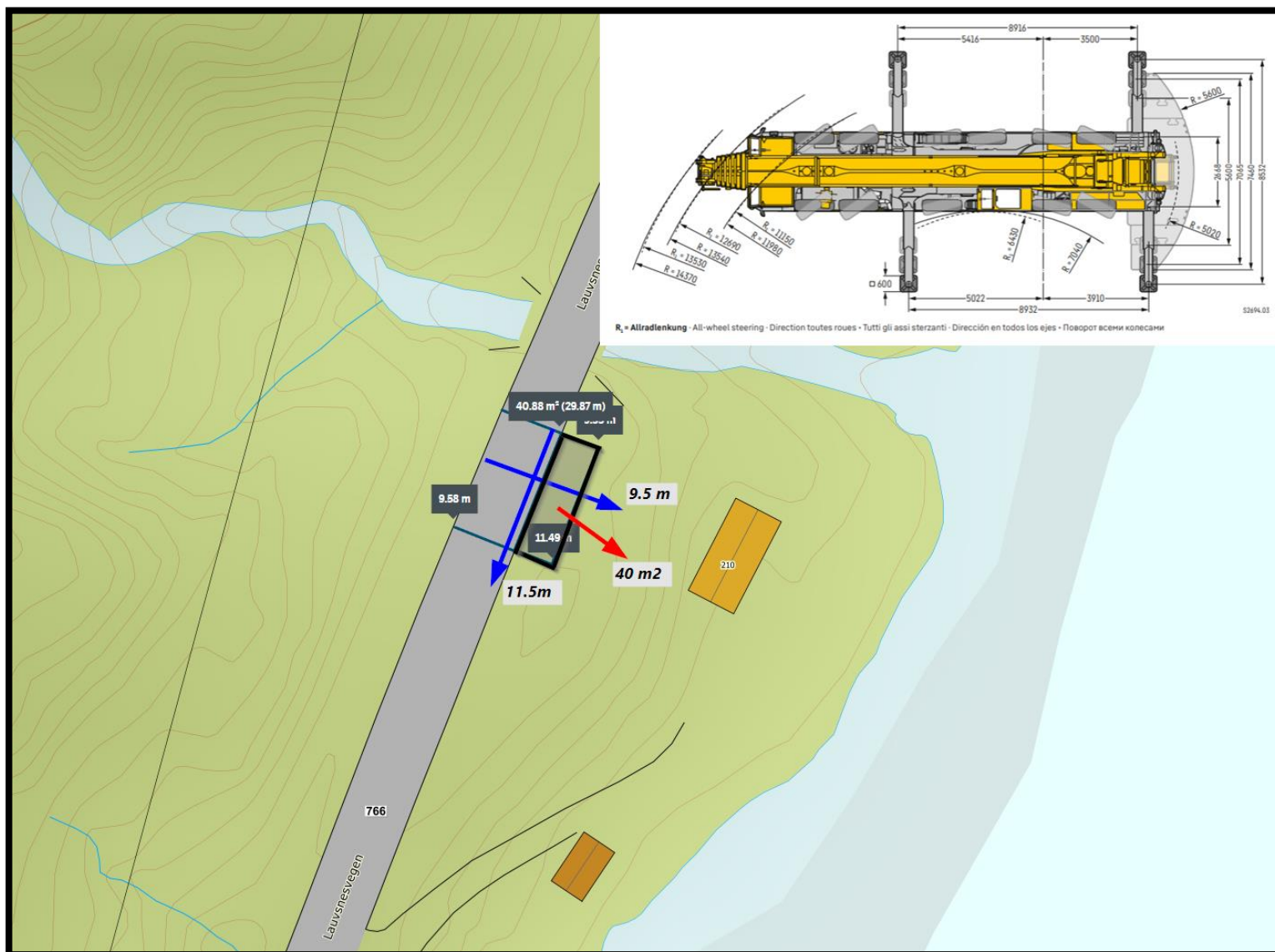
Oppfylling





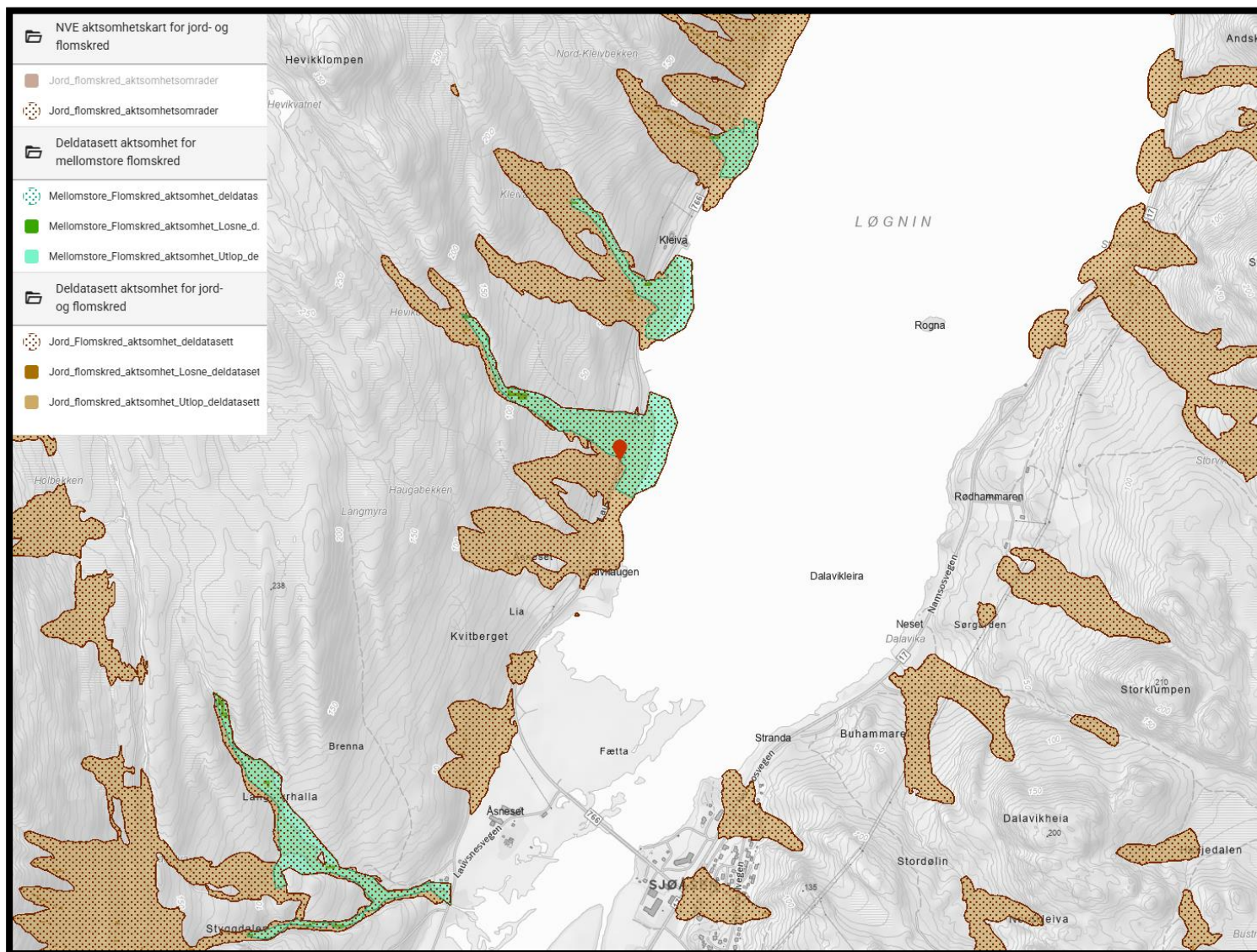


Oppstillingsplass





Jord og flomskred aktsomhetskart



**Totalspenningsjordtrykk**

$$S_u := 60 \text{ kPa}$$

Udrenert skjærfasthet

$$\gamma_m := 1.4$$

N200 tabell 1.4.2-2

$$\tau_c := S_u \div \gamma_m = 42.9 \text{ kPa}$$

mobilisert S_u

$$q_{\text{trafik.}} := 20 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{\text{løs}} := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$z_{\text{løs}} := 4.5 \text{ m}$$

$$r := 0.5$$

aktiv ruhetsforholdet

$$\kappa_t := 2.3$$

jordtrykkskoeffisienten V220
fig.6.3.1-1

$$P_a := q_{\text{trafik.}} + \gamma_{\text{løs}} \cdot z_{\text{løs}} - \kappa_t \cdot \tau_c = 6.9 \text{ kPa}$$

$$\tau_a := \tau_c \cdot r = 21.4 \text{ kPa}$$

Setningsberegning og Bæreevne:Eksisterende situasjon:

$$B_{br} := 7 \text{ m}$$

$$B_{ld} := 3.65 \text{ m}$$

$$A_{\text{eks.belegning}} := B_{br} \cdot B_{ld} = 25.6 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{eks.total}} := 506.8 \text{ kN}$$

$$g_{\text{landkar}} := 30.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(Gitt fra Teamet Bru)

$$g_{\text{brueplate.eks}} := \frac{G_{\text{eks.total}}}{(8.3 + 8.7) \text{ m}} = 29.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{last.ldk}} := (g_{\text{brueplate.eks}} + g_{\text{landkar}}) = 60.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{trafik.}} := (20 \text{ kPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 3) \cdot 1.4 = 168 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

trafikk last

$$q_{vm} := (g_{\text{last.ldk}} + q_{\text{trafik.}}) = 228.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_v := \frac{q_{vm}}{1 \text{ m}} = 228.6 \text{ kPa}$$

$$E_{\text{oed}} := 3000 \text{ kPa}$$

drenert stivheten (siltig leire)

$$z_{\text{løs}} := 4.5 \text{ m}$$

løsmasse dybde

$$\delta := \frac{q_v}{E_{\text{oed}}} \cdot \int_0^{4.5} \frac{1}{1+z} dz = 0.13 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{m}$$

antatt totalt setningen

Ny situasjon:

$$B_{br.ny} := 6.5 \text{ m} \quad B_{ld.ny} := 3.65 \text{ m} \quad A_{ny.belegning} := B_{br.ny} \cdot B_{ld.ny} = 23.7 \text{ m}^2$$

$$G_{ny.total} := 550.9 \text{ kN} \quad g_{landkar} := 30.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Gitt fra Teamet Bru})$$

$$g_{brueplate.ny} := \frac{G_{ny.total}}{(7.8 + 7.9) \text{ m}} = 35.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{last.ldk.ny} := (g_{brueplate.ny} + g_{landkar}) = 65.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{trafik.} := (20 \text{ kPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 3) \cdot 1.4 = 168 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{trafikk last}$$

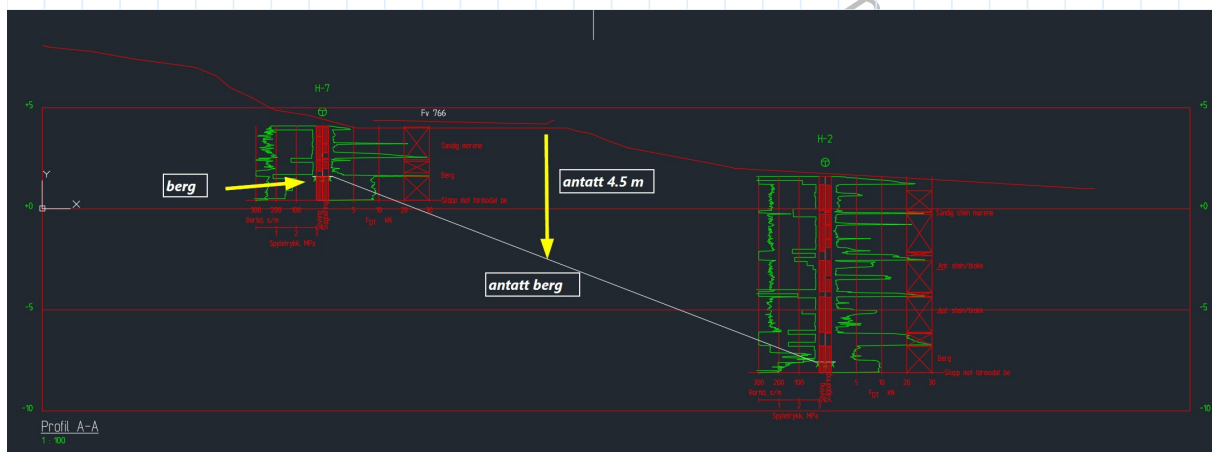
$$q_{vm.ny} := (g_{last.ldk.ny} + q_{trafik.}) = 233.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{v.ny} := \frac{q_{vm.ny}}{1 \text{ m}} = 233.9 \text{ kPa}$$

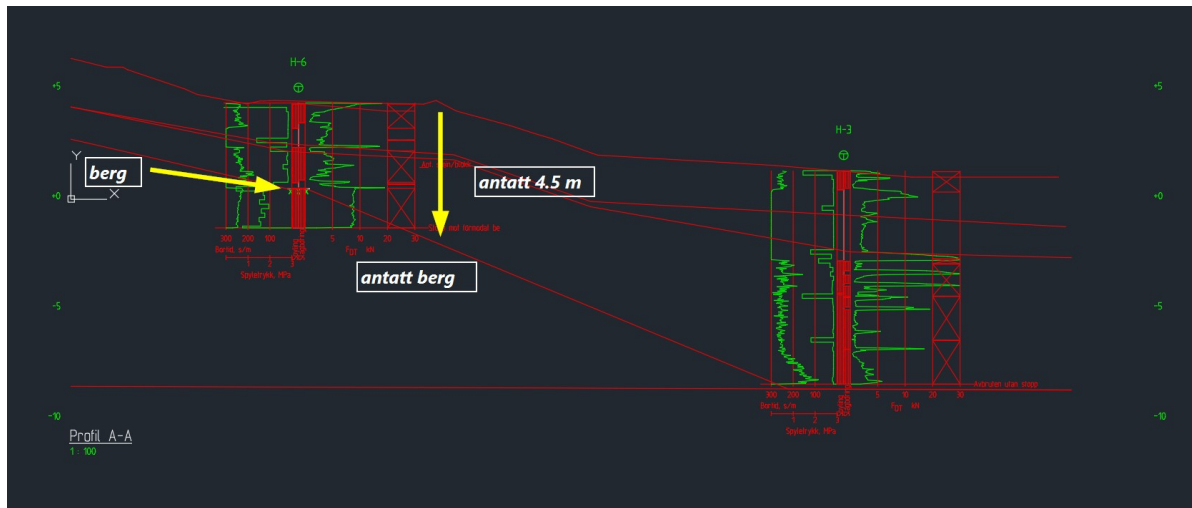
$$E_{oed} := 3000 \text{ kPa}$$

$$z_{l\os} := 4.5 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{q_{v.ny}}{E_{oed}} \cdot \int_0^{4.5} \frac{1}{1+z} dz = 0.13 \text{ m} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

antatt totalt setningen



**Bæreevne:***Totalspenningsanalyse:*

$$N_c := 9.5$$

bæreevne faktoren

$$\gamma_m := 1.4$$

sikkerhetsfaktoren

$$S_u := 60 \text{ kPa}$$

antatt udrenertsjærfasthet (bløtt siltig leire)

$$\sigma_v := N_c \cdot \frac{S_u}{\gamma_m} = 407.14 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v > q_{v\emptyset}$$

OK

Effektivspenningsanalyse:

$$\tan \beta := \frac{1}{2}$$

$$\tan \varphi := \frac{1}{2.5}$$

$$\tan \varphi_d := \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} = 0.286$$

$$\gamma_m := 1.4$$

$$\beta := \arctan\left(\frac{1}{2}\right) = 0.46$$

$$a := 5 \text{ kPa}$$

$$r_b := 0.7$$

(V220 tabell 7.2.1-1)

$$N_q := 9.5$$

$$N_y := 4.2$$

$$\gamma'_u := 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma'_0 := \gamma'_u$$

(V220 figur 7.2.1-3/4)

$$p' := \gamma'_u \cdot z_{l\emptyset s} = 36 \text{ kPa}$$

$$B := 3.3 \text{ m}$$

$$B_o := B$$

$$f_{sq} := (1 - 0.55 \cdot \tan(\beta))^5 = 0.2$$

$$f_{sa} := e^{-2 \cdot \beta \cdot \tan \varphi_d} = 0.767$$

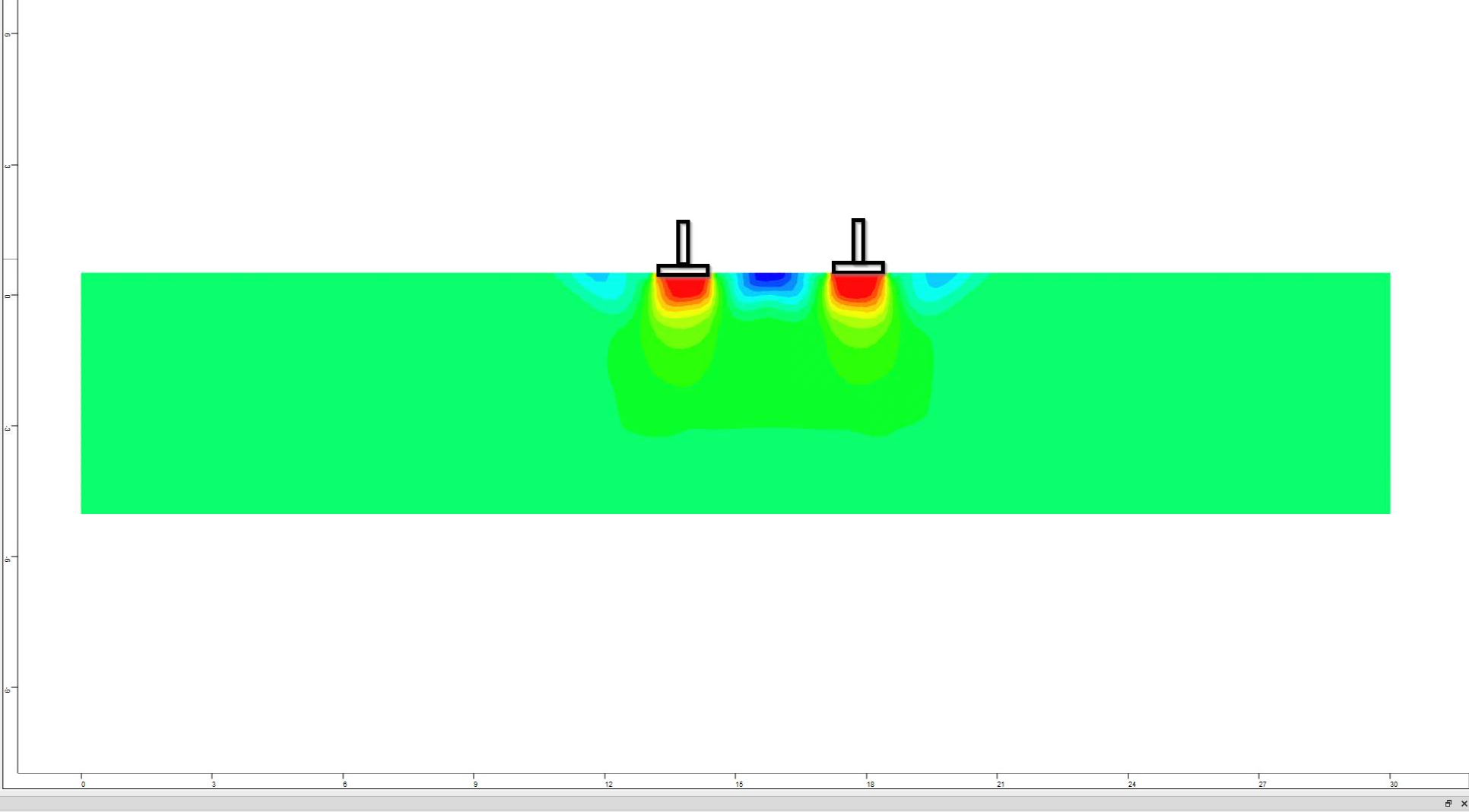
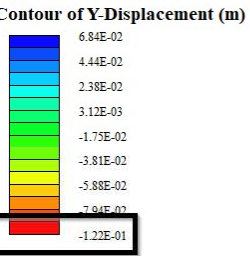
$$\sigma_{ve} := N_q \cdot (p' + a) + \frac{1}{2} \cdot N_y \cdot \gamma'_u \cdot B_o - a = 439.94 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v > q_v$$

OK

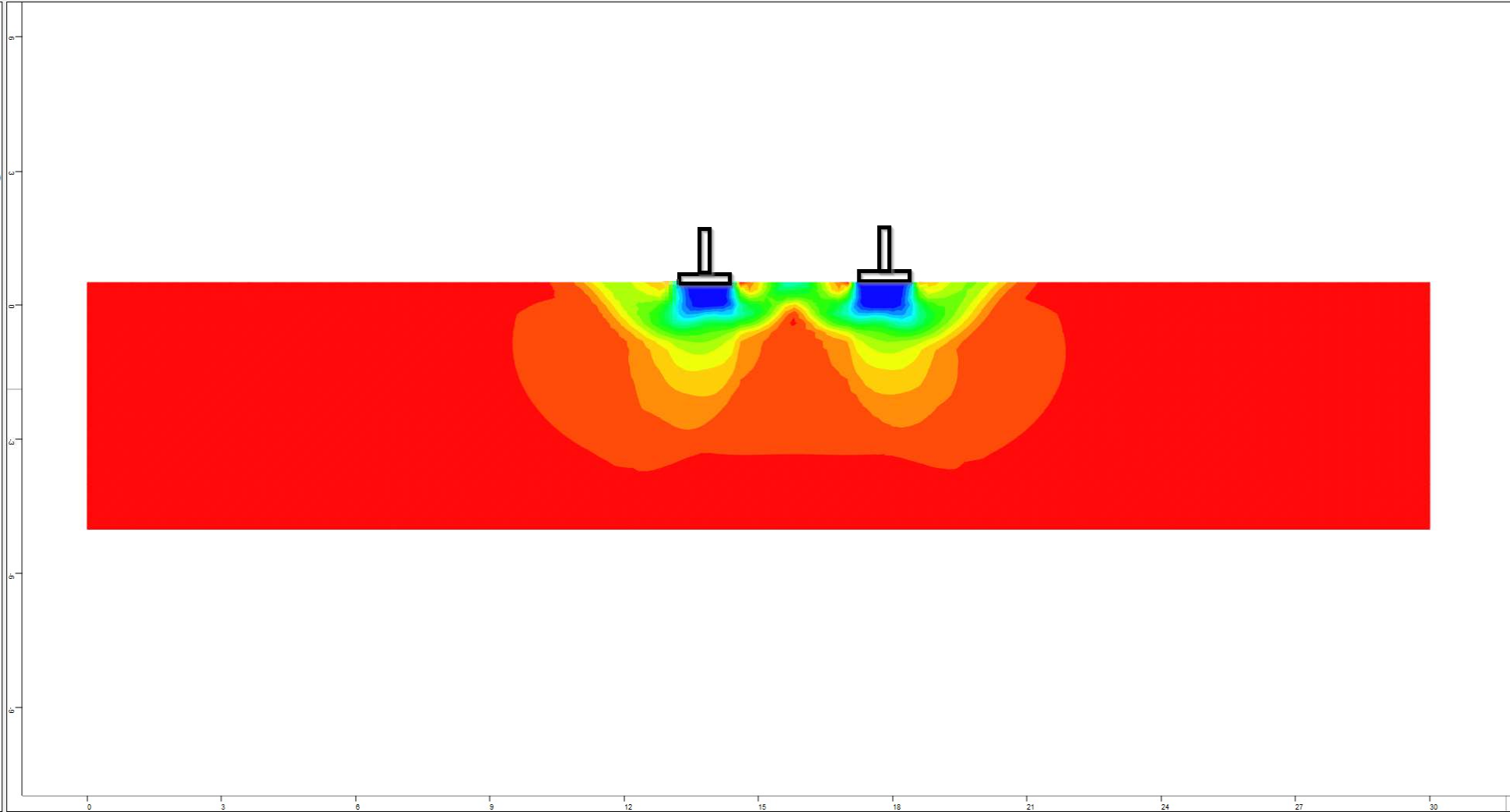
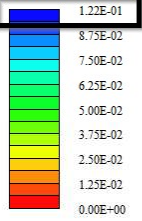
tillatt grunntrykk!

Setting Information
Analysis Mode: Static
Physical Unit: SI : m-kPa-kN/m3
Gravity: 0 , 9.81 (+Right, +Down)
Step Number: 5991
Equil. Ratio: 1.98e-03



Setting Information
Analysis Mode: Static
Physical Unit: SI : m-kPa-kN/m3
Gravity: 0 , 9.81 (+Right, +Down)
Step Number: 5991
Equil. Ratio: 1.98e-03

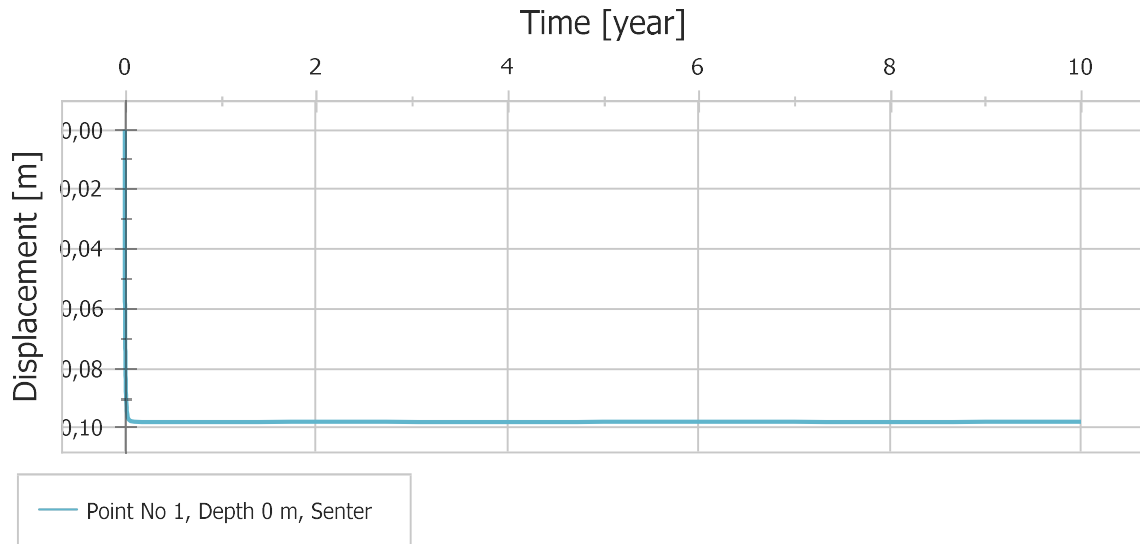
Contour of Total Displacement (m)



GeoSuite Settlement Report

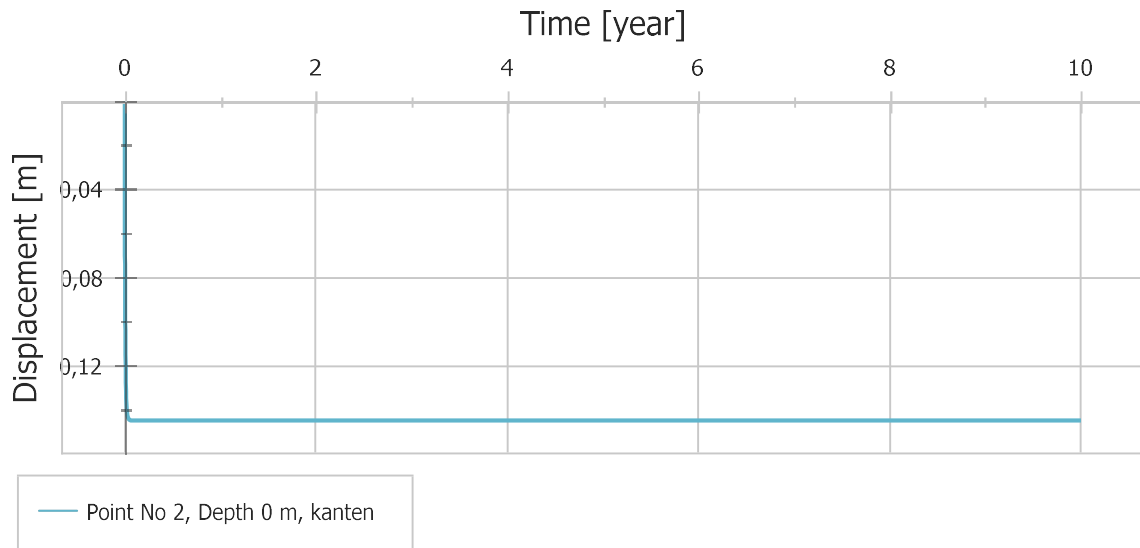
Summary

Point No 1, Senter



Depth [m]	Displacement [m]	Time [years]
0,00	0,098	10,000

Point No 2, kanten

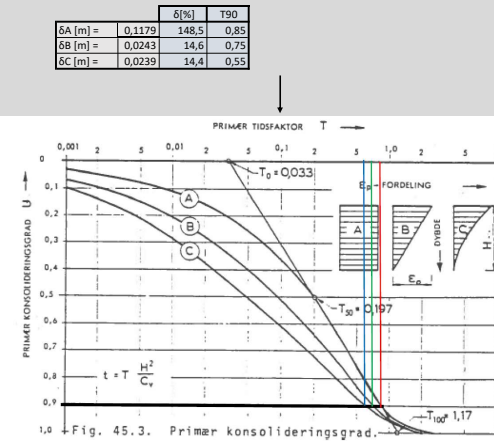
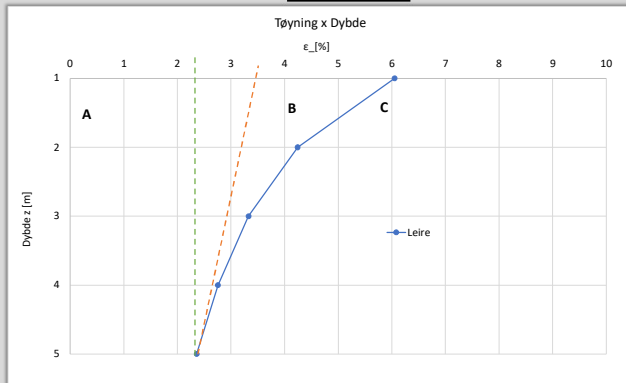
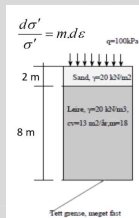


Depth [m]	Displacement [m]	Time [years]
0,00	0,144	10,0000

D [m]	5	y'sand [kN/m]	18	$\epsilon_{s(sand)} = 2/m \cdot [(v_{ov1}/p_a - v_{ov0}/p_a)]$
q [kPa]	50	y'leire [kN/m]	20	
p [kPa]	10	op' [kPa]	34	$\epsilon_p = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma'_0 + \sigma'_p}{\sigma'_0}$
u = y'w * z	10	m [kPa]	30	
OCR	1,5	cv [m ² /år]	5	

Dybde z [m]	σ'o	Δσ	σ'o+σ'p	ε [%]	εp[ave.]	Δδ (m)	Grunn
1	8	41,14	49,14	6,0509	5,14703	0,1660	Sand
2	16	34,93	57,14	4,2432	3,78577	0,1146	Sand
3	24	30,41	65,14	3,3284	3,04196	0,0767	Sand
4	32	27,01	73,14	2,7556	2,55664	0,0463	Leire
5	40	24,40	81,14	2,3577	2,07140	0,0207	

Total δs (5 m) = 0,1660



Tabell 45.1. Primer konsolideringsgrad.			
Tidsfaktor, T	Konsolideringsgrad U		
	A = Rektangel	B = Trekant	C = Parabel
0,000	0,0000	0,0000	0,0000
0,001	0,0357	0,0694	0,1012
0,002	0,0505	0,0969	0,1398
0,005	0,0798	0,1496	0,2110
0,01	0,1128	0,2057	0,2830
0,02	0,1596	0,2792	0,3715
0,05	0,2523	0,4047	0,5075
0,1	0,3568	0,5159	0,6132
0,2	0,5041	0,6378	0,7159
0,5	0,7639	0,8284	0,8659
1,0	0,9313	0,9500	0,9609
2,0	0,9942	0,9958	0,9967
∞	1,0000	1,0000	1,0000

H [m]	5	δA [m]	0,1179
Cv [m ² /yr]	5	δB [m]	0,0243
tp	5,00	δC [m]	0,0239
t90	7,33	δ90 [m]	0,1494

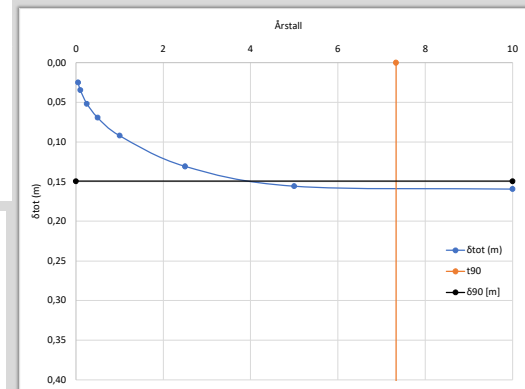
$$t_p = H^2 / C_v = (12m)^2 / 20 \text{ m}^2/\text{Year}$$

$$t_{90} = t_p (T_{90A} \delta A / \delta_{B-20} + T_{90B} \delta B / \delta_{B-20} + T_{90C} \delta C / \delta_{B-20})$$

T	t=T·H ² /Cv	UA	UB	UC	δA · UA	δB · UB	δC · UC	δtot (m)
0,010	0,05	0,1128	0,2057	0,2830	0,0133	0,0050	0,0068	0,0250
0,020	0,10	0,1596	0,2792	0,3715	0,0188	0,0068	0,0089	0,0345
0,050	0,25	0,2523	0,4047	0,5075	0,0297	0,0098	0,0121	0,0517
0,100	0,50	0,3568	0,5159	0,6132	0,0421	0,0125	0,0146	0,0692
0,200	1,00	0,5041	0,6378	0,7159	0,0594	0,0155	0,0171	0,0920
0,500	2,50	0,7639	0,8284	0,8659	0,0901	0,0201	0,0207	0,1308
1,000	5,00	0,9313	0,9500	0,9609	0,1098	0,0231	0,0229	0,1558
2,000	10,00	0,9942	0,9958	0,9967	0,1113	0,0242	0,0238	0,1593

x
0
10
Årstall

y
0
0,5





**Trøndelag
fylkeskommune**

Trööndelagen fylhkentjälte

www.trondelagfylke.no