

FEBRUAR 2026

FREDRIKSTAD KOMMUNE

VA SEPARERING N3735 NØKLEDYPET

GEOTEKNISK PROSJEKTERINGSRAPPORT

FEBRUAR 2026

FREDRIKSTAD KOMMUNE

VA SEPARERING N3735 NØKLEDYPET

GEOTEKNISK PROSJEKTERINGSRAPPORT

PROJEKTNR.

DOKUMENTNR.

A293095

A293095-RIG-RAP-01

VERSION

UDGIVELSESDATO

BESKRIVELSE

UDARBEJDET

KONTROLLERET

GODKENDT

1.0

28.02.2026

Geoteknisk prosjektering

ILAV/GAPP

CBNI

KOIN

INNHOLD

1	Sammendrag	7
2	Innledning	9
2.1	Plannivå	9
2.2	Prosjekt	9
2.3	Tilgjengelig geoteknisk informasjon	10
3	Grunnlag	12
3.1	Topografi og terrengforhold	12
3.2	Grunn- og grunnvannsforhold	12
4	Prosjekteringsforutsetninger	14
4.1	Regelverk og veiledninger	14
4.2	Klassifisering av prosjektet	14
4.3	Partialfaktorer	17
4.4	Laster	18
4.5	Naturpåkjenning	19
5	Prosjektgjennomføring: VA-grøfter	21
5.1	Geotekniske parametere	21
5.2	Trase 1	22
5.3	Trase 2	28
5.4	Traseer 3, 4, 8 og 9	31
5.5	Trase 5	37
5.6	Trase 6 og 7	43
6	Prosjektering av spuntvegg	48
6.1	Innledning	48

6.2	Programvare	48
6.3	Grensetilstander – SLS, ULS og ALS	49
6.4	Geometriske forhold	49
6.5	Overflatelast	50
6.6	Grunnvannsspeil	50
6.7	Løsmassenes egenskaper	50
6.8	Hviletrykk	53
6.9	Egenskaper ved spunt og stag	53
6.10	Geotekniske modeller og beregningsfaser	53
6.11	Resultater for spuntvegg	55
7	Utførelse	57
7.1	Installasjon av spunt	57
7.2	Installasjon av stiver system	57
7.3	Grunnvann	57
8	Sammendrag geotekniske vurderinger av VA-grøftene	58
9	Vibrasjoner	60
10	Kontrollplan for utførelse	63
11	Referanser	64
	Vedlegg A - Borplan	66
	Vedlegg B - Bunnoppressing	67
	Vedlegg C - Omfang av spunt	68
	Vedlegg D – Plaxis rapport	69

1 Sammenheng

Fredrikstad kommune skal separere VA-ledninger i byområdet Ved Nøkledypet på Kråkerøy i Fredrikstad. COWI er engasjert for å prosjektere nytt vann- og avløpsanlegg. Tiltaksområdet er markert i Figur 1-1, og gravetraseer er markert i Figur 1-2. Utgravning er forventet maks 3,5 meter under terreng.

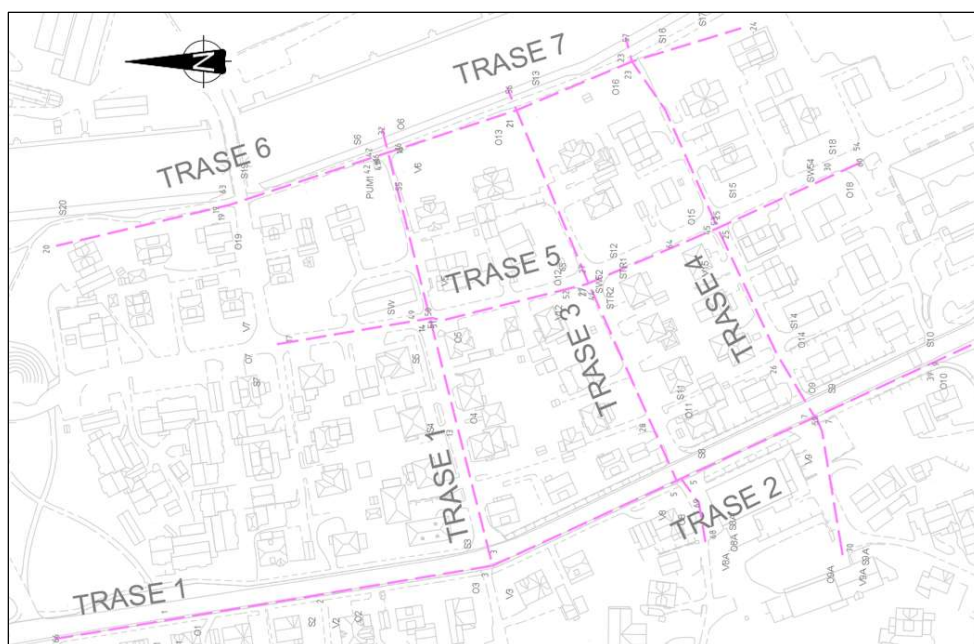
Minste rørdiameter er Ø63, og største er Ø500.



Figur 1-1 Utklipp fra "Norge i bilder" over Fredrikstad med tiltaksområdet ved Nøkledypet markert i rødt.

Prosjektet er delt inn i 7 deltraseer for VA-separeringen. For de ulike deltraseene er det vurdert mulighet for åpen utgravning. Dersom det på grunn av begrenset

Dersom bruk av grøftekasser ikke er mulig, vil det være nødvendig å installere spunt.



Se kapittel 6.4 for sammendrag av geotekniske vurderinger av VA-grøftene og kapittel 6 på for kontrollplan for utførelse.

2 Innledning

COWI er engasjert av Fredrikstad kommune til utføre prosjektering for VA separering i bydel Nøkledypet i Fredrikstad kommune

2.1 Plannivå

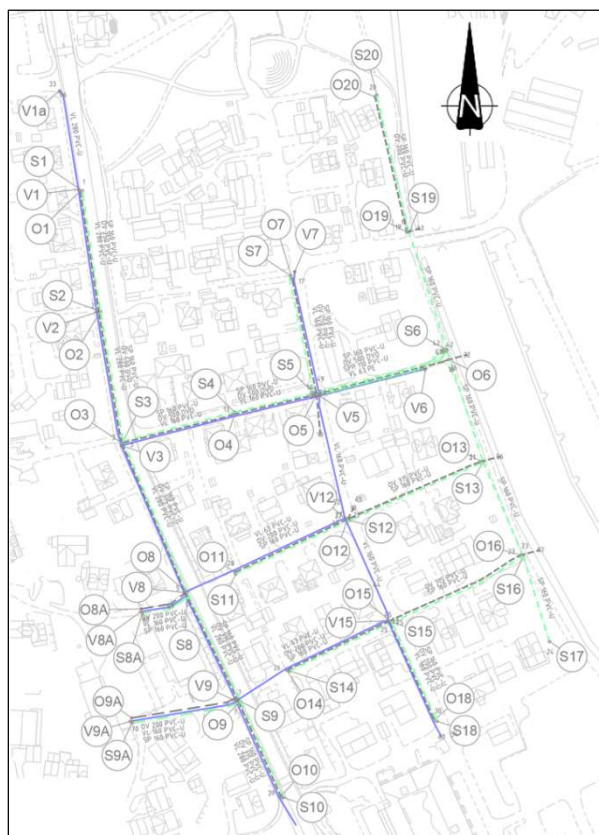
Denne rapporten omhandler den geotekniske prosjekteringen av VA-grøftene. Det informeres om at den geotekniske vurderinger en utført i forbindelse med detaljprosjekt.

Denne rapport tar ikke for seg vurdering av forurensset grunn.

2.2 Prosjekt

De planlagte tiltakene omfatter VA separering med overvann, spillvann og vannledning i bydel Nøkledype. Figur 2-1 viser oversiktstegning over tiltaket etter VA-prosjekteringen. Tiltaket er delt inn i 7 deltraseer, og det er tatt utgangspunkt i denne inndelingen i denne geotekniske prosjekteringen.

Lengder og dybder for de ulike delstrekningene er nærmere forklart i delkapittel 5. Geotekniske parametere for de ulike traseene er presentert i delkapittel 5.1 etter gjennomførte grunnundersøkelser.



Figur 2-1 Oversiktstegning av traseene for VA-separering.

2.3 Tilgjengelig geoteknisk informasjon

Awer Norge AS ble engasjert av Fredrikstad kommune for utførelse av geotekniske grunnundersøkelser relatert til prosjektet med separering av VA-ledninger i byområdet ved Nøkledypet på Kråkerøy i Fredrikstad kommune.

Grunnundersøkelsene er gjennomført av Geogrunn AS i perioden september og oktober 2025 [1].

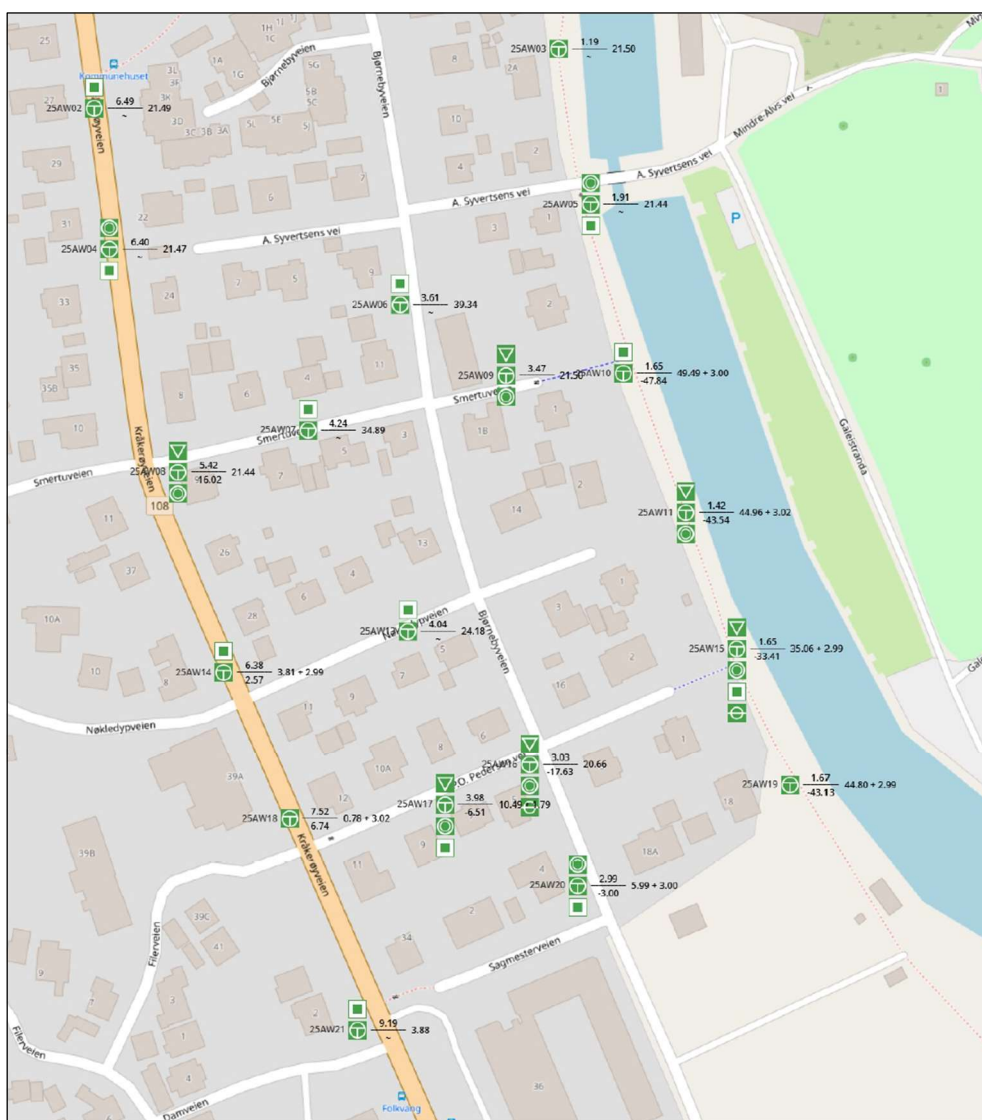
Disse undersøkelsene er lagt til grunn for bestemmelse av geotekniske parametere gitt i kapittel 5.1.

Omfanget av grunnundersøkelsene er som følger:

- › 19 stk. totalsonderinger;
- › 6 stk. trykksonderinger med poretrykksmåler;
- › 7 stk. naverboringer;
- › 8 stk. prøveserie med Ø54 mm sylinder;
- › 12 stk. miljøprøver;
- › 4 stk. elektriske poretrykksmålere.

Omfanget av laboratorieanalysene er som følger:

- › 33 stk. rutineundersøkelser ble utført på prøvetakingene. Disse omfattet visu-ell beskrivelse av materialet, tre tester for vanninnhold, to fallkonetester (en for uforstyrret og en for forstyrret prøve) samt én udrenert trykktest;
- › 3 stk. kornfordelinger;
- › 2 stk. ødometerforsøk;
- › 4 stk. treaksialforsøk;
- › 5 stk. konsistensgrenser.



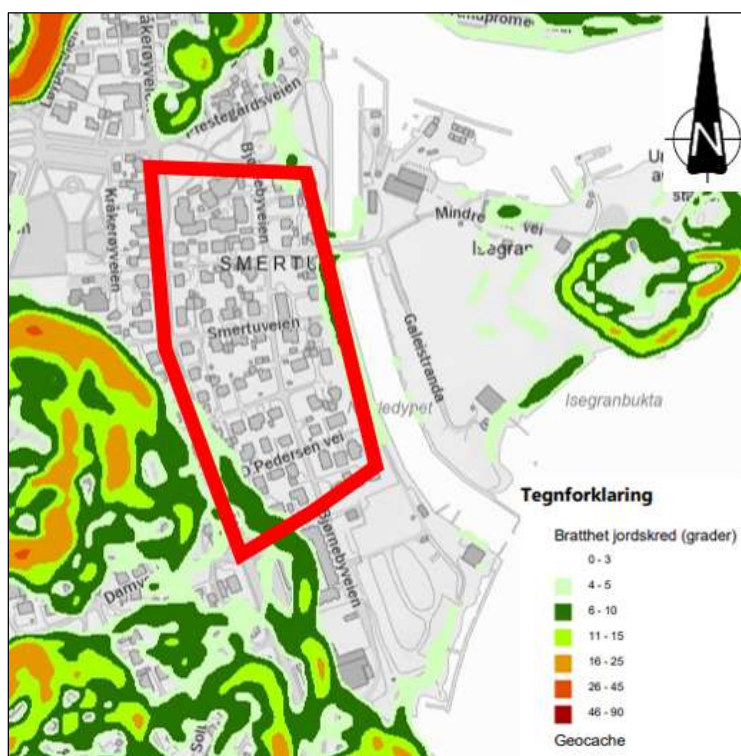
Figur 2-2 Borplan av utførte grunnundersøkelser [1].

3 Grunnlag

3.1 Topografi og terrengforhold

Øst for prosjektområdet ligger kanalen Nøkledypet. Det er opplyst fra Kråker-øy båtforening om at Nøkledypet har en dybde opptil 3 meter på det dypeste. Glomma, som løper utenfor Isegran, har en lokal dybde opptil 23 meter.

I Figur 3-1 visualiseres de lokale høydeforskjellene rundt tiltaksområdet, og viser generelt at terrenget stiger mot vest.

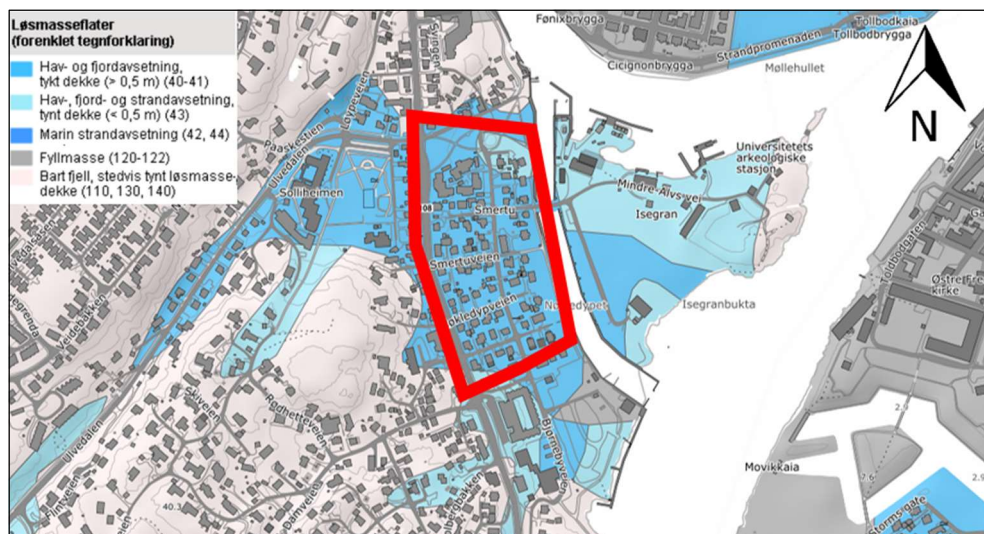


Figur 3-1 Utklipp fra atlas.nve.no [2] som viser den brattheten i om-rådet rundt tiltaksområdet. Tiltaksområdet er markert med rød polygon.

3.2 Grunn- og grunnvannsforhold

Det kvartærgeologiske kartet fra NGU viser i Figur 3-2 at løsmassene innenfor tiltaksområdet hovedsakelig består av tykt dekke av marine avsetninger. Vest for tiltaket er markert med bart fjell, og øst for tiltaket ligger kanalen Nøkledypet mellom Kråkerøy og den mindre øya Isegran i Glomma. Nøkledypet er i utgangspunktet en naturlig kanal som er utvidet.

Det er ikke funnet tilgjengelig grunnlag av geotekniske grunnundersøkelser i NADAG eller som tidligere er gjennomført av COWI innenfor tiltaksområdet.



Figur 3-2 Utklipp fra NGU løsmassekart, ref. [3], som viser grunnforhold som forventes ved prosjektorrådet. Tiltaksområdet er vist med rødt omriss.

De detaljerte grunnforholdene for de ulike strekningene er grundig beskrevet i kap. 5. x

3.2.1 Grunnvannstand og poretrykksforhold

I forbindelse med feltundersøkelsene ble det montert målere for poretrykk i jorda på 5 m og 15 m dybde ved borpunktene 25AW15 og 25AW16. Målingene, tatt hvert 12. time og korrigert for lufttrykk, viser at poretrykket varierer fra omtrent 43 kPa på 5 m dybde til rundt 157 kPa på 15 m dybde.

Det ble observert mulig forhøyet poretrykk ved borpunktene 25AW10 og 25AW13, noe som kan tyde på risiko for overtrykk i jorda. Under boring ved borpunkt 25AW11 oppstod en lekkasje nedover i dybden som følge av artesisk poretrykk, og denne ble forsøkt tettet med ekspanderende bentonitt.

Fri vannstand ble målt til 0,3 meter under terreng ved borpunkt 25AW20, mens det ikke ble registrert fri vannstand i de andre borpunktene.

For flere detaljer, se [1].

4 Prosjekteringsforutsetninger

4.1 Regelverk og veiledninger

Følgende standarder og veiledninger er hensyntatt i den geotekniske prosjekteringen:

- › PBL: Plan og bygningsloven av 27. juni 2008 nr. 71, ref. [4].
- › TEK 17 §7-3: Sikkerhet mot naturpåkjenning, ref. [5].
- › SAK 10: Byggesaksforskriften, ref. [6].
- › NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, ref. [7].
- › NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020: Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler, ref. [8].
- › NS-EN 1993-5:2007+NA:2010: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 5: Peler og spunt, Ref. [9]
- › NVE veileder nr. 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred, ref. [10]

4.2 Klassifisering av prosjektet

4.2.1 Pålitelighetsklasse og konsekvensklasse

Konsekvensklasser er behandlet i standardens tillegg B (informativt), mens veilevende eksempler på klassifisering av byggverk i pålitelighetsklasser er gitt i nasjonalt tillegg NA (informativt), tabell NA.A1.

Ved grunnarbeider skal det tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk. VA-traséene går hovedsakelig gjennom boligområder, der konsekvensene av et eventuelt brudd vurderes som betydelige. For disse strekningene er tiltaket derfor klassifisert i konsekvensklasse **CC2**, med tilhørende pålitelighetsklasse **RC2**, i samsvar med standardens anbefalinger og ønsket sikkerhetsnivå.

Langs hovedveien **Kråkerøyveien** anses forholdene imidlertid som mer kritiske. Kråkerøyveien omfatter Trase 1 fra Pr. 0 til Pr. 178,7 samt hele Trase 2, og har en høy **trafikkbelastning med ÅDT over 8000**. På bakgrunn av dette burde tiltaket langs Kråkerøyveien vært klassifisert som konsekvensklasse CC3 med tilhørende pålitelighetsklasse RC3.

I anleggsfasen vil Kråkerøyveien kun være delvis åpen for trafikk, hvilket forventer å vil redusere trafikkmengde på veien. Det skal være mulig å opprettholde 3,7 meter avstand mellom grøfter og trafikk på Kråkerøyveien, svarende til prosjektert grave dybde. Det kan også være mulig å regulere strekningen med trafikklys slik at det blir ett kjørefelt dersom det er nødvendig.

Basert på den begrensede trafikken som vil være til stede, er det mulig å tildele **hele prosjektet samme konsekvensklasse CC2 med tilhørende pålitelighetsklasse RC2.**



Figur 4-1 Trafikkmengde fra Statens vegvesen vegkart [11].

Klassifiseringen er basert på en samlet vurdering av trafikkmengde, konsekvenser ved svikt, omkringliggende bebyggelse og ønsket sikkerhetsnivå, og anses som representativ for prosjektets ulike traséer.

Tabell 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.

Figur 4-2 Tabell NA.A1(901) med veiledende eksempler for valg av pålitelighetsklasse

4.2.2 Kontrollklasser iht. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Minste prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse er gitt fra pålitelighetsklasse som det kan sees ved Figur 4-3. Dermed settes **PKK2** og **UKK2**.

Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll krever egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Utvidet kontroll er da begrenset til å kontrollere intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert.

Den utvidet kontroll utføres i regi av byggherrens regi enten av byggherrens egen organisasjon eller av annet foretak som er uavhengig av foretak som utførte arbeider.

Tabell NA.A1(902) – Valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform ved prosjektering				
Valg av prosjekteringskontrollklasse		Krav til kontrollform		
Pålitelighetsklasse	Minste prosjekteringskontrollklasse	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.

Figur 4-3 Utklipp fra NS-EN 1990 som viser valg av prosjekteringskontrollklasse og krav til kontrollform.

4.2.3 Tiltaksklasse iht. Byggesaksforskriften (SAK10)

Tiltaksklasse velges ut fra veiledning til byggesaksforskriftens §9-4 ref. [6]. Valg av tiltaksklasse i denne tilfellet følges av valg av pålitelighetsklasse.

For prosjektet som helhet settes tiltaket i **tiltaksklasse 2**, basert på arbeidets art og konsekvensene ved en eventuell svikt.

4.2.4 Geoteknisk kategori

Valg av geoteknisk kategori er basert på type konstruksjon og fundamenter og type grunnforhold. Valg av geoteknisk kategori utføres iht. NA-EN-1997-1, punkt 2.1 ref. [8].

For hoveddelen av traséen vurderes utgravingene som konvensjonelle geotekniske konstruksjoner, i et område med relativt homogene grunnforhold og uten unormale geotekniske risikoer. For disse strekningene er prosjektet derfor klassifisert i **geoteknisk kategori 2**.

4.3 Partialfaktorer

I henhold til Statens vegvesen håndbok N200, tabell 1.4.2-1 og 1.4.2-2 [12], benyttes materialfaktorer γ_M avhengig av konsekvensklasse, bruddmekanisme og om analysen utføres som effektivspennings- eller totalspenningsanalyse.

For graving i og langs Kråkerøyveien, som er klassifisert i konsekvensklasse CC2, og der det legges til grunn sprøtt, kontraktant brudd, settes materialfaktoren til

$$\gamma_M = 1,5$$

både for totalspenningsanalyser (cu) og for effektivspenningsanalyser.

Denne materialfaktoren er valgt fordi Kråkerøyveien er en fylkesvei som forutsettes å holdes delvis åpen for trafikk under anleggsperioden, med én kjørebane i drift. Trafikkbelastning og krav til trafiksikkerhet medfører økt konsekvens ved et eventuelt brudd, og det er derfor lagt til grunn dimensjonering i henhold til Statens vegvesens håndbok N200.

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4 [*]	1,4 [*]	1,4
CC2 Alvorlig	1,4 [*]	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

* NS-EN 1997-1 krever at $\gamma_{M,cu} \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 4-4 Materialefaktorer γ_M ved geoteknisk prosjektering ved effektiv- og totalspenningsanalyser [12].

For dimensjonering av utgravingene i sekundære veier benyttes materialfaktorer

$\gamma_M = 1,40$ for totalspenningsanalyser og $\gamma_M = 1,25$ for effektivspenningsanalyser, jf. NS/EN 1997-1:2004+NA:2016 [5].

Dette er lagt til grunn fordi de sekundære veiene forutsettes stengt for trafikk i anleggsperioden. Fravær av trafikkbelastning medfører lavere konsekvens ved et eventuelt brudd, og dimensjoneringen utføres derfor i henhold til Eurokode 7 med nasjonalt tillegg.

Dimensjonerende verdier av geometriske data er benyttet for gravedybden der tilført Δa er 10% av gravedybden, dog maksimalt 0,5 m:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a$$

4.4 Laster

Ved dimensjonering av utgravinger med grøftekasse skal det legges til grunn en karakteristisk trafiklast på 15 kN/m², virkende ved kanten av grøftekassen.

Dersom det iverksettes tiltak som hindrer adgang for trafikk (kjøretøy, gravemaskiner mv.), kan anleggslasten reduseres til 5 kN/m², tilsvarende trafikklaster for lette trafikanter.

4.5 Naturpåkjenning

4.5.1 Flom- og skredfare

I henhold til TEK17, kap. 7 §7-1 skal byggverk plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger.

Aktsomhets- og fareområder for ulike typer naturfarer er angitt i NVEs atlas [2], som vist på utklipp i Figur 4-5.

Prosjektområdet ligger under marin grense. Områdestabiliteten, i henhold til NVEs veileder 1/2019 «Sikkerhet mot kvikkleireskred», er vurdert i et eget dokument som omhandler områdestabilitet.

xx

For nærmere informasjon, se den geotekniske rapporten «A293095-RIG-RAP-02 Områdestabilitetsvurdering Nøkledypet» [13].

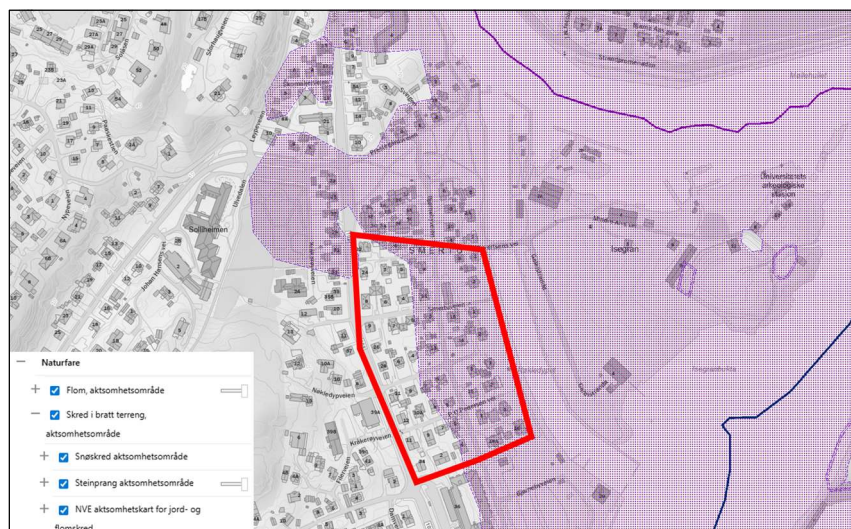
Ut fra de utførte grunnundersøkelsene og stabilitetsberegningene vurderes områdestabiliteten i tiltaksområdet ved Nøkledypet som tilfredsstillende. Det er ikke funnet erosjon som kan medføre skred, og derfor er det ikke behov for tiltak mot erosjon.

Selv om det er påvist kvikkleire og sprøbruddmateriale i noen kritiske skråninger, viser beregningene at sikkerhetsfaktorene i både dagens situasjon og under anleggsarbeidet oppfyller gjeldende krav for både totalspennings- og effektivspenningsanalyser.

Videre ligger prosjektområder utenfor registrert aktsomhets eller faresoner for steinsprang, snøskred og jord- og flomskred. Det er ikke registrert tidligere skredhendelser i nærområdet.

Tiltaksområdet befinner seg i et område som er delvis utsatt for flomaktsomhetsområde for flom (lilla skravur i Figur 4-5).

Det er *ikke* prosjektert særegne flomtiltak for bassenget i dette prosjektet.



Figur 4-5 Utklipp fra NVE Atlas. Tiltaksområdet ligger delvis innenfor aktsomhetsområde for flom.

4.5.2 Jordskjelv

Retningslinjer for prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning er gitt i NS-EN 1998 ref. [14]. Retningslinjer for seismisk prosjektering av konstruksjoner er gitt i NS-EN 1998 (Eurokode 8), ref. [14].

Prosjektet omfatter kun midlertidige konstruksjoner, og seismiske laster legges derfor ikke til grunn som dimensjonerende. I tråd med vanlig praksis dimensjoneres heller ikke rørledninger i grunnen for seismisk påvirkning. Seismisk dimensjonering er dermed utelatt fra dimensjoneringsgrunnlaget for prosjektet.

5 Prosjektgjennomføring: VA-grøfter

Basert på gjennomgang av tegningene vurderes maksimal geometrisk gravedybde til å være ca. 3,42 m.

Dimensjonerende gravedybde er dermed ca. 3,76 m, inkludert 10 % overgravings-t tillegg, i henhold til NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.

Mulighetene for åpen utgravning er vurdert der det kunne vært relevant med stabilitetsberegninger i programmet GS stability versjon 24.0.14.0, og sikkerhetsfaktor dokumentert i figurene for hver enkelt deltrase.

Bruk av grøftkasser er beskrevet for flere traseer og her er det dokumentert tilstrekkelig kapasitet mot bunnoppressing.

Nødvendig avstand fra grøftkant er beskrevet der traseene ligger nært bygg. Det er benyttet dimensjonerende gravedybde for å fastsette nødvendig avstand til hus for alle traseer, bortsett fra delvis trase 3, trase 4 og den sørlige delen av trase 5. For disse områdene er det prosjektert en støttekonstruksjon.

5.1 Geotekniske parametere

I forbindelse med de geotekniske grunnundersøkelser er det utført totalsonderinger, trykksonderinger (CPTU) og tatt opp prøveserier. Geoteknisk laboratorium har utført rutineanalyser på samtlige prøver.

Styrke og deformasjons parameter er basert på felt og laboratorieforsøkene gjennomført i forbindelse med de utførte grunnundersøkelser samt erfaringstall gitt i SVV håndbok V220.

De geotekniske styrkeparametere er vurdert for hver delstrekning basert på de utførte borer i hver delstrekningene og beskrevet i eget kapittel herunder.

5.1.1 Bestemmelse av udrenert skjærstyrke

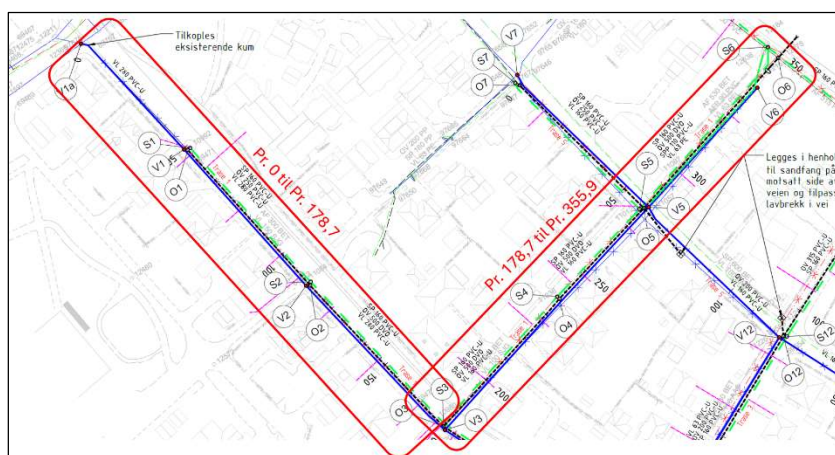
Den udrenerte, aktive skjærfastheten basert på CPTu-forsøkene, c_{uA} , er bestemt i henhold til NGI på basis av N_{kt} og N_{uk} .

Ved fastsettelse av den udrenerte, aktive skjærfastheten (c_{uA}) basert på CPTu-data er ADP-verdier valgt på en konservativ måte. For å ivareta sikkerhet og unngå å overvurdere skjærfastheten, er standardverdiene $ADP = 1,0 - 0,63$ og $0,35$ benyttet. Disse verdiene gir gjennomgående de laveste beregnede c_u -verdiene og gir dermed et mer konservativt grunnlag for videre stabilitetsvurderinger.

5.2 Trase 1

Trasé 1 er den lengste traséen med en total lengde på 356 meter, og strekker seg fra Kråkerøyveien 29 før den svinger inn i Smertuveien og fortsetter til enden av denne.

Basert på VA-prosjekteringen er de dimensjonerende gravedybdenes 3,7 m mellom Pr. 0 og Pr. 178,7, og 3,59 m mellom Pr. 178,7 og Pr. 355,9.



Figur 5-1 Utklipp av Trase 1.

5.2.1 Grunnforhold for trase 1

I Tabell 5-1 presenteres de tolkede styrkeparameterne for trase 1. Strekningen, som er den lengste med 356 m. De geotekniske parameterne er gitt fra borhull:

- › 25AW02 (total);
- › 25AW04 (total og prøver);
- › 25AW08 (total og CPTU);
- › 25AW07 (total);
- › 25AW09 (total, prøver og CPTU);
- › 25AW10 (total).

Bergpåvisning ble utført mellom 15 meters dybden i 25AW08 og 49,5 meters i 25AW10.

Konusforsøkene indikerer kvikkleire mellom 2 og 4 meter ved 25AW09, samt sprøbruddmateriale mellom 3 og 8,5 meter ved henholdsvis 25AW04 og 25AW09.

CPTU fra 25AW08 viser mulig sprøbruddmateriale fra 4 meters dybde, basert på NIFS-tolkning og deteksjon av sensitive materialer fra SVVs tolkningsregneark.



Figur 5-2 Utklipp fra FM som viser plasseringer av utførte GU for trase 1.

Tabell 5-1 Geotekniske parametere for trase 1

Materiale	Dybde (m)	γ/γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	a (kPa)	C_{uA} (kPa)	ADP
Fyllmasser og tørskorpeleire	0-1	19/9	30	-	-	0
Sprøbruddmateriale / kvikkleire	1-20	18/8	25	0-2	20-50	1;0,63;0,35

For mer detaljer se datarapport 100191-RIG-RAP-01 [1].

5.2.2 Pr. 0 til Pr. 178,7

Fra analysen av traseen mellom Pr. 0 og Pr. 178,7 fremkommer det at prosjektert grave dybde er 3,7 m.

Siden Kråkerøyveien er en fylkesvei, og for å unngå trafikkavbrudd, er det besluttet å bruke grøftkasse. Avstanden mellom trafikken og kanten av grøftkassen skal ikke være mindre enn 3,7 meter. Dette gjør det mulig å anta en redusert påvirkning av lastene, under forutsetning av at maskiner ikke befinner seg inntil grøften.

Tabell 5-2 Beregnede gravedybder og grøftbredder langs traséen, basert på dimensjonerende gravedybde inkludert 10 % overgravingstillegg.

Pr.	150,00	178,70
Terrenghøyde [m]	6,32	6,08
Kote inn. Bunn [m]	3,16	3,00
Dybden på utgraving (med 1 cm rørtykkelse og 20 cm fundament med kvalitetsmateriale) [m]	3,37	3,29
Dimensjonerende gravedybde (+10% i overgravingstillegg) [m]	3,70	3,62
Bredde til grøftkasse [m]	2,11	

Beregningene inkluderer en overflatelast på 5 kPa for å representere belastningen fra lett trafikk under anleggsfasen.

Referanseverdiene for valg av c_u i beregningene er hentet fra undersøkelsen 25AW04, som med en konservativ verdi på $c_u = 18$ kPa anses som representativ for hele den undersøkte strekningen.

I forbindelse med bruk av grøftkasser ved grøfteutgraving er det dokumentert at kapasiteten til å motstå bunntrykk er tilstrekkelig (se Vedlegg B).

Beregningen viser at det er tilstrekkelig sikkerhet $\gamma_m = 1,73 \geq 1,5$.

Forutsetningene for beregningene er: maksimal grave dybde på 3,7 m under terreng, maksimal gravebredde på 2,11 m og en grøftelengde som ikke overstiger 20 m.

Det anbefales å unngå belastning nærmere enn 1 m fra grøftkassene.

5.2.3 Pr. 178,7 til Pr. 355,9

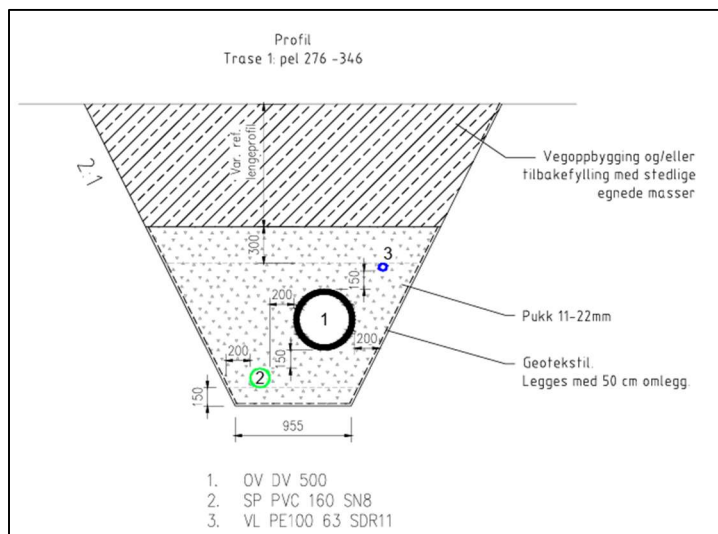
Fra analysen av traseen mellom Pr. 178,7 og Pr. 355,9 fremkommer det at prosjektert grave dybde er 3,59 m. På denne dybden vil den maksimale åpne grøftebredde, i beste fall, være 4,54 m, med en helling på 2:1.

Tabell 5-3 Beregnede gravedybder og grøftebredder langs traséen, basert på dimensjonerende gravedybde inkludert 10 % overgravingstillegg.

Pr.	200,00	320,00
Terrenghøyde [m]	5,49	3,24
Kote inn. Bunn [m]	2,59	0,19
Dybden på utgraving (med 1 cm rørtykkelse og 20 cm fundament med kvalitetsmateriale) [m]	3,11	3,26
Dimensjonerende gravedybde (+10% i overgravingstillegg) [m]	3,42	3,59
Bredde i bunnen av utgravingen [m]	0,99	0,96
Bredde øverst i utgravingen med skråning 1:1,5 [m]	11,23	11,72
Bredde øverst i utgravingen med skråning 1:2 [m]	14,65	15,31
Bredde til grøftekasse [m]	2,11	

Smertuveien har en kjørebane med bredde på ca. 6 m.

Med grøftehelling 1:1,5–1:2, som vurderes mer realistisk gitt de aktuelle grunnforholdene, blir nødvendig grøftebredde så stor at det ikke er tilstrekkelig plass til en gunstig og sikker utførelse. Det må derfor benyttes grøftekasser.



Figur 5-3 Typisk grøftesnitt mellom Pr. 276 og Pr. 346

Følgelig er ikke en åpen grøft en akseptabel løsning, og det anbefales å benytte grøftekasser langs samme strekning, som krever en maksimal gravebredde på 1,52 m, som vist i analyse av typisk grøftesnitt mellom Pr. 276 og 346.

Med en spredning av spenningene med helning 1:1, er det vist at langs den andre delen av Trase 1 må minimumsavstanden mellom grøftekassen og boligene være 3,59 m.

Fra Google Maps og også Field Manager observeres det at etter krysset med Bjørnebyveien reduseres kjørebanelen på Smertuveien fra 6 m til 4,3 m.

Det anbefales å plassere rørene på nordsiden av Smertuveien, og etter krysset på sørsiden, samtidig som man til enhver tid opprettholder minimumsavstanden til kanten av grøftekassen. Dette for å ivareta bygningene langs veien med hensyn til risiko for setninger under graveperioden.



Figur 5-4 Utsnitt fra Field Manager som viser anbefalt trase for rørene.

I tilknytning til Smertuveien 1 (Pr. 300), til tross for innsnevringen av kjørebanelen, er avstanden mellom de to motstående boligene omtrent 11 meter, målt fra bæremurene.

Plassen som kreves for installasjon av grøftekassen er 8,7 m (beregnet som $(3,59 \cdot 2 + 1,52)$), og er dermed mindre enn avstanden mellom de to boligene.



Figur 5-5 Utklipp som viser avstanden mellom de to boligene ved Pr.300

I forbindelse med bruk av grøftekasser ved grøfteutgraving er det dokumentert at kapasiteten til å motstå bunntrykk er tilstrekkelig (se Vedlegg B).

Beregningen viser at det er tilstrekkelig sikkerhet $\gamma_m = 1,56 \geq 1,4$.

Forutsetningene for beregningene er: maksimal grave dybde på 3,62 m under terreng, maksimal gravebredde på 2,11 m — og en grøftelengde som ikke overstiger 20 m.

Beregningene inkluderer en overflatelast på 5 kPa for å representere trafikklast tilsvarende lette trafikanter under anleggsfase.

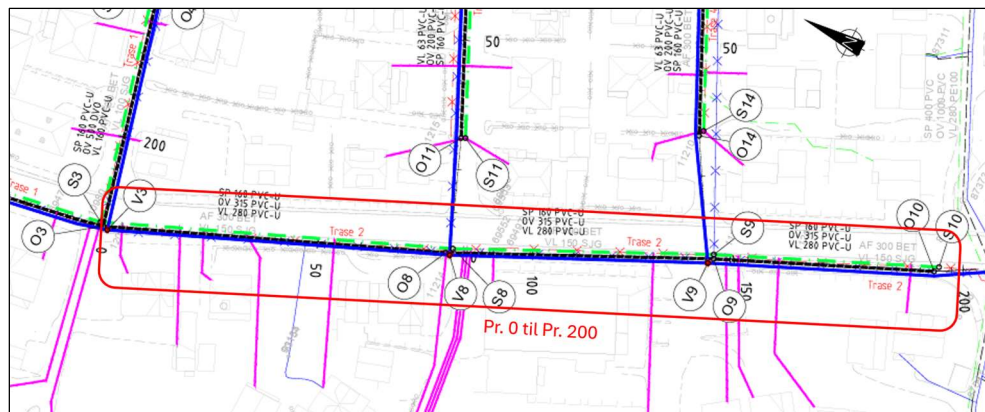
Det anbefales å unngå belastning nærmere enn 1 m fra grøftekassene.

Referanseverdiene for valg av udrenert skjærstyrke i beregningene er hentet fra laboratorieundersøkelsen 25AW09 og tolkningen av resultatene fra CPTu i 25AW08. Det er valgt en konservativ verdi på $c_u = 16$ kPa.

5.3 Trase 2

Traseen er totalt 200 meter lang og følger Kråkerøyveien, fra krysset med Smertuveien og videre til Kråkerøyveien 50.

Basert på VA-prosjekteringen er de dimensjonerende gravedypene 3,69 meter mellom Pr. 0 og Pr. 200.

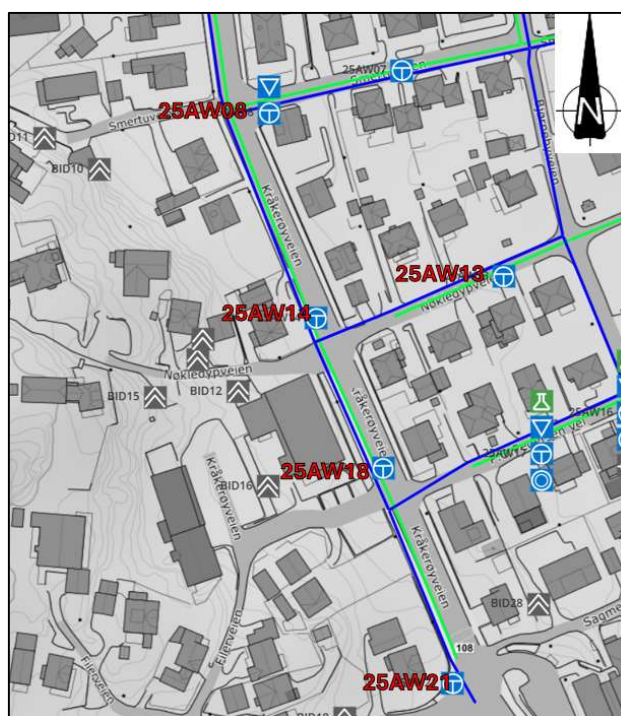


Figur 5-6 Utklipp av Trase 2

5.3.1 Grunnforhold for trase 2

I Tabell 5-4 presenteres de tolkede styrkeparameterne for trase 2. Strekningen, som er den lengste med 200 m. De geotekniske parameterne er gitt fra borhull:

- › 25AW08 (total og CPTU);
- › 25AW14 (total);
- › 25AW18 (total);
- › 25AW21 (total).



Figur 5-7 Utklipp fra FM som viser plasseringer av utførte GU for trase 2.

Påvisning av berg er registrert på dybder mellom 1 m i punkt 25AW18 og 15 m i punkt 25AW08.

I boringene 25AW14 og 25AW21 er dybden ned til berg derimot svært liten; disse punktene er derfor inkludert for å synliggjøre påtreff av berg, eller alternativt et svært fast lag.

CPTU fra 25AW08 viser mulig sprøbruddmateriale fra 4 meters dybde, basert på NIFS-tolkning og deteksjon av sensitive materialer fra SVVs tolkningsregneark.

Tabell 5-4 Geotekniske parametere for trase 2

Materiale	Dybde (m)	γ/γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	A (kPa)	C_{uA} (kPa)	ADP
Fyllmasser og tørskorpeleire	0-1	19/9	30	-	-	0
Sprøbruddmateriale / kvikkleire	1-20	18/8	25	0-2	20-50	1;0,63;0,35

For mer detaljer se datarapport 100191-RIG-RAP-01 [1].

5.3.2 Pr. 0 til Pr. 79,8

Trasé 2 ligger fortsatt langs Kråkerøyveien, og for å opprettholde trafikkavviklingen foretrekkes det å bruke en grøftekasse.

For denne strekningen er prosjektert gravedybde 3,6 meter.

Tabell 5-5 Beregnede gravedybder og grøftebreder langs traséen, basert på dimensjonerende gravedybde inkludert 10 % overgravingstillegg.

Pr.	0	79,8
Terrenghøyde [m]	6,1	6,57
Kote inn. Bunn [m]	3,04	3,94
Dybden på utgraving (med 1 cm rørtykkelse og 20 cm fundament med kvalitetsmateriale) [m]	3,27	2,84
Dimensjonerende gravedybde (+10% i overgravingstillegg) [m]	3,60	3,12
Bredde til grøftekasse [m]	2,11	

Beregningene inkluderer en overflatelast på 5 kPa for å representere belastningen fra lett trafikk under anleggsfasen.

Referanseverdiene for valg av c_u i beregningene er hentet fra undersøkelsen 25AW08, som med en konservativ verdi på $c_u = 15$ kPa.

I forbindelse med bruk av grøftekasser ved grøfteutgraving er det dokumentert at kapasiteten til å motstå bunntrykk er tilstrekkelig (se Vedlegg B).

Beregningen viser at det er tilstrekkelig sikkerhet $\gamma_m = 1,5 \geq 1,5$.

Forutsetningene for beregningene er: maksimal grave dybde på 3,6 m under terreng, maksimal gravebredde på 2,11 m og en grøftelengde som ikke overstiger 10 m.

Det anbefales å unngå belastning nærmere enn 1 m fra grøftekassene.

5.3.3 Pr. 79,8 til Pr. 142,8

Denne strekningen er inkludert mellom totalsonderingene 25AW14 og 25AW18, hvor det er registrert bergpåvisning mellom 3,8 m og 1 m dybde.

Siden det med stor sannsynlighet vil være nødvendig med fjellutgraving, legges det til grunn at utgravingen vil være stabil, og det anses derfor ikke nødvendig å redegjøre nærmere for stabilitetsforholdene.

Dersom grøftekassen settes ned på berg, og det er behov for sprengning i forbindelse med grøfteutgravingen, skal det etableres en mindre fjellhulle med minimum bredde 0,5 m på hver side, for å sikre at løsmassene ikke kan gli under foten av grøftekassen og ned i utgravingen.

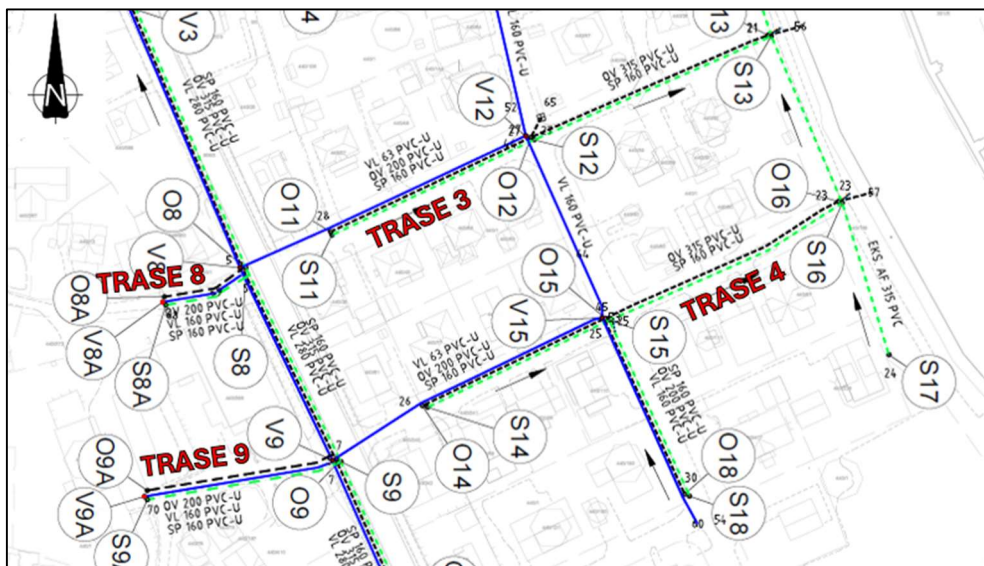
5.3.4 Pr. 142,8 til Pr. 200

Denne strekningen ligger mellom totalsonderingene 25AW18 og 25AW21. Ved 25AW21 var det ikke mulig å bore dypere enn 4 meter på grunn av harde masser og ved 25AW18 er det en meter til overside berg.

Det forventes at grunnforholdene her vil være en mellomting mellom fjell og harde masser, og derfor vurderes det som unødvendig å gjøre ytterligere stabilitetsvurderinger for denne delen.

Det anses tilstrekkelig å følge de anbefalingene som allerede er gitt for strekningen mellom Pr. 79,8 til Pr. 142,8.

5.4 Traseer 3, 4, 8 og 9



5.4.1 Grunnforhold for traseer 3, 4, 8 og 9

De laveste verdiene av Cu er registrert i punkt 25AW17 og antas dermed også å kunne gjelde for tilsvarende strekninger langs trasé 3.

Fra gjennomgangen av prøvene på stedet observeres det generelt langs de to traséene et øvre lag med mer kompakt materiale, tørrskorpe, og under dette et finere materiale som viser betydelig lavere spissmotstand.

CPTuer 25AW11, 25AW15 og 25AW17 har nøyaktighet med anvendelsesklasse 1, med unntak av 25AW16 som har anvendelsesklasse 2.

25AW17 gir en OBS-melding knyttet til spissmotstanden. Selv om prøveresultatene i stor grad kan anses som pålitelige, vil det i vurderingen bli lagt større vekt på resultatene fra laboratorieprøvene.

De geotekniske parameterne er gitt fra borhull:

- › 25AW14 (total);
- › 25AW13 (total);
- › 25AW11 (total, prøver og CPTu).
- › 25AW18 (total);
- › 25AW17 (total, prøver og CPTu);
- › 25AW16 (total, prøver, CPTu og PZ);
- › 25AW15 (total, prøver, CPTu og PZ).



Figur 5-9 Utklipp fra FM som viser plasseringer av utførte GU for traseer 3, 4, 8, og 9.

Bergpåvisning er utført i området med dybder fra 4 meter i 25AW14 til 45 meter i 25AW11, samt fra 1 meter i 25AW18 til 35 meter i 25AW15.

Konusforsøkene indikerer forekomst av sprøbruddmateriale i flere dybdeintervaller, blant annet mellom 1,35 og 4,75 meter ved 25AW11, ved 5,5 og 10,5 meter i 25AW16, og ved 2,5 og 10,5 meter i 25AW15. I tillegg viser forsøkene sprøbruddmateriale ved 2,5 meter i 25AW17.

Kvikkleire er også påvist i konusforsøk ved 5,5 meter i 25AW17 og ved 2,5 og 16,5 meter i 25AW16.

CPTu-målingene fra 25AW11 antyder mulig sprøbruddmateriale fra 1,35 meters dybde og sannsynlig kvikkleire fra 16 meters dybde, basert på NIFS-tolkning og SVVs tolkningsregneark. Videre indikerer CPTu-prøvene fra 25AW17 sprøbruddmateriale fra 3,25 meters dybde, mens 25AW16 viser det fra 2 meter dybde.

Tabell 5-6 Geotekniske parametere for trase 3 og 4.

Materiale	Dybde (m)	γ/γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	a (kPa)	C_{uA} (kPa)	ADP
Fyllmasser og tørrskorpeleire	0-2	19/9	30	-	-	0
Kvikkleire	2-20	18/8	25	0-2	14-52	1;0,63;0,35

For mer detaljer se datarapport 100191-RIG-RAP-01 [1].

5.4.2 Trase 3 og 4

Trasé 3 og 4 løper parallelt med en innbyrdes avstand på ca. 55 m. På grunnlag av observasjoner og resultater fra in situ-undersøkelser er traséene vurdert og analysert samlet.

Veiene som berøres av de to traséene er sekundærveier med en bredde ≤ 6 m.

Det legges til grunn bruk av grøftekasser langs traséene.



Figur 5-10 Utklipp fra Field Manager som viser trase 3 og trase 4.

Basert på tolkning av Cu-profiler utledet fra CPTu-undersøkelser og resultater fra laboratorieforsøk ved punktene 25AW11, 25AW17, 25AW16 og 25AW15, fremgår det at Cu-verdiene generelt er svært lave, spesielt ved punkt 25AW17.

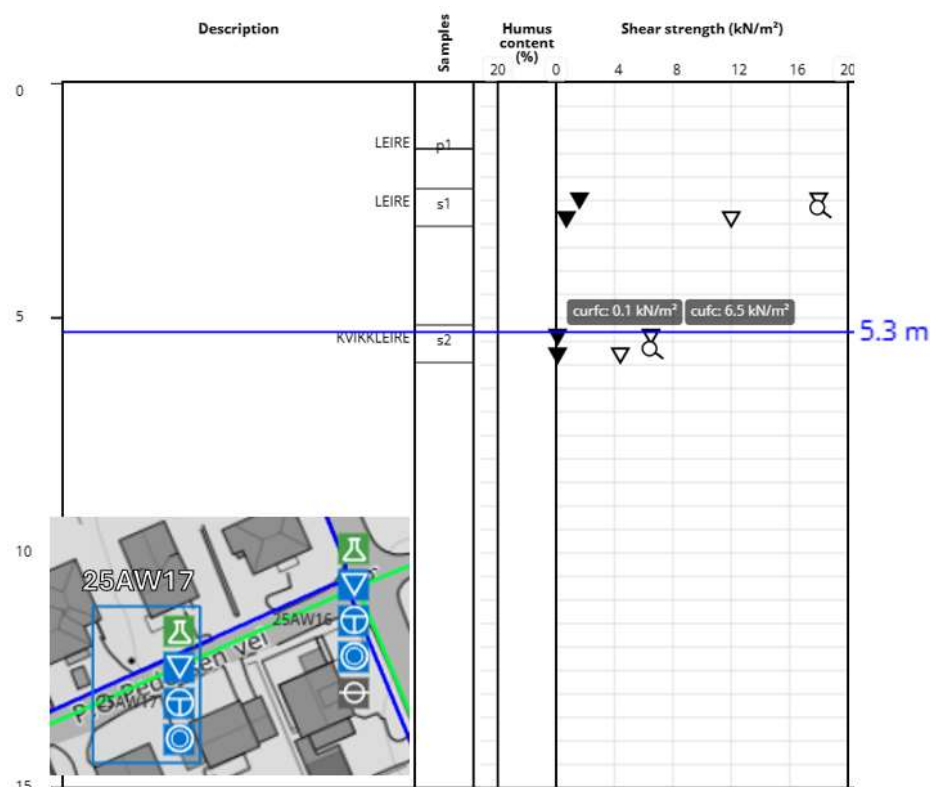
På bakgrunn av dette er det besluttet å gjennomføre en lokal og mer detaljert vurdering av muligheten for bruk av grøftekasser langs denne delen av traséen.

Dimensjonerende gravedybde er 3,48 meter, men ved kontroll av grøftekassen krever regelverket at den udrenerte skjærstyrken settes til en konservativt anslått middelvei ned til en dybde tilsvarende 2/3 av grøftens bredde (B) under utgravingsbunnen. Spesiell vekt legges på svært bløte lag innenfor en dybde på 1,5 ganger B.

Derfor er det nødvendig å ta hensyn til de bløteste lagene ned til 5 meter (1,5 B) under bunnen av utgravingen.

Kontrollen av grøftekassen med en Cu-verdi på 7 kPa fra 25AW17 (direkte udrenert skjærstyrke) tilfredsstiller ikke kravene, da materialfaktoren på 0,74 er lavere enn den påkrevde verdien på 1,4.

Derfor er det nødvendig å etablere spunt.



Figur 5-11 Utsnitt fra Field Manager som viser verdiene for udrenerte skjærstyrke og totalsonderingsmålingen ved 25AW17.

For å kunne begrense etableringen av spunt til områdene der dette er reelt nødvendig, må det gjennomføres supplerende grunnundersøkelser.

På nåværende tidspunkt er det mulig å anta en fordeling av tiltakene som vist i figuren; disse vurderingene må imidlertid anses som utelukkende av kvalitativ karakter.



Figur 5-12 Utklipp fra FM som viser omfanget av planlagt spunt.

Denne utvidelsen er basert på at det langs traseene 2 og 7 er påvist materialer med bedre kvalitet når det gjelder styrkeegenskaper.

Med gjennomføring av supplerende grunnundersøkelser vil det derfor være mulig å optimalisere tiltaket fra et kostnadmessig perspektiv, blant annet gjennom økt bruk av grøftekasse.

I de delene av traseen hvor det skal etableres grøftekasse, er det mulig å overføre vurderingene som er gjort for trase 2 og 7.

5.4.3 Trase 8 og 9

Trase 8 og 9 ligger i et område hvor det er registrert flere punkter med fjell i dagen. Som allerede angitt ved punktene 25AW14 og 25AW18, ligger fjellet veldig grunt, på mindre enn 3,8 meters dybde.

På grunn av dette, og med tanke på at det sannsynligvis blir nødvendig å grave i fjell, antar vi at utgravingen vil være stabil.

Det anses derfor ikke nødvendig å undersøke stabilitetsforholdene nærmere for denne delen av traseen.

Videre er det kjent at de geotekniske forholdene langs Kråkerøyveien generelt er gode, og det vurderes derfor som mulig å utvide de tidligere utførte vurderingene til dette området.

Det er også bekreftet at det finnes utgravinger fra tidligere arbeider.

Det kan imidlertid være behov for en mindre tilleggsutgraving og lokal rensing (pigging) for å sikre korrekt tilpasning.

Grunnforholdene vurderes uansett som gode, og det anses derfor som sannsynlig at den eksisterende utgravingen kan gjenbrukes.



Figur 5–12 Utklipp fra Field Manager som viser plasseringen av undersøkelsene og bergidagen i forhold til trase 8 og 9.

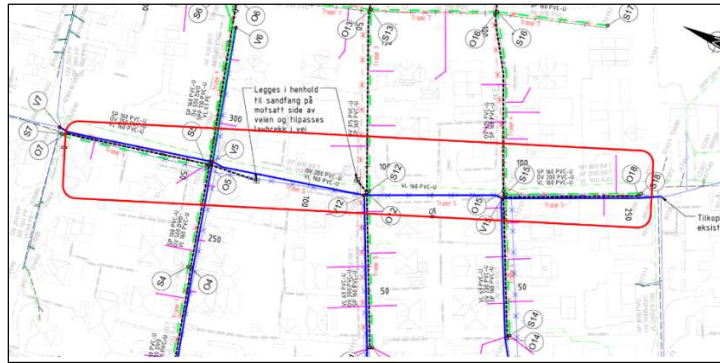
5.5 Trase 5

Trasé 5 er 241,1 meter lang og følger mesteparten av strekningen til Bjørnebyveien.

Bjørnebyveien har en bredde på ≤ 6 m, og siden det er en sekundærvei, vurderes det å installere grøftekasser langs hele traseen, da veibredden ikke er tilstrekkelig for frie utgravninger.

På grunnlag av resultatene fra de geotekniske undersøkelsene er verifiseringer delt inn i tre delstrekninger:

- › Pr. 0 – Pr. 123,3
- › Pr. 123,3 – Pr. 178,1
- › Pr. 178,1 – Pr. 241,1



Figur 5-13 Utklipp av Trase 5.

5.5.1 Grunnforhold for trase 5

I Tabell 5-7 presenteres de tolkede styrkeparameterne for trase 5.

De geotekniske parameterne er gitt fra borhull:

- › 25AW06 (total);
- › 25AW09 (total, prøver og CPTu);
- › 25AW16 (total, prøver, CPTu og PZ);
- › 25AW20 (total og prøver).

25AW09 er inkludert fordi den ligger omtrent 25 meter fra traseens akselinje.



Figur 5-14 Utklipp fra FM som viser plasseringer av utførte GU for trase 5.

Bergpåvisning ble utført mellom 6 meter dybde i 25AW20 og 21 meters dybden i 25AW16.

Konusforsøkene indikerer kvikkleire ved 2 og 4,5 meter i 25AW09, ved 2,5 og 16,5 meter i 25AW16, og ved 3,5 meter i 25AW20. I tillegg viser forsøkene sprøbruddmateriale ved 5,5 og 8,5 meter i 25AW09, ved 5,5 og 10,5 meter i 25AW16, samt ved 2,5 meter i 25AW20.

CPTU fra 25AW16 viser mulig sprøbruddmateriale fra 2 meters dybde, basert på NIFS-tolkning og deteksjon av sensitive materialer i henhold til SVVs tolkningsregneark.

Tabell 5-7 Geotekniske parametere for trase 5

Materiale	Dybde (m)	γ/γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	a (kPa)	C_{uA} (kPa)	ADP
Fyllmasser og tørskorpeleire	0-1	19/9	30	-	-	0
Sprøbruddmateriale / kvikkleire	1-20	18/8	25	0-2	16-50	1;0,63;0,35

For mer detaljer se datarapport 100191-RIG-RAP-01 [1].

5.5.2 Pr. 0 til Pr.123,3

Analysen av denne delen av traséen er basert på gjennomgangen av profilene fra totalsonderinger, CPTU og laboratorietester ved punktene 25AW06, 25AW09 og 25AW07.

Tabell 5-8 Beregnede gravedybder og grøftebredder langs traséene, basert på dimensjonerende gravedybde inkludert 10 % overgravingstillegg.

Pr.	59,40	123,30
Terrenghøyde [m]	3,45	3,54
Kote inn. Bunn [m]	1,29	1,00
Dybden på utgraving (med 1 cm rørtykkelse og 20 cm fundament med kvalitetsmateriale) [m]	2,37	2,75
Dimensjonerende gravedybde (+10% i overgravingstillegg) [m]	2,61	3,03
Bredde til grøftekasse [m]	2,11	2,11

Av analysen av traséene fremgår det at prosjektert gravedybde er 3,03 m.

I forbindelse med bruk av grøftekasser ved grøfteutgraving er det dokumentert at kapasiteten til å motstå bunntrykk er tilstrekkelig (se Vedlegg B). Beregningene viser at sikkerheten er tilfredsstillende, med $\gamma_M = 1,79 \geq 1,4$.

Forutsetningene for beregningene er:

- › maksimal gravedybde på 3,03 m under terreng,

- › maksimal grøftebredde på 1,37 m, hvor det av konservative hensyn er lagt til grunn 2,11 m,
- › grøftelengde som ikke overstiger 20 m.

Beregningene inkluderer en overflatelast på 5 kPa, som representerer trafikklast tilsvarende lette trafikanter i anleggsfasen.

Det anbefales å unngå belastning nærmere enn 1,0 m fra grøftekassene.

Referanseverdiene for valg av C_u i beregningene er hentet fra undersøkelsen **25AW09**, og den benyttede verdien for udrenert skjærstyrke er $C_u = 16$ kPa.

5.5.3 Pr. 123,3 til Pr. 178,1

Etter profil 123,3 begynner grunnforholdene å forverres, blant annet fordi vi nærmer oss punkt 25AW16, som tidligere er påvist å bestå av særlig bløtt materiale.

Likevel gir dagens grunnundersøkelser oss ikke tilstrekkelig informasjon til å avgrense dette området nøyaktig, så referanseverdiene for C_u hentes derfor fra 25AW16.

Den benyttede verdien for udrenert skjærstyrke er $C_u = 12$ kPa.

På denne delen av traséen er det kun vannledning, noe som gjør det mulig å ha en smalere grøftekasse enn ellers.

For denne strekningen er prosjektert gravedybde 2,98 meter.

Tabell 5-9 Beregnede gravedybder og grøftebredder langs traséen, basert på dimensjonerende gravedybde inkludert 10 % overgravingstillegg.

Pr.	178,10
Terrenghøyde [m]	3,29
Kote inn. Bunn [m]	0,79
Dybden på utgraving (med 1 cm rørtykkelse og 20 cm fundament med kvalitetsmateriale) [m]	2,71
Dimensjonerende gravedybde (+10% i overgravingstillegg) [m]	2,98
Bredde til grøftekasse [m]	1,00

Beregningene inkluderer en overflatelast på 5 kPa for å representere belastningen fra lett trafikk under anleggsfasen.

Referanseverdiene for valg av C_u i beregningene er hentet fra undersøkelsen 25AW16, som med en konservativ verdi på $c_u = 12$ kPa .

I forbindelse med bruk av grøftekasser ved grøfteutgraving er det dokumentert at kapasiteten til å motstå bunntrykk er tilstrekkelig (se Vedlegg B).

Beregningen viser at det er tilstrekkelig sikkerhet $\gamma_m = 1,47 \geq 1,4$.

Forutsetningene for beregningene er: maksimal grave dybde på 2,98 m under terreng, maksimal gravebredde på 1,00 m og en grøftelengde som ikke overstiger 20 m.

Det anbefales å unngå belastning nærmere enn 1 m fra grøftekassene.

5.5.4 Pr. 178,1 til Pr. 241,1

På grunn av tilstedeværelsen av svært bløtt materiale er det besluttet å utføre en lokal analyse med fokus på punkt **25AW20**.

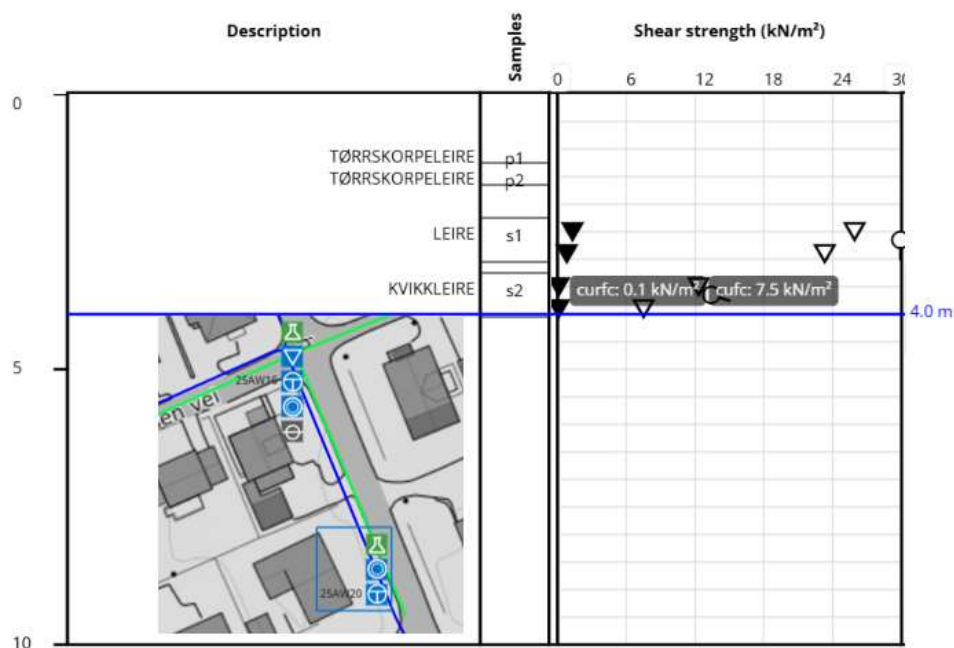
Dimensjoneringsdybden er fortsatt 3 meter, men ved kontroll av grøftekassen krever regelverket at den udrenerte skjærstyrken settes til en konservativt anslått midtverdi ned til en dybde tilsvarende 2/3 av grøftens bredde (B) under utgravingsbunnen. Spesiell vekt legges på svært bløte lag innenfor en dybde på 1,5 ganger B.

Derfor er det nødvendig å ta hensyn til de bløteste lagene ned til 5 meter (1,5 B) under bunnen av utgravingen.

Laboratorietesten utført i 3,8 meters dybde (KONUS, uforstyrret prøve) viser en C_u -verdi på 7,54 kPa. Totalsonderingsprofilen bekrefter også tilstedeværelsen av et lag med nesten ingen styrke på omtrent samme dybde.

Kontrollen av grøftekassen med en C_u -verdi på 7,5 kPa tilfredsstiller ikke kravene, da materialfaktoren på 0,88 er lavere enn den påkrevde verdien på 1,4.

Langs denne delen av traseen er det derfor nødvendig å etablere spunt.

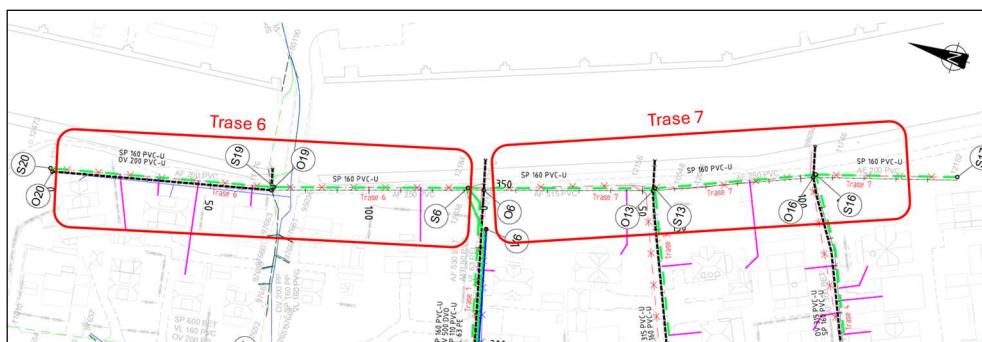


Figur 5-15 Utsnitt fra Field Manager som viser verdiene for udrenerte skjærstyrke og totalsonderingsmålingen ved 25AW20.

5.6 Trase 6 og 7

Traseene 6 og 7 utvikler seg langs Nøkledypet-kanalen og har en total utstrekning på 299 meter. Profiler fra totalsonderingene (25AW03, 25AW05, 25AW10, 25AW11, 25AW15 og 25AW19) langs denne sektoren er like, noe som indikerer homogene grunnforhold.

På bakgrunn av dette er dataene samlet til én felles geoteknisk utredning.



Figur 5-16 Utklipp av Trase 6 og 7.

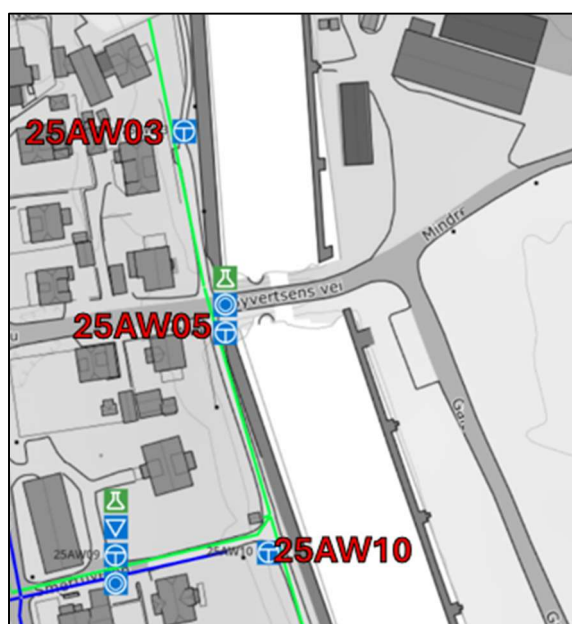
5.6.1 Grunnforhold for trase 6 og 7

Trase 6 har en lengde på 139,5 meter.

De geotekniske parameterne er gitt fra borhull:

- › 25AW03 (total);
- › 25AW05 (total, og prøver);
- › 25AW10 (total).

Bergpåvisning ble utført ved 50 meter dybde i 25AW10.



Figur 5-17 Utklipp fra FM som viser plasseringer av utførte GU for trase 6.

Konusforsøkene indikerer sprøbruddmateriale mellom 3,5 og 4,5 og ved 8,5 meter i 25AW05.

Trase 7 har en lengde på 150 meter.

De geotekniske parameterne er gitt fra borhull:

- › 25AW10 (total);
- › 25AW11 (total, prøver og CPTu);
- › 25AW15 (total, prøver, CPTu og PZ);
- › 25AW19 (total).



Figur 5-18 Utklipp fra FM som viser plasseringer av utførte GU for trase 7.

Bergpåvisning ble utført i intervallet mellom 35 meter i 25AW15 og 50 meters dybde i 25AW10.

Konusforsøkene indikerer sprøbruddmateriale ved 2,5 og 10,5 meter i 25AW15, samt mellom 1,35 og 4,75 meter i 25AW11.

CPTU fra 25AW11 viser mulig sprøbruddmateriale fra 1,35 meters dybde og sannsynlig kvikkleire fra 16 meters dybden, basert på NIFS-tolkning og deteksjon av sensitive materialer fra SVVs tolkningsregneark.

Tabell 5-10 Geotekniske parametere for trase 6 og 7

Materiale	Dybde (m)	γ/γ' (kN/m ³)	ϕ' (°)	a (kPa)	C_{uA} (kPa)	ADP
Fyllmasser og tørrskorpeleire	0-2	19/9	30	-	-	0
Kvikkleire	2-15	18/8	24	0-2	22-60	1;0,63;0,35

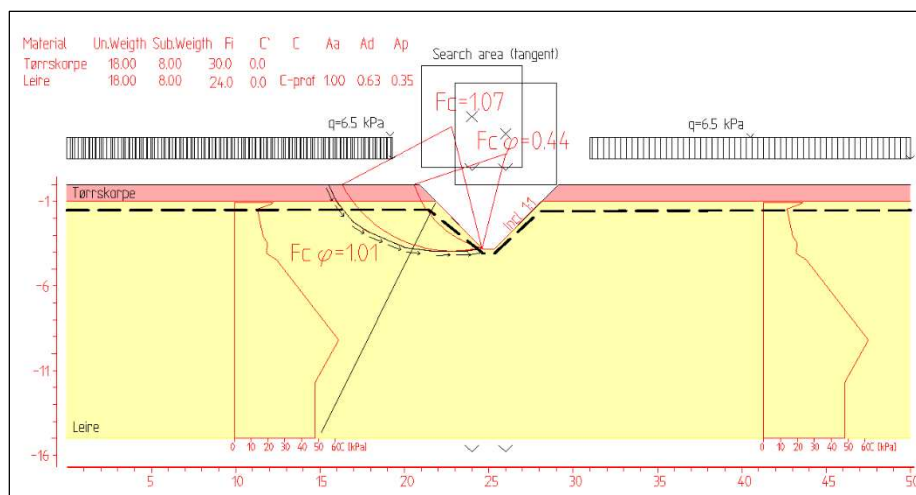
Cu-profilen ble hentet fra 25AW11.

Siden traseen ligger utenfor bebyggelsen, er muligheten for et åpent gravearbeid vurdert.

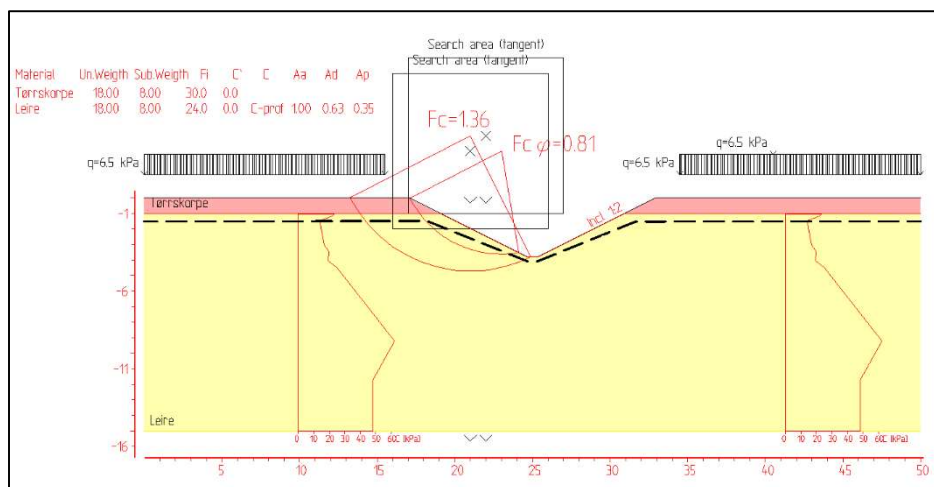
5.6.2 Vurdering av åpen grøft

Det er tatt hensyn til forskjellige skråningshelninger (1:0,5 – 1:1 – 1:2), men stabilitetsanalysene viste en sikkerhetsfaktor som var utilstrekkelig i forhold til kravene.

Resultatene presenteres nedenfor.



Figur 5-19 Utklipp fra GS Stability for trase 6 og 7. Helning 1:1.



Figur 5-20 Utklipp fra GS Stability for trase 6 og 7. Helning 1:2.

Man går derfor videre med kontroll av grøftekassen.

5.6.3 Vurdering av grøftekasse

Referanseverdiene for valg av Cu i beregningene er hentet fra undersøkelsen **25AW15**, som vurderes å være det mest kritiske punktet i området.

Tabell 5-11 Beregnede gravedybder og grøftebreder langs traséene, basert på dimensjonerende gravedybde inkludert 10 % overgravningstillegg.

Trase 6

Trase 7

Pr.	69,3	75	53,3	104
Terrenghøyde [m]	2,37	2,77	1,64	1,99
Kote inn. Bunn [m]	-0,43	-0,44	-0,48	-0,31
Dybden på utgraving (med 1 cm rørtykkelse og 20 cm fundament med kvalitetsmateriale) [m]	3,01	3,42	2,33	2,51
Dimensjonerende gravedybde (+10% i overgravingstillegg) [m]	2,50	3,76	2,56	2,76
Bredde til grøftekasse [m]	2,11	2,11	2,11	2,11

Av analysen av traséene fremgår det at prosjektert gravedybde er 3,76 m.

I forbindelse med bruk av grøftekasser ved grøfteutgraving er det dokumentert at kapasiteten til å motstå bunntrykk er tilstrekkelig (se Vedlegg B). Beregningene viser at sikkerheten er tilfredsstillende, med $\gamma_M = 1,52 \geq 1,4$.

Forutsetningene for beregningene er:

- › maksimal gravedybde på 3,76 m under terreng,
- › maksimal grøftebredde på 0,66 m, hvor det av konservative hensyn er lagt til grunn 2,11 m,
- › grøftelengde som ikke overstiger 20 m.

Beregningene inkluderer en overflatelast på 5 kPa, som representerer trafikklast tilsvarende lette trafikanter i anleggsfasen.

Det anbefales å unngå belastning nærmere enn 1,0 m fra grøftekassene.

6.3 Grensetilstander – SLS, ULS og ALS

I henhold til NS-EN 1990 sjekkes tre grensetilstander ved prosjektering av spunt; bruksgrensetilstand (SLS), bruddgrensetilstand (ULS) og ulykkestilstand (ALS). For dette prosjektet er ulykkestilstanden knyttet til bortfall av et stag og prosjekteres av konstruksjon. En spesifikk kombinasjon av partialfaktorer skal benyttes for hver grensetilstand, for dette prosjektet er de benyttede partialfaktorene oppsummert i kap 4.3.

I prosjektering av spunt opptrer jorda som et bindeledd mellom anleggslast og trafikklast ved siden av spunt og krefter i spunt og stag. I tillegg får spunt laster forårsaket av jordens egenvekt. Eurokoden spesifiserer at konstruksjonen skal beregnes både med og uten materialfaktor for jordas styrke. Materialfaktor avgjør hvilken mobilisering av jordens styrke som skal legges til grunn for beregninger, desto lavere mobilisering desto høyere last må spunt og stag tåle fra jorda.

Tabell 6-1 Partialfaktorer for beregnede grensetilstander.

Parameter	SLS	ULS	ALS
Jordas egenvekt	1,0	1,0	1,0
Jordas drenerte styrke	1,0	1,25	1,0
Jordas udrenerte styrke	1,0	1,4	1,0
Laster	1,0	1,3	1,0

6.4 Geometriske forhold

Tabell 6-2 oppsummerer de geometriske forholdene for utgraving for spuntvegg i trase 3 og trase 4. Dybde er her dybde fra terreng til siste utgraving. Tabellen gir også overgravingstillegg på 10 % fra nederste stivernivå til utgravingsdybden i henhold til NS-EN 1997. Stivernivået for alle spuntvegger i trase 3, trase 4 og del av trase 5 er plassert 1,0 m under terreng.

Tabell 6-2 Beregnede gravedybder og grøftebredder langs traséen, basert på dimensjonerende gravedybde inkludert 10 % overgravingstillegg.

Pr.	Trase 3			Trase 4		Trase 5		
	25	89,5	145	29,4	86,4	59,40	123,30	178,10
Terrenghøyde [m]	4,8	3,51	3,00	5,22	3,3	3,45	3,54	3,29
Kote inn. Bunn [m]	2,46	1,09	0,04	2,84	0,79	1,29	1,00	0,79

Dybden på utgraving (med 1 cm rørtykkelse og 20 cm fundament med kvalitetsmateriale) [m]	2,55	2,63	3,17	2,59	2,72	2,37	2,75	2,71
Dimensjonerende grave- dybde (+10% i overgra- vingstillegg) [m]	2,81	2,89	3,48	2,85	2,99	2,61	3,03	2,98
Bredde til grøftekasse [m]	2,11			2,11		2,11	2,11	1,50

6.5 Overflatelast

For prosjektering av spunt er det tatt hensyn til design last fra gang og sykkelvei på 13 kPa som inkluderer en lastfaktor på 1,3 i henhold til NS-EN 1990.

6.6 Grunnvannsspeil

Utenfor spuntvegg grunnvannsspeilet satt til 0,5m under terreng i tråd med geotekniske undersøkelser. Det benyttes lensepumper for å holde spuntgropen tørr på innsiden, i.e. grunnvannsspeilet i spuntvegg settes til bunn av utgraving.

6.7 Løsmassenes egenskaper

Løsmassenes egenskaper og grensesnittet mellom løsmasser og spunt er oppsummert i Tabell 6-3. Av tabellen ser man at det er valgt en udrenert skjærstyrke på 9 kPa for ett av to kvikkleirelag, se tolkning i Figur 6-2 og skjærstyrke på 11 kPa er valgt for det andre kvikkleirelaget. Økningsraten i skjærstyrke er ansett som 0,5 kPa og 2,5 kPa for henholdsvis det første og andre kvikkleirelaget.

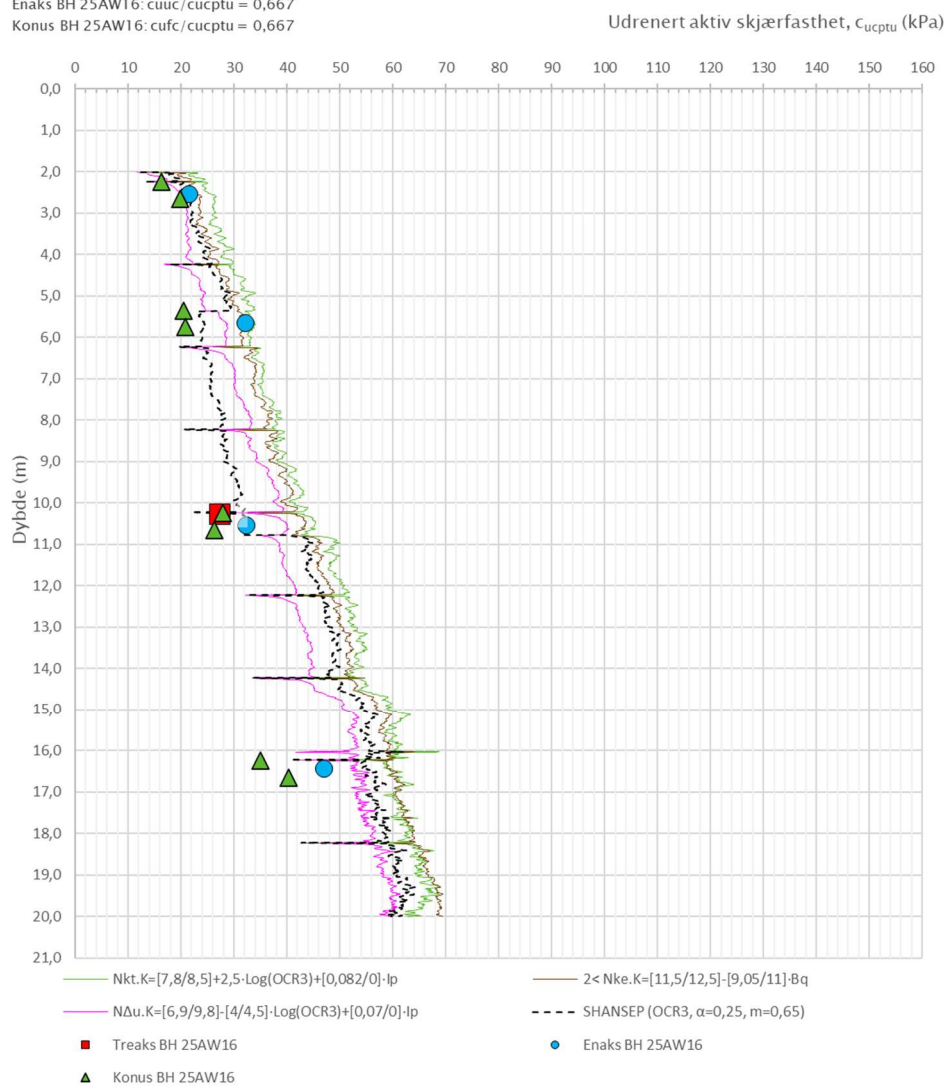
Drenert friksjonsvinkel for kvikkleirelaget er tolket fra triaksiale forsøk. Forsøkene og tolkning er vist i Figur 6-3 hvor konservativ friksjonsvinkel er 25°

Anisotropiforhold i figur:

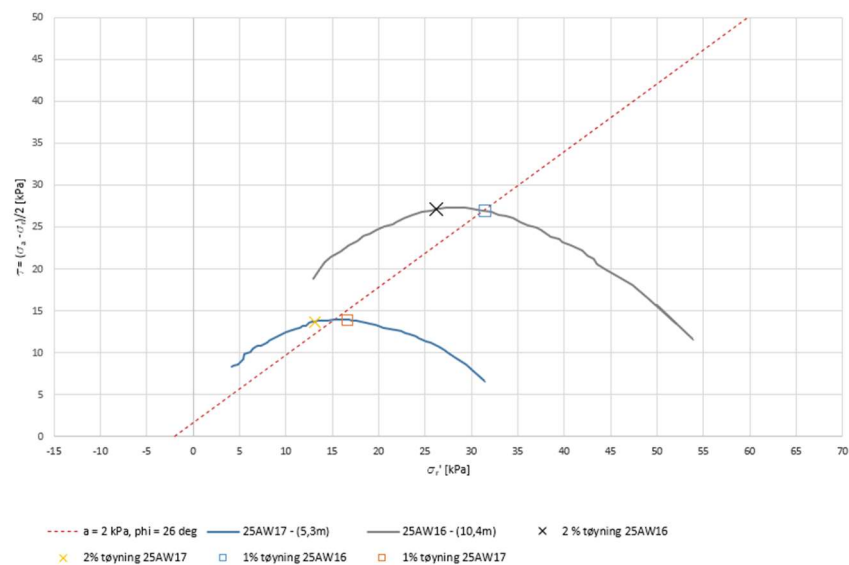
Treaks BH 25AW16: $c_u c / c_{u\text{cuptu}} = 1,000$

Enaks BH 25AW16: $c_{uc} / c_{u\text{cuptu}} = 0,667$

Konus BH 25AW16: $c_{ufc} / c_{u\text{cuptu}} = 0,667$



Figur 6-2 Utklipp fra tolkning av CPTu 25AW16



Figur 6-3 Resultater og tolkning av triaksiale forsøk på kvikkleire i 25AW16 og 25AW17

Tabell 6-3 Input til materialemodell for jord

Parameter	Enhet	Fyllmasser	Kvikkleire	Kvikkleire-1	Kvikkleire-2
Jordmodell	-	Mohr-Coulomb	HS small	HS small	HS small
Drenasje	-	Drenert	Drenert	Udrenert B	Udrenert B
γ_{unsat}	kN/m ³	19	18	18	18
γ_{sat}	kN/m ³	19	18	18	18
E'_{ref}	kN/m ²	2,00E+04	-	-	-
E_{50}^{ref}	kN/m ²	-	2000	2000	3000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	-	2000	2000	3000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	-	6000	6000	6000
ν (nu)		0,3	0,2	0,2	0,2
power (m)		-	1	1	1
G_0^{ref}	kN/m ²	-	3750	3750	3750
$\gamma_{0.7}$		-	0,88	0,88	0,88
c'_{ref}	kN/m ²	1	-	-	-
$s_{u,\text{ref}}$	kN/m ²	-	2	9	11
ϕ' (phi)	°	30	25	0	0
ϕ_u (phi)	°	-	-	0	0
ψ (psi)	°	0	0	0	0
$c_{u,\text{inc}}$	kPa/m	0	0	0,5	2,5
γ_{ref}	m	0	0	1,8	-4
R_{inter}	-	0,67	0,5	0,5	0,5

6.8 Hviletrykk

For hviletrykket er det benyttet følgende formelrelasjonen for K_0 , jf. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') \sqrt{OCR}$$

Det er konservativt antatt en OCR-verdi på 1.

6.9 Egenskaper ved spunt og stag

Tabell 6-4 viser materialeparametere for AZ-spunt som er brukt i beregningene. Tabell 6-5 viser materialeparametere for stag, som brukes for modellering av stivere i Plaxis 2D. Det er regnet stålkvalitet S355.

Tabell 6-4 Oppsummering egenskaper ved AZ-spunt.

Profil	Vekt, w (kN/m)	Aksiell stivhet, EA (kN/m)	Bøyestivhet, EI (kNm ²)	Tverrkontraksjonstall, v (-)
AZ17-700	1,025	2,79 x 10 ⁴	7,61 x 10 ⁴	0,2

Tabell 6-5 Input til materialemodell for stiver (Node-to-node-elementer).

Stag	Lspacing, [m]	Aksiell stivhet, EA [kN]
HE220B	4	1,19·10 ⁶

Det benyttes **HEA 320** som puter.

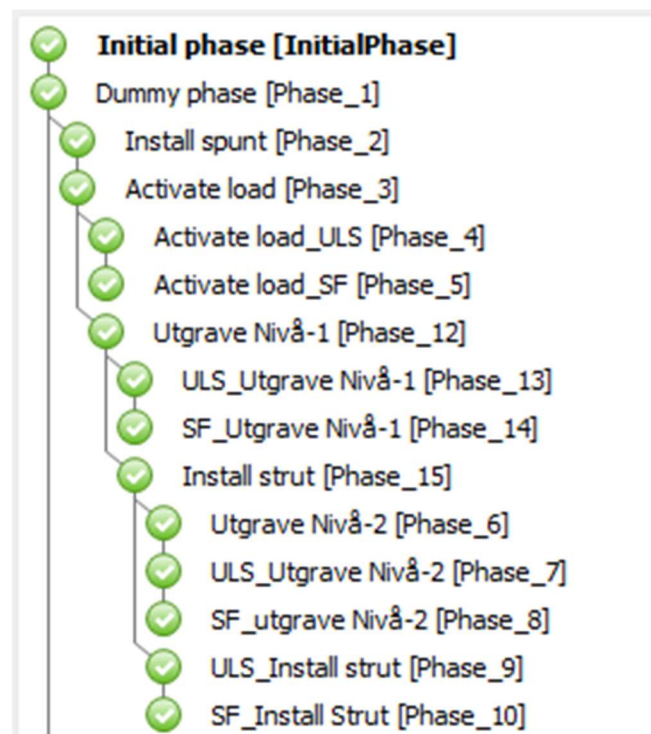
6.10 Geotekniske modeller og beregningsfaser

Figur 6-5 viser den geotekniske modellen som er brukt for å beregne laster som virker fra jord på spunt og stag.

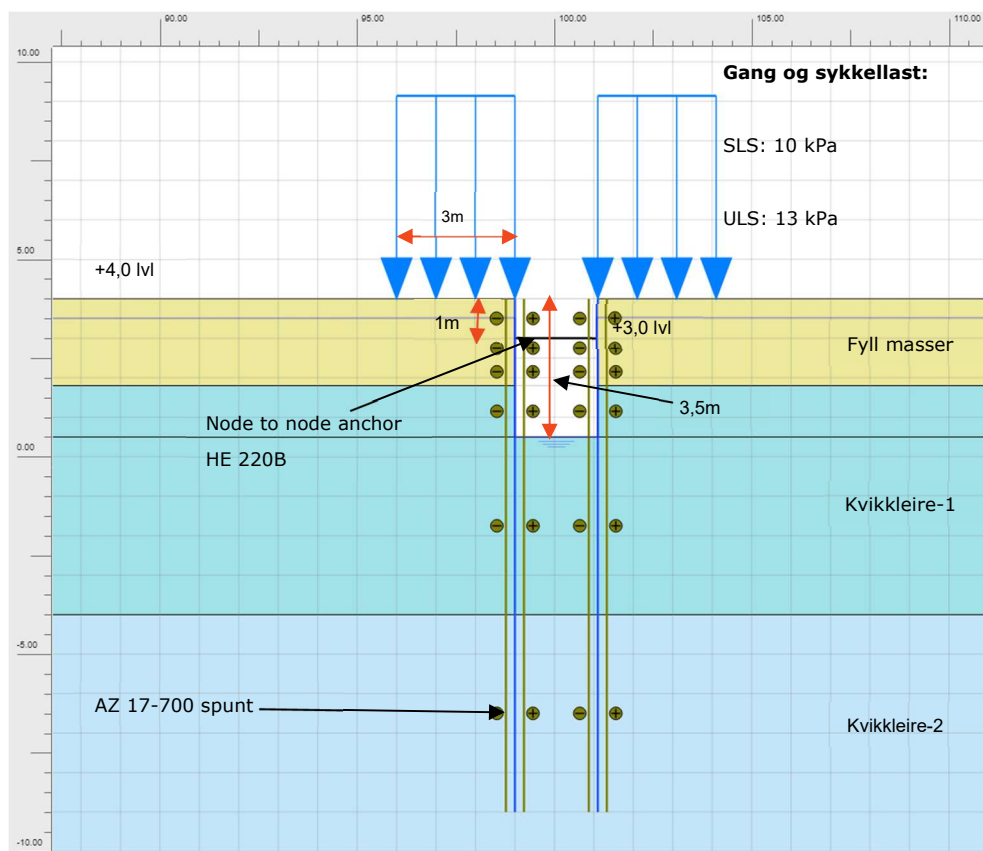
Den geotekniske modellen for trase 3, 4 og del av 5 er 100 m bred og 24 m høy og inneholder 4335 elementer. Modellen består av 15-noders triangulære elementer, se Plaxis (2024). Diskretiseringen vurderes å være tilstrekkelig for problemstillingen. Det er gjort beregninger med både totalspenninger og effektivspenninger for spuntveggen.

Beregningsfasene kan beskrives som følger:

- › Fase 1 – initiale spenninger
- › Fase 2 – null fase hvor
- › Fase 3 – aktivering av last
- › Fase 4 – installere spunt
- › Fase 5 – utgraving nivå 1 (1,5m under terreng)
- › Fase 6 – installere stiver (1m under terreng)
- › Fase 7 – utgraving nivå 2 (3,5m under terreng)



Figur 6-4 Faser som brukt i beregningsprogram Plaxis 2D



Figur 6-5 Geoteknisk modell som viser lagdeling, laster og spuntvegg

6.11 Resultater for spuntvegg

oppsummerer resultater for grensetilfellene SLS og ULS for siste beregningsfase, det vil si maksimal utgraving til 3,5 m under terreng. Resultater fra de andre fasene viser at den siste fasen er dimensjonerende. Kraftene i spunten og stag er hentet direkte fra Plaxis 2D, se Vedlegg D for detaljer knyttet til alle beregningsfasene.

For laster til stiver system kreftene til ULS beregninger er eksportert fra Plaxis med ULS laster i modellen og ganget med 1,35 i henhold til Eurocoden.

Tabell 6-6 Oppsummering av resultater fra spuntberegninger i Plaxis 2D.

	SLS				ULS			
Situasjon	Maksimal deformasjon	Maksimalt moment	Maksimal aksialkraft	Maksimal skjærkraft	Maks deformasjon	Maks moment	Maks aksialkraft	Maksimal skjærkraft
	Δ_{SLS} [cm]	[kNm/m]	N [kN]	[kN/m]	Δ_{bruk} [mm]	[kNm/m]	N [kN]	[kN/m]
Udrenert	4,5	149	18	111	-	306	22,5	162
Drenert	3,8	99	13	77	-	124	17	92

Tabell 6-7 Oppsummering av krefter i innvendig avstiver fra Plaxis 2D.

Situasjon	Senteravstand	ULS last	Prøvelast
	[m]	N [kN]	[kN/m]
Udrenert	4	-802	$(-802 \cdot 1,35)/4 = 271$
Drenert	4	-497	$(-497 \cdot 1,35)/4 = 168$

7 Utførelse

7.1 Installasjon av spunt

Spunt skal installeres ved hjelp av ramming eller pressing, ikke vibrering. så lenge de alminnelig krav om vibrasjoner og støy overholdes. Det skal benytte utstyr som er overlegent i forhold til spuntdimensjonen så det sikres at der er tilstrekkelig energi til at spunt kan installeres til korrekt nivå. Spunt skal avslutningsvis ha en topp, minimum 0,5 m over terreng. Det kan installeres enkelt- eller dobbeltnåler, spunten skal være vanntett.

Spunten forutsettes kappet ca. 1 m under terreng og blir stående igjen i grunnen.

7.2 Installasjon av stiver system

Stiver mellom spuntveggene er HEB 220 brukt. Den maksimale avstanden mellom stivere er modellert som 4,0 m. Stiver skal installere 1m under terreng.

7.3 Grunnvann

Grunnvannsspeilet på tomten er registeret 0,3 m under terreng. Utgravingsdybden er fastlagt til 4,5 m hvilket gjør at der skal graves ca. 4,2 meter under grunnvannsspeilet. Da der settes vanntett spunt rundt nesten hele gropen og da de trufne løsmasser er veldig faste, forventes det grunnvannshåndteringen kan gjennomføres ved hjelp av lensepumping fra lokale pumpesumpe i kombinasjon med dreneslag av puk/kult i bunn av utgravingen.

8 Sammendrag geotekniske vurderinger av VA-grøftene

Trase	Deltrase og tiltak	Krav og forutsetninger
1	Pr. 0 - Pr. 178,7: Grøftekasser	Avstanden mellom trafikken og kanten av grøftekassen skal ikke være mindre enn 3,7 meter.
	Pr. 178,7 – Pr. 355,9: Grøftekasser	
2	Pr. 0 - Pr. 79,8: Grøftekasser	
	Pr. 79,8 – Pr. 142,8:	Mulig fjellutgraving.
	Pr. 142,8 - Pr. 200:	Mulig fjellutgraving.
3	Grøftekasser og spunt	Det er behov for ytterligere undersøkelser for å kunne fastslå omfanget av spunten mer nøyaktig.
4	Grøftekasser og spunt	Det er behov for ytterligere undersøkelser for å kunne fastslå omfanget av spunten mer nøyaktig.
5	Pr. 0 - Pr. 123,3: Grøftekasser	
	Pr. 123,3 - Pr. 178,1: Grøftekasser	Maksimal grave dybde på 2,98 m under terreng, maksimal gravebredde på 1,00 m og en grøftelengde som ikke overstiger 20
	Pr. 178,1 - Pr. 241,1: Spunt	

6	Grøftekasser	
7	Grøftekasser	
8	Grøftekasser	
9	Grøftekasser	

9 Vibrasjoner

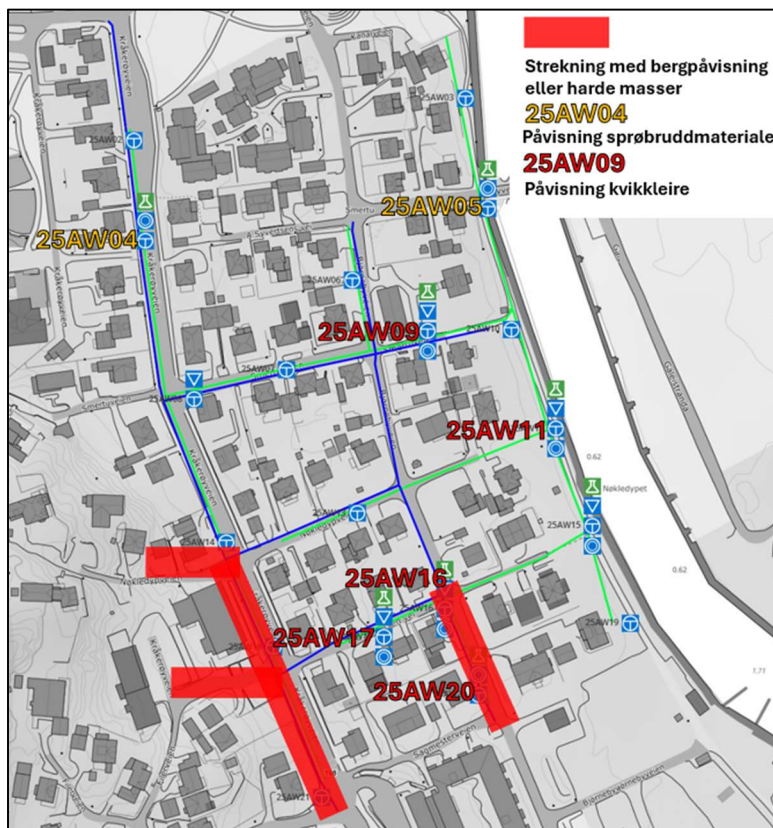
Tolkninger av totalsonderinger og forventet grøftedybde i prosjektområdet indikerer at deler av traséen trolig må sprenges eller pigges på grunn av lav overdekning til berg.

Dette vil medføre vibrasjoner som kan gi skade på nærliggende byggverk. Dette er relevant for den sør-vestlige delen av prosjektområdet. Nord for prosjektområdet er det påvist kvikkleire

De rødt markerte strekningene tilsvarer deler av traséen med påvist berg i dagen eller svært faste masser, i nærheten av punktene 25AW16, 25AW17 og 25AW20, hvor det også er registrert forekomst av kvikkleire.

Innenfor et område med en utstrekning på om lag 50 m langs denne strekningen kreves det derfor særlig aktsomhet i utførelsesfasen.

Punktene 25AW04 (sprøbruddmateriale) og 25AW09 (kvikkleire) ligger derimot på strekninger som ikke er markert i rødt i figuren, men som likevel er karakterisert av henholdsvis sprøbruddmateriale og kvikkleire.



Figur 9-1 Utsnitt fra Field Manager som viser områder med bergpåvisning eller harde masser, samt påvisning av sprøbruddmateriale og kvikkleire.

Følgende regelverk er relevant i forbindelse med vibrasjoner som følge av sprengning og pigging:

- › NS 8141-1:2022 - Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom [15]
- › NS 8141-3:2025 - Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 3: Virkning av vibrasjoner på utløsning av skred i kvikkleire og andre sprøbruddmaterialer [16]
- › NS 8141-4:2021 - Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 4: Retningslinjer for besiktigelse av byggverk og eiendom før bygge- eller anleggsstart [17].

Det berørte området bør besiktiges før igangsettelse av arbeidene.

Omfanget av besiktigelsen skal tilpasses skadepotensialet og ses i sammenheng med bygge- og anleggsarbeidets størrelse og varighet. Besiktigelsen av eiendommene skal vanligvis utføres både utvendig og innvendig.

Alle funn skal dokumenteres.

Ved mindre bygge- eller anleggsarbeider kan besiktigelse i mindre omfang vurderes. Eksempler på arbeider som ikke krever omfattende besiktigelse, inkluderer pigging av berg.

Ved arbeider som forflytter seg, skal besiktigelsen utføres i tilstrekkelig avstand fra foran arbeidene.

Det skal utarbeides en rapport fra besiktigelsen, eventuelt delrapporter fra arbeider som forflytter seg.

NS8141-4 angir ulike anbefalte besiktigelsesavstander avhengig av hvor ombyggingene er fundamentert på berg eller løsmasser [17].

Kjennskap til fundamenteringsforhold kan derfor potensielt redusere besiktigelsesomfanget. Nytt fra 2025 er at ved sprengning nær kvikkleire eller andre sprøbruddmaterialer anbefales forhåndsvurdering av disse løsmassene.

Forhåndsvurderingen skal omfatte risiko for at vibrasjoner kan utløse skred. Forhåndsvurderingen skal dokumenteres i rapport og foretas tidlig nok til at resultatene kan innarbeides i eventuelle anbudsdokumenter [16].

NS8141-1 gir retningslinjer for å beregne/ fastsette grenseverdier for vibrasjoner på byggverk basert på grunnforholds- og fundamenteringsforhold, byggverkstype og -materialer, avstand fra vibrasjonskilde og type vibrasjonskilde. Vibrasjonene skal

måles på relevante byggverk, og det må dokumenteres av den som utfører målingene at vibrasjonsgrensene overholdes i byggefasen.

Vibrasjoner bør måles der de kommer inn i byggverket. Det bør benyttes flere målere dersom det er benyttet ulike fundamenteringsmåter under byggverket. Det er normalt tilstrekkelig med en en-aksiell måling for grenseverdier beregnet etter NS 8141-1.

Ved sprengning nær grunnmur, fundament eller stive konstruksjoner i direkte kontakt med byggverket (< 10 m fra salvehull til grunnmur, fundament eller andre stive konstruksjoner i direkte kontakt med byggverket) skal det utføres triaksiale målinger [15].

NS8141-3 gir retningslinjer for beregning av grenseverdier for vibrasjoner i kvikkleire (eller andre sprøbruddmaterialer).

Dette er nytt fra 2025, da det i standarden fra 2014 kun var oppgitt én fastsatt grenseverdi for vibrasjoner på kvikkleire.

For målinger i kvikkleire eller andre sprøbruddmaterialer henvises det til NS 8141-3. Vibrasjoner måles treaksialt. Måleretningene skal være vinkelrett på hverandre, med to horisontale og én vertikal måleretning. Én av måleretningene skal være mot vibrasjonskilden [16].

Det må forventes tett dialog med byggherre og aktuelle grunneiere/ objekteiere når anleggsarbeidet foregår nær deres objekter.

Avklaringer om ansvar for besiktigelse og måling (inkl. dokumentasjon) gjøres i dialog mellom byggherre og entreprenør.

10 Kontrollplan for utførelse

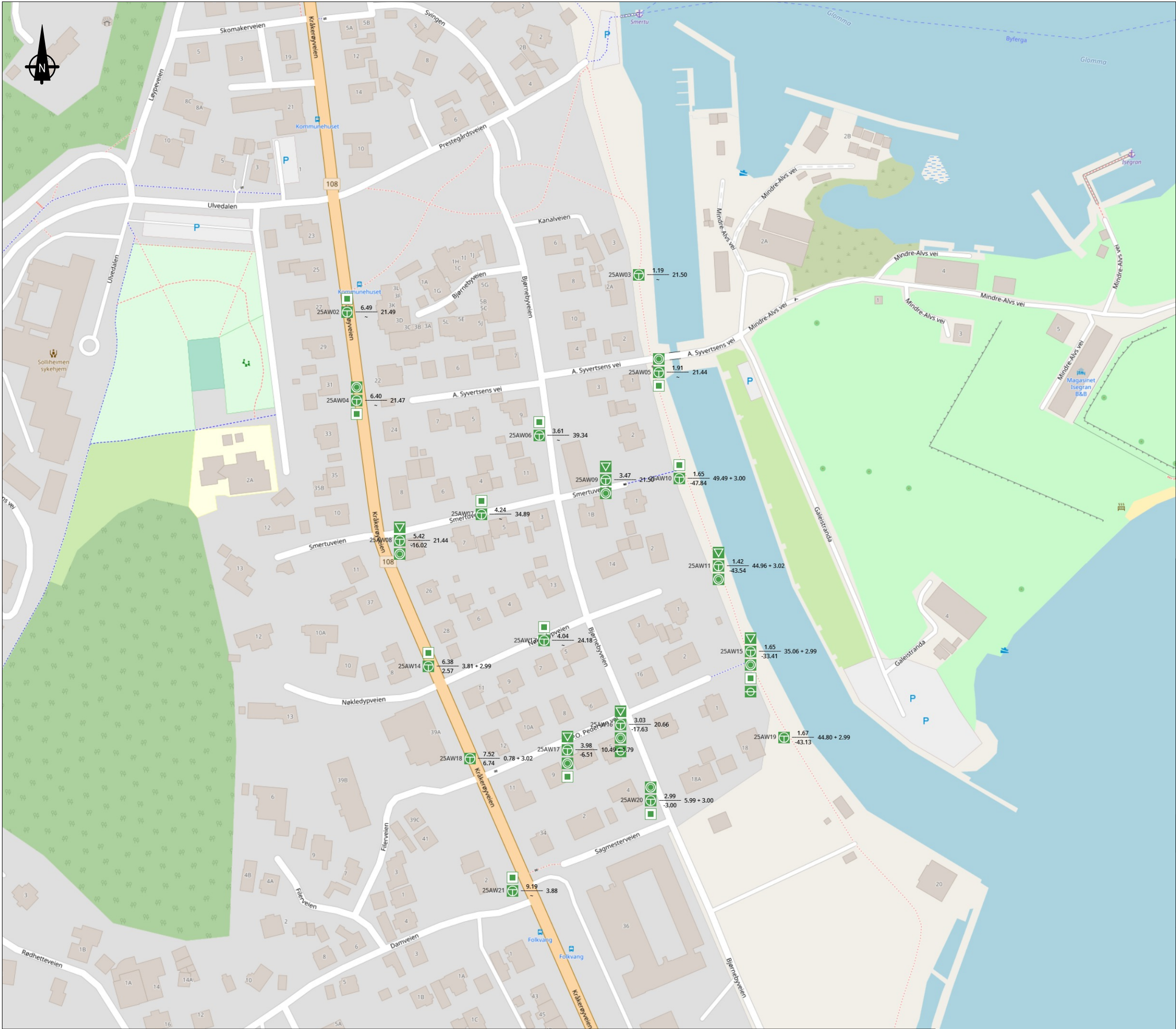
	Kontrollpunkter	Ansvarlig
Grøfter og utgravning	Massene plasseres og lagres med hensyn på områdestabiliteten.	Entreprenør
	Dersom det i gravearbeidet skulle støtes på andre grunnforhold enn beskrevet i dette notat skal geotekniker kontaktes.	Entreprenør
	Det anbefales å gjennomføre besiktigelse av alle nærliggende bygg med hensyn på eksisterende riss og skader.	Entreprenør
	Der det benyttes grøftekasser skal grøftene ikke så åpne over natten eller helgen. Alle steder der det graves opp skal fylles til minimum 1 meter under terreng hver dag.	Entreprenør
	Utgravningen mellom spuntene skal stå åpen i maks 1 døgn, og det skal fylles opp til minimum nivå kjellergulv på kote + 4,47 m før det graves videre.	Entreprenør
Spunt	Spunten skal måles inn etter installasjon og det skal sikres at de benytte riktig type spunt at spunten oppnår prosjektert spisskote.	Entreprenør
Avstivninger	Avstivningene og putene skal installeres i de nivåer som er beskrevet i denne rapporten. Det skal sikres, at stivere er oppspent etter produsentens anvisninger, så der er full kontakt mellom stivere, puter og spunt.	Entreprenør
Flomfare	Dersom det skulle oppstå flomvarsel må tiltaksområdet evakueres.	Entreprenør

11 Referanser

- [1] A. N. AS, « 100191-RIG-RAP-01 - Nøkledypet VA separering - Datarapport Geoteknikk».
- [2] NVE, «NVE Atlas,» [Internett]. Available: <https://atlas.nve.no/>.
- [3] NGU, «Løsmasser - Nasjonal database».
- [4] Kommunal- og moderniseringsdepartementet, Plan og bygningsloven - pbl, 2008.
- [5] Direktorat for Byggkvalitet, «Byggteknisk forskrift (TEK17),» 2017.
- [6] Direktoratet for byggkvalitet, Forskrift om byggesak (byggesaksforskriften) (SAK10), Kommunal- og distriktsdepartementet, 2013.
- [7] Standard Norge, NS-EN1990:2002+A1:2005+NA:2016, Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, 2016.
- [8] Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004+A1+NA, Eurocode 7, Geoteknisk prosjektering Del 1: Almenne regler, 2020.
- [9] Norsk Standard, «NS-EN 1993-5:2007+NA:2010: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 5: Peler og spunt,» 2010.
- [10] Norges vassdrags- og energidirektorat, NVE, «NVE veileder 1/2019, Sikkerhet mot kvikkleireskred : vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper,» NVE, ISBN: 978-82-410-2091-9, 2020.
- [11] Statens vegvesen, «Statens vegvesen Vegkart,» [Internett]. Available: <https://vegkart.atlas.vegvesen.no>.
- [12] Statens vegvesen, «N200».
- [13] COWI, «A293095-RIG-RAP-02 Områdestabilitetsvurdering Nøkledypet».
- [14] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning — Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» Standard Norge, 2021.

- [15] S. Norge, «Norsk Standard NS 8141-1:2022 Vibrasjoner og støt Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom,» 2022.
- [16] S. Norge, « NS 8141-3:2025 Vibrasjoner og støt Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 3: Virkning av vibrasjoner på utløsning av skred i kvikkleire og andre sprøbruddmaterialer ,» 2025.
- [17] S. Norge, «NS8441-4:2021 - Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk- Del 4: Retningslinjer for besiktigelse av byggverk og eiendom før bygge- eller anleggsstart,» 2021.
- [18] «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner».
- [19] Arbeidstilsynet, «Forskrift om utførelse av arbeid §21,» [Internett]. Available: <https://www.arbeidstilsynet.no/regelverk/forskrifter/forskrift-om-utforelse-av-arbeid/3/21/>. [Funnet 21 12 2022].

Vedlegg A - Borplan



Kartutsnitt

Kote terreng

Lokasjonsnavn

XXX.XX

XXX.XX

Kote antatt fjell

Boret dybde i løsmasser

XX.XX + XX.XX

Boret dybde i fjell

Metoder

Miljøprøve

Totalsondering

Trykksondering (CPT)

Prøveserie

Dissipasjonstest

Poretrykksmåling

Statusoversikt

PLANLAGT

KLAR

UTFØRT

GODKJENT

AVSLÅTT

Beskrivelse

Borplan

Prosjekt :
DIO Fredrikstad kommune - Nøkledypet VA

Oppdragsgiver :
Fredrikstad kommune

Rapportnummer :
100191-RIG-RAP-01

Tegningnr :
G-10-1-001

Revisjon :
00

Dato :
20.10.2025

Tegnet av :
VG

Kontrollert av :
AK

Godkjent av :
AK

AWER

Vedlegg B - Bunnoppressing

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

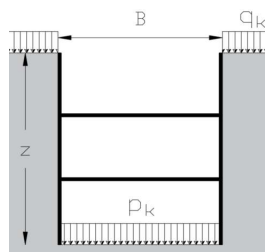
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,7 m
B	2,11 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	18 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

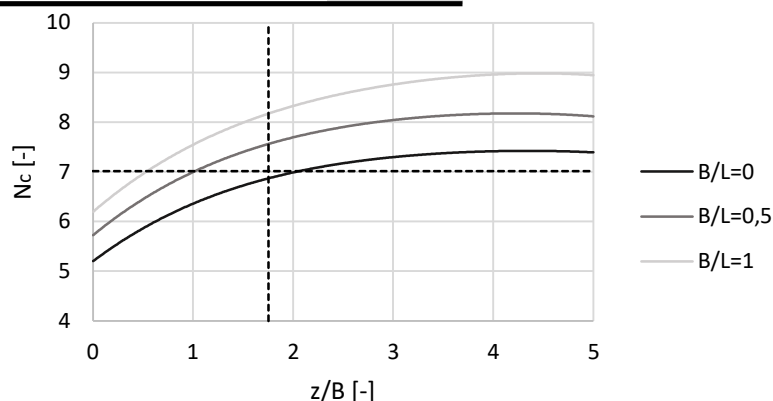
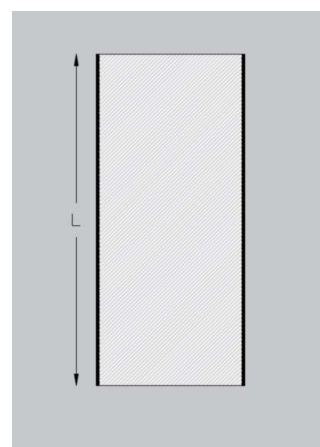
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,50
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,8
N_c	7,0
γ_M	1,73



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkkledypet

Trase 1 - Pr. 0 - Pr. 178,9

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: B 1.1	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

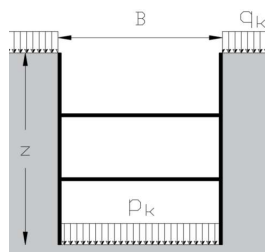
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,62 m
B	2,11 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	16 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

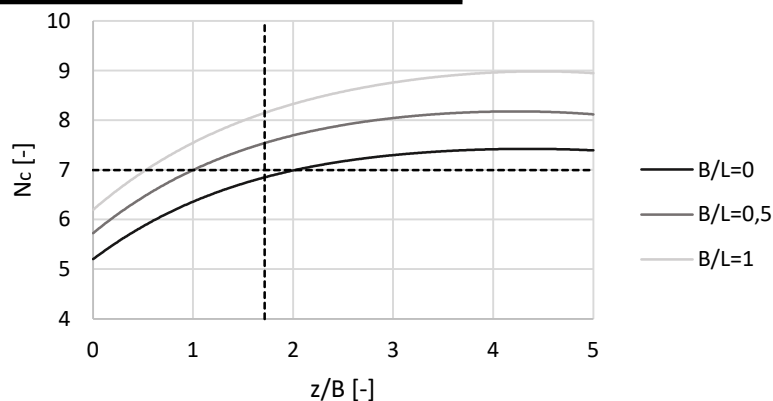
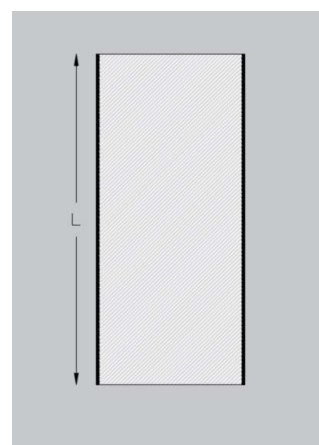
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,7
N_c	7,0
γ_M	1,56



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 1 - Pr. 178,9 - Pr. 355,9

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: 1.2	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravings bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

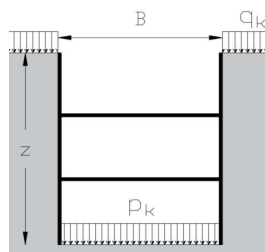
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,6 m
B	2,11 m
L	10 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	15 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

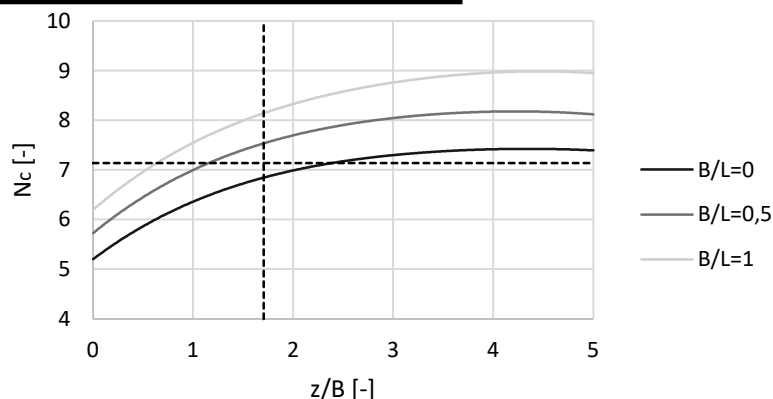
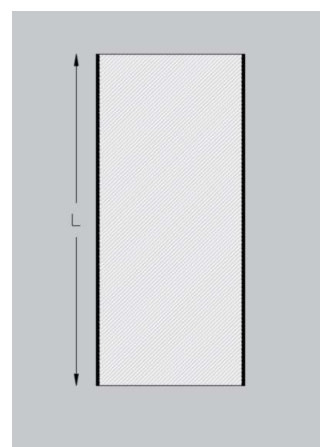
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,50
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,2
Z/B	1,7
N_c	7,1
γ_M	1,50



Kontroll

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 2

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: 1.3	Versjon 1.0	Side 1 av 7

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravings bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

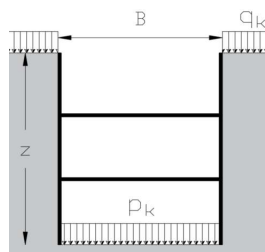
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,48 m
B	2,11 m
L	6 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	7 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

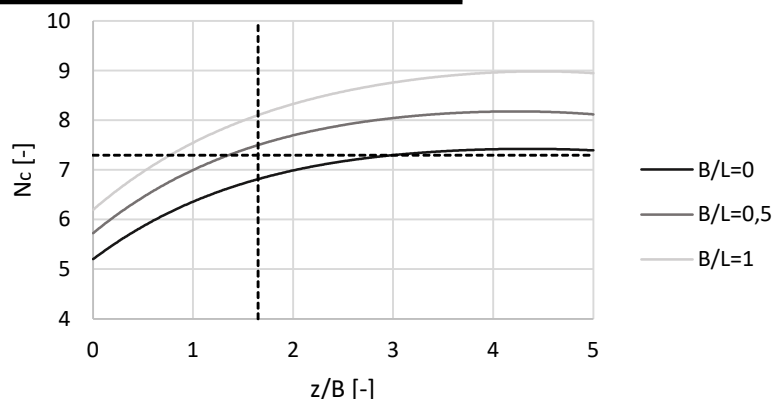
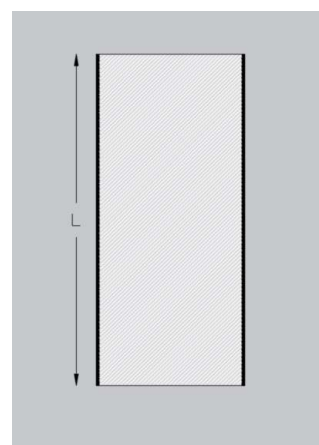
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,4
Z/B	1,6
N_c	7,3
γ_M	0,74



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Ej tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkkledypet

Trase 3 – Trase 4

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: 1.4	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

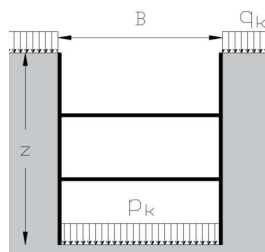
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,03 m
B	2,11 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	16 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

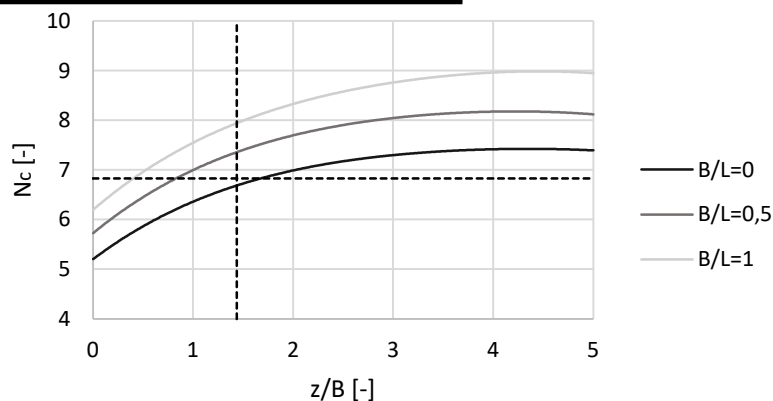
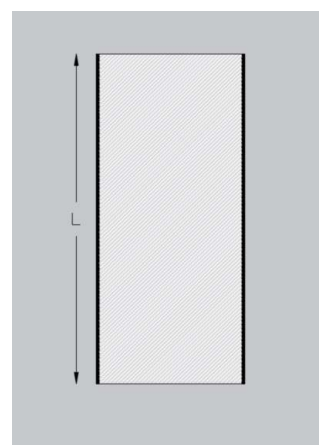
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,4
N_c	6,8
γ_M	1,79



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 5 (Pr. 0 til Pr. 123,3)

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: 1.5	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

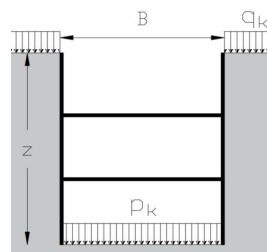
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	2,98 m
B	1 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	12 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

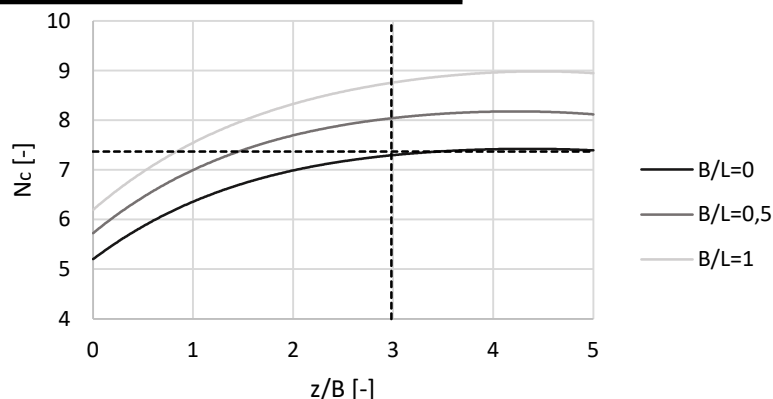
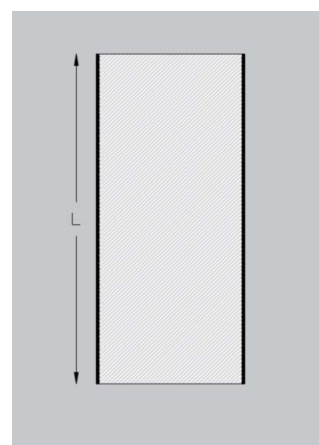
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	3,0
N_c	7,4
γ_M	1,47



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 5 (Pr. 123,3 til Pr. 178,1)

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: 1.6	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

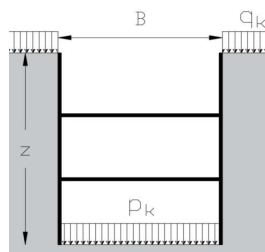
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,03 m
B	2 m
L	6 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	7,5 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

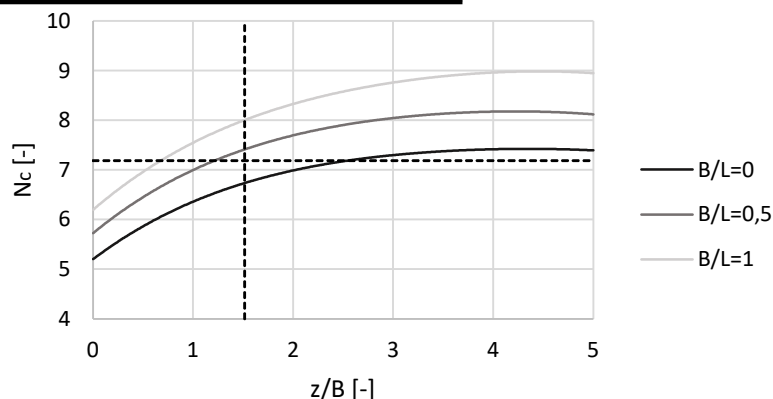
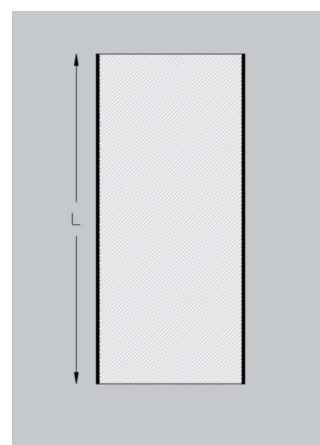
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,3
Z/B	1,5
N_c	7,2
γ_M	0,88



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Ej tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkkledypet

Trase 5 (Pr. 0 til Pr. 178,1)

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: 1.7	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

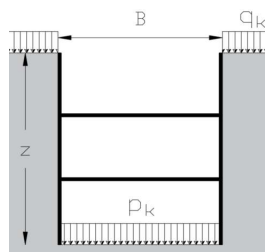
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,76 m
B	2,11 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	16 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

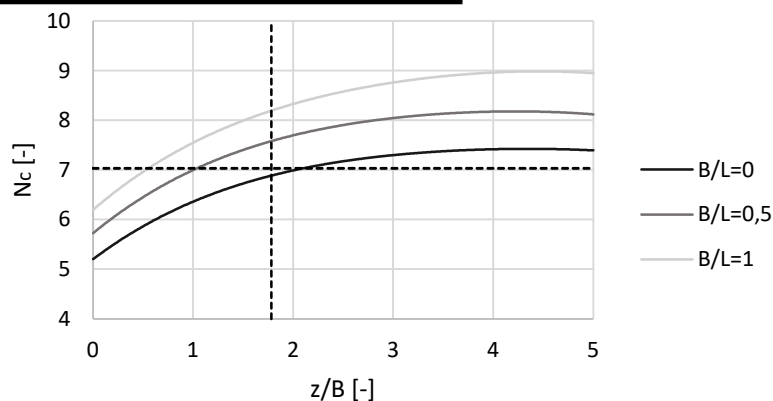
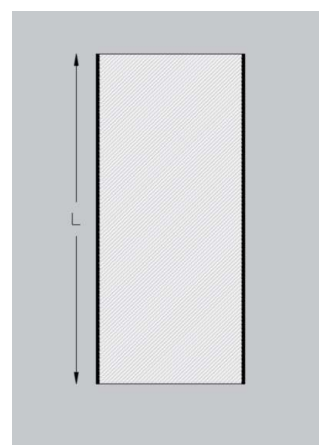
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,8
N_c	7,0
γ_M	1,52



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 6 og 7

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: 1.8	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravings bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

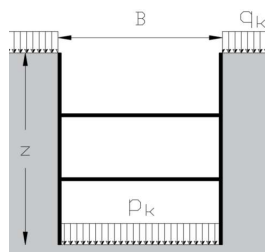
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,62 m
B	2,11 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	16 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

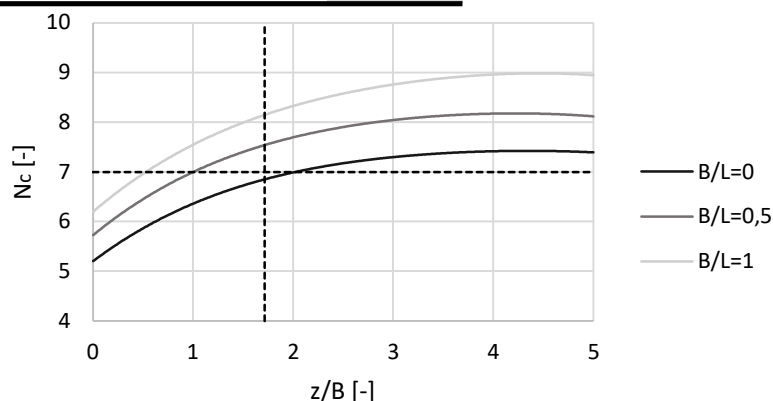
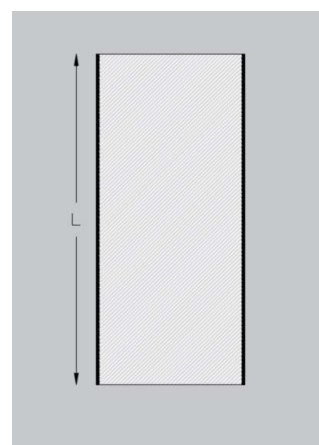
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,7
N_c	7,0
γ_M	1,56



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 1 - Pr. 178,9 - Pr. 355,9

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: B 1.2	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravings bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

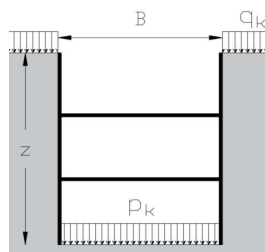
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,6 m
B	2,11 m
L	10 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	15 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

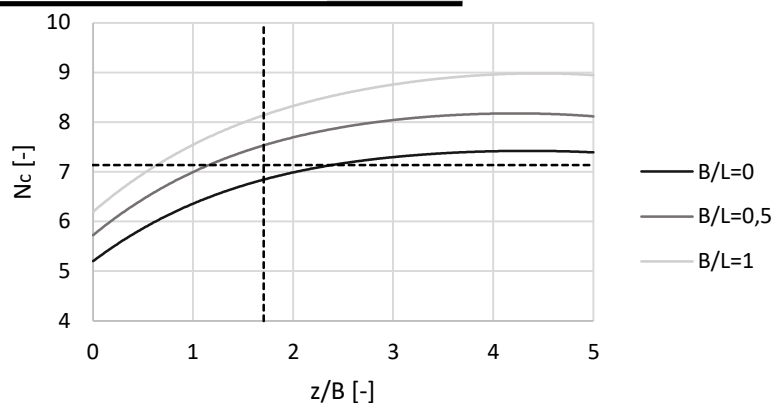
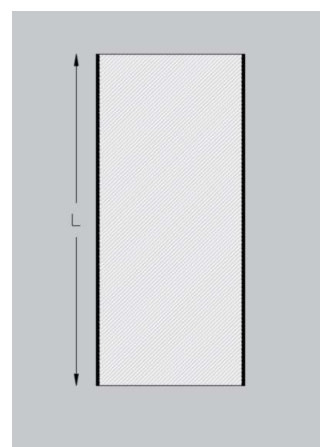
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,50
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,2
Z/B	1,7
N_c	7,1
γ_M	1,50



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 2

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: B 1.3	Versjon 1.0	Side 1 av 7

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

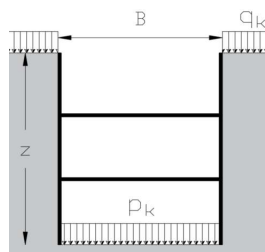
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,48 m
B	2,11 m
L	6 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	7 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

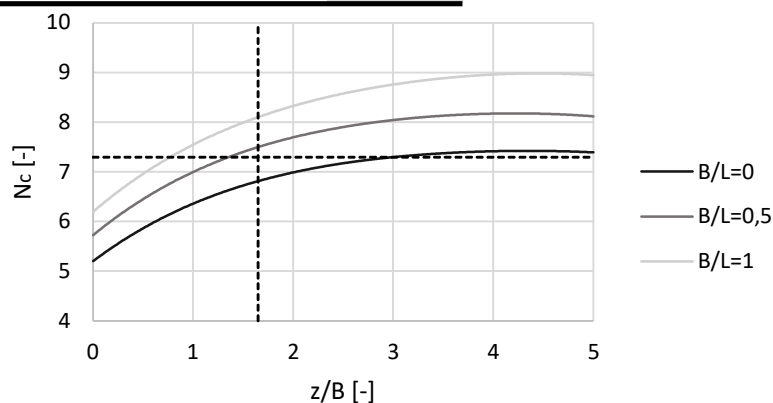
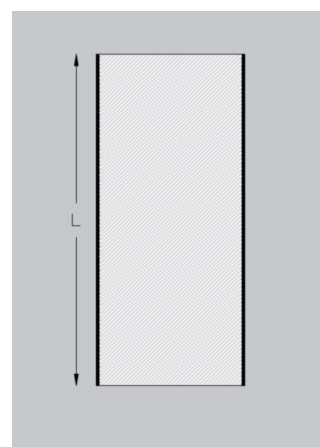
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,4
Z/B	1,6
N_c	7,3
γ_M	0,74



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Ej tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkkledypet

Trase 3 – Trase 4

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: B 1.4	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingsens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

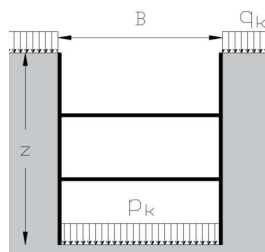
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,03 m
B	2,11 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	16 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

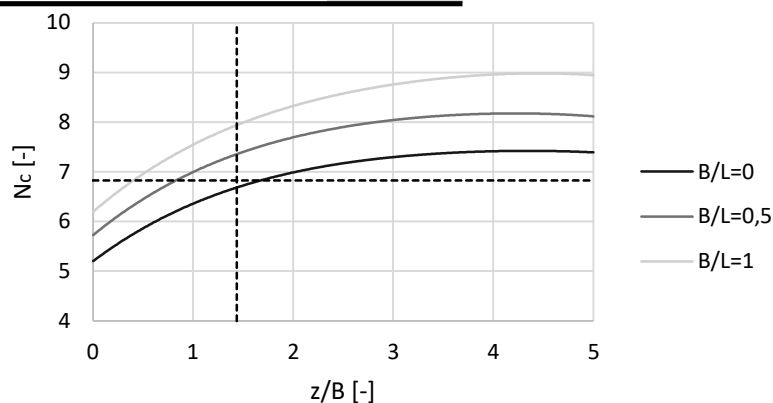
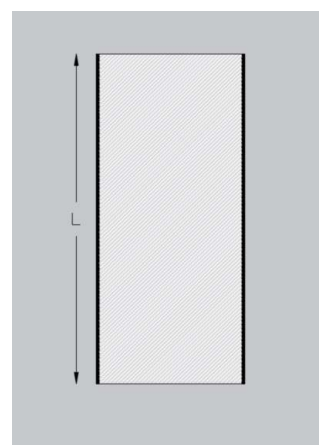
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,4
N_c	6,8
γ_M	1,79



Kontroll

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 5 (Pr. 0 til Pr. 123,3)

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: B 1.5	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravings bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

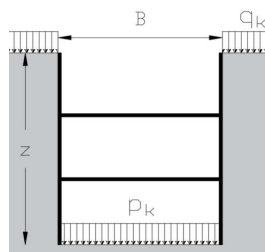
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	2,98 m
B	1 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	12 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

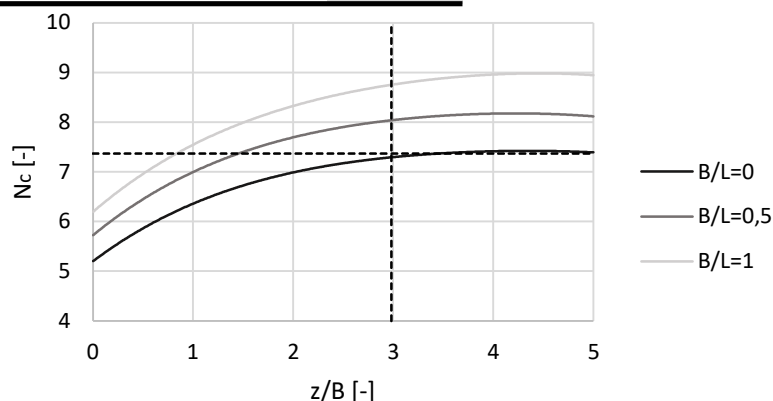
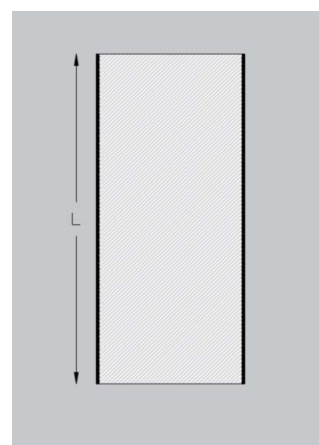
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	3,0
N_c	7,4
γ_M	1,47



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

Trase 5 (Pr. 123,3 til Pr. 178,1)

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: B 1.6	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerverdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravings bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

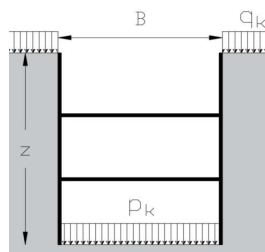
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,03 m
B	2 m
L	6 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	7,5 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

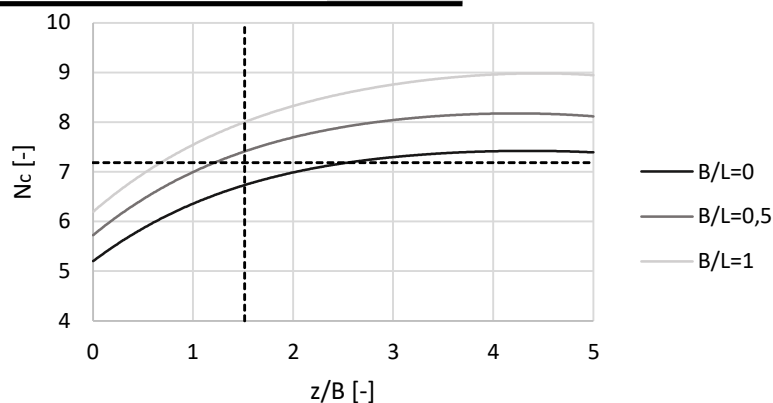
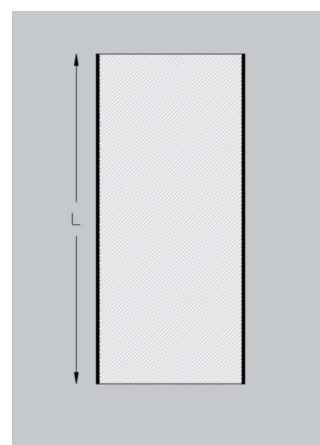
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,3
Z/B	1,5
N_c	7,2
γ_M	0,88



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Ej tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkkledypet

Trase 5 (Pr. 0 til Pr. 178,1)

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: B 1.7	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Forutsetninger:

- Beregning i henhold til SVV Håndbok V220 Kapittel 10.4.1
- Stabilitet av utgraving skal kontrolleres separat
- Effekt av skrånende terreng må vurderes separat
- Udrenert skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelerdi ned til en dybde lik $2/3B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5B$.

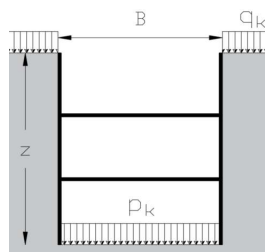
Krav:

$$\text{Oppnått materialefaktor} = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_k \cdot \gamma_Q - p_k \cdot \gamma_p} \geq \gamma_M$$

Karakteristiske laster:

- Last på terreng
- Trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vandfylt grop)

q_k	5 kN/m ²
p_k	0 kN/m ²



Terrengforhold:

- Gravedybde
- Bredde av byggegrop
- Lengde av byggegrop

Z	3,76 m
B	2,11 m
L	20 m

Karakteristiske parametre - jord:

- Udrenert skjærstyrke
- Tyngdetetthett - over bunn av utgraving

$c_{u,k}$	16 kPa
γ	18 kN/m ³

Krav til sikkerhet:

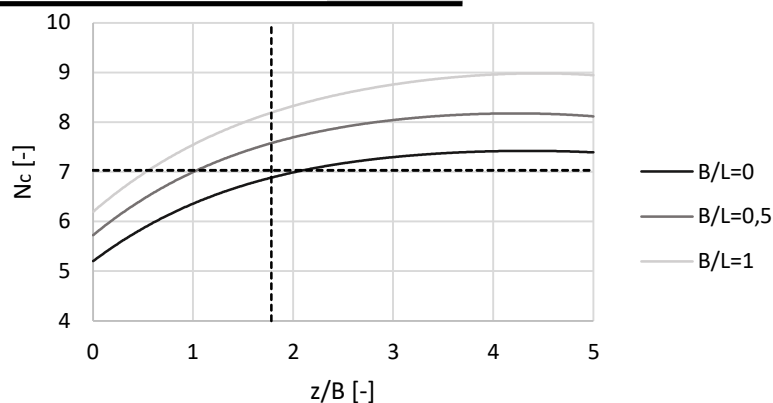
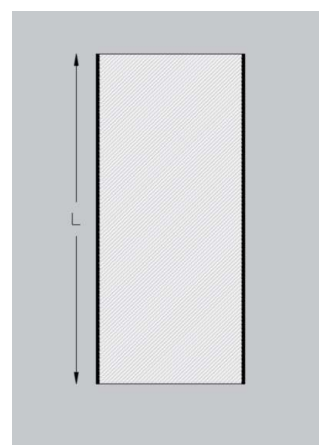
- materialefaktor
- Lastfaktor - terrengbelastning
- Lastfaktor - trykk mot bunn

γ_M	1,40
γ_Q	1,30
γ_p	1,00

Bæreevnefaktorer

- Bredde/lengdeforhold
- Dybde/breddeforhold
- Bæreevnefaktor
- Oppnått materialefaktor

B/L	0,1
Z/B	1,8
N_c	7,0
γ_M	1,52



Kontrol

- Oppnått sikkerhet (Materialefaktor)

Tilstrekkelig

Oppdrag:

Fredrikstad: VA Separering N3735 Nøkledypet

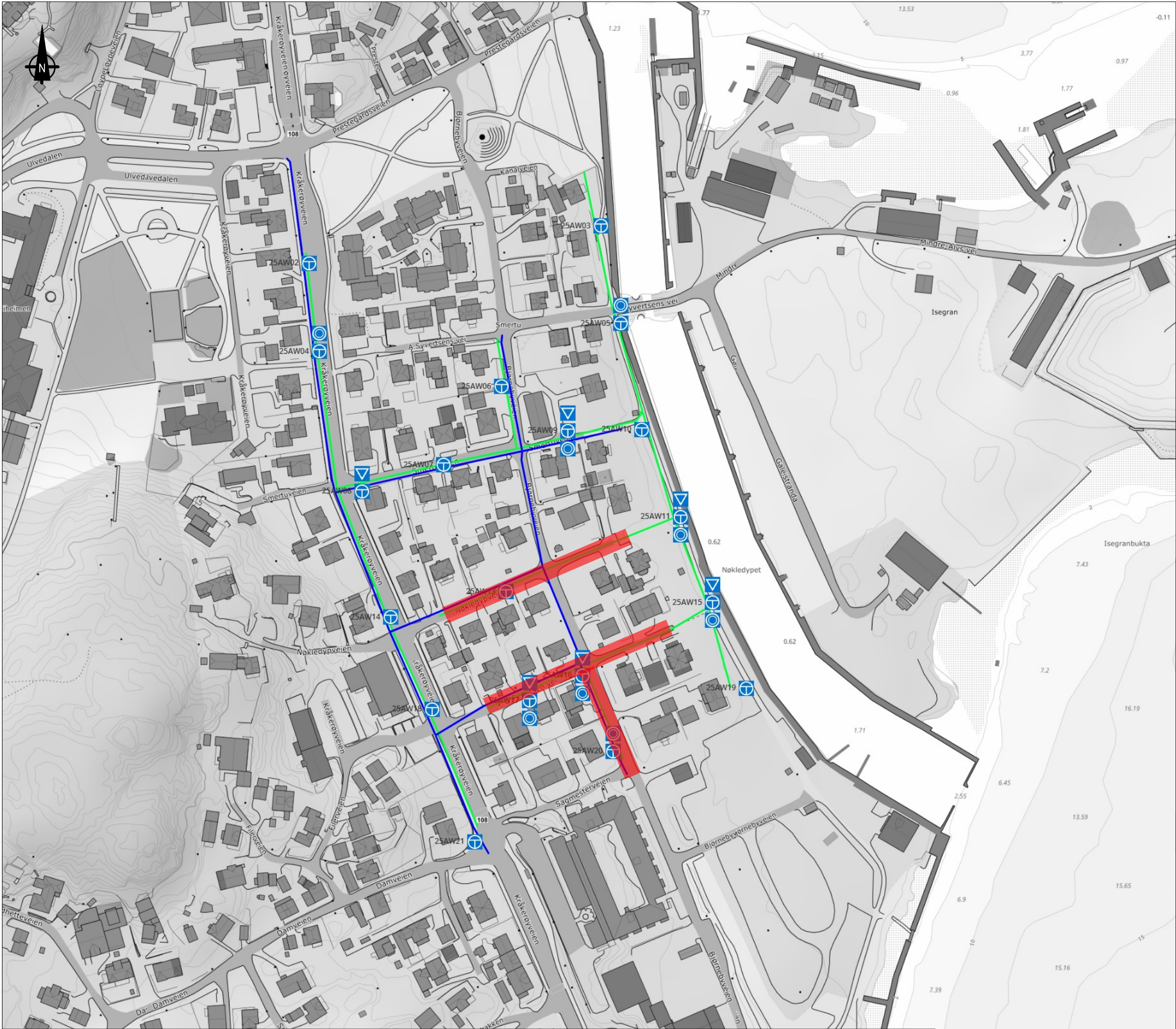
Trase 6 og 7

Lastkombination

Dato:	Utarbeiter:	Kontroll:	Godkjent:
19.02.2026	ILAV	CBNI	KOIN
Oppdrag nr.: A293095	Vedlegg nr.: B 1.8	Versjon 1.0	Side 1 av 1

COWI

Vedlegg C - Omfang av spunt



Kartutsnitt

Kote terreng

$\frac{XXX.XX}{XXX.XX}$

Kote antatt fjell

Boret dybde i løsmasser

$XX.XX + XX.XX$

Boret dybde i fjell

Metoder

▽ Trykksondering (CPT)

⊕ Totalsondering

⊙ Prøveserie

■ Spunt

⊙ Prøveserie

⋈ Berg i dagen

⊖ Poretrykksmåling

Statusoversikt

PLANLAGT

KLAR

UTFØRT

GODKJENT

AVSLÅTT

Beskrivelse

Omfang av spunt

Prosjekt :
VA separering - Begbyveien, Nøkledypet, Gudeberg

Oppdragsgiver :
Fredrikstad Kommune

Rapportnummer :
A293095-RIG-RAP-01

Tegningnr :
Vedlegg 3

Revisjon :
1.0

Dato :
2026-03-02

Tegnet av :
ILAV

Kontrollert av :
CBNI

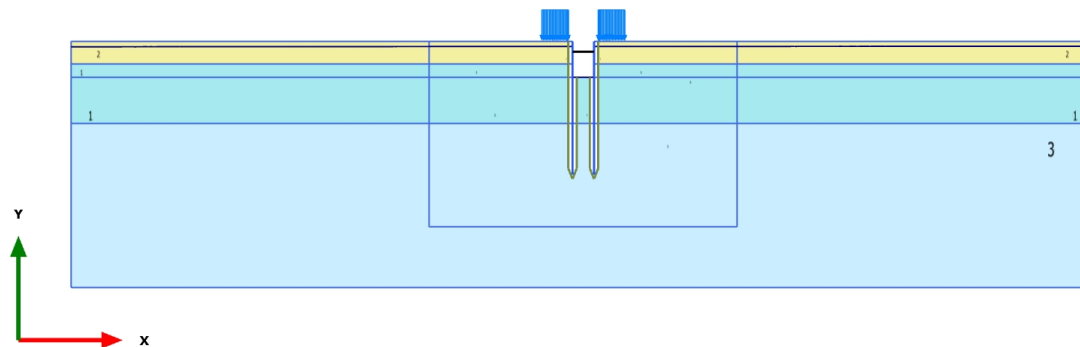
Godkjent av :
KOIN

COWI

Vedlegg D – Plaxis rapport

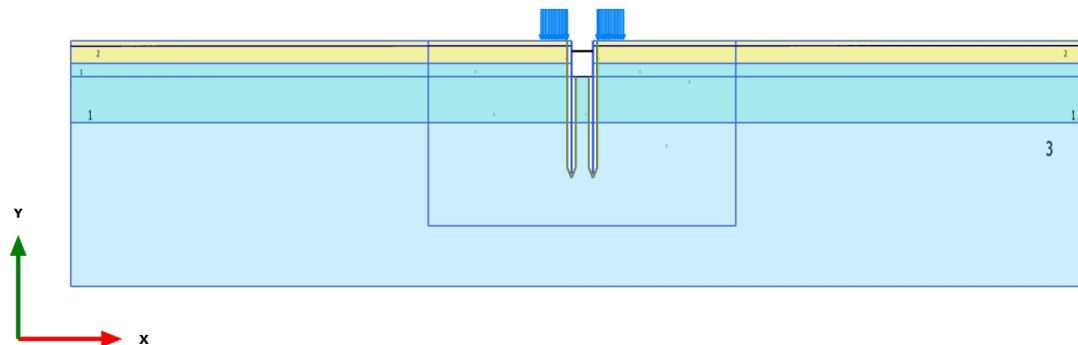
PLAXIS Report

1.1.1.1 Calculation results, Utgrave Nivå-2 [Phase_6] (6/382), Materials plot



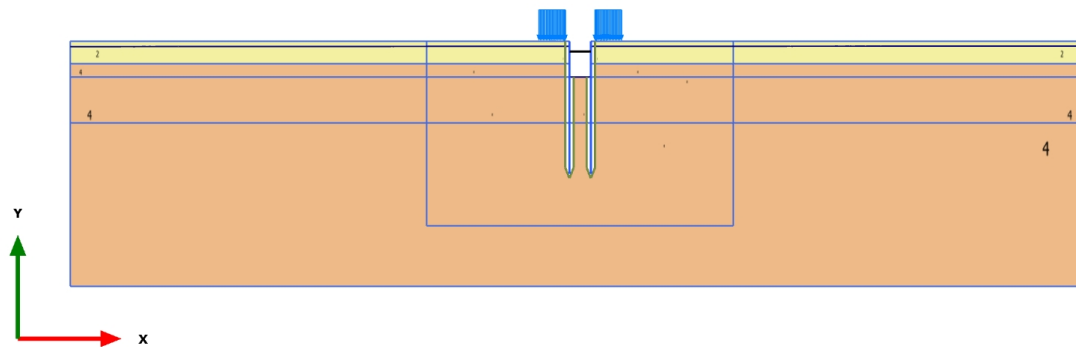
Materials plot

1.1.1.2 Calculation results, ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_7] (7/556), Materials plot



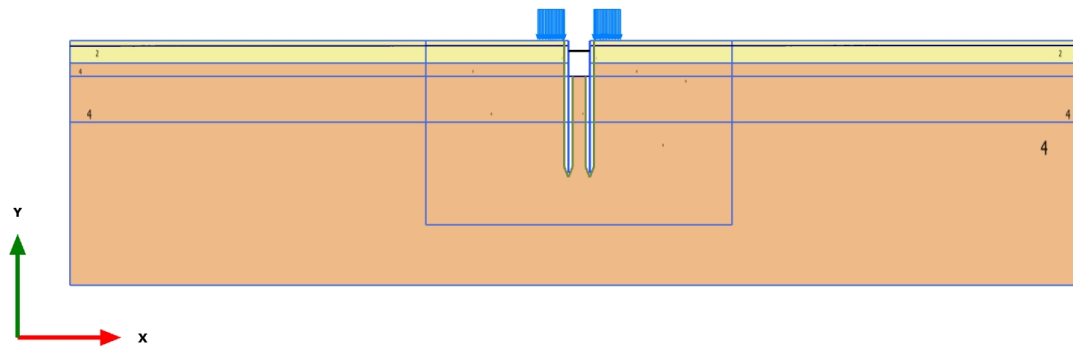
Materials plot

1.1.1.3 Calculation results, D_Utgrave Nivå-2 [Phase_32] (32/1185), Materials plot






Materials plot

1.1.1.4 Calculation results, D_ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_33] (33/1193), Materials plot



Materials plot

1.1.2.1.1 Materials - Soil and interfaces - HS small

Identification number		1	3	4
Identification		Kvikkleire-1	Kvikkleire-2	Kvikkleire drained
Soil model		HS small	HS small	HS small
Drainage type		Undrained B	Undrained B	Drained
Colour				
Comments				
_unsat	kN/m ³	18,00	18,00	18,00
_sat	kN/m ³	18,00	18,00	18,00
e_init		0,5000	0,5000	0,5000
n_init		0,3333	0,3333	0,3333
E_50^ref	kN/m ²	2000	3000	2000
E_oed^ref	kN/m ²	2000	3000	2000
E_ur^ref	kN/m ²	6000	9000	6000
_ur		0,2000	0,2000	0,2000
Use alternatives		False	False	False
C_c		0,1727	0,1151	0,1727
C_s		0,05181	0,03454	0,08973

Identification number		1	3	4
e_init		0,5000	0,5000	0,5000
power (m)		1,000	1,000	1,000
p_ref	kN/m ²	100,0	100,0	100,0
G_0^ref	kN/m ²	3750	3750	3750
_0.7		0,8800	0,8800	0,8800
c'_ref	kN/m ²	9,000	11,00	2,000
s_u,ref	kN/m ²	9,000	11,00	2,000
' (phi)	°	0,000	0,000	25,00
_u (phi)	°	0,000	0,000	25,00
(psi)	°	0,000	0,000	0,000
c'_inc	kN/m ² /m	0,5000	2,500	0,000
s_u,inc	kN/m ² /m	0,5000	2,500	0,000
y_ref	m	1,800	-4,000	0,000
Dilatancy cut-off		False	False	False
e_min		1,000E-9	1,000E-9	1,000E-9
e_max		999,0	999,0	999,0
Tension cut-off		True	True	True
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000
Use defaults		True	True	True

Identification number		1	3	4
K ₀ ^{nc}		1,000	1,000	0,5774
R _f		0,9000	0,9000	0,9000
Determination		-undrained definition	-undrained definition	-undrained definition
_u definition method		Direct	Direct	Direct
_u,equivalent (nu)		0,4950	0,4950	0,4950
Skempton B		0,9866	0,9866	0,9866
K _{w,ref/n}	kN/m ²	245,8E3	368,7E3	245,8E3
Classification type		Standard	Standard	Standard
Soil class (Standard)		Coarse	Coarse	Coarse
< 2 µm	%	10,00	10,00	10,00
2 µm - 50 µm	%	13,00	13,00	13,00
50 µm - 2 mm	%	77,00	77,00	77,00
Use defaults		False	False	False
k _x	m/day	0,000	0,000	0,000
k _y	m/day	0,000	0,000	0,000
Void ratio dependency		True	True	True
c _k		1000E12	1000E12	1000E12
n _{init}		0,3333	0,3333	0,3333
- _unsat	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3

Identification number		1	3	4
c_s	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000
_s	kW/m/K	0,000	0,000	0,000
_s	t/m ³	0,000	0,000	0,000
Thermal expansion type		Isotropic	Isotropic	Isotropic
_sv	1/K	0,000	0,000	0,000
Phase change		False	False	False
D_v	m ² /day	0,000	0,000	0,000
f_Tv		0,000	0,000	0,000
Stiffness determination		Derived	Derived	Derived
Strength determination		Manual	Manual	Manual
R_inter		0,5000	0,5000	0,5000
Consider gap closure		True	True	True
_inter	m	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000
R_thermal	m ² K/kW	0,000	0,000	0,000
K_0 determination		Manual	Manual	Automatic
K_0,x		1,000	1,000	0,5774
K_0,z		1,000	1,000	0,5774

Nøkledypet_Spunt_Trase 3,4 og 5			
Identification number	1	3	4
K _{0,x} = K _{0,z}	True	True	True
POP kN/m ²	0,000	0,000	0,000
OCR	1,000	1,000	1,000

1.1.2.1.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb


Identification number		2
Identification		Fyll
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		
Comments		
_unsat	kN/m ³	19,00
_sat	kN/m ³	19,00
e_init		0,5000
n_init		0,3333
E'_ref	kN/m ²	20,00E3
(nu)		0,3000
G_ref	kN/m ²	7692
E_oed	kN/m ²	26,92E3
E'_inc	kN/m ² /m	0,000
y_ref	m	0,000
V_s	m/s	63,02

Identification number		2
V _p	m/s	117,9
c' _{ref}	kN/m ²	1,000
' (phi)	°	30,00
(psi)	°	0,000
c' _{inc}	kN/m ² /m	0,000
y _{ref}	m	0,000
Tension cut-off		True
Tensile strength	kN/m ²	0,000
Determination		-undrained definition
_u definition method		Direct
_u, equivalent (nu)		0,4950
Skempton B		0,9783
K _{w,ref/n}	kN/m ²	750,0E3
Classification type		Standard
Soil class (Standard)		Coarse
< 2 µm	%	10,00
2 µm - 50 µm	%	13,00
50 µm - 2 mm	%	77,00
Use defaults		False

Identification number		2
k_x	m/day	0,000
k_y	m/day	0,000
Void ratio dependency		True
c_k		1000E12
n_init		0,3333
- _unsat	m	10,00E3
c_s	kJ/t/K	0,000
_s	kW/m/K	0,000
_s	t/m ³	0,000
Thermal expansion type		Isotropic
_sv	1/K	0,000
Phase change		False
D_v	m ² /day	0,000
f_Tv		0,000
Stiffness determination		Derived
Strength determination		Manual
R_inter		0,6700
Consider gap closure		True
Cross permeability		Impermeable

Identification number		2
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000
R_thermal	m ² K/kW	0,000
K_0 determination		Automatic
K_0,x		0,5000
K_0,z		0,5000






1.1.2.1.3 Materials - Soil and interfaces - Linear Elastic

Identification number		5
Identification		Topp masser LE
Soil model		Linear Elastic
Drainage type		Drained
Colour		
Comments		
_unsat	kN/m ³	19,00
_sat	kN/m ³	19,00
e_init		0,5000
n_init		0,3333
E'_ref	kN/m ²	29,71E3
(nu)		0,3000
G_ref	kN/m ²	11,43E3
E_oed	kN/m ²	40,00E3
E'_inc	kN/m ² /m	0,000
y_ref	m	0,000
V_s	m/s	76,82

Identification number		5
V _p	m/s	143,7
Determination		-undrained definition
_u definition method		Direct
_u,equivalent (nu)		0,4950
Skempton B		0,9783
K _{w,ref/n}	kN/m ²	1,114E6
Classification type		Standard
Soil class (Standard)		Coarse
< 2 µm	%	10,00
2 µm - 50 µm	%	13,00
50 µm - 2 mm	%	77,00
Use defaults		False
k _x	m/day	0,000
k _y	m/day	0,000
Void ratio dependency		True
c _k		1000E12
n _{init}		0,3333
- _unsat	m	10,00E3
c _s	kJ/t/K	0,000

Identification number		5
_s	kW/m/K	0,000
_s	t/m ³	0,000
Thermal expansion type		Isotropic
_sv	1/K	0,000
Phase change		False
D_v	m ² /day	0,000
f_Tv		0,000
Stiffness determination		Derived
Strength determination		Manual
R_inter		0,6700
Consider gap closure		True
Cross permeability		Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000
R_thermal	m ² K/kW	0,000
K_0 determination		Automatic
K_0,x		0,5000
K_0,z		0,5000

1.1.2.2 Materials - Plates

Identification number		1	2	3	4	5
Identification		Plate	AZ 19-700	AZ 26-700	AZ 40-700	AZ 17-700
Material type		Elastic	Elastoplastic	Elastic	Elastic	Elastic
Colour						
Comments						
w	kN/m/m	20,00	1,119	1,443	1,882	1,025
Prevent punching		False	True	False	False	False
Isotropic		True	True	True	True	True
EA_1	kN/m	2,100E6	27,93E3	39,31E3	5,128E6	27,90E3
EA_2	kN/m	2,100E6	27,93E3	39,31E3	5,128E6	27,90E3
E_1	kN/m ²	210,0E6	4686	6364	7,313E6	4877
E_2	kN/m ²	210,0E6	4686	6364	7,313E6	4877
EI	kN m ² /m	17,50	82,70E3	125,0E3	210,2E3	76,10E3
(nu)		0,3000	0,2000	0,2000	0,2000	0,2000
d	m	0,01000	5,961	6,177	0,7013	5,721
Symmetric			True			
M_p	kN m/m		871,6			

Identification number		1	2	3	4	5
N_p,1,tens	kN/m		5719			
N_p,2,tens	kN/m		5719			
N_p,1,comp	kN/m		5719			
N_p,2,comp	kN/m		5719			
N_1, Mp	kN/m		0,000			
c	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	kW/m/K	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	t/m ³	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	1/K	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
A_eff,T	m ²	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

1.1.2.3 Materials - Anchors

Identification number		1	2	3
Identification		Stag	HEA 300	HE220B 4m Span
Material type		Elastic	Elastic	Elastic
Colour		■	■	■
Comments				
L_spacing	m	1,000	4,000	4,000
EA	kN	412,0E3	2,232E6	1,190E6
c	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000
	kW/m/K	0,000	0,000	0,000
	t/m ³	0,000	0,000	0,000
	1/K	0,000	0,000	0,000
A_eff,T	m ²	0,000	0,000	0,000

1.1.3 General information

General information		
Project		
Filename	Nøkeldypet_Trase 4_R0.p2dx	
Directory	C:\GaPP\Nøkledypet\	
Title	Solveien_bunnoppressing	
General		
Model	Plane strain	
Elements	15-Noded	
Acceleration		
Gravity angle	-90,00 °	
x-acceleration	0,000 m/s²	
y-acceleration	0,000 m/s²	
Earth gravity	9,810 m/s²	
Mesh		
Nr of soil elements	4335	
Nr of nodes	35333	
Average element size	0,9735 m	

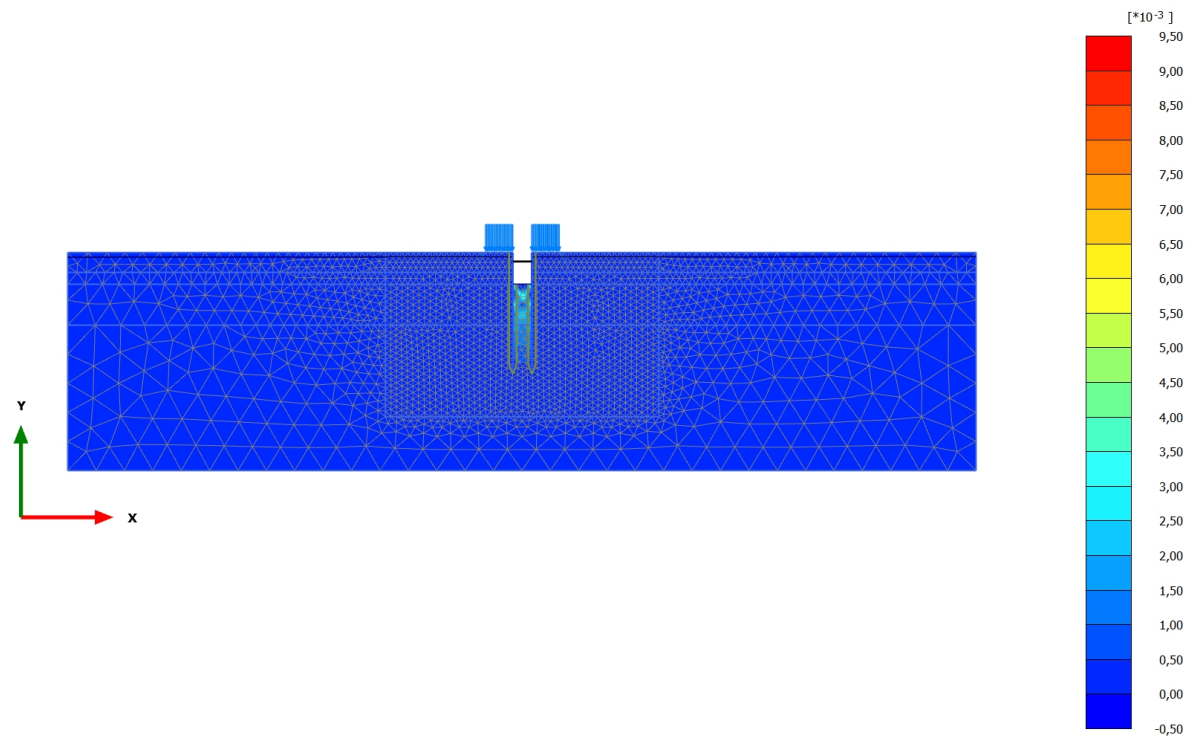
General information

Maximum element size 4,505 m

Minimum element size 0,3794 m

Comments

2.1.1.1.1 Calculation results, Utgrave Nivå-2 [Phase_6] (6/382), Incremental deviatoric strain

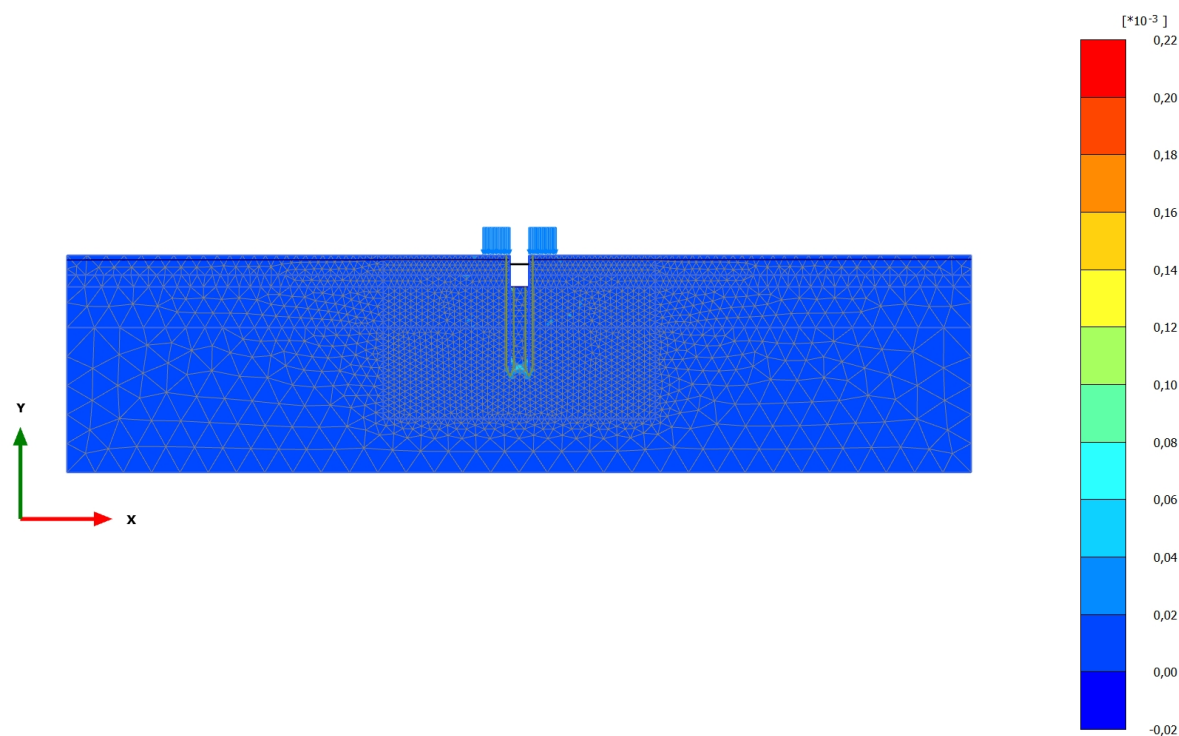


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up 500 times)

Maximum value = $9,006 \cdot 10^{-3}$ (Element 1575 at Node 13766)

Minimum value = $0,01005 \cdot 10^{-6}$ (Element 3564 at Node 22065)

2.1.1.1.2 Calculation results, ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_7] (7/556), Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$

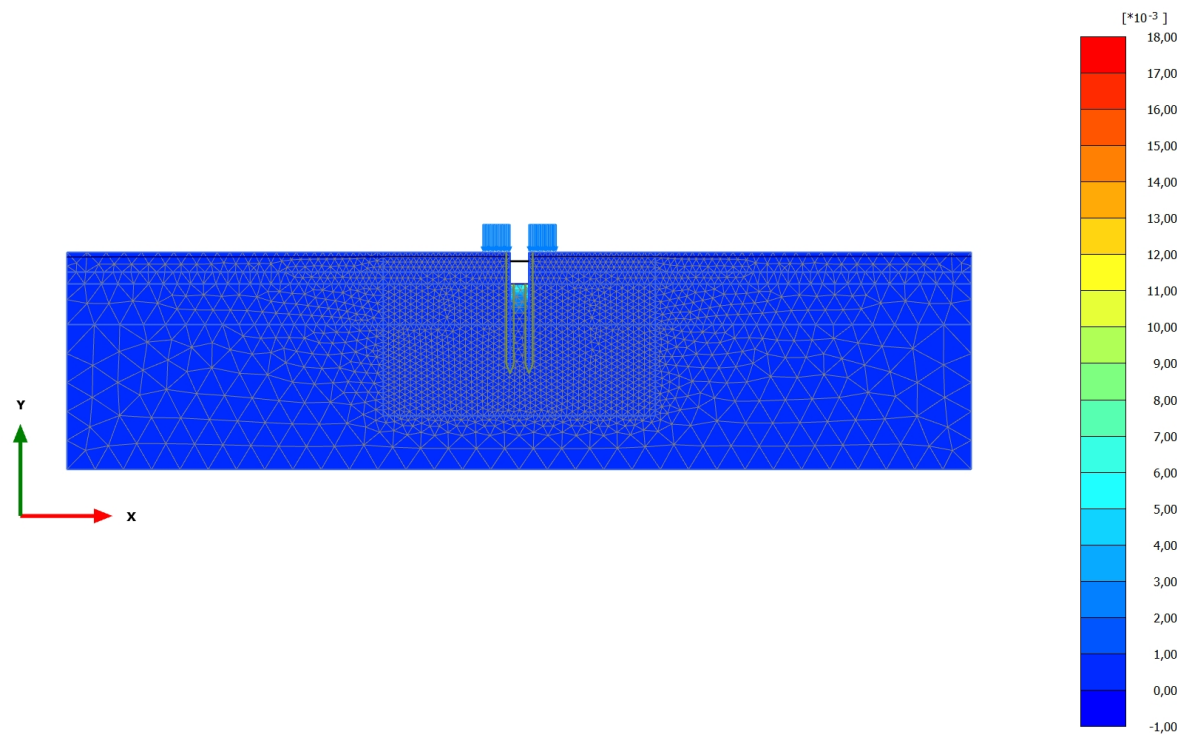


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up $20,0 \cdot 10^3$ times)

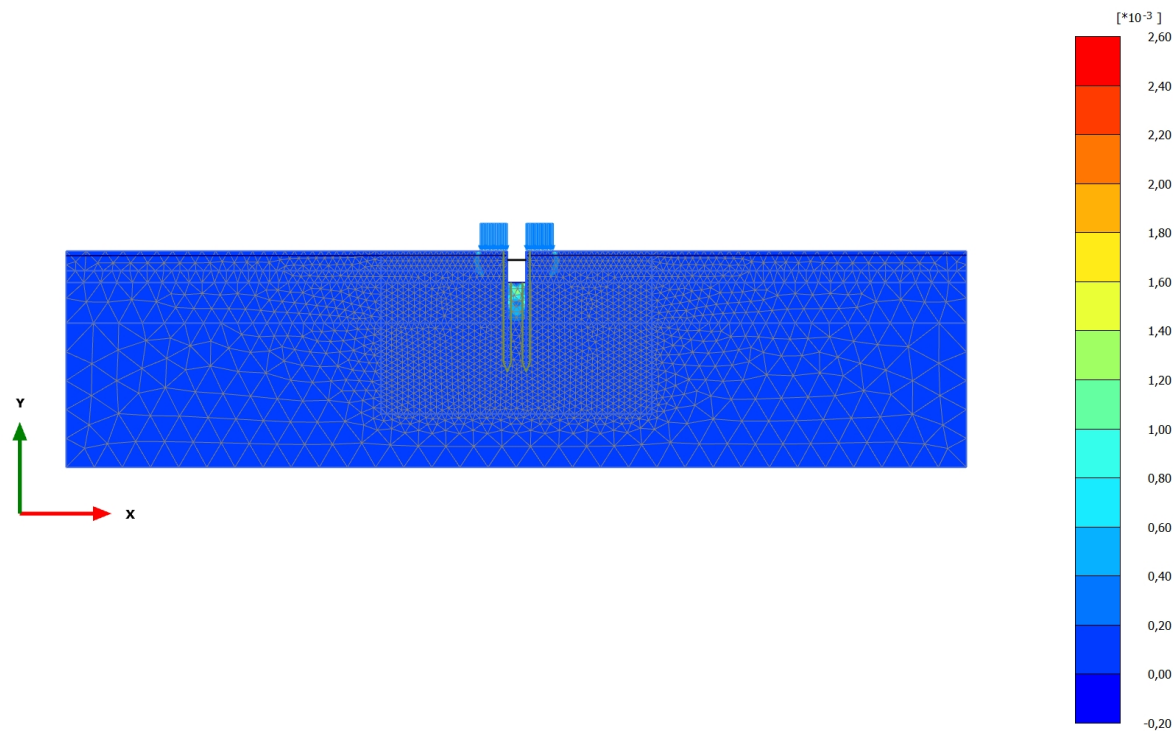
Maximum value = $0,2050 \cdot 10^{-3}$ (Element 858 at Node 4263)

Minimum value = $0,3582 \cdot 10^{-9}$ (Element 3554 at Node 8425)

2.1.1.1.3 Calculation results, D_Utgrave Nivå-2 [Phase_32] (32/1185), Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$



2.1.1.1.4 Calculation results, D_ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_33] (33/1193), Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$

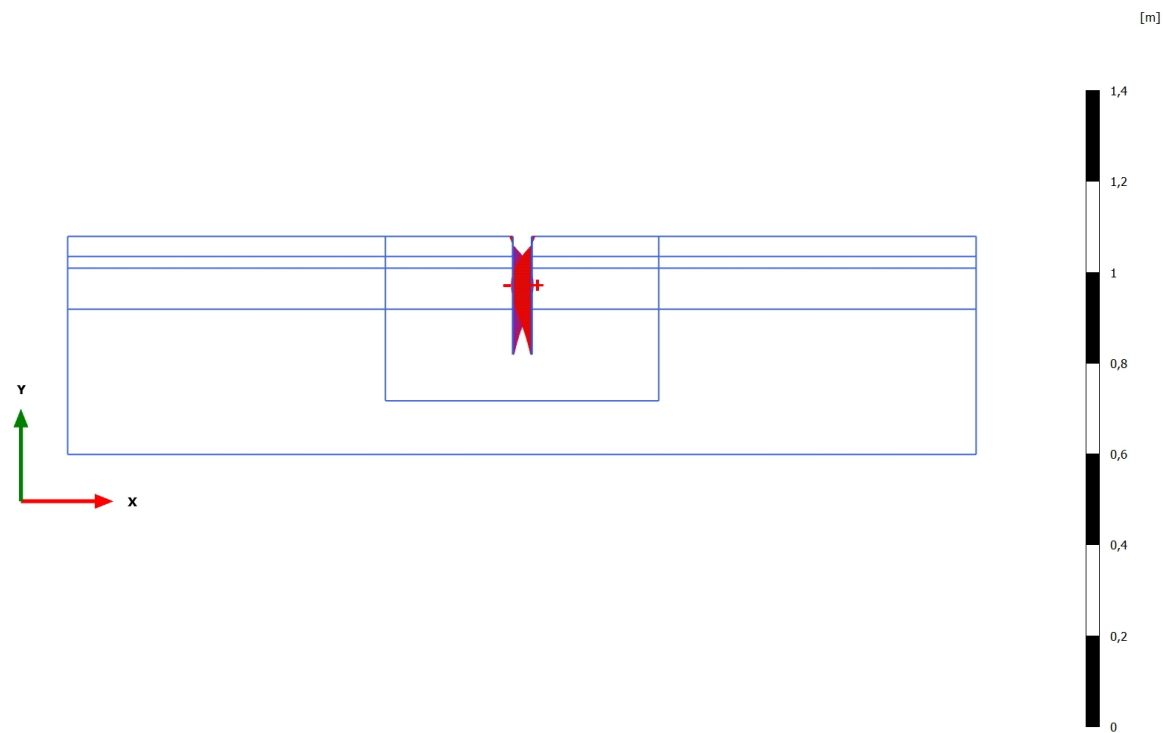


Incremental deviatoric strain $\Delta\gamma_s$ (scaled up $1,00 \cdot 10^3$ times)

Maximum value = $2,438 \cdot 10^{-3}$ (Element 1576 at Node 16252)

Minimum value = $5,712 \cdot 10^{-9}$ (Element 3554 at Node 8425)

3.1.1.1.1 Calculation results, Plate, Utgrave Nivå-2 [Phase_6] (6/382), Total displacements u_x

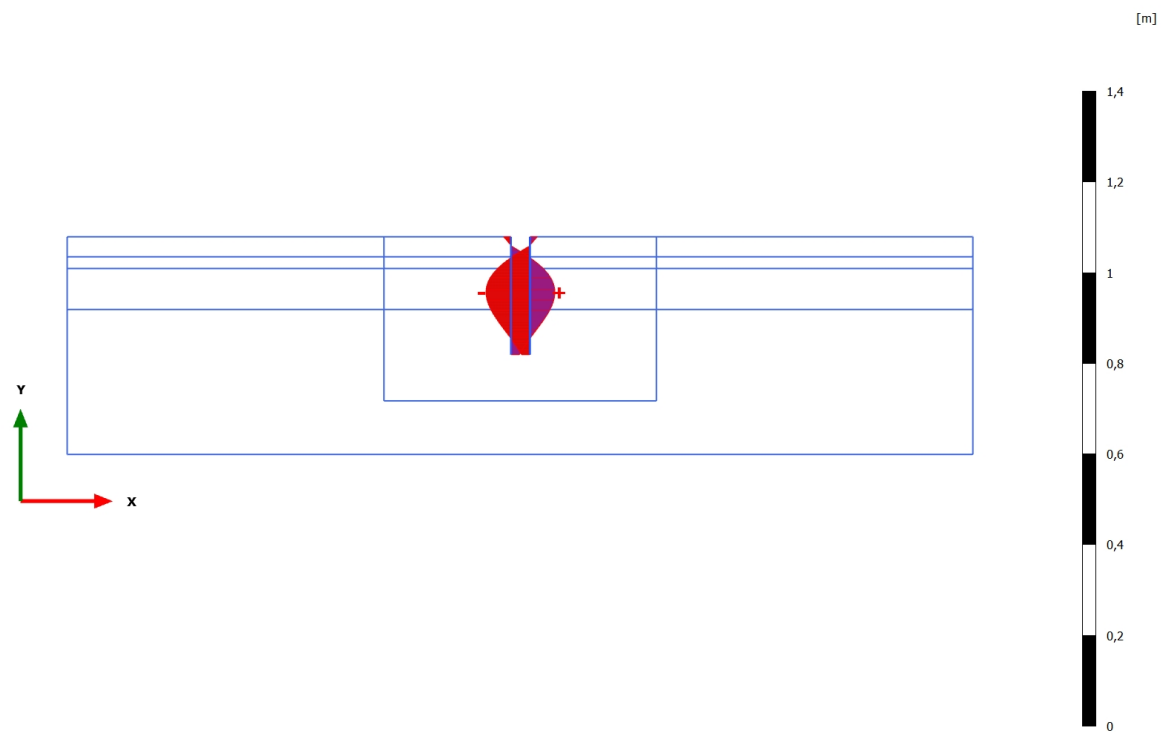


Total displacements u_x (scaled up 50,0 times)

Maximum value = 0,04501 m (Element 15 at Node 11620)

Minimum value = -0,04504 m (Element 22 at Node 15374)

3.1.1.1.1.2 Calculation results, Plate, ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_7] (7/556), Total displacements u_x

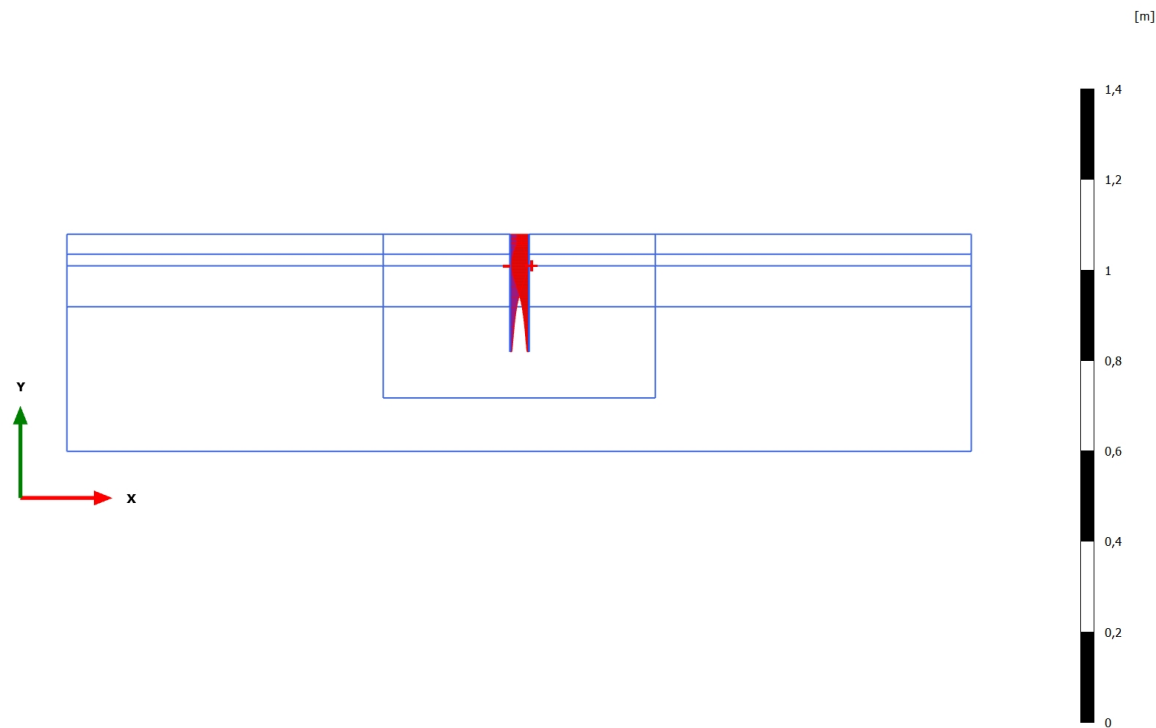


Total displacements u_x (scaled up 50,0 times)

Maximum value = 0,09707 m (Element 16 at Node 11269)

Minimum value = -0,09711 m (Element 23 at Node 15350)

3.1.1.1.1.3 Calculation results, Plate, D_Utgrave Nivå-2 [Phase_32] (32/1185), Total displacements u_x

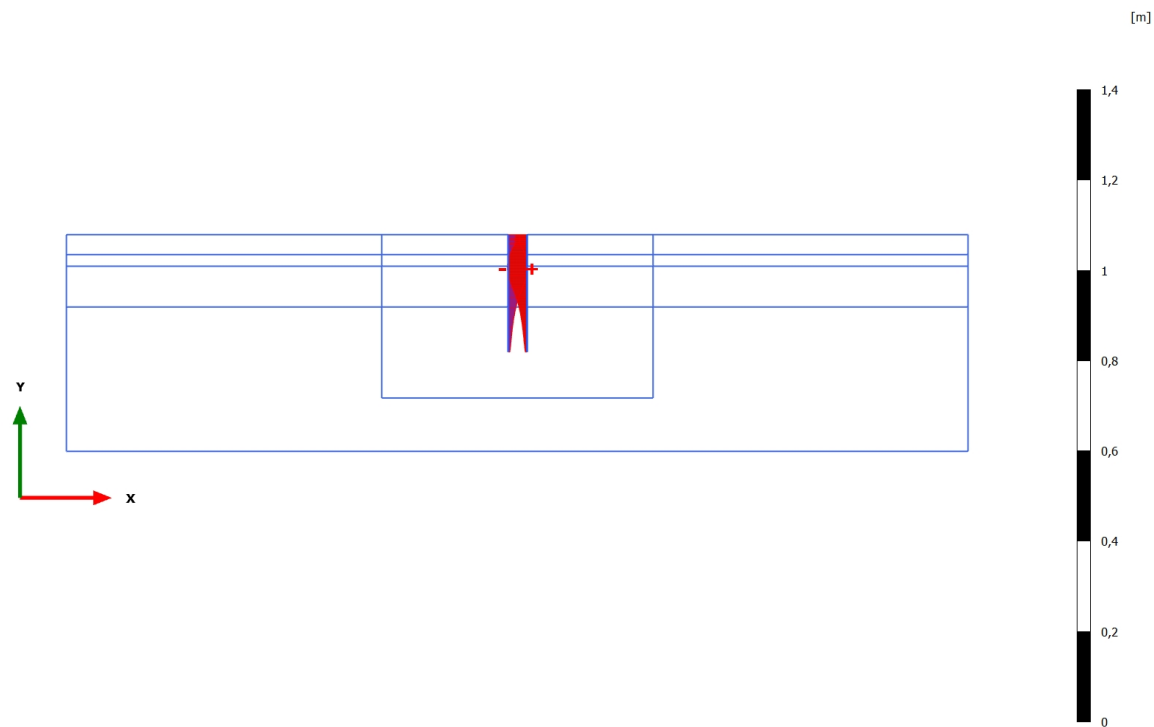


Total displacements u_x (scaled up 50,0 times)

Maximum value = 0,03832 m (Element 10 at Node 12524)

Minimum value = -0,03884 m (Element 12 at Node 16260)

3.1.1.1.1.4 Calculation results, Plate, D_ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_33] (33/1193), Total displacements u_x

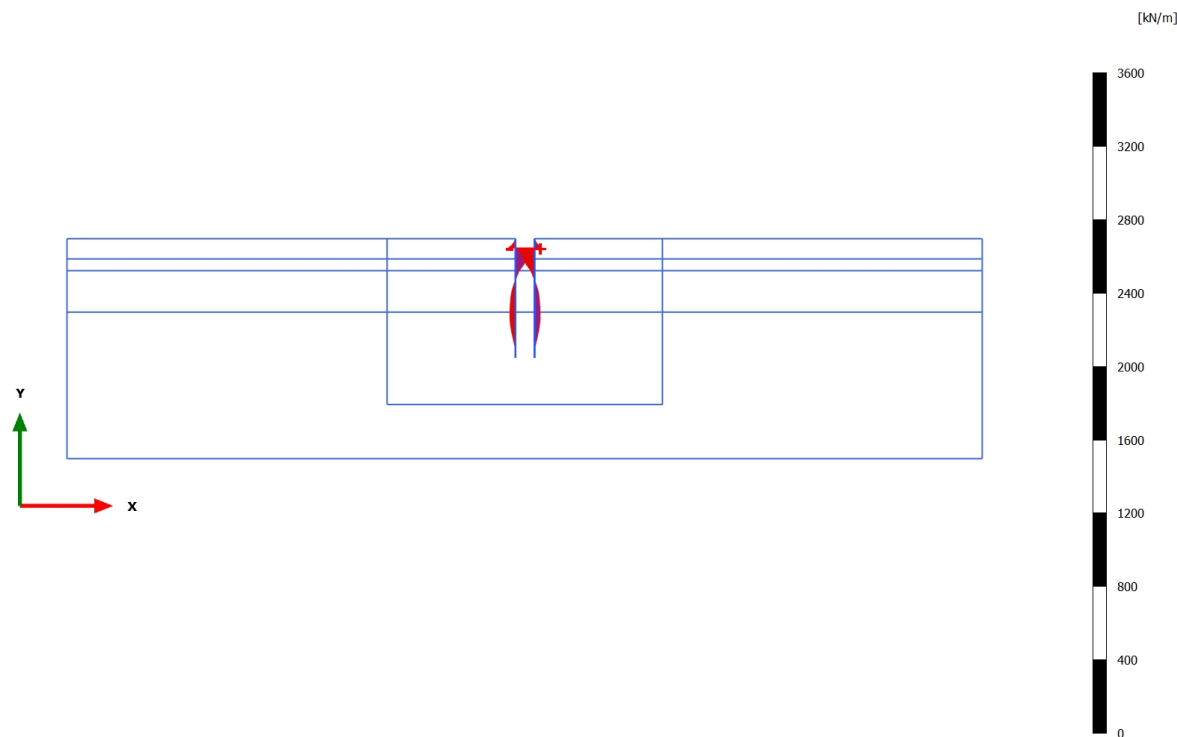


Total displacements u_x (scaled up 50,0 times)

Maximum value = 0,04324 m (Element 13 at Node 12502)

Minimum value = -0,04376 m (Element 20 at Node 16238)

3.1.2.1.1 Calculation results, Plate, Utgrave Nivå-2 [Phase_6] (6/382), Shear forces Q

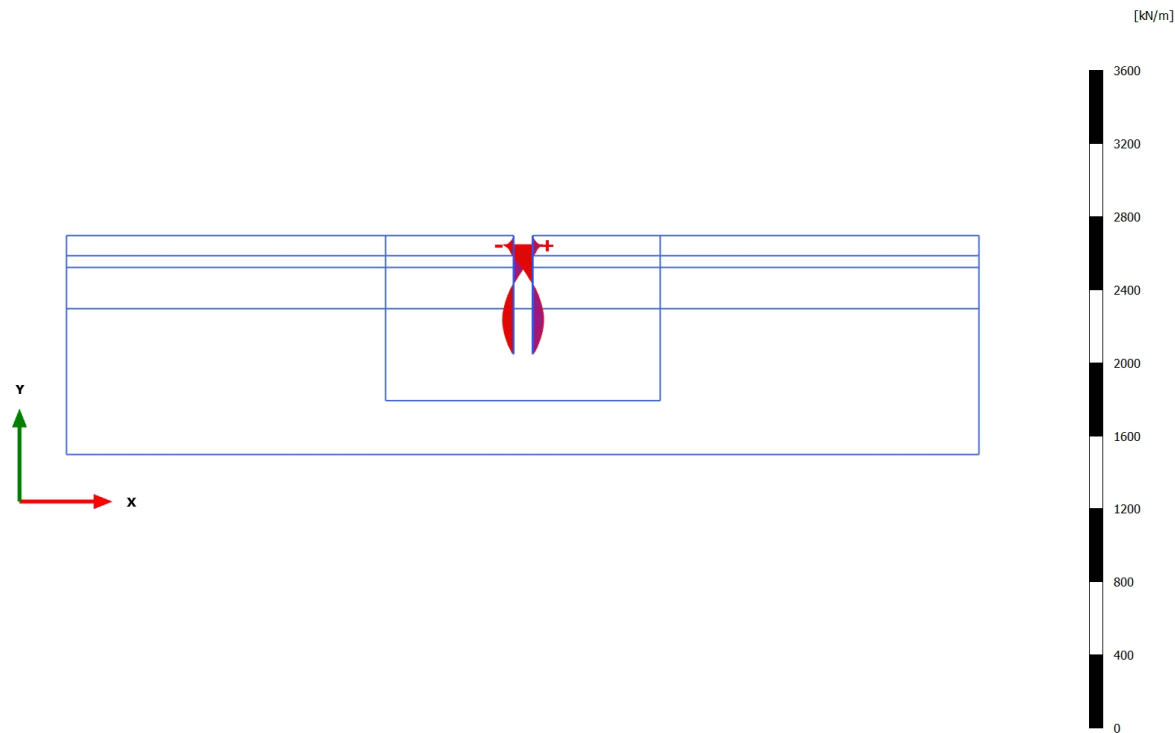


Shear forces Q (scaled up 0,0200 times)

Maximum value = 110,9 kN/m (Element 5 at Node 11851)

Minimum value = -110,8 kN/m (Element 6 at Node 16223)

3.1.2.1.2 Calculation results, Plate, ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_7] (7/556), Shear forces Q

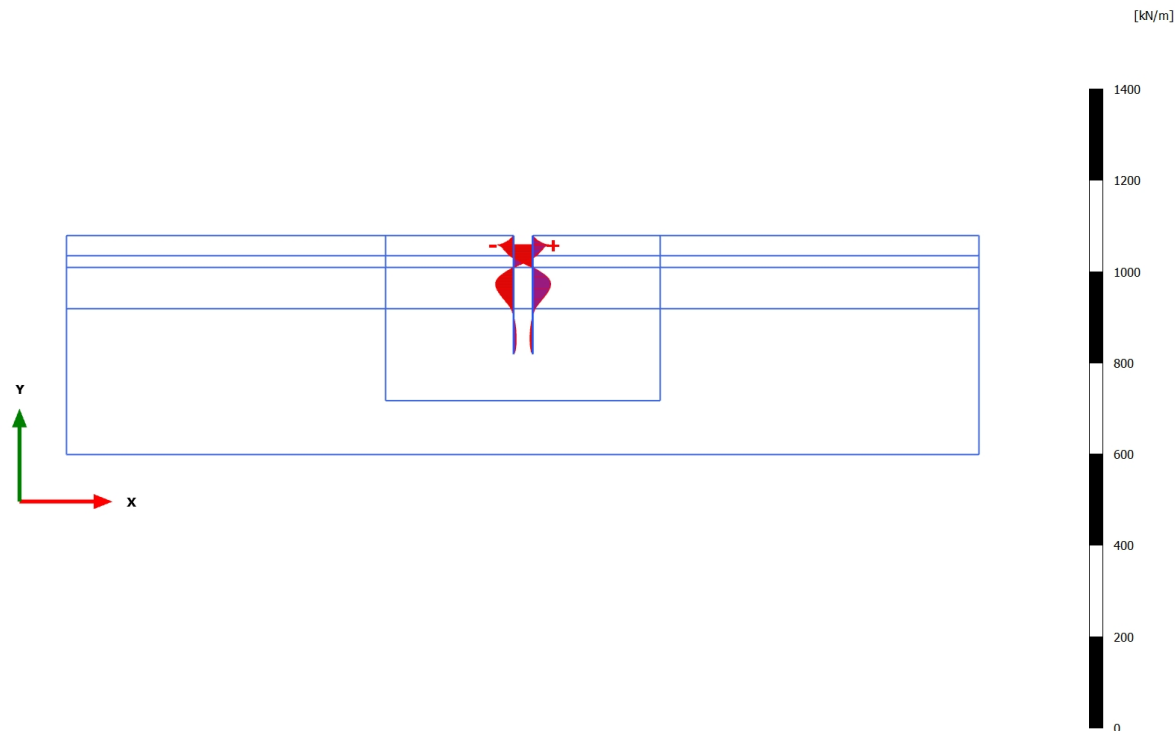


Shear forces Q (scaled up 0,0200 times)

Maximum value = 161,6 kN/m (Element 5 at Node 11851)

Minimum value = -161,5 kN/m (Element 6 at Node 16223)

3.1.2.1.3 Calculation results, Plate, D_Utgrave Nivå-2 [Phase_32] (32/1185), Shear forces Q

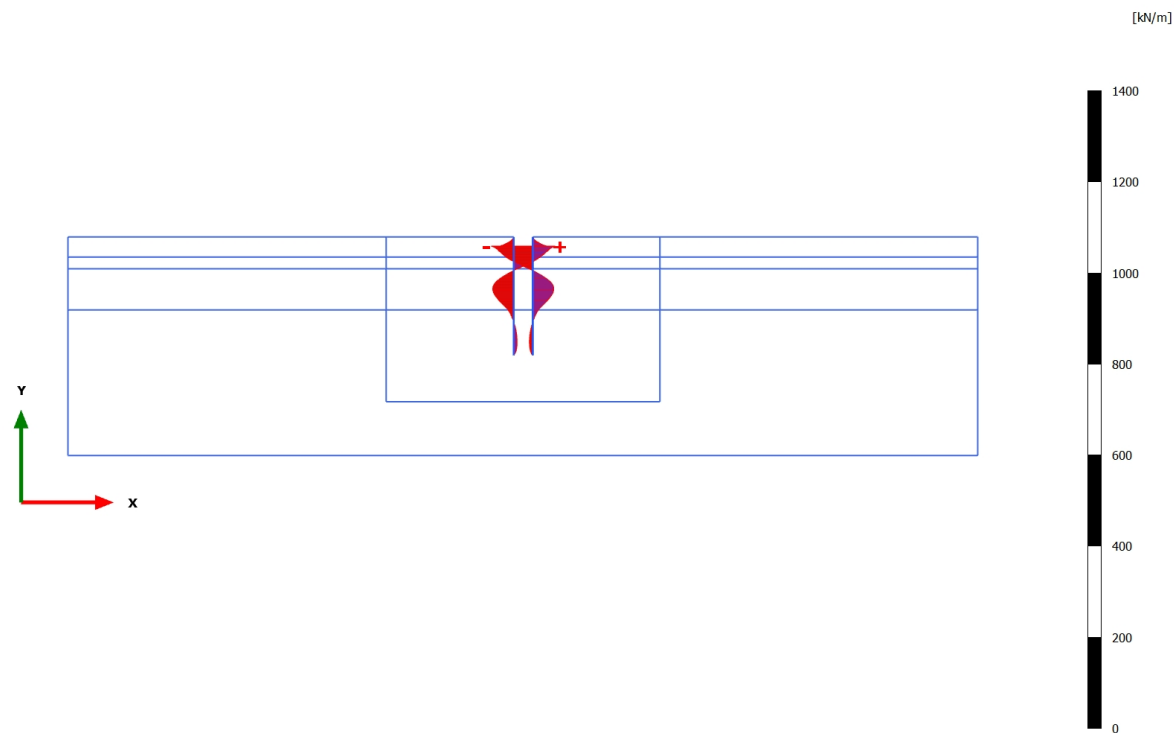


Shear forces Q (scaled up 0,0500 times)

Maximum value = 77,17 kN/m (Element 5 at Node 11851)

Minimum value = -77,22 kN/m (Element 6 at Node 16223)

3.1.2.1.4 Calculation results, Plate, D_ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_33] (33/1193), Shear forces Q

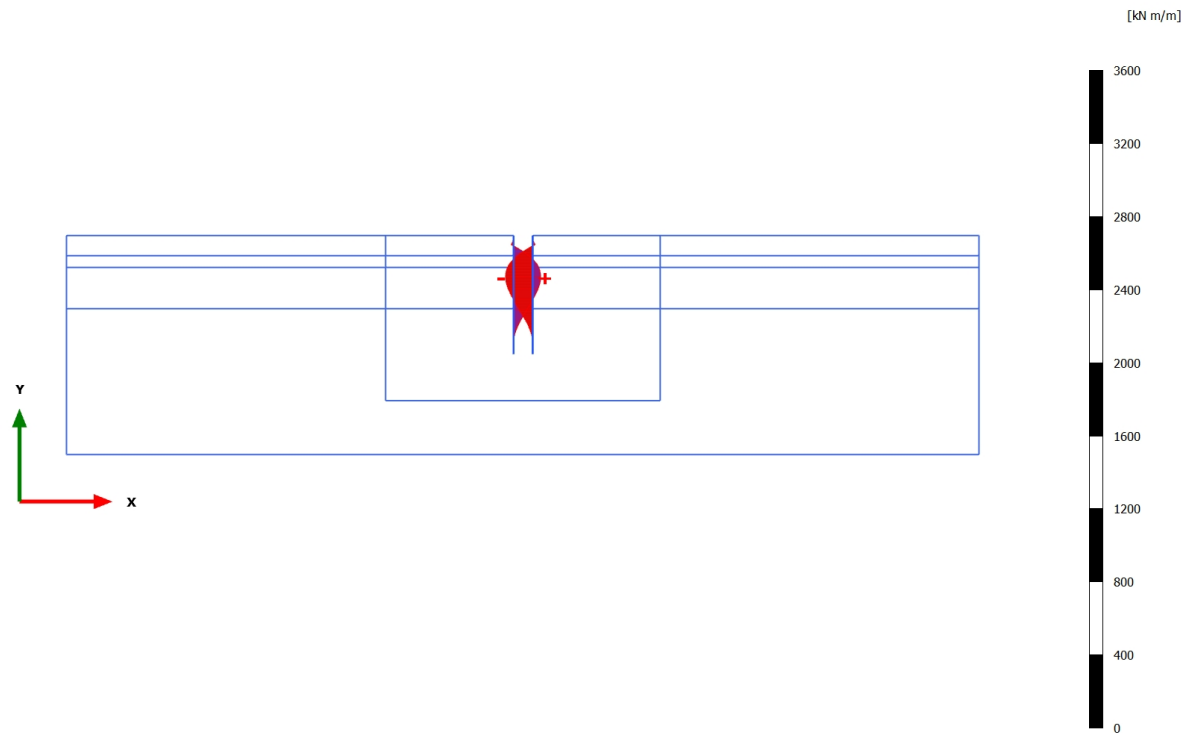


Shear forces Q (scaled up 0,0500 times)

Maximum value = 91,44 kN/m (Element 5 at Node 11851)

Minimum value = -91,45 kN/m (Element 6 at Node 16223)

3.1.2.2.1 Calculation results, Plate, Utgrave Nivå-2 [Phase_6] (6/382), Bending moments M

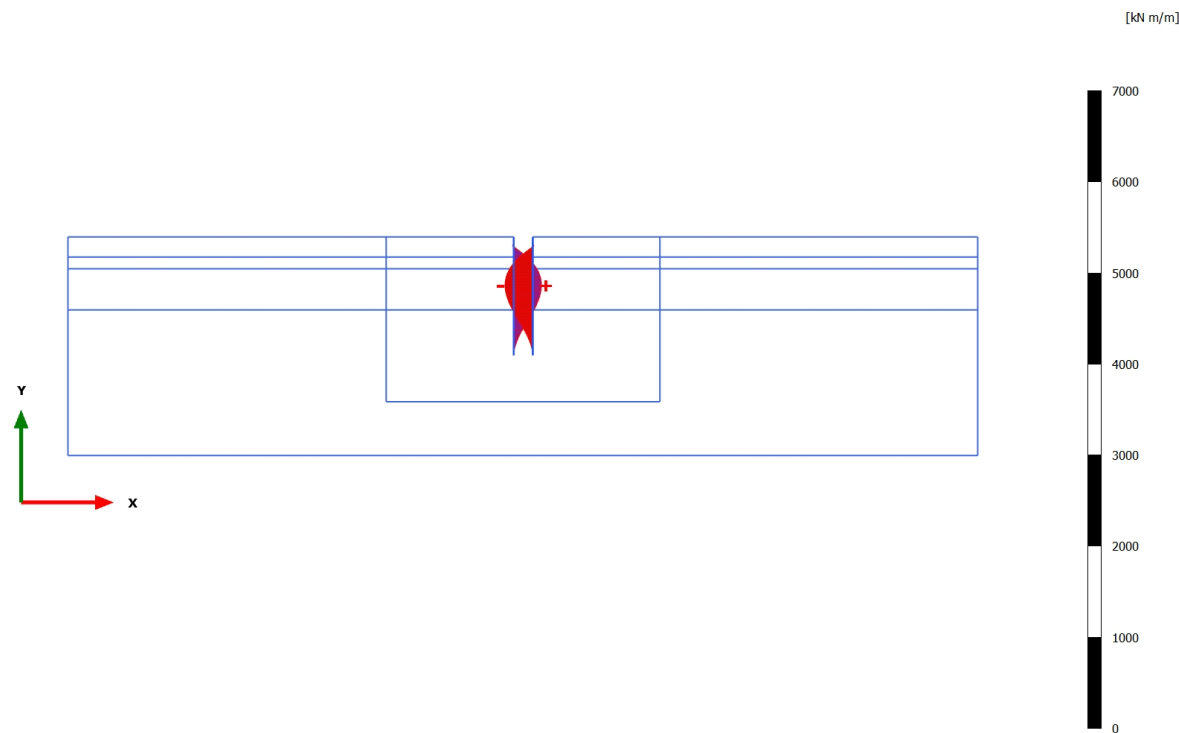


Bending moments M (scaled up 0,0200 times)

Maximum value = 148,5 kN m/m (Element 14 at Node 11878)

Minimum value = -148,7 kN m/m (Element 21 at Node 15662)

3.1.2.2.2 Calculation results, Plate, ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_7] (7/556), Bending moments M

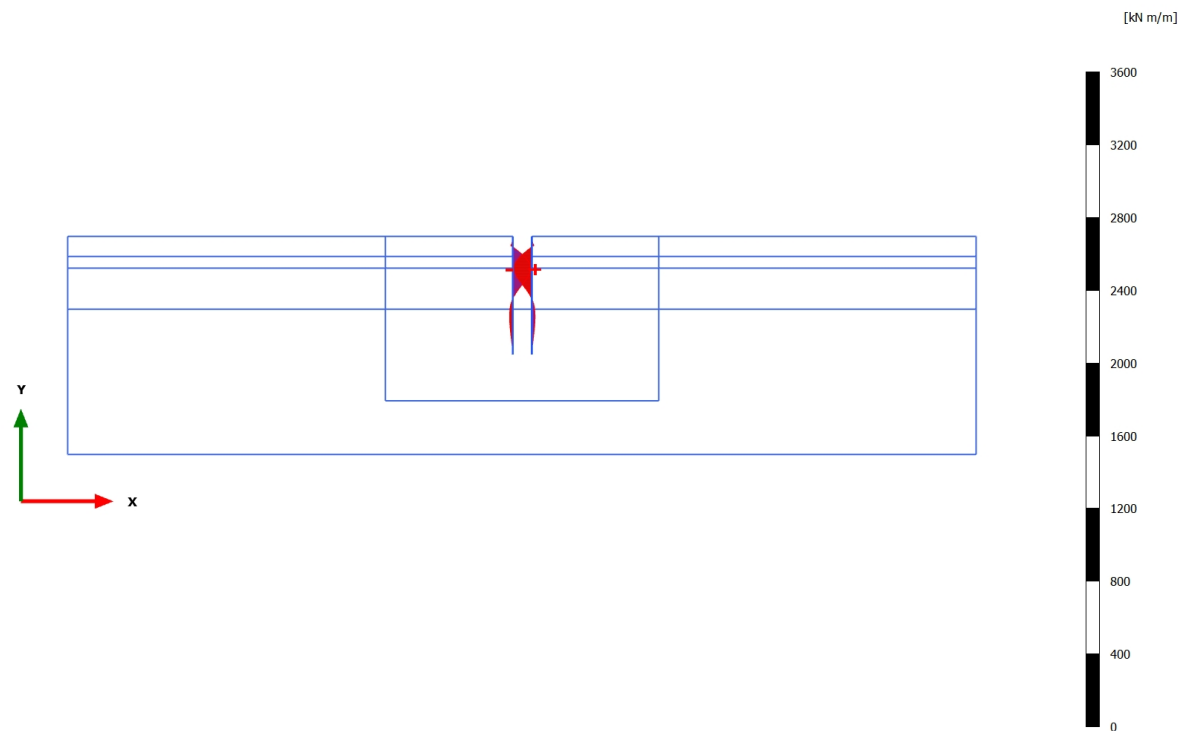


Bending moments M (scaled up 0,0100 times)

Maximum value = 305,5 kN m/m (Element 15 at Node 11620)

Minimum value = -305,6 kN m/m (Element 22 at Node 15374)

3.1.2.2.3 Calculation results, Plate, D_Utgrave Nivå-2 [Phase_32] (32/1185), Bending moments M

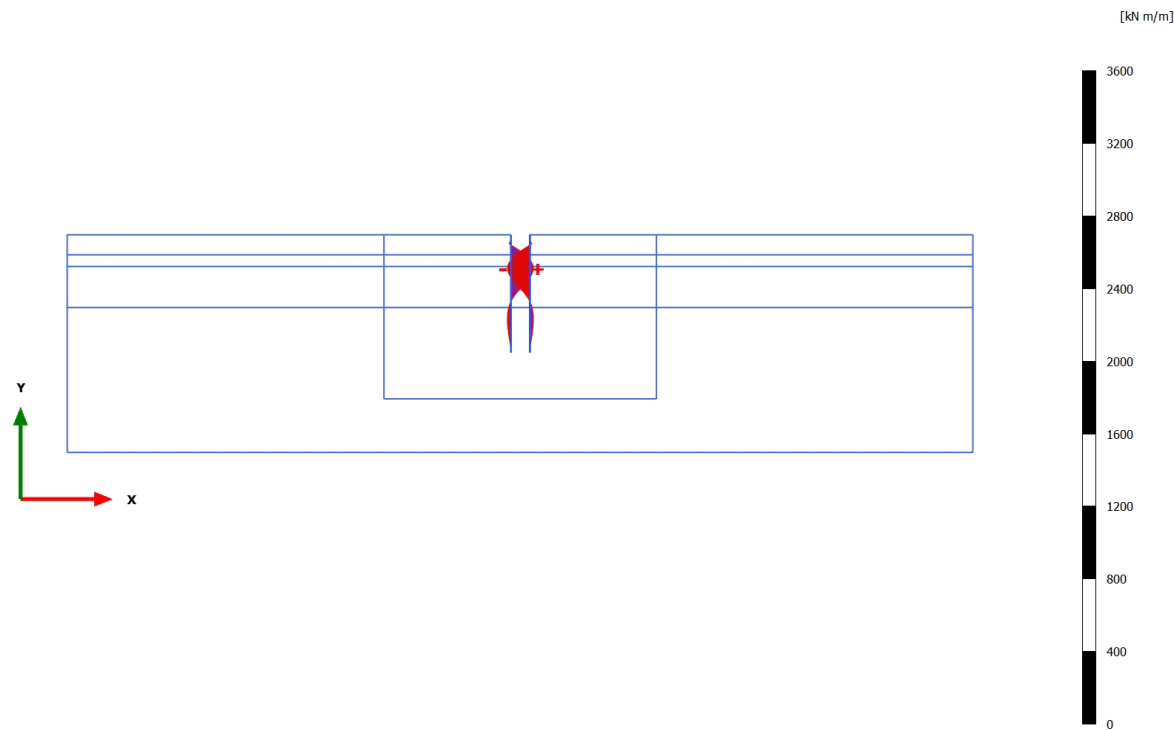


Bending moments M (scaled up 0,0200 times)

Maximum value = 98,25 kN m/m (Element 10 at Node 12520)

Minimum value = -98,50 kN m/m (Element 12 at Node 16256)

3.1.2.2.4 Calculation results, Plate, D_ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_33] (33/1193), Bending moments M

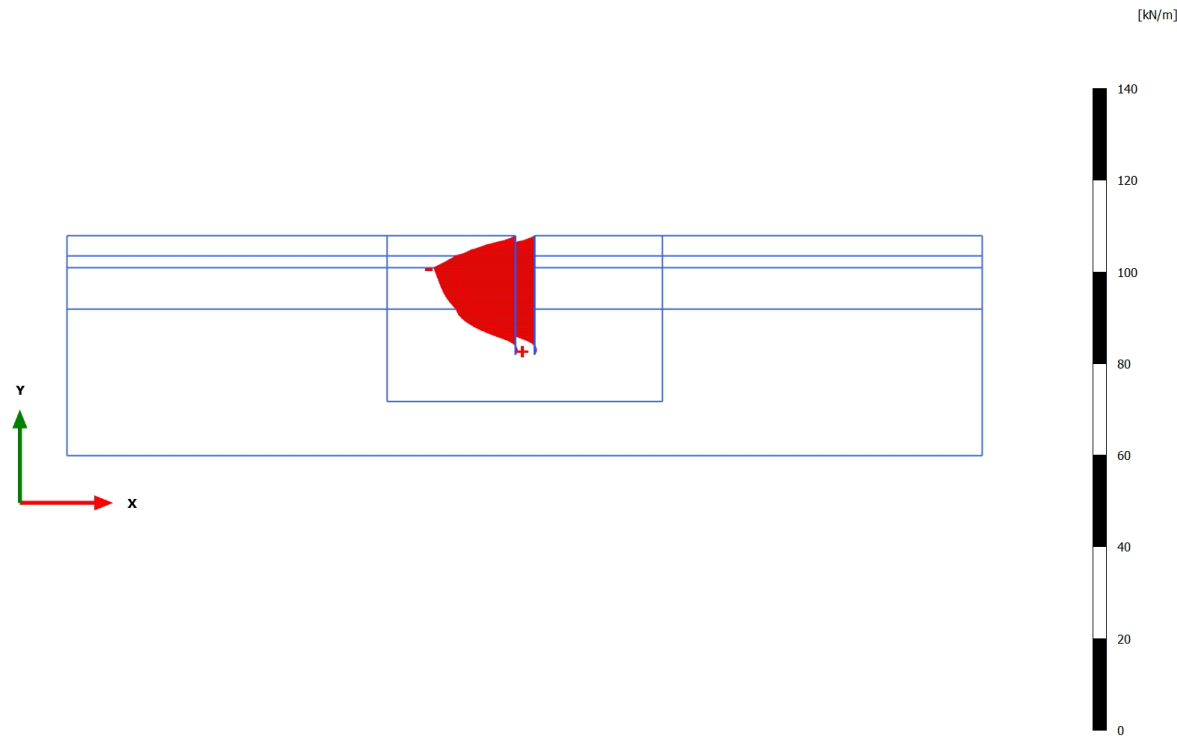


Bending moments M (scaled up 0,0200 times)

Maximum value = 123,6 kN m/m (Element 13 at Node 12502)

Minimum value = -123,8 kN m/m (Element 20 at Node 16238)

3.1.2.3.1 Calculation results, Plate, Utgrave Nivå-2 [Phase_6] (6/382), Axial forces N

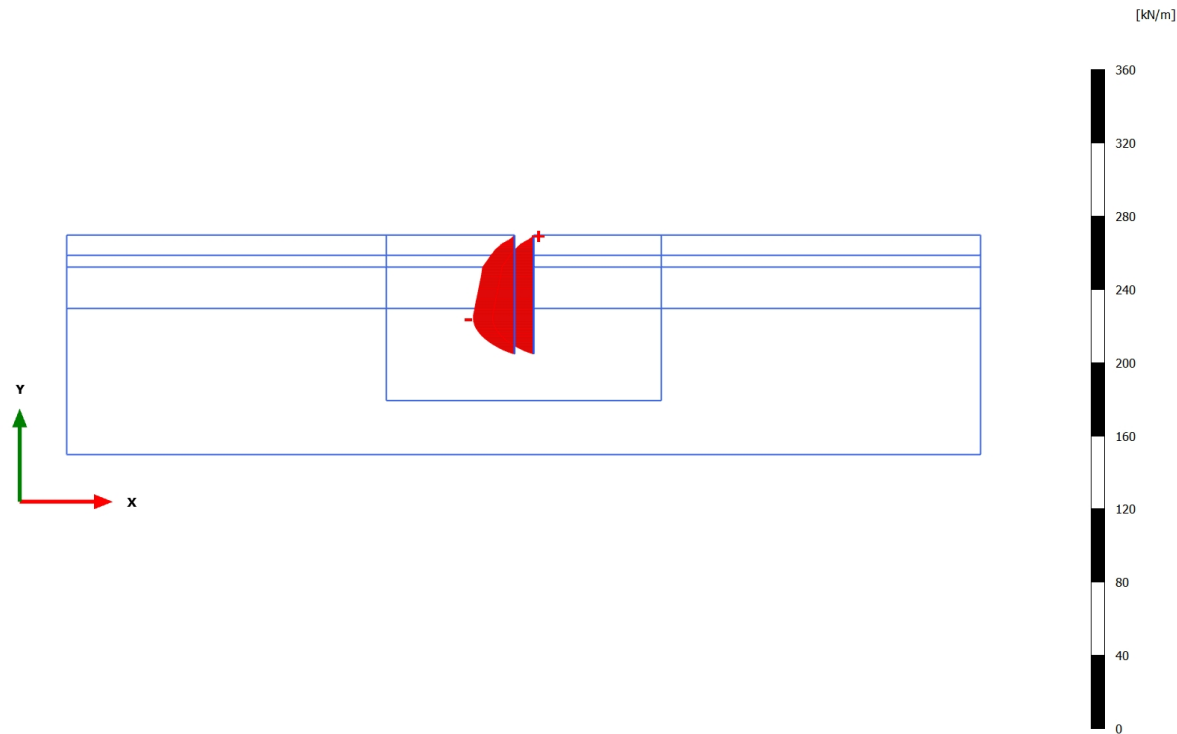


Axial forces N (scaled up 0,500 times)

Maximum value = 0,4265 kN/m (Element 34 at Node 13330)

Minimum value = -17,84 kN/m (Element 10 at Node 12520)

3.1.2.3.2 Calculation results, Plate, ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_7] (7/556), Axial forces N

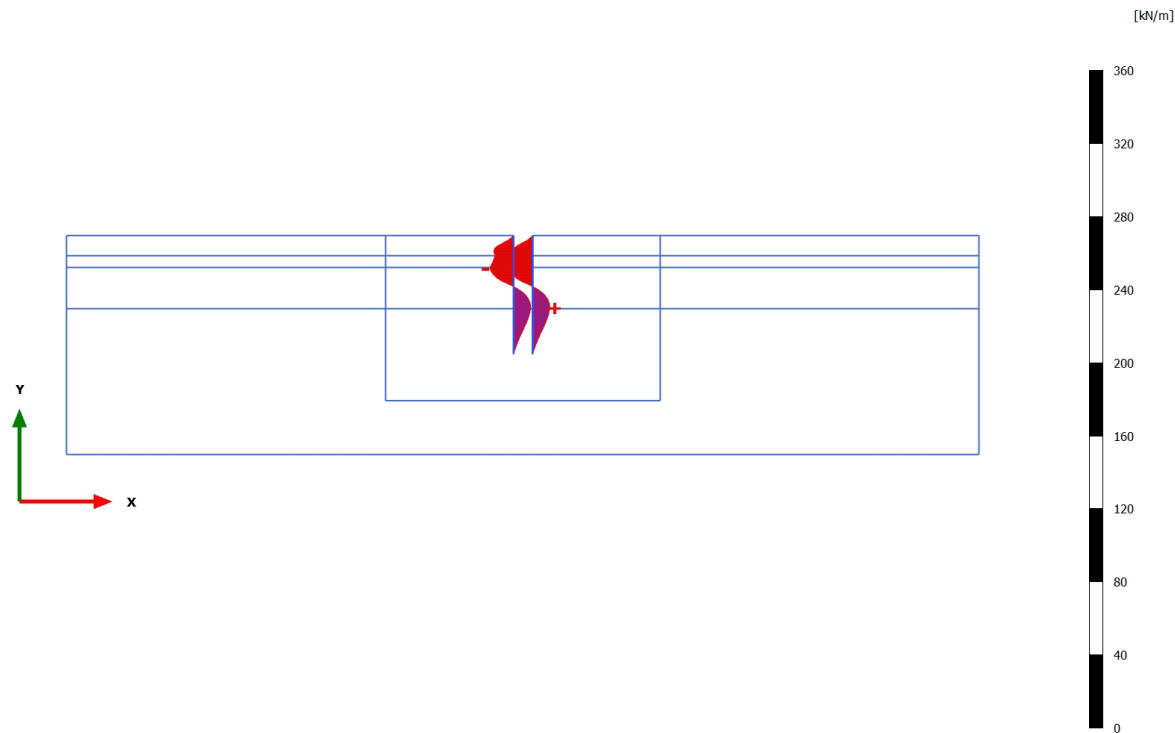


Axial forces N (scaled up 0,200 times)

Maximum value = 0,05201 kN/m (Element 3 at Node 16203)

Minimum value = -22,51 kN/m (Element 28 at Node 11194)

3.1.2.3.3 Calculation results, Plate, D_Utgrave Nivå-2 [Phase_32] (32/1185), Axial forces N

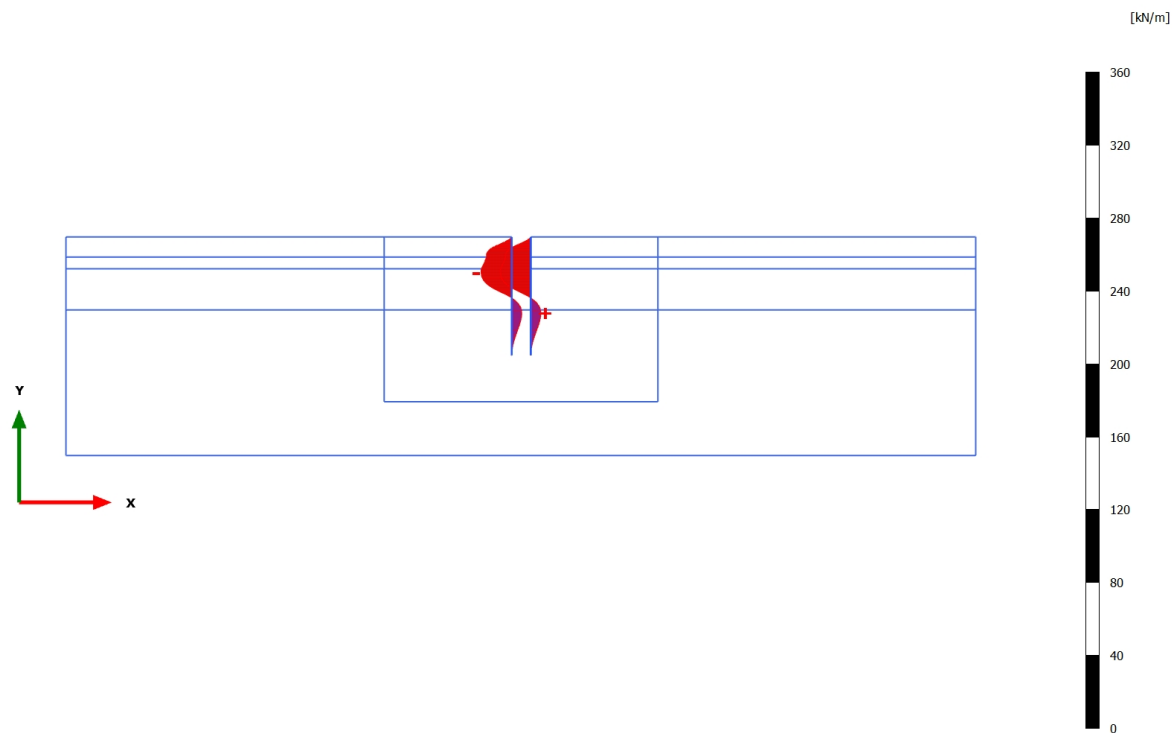


Axial forces N (scaled up 0,200 times)

Maximum value = 9,342 kN/m (Element 26 at Node 15284)

Minimum value = -12,87 kN/m (Element 10 at Node 12520)

3.1.2.3.4 Calculation results, Plate, D_ULT_Utgrave Nivå-2 [Phase_33] (33/1193), Axial forces N



Axial forces N (scaled up 0,200 times)

Maximum value = 5,515 kN/m (Element 35 at Node 15303)

Minimum value = -16,88 kN/m (Element 13 at Node 12503)

3.2.1.1.1 Calculation results, Node-to-node anchor, Utgrave Nivå-2 [Phase_6] (6/382), Table of node-to-node anchors

Structural element	Node [10^3]	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_3_1	11851	1	99,000	3,000	-609,594	-609,594	0,000
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	16223	2	101,100	3,000	-609,594	-609,594	0,000

3.2.1.1.2 Calculation results, Node-to-node anchor, ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_7] (7/556), Table of node-to-node anchors

Structural element	Node [10^3]	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_3_1	11851	1	99,000	3,000	-801,163	-801,245	0,000
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	16223	2	101,100	3,000	-801,163	-801,245	0,000

3.2.1.1.3 Calculation results, Node-to-node anchor, D_Utgrave Nivå-2 [Phase_32] (32/1185), Table of node-to-node anchors

Structural element	Node [10^3]	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_3_1	11851	1	99,000	3,000	-439,485	-439,485	0,000
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	16223	2	101,100	3,000	-439,485	-439,485	0,000

3.2.1.1.4 Calculation results, Node-to-node anchor, D_ULS_Utgrave Nivå-2 [Phase_33] (33/1193), Table of node-to-node anchors

Structural element	Node [10^{-3}]	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_3_1	11851	1	99,000	3,000	-497,145	-497,145	0,000
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	16223	2	101,100	3,000	-497,145	-497,145	0,000