


# ØSTFOLDBANEN VL

## (SKI) - MOSS

### Deformasjoner Kransen Nord – Uavhengige geotekniske vurderinger

00E	Første utgave	18.03.2025	BMD/AleW	TGJ/ErT	SteG/OAF	
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av	
<b>Tittel:</b> <b>Østfoldbanen VL</b> <b>(SKI) - MOSS</b> <b>Deformasjoner Kransen Nord – Uavhengige geotekniske vurderinger</b>		Ant. sider	Fritekst 1d			
		<b>77</b>	Fritekst 2d			
			Entreprise			
			Produsent	Multiconsult Norge AS		
		Prod. dok. nr.				
		Erstatning for				
Erstattet av						
Prosjekt: 960168 Parsell: 20		Dokument nr. <b>SMS-20-A-11903</b>			Rev. <b>00E</b>	
		Dokument nr.			Rev.	

---

<b>1</b>	<b>SAMMENDRAG .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>INNLEDNING.....</b>	<b>5</b>
2.1	BAKGRUNN.....	5
2.2	ANLEGGSAKTIVITET .....	6
2.3	TIDLIGERE OMRÅDESTABILITETSVURDERINGER.....	7
2.4	REVISJONSHISTORIKK.....	8
<b>3</b>	<b>TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD.....</b>	<b>9</b>
3.1	GENERELT .....	9
3.2	TOPOGRAFI .....	9
3.3	LAGDELING .....	10
3.4	TILGJENGELIGE GRUNNUNDERSØKELSER.....	11
3.5	GRUNNVANNSTAND .....	16
3.6	MOTFYLLING 2022 .....	16
<b>4</b>	<b>MÅLINGER OG INSTRUMENTERING .....</b>	<b>18</b>
4.1	DEFORMASJONSMÅLINGER.....	18
4.2	PORETRYKK .....	22
4.3	SETNINGSMÅLINGER .....	23
4.4	TEMPERATURMÅLINGER.....	24
<b>5</b>	<b>GEOTEKNISKE PARAMETERE .....</b>	<b>25</b>
5.1	INDEKSPARAMETERE.....	25
5.2	PREKONSOLIDERINGSSPENNING/ OCR.....	28
5.3	UDRENERTE STYRKEPARAMETERE.....	31
5.4	DRENERTE STYRKEPARAMETERE.....	36
5.5	STIVHETSPARAMETERE .....	39
5.6	KONSOLIDERINGSKOEFFISIENT/ PERMEABILITET .....	44
<b>6</b>	<b>ANALYSER .....</b>	<b>46</b>
6.1	KRITISK SNITT.....	46
6.2	LASTER.....	47
6.3	MODELL.....	48
6.4	STABILITETSANALYSER .....	54
6.5	DEFORMASJONSANALYSER .....	59
6.5.1	<i>Overslag setninger med ytterligere motfylling .....</i>	<i>59</i>
6.5.2	<i>Plaxis resultater med dagens motfylling .....</i>	<i>61</i>
6.5.3	<i>Plaxis resultater med motfylling 2025.....</i>	<i>65</i>
<b>7</b>	<b>OPPSUMMERING OG VURDERING.....</b>	<b>70</b>
7.1	STABILITETSANALYSER UAK .....	70
7.2	DEFORMASJONSANALYSER UAK .....	70
7.3	SAMMENLIGNING MED DEFORMASJONSANALYSER PROSJEKTERENDE .....	71
<b>8</b>	<b>KONKLUSJON OG VEIEN VIDERE.....</b>	<b>72</b>
8.1	UTLEGGING AV YTTERLIGERE MOTFYLLING .....	72
8.2	VEIEN VIDERE.....	73
<b>9</b>	<b>REFERANSER .....</b>	<b>75</b>

---

## 1 SAMMENDRAG

Multiconsult er engasjert av Bane NOR for å utføre uavhengig kontroll av prosjektering Moss Sentrum som er en del av InterCity-prosjektet Sandbukta-Moss-Såstad (IC SMS). Aas-Jakobsen har ansvar for prosjektering av kulvert i Kransen nord og tilhørende byggegrop. En andel av de planlagte jetpelene for byggegropa er installert, og i den forbindelse er det observert utvikling i deformasjoner i skråningen mot Høienhaldgata 5 og 7. Kontrollarbeidet omfatter i denne omgang uavhengige vurderinger og selvstendige analyser knyttet til stabiliteten i skråningen, inkludert et sikringstiltak med ytterligere motfylling for å forbedre stabiliteten.

Denne rapporten dokumenterer uavhengige vurderinger og selvstendige beregninger på deformasjonsutvikling i skråningen, som Multiconsult har utført som en del av den uavhengige prosjekteringskontrollen for prosjektet.

Multiconsult har som utgangspunkt for våre vurderinger og beregninger benyttet tilgjengelige grunnundersøkelser til å gjøre selvstendige tolkninger og etablere representative geotekniske parametere. I tillegg til å bygge videre på tolkingen av grunnforhold som er gjort tidligere i kontrollarbeidet, er det benyttet den tidligere etablerte grunnforholdsmodellen for å vurdere lagdeling og hvilke snitt som er kritisk. Basert på dette er det utført egne, uavhengige stabilitets- og deformasjonsanalyser i elementmetodeprogram.

Foreliggende versjon av denne rapporten har hatt fokus på del 1 og 2 av prosjektert motfylling. Det konkluderes med at den ekstra motfyllingen opp til maksimalt kote +21,4 vil ha en umiddelbar stabiliserende effekt på skråningen opp mot Høienhaldgata 5 og 7. Motfyllingen reduserer mobiliseringen i skråningen ved utlegging, og forbedrer områdestabiliteten sammenlignet med dagens situasjon på kort sikt. Nøye overvåking av deformasjoner er nødvendig både ved utlegging av motfyllingen og i perioden etter.

Prosjekterende demonstrerer at skråningen, uten utlegging av ytterligere motfylling raskere går inn i en kritisk tilstand [1]. Selv om våre uavhengige analyser viser at deformasjonsmønsteret av systemet kan tilskrives volumetriske deformasjoner, kan det heller ikke utelukkes at det pågår noe softening. Sannsynligvis er det en kombinasjon av flere mekanismer. Det er derfor nødvendig å ha en noe konservativ tilnærming til at softening kan forekomme for beregnede deformasjoner. Dette kan ses på som et føre-var-prinsipp.

Multiconsult har også gjort beregninger for å estimere langtidseffekten av motfyllingen. Deformasjonsanalysene er beheftet med vesentlig usikkerhet, spesielt knyttet til langtidseffekter. Koblet effekt av mulig softening og volumetriske langtidsideformasjoner er ikke hensyntatt. Beregningene er utført med beste estimat parametere, samt en sensitivitetsvurdering på tidsmostand i kvikkleira under motfyllingen. Resultatene viser at tidsmostandstallet i kvikkleira under fyllingen påvirker resultatet i stor grad. Med lavt estimat av tidsmotstandstallet og beste

estimat permeabilitet viser våre analyser (vår modell) at det innen ca. 1 år utvikles deformasjoner i samme størrelsesorden som prosjekterende definerer som start på softening i toppen av kvikkleira. Våre beregninger hensyntar ikke etablering av byggegrop.

Konsekvens av overnevnte usikkerheter og forhold som ikke er belyst i våre analyser er at tideestimatet for utvikling av deformasjoner etter utlegging av motfyllingen ikke må anses som absolutt, men heller som et estimat på hvor tidlig et mulig brudd kan skje. Det er viktig med streng overvåking av deformasjoner i skråningen ved Høienhaldgata 5-9. Det kan bli behov for etablering/revidering av terskelverdier for tiltak. Videre anbefales det å oppdatere modellen etter hvert som nye målinger blir tilgjengelig, for å gi en mer nøyaktig representasjon av virkeligheten og for å kunne predikere fremtidig utvikling. De første ukene/ månedene etter utlagt motfylling vil prosjektet kunne skaffe seg særs nyttig informasjon om responsen i systemet og hvilket handlingsrom responsen gir.

Det anbefales også at prosjekterende inkluderer en materialmodell som bedre predikerer deformasjoner på lang sikt.

---

## 2 INNLEDNING

### 2.1 Bakgrunn

I forbindelse med InterCity-prosjektet Sandbukta-Moss-Såstad (IC SMS) har Aas-Jakobsen (AAJ) utført prosjektering for kulverten i Kransen nord og tilhørende byggegrop. Multiconsult er engasjert av Bane NOR for å utføre uavhengig kontroll av prosjekteringen Moss Sentrum som er en del av IC SMS. Kransen nord er satt i pålitelighetsklasse 4, og det er kontrollert i prosjekteringskontrollklasse PKK4 innen geoteknikk. PKK4 må spesifiseres spesielt, og kontrollarbeidet har etter avtale med Bane NOR bestått av uavhengige og selvstendige vurderinger og beregninger.

Kontrollarbeidet for byggegropa Kransen Nord har pågått siden 2024 og Multiconsult har i den anledning tidligere tolket grunnforhold og etablert en grunnforholdsmodell [20], samt utført egne analyser for den planlagte støttekonstruksjonen i Kransen Nord [21]. I etterkant av dette har konseptet for byggegropa blitt endret, og kontrollarbeid for det nye konseptet skal utføres.

I forbindelse med forberedende arbeid for byggegropa, i form av jetpeling, er det målt en utvikling i deformasjoner i skråningen opp mot Høyenhaldgata 5 og 7. På bakgrunn av denne utviklingen av deformasjon har Multiconsult, som uavhengig kontrollør, gjort uavhengige vurderinger rundt sikkerheten i skråningen, i tillegg til å vurdere et konkret sikringstiltak med motfylling som konsept for å bedre stabiliteten i skråningen. Sikringstiltaket er foreslått av prosjekterende og består av å legge ut en ytterligere motfylling. Foreliggende rapport presenterer de uavhengige vurderingene rundt sikkerheten i skråningen og utlegging av ytterligere motfylling som avbøtende tiltak på grunn av økende deformasjoner.

Multiconsult har som utgangspunkt for våre vurderinger og beregninger benyttet tilgjengelige grunnundersøkelser til å gjøre selvstendige tolkninger og etablere representative geotekniske parametere. I tillegg til å bygge videre på tolkingen av grunnforhold som er gjort tidligere i kontrollarbeidet, er det benyttet den tidligere etablerte grunnforholdsmodellen [20] for å vurdere lagdeling og hvilke snitt som er kritisk. Basert på dette er det utført egne stabilitets- og deformasjonsanalyser i elementmetodeprogrammet Plaxis.

Multiconsult la frem foreløpig konklusjon av de uavhengige beregningene og vurderingene i møte med Bane NOR og prosjekterende i slutten av januar 2025. Etter møtet med prosjekterende og Bane NOR har Multiconsult mottatt underlag fra prosjekterende til kontroll, bestående av: rapport for forventede deformasjoner [1], beregningsrapport [2], rutine for varsling og oppfølging av instrumentering [3], 3D-modell av geometri av motfyllingen [4], en modell av bygg i Høyenhaldgata 5-9 [5], en Plaxismodell i to versjoner for stabilitetsberegninger med motfyllingen [6], [7], samt tegninger av motfylling og setningssslange [8], [9].

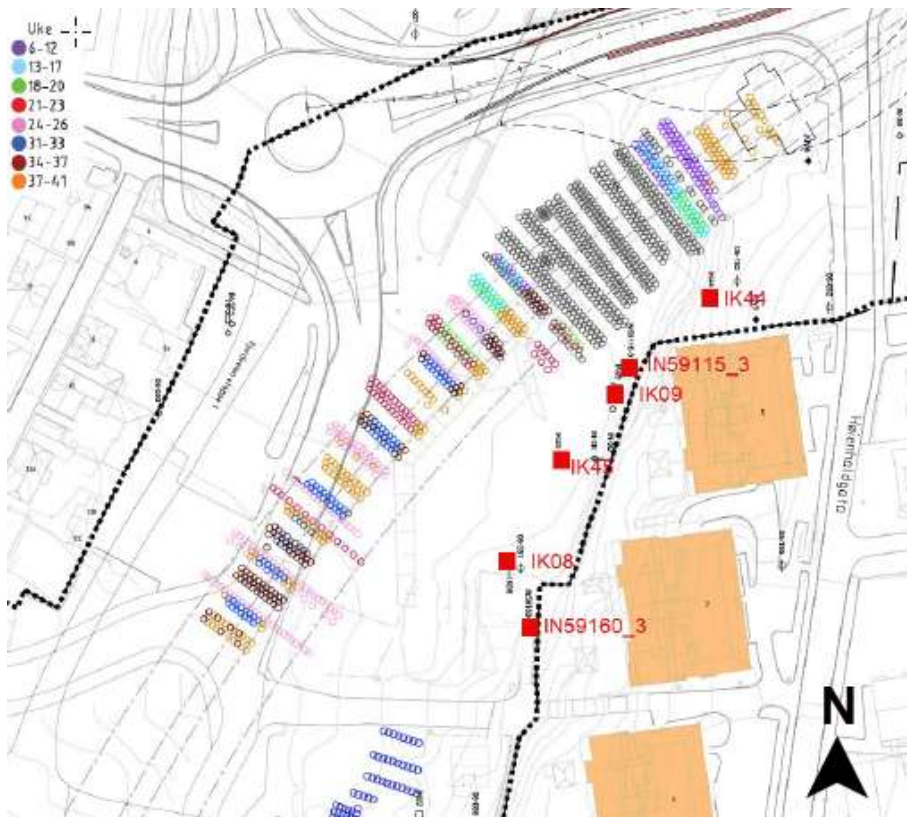
Prosjekterende har utført analyser med materialmodell som inkluderer softening, mens Multiconsult ikke har utført analyser med softening. Multiconsult har imidlertid benyttet andre materialmodeller som hensyntar deformasjonsutvikling som funksjon av tid gjennom konsoliderings- og krypeffekter.

## 2.2 Anleggsaktivitet

Det har vært anleggsaktivitet i Kransen Nord i en lengre periode, som beskrevet i [1]. Det ble først installert jetpeler i slutten av 2020 til begynnelsen av 2021. Arbeidet ble avsluttet pga. behov for områdetiltak for å ivareta områdestabiliteten i Moss sentrum, og i oktober - november 2022 ble en motfylling på 3-6 m etablert. Det ble samtidig seksjonsvis masseutskiftet i inntil 5 m dybde under deler av motfyllingen. Utstrekning på motfyllingen, sammen med planlagte jetpeler (etter optimalisering i juni 2024) er vist i Figur 2-1. De svarte pelene illustrerer jetpelene som ble installert i 2020/2021. Videre arbeid med jetpeler startet i februar 2024, og installerte jetpeler tom uke 41, 2024 er vist i Figur 2-2, sammen med relevante inklinometere i området. Etter uke 41, 2024 ble installasjon av jetpeler i Kransen Nord satt på vent på grunn av økte deformasjoner i skråningen opp mot Høienhaldgata 5-7.



Figur 2-1 Omfang jetpeler og installert motfylling fra 2022 [1]



**Figur 2-2 Installerte jetpeler frem tom. uke 41 2024 fra [1]**

Andre anleggsaktiviteter enn installasjon av jetpeler kan ha vært en medvirkende bidragsyter til de akselererte deformasjonene i 2024. Noen forhold som kan ha bidratt nevnes spesielt, uten at mulige bidragsytere er begrenset til:

- Innlekkasjer i Mossetunnelen [22]. Mossetunnelen var ferdig drevet i oktober 2023 og det er i etterkant registrert innlekkasjer som er større enn de grenseverdiene som ble definert i prosjekteringen. Det er også installert og satt i drift infiltrasjonsbrønner i området som kan ha betydning for observerte deformasjoner.
- Anleggsshaker ifm. «jetpelefabrikken» som har stått sentralt i området der det er registrert størst deformasjoner.
- Graving av sedimentasjonsbasseng og mellomlagring av masser.
- Generell anleggstrafikk og komprimering av øvre friksjonslag.
- Det ble utført 5 testpeler for pilarvegg i Kransen Nord i perioden 18.03.2024-06.05.2024 [15]. Testpelene ble installert med pelengder mellom 25-30 m, og hensikten var å vurdere mulighet for borede peler i sensitive eller kvikke leireformasjoner.

### 2.3 Tidligere områdestabilitetsvurderinger

Områdestabilitet er tidligere utredet av NGI (2021) og presentert i [14].

NGIs profil 16 tilsvarer omtrent samme profil som dette notatet tar for seg. I profil 16 har NGI beregnet sikkerhetsfaktor  $F$  på totalspenningsbasis på 1,17 for tilstanden før motfylling og  $F = 1,30$  med motfylling. Motfyllingen var prosjektert med inntil ca. 3 m høyde.

## 2.4 Revisjonshistorikk

Multiconsult anbefaler at foreliggende rapport samt de uavhengige beregninger den bygger på, revideres i forhold til erfaringer prosjektet skaffer seg gjennom installert/planlagt instrumentering av skråningen, supplerende grunnundersøkelser og effektene man observerer etter utlegging av motfylling. I tillegg anbefales det at UAK analyserer et ekstra snitt som prosjekterende også har varslet at de vil ha fokus på, spesielt med tanke på motfylling del 3 og 4.

Foreliggende versjon, rev. 00, av denne rapporten tar ikke hensyn til den kommende byggegropa. Dette anbefales også oppdatert i en senere utgave.

---

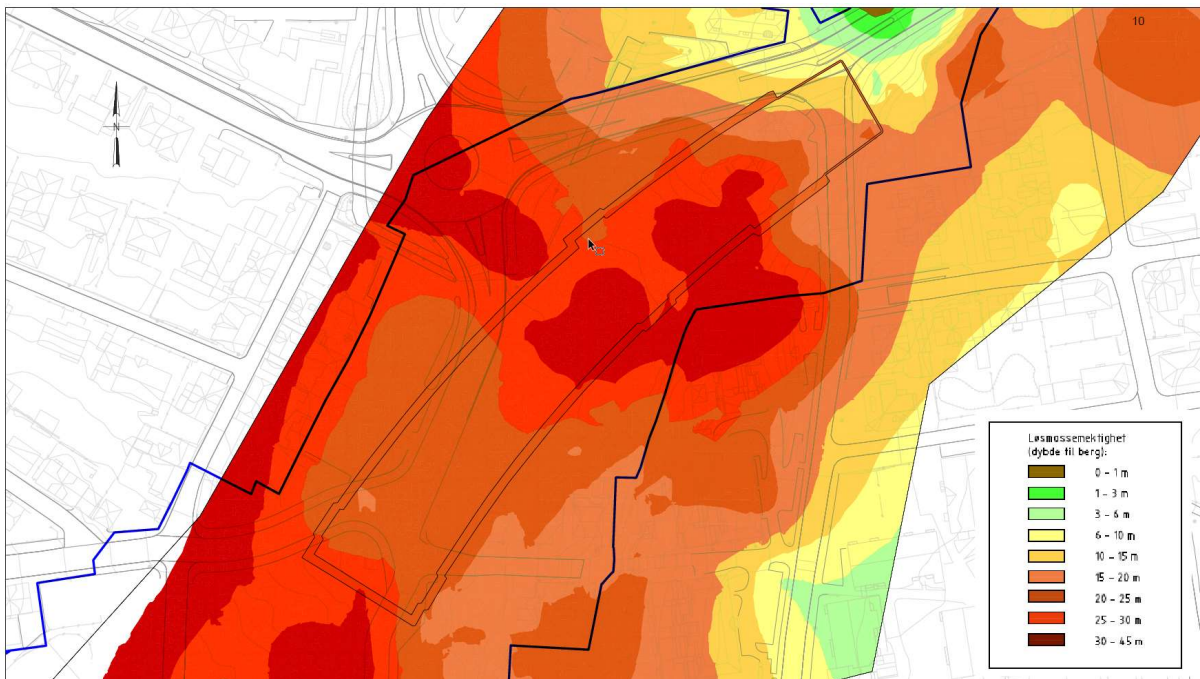


## 3 TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

### 3.1 Generelt

Grunnforholdene i Kransen Nord består av varierende masser med løsmassemektighet i størrelsesorden 20-35 m over berg. Det går ei dyprenne, med orientering ca. øst-vest, gjennom området nordre del, der dybden til berg er om lag 30 m. Dypeste totalsondering i området er utført med tolkning av bergdybde til om lag 35 m under terreng. Dypeste CPTU i området er CPTU 06-375, men med noe usikkerhet i dybde da det er utført flere forsøk og med stor tilt.

Løsmassene består i hovedsak av et topplag av fyllmasser/morene/sand (friksjonsmateriale) med varierende mektighet, etterfulgt av leire (kohesjonsmateriale) med varierende innhold av silt og sand som blir mer homogen i dybden. Det er stedvis et morenelag over berg. Massene er stedvis meget sensitive, og det er påvist sprøbruddmateriale og kvikkleire i området. Grunnundersøkelser og målte deformasjoner viser en skarp overgang til fastere masser rundt/ under Høienhaldgata 5-9.



**Figur 3-1 Kart over løsmassemektighet i Kransen Nord. Mørkere rødfarger indikerer større løsmassemektighet, mens grønn indikerer en mindre mektighet, fra [12]. Plassering av kulvert er justert i etterkant av denne tegningen.**

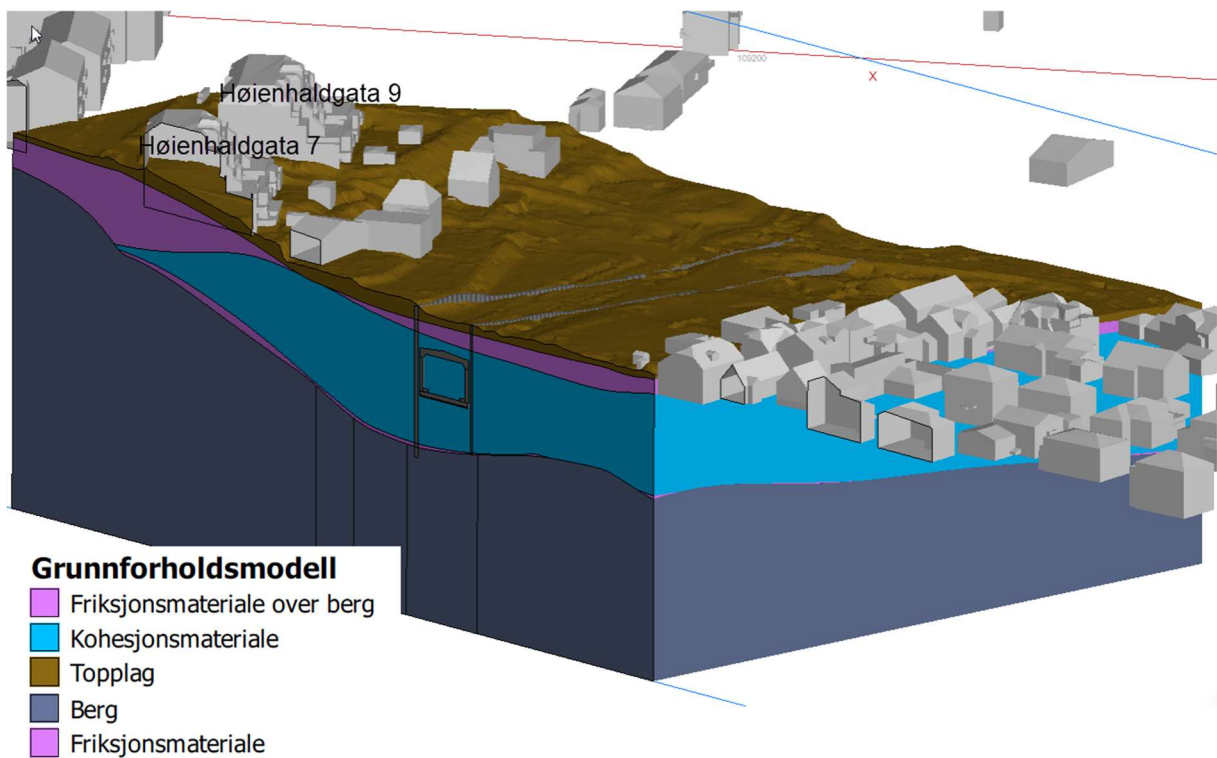
### 3.2 Topografi

Terrenget i prosjektområdet heller i hovedsak fra Høienhaldgata i øst og nedover mot byggegropa. Videre flater terrenghelningen noe ut. Terrenget heller også noe fra nord mot sør i området.

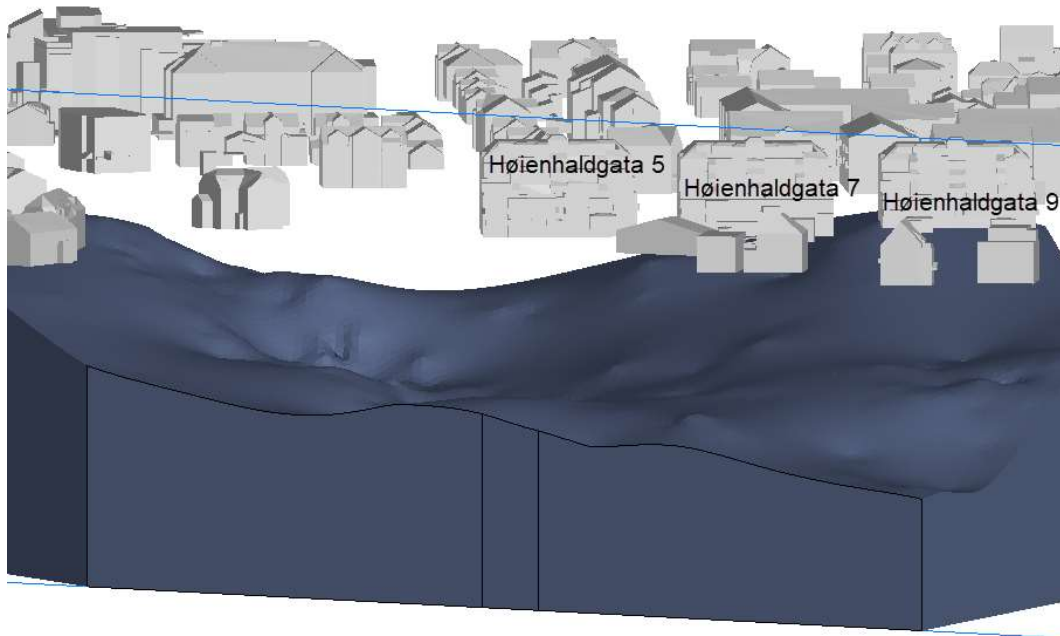
### 3.3 Lagdeling

Multiconsult har i forbindelse med de uavhengige beregningene tidligere etablert en egen grunnforholdsmodell for prosjektet hvor man har tolket lagdeling og utbredelse av mulig sprøbrudd. Figur 3-2 og Figur 3-3 viser utsnitt av denne grunnforholdsmodellen.

Det er ikke utført geotekniske grunnundersøkelser under de tre blokkene i Høienhaldgata 5, 7 og 9 og det er generelt registrert store lokale variasjoner i grunnforhold i området.



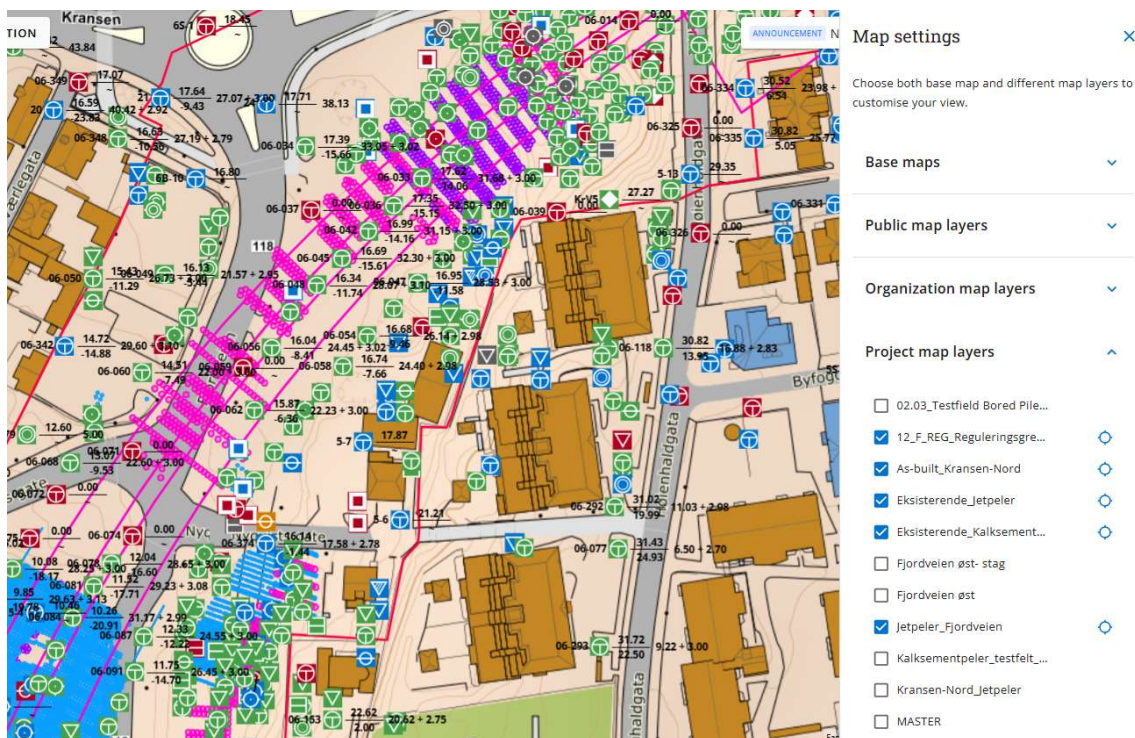
Figur 3-2 Utsnitt av grunnforholdmodell ved Høienhaldgata 7 med tolket lagdeling [20]



Figur 3-3 Utsnitt av grunnforholdmodell med tolket bergdybde i det aktuelle området [20]

### 3.4 Tilgjengelige grunnundersøkelser

De fleste tilgjengelige grunnundersøkelser, som er sammenstilt i Field Manager, er vist i Figur 3-4.



Figur 3-4 Utsnitt av Field Manager [16] med alle grunnundersøkelser samt installerte jetpeler (rosa og lilla) og kalksementpeler (blå) i det aktuelle området. Sporgeometri fra mai 22 i rosa. Hentet 5. februar 2025.

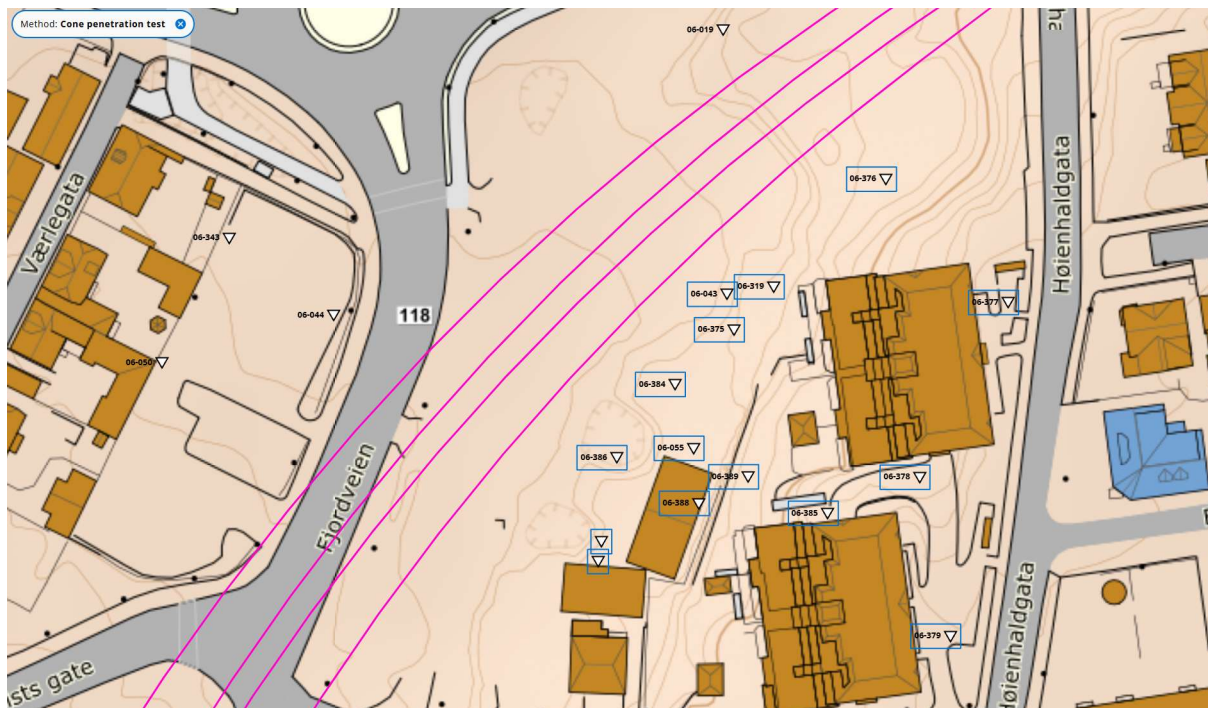
Relevante CPTUer for vurderinger og beregninger av skråningen ved Høienhaldgata 5-7 er listet opp nedenfor og vist i Figur 3-5.

- 06-043, 06-055, 06-055a, 06-055b, 06-319, 06-375, 06-376, 06-377, 06-378, 06-379, 06-384, 06-385, 06-386, 06-387, 06-388, 06-390, 06-391

I tillegg er relevante laboratorieforsøk listet opp i

---

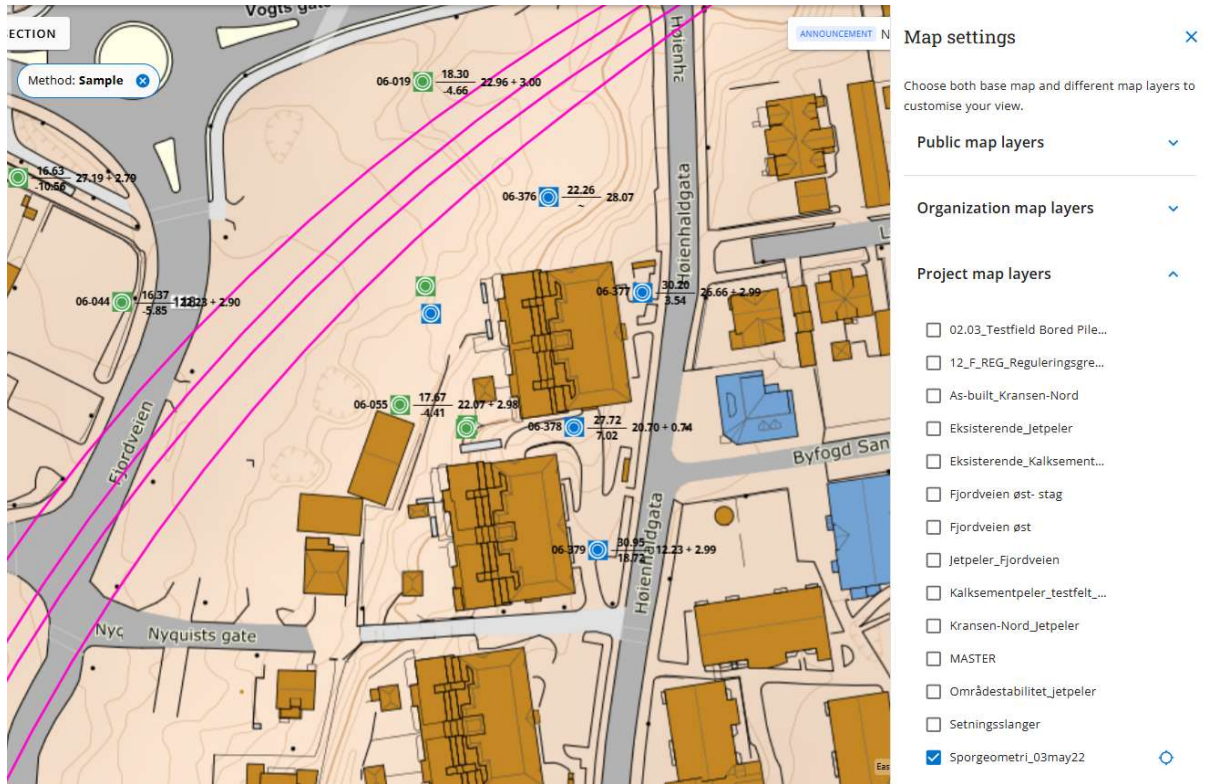
og plassering av borhull er vist i Figur 3-6 og Figur 3-7. Det er utført flere aktive treaksialforsøk og ødometere i Kransen Nord, men flertallet har dårlig prøve kvalitet. Det er ikke utført passive treaksialforsøk eller DSS-forsøk i Kransen Nord som vi er kjent med.



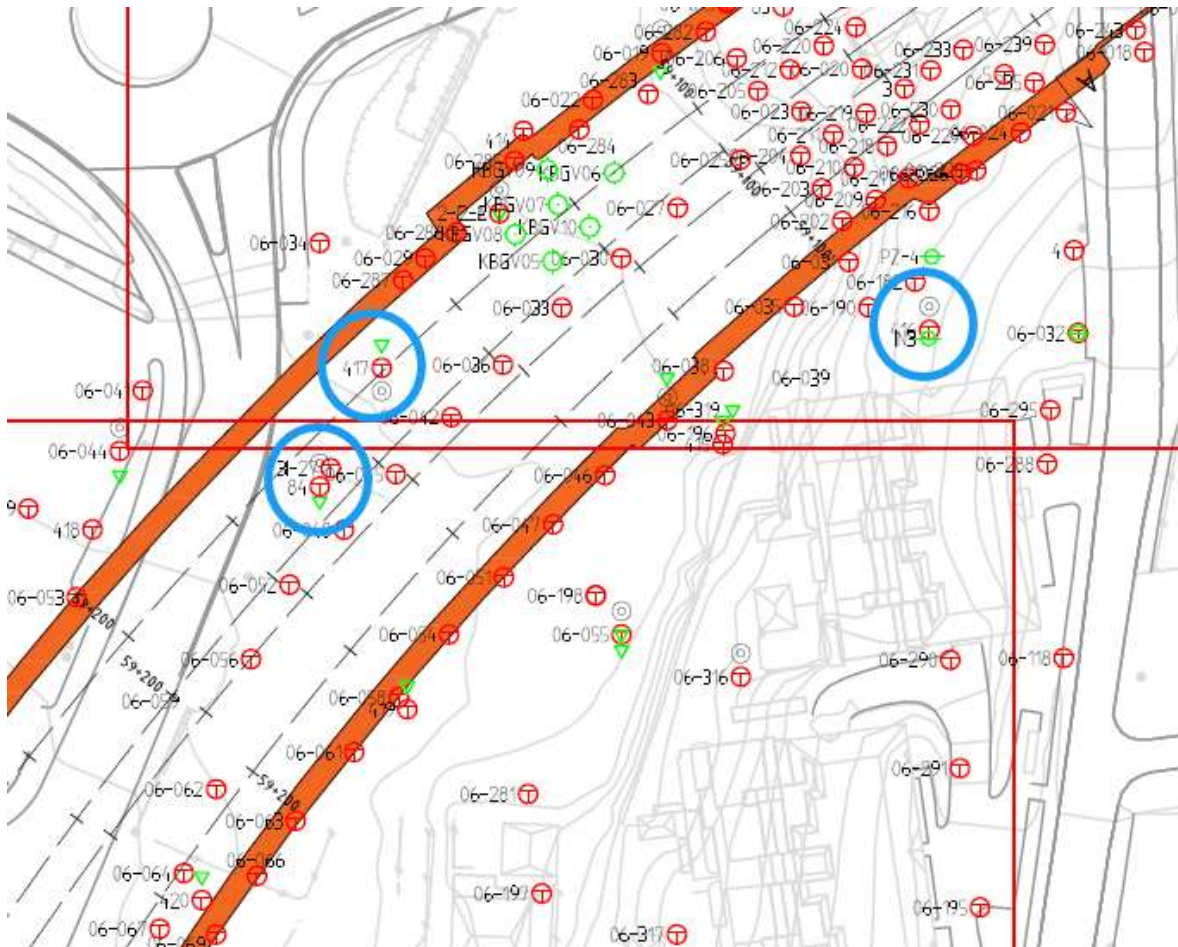
Figur 3-5 Borhull med relevante CPTU fra Field Manager. Hentet 2025-02-17.

**Tabell 3-1 Relevante borhull og laboratorieundersøkeøser**

Borhull	Rutine-forsøk	Dybder aktive treaksialforsøk, CAUC (m)	Dybder ødometerforsøk (m)	Kommentar
06-019	x	17.5	17.1	
06-043	x	18.3, 24.3	18.4, 24.2	
06-044	x	-	-	
06-055	x	-	-	
06-161	x	-	-	
06-316	x	-	-	
06-348	x	-	-	
06-375	x	19.5, 24.5, 27.3, 29.3	24.4, 29.4	Utført oppå eksiterende motfylling
06-376	x	15.4, 19.2, 21.3, 27.4	-	
06-377	x	20.5, 23.6	18.5, 20.4, 23.3, 25.5	
06-378	x	-	-	
06-379	x	-	-	
84	x	19.5, 21.3, 25.6	-	
416	x	-	-	
417	x	11.2, 19.5, 23.3	7.7, 11.5, 17.6, 23.2	
(07-223)	x	4.9, 5.0, 6.7, 7.0, 8.4, 8.7, 11.2, 11.6	4.8, 5.2, 6.6, 7.0, 8.3, 11.6, 6.6 (krypforsøk)	Blokkprøve fra Kransen sør



Figur 3-6 Borhull med prøvetaking fra Field Manager. Hentet 2025-02-06.

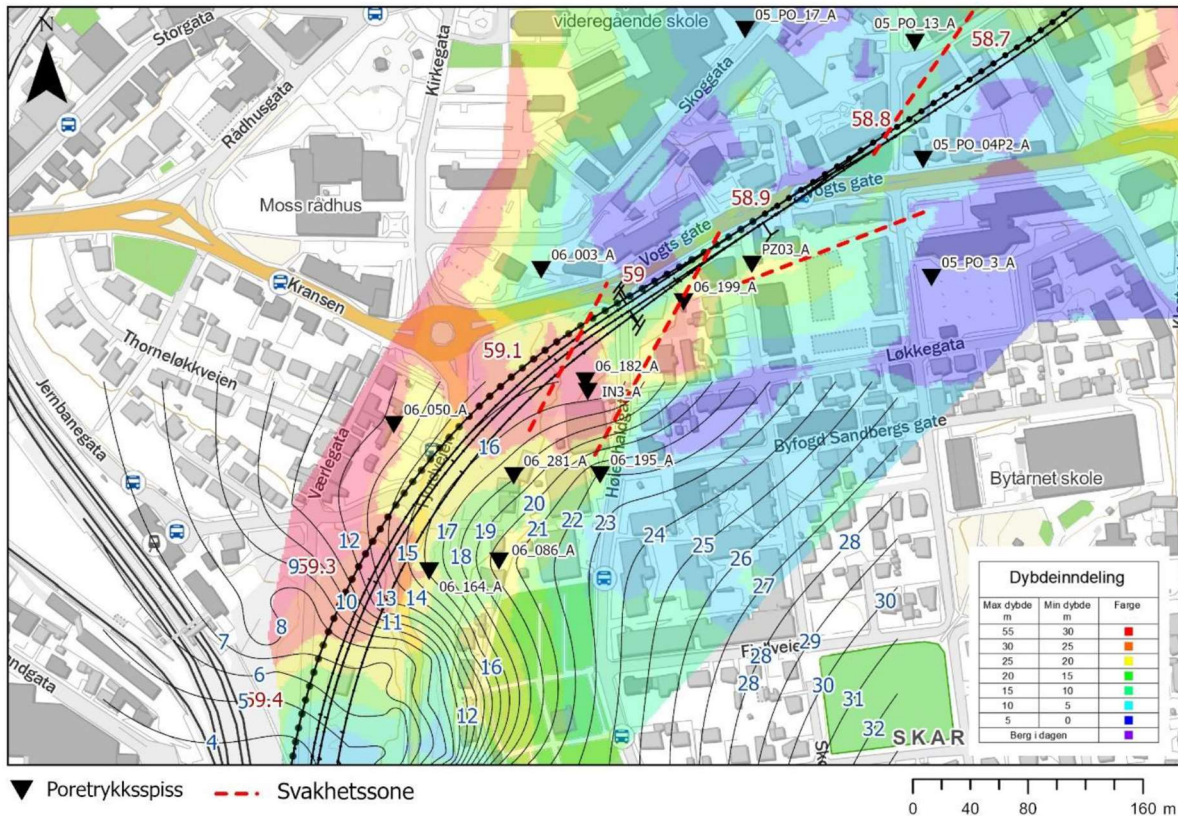


Figur 3-7 Borhull med eldre relevante prøvetakinger i blått, fra [12]

### 3.5 Grunnvannstand

Grunnvannstanden i området følger i stor grad terrenget, men med en dypere grunnvannstand under terreng oppe på platået enn lengre ned i terrenget.

Norconsult har utført en tolkning av grunnvannsstrømming i området i [22]. Figur 3-8 indikerer at grunnvannsstrømmen i det aktuelle området går i nordvestlig retning.

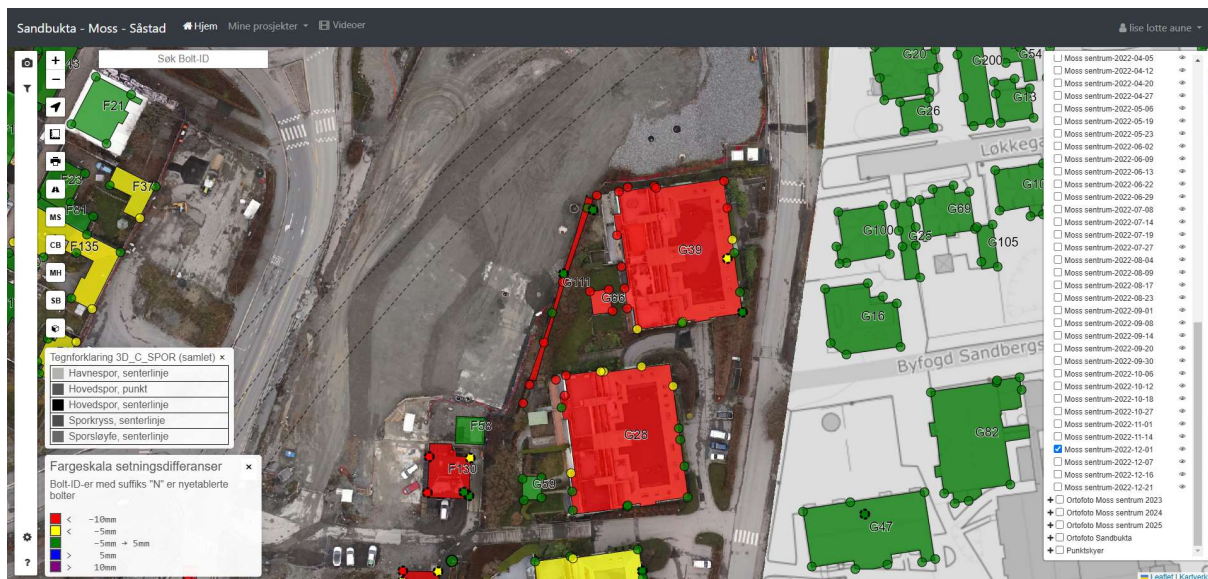


Figur 3-8 Interpolert middels poretrykksnivå for Kransen sør - ekvipotensiallinjer, fra [22]

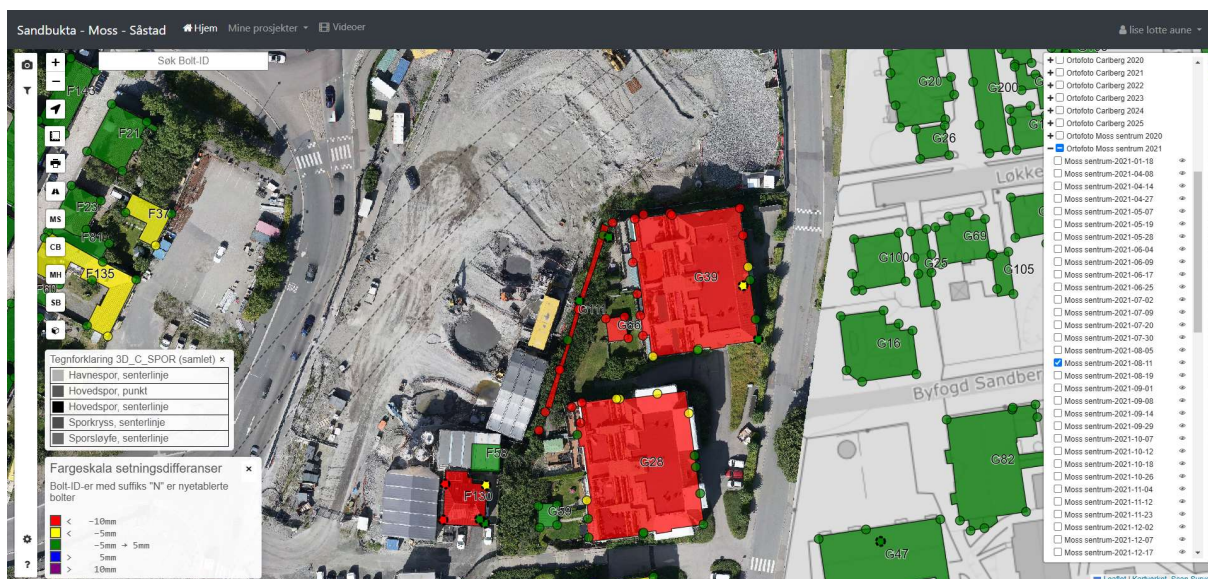
### 3.6 Motfylling 2022

På høsten 2022 ble det lagt ut en motfylling med mektighet inntil ca. 2 m over opprinnelig terreng i området vest for Høienhaldgata 5 og 7. Figur 3-9 viser et ortofoto fra ferdig utlagt fylling sammen med setningsbolter i området. Det ble også utført noe masseutskifting i forkant av dette. Noen groper/ sedimentasjonsbasseng som senere har blitt masseutskiftet er vist i Figur 3-10. Dette bildet er fra august 2021.





Figur 3-9 Ortofoto fra Scansurvey sin portal 2022-12-01 [18]

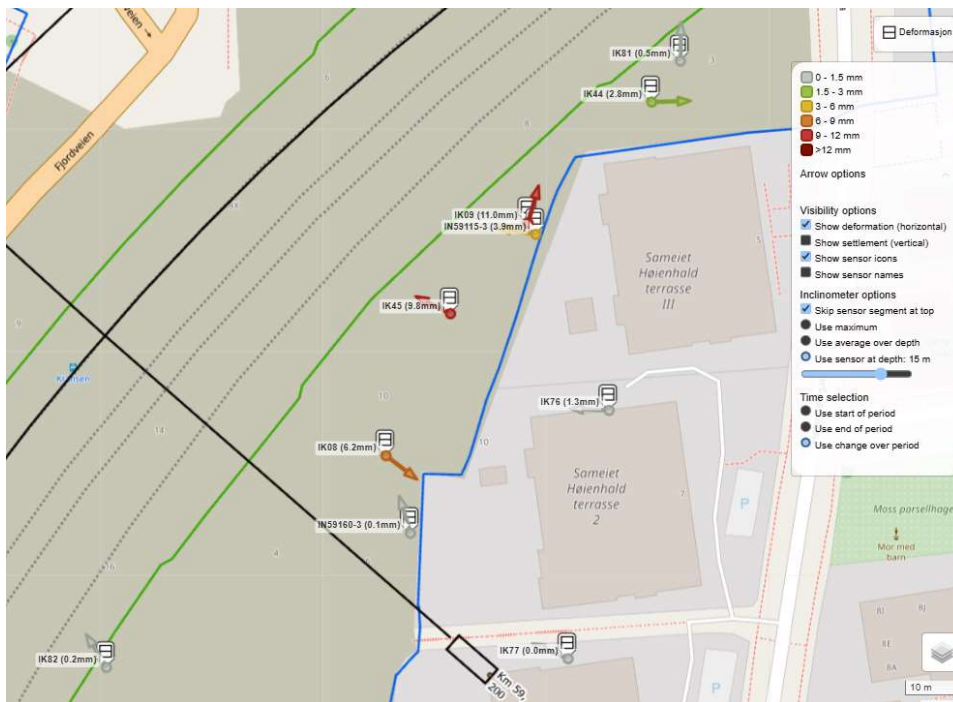


Figur 3-10 Ortofoto fra Scansurvey sin portal 2021-08-11 [18]

## 4 MÅLINGER OG INSTRUMENTERING

### 4.1 Deformasjonsmålinger

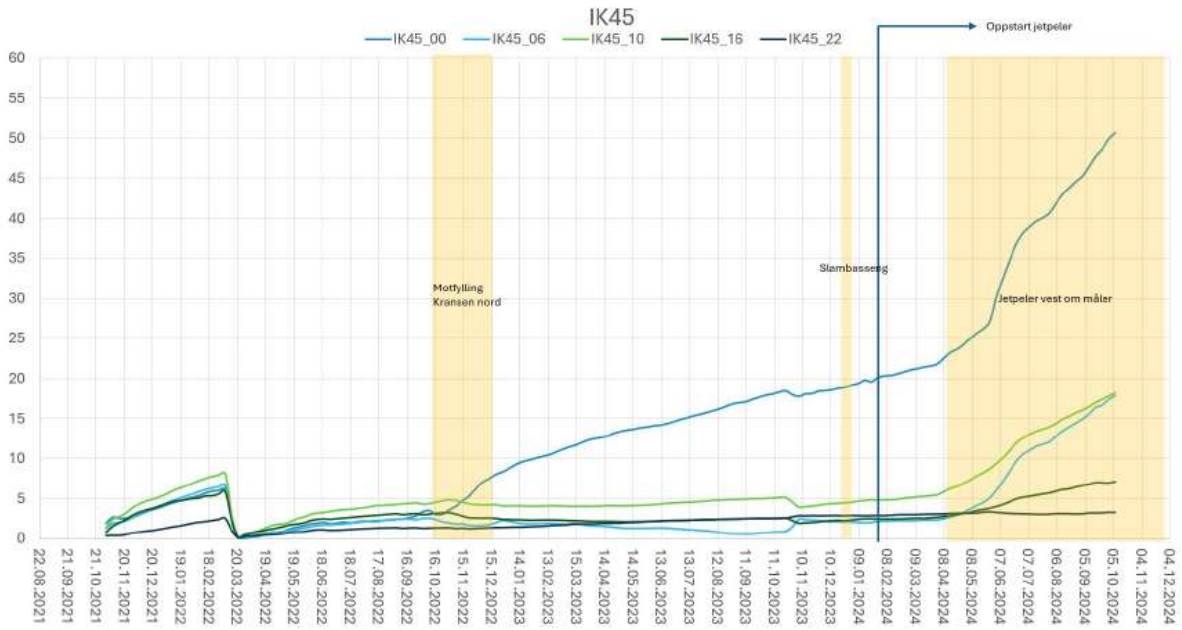
Det ble installert 6 inklinometere (helningskanaler) i nordre del av Kransen Nord i slutten av 2021: IK44, IN59115\_3, IK09, IK45, IK08 og IN59160\_3 (vist i Figur 2-2). Det er i tillegg installert et nytt inklinometer i skråningen mellom Høyenholdgata 5 og 7 (IK76), samt et mellom Høyenholdgata 7 og 9 (IK77) i midten av januar 2025. I tillegg er IK81 og IK82 installert i slutten av februar 2025. Plassering av aktuelle inklinometere er vist i Figur 4-1. Målingene er presentert i NGI Live [17].



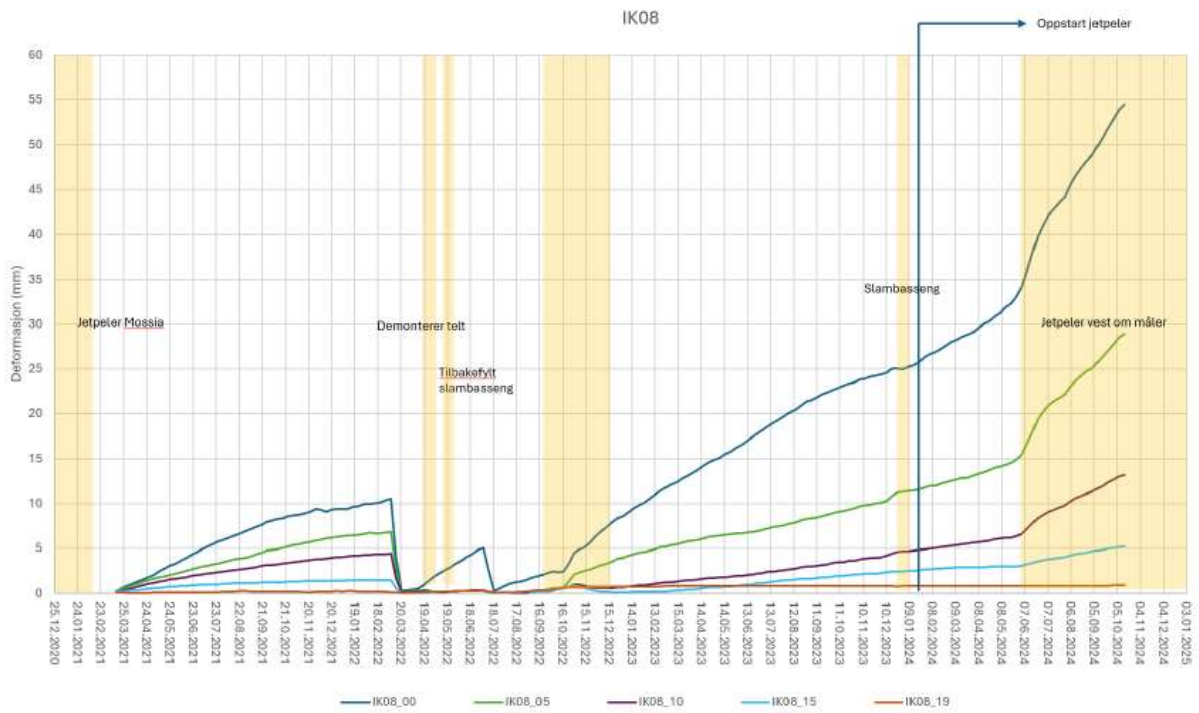
**Figur 4-1** Inklinometermålere i Kransen Nord fra Field Manager. Deformasjoner siste 5 år i 15 m dybde. Hentet 2025-03-04. NB! Ulike tidsperioder for inklinometerne.

Målinger viser at deformasjoner har akselerert under jetpellarbeidene i området, spesielt i de øverste lagene. IK45 og IK08 viser størst utslag og størst påvirkning fra arbeid med jetpeler, og har pågående deformasjonsutvikling. Det nyeste inklinometeret, IK76, viser også pågående deformasjoner. IK77 på nordveggen av Høyenholdgata 9 har liten/ ingen deformasjon.

Deformasjonsutvikling for ulike dybder for IK45 og IK08 er vist Figur 4-2 og Figur 4-3. Figur 4-4 viser deformasjon mot dybde for IK45 og IK08 for utviklingen det siste året, målinger fra dato 11.12.2023 og 10.12.2024.



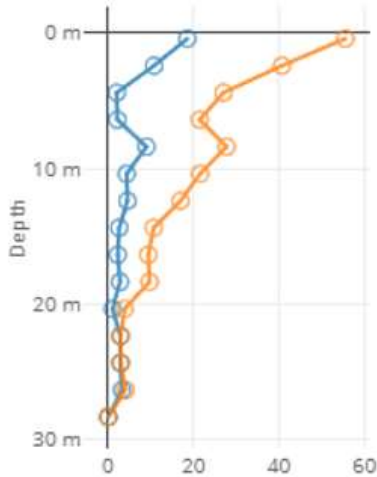
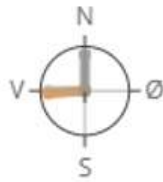
Figur 4-2 Deformasjonsutvikling for ulike dybder for inklinometer IK45 fra [1]



Figur 4-3 Deformasjonsutvikling for ulike dybder for inklinometer IK08 fra [1]

**IK45**

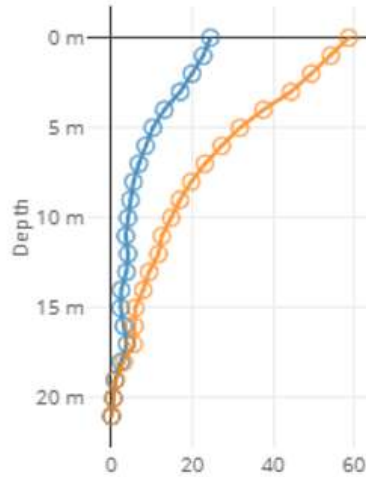
Deformasjon\_sum [mm]  
 Coordinate system: NTM10  
 X: 109190.051, Y: 1159586.335, Z: 19.659



Resultant (mm)  
 —○— 2024-12-10 00:00:00  
 —○— 2023-12-11 00:00:00

**IK08**

Deformasjon\_sum [mm]  
 Coordinate system: NTM10  
 X: 109178.813, Y: 1159561.617, Z: 19.527



Resultant (mm)  
 —○— 2024-12-10 00:00:00  
 —○— 2023-12-11 00:00:00

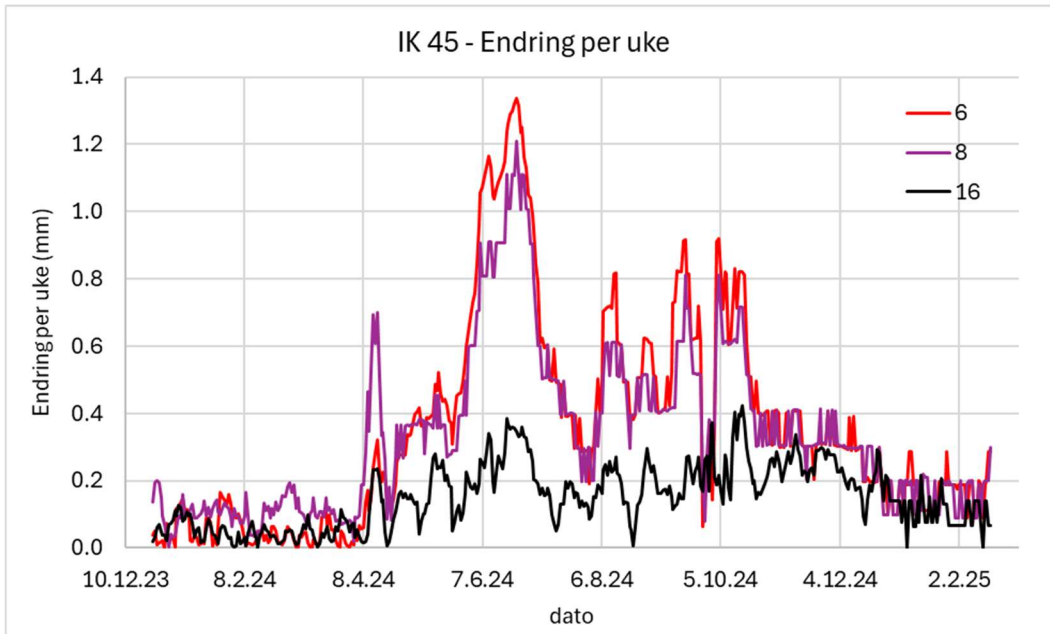
**Figur 4-4 Deformasjon vist mot dybde, utvikling i løpet av 1 år desember 2023-2024 (fra NGI live)**

Figur 4-5 viser retning på deformasjoner i de ulike målerne de siste 6 månedene i 2024 for dybde 0, 5 m, 10 m og 15 m. Målingene viser at deformasjonene går mot vest i de øverste lagene, men endrer retning i dybden.

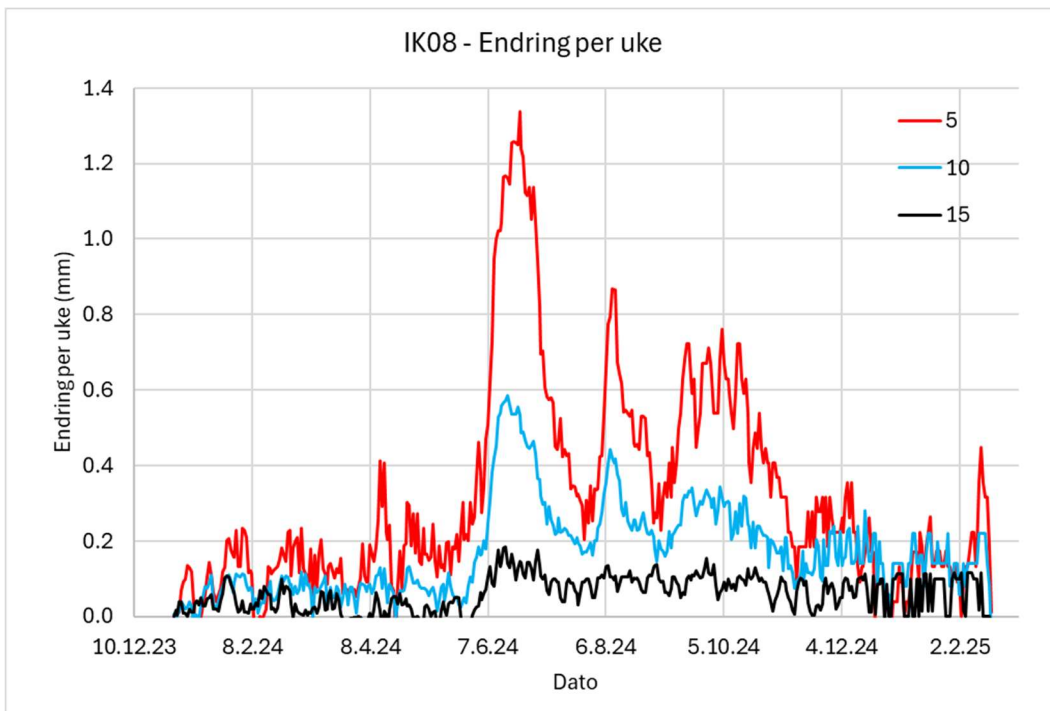


**Figur 4-5 Deformasjonsmålinger som angir retning i de siste 6 månedene i 2024 i ulike dybder (fra NGI live)**

Figur 4-6 og Figur 4-7 viser deformasjonsraten for IK45 og IK08. Deformasjonsraten er plottet som endring av deformasjon per uke. Det er en tydelig økning i rate fra juni 2024 rundt oppstart av jetpellarbeidene vest for målerne.



**Figur 4-6 Deformasjonsrate: endring per uke for ulike dybder for inklinometer IK45, fra NGI live.**



**Figur 4-7 Deformasjonsrate: endring per uke for ulike dybder for inklinometer IK08, fra NGI live.**

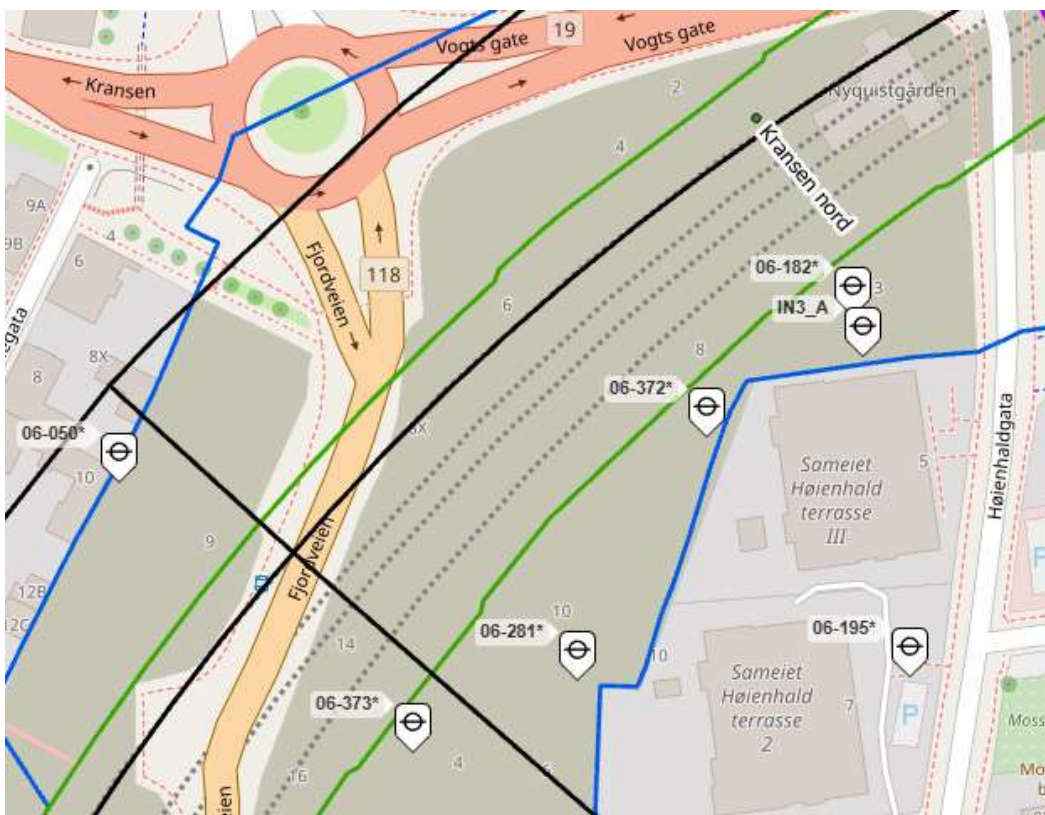
## 4.2 Poretrykk

Det er installert flere poretrykksmålere i nordre del av Kransen Nord: 06-182, IN3\_A, 06-372, 06-050, 06-281, 06-195 og 06-373, se Figur 4-8.

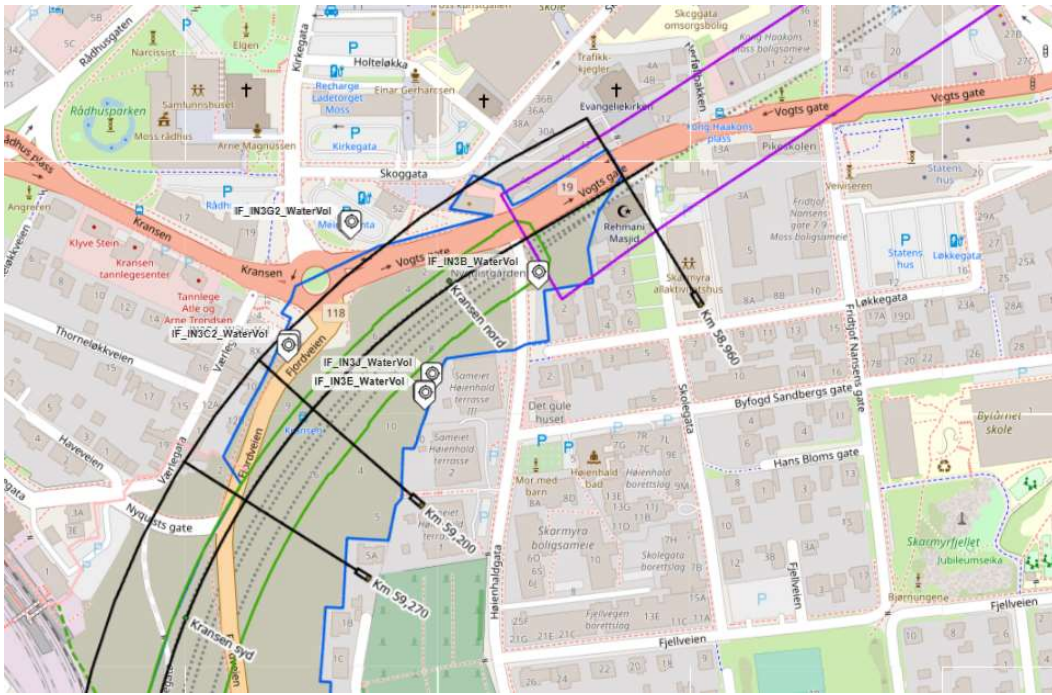
Det utføres vanninfiltrasjon i infiltrasjonsbrønner som vist i Figur 4-9.

Eksempler på poretrykksrespons er vist i Figur 4-10 og Figur 4-11 for hhv. 06-281 og 06-050. I 06-281 er det registrert relativt stabil poretrykksrespons. I 06-050, spesielt i måler i 17,5 m dybde, er det registrert en forhøyet poretrykksrespons gjennom 2024 som sammenfaller med installasjon av jetpeler.

Det virker som poretrykksfronten beveger seg mot nordvest. Dette harmonerer med den generelle grunnvannsstrømmen, jf. ekvipotensiallinjene i Figur 3-8.



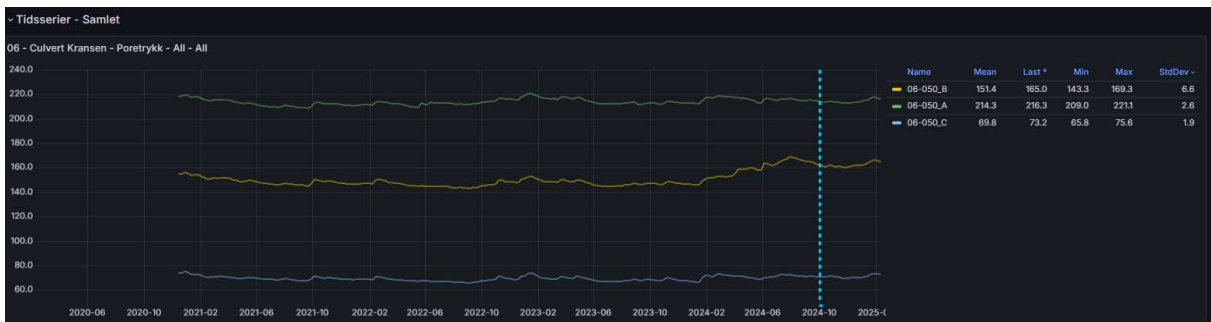
Figur 4-8 Oversiktskart over installerte poretrykksmålere i nordre del av Kransen Nord, fra [17].



Figur 4-9 Infiltrasjonsbrønner, fra [17]. Hentet 2025-02-10.



Figur 4-10 Poretrykksrespons i 06-281, fra [17]. Hentet 2025-02-10.



Figur 4-11 Poretrykksrespons i 06-050, fra [17]. Hentet 2025-02-10.

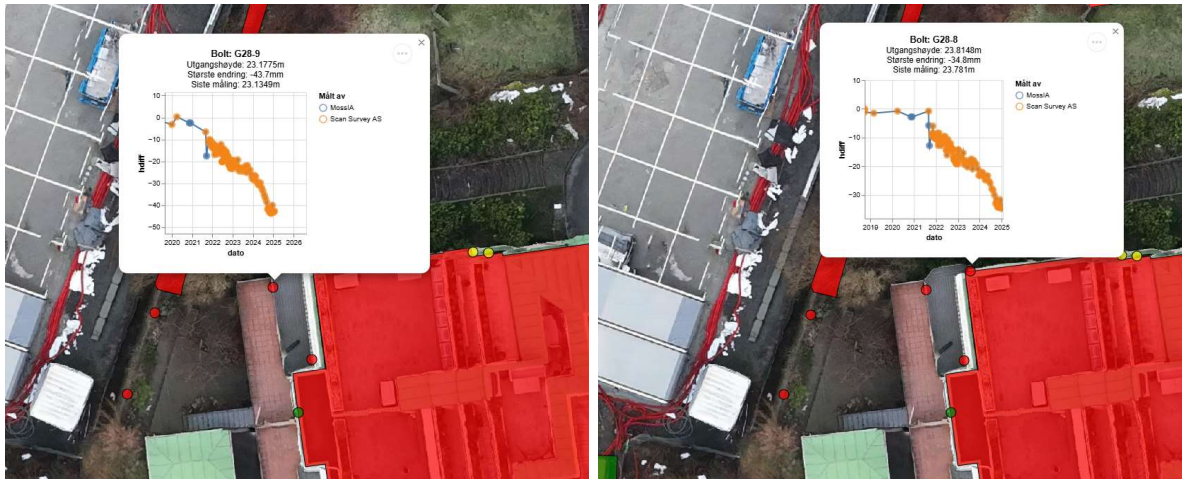
### 4.3 Setningsmålinger

Det er et betydelig omfang med innmålinger av setninger i prosjektet. Disse er presentert i Scansurvey sin portal [18]. Utsnitt fra denne er vist i Figur 4-12.

Figur 4-13 viser setningsbolter på nordvestre hjørne av bygget i Høienhaldgata 7. Figuren viser setningsutvikling med tid for 2 bolter.



**Figur 4-12** Oversiktskart over setningsinmålinger i nordre del av Kransen Nord (fra Scansurvey [18]). Hentet 2025-02-06.



**Figur 4-13** Setningsbolter på nordvestre hjørne av blokk i Høyenhadgata 7 (fra Scansurvey [18]). Hentet 2025-02-06.

#### 4.4 Temperaturmålinger

Det er installert termometer for hver annen meter i IK44 nord for Høyenhadgata 5, mellom bygget og der hvor det er satt jetepler – ca. 15 m fra nærmeste jetepl.

I denne er det ikke registrert temperaturvariasjoner ut over normale årtidsvariasjoner. Det er lite som tyder på at omfanget av jetepler har medført en generell økt temperatur i grunnen under herdeprosessen – noe som kan ha betydning for styrke og stivhet. Det kan imidlertid være lokale temperatureffekter rundt hver enkelt jetepl.



## 5 GEOTEKNISKE PARAMETERE

### 5.1 Indeksparametere

En sammenstilling av indeksparametere fra relevante borhull i Kransen Nord er vist i Figur 5-1 - Figur 5-4. Figurene viser tyngdetetthet, vanninnhold, plastisitetsindeks og leirinnhold fra tilgjengelige kornfordelingsanalyser med dybde fra rutineundersøkelser. Det er hentet resultater fra borhullene 06-019, 06-043, 06-044, 06-055, 06-161, 06-316, 06-348, 06-375, 06-376, 06-377, 06-378 og 06-379.

Fra utførte laboratorieundersøkelser er det funnet at indeksparametere varierer i stor grad, spesielt i øvre lag. Det er en tendens til økt vanninnhold, plastisitetsindeks og leirinnhold/ redusert tyngdetetthet med dybden. Alle verdiene i Figur 5-1 - Figur 5-4 representerer materiale som i all hovedsak er klassifisert som leire. Som eksempel på den store variasjonen vises det til borhull 06-377, øst for Høienhaldgata 5, hvor det på ca. 13 m dyp er rapportert vanninnhold fra ca. 10-65% innenfor samme prøvesylinder. Vanninnholdet er imidlertid generelt målt lavere enn 30% selv i stor dybde.

For topplaget er det typisk ikke utført klassifiseringsforsøk på tyngdetetthet, men det er rapportert vanninnhold. Vanninnholdet i massene, ned til den mer homogene leira, er typisk svært lavt, men varierer også noe. For å beregne tyngdetetthet i øvre lag er det benyttet følgende antagelser på metningsgrad (S), spesifikk romvekt ( $\rho_s$ ) og naturlig vanninnhold (w):

- S = 60-100% (i umettet sone, S=100% under grunnvannsstanden)
- $\rho_s = 2.6-2.7$
- w = 10-15% fra relevante borhullsprofil. Se øvre verdier i Figur 5-2.

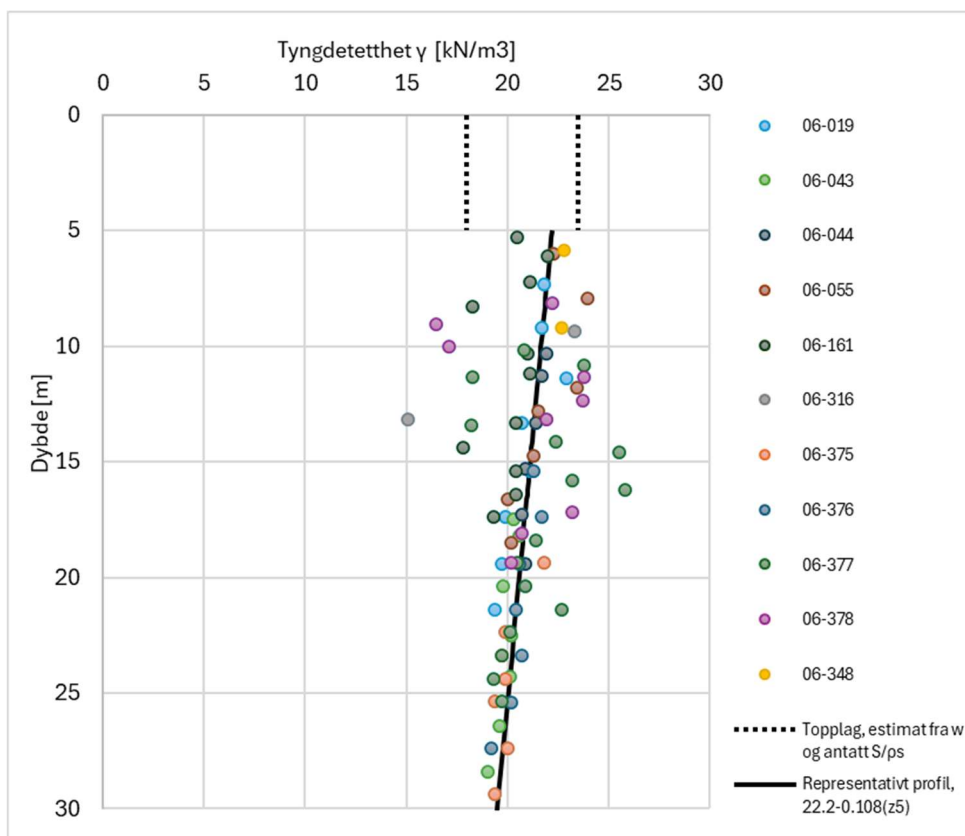
Vi kommer da ut med  $\gamma \approx 18-23.5 \text{ kN/m}^3$  i topplaget. Dette er vist i Figur 5-1 sammen med et representativt profil for stabilitetsanalysene. Representativt profil er tatt ut som et beste estimat i analysene gjennom en enkel regresjonsanalyse der det er tilgjengelig data. I topplaget er tyngdetetthet på  $22 \text{ kN/m}^3$  benyttet:

$$0-5 \text{ m: } \gamma = 22 \text{ kN/m}^3$$

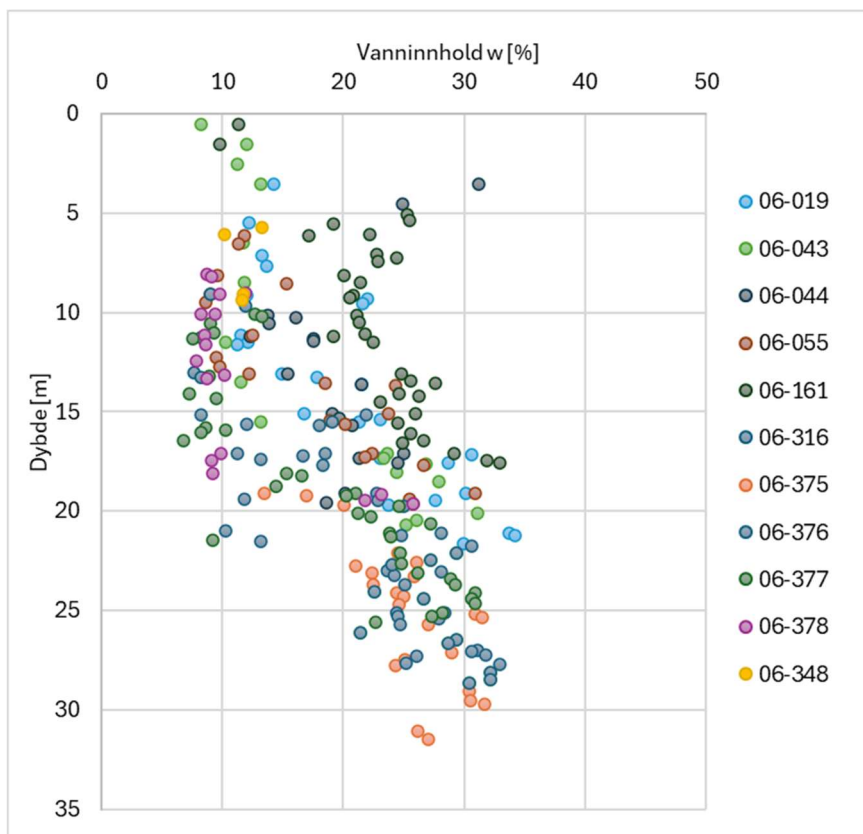
$$>5 \text{ m: } \gamma = 22.2 - 0.108 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (z - 5)$$

Hvor z er dybde under terreng.

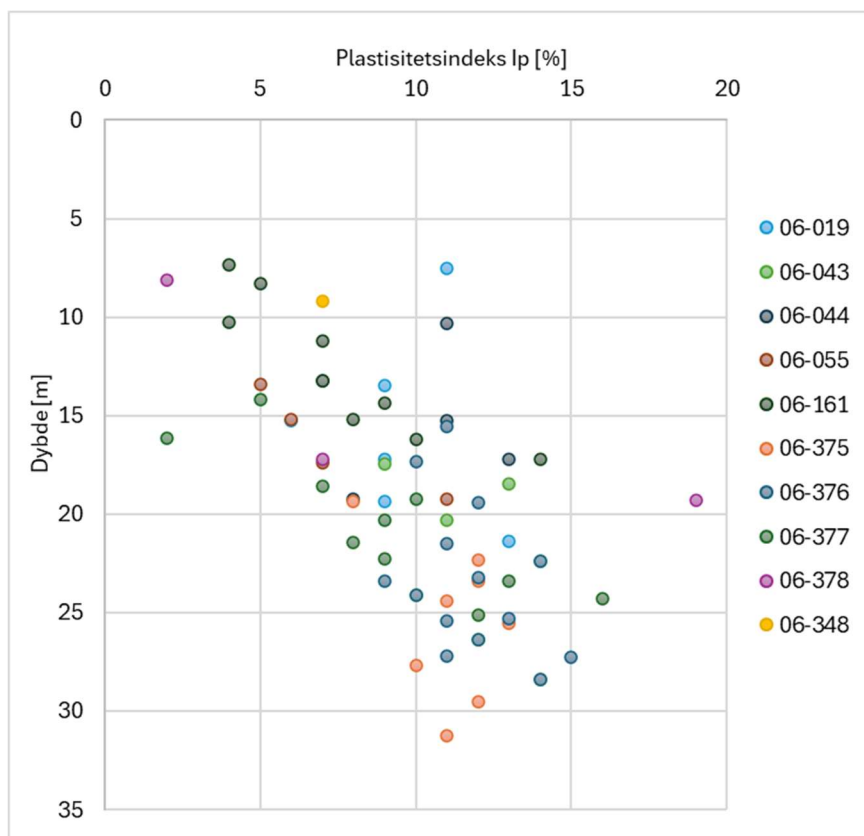
Dette er videre benyttet i tolkning av CPTU og som input i analyser.



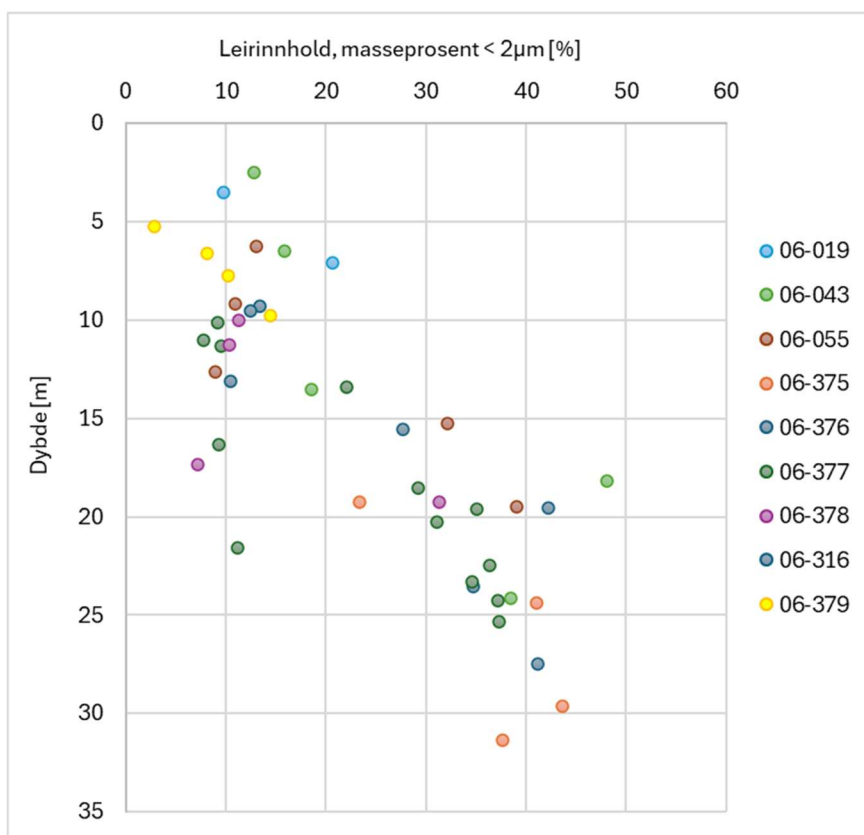
**Figur 5-1 Sammenstilling av tyngdetetthet fra de nærmeste borhull. Alle lag.**



**Figur 5-2 Sammenstilling av vanninnhold fra de nærmeste borhull. Alle lag.**



Figur 5-3 Sammenstilling av plastisitetsindeks fra de nærmeste borhull. Alle lag.



Figur 5-4 Sammenstilling av leirinnhold fra de nærmeste borhull. Alle lag.

## 5.2 Prekonsolideringsspenning/ OCR

Tolkning av prekonsolideringsspenning ( $p'_c$ ) fra de nærmeste tilgjengelige ødometerforsøk er sammenstilt i Figur 5-5. Her er også in-situ vertikal effektivspenningsprofil ( $\sigma'_{v0}$ ) plottet inn ut fra tolket gjennomsnittlig tyngdetetthet samt grunnvannstand i 3,5 m dybde og hydrostatisk poretrykksfordeling. Tolkningen er basert på et tilpasset beste estimat. Det er tolket en tilleggsspenning ( $\Delta p$ ) definert for de to ulike leirlagene, «leire/siltig leire» og «kvikkleire». Prekonsolideringsspenningen er da definert som:

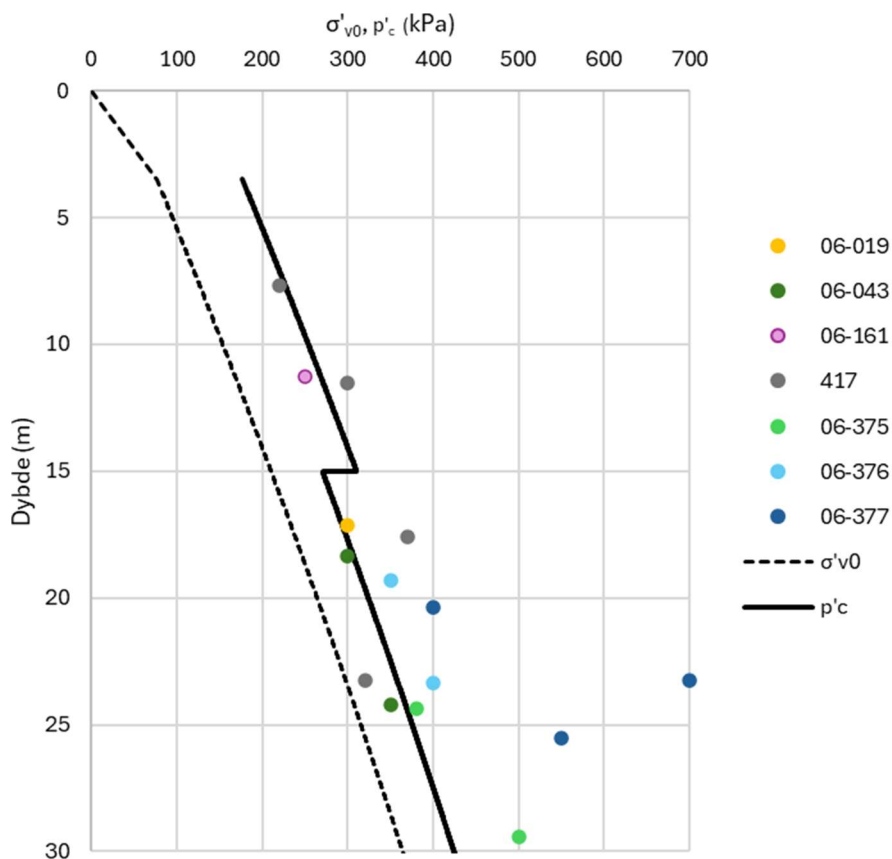
$$p'_c = \sigma'_{v0} + \Delta p.$$

Følgende er tatt ut:

Leire/siltig leire:  $\Delta p = 100 \text{ kPa}$

Kvikkleire  $> \approx 15 \text{ m}$  dybde:  $\Delta p = 60 \text{ kPa}$

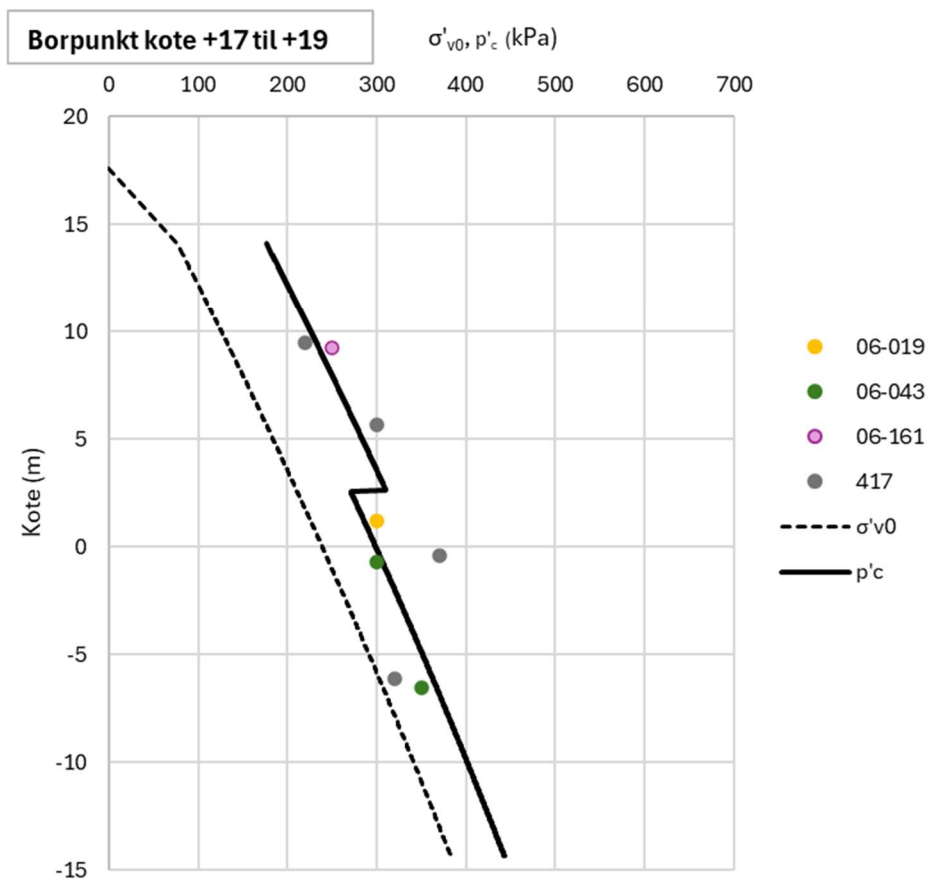
Merk at det har vært utfordrende å få opp gode prøver av leira. I ødometerforsøkene som er utført i 417 er det uheldigvis kjørt en rebelastningssløyfe rundt  $p'_c$ . Det er antydning til at  $p'_c$  ligger over denne rebelastningssløyfen i begge forsøk. De to øvre punktene i Figur 5-5 er i så måte antagelig på konservativ side. Borhull 06-377 er utført oppe på platået ved Høienhaldgata, hvor det generelt er registret fastere masser gjennom grunnundersøkelsene.



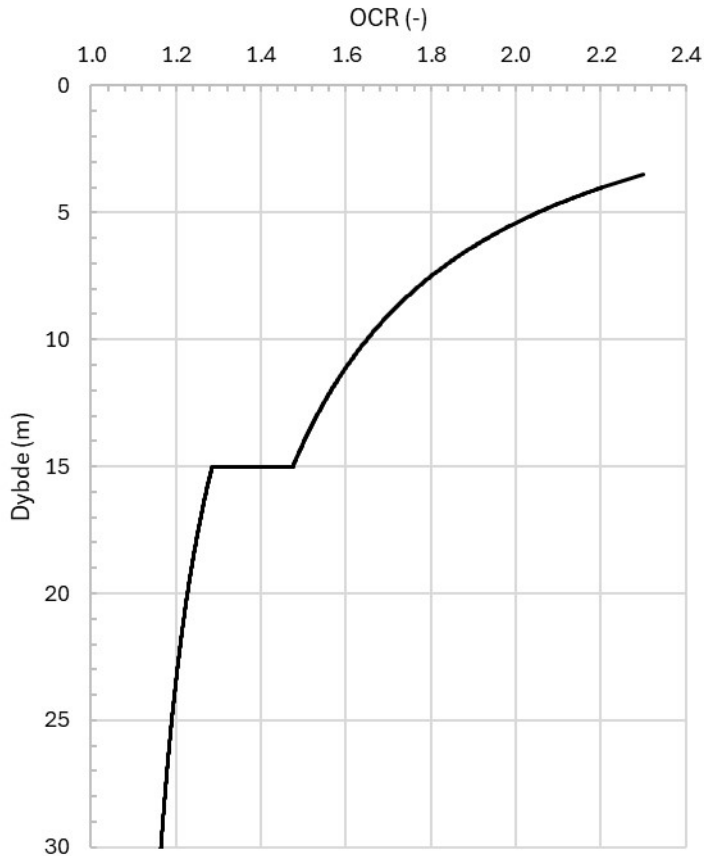
**Figur 5-5 Sammenstilling av prekonsolideringsspenning ( $p'_c$ ) og in-situ vertikalspenning ( $\sigma'_{v0}$ ) fra relevante ødometerforsøk. Plottet mot dybde. Merk at borhull 06-377 er høyere oppe i terrenget og ikke vektet i dette uttaket.**

$p'_c$  er plottet mot kotehøyde i Figur 5-6 med en referansekote på +17,6, noe som tilsvarer terrenget i aktuelt område før utlegging av første motfylling. Her er kun ødometerforsøk hentet fra kotehøyde +17 til +19 plottet.

Dette gir et OCR-profil som vist i Figur 5-7 i området der hvor motfylling planlegges. Merk at dette er tatt ut med hensyn til spenningstilstanden i grunnen før utlegging av første motfylling i 2022.



**Figur 5-6 Sammenstilling av prekonsolideringsspenning ( $p'_c$ ) og in-situ vertikalspenning ( $\sigma'_{v0}$ ) fra relevante ødometerforsøk. Plottet mot kote, linjer fra kote +17,6. Borpunkt fra kote +17 til +19.**

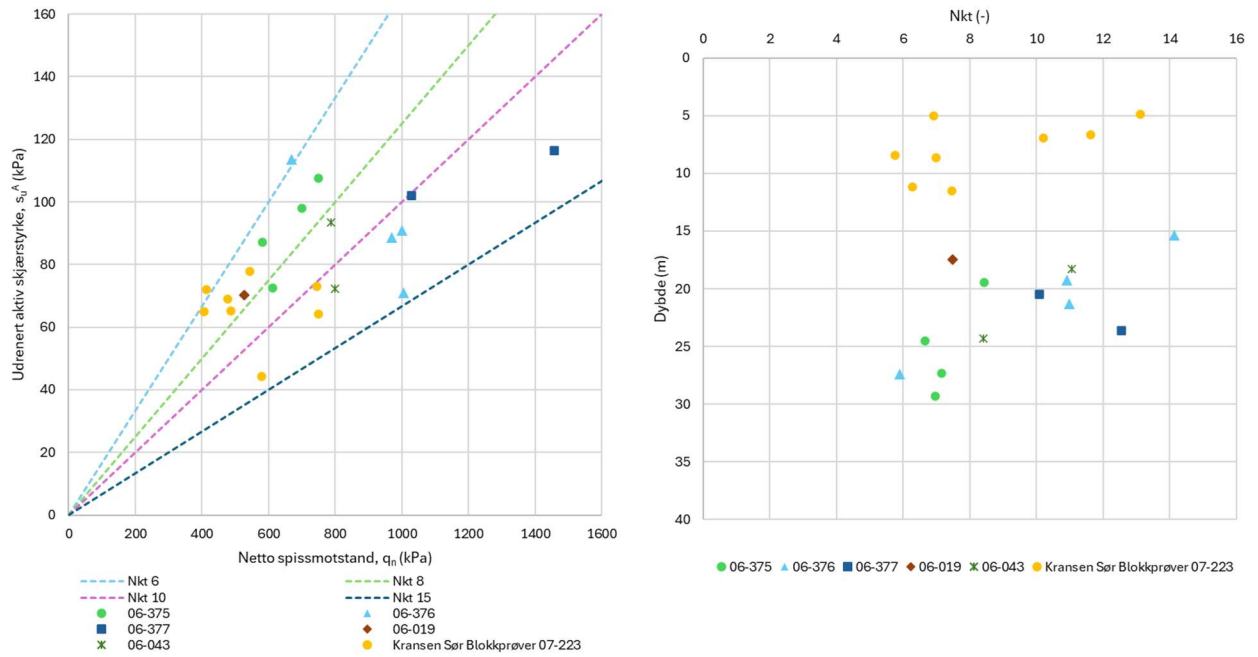


**Figur 5-7 Sammenstilling av overkonsolideringsgrad (OCR) under motfylling. Fra før utlegging av første motfylling.**

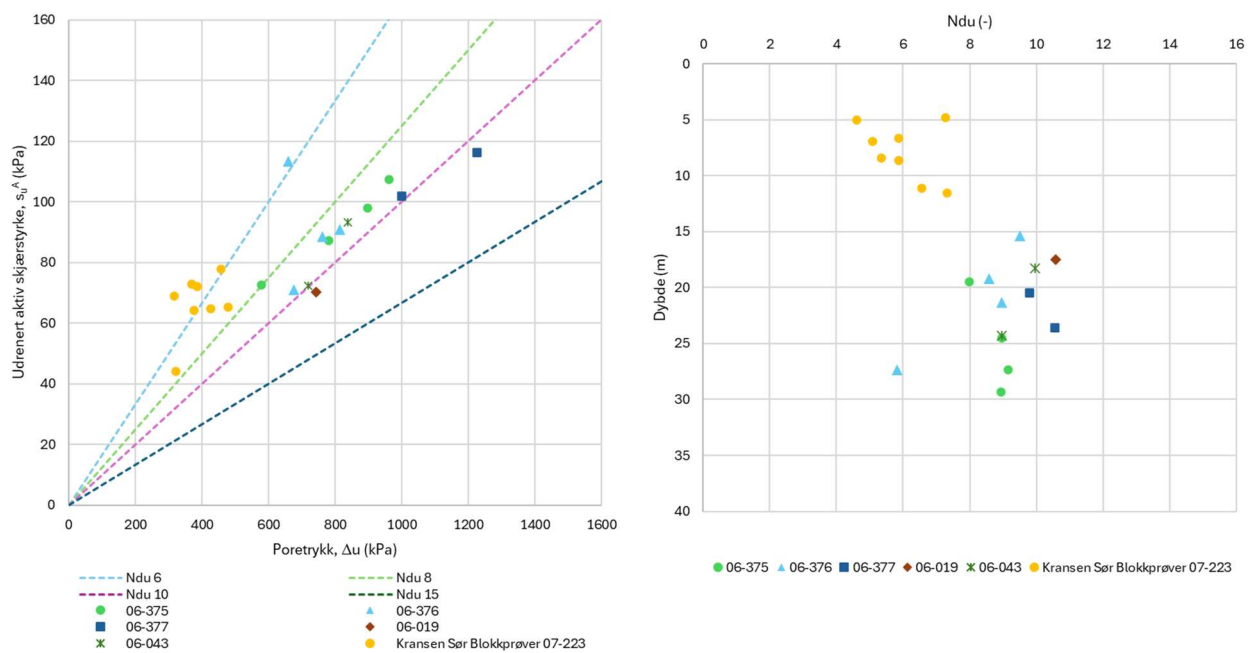
### 5.3 Udrenerte styrkeparametere

Udrenert skjærstyrke i aktiv tilstand ( $s_{uA}$ ) er tolket ut fra aktuelle treaksialforsøk samt med korrelasjoner mot CPTU. Det er utført tolkning både på spissmotstandsbasis ( $N_{kt}$ ) og poretrykksbasis ( $N_{\Delta u}$ ).

Konfaktorer er sammenstilt fra tilgjengelige treaksialforsøk og CPTU, og er vist i Figur 5-8 og Figur 5-9. Det er plottet opp mot effektivspenningsnivå og dybde. De gule punktene representerer blokkprøvene i borpunkt 07-223 i Kransen Sør og er tatt med som referanse med tanke på mulig prøveforstyrrelse fra sylindrerprøvetakingen. Disse prøvene er imidlertid tatt på en betydelig grunnere dybde enn hvor kvikkleira i Kransen Nord ligger, er konsoliderte for antatt mobiliseringsgrad/ spenningstilstand i skråningen og det er usikkert om disse gunstigere verdiene også er representative for Kransen Nord.



**Figur 5-8 Sammenstilling av treaksialforsøk og  $q_n$  fra CPTU.  $N_{kt}$ -faktor.**



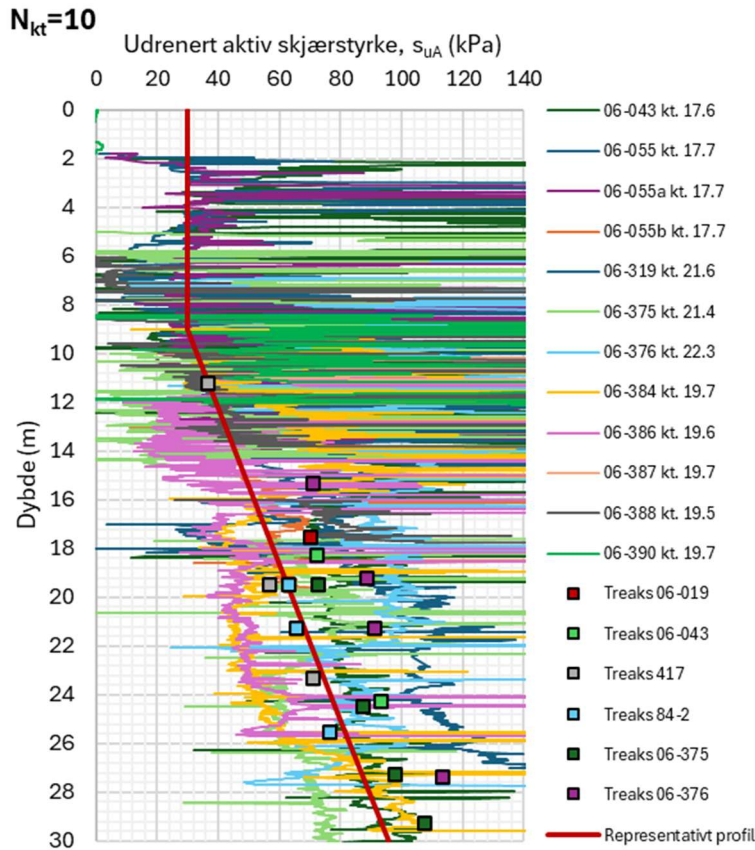
**Figur 5-9 Sammenstilling av treaksialforsøk og  $\Delta u$  fra CPTU.  $N_{du}$ -faktor.**

Representativt profil som er benyttet i stabilitetsanalyser er tatt ut som et forsiktig anslag på middelerdien av udrenert skjærstyrke. Jf. NS-EN 1997-1:2004 [11]. Dette profilet anses som representativt for det relativt flate området ved bunn av skråningen. Nærmere skråningen forventes det noe høyere effektivspenninger og dermed noe høyere skjærstyrke. Det er ikke benyttet statistiske metoder for uttak av karakteristiske verdier. Gjennomsnittlig  $N_{kt} \approx 10$  og  $N_{du} \approx 9$  er benyttet i det videre. Figur 5-10 til Figur 5-13 viser sampleplott av udrenert skjærstyrke mot dybden fra CPTU og treaksialforsøk i nedre og øvre del av skråningen i området.

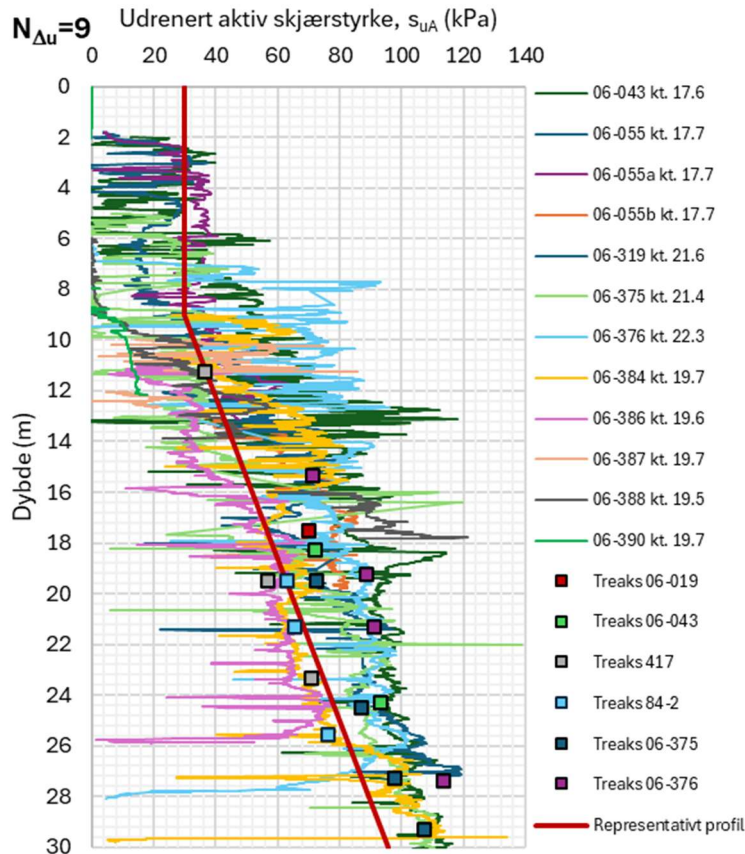


Det bemerkes at det er heftet usikkerhet til udrenert skjærstyrke for enkelte CPTUer i grunn dybde, ca. 5 – 10 m, f.eks 06-055 og 06-388. Det er planlagt forsøk med feltvingebor i dette området for å karakterisere dette materialet. Det er nå utført i borpunkt 06-384. Tolkning av vingebor er per tid ikke inkludert i denne rapporten.

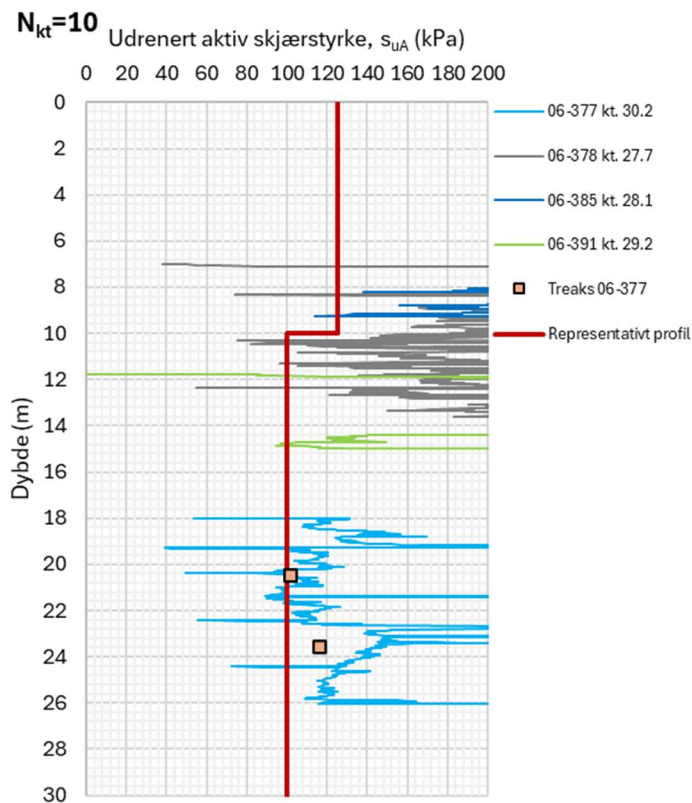
Generelt er det observert best samling med tolkning basert på  $N_{\Delta U}$ , spesielt i den mer homogene leira i dybden. Figur 5-11 er i så måte ansett som mest representativ for uttaket av styrkeprofil i stor dybde basert på tilgjengelige data.



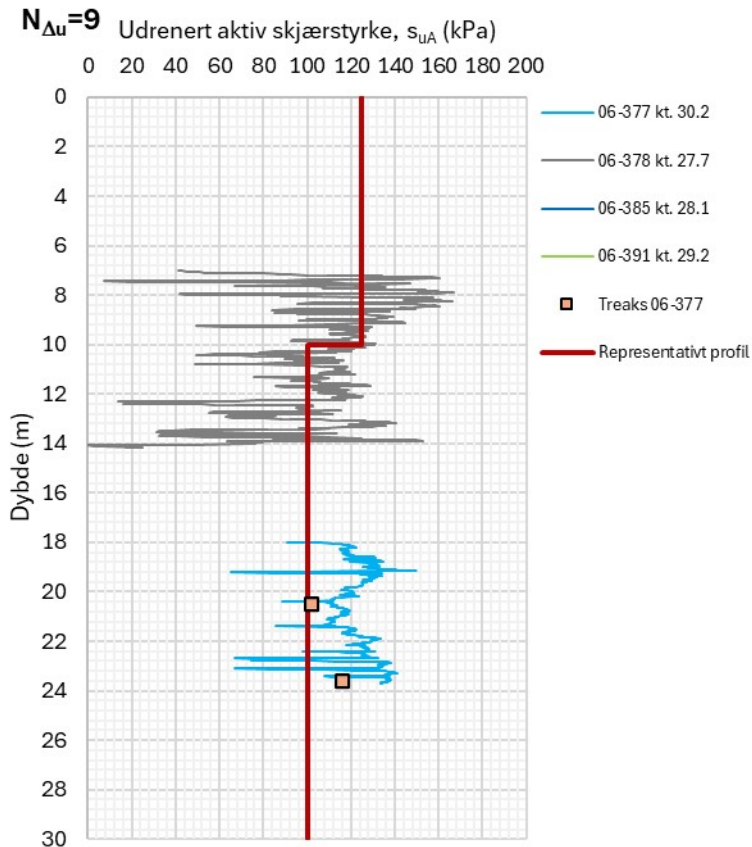
**Figur 5-10** Samleplott av CPTU tolket på spissmotstandsbasis med  $N_{kt} = 10$ . Nedre del av skråningen.



Figur 5-11 Samleplott av CPTU tolket på poretrykksbasis med  $N_{\Delta u} = 9$ . Nedre del av skråningen.



Figur 5-12 Samleplott av CPTU tolket på spissmotstandsbasis med  $N_{kt} = 10$ . Øvre del av skråningen.



**Figur 5-13 Samleplott av CPTU tolket på poretrykksbasis med  $N_{\Delta u} = 9$ . Øvre del av skråningen.**

Anisotropiforhold er ikke analysert i samme grad som aktiv skjærstyrke og heller ikke forventet å påvirke resultatene i veldig stor grad. Konservative erfaringsverdier fra publiserte «omforent anbefaling» i NIFS-rapport nr.14/2014 [26] er benyttet basert på en lav plastisitetsindeks ( $I_p < 10\%$ ) som følger:

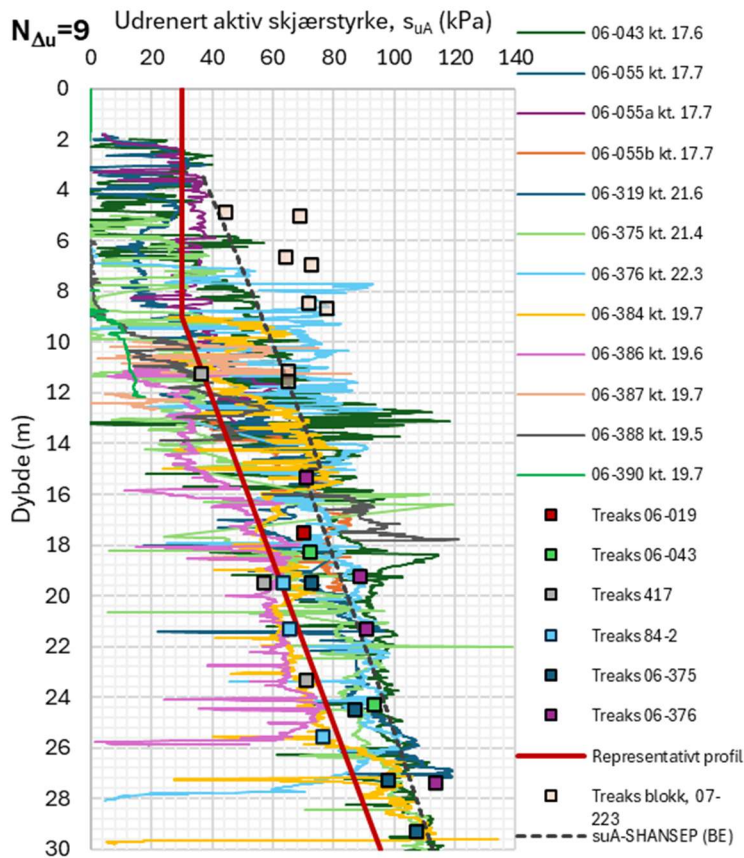
$$s_{uD}/s_{uA} = 0,63, s_{uP}/s_{uA} = 0,35$$

Det bemerkes at det i Kransen Sør også er benyttet gunstigere passivt styrkeforhold enn dette basert på blokkprøvene i Kransen Sør og et omfattende laboratorieprogram som ble utført der. Blant annet er det utført 22 DSS-forsøk. Til sammenligning benyttet NGI [23] følgende anisotropiforhold i Kransen Sør:

$$s_{uD}/s_{uA} = 0,62, s_{uP}/s_{uA} = 0,56$$

Sampleplott av aktuelle CPTU i nedre del av skråningen er sammenstilt sammen med resultater fra blokkprøvene i Kransen Sør samt et SHANSEP-profil i Kransen Nord i Figur 5-14. SHANSEP-profilet er plottet med normaliseringsforhold 0,28, spenningsekspont 0,65 og  $\sigma'_{vo}$  og  $p'_c$  som omtalt i 5.2. Merk at dette plotter en god del, ca. 20 kPa, over representativt profil. Dette indikerer sånn sett at det er en del prøveforstyrrelse i de utførte treaksialforsøkene på sylindrerprøver, og at styrken kan

være noe høyere enn antatt. Dette er også gjeldende for skjærstyrken oppe i skråningen.



**Figur 5-14 Samleplott av CPTU tolket på poretrykksbasis med  $N_{Au} = 9$ . Nedre del av skråningen. Inklusive resultater fra blokkprøver fra Kransen Sør samt SHANSEP-profil tolket i Kransen Nord.**

## 5.4 Drenerte styrkeparametere

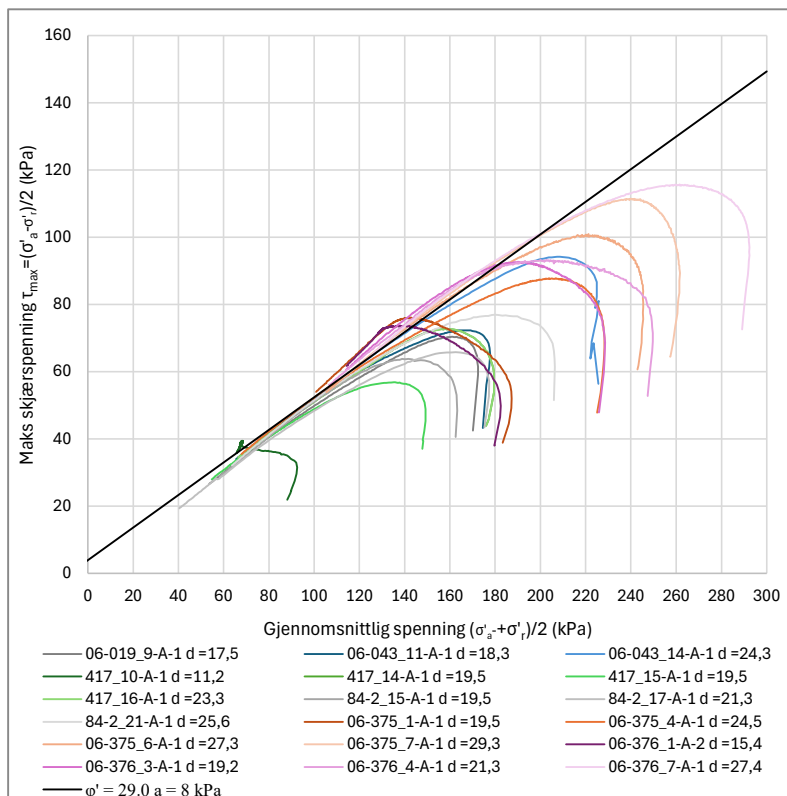
Drenerte styrkeparametere for leire/siltig leire og kvikkleire i området vest for byggene i Høyenaldgata er vist i samplottet for aktive udrenerte treaksialforsøk i Figur 5-15. Disse er i all hovedsak fra prøver med kvikk/ sensitiv leire. Det grunneste treaksialforsøket i 417 på 11,2 m dybde er imidlertid i leire, som indikerer noe høyere friksjonsvinkel. Tilsvarende plott for treaksialforsøk utført på de dype prøvene i borpunkt 06-377, oppe på platået, er vist i Figur 5-16. Disse viser tilnærmet lik oppførsel på effektivspenningsbasis. I Figur 5-17 er også resultater fra blokkprøver i borpunkt 07-223 fra Kransen Sør inkludert. Resultater fra blokkprøvene viser i størrelsesorden samme drenerte styrkeparametere, med en marginalt høyere friksjonsvinkel.

Representative drenerte styrkeparametere for materialene under byggene i Høyenaldgata 5-7 er valgt basert på erfaring, og en overordnet tolkning fra CPTU. For tørrskorpe og sprengstein er verdier basert på veiledende materialparametere fra

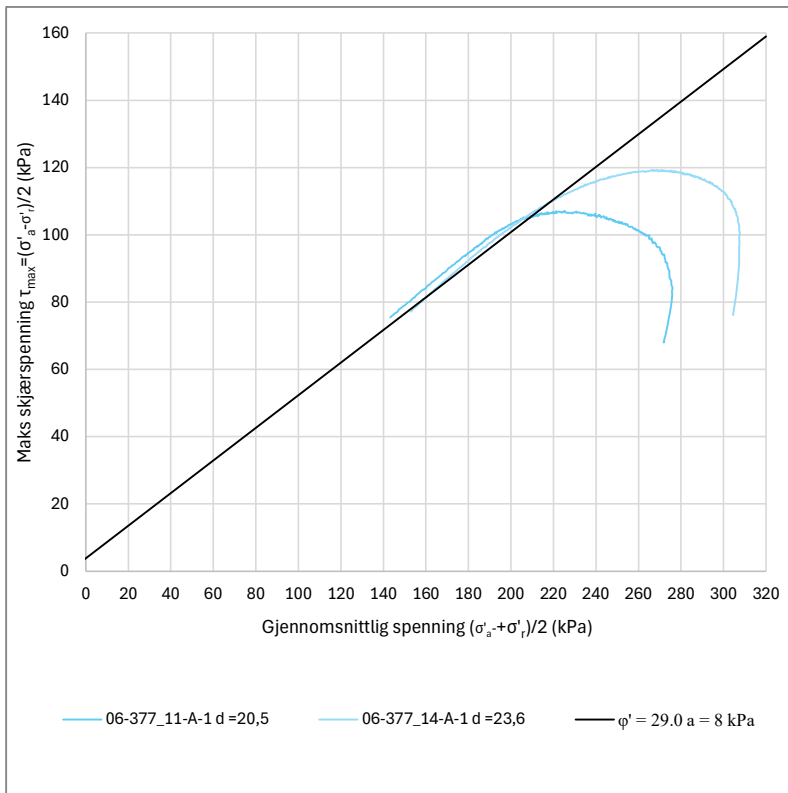
SSV håndbok V220 [27]. Representative  $a$ - $\phi'$  parametere for de ulike materialene er oppsummert i Tabell 5-1.

**Tabell 5-1 Representative drenerte styrkeparametere for de ulike materialene**

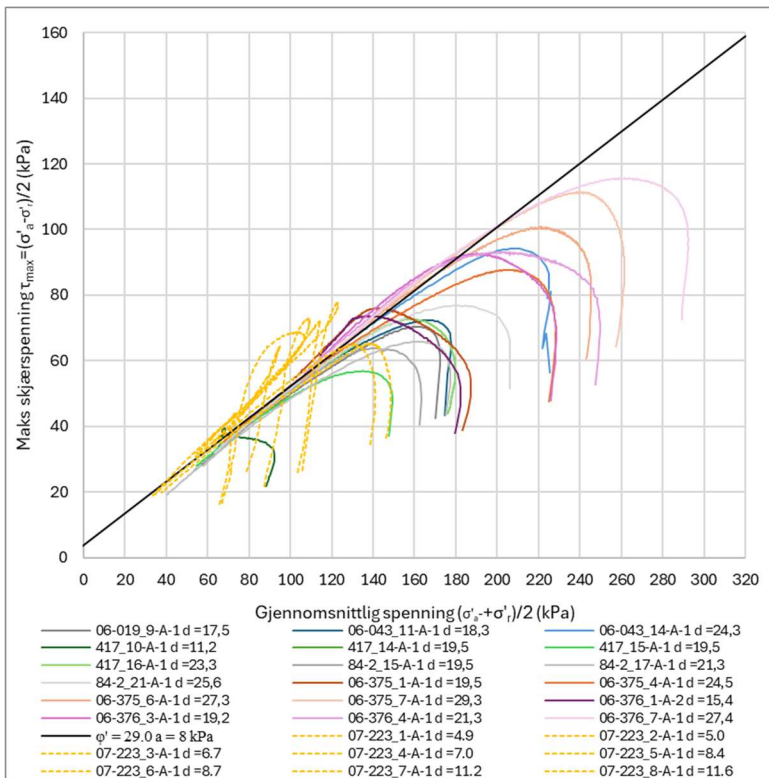
Materiale	Friksjonsvinkel, $\phi'$ (°)	Attraksjon, $a$ (kPa)
Leire/siltig leire	30	8
Kvikkleire	29	8
Leire/silt/sand/grus (under bygg) dybde 0 – ca. 8 m	40	12
Leire/silt/sand/grus (under bygg) dybde 8 m –ca. 14 m	34	8
Tørrskorpe	33	8
Sprengstein	40	1



**Figur 5-15 Samleplott av CAUa forsøk, spenningsstier og uttak av  $a$ - $\phi'$  parametere i aktuelt område vest for Høienhalldgata 5 til 9. d angir dybde under terreng. Tolket styrkeparametere  $\phi'=29^\circ$ ,  $a=8$  kPa.**



**Figur 5-16** Samleplott av CAUa forsøk, spenningsstier og uttak av  $a-\phi'$  parametere i aktuelt område øst for Høyenhaldgata 5 til 9. d angir dybde under terreng. Tolket styrkeparametere  $\phi'=29^\circ$ ,  $a=8$  kPa.



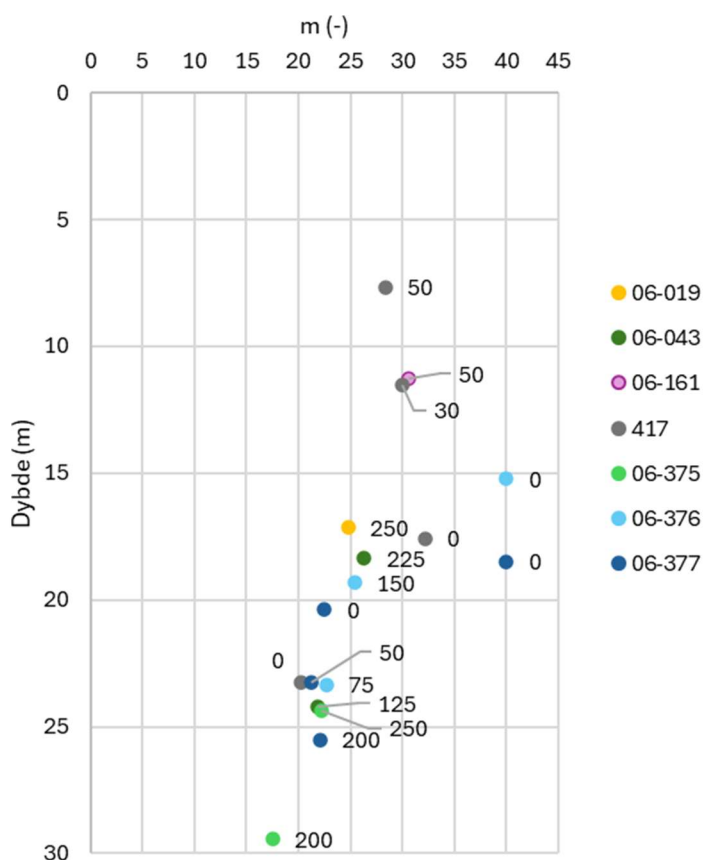
**Figur 5-17** Samleplott av CAUa forsøk, spenningsstier og uttak av  $a-\phi'$  parametere i aktuelt område vest for Høyenhaldgata 5 til 9. d angir dybde under terreng. Inkluderer også resultater fra blokkprøver (borpunkt 07-223) fra Kransen Sør.

## 5.5 Stivhetsparametere

Tolkning av stivhetsparametere fra ødometerforsøk er utført med tanke på en Janbu-modell med konstant modul i OC-område ( $M_{OC}$ ) og spenningsavhengig modultall ( $m$ ) over  $p'_c$ . Det er benyttet en referansespenning ( $\sigma'_r$ ) for skjæring med x-aksen i modulplott.

### Modul i normalt konsolidert spenningsområde

Figur 5-18 viser sammenstilling av  $m$  fra ødometerforsøk. Verdiene ved de ulike datapunktene viser tilhørende  $\sigma'_r$ . Generelt er det funnet et avtagende modultall som funksjon av dybden – noe som harmoniserer med erfaringsverdier og det økte vanninnholdet med dybden.



**Figur 5-18 Sammenstilling av modultall ( $m$ ) i NC-område. Verdiene ved de ulike datapunktene viser tilhørende  $\sigma'_r$ .**

### Modul i overkonsolidert spenningsområde

Når det gjelder  $M_{OC}$  er det generelt for dårlig prøve kvalitet på opptatte prøver til at en markant overkonsolidert modul kan tas ut med sikkerhet. Dette antas å skyldes de vanskelige grunnforholdene med tanke på sylindringprøvetaking og generelle prøveforstyrrelser med sylindringprøvetaking i sensitive leirer. Det er tatt opp blokkprøver i borpunkt 07-223 i Kransen Sør, ca. 300 m sørvest for det aktuelle

området, som viser en mer markant overkonsolidert modul. Det er i dette borpunktet tilbakeregnet fra netto spissmotstand fra CPTU og funnet følgende lokale korrelasjon:

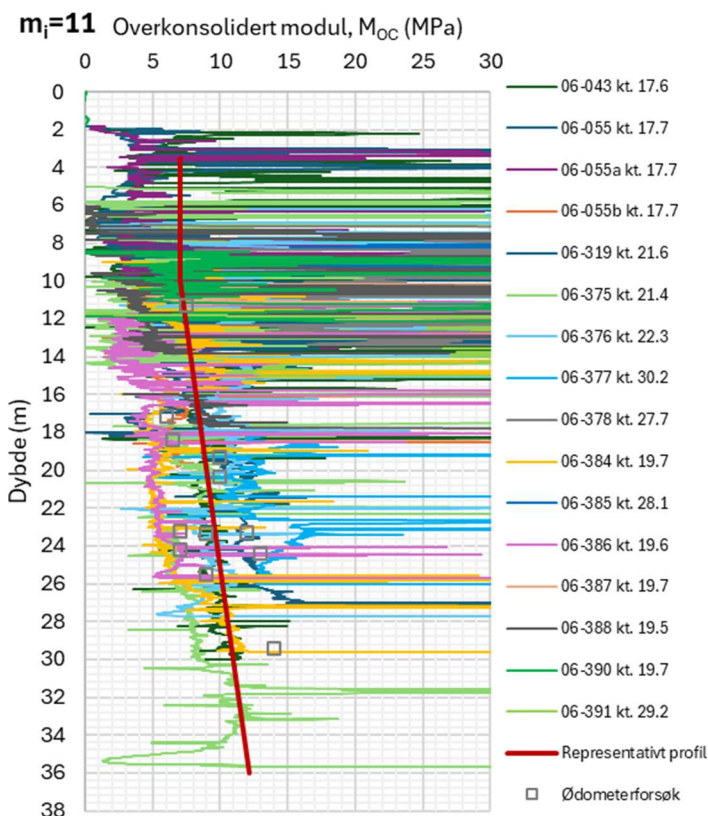
$$M_{OC} \approx 11q_n \quad (M_{OC} = 8 \text{ MPa og } q_n \approx 0.7 \text{ MPa})$$

Dette ligger innenfor erfaringsområdet, fra f.eks. Senneset m.fl. (1989) [24] med en faktor oppgitt i området 5-15. Med vanninnhold på denne prøven på 23,1% ligger det imidlertid en del under erfaringsverdier på blokkprøver fra Karlsrud (2010) [25].

Uttaket av denne lokale korrelasjonen kan således være noe konservativ. Tolkning av relevante CPTUer er samplottet på samme måte som for  $s_u$  i Figur 5-19. I dette plottet er indikativ tolkninger av  $M_{OC}$  fra ødometerforsøkene på sylinderprøvene også tatt inn. Her er det hensyntatt at prøvene er antatt forstyrret, og det er valgt å legge seg i øvre sjikt av antydningen til overkonsolidert modul som ofte kan ses. Merk at alle CPTUer og ødometerforsøk i det nærmeste området er inkludert, også undersøkelsene oppe på platået der det generelt er registrert fastere masser.

Uttaket av overkonsolidert modul har ikke eksplisitt hensyntatt nedbrytning av stivhet fra in-situ spenningsnivå når det lastes opp mot  $p'_c$ . Det er imidlertid valgt en noe forsiktig  $M_{OC}$  som anses noenlunde representativ i gjennomsnitt opp til  $p'_c$ .

Spesielt i øvre 10-15 m forventes en god del variasjon. Representativt profil i Figur 5-19 kan være tatt ut for lavt i leirlaget med mye innskutt grus (ned til ca. 14 m dybde).



Figur 5-19 Sammenstilling av modul i OC-område ( $M_{OC}$ )



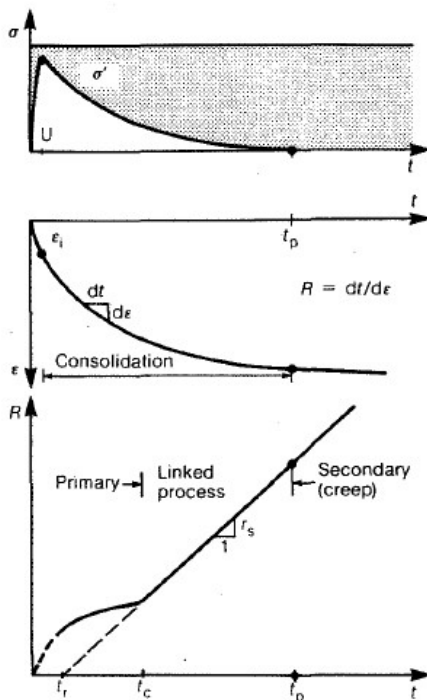
## Kryp motstand

Det er ikke utført krypforsøk på materiale fra Kransen Nord, men det er utført ett trinnvis ødometerforsøk med to krypteg i borpunkt 07-223 i Kransen Sør – der det ble utført blokkprøvetakning. Dette ble utført på kvikkleire med vanninnhold på ca. 23%.

Tidsmotstandstallet,  $r_s$ , er i Janbus teori benyttet til å regne de tidsavhengige krypteformasjonene. Kryptøyningene,  $\varepsilon_s$ , defineres som:

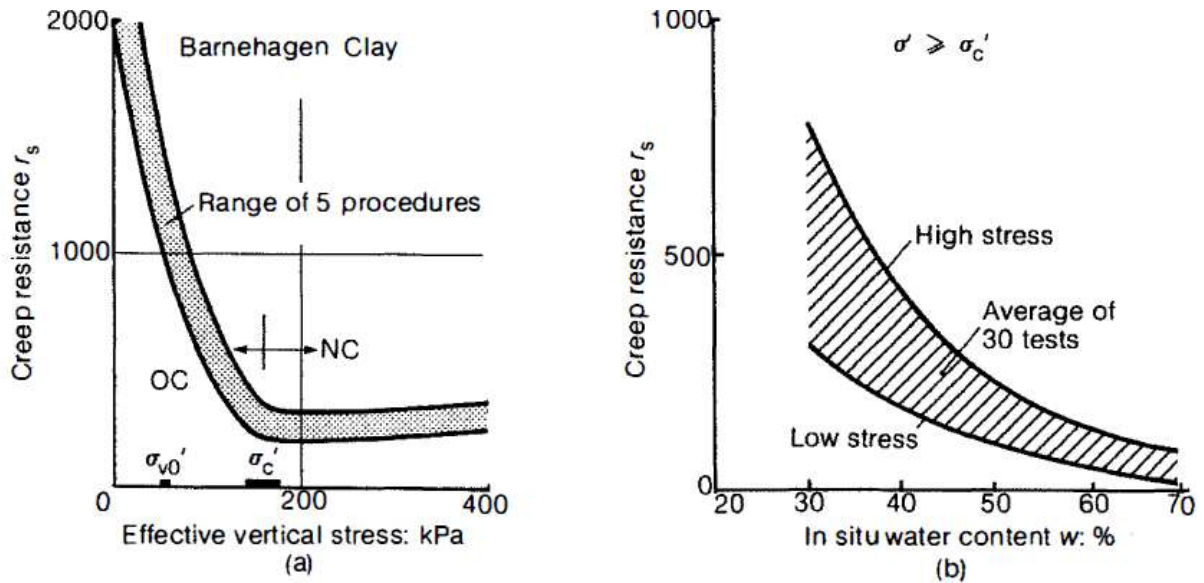
$$\varepsilon_s = \frac{1}{r_s} \ln \left( \frac{t - t_r}{t_c - t_r} \right)$$

Figur 5-20 viser hvordan en koblet konsolidering- og kryptprosess er beskrevet iht. Janbu (1985) [28]. Det er viktig at referansetiden samsvarer med ødometerforsøket man har utledet  $p'_c$  fra. Eksempel på spenningsavhengig tidsmotstandstall og avhengighet av vanninnhold er vist i Figur 5-21. Bemerk at i Kransen Nord så forventes størst kryptbidrag, med tid, i dybden der vanninnholdet er høyest (Figur 5-2) og OCR er lavest (Figur 5-7).



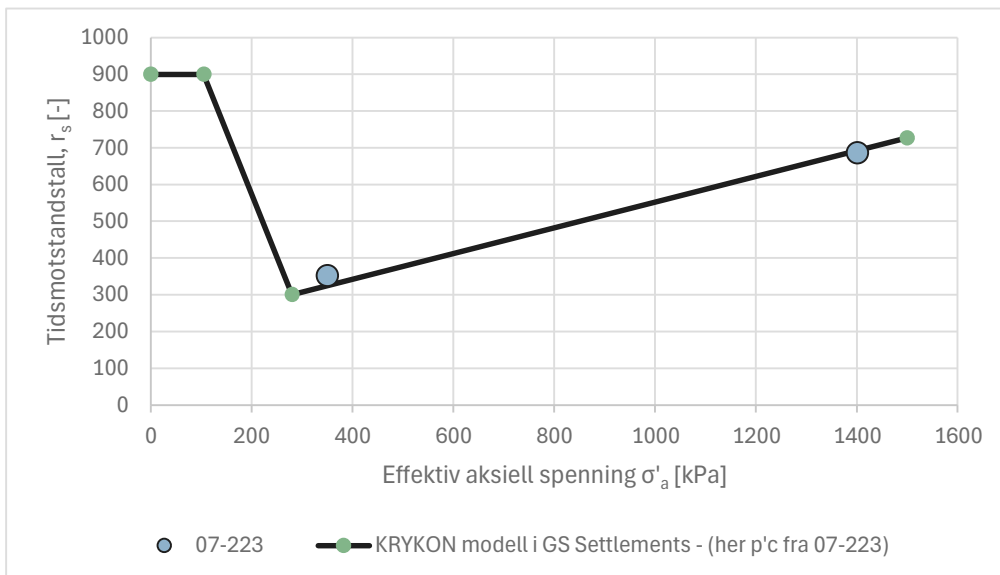
**Fig. 10. Definition of time resistance  $R$  and creep number  $r_s$  for a constant load step in an oedometer**

Figur 5-20 Definisjon av tidsmotstand ( $R$ ) og tidsmotstandstall ( $r_s$ ). Fra Janbu (1985) [28].



**Figur 5-21** Eksempel på tidsmotstandstall (a) og tidsmotstandstall over  $p'_c (= \sigma_c')$  med avhengighet av naturlig vanninnhold (b). Fra Janbu (1985) [28].

Tidsmotstandstallet er tatt ut fra det inkrementelle ødometerforsøket på blokkprøver i Kransen Sør. Det er utført krypteg på 350 og 1401 kPa på hhv. ca 7 og 14 døgn. Det er tatt ut gjennomsnittlig tidsmotstandstall mellom dag 7 og 1 / 14 og 1. Det andre krypteget er ikke korrigert for tøyninger fra det første steget. Begge stegene er utført over  $p'_c$  og det er laget en kurvetilpasning for å tilpasse KRYKON-modellen [29] i GS Settlements [34]. Dette er vist i Figur 5-22.  $R_c$ , tilhørende  $t_c$  i Figur 5-20, er bestemt til ca. 0,5 år. Merk at dette er et antatt mer kryptvillig materiale, på lavere in-situ spenningsnivå, enn for Kransen Nord.

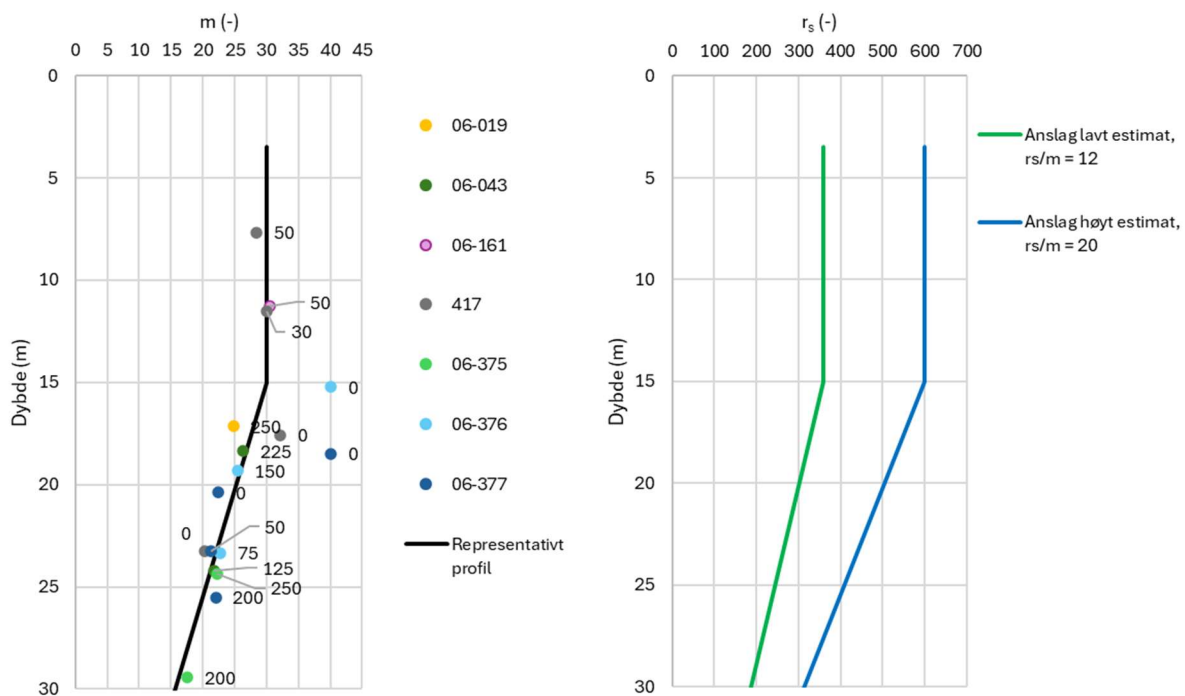


**Figur 5-22** Tolket/ antatt tidsmotstandstall som funksjon av effektivspenningsnivå fra borpunkt 07-223 i 6,55 m dybde. Data hentet fra Field Manager [16].

Tidsmotstandstallet ( $r_s$ ) er erfaringsvis korrelert med modultallet ( $m$ ) med et forholdstall  $r_s/m$  ofte i størrelsesorden 20. Degago (2016) [30] rapporterer  $r_s/m \approx 15-35$  for skandinaviske leirer. Dette tilsvarer den inverse av det ofte benyttede tallet  $C_a/C_c$  i internasjonal geoteknisk litteratur. Holtz & Kovacs (1981) [31] rapporterer f.eks.  $C_a/C_c = 0.05-0.07$  for postglasiale svenske leirer, tilsvarende  $r_s/m \approx 14-20$ . «Standard erfaringsverdi» på  $C_a/C_c = 0.05$ , dvs.  $r_s/m = 20$  benyttes mye internasjonalt. Med tolket  $r_s$  på 300 ved  $p'_c$  (Figur 5-22) er det beregnet et forholdstall på  $r_s/m \approx 16$  for det utførte ødometerforsøket på blokkprøver i Kransen Sør. For kryptrinnet som er utført over  $p'_c$  på 350 kPa er forholdstallet  $r_s/m \approx 18$ .

I og med at vanninnholdet øker med dybden (Figur 5-2) og modultallet avtar med dybden (Figur 5-18) forventes avtagende  $r_s$  med dybden. Figur 5-23 viser estimert tidsmotstandstall ved  $p'_c$  som funksjon av dybde. Merk at tidsmotstandstallet forventes å være høyere dersom det ikke lastes opp til  $p'_c$ , jf. Figur 5-21.

Gitt en motfylling med total høyde inntil 5-6 m, og tolket  $p'_c$ -profil som vist i Figur 5-5 forventes det at det primært er kvikkleira under ca. 15 m som bidrar til kryptformasjoner når poreovertrykket i dette laget dreneres betydelig ut.



**Figur 5-23** Estimert av tidsmotstandstall ved  $p'_c$  som funksjon av dybde. Antatt  $r_s/m = 12-20$  og tolket representativ profil for  $m$ .

### Kurvetilpasning

For å best mulig numerisk simulere deformasjoner kan det bli nødvendig å benytte seg av en kurvetilpasning av utførte ødometerforsøk med god prøve kvalitet. Når dette gjøres er det viktig at effekter av prøveforstyrrelse vurderes nøye.

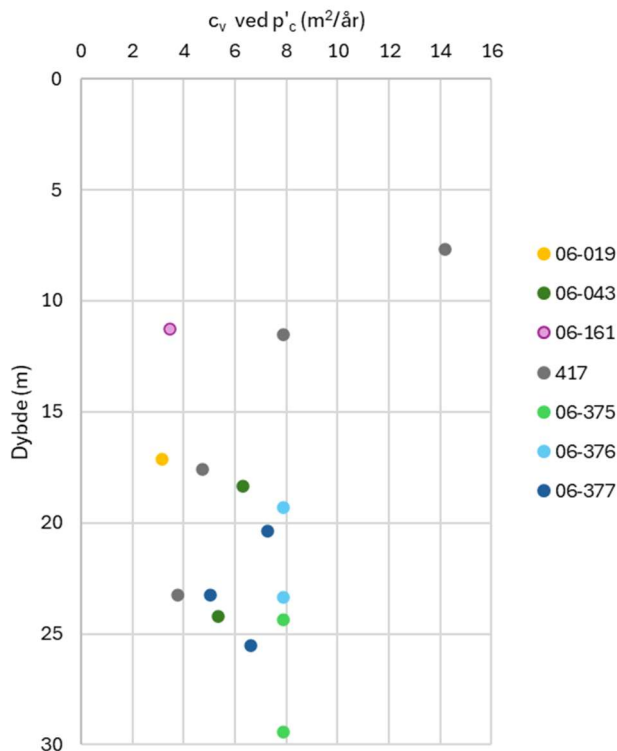
## 5.6 Konsolideringskoeffisient/ permeabilitet

Konsolideringskoeffisient og permeabilitet fra de relevante ødometerforsøkene er sammenstilt i henholdsvis Figur 5-24 og Figur 5-25. Disse verdiene er tatt ut ved  $p'_c$ . For belastning i overkonsolidert område viser ødometerforsøkene generelt raskere drenering enn ved  $p'_c$ . Over  $p'_c$  vises en svak økning i  $c_v$ /  $k_v$  med effektivspenning.

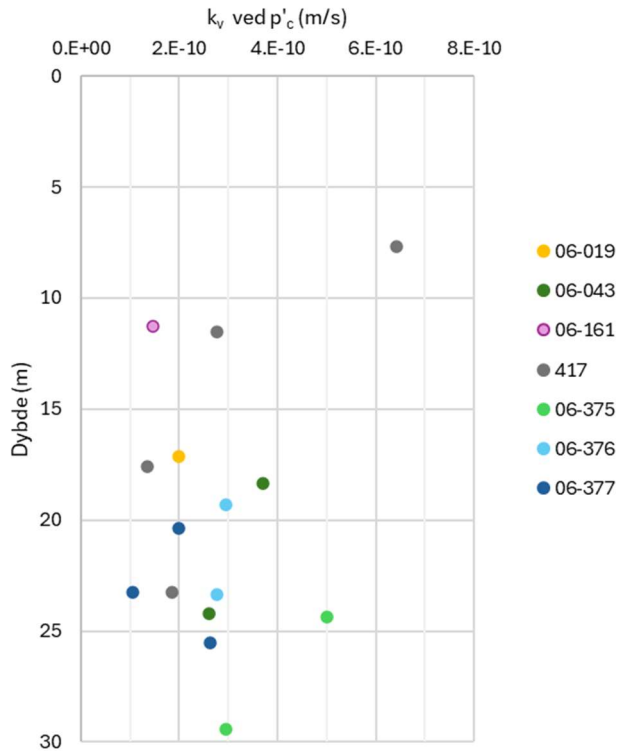
Empiriske korrelasjoner for permeabilitet som funksjon av leirinnhold og vanninnhold, etter Andersen & Schjetne (2013) [32], er vist i Figur 5-26. Både vanninnhold og leirinnhold er økende i dybden som vist i Figur 5-2 og Figur 5-4. Permeabiliteten forventes dermed å være lavest i det dypeste laget i kvikkleira. Her er det også mer homogen leire slik at innskutte grus- og sandlag i mindre grad forventes å påvirke dreneringsforholdene. Permeabiliteten vil for øvrig reduseres med økt aksial tøyning som demonstrert i CRS ødometerforsøk.

Det er utført permeabilitetstester i CRS-apparat i borpunkt 06-316 i 9,4 m dyp med vanninnhold på 9,5%. For spenningsnivåer fra 52 til 400 kPa er permeabiliteten målt til ca.  $7.6E-11$  til  $6.3E-11$  m/s. Dvs. noe lavere enn det som er sammenstilt i Figur 5-25.

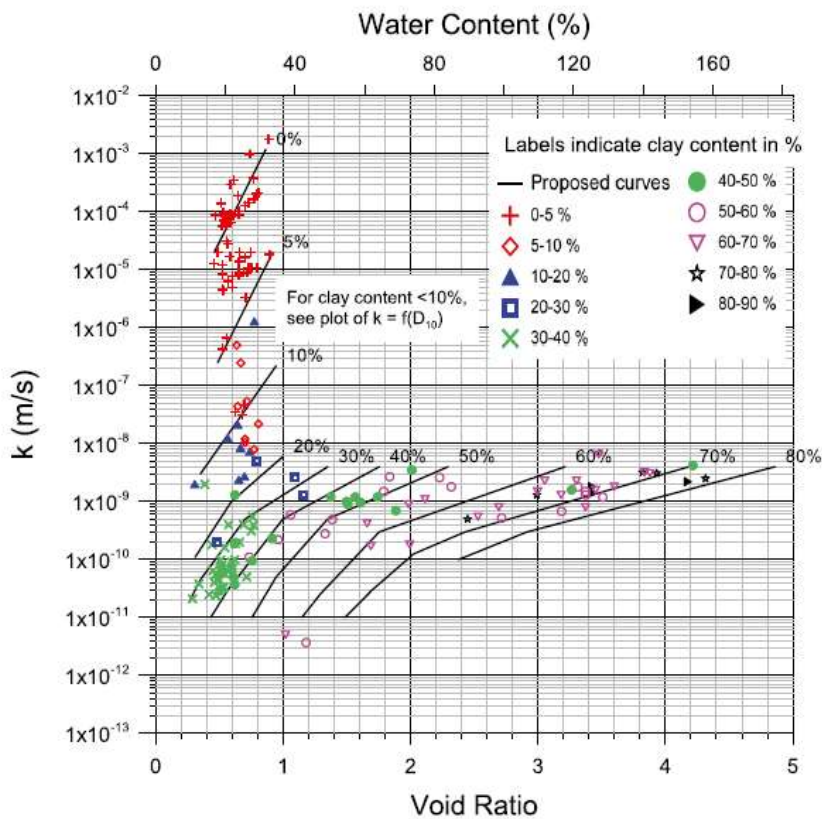
Horisontal drenering forventes å være høyere enn vertikal pga. sedimentasjonsforhold. Det er på generelt grunnlag stor usikkerhet i konsolideringskoeffisient og permeabilitet som input i analysene.



**Figur 5-24** Sammenstilling av vertikal konsolideringskoeffisient ( $c_v$ ) fra relevante ødometerforsøk. Merk at borhull 06-377 er høyere oppe i terrenget.



**Figur 5-25 Sammenstilling av vertikal permeabilitet ( $k_v$ ) fra relevante ødometerforsøk. Merk at borhull 06-377 er høyere oppe i terrenget.**

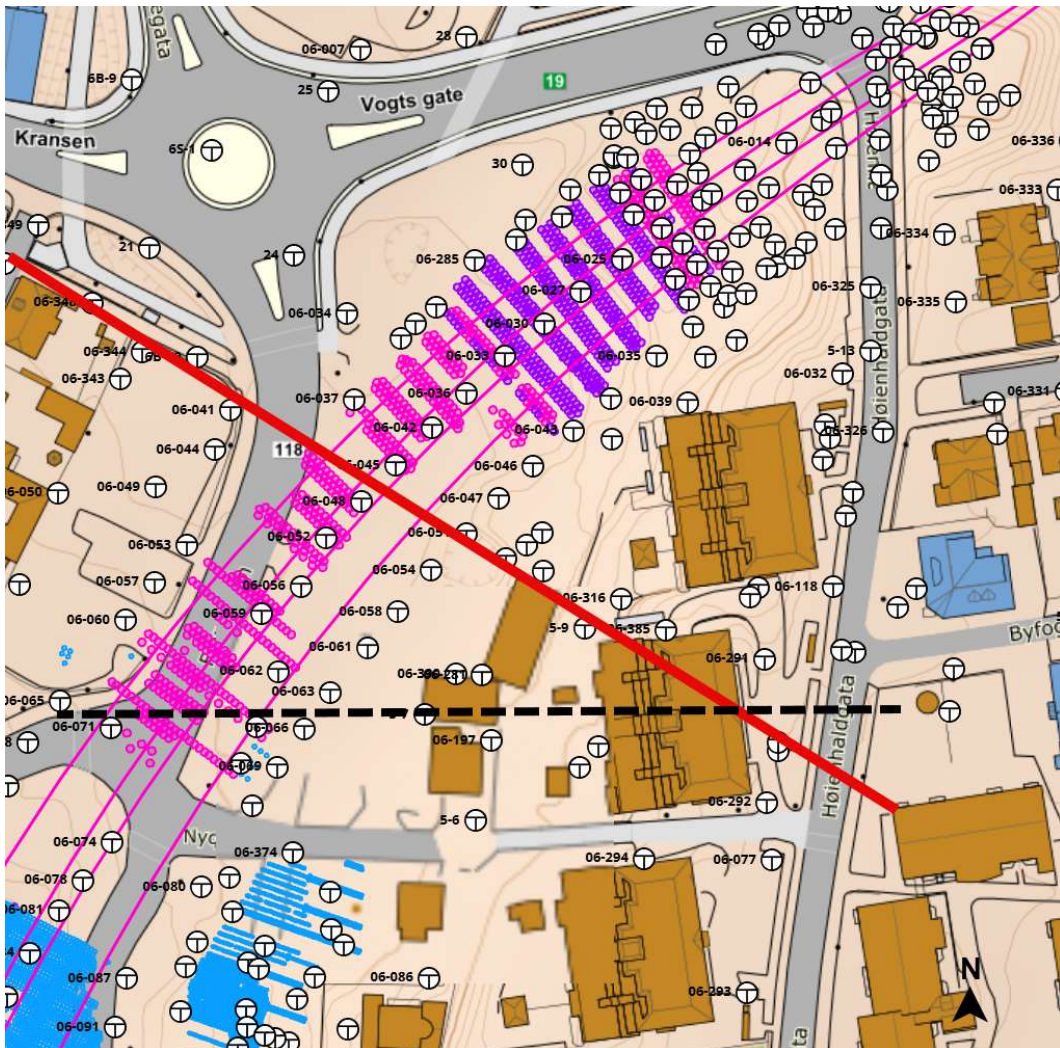


**Figur 5-26 Empiriske korrelasjoner av permeabilitet som funksjon av leirinnhold og vanninnhold etter Andersen & Schjetne (2013) [32]**

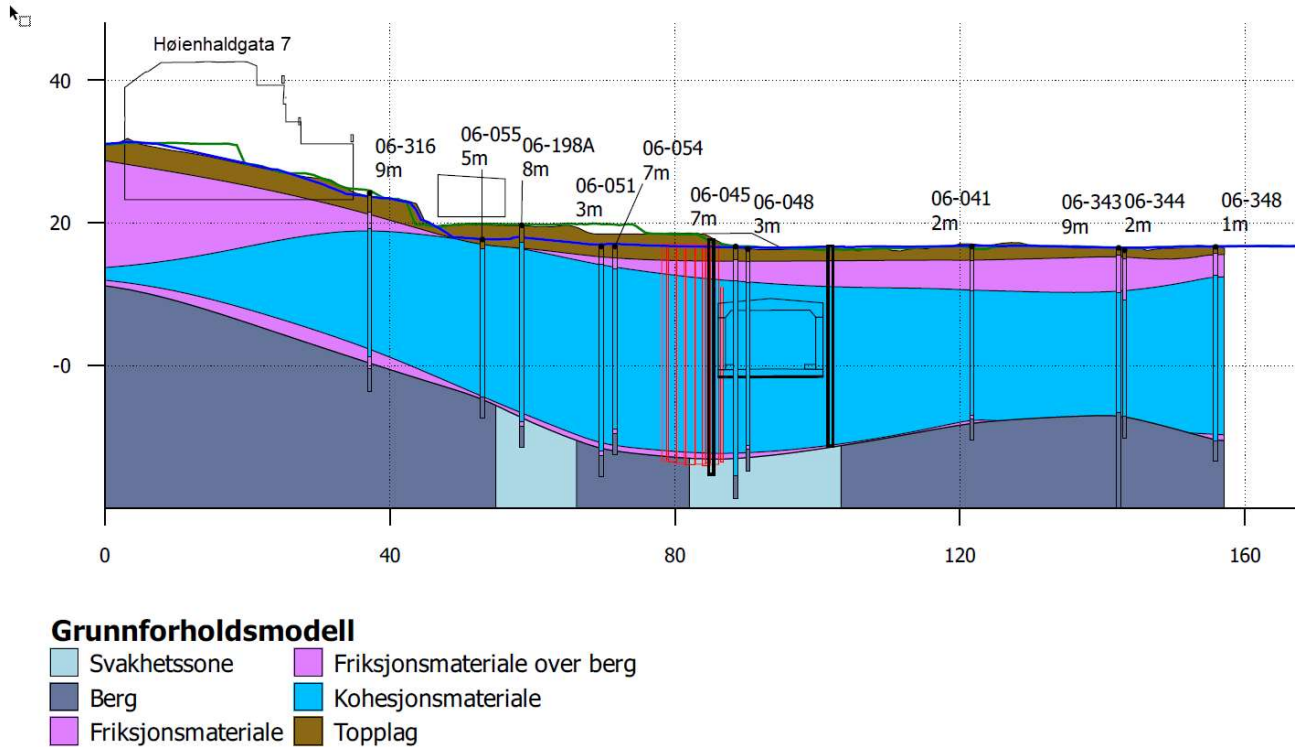
## 6 ANALYSER

### 6.1 Kritisk snitt

I den uavhengige kontrollen er kritisk snitt skjønnsmessig vurdert ut fra de målte deformasjonene, terrengtopografi, grunnforhold, laster fra bygg samt utførte jetpeler i området. Det er i første omgang regnet på ett antatt kritisk snitt, vist med rød linje i Figur 6-1, med lagdeling som vist Figur 6-2. Det er planlagt å analysere et alternativt snitt, ca. plassering vist i svart stiplet linje, som planlegges inkludert i en senere revisjon av rapporten.



Figur 6-1 Utklipp fra Field Manager med antatt kritisk snitt i rødt. Ca. plassering av alternativt snitt som anbefales inkludert i senere revisjon vist i svart.



Figur 6-2 Kritisk snitt hentet fra grunnforholdsmodell [20]

## 6.2 Laster

Laster fra bygget er mottatt fra prosjekterende [10]. En uavhengig vurdering er utført av RIB i Multiconsult og fordeling av lastene er justert noe. Våre overslagsberegninger viser at størrelsesorden på summen av lastene som er brukt/oppgitt fra prosjekterende er riktig, med ca. 5% differanse. Laster benyttet basert på vår lastnedregning er vist i Tabell 6-1.

I tillegg er det satt på en dimensjonerende trafikklast i stabilitetsberegningene i bakkant av bygget (på parkeringsplassen) på 19,5 kPa.

Tabell 6-1 Laster fra Høienhaldgata 7 og 9. Laster benyttet i beregninger markert med fet.

Bygg	Egenlast (kN)	Nyttelast (kN)	Snø (kN)	Bunnplate (kPa)	Areal (m <sup>2</sup> )	q <sub>kar</sub> (kPa)	q <sub>1</sub> (kPa)	q <sub>2</sub> (kPa)
HH5-7 Øvre	-18491	-3313	-1216	-7.0	589	<b>-44.1</b>	-57.6	<b>-60.0</b>
HH5-7 Nedre	-8450	-1991	-714	-7.0	323	<b>-39.4</b>	-52.4	<b>-53.6</b>
HH9 Øvre	-18336	-3294	-1480	-7.0	583	-44.1	-58.5	-60.6
HH9 Nedre	-7207	-1892	-744	-7.0	310	-36.4	-49.1	-49.8

### 6.3 Modell

Beregningsmodellen i plaxis 2D er vist i Figur 6-3, som er basert på grunnforholdsmodell etablert av Multiconsult ved tidligere kontrollarbeid. Det er modellert med ca. 12000 elementer og mindre elementstørrelse ved kritiske glidesirkler.

Nedre del av kohesjonsmaterialet er ansett som kvikkleire. Massene under byggene i øvre del av skråningen er modellert både som friksjonsmateriale og udrenert materiale, da prøver viser at det hovedsakelig er leire med innslag av stein/sand og grus. Det er dermed knyttet noe usikkerhet i om det vil oppføre seg drenert eller udrenert. Det er dermed gjort beregninger av sikkerhetsfaktor både med udrenert NGI-ADP og drenert hardening soil materialmodell i dette materialet. Jetpelene er modellert med materialmodellen «concrete», og det er lagt til grunn en forsiktig gjennomsnittlig trykkstyrke på 200 kPa i området. Generelt viser resultatene at dette er tilstrekkelig for å tvinge kritisk bruddflate opp foran jetpelene.

Generelt er elementmetodemodellen bygd for å representere grunnforholdene som er avdekket gjennom de utførte felt- og laboratorieundersøkelsene, samtidig som den skal gjenspeile faktiske innmålinger fra helningskanaler og setningsmålinger. Det er av denne grunn forsøkt å legge seg på mest mulig realistiske verdier, spesielt for deformasjonsanalysene.

Initial fase er kjørt med «gravity loading» og effektivspenningsmaterialer for hele modellen. For leiren brukes materialmodellen soft soil creep (SSC), da den også skal bli brukt for deformasjonsanalysene, mens for tørrskorpen og blandingsmaterialet (Leire/silt/sand/grus) under Høienhaldsgate 7 brukes hardening soil. Materialparameterene for effektivspenningsmaterialene er oppsummert i

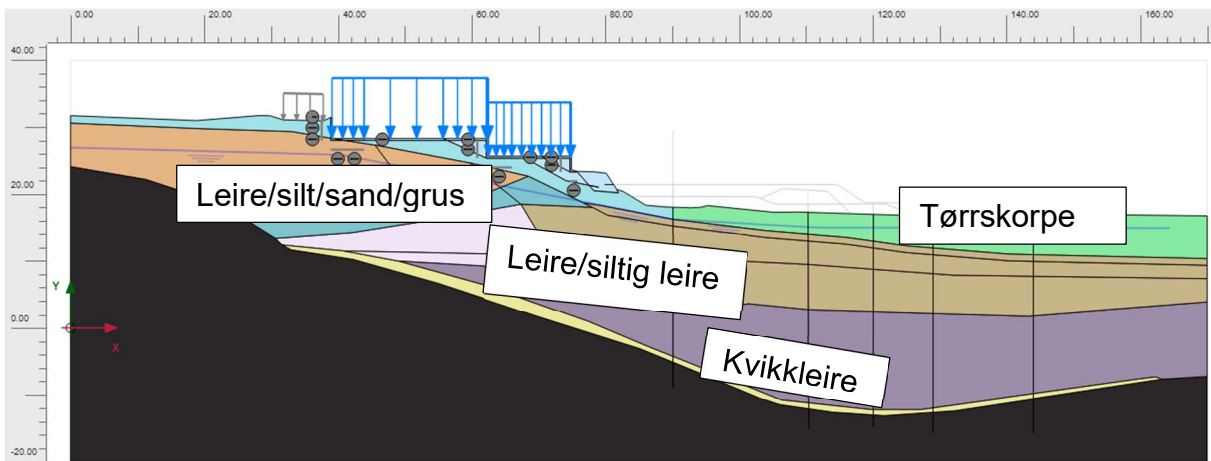


Tabell 6-2 og Tabell 6-3. Permeabilitet er tilpasset ut fra faktiske innmålinger og er antatt å drenere 10 ganger raskere horisontalt enn vertikalt. Det bemerkes at permeabiliteten er usikker.

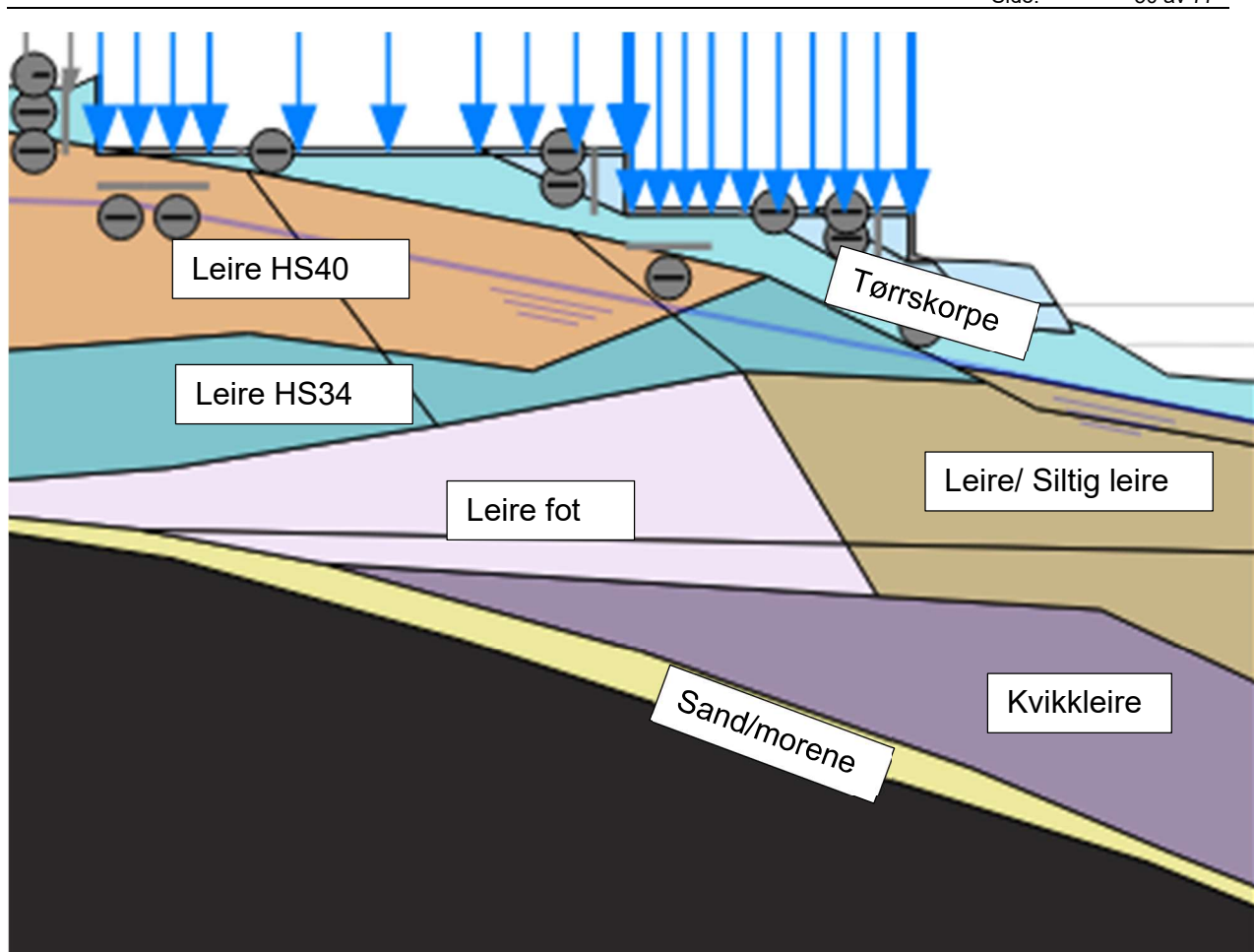
I SSC-modellene er det valgt en litt høyere stivhet enn det som er målt i ødometerforsøkene da de tar hensyn til kryp, og det forventes at evt. blokkprøver ville gitt en noe høyere stivhet. Det er også valgt høyere  $K_0^{NC}$  i kvikkleira og i den siltige leira da de ligger i bunn av en skråning (Ref Tabell 3.5.4.1—1 i HB V220 [27]).

De udrenerte materialene er modellert med materialmodellen NGI-ADP-S, som fungerer som vanlige NGI-ADP, men styrkene estimeres basert på en SHANSEP formulering og effektivspenningene i fasen det endres fra. Oppnådd styrkeprofil må således kontrolleres mot ønsket styrkeprofil. Beregnende styrker og profil er vist i Figur 6-6 og Figur 6-7. Generelt kan man se at det naturlig er noe høyere styrke nærmere skråningen, da det er høyere effektivspenninger der. Dette underbygges også av CPTU sonderingene hvis man skiller på avstand fra skråningskanten. I bakkant av Høienhaldgata 7 er det vesentlig fastere masser. Hvordan overgangen ser ut er noe usikkert da det ikke er gjort CPTU sonderinger i skråningen og nedre del av Høienhaldgata 7, men det er antatt en overgang som vist på Figur 6-6. Som vil si noe høyere SHANSEP parametere i skråningsfoten i forhold til på flaten, mens det i bakkant av bygget er vesentlig høyere styrker. Input parameterne til NGI-ADP-S er presentert i Tabell 6-4, og plasseringer av materialene er vist på Figur 6-5.

Motfyllingen er basert på prosjekterendes 3D-modell av fyllingen [4] med fylling opp til maksimalt kote +21,4. Denne motfyllingen er lagt på i ett beregningssteg i vår modell. Dette er oppgitt full høyde av del 1 og del 2 i nordre del av den prosjekterte motfyllingen.



Figur 6-3 Plaxis 2D modell



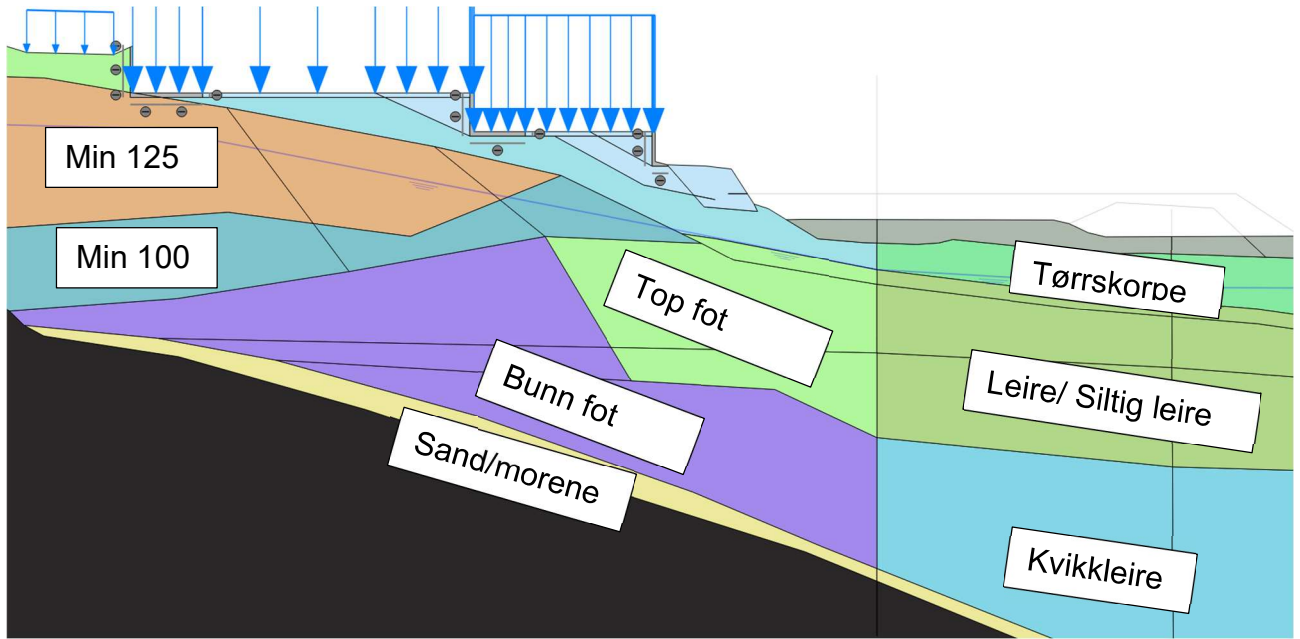
Figur 6-4 Effektivspenningsmaterialer i plaxis modellen

**Tabell 6-2 Materialparametere for Hardening soil**

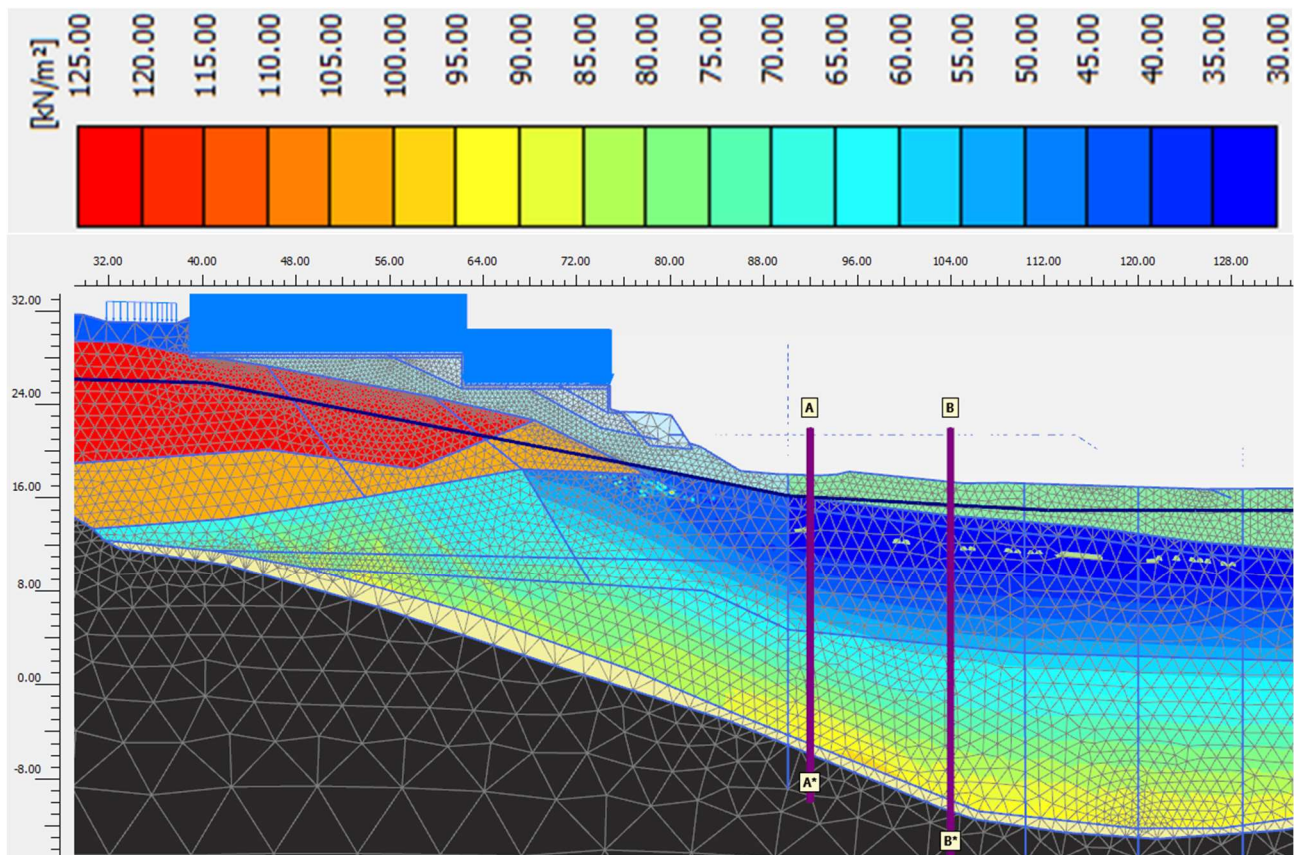
Parameter	Leire HS 40	Leire HS 34	Tørr-skorpe	Tørr-skorpe 2	Sand	Sprengstein
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	22	21	20	20	21	19
$E_{50}^{ref}=E_{oed}^{ref}$ (kPa)	40000	10000	5000	15000	50000	20000
$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	120000	60000	1500	45000	150000	60000
Power, m (-)	1,0	1,0	0,75	0,75	0,50	0,30
$c'_{ref}$ (kPa)	10	5	1	5	0,5	1
$\phi$ (grader)	40	34	30	36	38	40
$\psi$ (grader)	5	0	0	0	0	0
$K_0^{nc}$ (-)	0,50	0,60	0,6	0,6	0,38	0,36
$k_x$ (m/dag)	8,64E-5	8,64E-5	0,1	0,1	0,1	1,0
$k_y$ (m/dag)	8,64E-6	8,64E-6	0,1	0,1	0,1	1,0
POP (kPa)	500	200	30	100		0

**Tabell 6-3 Materialparametere for Soft-Soil Creep modellen i plaxis**

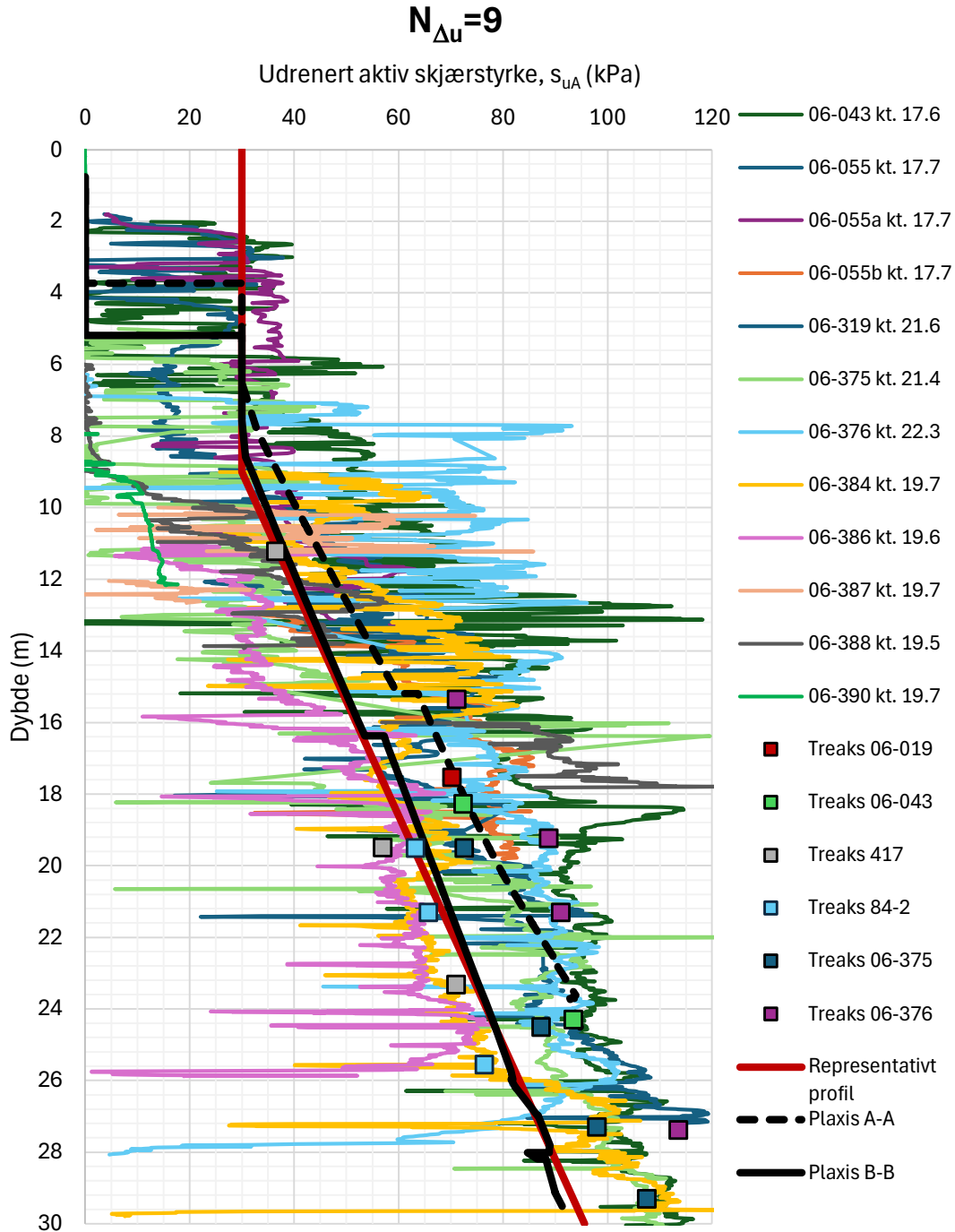
Parameter	Leire/ Siltig leire	Leire fot	Kvikkleire
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	22	20	20
$\lambda$ (-)	0,0285714	0,0285714	0,03125
$\kappa$ (-)	2.85714E-3	2.85714E-3	3,12500E-3
$\mu$ (-)	0,900000E-3	0,500000E-3	2,0000E-3
$c'_{ref}$ (kPa)	4	4	4
$\phi$ (grader)	30	30	29
$\psi$ (grader)	0	0	0
$K_0^{nc}$ (-)	0,70	0,70	0,875
$k_x$ (m/dag)	0,432E-3	0,432E-3	0,1300E-3
$k_y$ (m/dag)	0,0864E-3	0,0864E-3	0,0259E-3
POP (kPa)	100	60	60



Figur 6-5 Totalspenningsmaterialer i plaxis modellen



Figur 6-6 Beregnet styrkeprofil i Plaxis 2D modell, med tatt ut snitt A-A og B-B (tilsvarende ca 6 og 18 m fra skråningskant)



Figur 6-7 Styrkeprofil fra plaxis i snitt A-A og B-B og tolkede CPTU profiler

**Tabell 6-4 Materialparametere for NGI-ADP-S modellen i plaxis**

Parameter	Leire/ Siltig leire	Top fot	Bunn fot	Min 125	Min 100	Kvikkleire
$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	22	22	21	23	23	20
$G/s_u^A$ (-)	1500	1500	1500	700	700	1500
$\gamma_f^C$ (%)	0,5	0,5	0,5	0,8	0,8	0,5
$\gamma_f^E$ (%)	2,0	2,0	2,0	2,4	2,4	2,0
$\gamma_f^{DSS}$ (%)	1,0	1,0	1,0	1,6	1,6	1,0
$s_u^P/s_u^A$ (-)	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
$s_u^{DSS}/s_u^A$ (-)	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
$\tau_0/s_u^A$ (-)	0,55	0,8	0,8	0,7	0,7	0,55
alpha (-)	0,233	0,24	0,24	0,25	0,25	0,243
power (-)	0,65	0,7	0,65	0,65	0,65	0,70
$s_{u,min}$ (kPa)	30	40	60	125	100	50

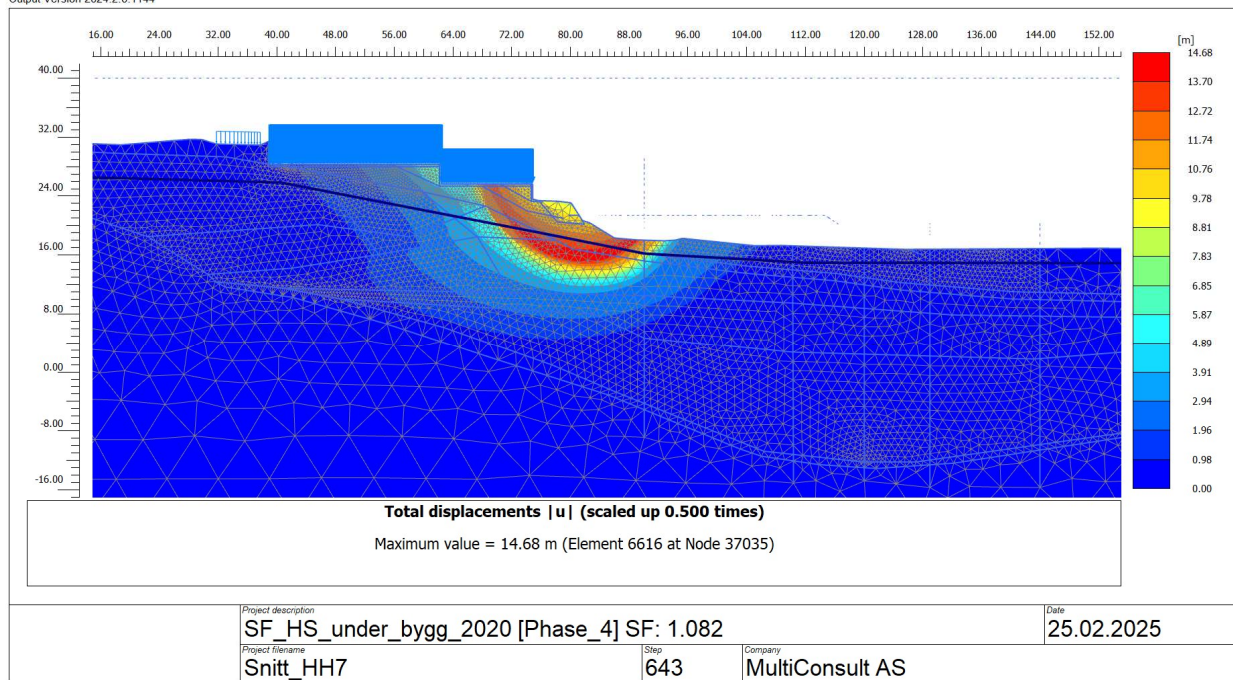
## 6.4 Stabilitetsanalyser

Beregnete sikkerhetsfaktorer er oppsummert i Tabell 6-5, sammen med %-vis forbedring fra 2020 nivå. Det påpekes at grunne glideflater fra nedre del av Høyenhaldgata 7 er «fjernet» ved å legge inn noe økt styrke lokalt i modellen. Bruddformene er vist på Figur 6-8 til Figur 6-11. Generelt er det god samsvar mellom beregningen med Hardening Soil og ADP under bygget, men beregningen med hardening soil viser at det muligens kan være noen grunne glideflater som potensielt kan være kritiske. Det er samtidig større usikkerhet for disse sirklene, da det ikke er gjort sonderinger for å bestemme styrkeprofil i det området. Ellers viser beregningene at det er god effekt ved å legge ut motfylling på den udrenerte sikkerhetsfaktoren (korttid). Og at avlastning på toppen av skrånningen gir størst effekt på sikkerhetsfaktoren.

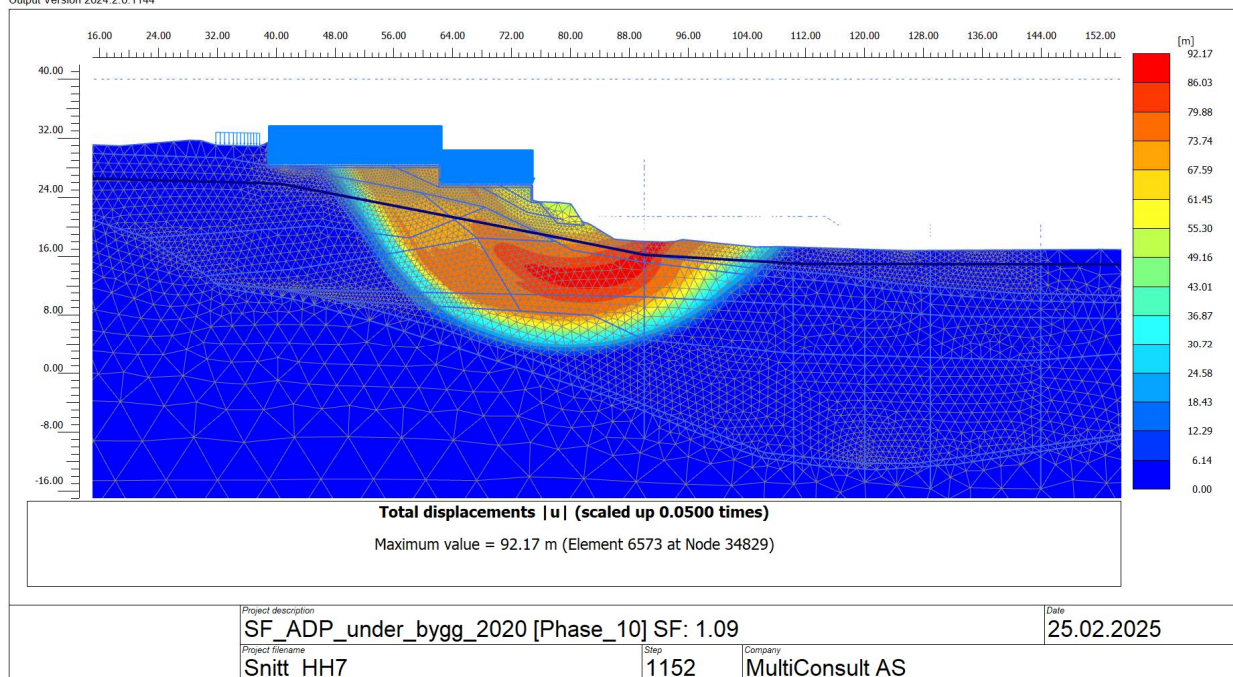
**Tabell 6-5 Beregnede sikkerhetsfaktor og %-vis forbedring fra 2020**

Fase	ADP under bygg	HS under bygg	% vis forbedring	
Start 2020	1.09	1.08		
Motfylling 2022 (dagen sit.)	1.22	1.22	12 %	13 %
Motfylling 2025	1.42	1.44	30 %	33 %
Fjerne last + motfylling 2022	1.53	1.69	40 %	56 %

Output Version 2024.2.0.1144

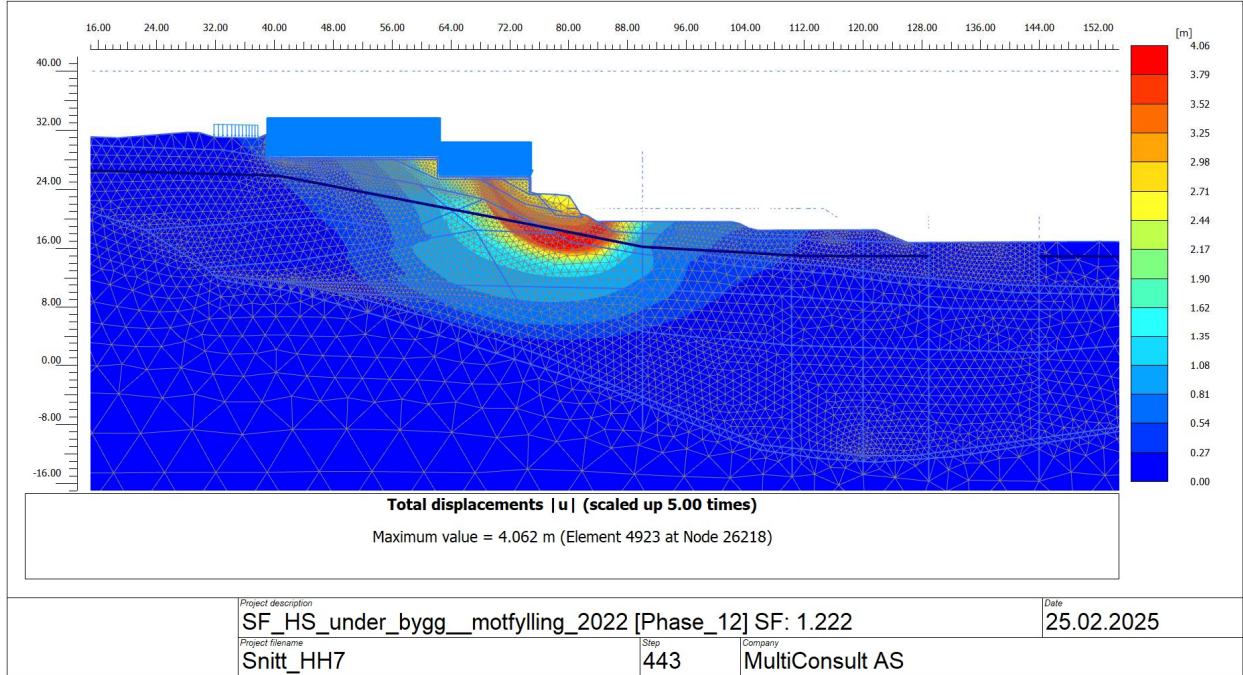


Output Version 2024.2.0.1144

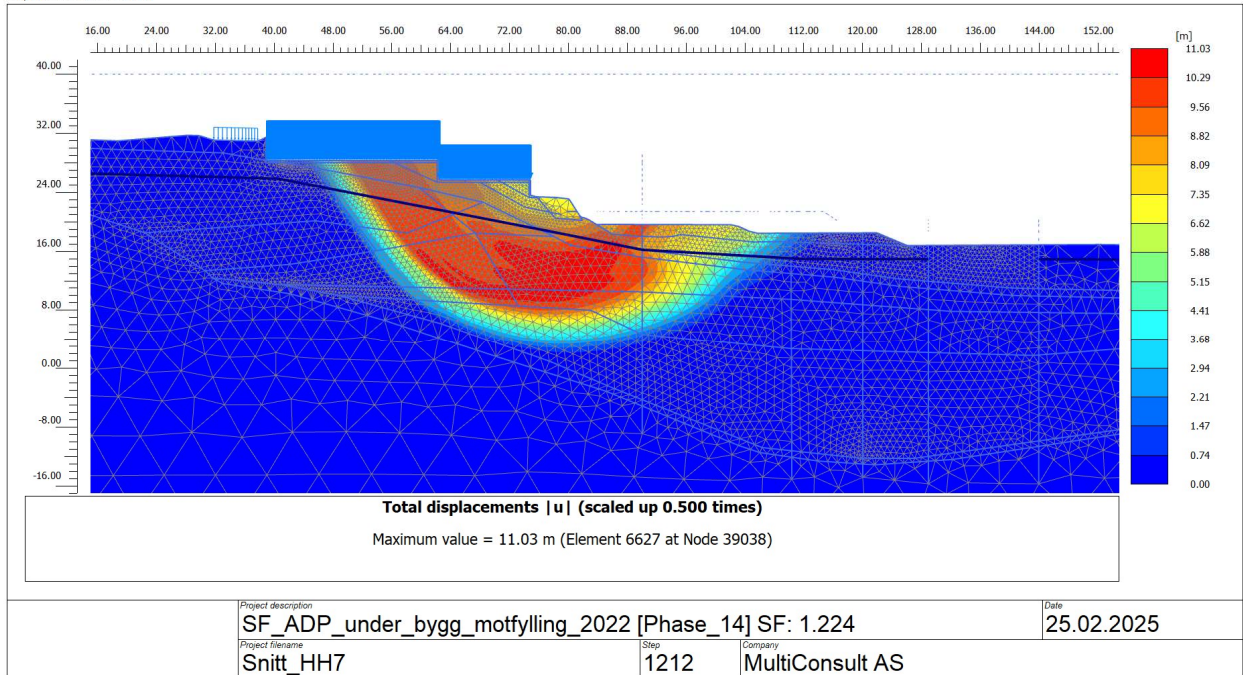


**Figur 6-8 Bruddform 2020. Øvre HS under bygg. Nedre ADP under bygg.**

Output Version 2024.2.0.1144



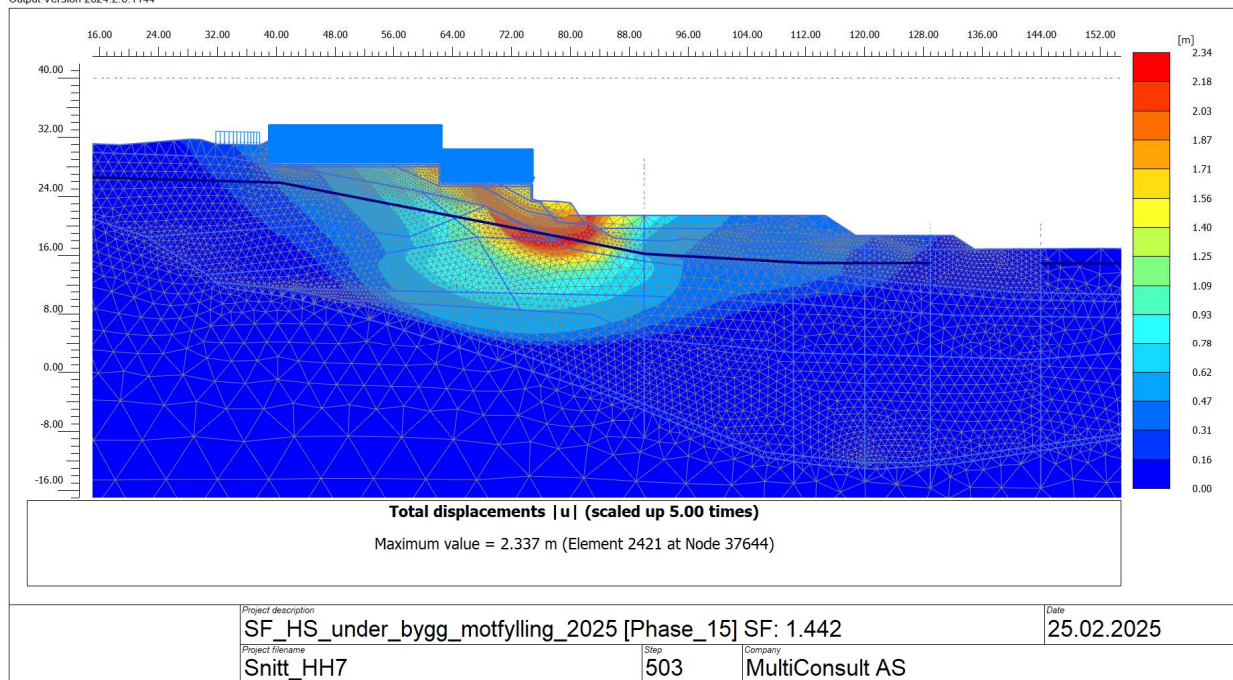
Output Version 2024.2.0.1144



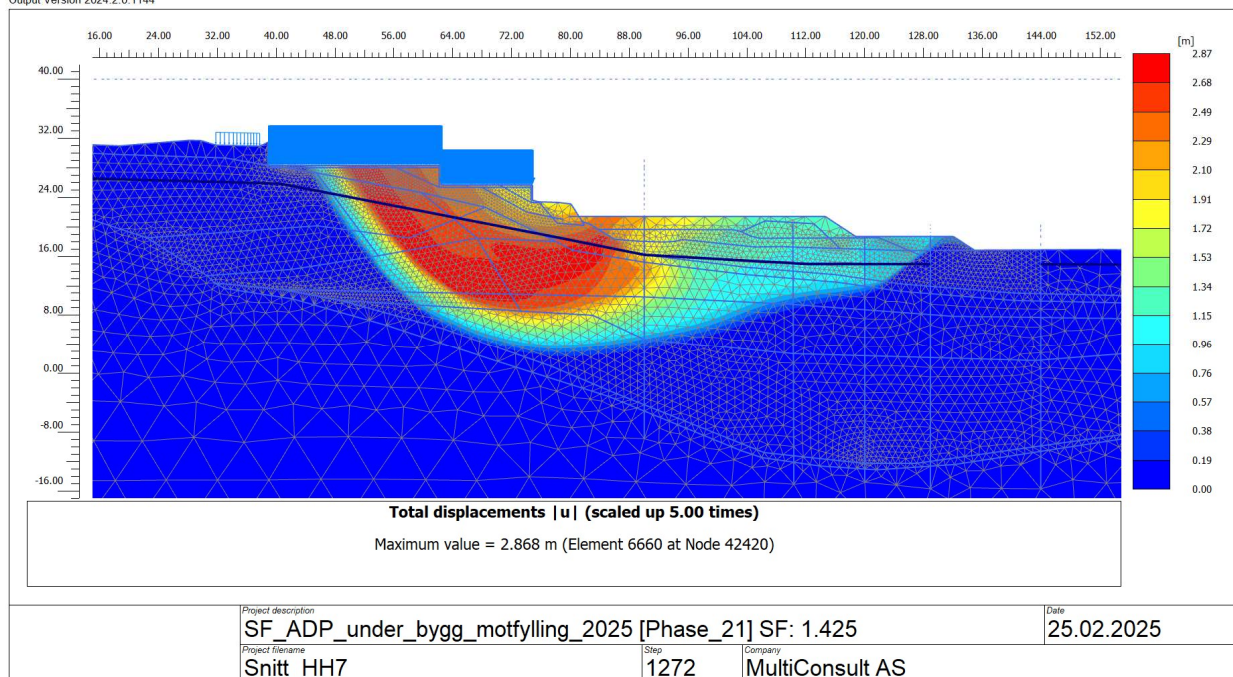
**Figur 6-9 Bruddform etter motfylling 2022. Øvre HS under bygg. Nedre ADP under bygg.**



Output Version 2024.2.0.1144

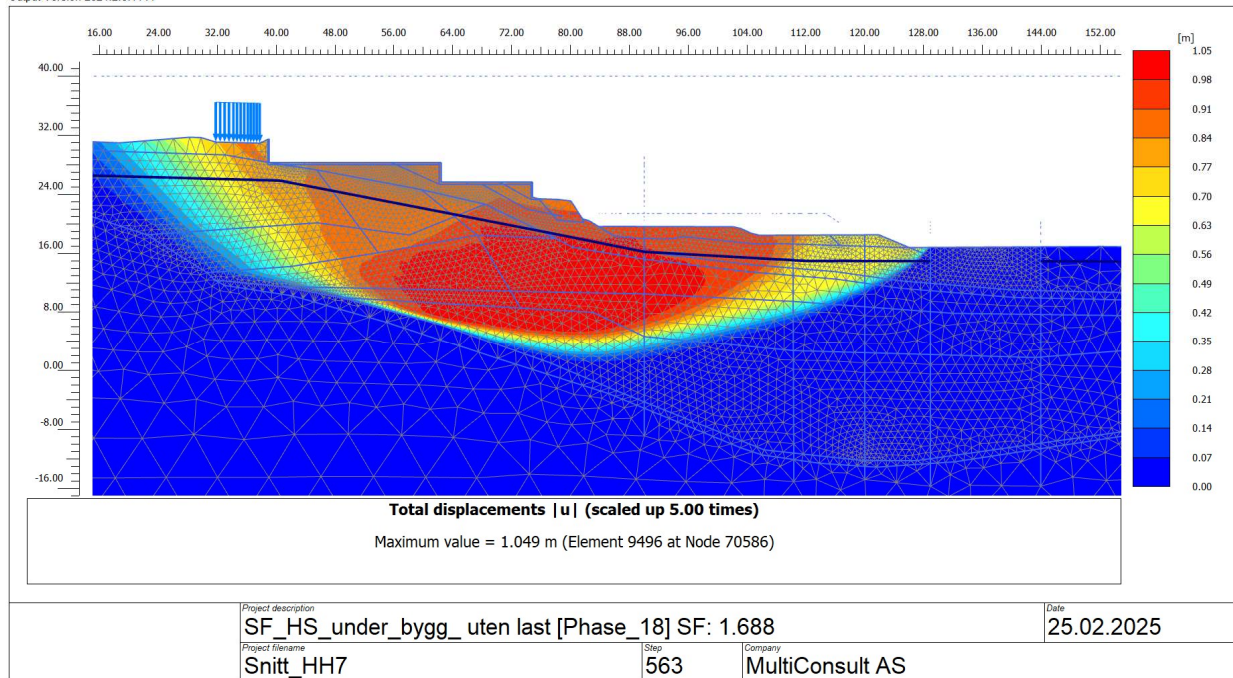


Output Version 2024.2.0.1144

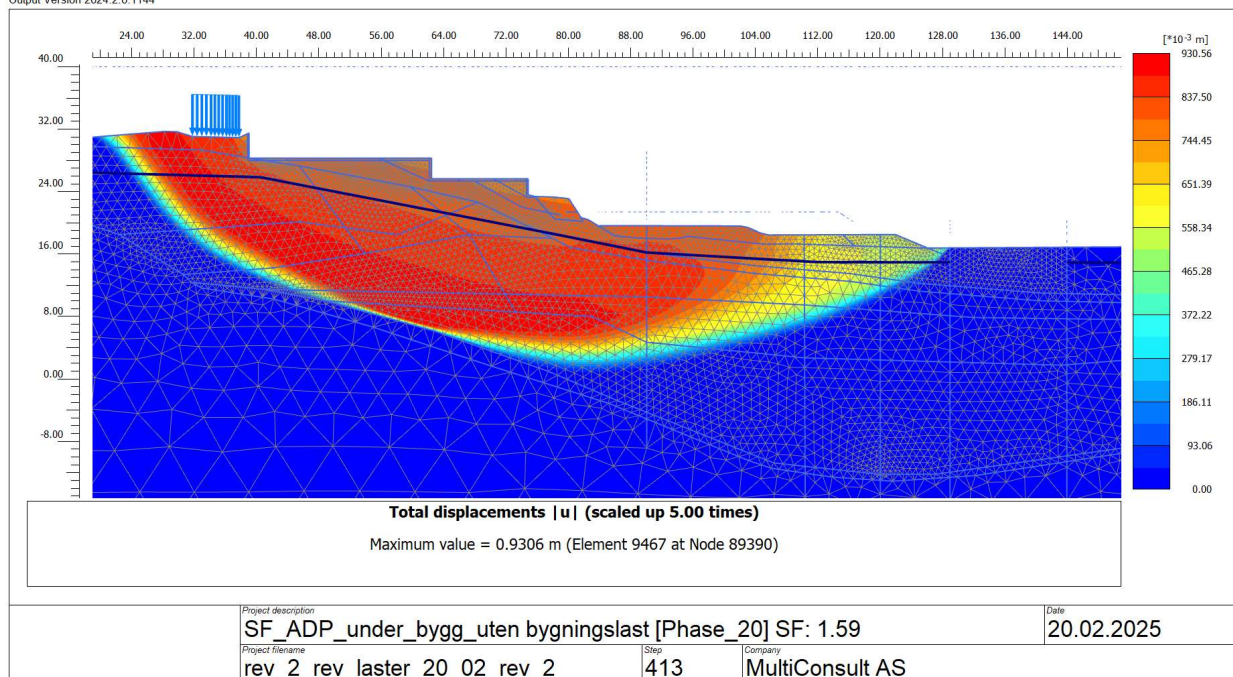


**Figur 6-10** Bruddform etter motfylling 2025 og jetpeler 2024. Øvre HS under bygg. Nedre ADP under bygg.

Output Version 2024.2.0.1144



Output Version 2024.2.0.1144



**Figur 6-11** Bruddform med motfylling 2022 og uten bygningslast. Øvre HS under bygg. Nedre ADP under bygg.

## 6.5 Deformasjonsanalyser

### 6.5.1 Overslag setninger med ytterligere motfylling

For å ha noe å sammenligne en raffinert numerisk modell med er det utført overslag av setninger i GS Settlements [34] ute på sletta for følgende høyder av motfylling:

$H_1 = 2,0$  m (oktober 2022)

$\Sigma H_2 = 5,4$  m (februar/mars 2025)

I dette er det benyttet beste estimat av stivhetsparametere som presentert i kapittel 5. Det er antatt en utbredelse på motfyllingen på 30 x 100 m og regnet med en spenningsfordeling i dybden iht. *Finite Bossinesq*.

Setninger midt i motfyllingen er estimert som følger. Stivhetene ( $M_{oc}$ ) er tatt fra Figur 5-19, men det er gjort beregninger for to forskjellige stivheter av det øvre leirelaget,  $M_{oc} = 15$  MPa (Lavt estimat (LE) av setninger) og 7 MPa (Høyt estimat (HE) av setninger).

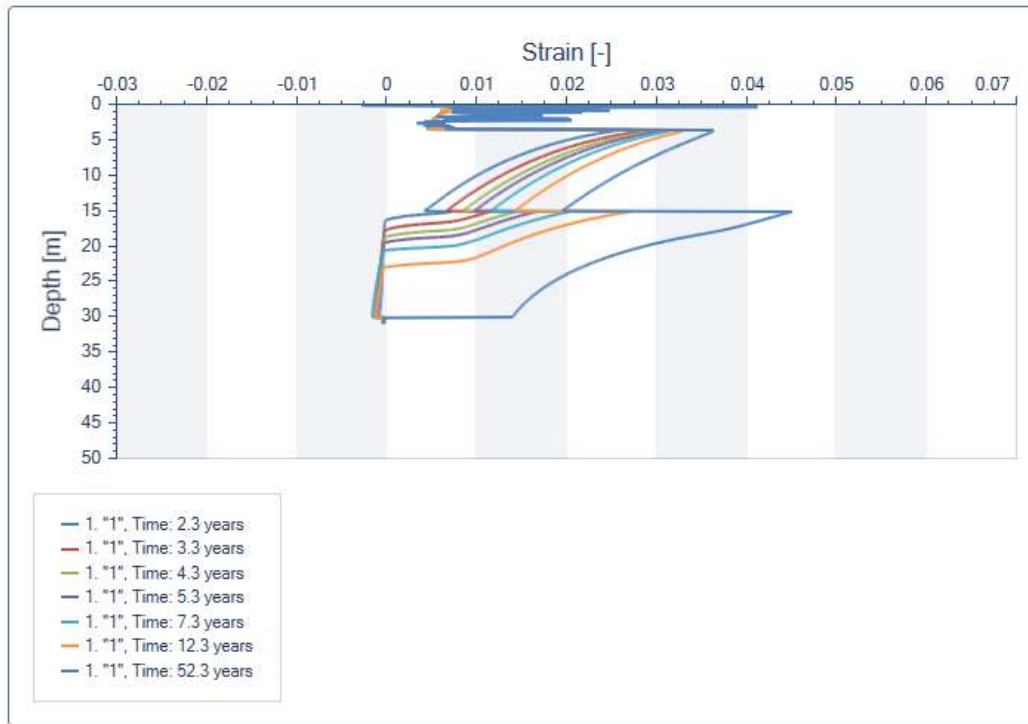
Tid (år)	$\delta_v$ (cm)		$\Delta\delta_v$ av motfylling H2 (cm)		Kommentar
	HE	LE	HE	LE	
-2,3	0	0			Start motfylling oktober 2022
0	16	11	0	0	Dagens situasjon. Dvs ca. 2,3 år med dagens motfylling på 2 m.
1	20	13	4	2	Beregnet med ytterligere motfylling (5,4 m)
2	24	16	8	5	Beregnet med ytterligere motfylling (5,4 m)
5	31	20	15	9	Beregnet med ytterligere motfylling (5,4 m)
10	39	26	23	15	Beregnet med ytterligere motfylling (5,4 m)

Det finnes ikke setningsbolter direkte på nåværende motfylling.

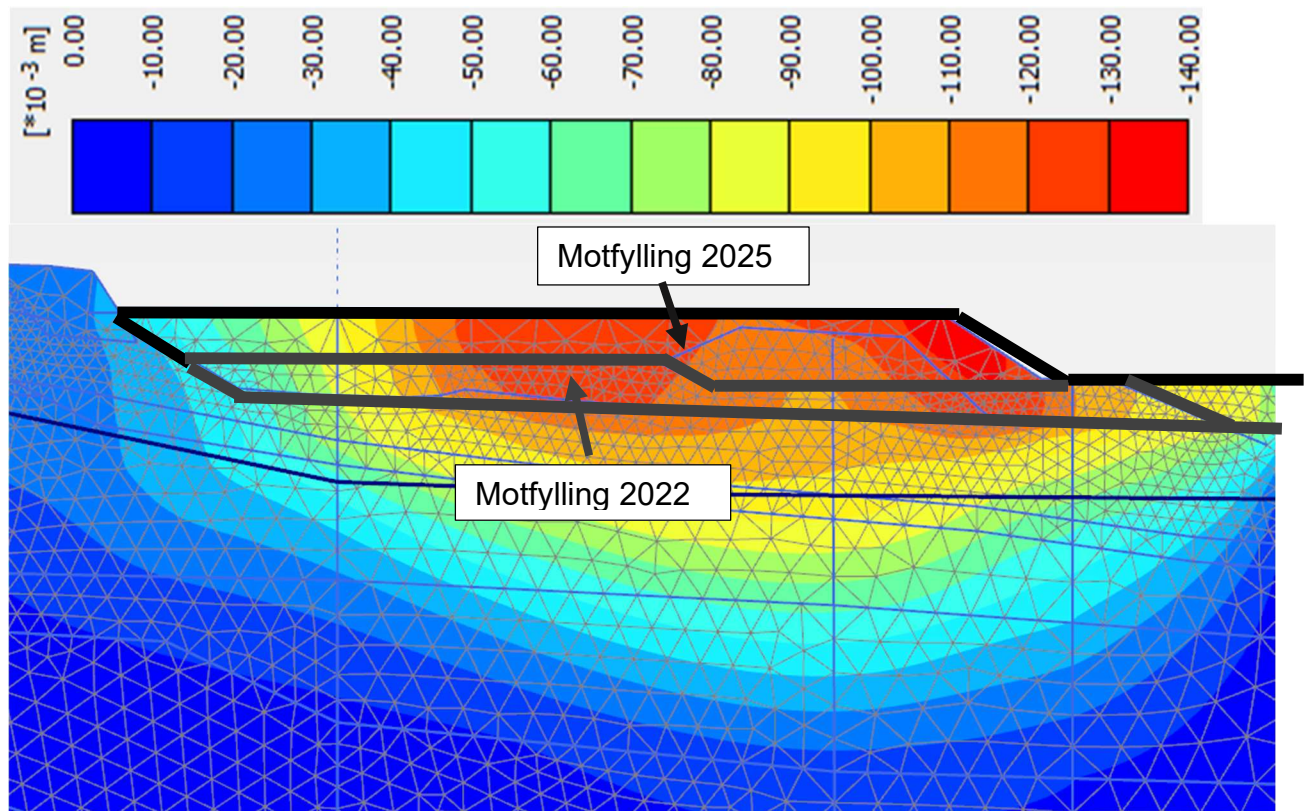
Det bemerkes at det er leirlaget som primært opplever tøyninger i denne modellen de første 10 år. Se utsnitt av det i Figur 5-26. Når konsolideringen i den dypeste lagpakken starter for alvor vil det imidlertid induseres konsoliderings- og krepsetninger i dette laget også. Se for tid 50 år (52,3 år).

Plaxis beregningene viser i størrelsesorden de samme setningene etter etablering av motfylling i 2025 og 5 år med konsolidering (Figur 6-13). Plaxis modellen beregner 13,4 cm setninger, og dermed innafor intervallet til geosuite settlements med 15-9 cm. Det er også kjørt beregning med redusert tidsmotstandstall i kvikkleira (500

→350) og da øker plaxis modellen til 15 cm. Plaxis beregningene og resultatene er beskrevet mer i kapittel 6.5.2 og 6.5.3.



Figur 6-12 Tøyninger i setningsoverslag i GS Settlements



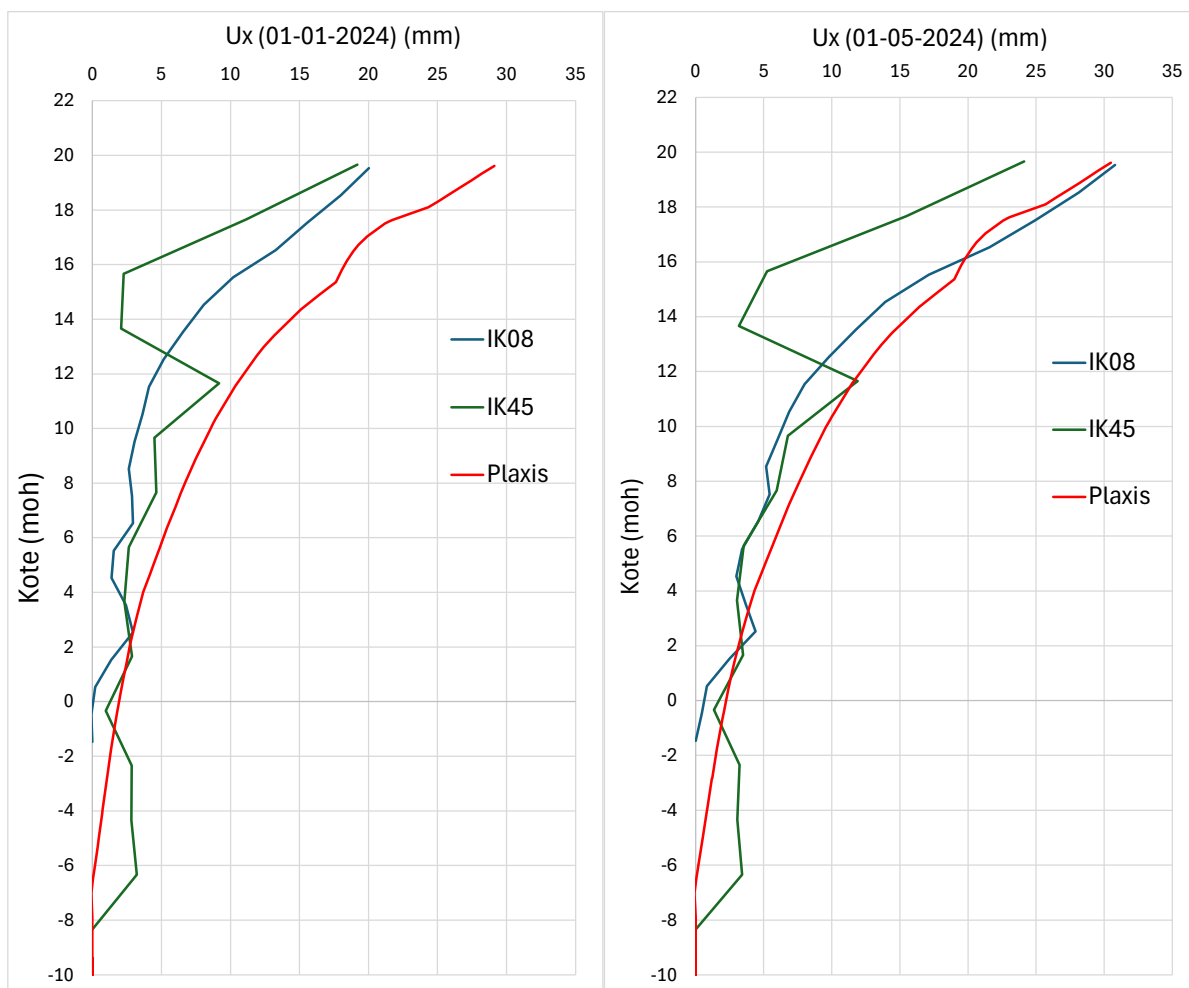
Figur 6-13 Beregnede vertikale setninger for etablering av motfylling 2025 og 5 år frem i tid (maks 13,4 cm)

## 6.5.2 Plaxis resultater med dagens motfylling

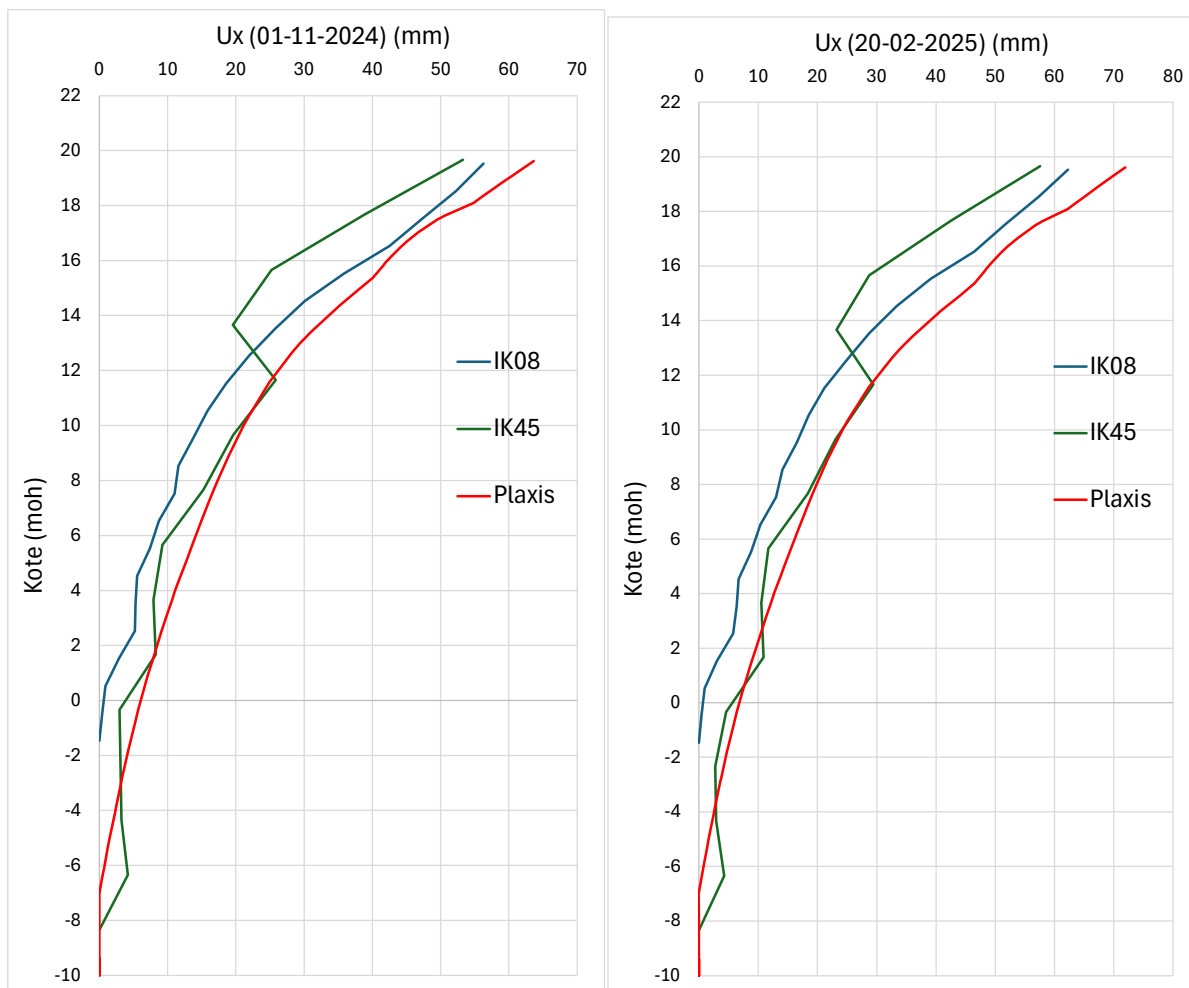
Det er gjort beregninger av deformasjonene for fire tidsperioder. Først fra motfyllingen er utført i slutten av 2022 og frem til starten av 2024 (venstre plot i Figur 6-14). Deretter frem til mai 2024, der det utført noe jetpeler, men påvirkningen på deformasjonene fortsatt er moderate (høyre i Figur 6-14). Det er deretter utført et beregningssteg mellom mai 2024 og frem til november 2024 (venstre i Figur 6-15). Effekten av installasjon av jetpelene er hensyntatt ved å påføre volumtøyninger i området hvor jetpelene er etablert (se Figur 6-18), i tillegg er geometrien av fyllingen justert noe basert på bilder fra google street view (Figur 6-17), da det tilsynelatende er mellomlagret masser noe høyere i snittet, og fjernet deler av foten av fyllingen. I det siste steget frem til februar 2025 er det igjen kjørt vanlig konsolideringssteg (høyre i Figur 6-15).

Det er en del usikkerheter i beregningene, men generelt så oppnås det et relativt bra samsvar med målte deformasjoner. I første fase så overestimeres deformasjonene noe, mens i de resterende er det veldig bra samsvar. Deformasjonsraten i starten av 2025 ligger på ca. 0,3 mm i uka i toppen og ca. 0,1 mm i uka ved 10 m dybde, som samsvarer bra med målingene i IK08 og 45.

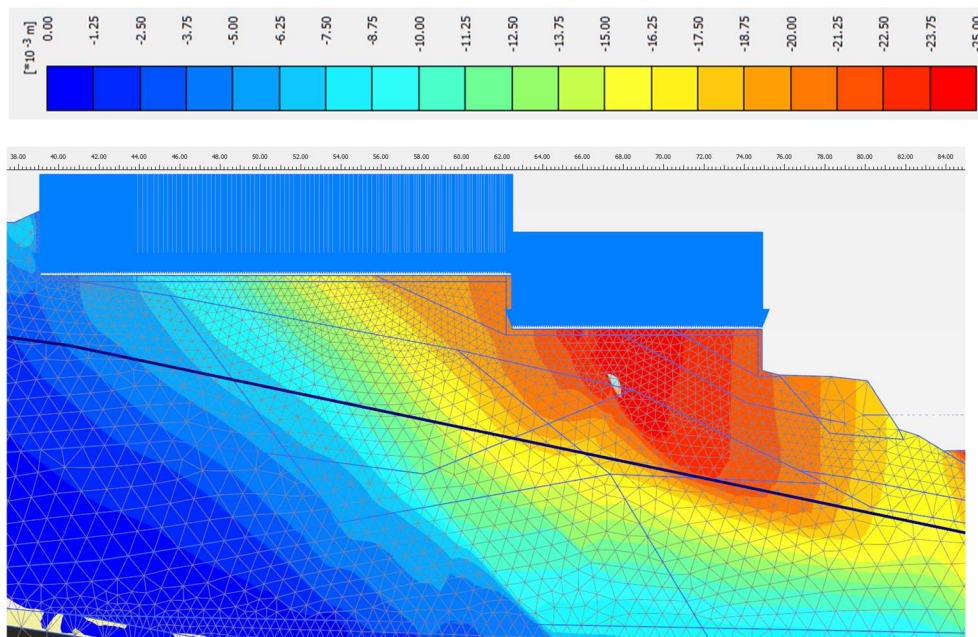
Det er beregnet ca. 2,5 cm vertikale deformasjoner ved Høienhaldgata 7 frem til i dag. I den samme periode er det målt ca. 3-2 cm vertikale deformasjoner. Deformasjonene i øvre del av bygget er trolig overestimert noe med 1,5-0,3 cm, mens det er målt ca. 0,5-0 cm. Samtidig vurderes resultatene som tilfredsstillende, da den treffer for det meste i størrelsesorden på målte deformasjoner, og til dels samme fordeling.



**Figur 6-14 Beregnede og målte deformasjoner frem til 2024 (venstre) og de 5 første mnd i 2024 (høyre)**



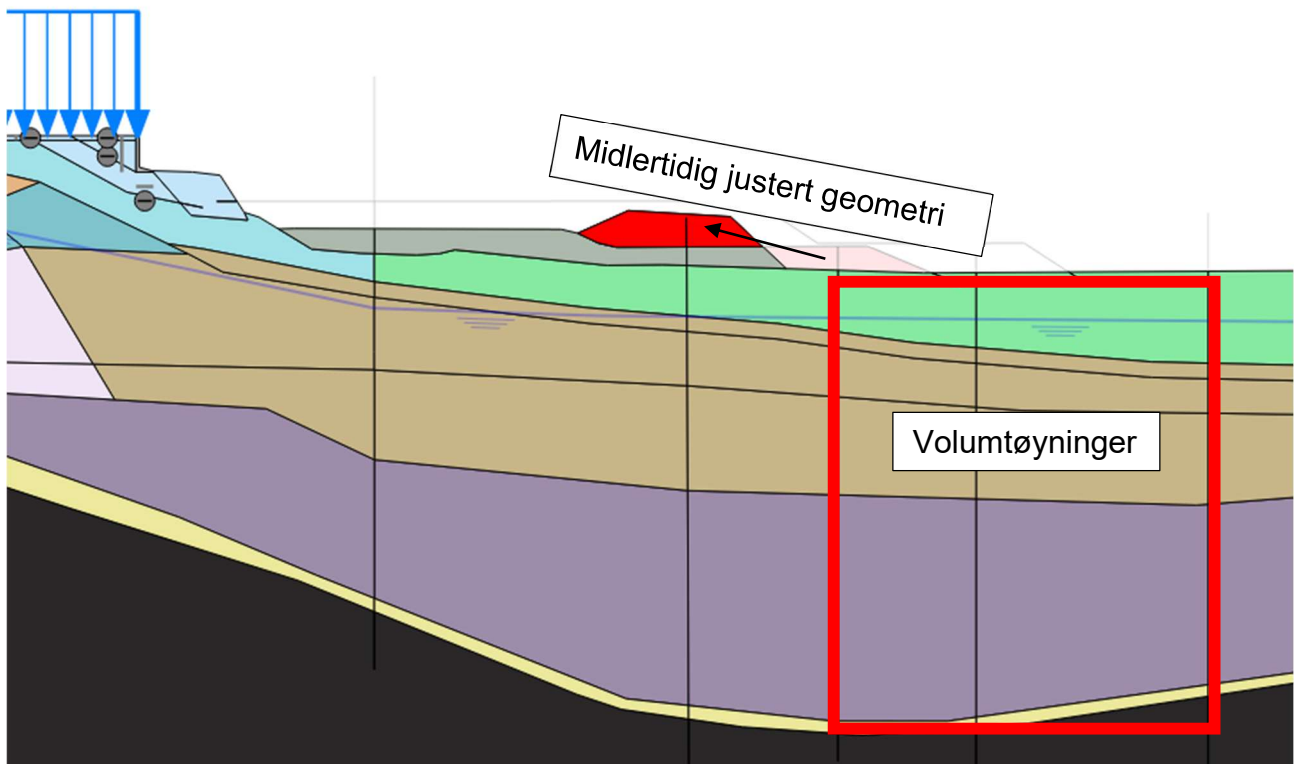
**Figur 6-15** Beregnende deformasjoner frem til november 2024 (venstre), ekstra deformasjoner er påført ved volumtøyninger vest for fylling. Og videre deformasjonsutvikling frem til februar 2025 (høyre)



**Figur 6-16** Beregnede vertikale deformasjoner ved Høyenholdgata 7 i slutten av januar 2025. (Rødt område 2,5 cm)



Figur 6-17 Bilde fra google street view september 2023 (øvre bilde) og august 2024 (nedre bilde)



Figur 6-18 Modelleringstiltak for å ta hensyn til effekt av jetpelinstallasjon og midlertidig justert fyllingsgeometri.

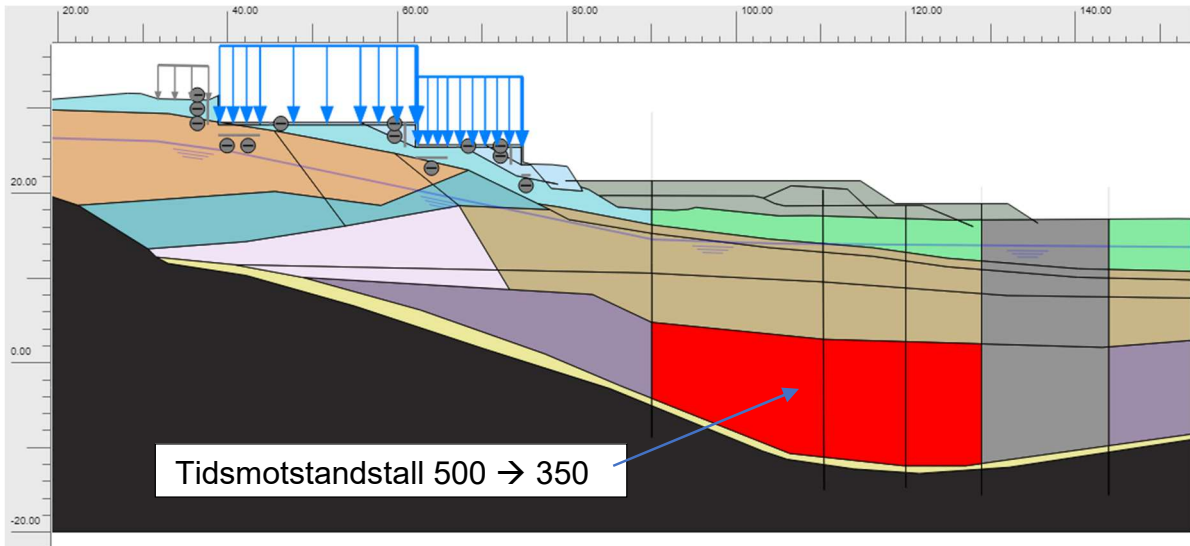


### 6.5.3 Plaxis resultater med motfylling 2025

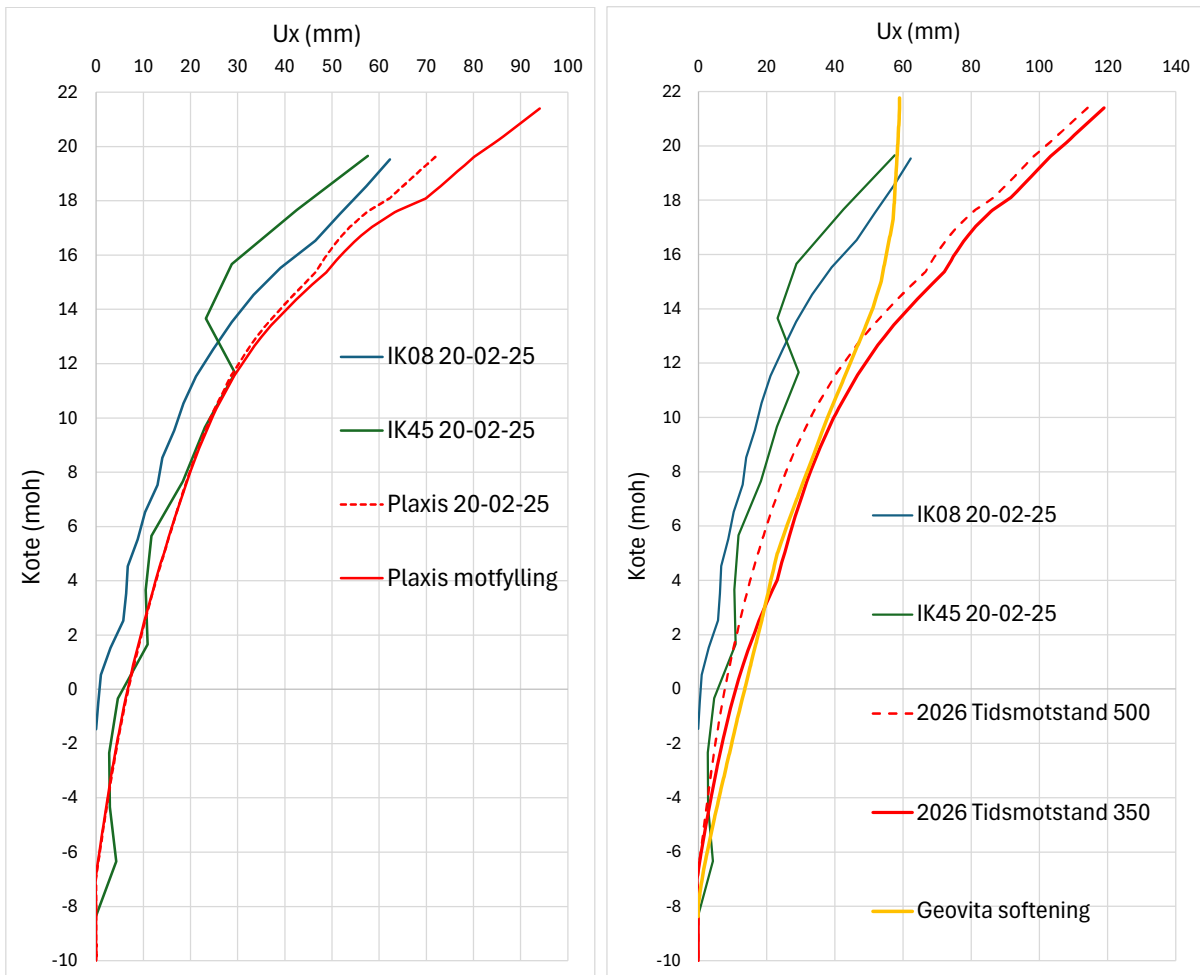
Det er videre gjort beregninger av deformasjoner ved etablering av ny motfylling i 2025 som er prosjektert av Geovita. Siden tidsmotstandstall egentlig er spenningsavhengig, mens materialmodellen bruker en konstant verdi, er det gjort beregninger for 2 sett verdier under fyllingen. I den ene beholdes tidsmotstandstallet på 500, mens i den andre reduseres det til 350 basert på det som er presentert i kapittel 4.5 (Figur 5-22 og Figur 5-23). Det er bare endret på kvikkleira under fyllingen vist på Figur 6-19. Beregningen er kjørt frem til starten av 2040 og resultatene er presentert etter 1 år, 5 år og 15 år er presentert i Figur 6-20 og Figur 6-21. Setninger ved Høienhaldgata 7 etter 5 år er vist på Figur 6-22. Beregningene viser at estimerte deformasjoner er veldig sensitive for tidsmotstanden/ tidsmotstandstallet i kvikkleira. Det påpekes derfor igjen at estimatene er høyst usikre, og oppdateringer av beregningene etter at motfyllingen er etablert vil være nødvendig. Hvis man legger til grunn beregningene Geovita har utført med tanke på deformasjoner ved start softening (resultater fra modell [7]) viser disse beregningene at dette kan inntreffe innen ca. ett år etter utlagt ytterligere motfylling.

Det er også tatt ut mobilisert skjærspenninger i leirelaget. Valgte punkter er vist i Figur 6-23 og mobilisert skjærspenning er plottet i Figur 6-24. Resultatene viser generelt at man får god effekt av motfyllingen for å redusere mobiliseringen, men samtidig at dagens mobilisering i enkelte spenningspunkter er større enn før motfyllingen i 2022. Beregningene viser også at mobiliseringen kan øke igjen ved videre konsolidering før den gradvis reduseres med økt drenering. Det påpekes igjen at disse estimatene er veldig usikre, samt at materialmodellen ikke inneholder potensielt vesentlige effekter som spenningsavhengig krypmotstandstall og softening-effekter.

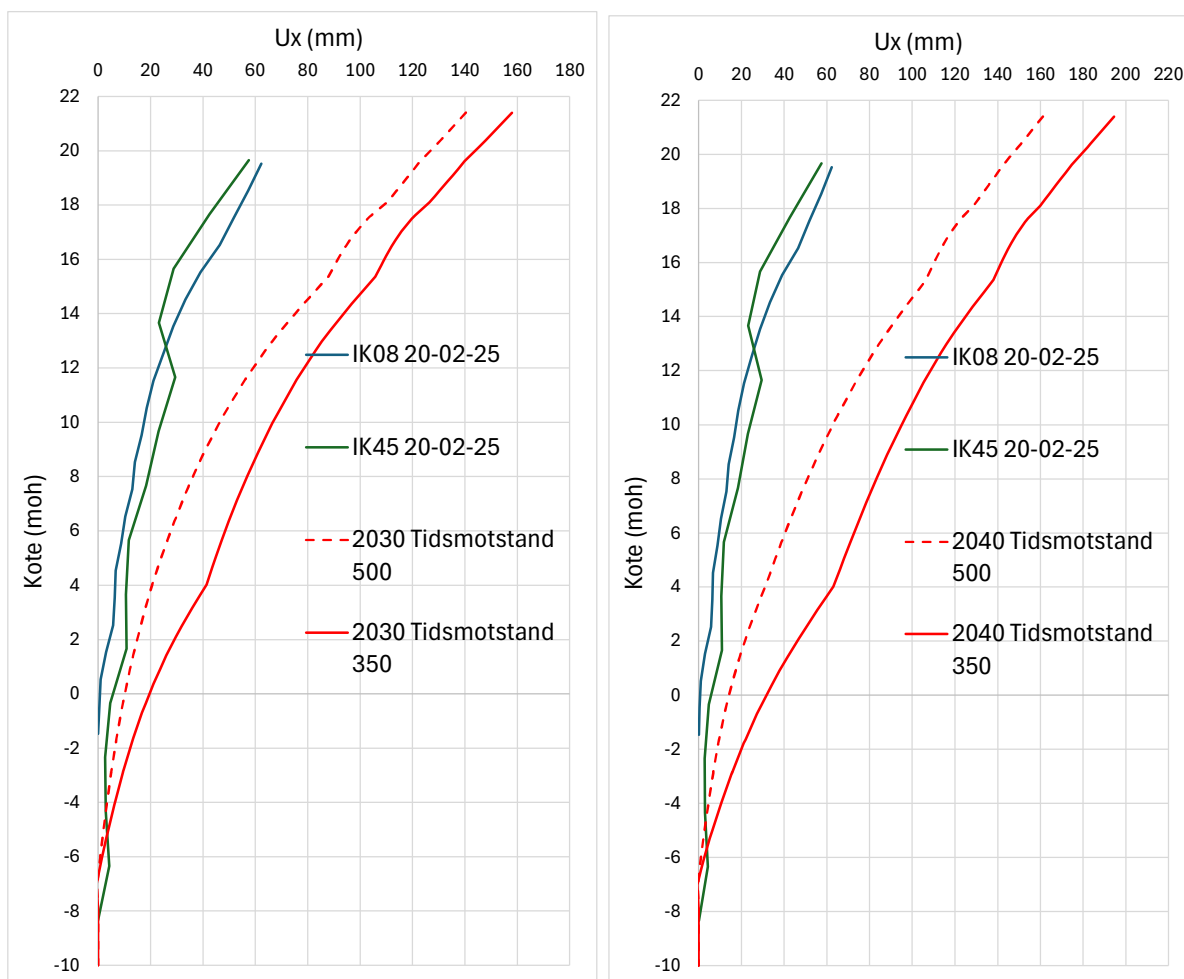
For at disse deformasjonene skal medføre softening og en reduksjon i sikkerhetsfaktor må det skje i en slik hastighet at det akkumuleres poreovertrykk i skjærbåndene. Dvs. at det skjærinduserte poreovertrykket genereres raskere enn hva poreovertrykket fra konsolidering dissiperes. Benyttede materialmodeller klarer ikke å simulere disse effektene sammen, da man egentlig trenger en effektivspenningsmodell som inneholder både kryp og softening. Vi er ikke kjent med kommersielt tilgjengelige materialmodeller som inneholder dette. I teorien kunne man overvåket poretrykket i skråningen for å se om dette skjer, men siden skjærbåndene er tynne vil man trolig ikke klare å plassere poretrykksmålere i riktig dybde, og det er oss bekjent ingen måte å kontrollere om man har truffet eller ikke. Det er derfor nødvendig å ha en noe konservativ tilnærming til at softening kan forekomme for beregnede deformasjoner. Dette kan ses på som et føre-var-prinsipp.



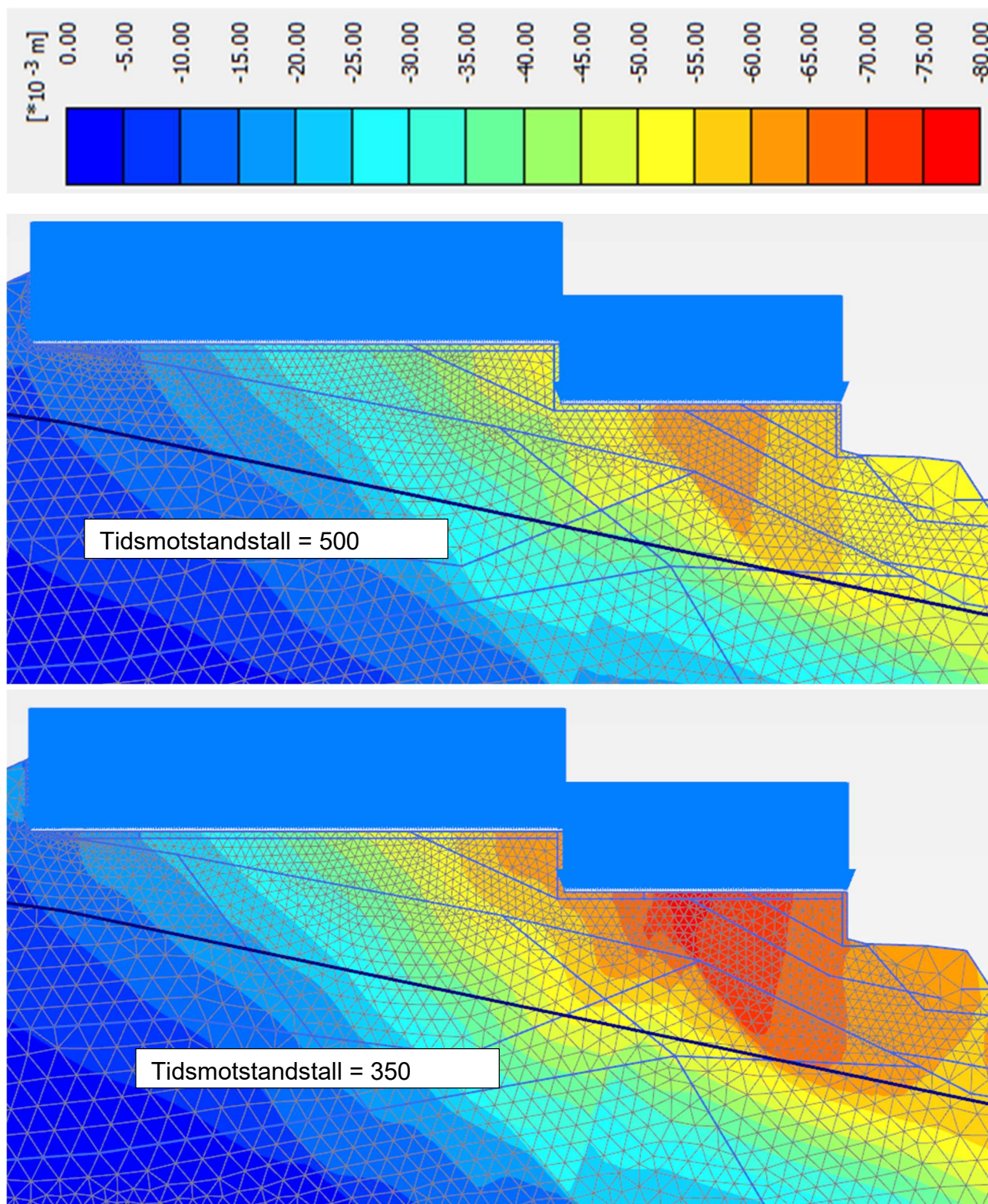
**Figur 6-19** Tidsmotstandstallet er variert i rødt markert området



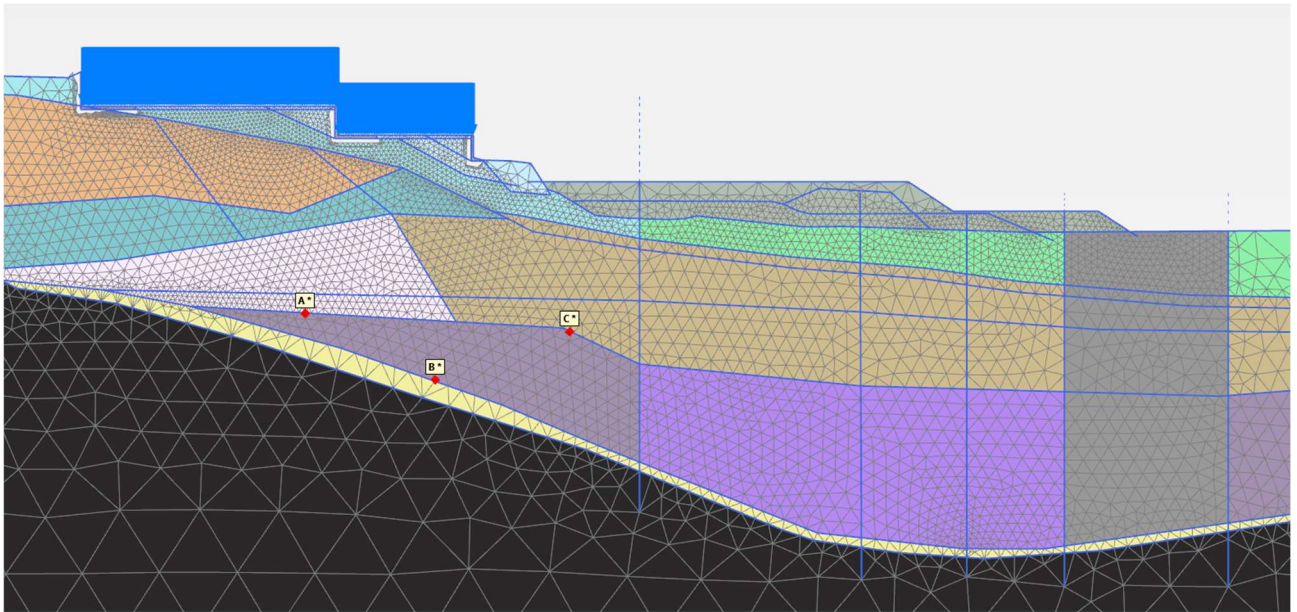
**Figur 6-20** Beregnede deformasjoner ved installasjon (venstre figur), og beregning av deformasjoner 1 år frem i tid



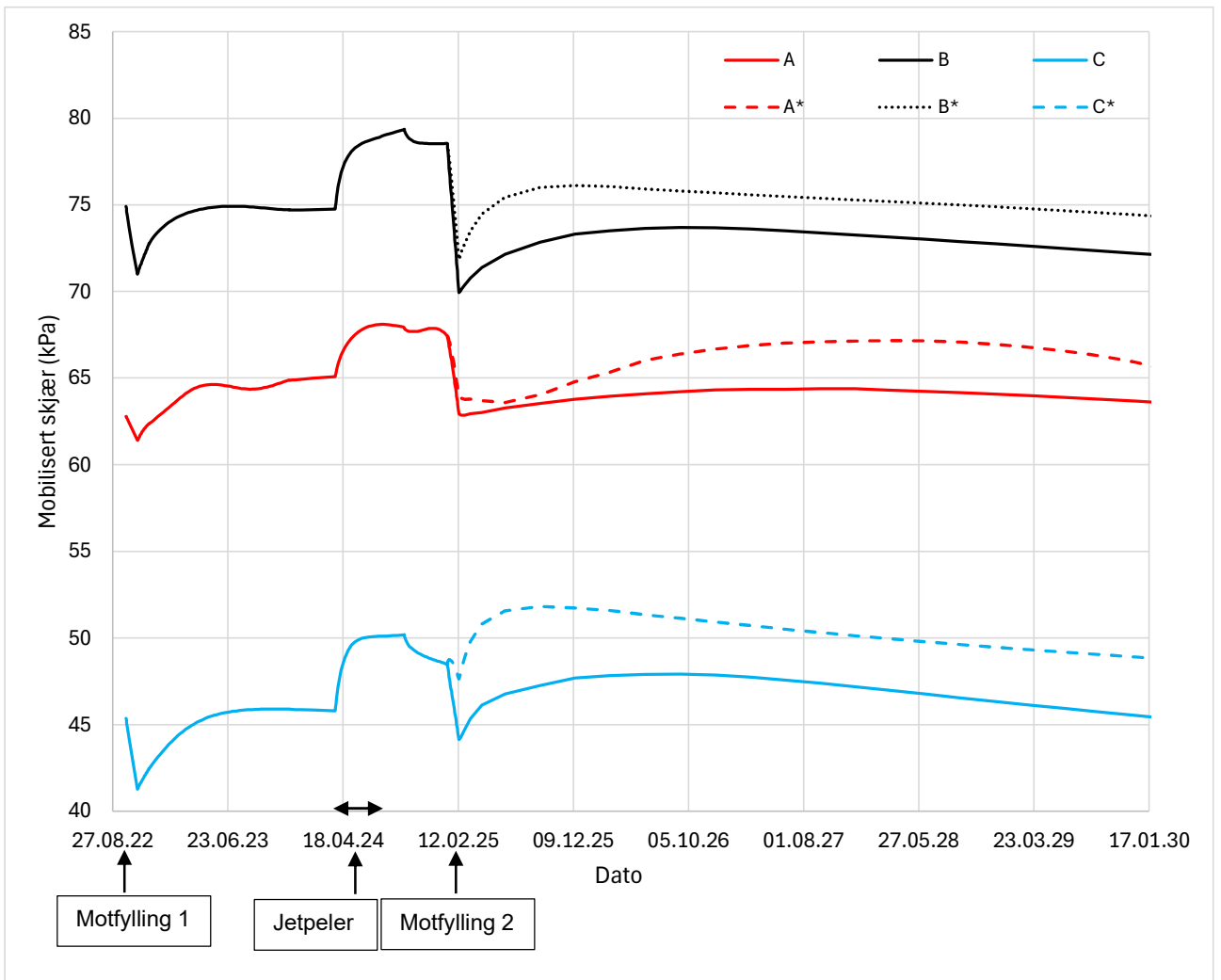
Figur 6-21 Beregnede deformasjoner ca. 2030 (venstre figur), og 2040 (høyre)



Figur 6-22 Beregnede vertikale deformasjoner ved starten av 2030 for Høienhaldgata 7. Rødt område 8 cm.



Figur 6-23 Valgte spenningspunkter



Figur 6-24 Mobiliserte skjærspenninger og hvilke tiltak som er modellert. Stiplede linjer markert med \* er beregningene med redusert tidsmotstandstall

---

## 7 OPPSUMMERING OG VURDERING

### 7.1 Stabilitetsanalyser UAK

Det er gjort stabilitetsanalyser basert på tolkede grunnundersøkelser og laboratoriedata. Det er regnet udrenert stabilitet uten å inkludere effekt av softening. Resultatene viser således ikke helt reelt sikkerhetsnivå, men gir innblikk i effekten av forskjellige tiltak på kort sikt sett i forhold til hverandre. Beregningene viser at etablering av ytterligere motfylling gir en vesentlig økning i sikkerhetsfaktor på kort sikt.

### 7.2 Deformasjonsanalyser UAK

Modellen er utviklet med formål om å representere virkeligheten så nøyaktig som mulig. Den baserer seg derfor på beste estimat parametere og er videre kalibrert mot målte deformasjoner. Resultater av deformasjoner i skråningen viser relativt godt samsvar med det som er målt. Merk allikevel at det også kan være andre kombinasjoner av input-parametere som kan gi godt samsvar med målinger.

Deformasjonsanalysene er beheftet med vesentlig usikkerhet, spesielt knyttet til langtidseffekter. Det vil være behov for å oppdatere analyser etter at man har observert oppførselen ved, og etter, utlegging av ytterligere motfylling.

Usikkerheter skyldes blant annet følgende:

- Ytre faktorer:
  - Usikkerhet grunnet stor romlig variasjon. Last/geometri + store variasjoner i grunnforhold i det aktuelle området.
  - Usikker årsak til deformasjoner
    - Hovedsakelig fra jetpeler, men også andre forhold har sannsynligvis bidratt.
    - Hvilken mekanisme fra jetpeler som dominerer er fortsatt ikke «bevist».
- Faktorer knyttet til materialmodell og oppførsel:
  - Usikkerheter/ begrensinger i materialmodeller. Får ikke med alle effekter samlet.
  - Usikkerhet knyttet til skjærmobilisering. Noe softening kan pågå.
  - Usikkerhet i setningsparametere, spesielt kryp.

Konsekvens av overnevnte usikkerheter og forhold som ikke er belyst i våre analyser er at tidsestimatet for utvikling av deformasjoner etter utlegging av motfyllingen ikke må anses som absolutt, men heller som et estimat på hvor tidlig et mulig brudd kan skje.

---

### 7.3 Sammenligning med deformasjonsanalyser prosjekterende

Med henvisning til prosjekterende sin beregningsrapport [2] er det med bruk av softening oppsummert med at «*Beregningene viser at utlegging av motfylling gir en tydelig positiv effekt på stabiliteten og en økt robusthet for fremtidig deformasjon. Planlagt motfylling 2025 gir en økt beregnet sikkerhet på 10% i forhold til dagens situasjon som vist i Tabell 10.*

*Motfyllingen gir også en noe økt robusthet i forhold til deformasjon. Skråningen vil tåle mer deformasjon etter at motfyllingen er lagt ut før den går til softening, ...».*

Prosjekterende demonstrerer videre at skråningen, uten utlegging av ytterligere motfylling raskere går inn i en kritisk tilstand sammenlignet med tiltaket i form av motfylling [1]. Selv om våre uavhengige analyser viser at deformasjonsmønsteret av systemet kan tilskrives volumetriske deformasjoner, kan det heller ikke utelukkes at det pågår noe softening. Sannsynligvis er det en kombinasjon av flere mekanismer. Det er derfor nødvendig å ha en noe konservativ tilnærming til at softening kan forekomme for beregnede deformasjoner. Dette kan ses på som et føre-var-prinsipp.

Som omtalt i kapittel 6.5.3 angående langtidsaspektet; hvis man legger til grunn beregningene Geovita har utført med tanke på deformasjoner ved start softening (resultater fra modell [7]) viser disse beregningene at dette kan inntreffe innen ca. ett år etter utlagt ytterligere motfylling. Det bemerkes at dette er med et lavt estimat for tidsmotstandstall, dvs. ugunstige verdier. Det er derfor ikke usannsynlig at det i praksis vil kunne gå lengre tid før softening eller et mulig brudd inntreffer. Dette må undersøkes nærmere når det foreligger deformasjonsmålinger fra utlegging av motfyllingen.

---

## 8 KONKLUSJON OG VEIEN VIDERE

### 8.1 Utlegging av ytterligere motfylling

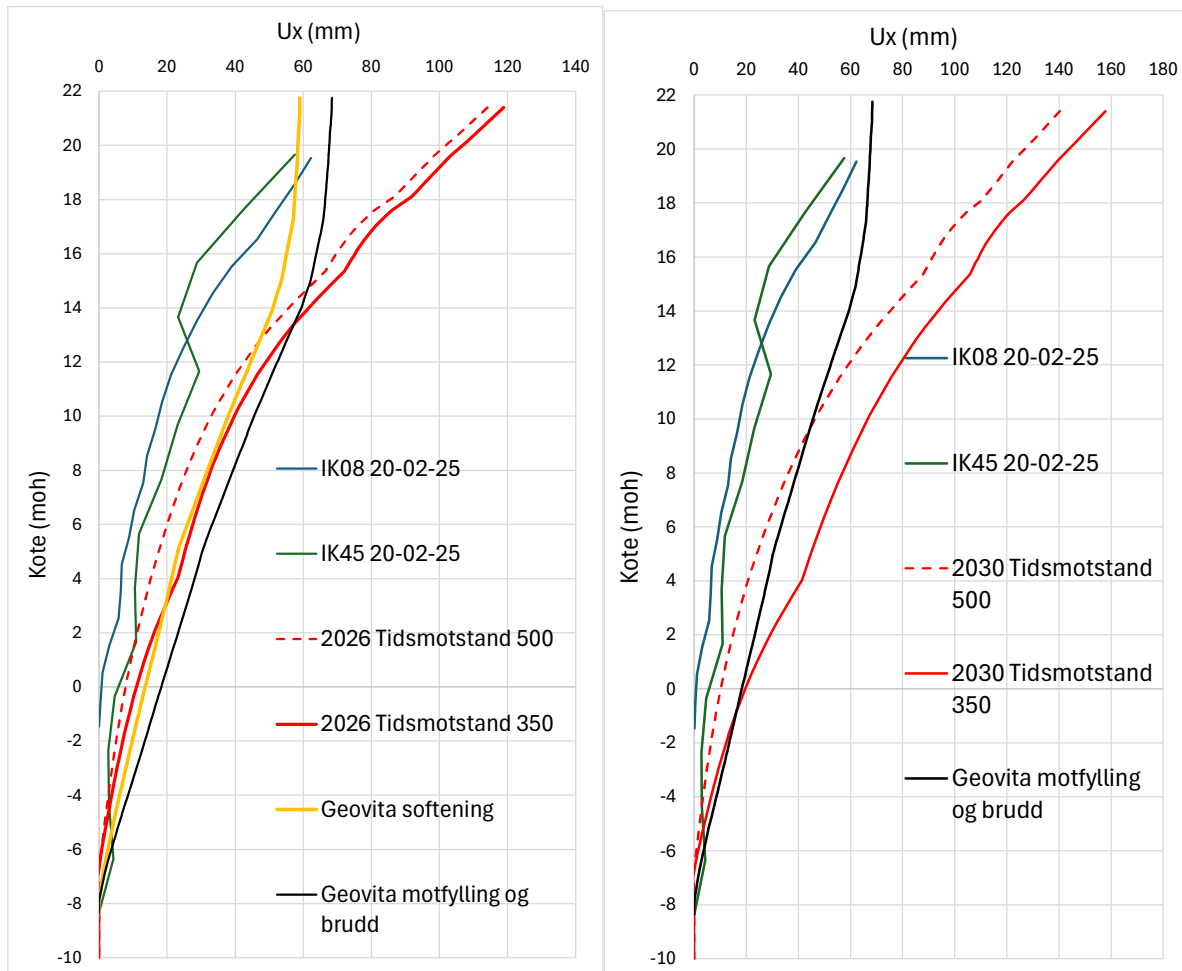
Analyser viser at prosjektert motfylling vil ha en umiddelbar stabiliserende effekt på skråningen opp mot Høyenholdgata 5 og 7. Motfyllingen reduserer mobiliseringen i skråningen ved utlegging, og forbedrer områdestabiliteten sammenlignet med dagens situasjon på kort sikt. Nøye overvåking av deformasjoner er nødvendig både ved utlegging av motfyllingen og i perioden etter.

Det er utført beregninger av deformasjoner som samsvarer relativt godt med målte deformasjoner frem til i dag, og basert på disse etterregningene er det forsøkt å predikere effekten av motfyllingen på lengre sikt. Beregningene viser at resultatet er spesielt sensitivt for kryp-parametere i kvikkleira, og det bemerkes at det kan være flere parametere som har stor betydning for fremtidig oppførsel (f.eks. prekonsolideringsspenning og permeabilitet). Med tanke på kryp så er det også en begrensning i materialmodellen i analysene. Denne har en konstant tidsmotstandstall, mens i realiteten er tidsmotstandstallet spenningsavhengig. Det er derfor gjort beregninger med lavt og høyt estimat på tidsmotstandstallet i kvikkleira under fyllingen. Ellers er beregningsparameterne i modellen å anses som beste estimat. Som betyr at man i realiteten også kan få resultater som både er over eller under det som er presentert.

Resultatene er presentert i Figur 8-1 sammen med resultater fra prosjekterendes analyser fra modell [7]. Beregningen med lavt estimat på tidsmotstandstall i kvikkleira under fyllingen viser at man kan få deformasjoner som overskrider grenseverdiene prosjekterende har satt (overgang til kvikkleire på ca. kote +5) ca. 1 år etter utlegging av motfyllingen, og innen 4 år er man godt over bruddeformasjonene. Presenterte beregninger hensyntar ikke etablering av byggegrop eller softening - og vil være på ukonservativ side hvis softening starter, eller man gjør arbeid for å etablere byggegropa som medfører akselererte deformasjoner (for eksempel jetpeling).

---





**Figur 8-1 Deformasjoner i snitt ved IK45. Resultater fra deformasjonsanalyser etter 1 år (venstre) og 5 år (høyre), sammen med softening (langtid) og brudd-kurve fra prosjekterende**

## 8.2 Veien videre

Det er viktig med streng overvåking av deformasjoner i skråningen ved Høienhaldgata 5-9. Det kan bli behov for etablering/revidering av terskelverdier for tiltak. De første ukene/ månedene etter utlagt motfylling vil prosjektet kunne skaffe seg særs nyttig informasjon om responsen i systemet og hvilket handlingsrom responsen gir.

Videre anbefales det å oppdatere modellen etter hvert som nye målinger blir tilgjengelig, for å gi en mer nøyaktig representasjon av virkeligheten og for å kunne predikere fremtidig utvikling.

I tillegg anbefales det å analysere et ekstra snitt som prosjekterende også har varslet at de vil ha fokus på, med tanke på motfylling del 3 og 4. Det nevnes at det er noe usikkerhet til knyttet til utlegging av motfylling del 3 og 4 med hensyn til utvikling av deformasjonsrate. Det anbefales også at prosjekterende inkluderer en materialmodell som bedre predikerer deformasjoner på lang sikt.

Det vil være hensiktsmessig å få mer informasjon rundt valg av materialeparametere, og da spesielt kryppoppførsel under motfyllingen. Det anbefales derfor at det utføres supplerende grunnundersøkelser med opptak av prøveserier.

Formelle kommentarer fra UAK vil håndteres i separat dokument, kontrollplan med kommentarlogg 10263199-RIG-NOT-003.

---

## 9 REFERANSER

- [1] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. SMS-20-A-11360 rev. 00-1. Østfoldbanen VL, (Ski) – Moss. Kransen nord. Forventede deformasjoner i Kransen nord ved utførelse av grunnarbeider. Km 58,990 – 59,270. Datert 2025-02-06.
- [2] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. SMS-20-A-11364 rev 00-2. Østfoldbanen VL, (Ski) – Moss. Kransen kulvert nord. Geoteknisk beregningsrapport, Områdestabilitetstiltak motfylling 2025. Km 58,990-59,270. Datert 2025-02-12.
- [3] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. SMS-20-A-11361 rev 01-1. Østfoldbanen VL, (Ski) – Moss. Kransen kulvert. Rutine for varsling ved utførelse av grunnarbeider Kransen nord. Km 58,990-59,270. Datert 2025-02-06.
- [4] 3D-modell av geometri av motfyllingen. 12\_F\_GEO\_S1\_KN-FORB\_Områdestabilitetstiltak-motfylling.dwg. Mottatt 2025-02-10.
- [5] Modell av bygg i Høienhaldgate 5-9. 12\_G\_BYGG\_S1\_KN\_Høienhaldgt\_5-9.dwg. Mottatt 2025-01-22.
- [6] Geovita PLAXIS-modell. KN\_km+59\_150\_stabilitet\_ADP-Soft\_Basis\_motfylling\_rev13.p2dx. Mottatt 2025-02-03.
- [7] Geovita PLAXIS-modell. KN\_km+59\_150\_stabilitet\_ADP-Soft\_Basis\_motfylling\_rev16.p2dx. Mottatt 2025-02-11.
- [8] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen tegning. SMS-20-V-11389\_00-2. Østfoldbanen VL (Ski) – Moss UE02 Kransen kulvert nord, Områdestabilitetstiltak Motfylling Kransen nord 2025 Km 58,990-59,265. Datert 2025-02-12.
- [9] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen tegning. SMS-20-V-11388\_01-01. Østfoldbanen VL, (Ski) – Moss. UE02 Kransen kulvert nord. Områdestabilitetstiltak. Setningsslange under motfylling. Km 58,990-59,265. Datert 2025-02-18.
- [10] Epost fra Josefin Ogeman [jog@geovita.no](mailto:jog@geovita.no). Laster HH5-9. Datert 2025-01-24.
- [11] Standard Norge. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7. Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- [12] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. SMS-20-A-11345 rev. 00B. Østfoldbanen VL, (Ski) – Moss. HE02 Kransen Nord, Geoteknisk datarapport, del 1. Datert 2023-09-15.
- [13] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. SMS-20-A-11346 rev. 00B. Østfoldbanen VL, (Ski) – Moss. HE02 Kransen Nord, Geoteknisk datarapport, del 2. rev00B. Datert 2023-09-15.
- [14] NGI. SMS-00-A-59002 rev. 05E. Østfoldbanen VL, Sandbukta – Moss – Såstad, Km 56,075 – 66,410. Vurdering av områdestabilitet. Datert 2021-07-05.
- [15] NGI. SMS-20-A-59729 rev 03C. Østfoldbanen VL, (Ski) – Moss. Moss stasjon. Forventede deformasjoner ved installasjon av jetpeler og pilarvegg i Fjordveien Øst. Km 58,950 – 60,300. Datert 2025-01-30.

- 
- [16] Field Manager prosjekt nr. 20210119. Intercity SMS – Rådgivning for Bane NOR. Data hentet i perioden november 2024 til februar 2025.
- [17] NGI Live. 20190539 - MossIA IC Moss. Data hentet i perioden november 2024 til februar 2025.
- [18] Scansurvey. Sandbukta - Moss – Såstad. Data hentet i perioden november 2024 til februar 2025.
- [19] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. *SMS-20-A-11349 rev. 00X. Østfoldbanen VL (Ski) – Moss, Kransen nord, Forventede deformasjoner i Kransen nord ved utførelse av jetpeler, Km 58,990-59,270*. Foreløpig utgave rev00X, mottatt 2024-11-29 – oversendt til Bane NOR 2024-10-25.
- [20] Multiconsult Norge AS. *SMS-20-A-11851 rev. 00E. Østfoldbanen VL Sandbukta - Moss – Såstad. Følgerapport grunnforholdsmodell - UAK Kransen Nord*. Datert 2024-09-10.
- [21] Multiconsult Norge AS. *SMS-20-A-11852 rev. 00E. Østfoldbanen VL Sandbukta - Moss – Såstad. Fagrapport uavhengige beregninger - UAK Kransen Nord*. Datert 2024-09-05.
- [22] Norconsult. *SMS-20-A-12194 rev. 01E. Østfoldbanen VL (Ski) – Moss. Moss stasjon. Vurdering av innlekkasje til Mossetunnelen, delområde Kransen. Km 58,475 – 59,015*. Datert 2024-10-28.
- [23] NGI. *SMS-20-A-59719 rev. 00C. Østfoldbanen VL (Ski) – Moss. Moss stasjon. Forventede deformasjoner ved motfylling Kransen syd Etappe 4. Km 58,950 – 60,300*. Datert 2024-09-25.
- [24] Senneset K., Sandven R. & Janbu N. *The evaluation of soil parameters from piezocone tests*. Transportation Research Record, No. 1235,24-37. 1989.
- [25] Karlsrud K. *Bjerrumforedraget 2010. Styrke og deformasjonsegenskaper av leire fra blokkprøver og feltforsøk*. NGF, Geoteknikkdagen 2010.
- [26] NIFS, Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire, Rapport 4/2014 *En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer*. 2014.
- [27] Statens Vegvesen. *Håndbok V220 - Geoteknikk i vegbygging*. 2025.
- [28] Janbu N. *Soil models in offshore engineering*. Geotechnique 35, No. 3, 241-281. 1985.
- [29] Svanø G., Christensen S. and Nordal S. *A soil model for consolidation and creep*. Proceedings of the 10th ECSMFE, Firenze, pp. 269-272. 1991.
- [30] Degago S.A. *Ødometerforsøk*. NGF-kurs i Geotekniske dimensjoneringsparametere, Sandefjord. 2016
- [31] Holtz R.D. & Kovacs W.D. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA. 1981.
- [32] Andersen K.H. & Schjetne K. *Database of friction angles and consolidation characteristics of sand, silt and clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 139, No. 7, 1140-1155. 2013.
-

[33] Bentley Systems Inc. *PLAXIS 2D*. Version 2024.2.0.1144.

[34] Novapoint. *GeoSuite Settlement*. v. 24.0.11.0.