



KLÆBUVEIEN 217

NOTAT- VURDERING AV ADKOMST TIL VA- ANLEGG



UTARBEIDET FOR:

THAI BUDDHISTFORENINGEN TRONDHEIM

DOKUMENT NR.: 22080-RIG-03

REVISJON: 01

16 MAI 2023

Dokument Tilleggsvurderinger adkomst til VA-anlegg

Prosjekt Detaljregulering- Klæbuvegen 217 Thai Buddhistisk Tempel

Kunde Thai Buddhistforeningen Trondheim

Prosjektnr. 22080

Dokumentnr. 22080-RIG-03

Revisjon 01

Revisjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Kontrollert	Godkjent
01	16. mai 2023	Utarbeidet rapport	DM	SSB	SSB

Sammendrag

Geo Norway er engasjert av Thai Buddhistforening Trondheim for å utføre en geoteknisk vurdering av eksisterende VA anlegg. Foreliggende rapport er en videreføring av tidligere utført stabilitetsvurdering, dokumentert i notat 22080-RIG-02. Hensikten med vurderingen i dette notatet er å vurdere mulighet for løsning som sørger for adkomst til VA-anlegg etter at planlagt tempel er oppført. Inkludert i denne vurderingen er også et overordnet kostnadsestimat av de vurderte løsningene.

Behovet for denne vurderingen har framkommet i forbindelse med møte med kommunalteknikk i Trondheim kommune 24.01.2023 og 20.03.2023. Utfordringen er eksisterende offentlig ledningsnett; en AF-ledning på ca. 7.5 meters dybde som er i drift. Foreløpige beregningene viser at det ikke er mulig å grave til underkant AF-ledning med åpen graving etter planlagt tempel er etablert. Beregninger viser også at stabiliteten er for lav for åpen graving i retning mot naboeiendom (garasje). Det er vurdert som ikke mulig å frigrave AF-ledningen uten sikringskonstruksjoner.

Foreliggende vurderinger består av to hovedalternativer:

- 1, Vurdering av løsninger som sikrer adkomst til eksisterende AF1100- ledning etter oppført tempel.
- 2, Vurdering av løsninger som sikrer adkomst til nytt VA-anlegg, etablert som erstatning for eksisterende AF1100 ledning.

Hovedalternativ 1 består av følgende tre alternativer:

- a, 1-sidig Spuntvegg på utkraging, installert nært tempelbygning
- b, 1-sidig Spuntvegg med løsmassestag
- c, 2-sidig spuntvegg med innvendig avstivning

Det gjøres oppmerksom på at alternativ 2 er foreløpig vurdert som et lite aktuelt alternativ av kommunalteknikk.

Basert på utførte vurderinger er det anbefalt løsningen med 2-sidig innvendig avstivet spunt. Denne løsningen er referert som alternativ 1c i dette notatet. Kostnaden for denne spuntkonstruksjon er antatt å være i størrelsesorden 4.4 MNOK. Det er også antatt nødvendighet å massutskifte stedlige, delvis forurensede fyllmasser, i forbindelse med utgraving og tilbakefylling av byggegroppen. Kostnaden for dette er estimert til ca. 0.9 MNOK for utgraving, bortkjøring og deponering, og ca. 0.7 MNOK for tilbakefylling med kvalitetsmasser.

I tillegg finnes det en mulighet med kombinasjon av masseutskifting og 2-sidig spunt. Dette vil kunne redusere spuntlengde, dimensjon og innvendige stivere. Dersom det besluttes å videre med alternativ 1c vil det utføres detaljerte beregninger slik at løsningen blir mest mulig kostnadseffektiv. Dette anses som en ev. optimalisering av anbefalt løsning, 1c.

Endelig behov for massutskifting og muligheter for bruk av stedlige masser må vurderes i detalj i neste fase og dersom det konkluderes et redusert behov for massutskifting vil også kostnadene reduseres.

Vurderingene dokumentert i foreliggende notat er foreløpige, med fokus på gjennomførbarhet og overordnet kostnadsbilde knyttet til løsninger for adkomst av VA-anlegg. Dersom vurderte løsninger skal gjennomføres må løsningene detaljprosjekteres i en senere planfase, dvs en fase som ikke er knyttet til detaljregulering av Thai tempel. Det er også andre forhold som eksisterende infrastruktur i grunnen, naboforhold (inkludert tillatelser) og grensesnitt til det nye fremtidige kommunaltekniske anlegget, som må vurderes i detalj dersom noen av de vurderte løsningene velges for videre utredning. Det må utføres supplerende grunnundersøkelser for detaljprosjektering av planlagt bygning og eventuelt tilhørende geotekniske tiltak.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	5
2	Grunnlag for vurdering	7
3	Grunnforhold og Topografi	8
3.1	Grunnforhold.....	8
3.2	Topografi	9
4	Geotekniske vurderinger	10
4.1	Alternativ 1a	12
4.2	Alternativ 1b.....	14
4.3	Alternativ 1c	14
4.4	Alternativ 2	16
5	Graving	19
5.1	Alternativ 1c	19
5.2	Alternativ 2	20
6	Kostnadsvurdering	21
6.1	Alternativ 1a (utkraget spunt).....	21
6.2	Alternativ 1b (spunt med løsmassestag).....	21
6.3	Alternativ 1c (innvendig avstivet spunt)	21
6.4	Alternativ 2	23
7	Konklusjon	24

1 Innledning

Geo Norway er engasjert av Thai Buddhistforening Trondheim for å utføre en geoteknisk vurdering av eksisterende VA anlegg og muligheter for tilkomst til VA-anlegg etter planlagt bygning er oppført.

Trondheim kommune har stilt krav om adkomst til eksisterende VA-anlegg på tomten etter oppførende av planlagt Tempel. Innledende stabilitetsberegninger utført av GEO Norway AS indikerer at det ikke er mulig å grave til underkant VA-rør (AF1100-rør) etter tempelet er bygget, uten sikringstiltak, ref. notat 22080-RIG-02.

Foreliggende notat dokumenterer en vurdering av mulige løsninger som sikrer adkomst til eksisterende VA-anlegg, etter at planlagt tempel er oppført.

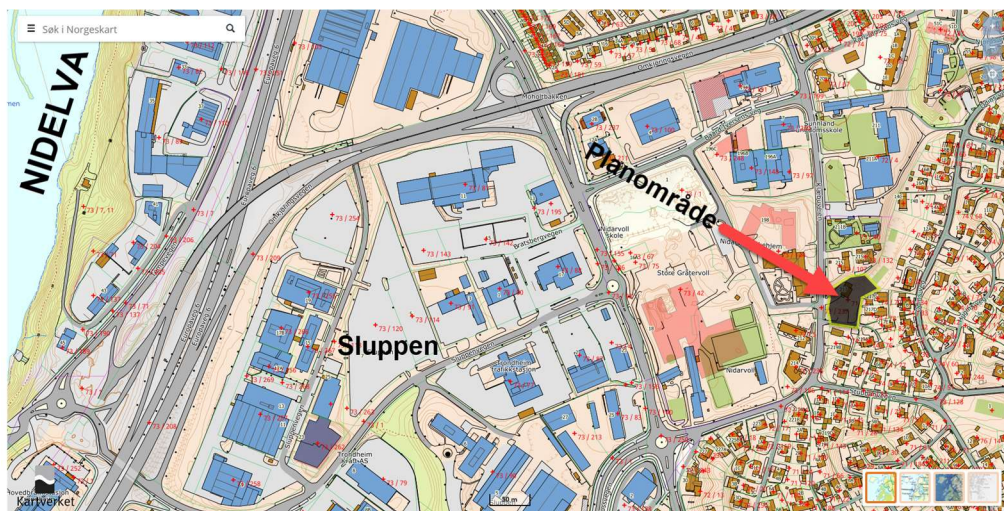
Tiltaksområdet ligger ved Klæbuveien 217 (gnr./bnr. 71/4) i Trondheim kommune og benyttes i dag til boligformål. Eiendommen avgrenses av Klæbuveien mot vest og ellers mot boligbebyggelse. Nord på eiendommen er det etablert en gruslagt parkeringsplass, mens resten av eiendommen hovedsakelig består av grøntareal.

Eiendommen har et areal på ca. 2.500 m². Området bestod opprinnelig av et ravinelandskap, med Fredlydalen som en gjennomgående struktur. Bekkedalen krysser tvers over Klæbuveien 217, fra nordøst mot sørvest. Bekkedalen er i dag gjenfylt og bekken er lagt i rør. Dette røret benevnes som AF1100 ledning i foreliggende rapport.

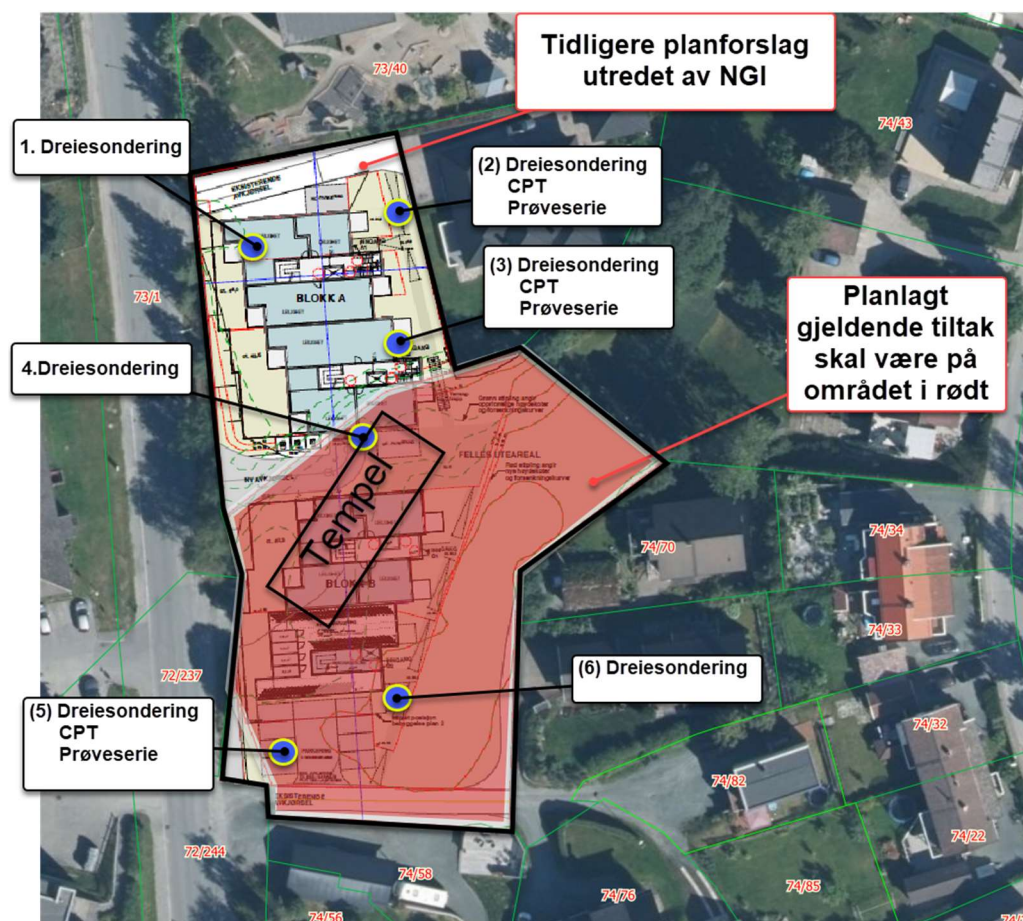
Terrenget på området skrår svakt fra ca. kote +40,5 i nordvest til ca. kote +38 mot øst. Terrenget på nabotomten i nord ligger på ca. kt. +44 – kt. +45.

I miljøgeologisk rapport står det at eiendommen ligger i randsonen til det kommunale deponiet i Fredlydalen, som fra ca. 1950 til 1970 ble benyttet som deponi for industriavfall og husholdningsavfall. Basert på historiske flyfoto ble deponiet avsluttet på vestsiden av Klæbuveien.

Planområdet er vist Figur 1-1. Figur 1-2 viser omtrentlig plassering av tempelet på tomten, og omtrentlig plassering av tidligere utførte geotekniske undersøkelser.



Figur 1-1 Oversiktskart viser planområdet (norgeskart.no). Prosjektområdet omtrentlig markert svart polygon



Figur 1-2 Skisse av foreliggende planforslag sammenlignet med tidligere planforslag og plassering av tidligere utført grunnundersøkelser

2 Grunnlag for vurdering

Foreliggende vurdering er utført basert på dokumentene presentert i Tabell 2-1

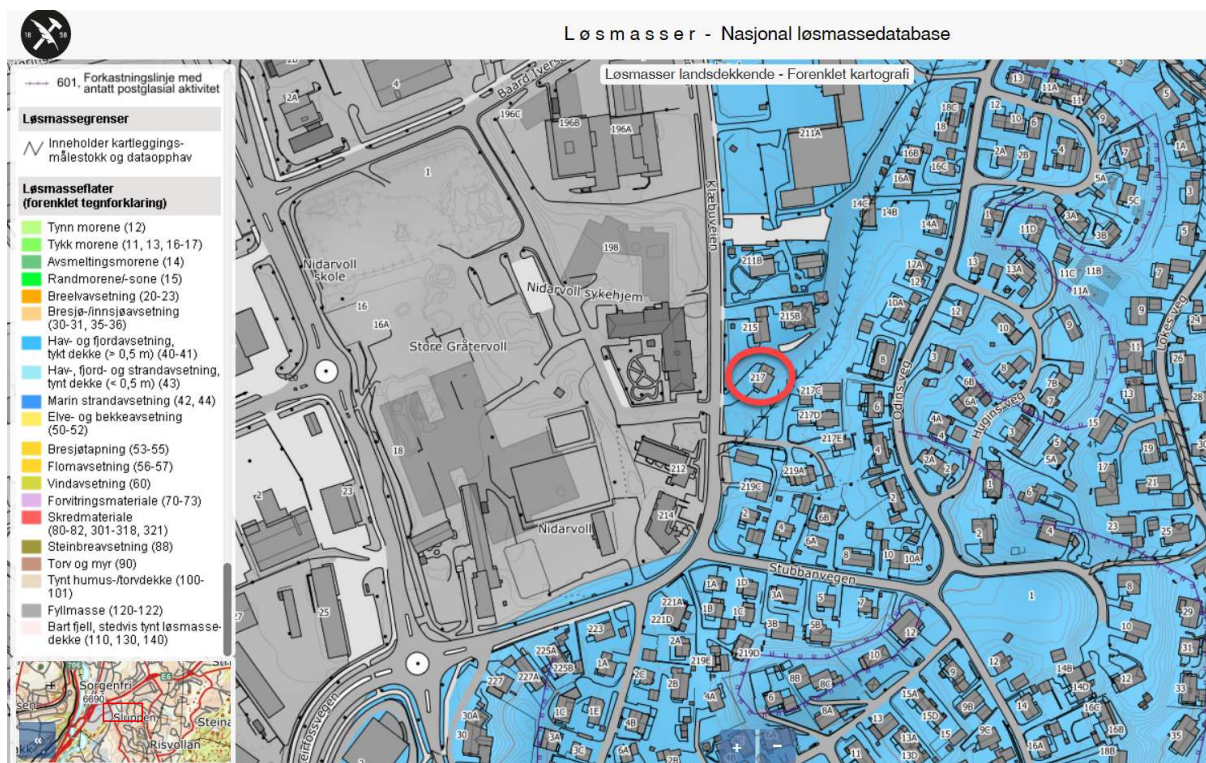
Tabell 2-1 Grunnlag for vurdering

Dokument		Tittel	Dato
[1] Snitt-tegning HS100	Structor	Foreløpig Snitt TF (PDF og DWG)	01-03-2023
[2] Snitt-tegning HS101	Structor	Foreløpig Snitt TI (PDF og DWG)	01-03-2023
[3] Snitt-tegning HS102	Structor	Foreløpig Snitt TG (PDF og DWG)	01-03-2023
[4] Snitt-tegning HS103	Structor	Foreløpig Snitt TH (PDF og DWG)	01-03-2023
[5] Reguleringsrapport	NGI	8.4A 2017-04-27 NGI Geoteknisk vurdering for reguleringsplan Kløv215 217	2017-04-27
[6] Datarapport	NGI	20160833-01-R, Klæbuveien 215-217. datarapport grunnundersøkelser	2017-02-07
[7] Vurderingsrapport	GEO Norway	22080-RIG-02 - Notat stabilitetsvurdering VA anlegg_rev00	2023-03-10
[8] miljørapport	Multiconsult	10244182-RIGm-RAP-001 Miljøgeologisk rapport- Klæbuveien 217	2022.06.16
[9] Møtereferat rev02/møte	Structor	Møte/referat fra møte mellom prosjekteringsgruppe, prosjektledelse og kommunalteknikk	2023.03.20

3 Grunnforhold og Topografi

3.1 Grunnforhold

Kvartærgeologisk kart fra NGU er vist i Figur 3-1. Kartet indikerer at løsmassen på eiendommen består av hav- og fjordavsetninger (leire) med stedvis stor mektighet. Det er en bekkeravine som krysser eiendommen i retning fra nordøst mot sørvest.



Figur 3-1 Løsmassekart (www.NGU.no)

Basert på relevante stedspesifikke grunnundersøkelser, er følgende beskrivelse av grunnforhold og grunnvannsforhold gjort av NGI, i forbindelse med tidligere vurdering [5]

På den nordlige delen av tomten er det funnet lag av fast leire ned til ca. 6m dybde med gradvis overgang til bløt kvikkleire på 7.5m dybde. Det bløte kvikkleirelaget er ca. 4m tykt, for det igjen er overgang til middels fast til fast leire videre i dybden, hvor leiren også er mindre sensitiv. Det antas at dette nedre leiragen korresponderer med leire

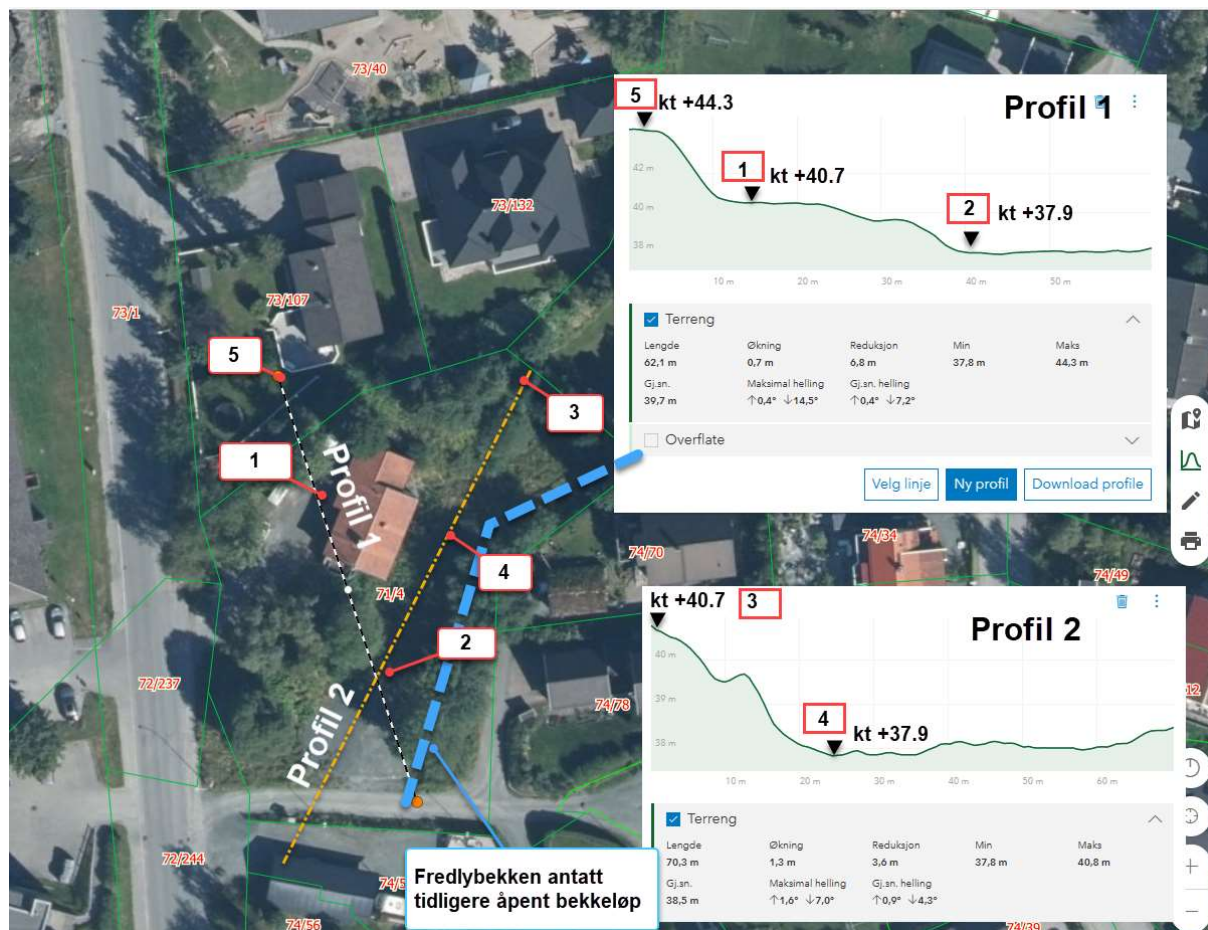
Grunnundersøkelser tyder på at mektigheten av fyllmasser på den sørlige delen av tomten er på ca. 5-6m. Fyllmassene består av blandede masser av leire, grus og sand med innslag av organiske masser, trevirke og tegl. Under fyllmassene er det funnet middels fast til fast leire med en del sandlag nedover i dybde. Det er boret inntil 40m uten at berg eller fastere masser er påtruffet. Det er målt poretrykk under nordlige platået i hhv. 10 og 15m dybde. Disse viser et trykk på 6m stighøyde på 10m dyp og en økning med dybden, som tilsvarer 40% av hydrostatisk trykk, noe som tyder på nedoverrettet strømningskomponent. Grunnvannstand i bunn av skråning, i området for det aktuelle røret, er antatt å ligge ca. 0.5-1m under terreng.

3.2 Topografi

Tomten ligger delvis over en gjenfylt ravine (Fredlybekken som går i AF 1100 ledning) og delvis på kanten av den samme ravinen. Grunn- og terrengforhold er preget av dette. Terrenget på den sørlige delen av tomten ligger på kote + 38. Kart fra eldre rapporter tyder på at det på aktuell tom er et møte mellom to raviner fra hhv. NØ og SØ, som har fortsatt in én ravine under Klæbuveien, og videre vestover. Kartene tyder på at terrengnivået kan tidligere ha ligget på ca. kote +31 i bunnen på ravinen, noe som skulle tilsi inntil 7m fylling.

Den Nordlige delen av tomten ligger på kote + 44 – 45 og utgjør platået like nordvest for Fredlybekken.

Det gjøres oppmerksom på at platået på ca. kote +44-45 ligger på naboeiendom nord for aktuell tomt. I Figur 3-2 vises to høydeprofiler, samt antatt plassering av tidligere bekkeløp, når dette ikke var lukket.



Figur 3-2 Topografi på aktuell tomt

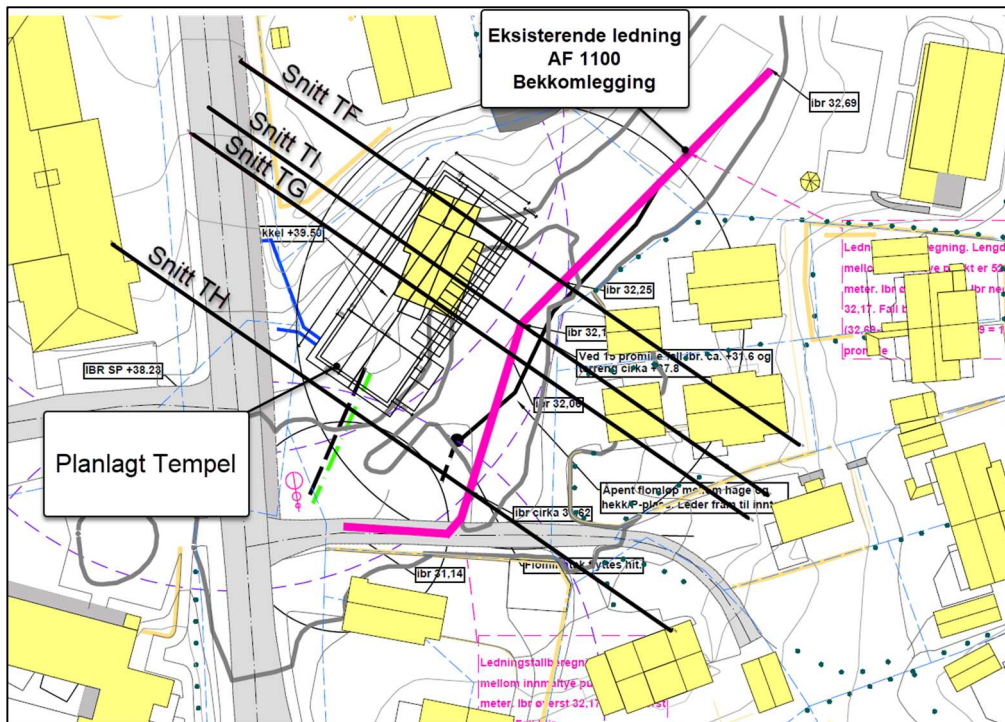
4 Geotekniske vurderinger

Vurderingene består av to hovedalternativer:

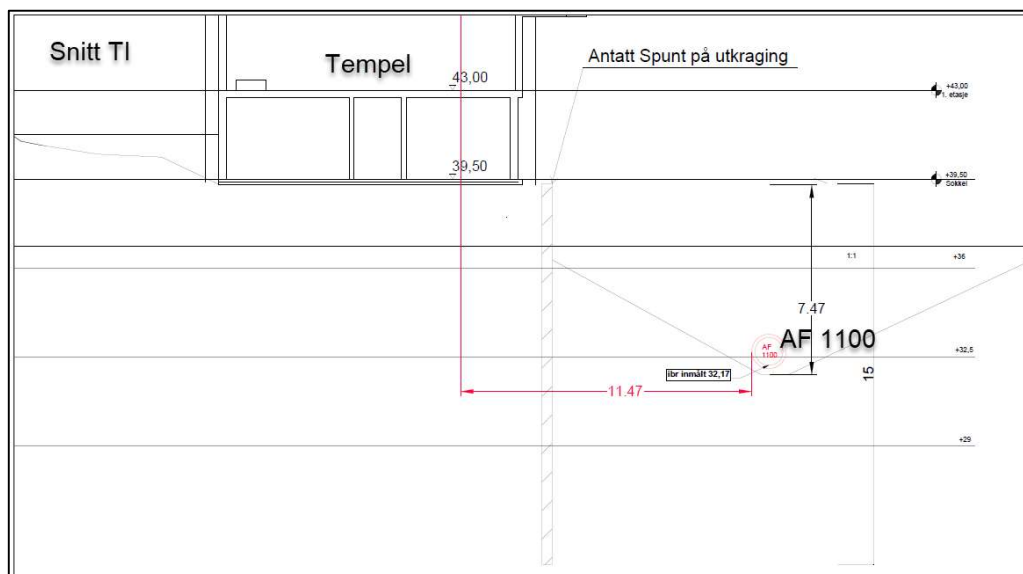
1. Vurdering av løsninger som sikrer adkomst til eksisterende AF1100- ledning etter oppført tempel.
2. Vurdering av løsninger som sikrer adkomst til nytt VA-anlegg, etablert som erstatning for eksisterende AF1100 ledning.

Hovedalternativ 1 består av følgende tre alternativer:

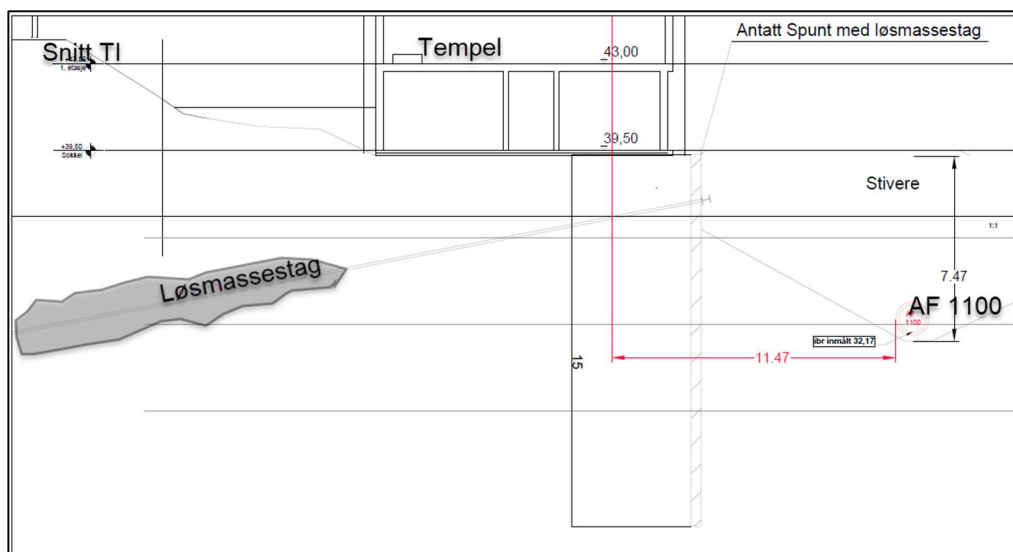
- a) 1-sidig spuntvegg på utkraging, installert nært tempelbygning
- b) 1-sidig spuntvegg med løsmassestag
- c) 2-sidig spuntvegg med innvendig avstivning



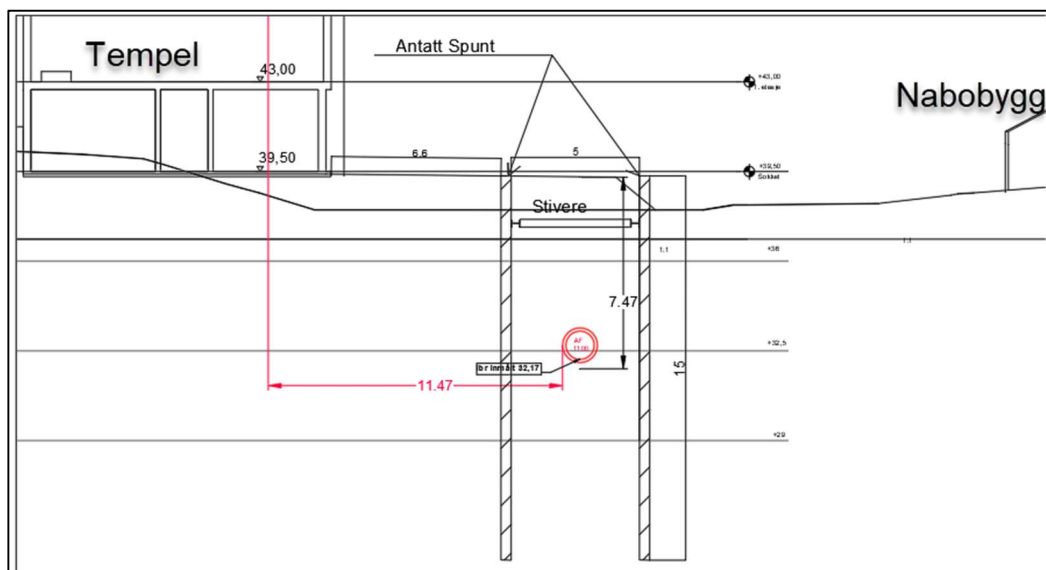
Figur 4-1 Planlagt plassering av tempel I forhold til AF1100 ledning (Fredlybekken)



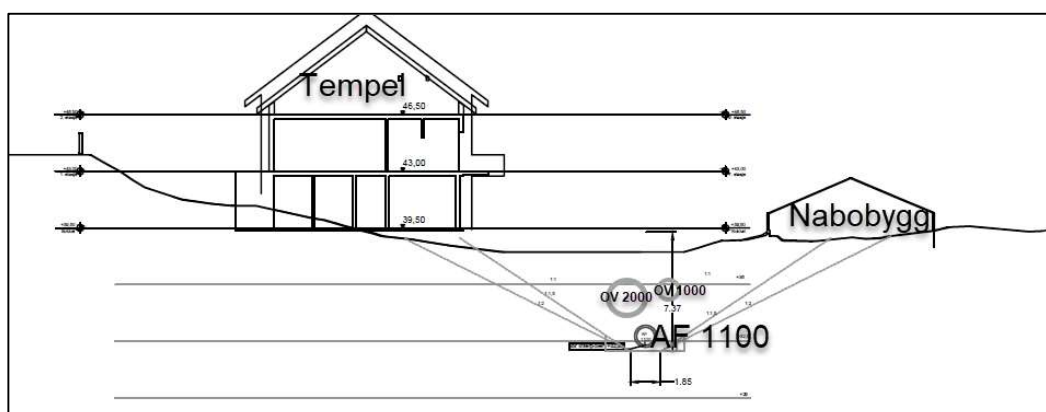
Figur 4-2 Snitt T1 inkludert skissert løsning med spunt på utkraging (alternativ 1a)



Figur 4-3 Snitt T1 inkludert skissert løsning med spunt med løsmassesteg (alternativ 1b)



Figur 4-4 Snitt TI inkludert skissert løsning med innvendig avstivet spunt (alternativ 1c)

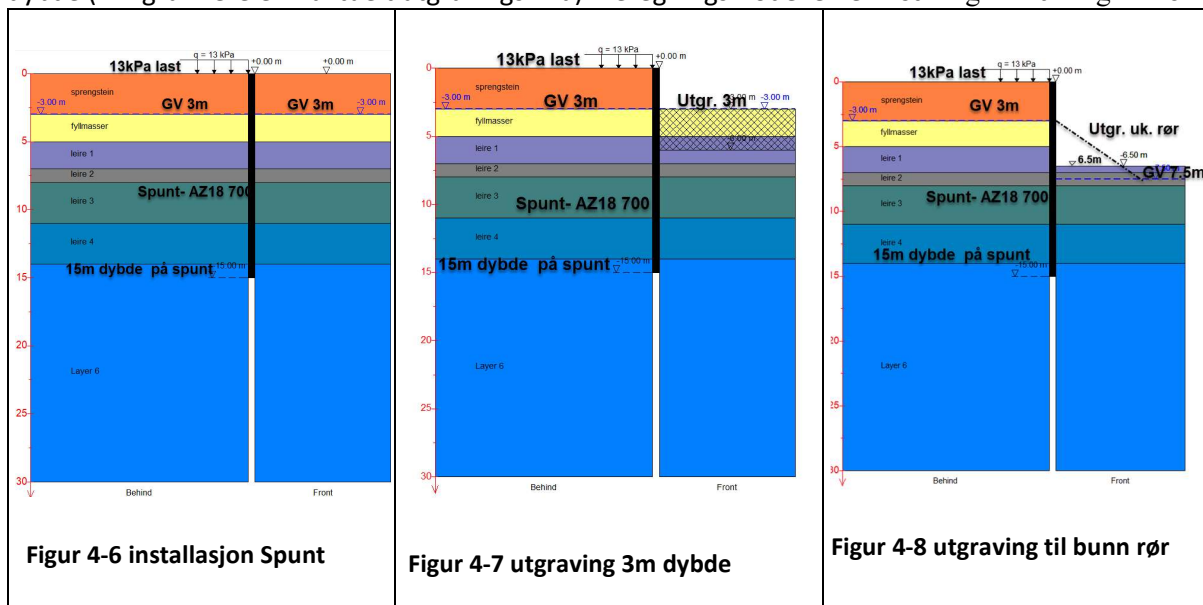


Figur 4-5 Snitt TF inkludert skissert plassering av nytt VA-anlegg (alternativ 2)

4.1 Alternativ 1a

Spunt på utkraging betyr at spunten ikke har noen stag, eller stivere som «mothold» når det graves ut, og dette gir en lavere kapasitet og større deformasjoner sammenlignet med en spunt med avstivning. Forutsetninger for vurdering av alternativ 1a (spunt på utkraging) er at de øverste 3m stedlige fyllmasser massutskiftes med knust steinmateriale (kvalitetsmasser) med en friksjonsvinkel på 42 grader. Det er antatt at det installeres en standard spuntdimensjon (for eksempel AZ18-700 spunt) til 15m dybde 1m fra yttervegg på planlagt tempel. Tempelet et forutsatt fundamentert på peler og det er inkludert en liten tilleggslast 13kPa for å ta høyde for noen laster som virker på terreng mellom lastbærende fundamenter. For utgraving er grunnvann forutsatt å ligge 3m under terreng, i overgangen mellom drenerende kvalitetsmasser og eksisterende fyllmasser. Etter utgraving

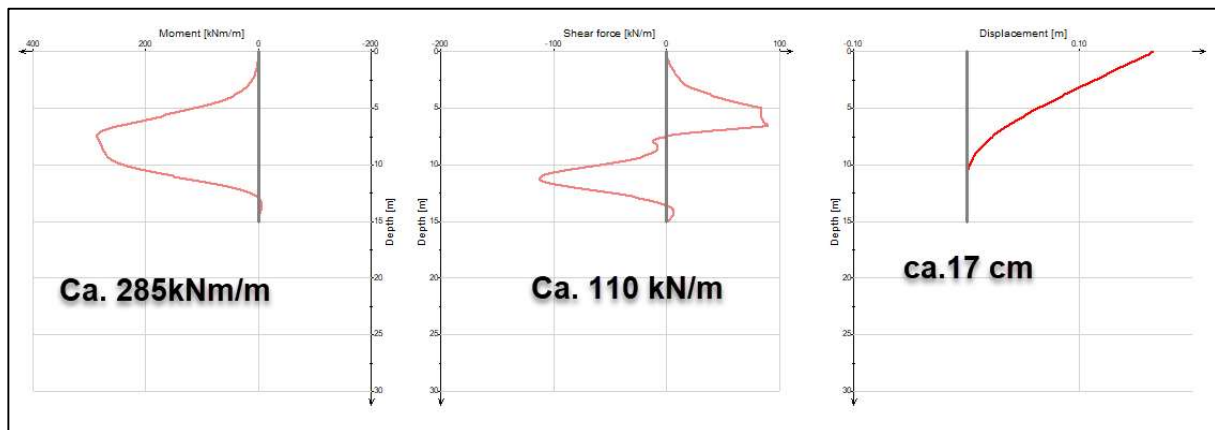
er grunnvann antatt å være i nivå med utgraving (ca. 7.5m under terreng). Utgravingen er forutsatt utført i to faser, der vi først graver helt ned til 3m dybde og deretter fortsetter graving med en graveskråning ned til underkant rør (ca 7.5m under terreng), se stiplet linje i Figur 4-8. Beregningsmodellen er geometrisk forenklet siden beregningsverktøyet ikke håndterer skrånende terreng. Motholdet fra jordmassene foran spunten er inkludert ved å fjerne alle masser ned til 6.5m dybde (1m grunnere enn aktuelt utgravingsnivå). Beregningsmodellen er vist i Figur 4-6 - Figur 4-8.



Resultatene fra beregningen viser at deformasjonene på spunten er på i størrelsesorden 17 cm for den analyserte spuntveggen. Siden avstand mellom spunt og bygning svært liten vurderes deformasjoner i denne størrelsesorden som uakseptable. Konsekvensene for bygningen dersom massene mellom pelene begynner å bevege seg er noe usikre og det anbefales ikke å planlegge for en slik løsning. I tillegg er det kvikkleire i området og det bør ikke benyttes løsninger som føre til høy mobilisering i slike masser.

Det er mulig å benytte en stivere spuntkonstruksjon, som for eksempel en boret rørsput (600mm 16mm), utstøpt med armert betong. Det er utført en beregning med en slik løsning og foreløpig konklusjon er at dette vil kunne være gjennomførbart. En slik løsning er imidlertid betydelig dyrere en standard løsning med rammet Z-spunt, se også kostnadsoverslag i kapittel 6.

Alternativet til rørsput, og «standard dimensjon» av rammet Z-spunt, er å benytte kraftigere Z-spunt (for eksempel AZ50). Denne vil imidlertid også være betydelig dyrere (ca. 2.5 x mer stål). En slik løsning vil altså være dyr, og samtidig er det fortsatt risiko for deformasjoner i massene under huset.



Figur 4-9 Resultater for alternativ 1a.

4.2 Alternativ 1b

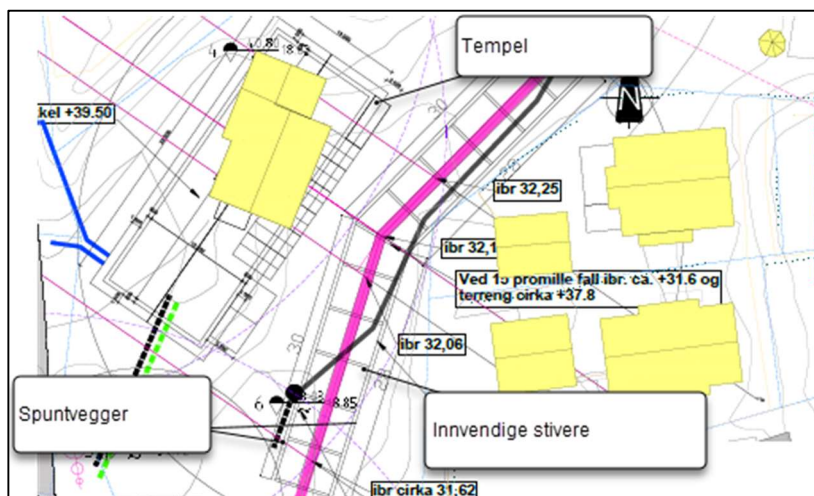
Forutsetninger for vurdering av alternativ 1b (spunt med utvendig løsmassestag) er i prinsippet samme som for alternativ 1a. Utgraving vil skje i to steg, først graves det ned til ca. 2m og stagene installeres. Etter stagene er spent opp graves resterende masser ut.

Det er ikke utført noen beregninger av denne løsningen. Prinsippet for denne løsningen er at det bores stag gjennom spunten i en relativt slak vinkel godt forbi aktiv-sonen bak spuntveggen, og deretter injiseres det mørtel som gir en økt kontaktflate mellom stagene/mørtelareale og omgivende jordmasser. Kapasiteten fra løsmassestag er avhengig av løsmassenes geotekniske parametere. Den ytre kapasiteten utgjøres av summen av friksjon langs overflaten av injisert mørtel, og spissmotstand mot endeflaten av injisert mørtel.

For aktuell plassering av planlagt bygning og grunnforhold i området er det imidlertid ikke anbefalt å benytte løsning med løsmassestag. Hovedargument for å ikke anbefale en slik løsning er at stagene er forventet å kunne føre til deformasjoner i forbindelse med injisering av mørtel, og endrede poretrykksforhold innenfor og utenfor tomtetegrense. Det er også forventet behov for mange stag, noen som vil være kostnadsdrivende. I tillegg er det påvist kvikkleire i området bak spuntveggen, som vil gi større usikkerheter knyttet til deformasjoner i forbindelse med installasjon av stagene. Kvikkleire vil også gi svært lav friksjon/kapasitet.

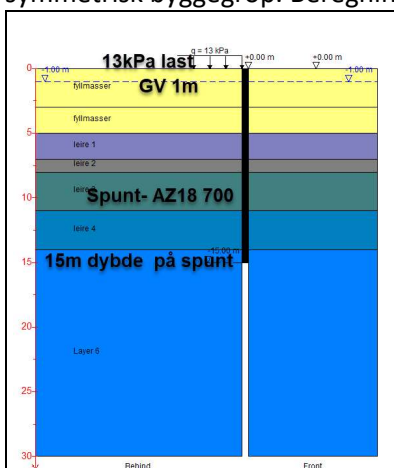
4.3 Alternativ 1c

Forutsetninger for vurdering av alternativ 1c (2-sidig spunt med innvendige stivere) er at det først graves ned til 2m og deretter monteres puter og stivere. I neste steg graves det ut til UK rør. Det er antatt at det installeres en AZ18-700 spunt til 15m dybde 5.5m fra yttervegg på planlagt tempel, se planskisse på antatt omtrentlig plassering av spuntvegger, se Figur 4-10.

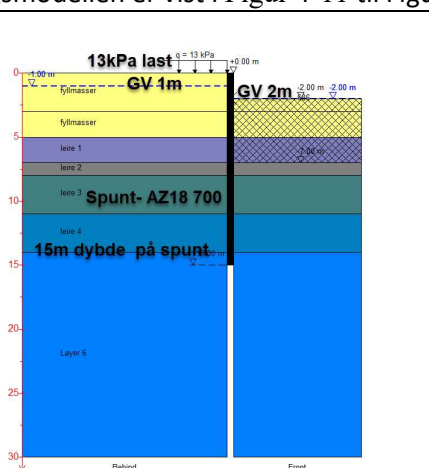


Figur 4-10 antatt omtrentlig plassering av spuntvegger

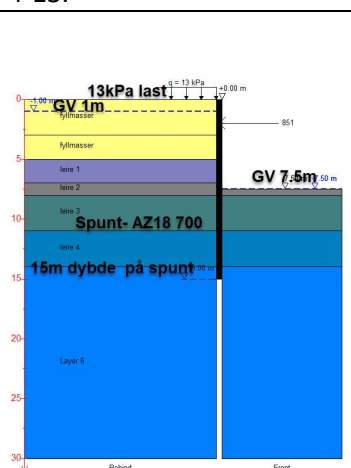
Tempelet et forutsatt fundamentert på peler og det er inkludert en terrenglast på 13kPa for å ta høyde for anleggsvirkosomhet. Grunnvann er i beregningene forutsatt å ligge 1m under terreng. Etter utgraving er grunnvann antatt å følge nivået for utgraving (maksimalt ca. 7.5m under terreng). Utgravingen er forutsatt utført i to faser, der vi først graver ned til ca. 2m dybde, og deretter installeres puter på spunt, og innvendige stivere. Avstand mellom spuntveggene er antatt 5m og senteravstand mellom stiverne er antatt ca. 5m. Etter stiverne og putene er installert graves det ned til ned til underkant rør (ca. 7.5m under terreng), se Figur 4-13. Figuren viser en side av en 2-sidig symmetrisk byggegrøp. Beregningsmodellen er vist i Figur 4-11 til Figur 4-13.



Figur 4-11 installasjon 2-sidig Spunt



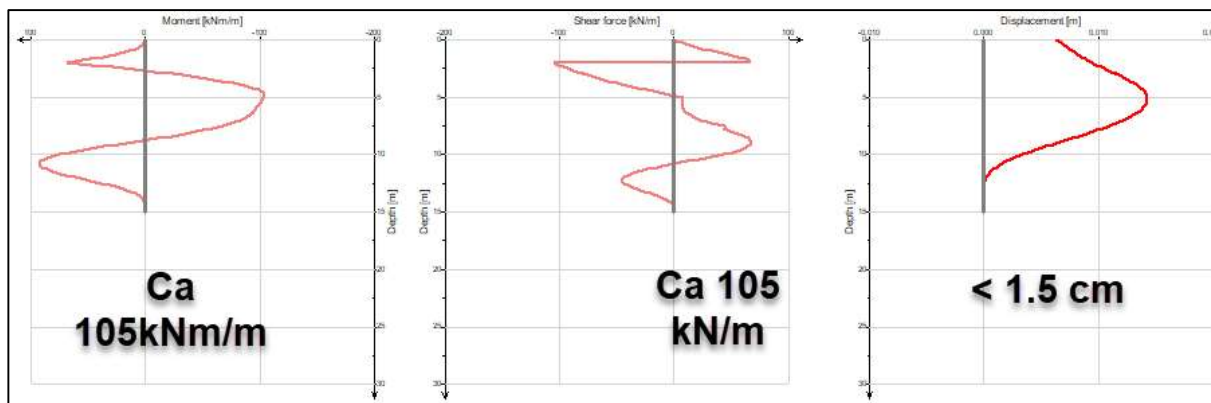
Figur 4-12 utgraving 2m dybde og inst. stivere og puter



Figur 4-13 utgraving til bunn rør

Resultatene fra beregningene viser at deformasjonene på spuntene er mindre enn 2cm. Beregnet kraft i stivere etter full utgraving er ca. 850kN. Moment og skjærkrefter i spuntene er relativt lave og spuntdimensjon kan muligens reduseres ifm detaljprosjektering. Løsningen er vurdert som gjennomførbart. Det gjøres oppmerksom på at endelig plassering av spunt vurderes i forhold til eksisterende infrastruktur i grunnen. Det kan ikke utelukkes at det kan bli behov for omlegging av

eksisterende infrastruktur i grunnen. Dette må vurderes i detalj i neste fase dersom det velges å gå videre med løsningen. Se også kostnadsoverslag i kapittel 6.



Figur 4-14 Resultater for alternativ 1c.

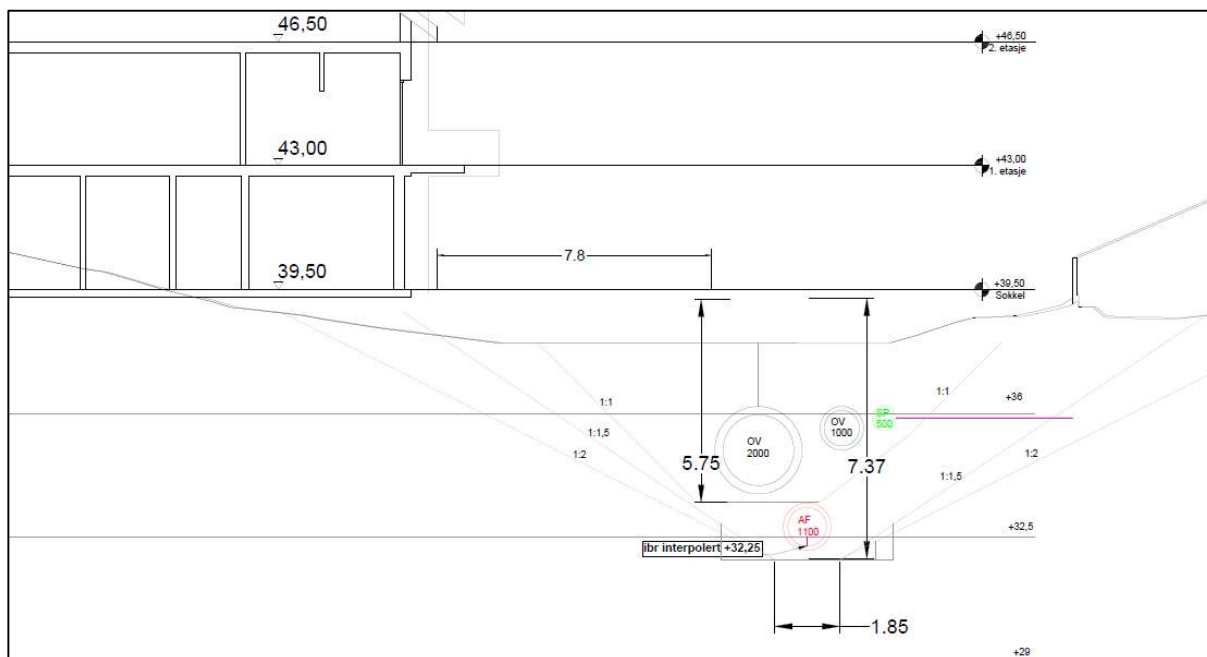
4.4 Alternativ 2

Structor har skissert et forslag der eksisterende AF1100 ledning blir erstattet med nytt, grunnere, VA anlegg som vil kunne være et OV2000 rør og et OV1000, der OV2000 røret er plassert nærmest planlagt tempel. I skissert forslag ligger UK OV2000 rør ca. 5.7m under terreng og ca. 8m fra planlagt bygning, se Figur 4-15.

Alternativ 2 forutsetter at kommunalteknikk bygger nye ledninger før tempelet bygges. Denne løsningen ble tidligere diskutert i møte med kommunalteknikk [9]. Det ble gjort oppmerksom på at dette sannsynlig er et lite aktuelt alternativ siden kommunalteknikk per i dag ikke kan forutse når dette arbeidet vil kunne starte. Dette alternativet ble likevel vurdert i foreliggende studie i tilfelle det skulle bli en aktuell løsning.

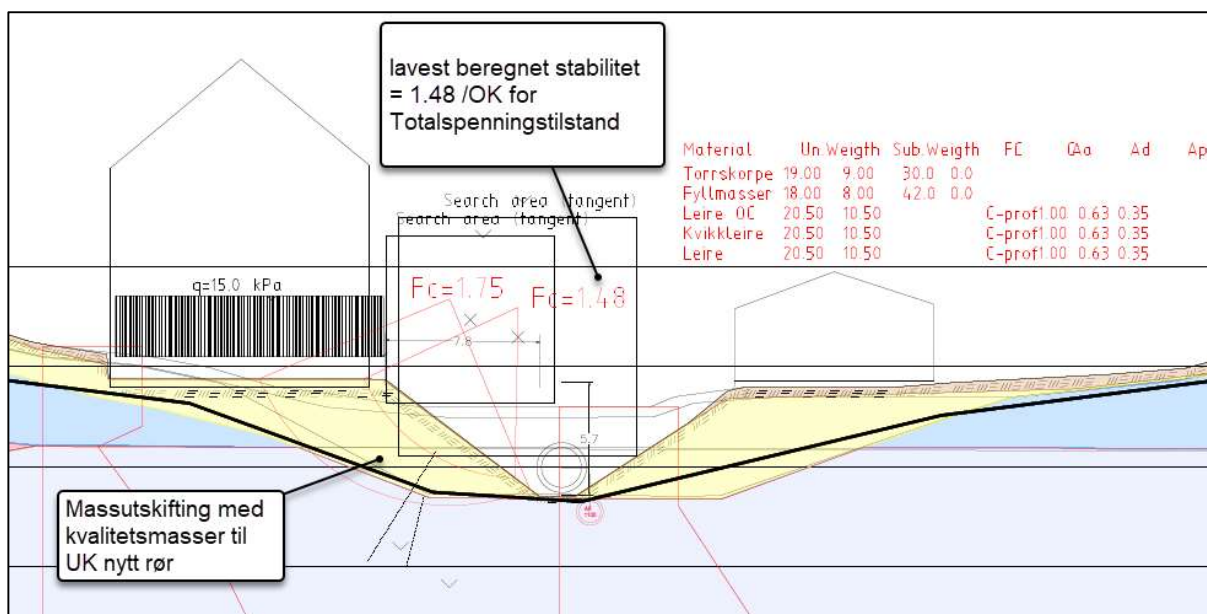
Vurderingen av dette forslaget er basert på forutsetningen av det massutskiftes til underkant rør med drenerende kvalitetsmasser (knust steinmateriale), i forkant av etablering av tempel. Det gjøres oppmerksom på at det er bare vurdert stabilitetsforhold i skråning i retning mot planlagt tempel og ikke mot nabobebyggelse.

Beregningene er utført basert på antagelsen om at grunnvannstand vil følge utgravingsnivået. Etter ferdig graving til UK rør er grunnvannstand antatt å være i grense mellom stedlige masser og drenerte steinmasser (kvalitetsfylling), se Figur 4-16.

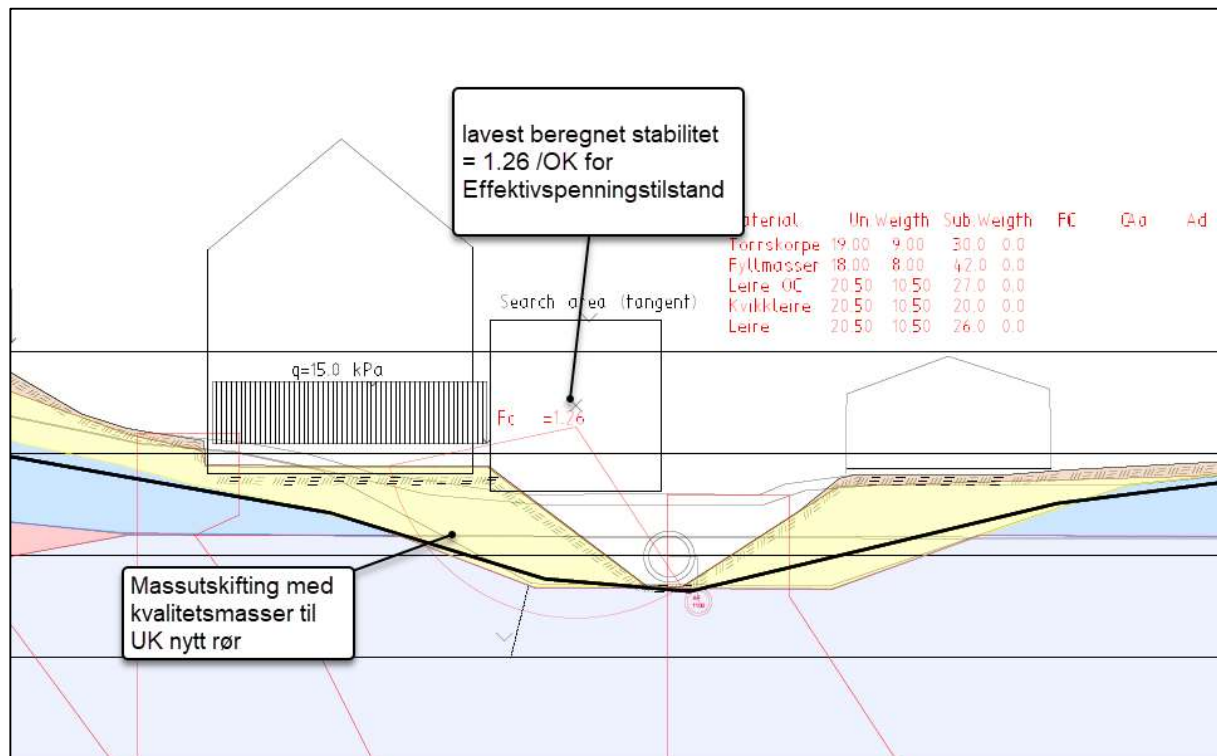


Figur 4-15 skissert løsning med nytt VA-anlegg

Beregninger viser at stabiliteten vil være tilfredsstillende for åpen graving under forutsetning at nytt VA-anlegg plasseres slik skissert i Figur 4-15 og at det massutsiftes med kvalitetsmasser som vist i Figur 4-16. Beregninger i totalspenningstilstand viser en sikkerhetsfaktor på ca. 1.7 for et dypere stabilitetsbrudd. For en grunn overflateutglidning er stabiliteten beregnet til ca. 1.5. Beregninger i effektivspenningstilstand viser en sikkerhetsfaktor på ca. 1.25.



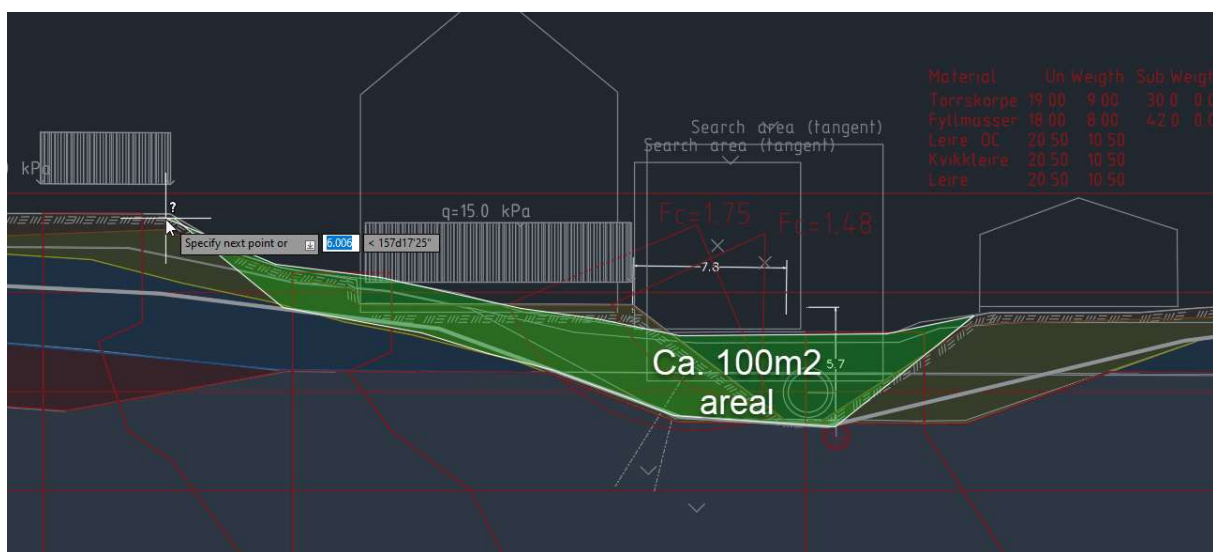
Figur 4-16 resultater fra stabilitetsberegninger for snitt TF (TSA) etter utgraving UK nytt rør.



Figur 4-17 resultater fra stabilitetsberegninger for snitt TF (ESA) etter utgraving UK nytt rør

5.2 Alternativ 2

For alternativ 2 er det en forutsetning at eksisterende «dårlige» masser skiftes ut med kvalitetsmasser av knust stein. Det må massutskiftes helt ned til underkant nytt OV2000 rør. Dette er forutsatt utført i hele planområdet siden byggegropen er forutsatt å dekke tilnærmet hele eiendommens lengde. grønt areal i **Error! Reference source not found.** viser omtrent hvor stort areal av massene i snitt TF som er forutsatt massutskiftet. Disse massene er forutsatt nødvendig å kjøre til deponi og 50% er antatt å bestå av forurensede masser i tilstandsklasse 2, og 50% i tilstandsklasse 1. Etter massene er skiftet forutsettes det at det tilbakefylles med kvalitetsmasser til planlagt endelig terreng. Antatt Snitt TF er antatt representativt for hele byggegropens lengde tilsvarer dette et volum på $60\text{m} \times 100\text{m}^2 = 6000\text{ m}^3$



Figur 5-2 Skisse - massutskifting av forurensede masser i snitt TF (grønt areal)

6 Kostnadsvurdering

Forliggende kostnadsvurdering er en overordnet vurdering av installert spunt, utgraving og bortkjøring og tilkjøring av masser. Vurderingen er foreløpig og må oppdateres dersom noen de vurderte alternativene skal gjennomføres. Det gjøres også oppmerksom på at kostnadsvurderingen bare inkluderer geotekniske tiltak knyttet til VA-anlegg og inkluderer altså ikke kostnader for andre geotekniske prosjekteringstiltak, som for eksempel peler dersom dette skulle være aktuelt. Det er også andre mulig kostnadsdrivende element som ikke er utredet i detalj, for eksempel konflikt med eksisterende infrastruktur i grunnen og/eller naboforhold/tillatelser etc.

6.1 Alternativ 1a (utkraget spunt)

Beregninger indikerer at en tradisjonell rammet z-spunt sannsynlig vil gi uakseptable deformasjoner av planlagt tempel og det har derfor ikke blitt utført noen kostnadsvurderinger av dette forslaget. Beregninger viser imidlertid at en utstøpt og armert boret rørsputt vil kunne benyttes for å muliggjøre utgraving av AF1100-ledning etter oppført tempel. Boret og utstøpt rørsputt er en dyr løsning og kostnaden er antatt å havne på i størrelsesorden 10 000 -15 000 NOK per kvadratmeter spunt. Antatt 1-sidig spuntvegg, med 15m lengde på rørene, over 60m lengde er antatt å koste i størrelsesorden 10 -14 MNOK. I tillegg er det forventet nødvendig med noen massutskifting for denne løsningen.

6.2 Alternativ 1b (spunt med løsmassesteg)

Alternativ 1b er ikke en anbefalt løsning og det er derfor ikke utført noen kostnadsvurderinger av dette

6.3 Alternativ 1c (innvendig avstivet spunt)

Basert på grove vurderinger av mengder og overordnede innspill fra en lokal entreprenør er det utført et kostnadsoverslag av løsningen med innvendig avstivet 2-sidig rammet Z-spunt, se Tabell 6-1.

Tabell 6-1 kostnadsoverslag spunt alternativ 1c

Spunt- Mengder		
Lengde spuntmåler	15	m
lengde spuntlinje	60	m
Antall spuntvegger	2	st
Lengde puter per spuntveg	60	m
Antall stivere	13	St
Lengde stivere	4.6	m
Totalt areal spunt	1800	m ²
Total lengde puter	120	m
Totalt antall stivere	13	st
Spunt -kostnad		
	NOK	enhet
Tilrigging	200000	st
AZ 18 700- ferdig installert	2000	m ²
Puter	4000	m
Stivere	10000	st
Summert		
AZ 18 700- ferdig installert	3800000	nok

Puter	480000	nok
Stivere	130000	nok
total	4.4	MNOK

I tillegg til spunt er det kostnader knyttet til utgraving av masser i byggegropen for adkomst til eksisterende rør. Kostnad for utgraving av masser i byggegropen er vist i Tabell 6-2. Det gjøres oppmerksom på at det kan være mulig å gjenbruke noen stedlige masser, men det er i denne fasen konservativt valgt å bortse ifra dette. Dette gjelder for alle gravearbeider for samtlige alternativer. Kostnad for tilbakefylling med kvalitetsmasser vil være avhengig av hvilken fraksjon som velges og hvor massene hentes ifra. I Foreliggende vurderinger er det antatt en kostnad på 150 NOK/tonn

Tabell 6-2 kostnadsoverslag for utgraving og deponering av masser fra massutskifting i byggerop.

Utgraving av byggegrop		
	NOK	enhet
Utgravingsdybde tilstandsklasse 1	1.5	m
Utgravingsdybde tilstandsklasse 2	6	m
Lengde spuntlinje	60	m
Avstand mellom spuntvegger	5	m
Beregnet teoretisk volum tilstandsklasse 1	450	m3
Beregnet teoretisk volum tilstandsklasse 2	1800	m3
Beregnet teoretisk vekt tilstandsklasse 1	900	tonn
Beregnet teoretisk vekt tilstandsklasse 2	3600	tonn
Kostnad deponi og utgraving		
	NOK	enhet
Kostnad for utgraving og bortkjøring tilstandsklasse 2	100	tonn
Kostnad for deponering tilstandsklasse 2	250	tonn
Kostnad for utgraving og bortkjøring tilstandsklasse 1	100	tonn
Kostnad for deponering tilstandsklasse 1	50	tonn
Summert		
	NOK	enhet
Kostnad for utgraving av tilstandsklasse 2	1.3	MNOK
Kostnad for utgraving av tilstandsklasse 1	0.1	MNOK
Summert	1.4	MNOK

Kostnad for tilbakefylling med kvalitetsmasser innenfor byggegrop er antatt i størrelsesorden **0.7MNOK**

6.4 Alternativ 2

Kostnader for massutskifting til UK OV2000 rør er forutsatt utført i forkant av eventuell installasjon av rør og oppføring av tempelet. Estimater er basert på innspill fra lokal graveentreprenør, se Tabell 6-3

Tabell 6-3 kostnadsoverslag for utgraving og deponering av masser fra massutskifting- alternativ 2

Utgraving massutskifting utenfor byggegrop		
		enhet
Beregnet teoretisk volum tilstandsklasse 1 (antatt 50%)	3000	m3
Beregnet teoretisk volum tilstandsklasse 2 (antatt 50%)	3000	m3
Beregnet teoretisk vekt tilstandsklasse 1	6000	tonn
Beregnet teoretisk volum tilstandsklasse 2	6000	tonn
Kostnad deponi og utgraving		
	NOK	enhet
Kostnad for utgraving og bortkjøring tilstandsklasse 2	100	/tonn
Kostnad for deponering tilstandsklasse 2	250	/tonn
Kostnad for utgraving og bortkjøring tilstandsklasse 1	100	/tonn
Kostnad for deponering tilstandsklasse 1	50	/tonn
Summert		
	NOK	enhet
Kostnad for utgraving av tilstandsklasse 2	2.1	MNOK
Kostnad for utgraving av tilstandsklasse 1	0.9	MNOK
Summert	3	MNOK

Kostnad for tilbakefylling med kvalitetsmasser er antatt i størrelsesorden **1.8MNOK**

7 Konklusjon

Basert på en forliggende overordnede vurderinger er det ikke anbefalt ensidig spuntvegg på utkraging. Det er vurdert som teknisk gjennomførbart, men kostnaden er antatt betydelig høyere sammenlignet med en innvendig avstivet sikringskonstruksjon, samtidig er risikoen for deformasjoner i planlagt tempel lavere for en innvendig avstivet 2-sidig spuntkonstruksjon.

Det anbefales ikke 1-sidig spuntkonstruksjon med utvendige løsmassestag og utvendige stag forankret i berg er, basert på forliggende grunnundersøkelser, antatt vanskelig grunnet dypt til berg. Det er boret til 40m uten å påtreffe berg.

Alternativ 2 er foreløpig vurdert som gjennomførbart dersom det massutskiftes til under nytt VA-rør. Dette er vurdert til å være den billigste løsningen. Denne løsningen er ikke gjennomførbar uten en omfattende massutskifting.

I tillegg finnes det en mulighet med kombinasjon av masseutskifting og 2-sidig spunt. Dette vil kunne redusere spuntlengde, dimensjon og innvendige stivere. Denne løsningen er ikke vurdert nærmere i foreliggende notat. Dette anses som en ev. optimalisering av anbefalt løsning, 1c.

Dersom det er nødvendig med adkomst til AF1100 ledningen er det anbefalt løsningen med innvendig avstivet spunt (1c). Kostnaden for dette er antatt i størrelsesorden 4.4 MNOK for spuntkonstruksjon, og dersom det blir nødvendig å massutskifte stedlige forurensede fyllmasser i henhold til foreliggende antagelse er det antatt en kostnad på ca. 1.4 MNOK for utgraving og deponering + 0.7 MNOK for tilbakefylling med kvalitetsmasser.

Det gjøres oppmerksom på at foreliggende beregninger er overslagsberegninger, og inkluderer dermed ikke alle prosjekteringselementer. Dersom det velges å gå videre med noen av de vurderte løsningene må det utføres supplerende beregninger for å endelig bekrefte løsningene. Det er også andre forhold som eksisterende infrastruktur i grunnen og naboforhold (inkludert tillatelser) som må vurderes i detalj dersom noe av det foreslåtte løsningene velges for detaljutredning. Det må utføres supplerende grunnundersøkelser for detaljprosjektering planlagt bygning og tilhørende geotekniske tiltak.