

Fredrik Aune  
Iver Grav Østvang

## Poreovertrykk på Øvre Nyhavna

En setnings- og poretrykksanalyse ved installering  
av stålkjernepeler, sammenlignet med kalk-  
/sementblokk

Juni 2020





Kunnskap for en bedre verden

## Poreovertrykk på Øvre Nyhavna

En setnings- og poretrykksanalyse ved installering av stålkjernepeler, sammenlignet med kalk-/sementblokk

**Fredrik Aune**

**Iver Grav Østvang**

Master i bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Steinar Nordal

Medveileder: Joar Spencer Gloppestad

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg - og miljøteknikk



# Sammendrag

Denne oppgaven er knyttet til geotekniske arbeider ved Nyhavna i Trondheim. Det er beskrevet sammenhenger og mulige årsaker til poretryksutvikling ved stålkjernepeling utført med boring av foringsrør med polymerblandet borevæske. Deretter er det utført setningsanalyser knyttet til benyttet fundamenteringsløsning med stålkjernepeler, og en alternativ fundamenteringsmetode med kalk-/sementstabilisering. Avslutningsvis er det beskrevet dreneringsegenskaper og mulig influensområde for kalk-/sementstabilisering.

Benyttet datamateriale er geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser, poretryksmålinger, peleprotokoller, injeksjon- og vanntapsmålinger ved Øvre Nyhavna i Trondheim.

Ved boring av foringsrør med polymerblandet borevæske viser poretryksmålingene en momentan økning i poretrykk, som i løpet av timer går over til en midlertidig reduksjon. Poretryksmålingene viser en midlertidig reduksjon opptil 3,13 mH<sub>2</sub>O ved bergoverflaten, og 0,60 mH<sub>2</sub>O midt i leirlaget. Poretrykket ved bergoverflaten fluktuerer med intensiviteten til boring av foringsrør, mens poretrykket midt i leirlaget er tilnærmet lineært synkende. Ved boring av foringsrør med avstander  $\geq 8$  meter er det registrert ingen innvirkning på poretrykk. Poretrykket varierer under installasjonsprosessen, og øker til opprinnelig verdi etter at stålkjernene er installert og foringsrørene er gysset. Poretryksmålingene viser at polymerblandingen trolig har hatt en tettende effekt på utsiden av foringsrøret, og at eventuelle lekkasjer har vært gjennom glippen mellom foringsrør og berg. Det er også registrert færre lekkasjer ved foringsrør som er injisert etter at foringsrør og uforet berghull er boret. En mindre differanse mellom foringsrørets- og det uforede berghullets diameter synes også å være gunstig for andelen lekkasjer.

Setningsberegningene viser i overkant av 15 cm områdesetninger ved bruk av stålkjernepeler, gitt at det oppstår lekkasje i forbindelse med installering av pelene som fører til full utdrenering av poreovertrykket i området. Områdesetningene vil være like for alternativet med kalk-/sementstabilisering forutsatt full drenasje av poreovertrykk, gitt høyere permeabilitet i kalk-/sementblokka enn omkringliggende jord. I underkant av byggene vil en oppleve mye større setninger ved fundamentering på kalk-/sementblokk, opp mot 30 cm, da en ved dette alternativet er nødt til å ta hensyn til vekten av bygget i tillegg til utdreneringen av poreovertrykk. Enkle overslagsberegninger for hånd viser at kompresjonene av selve kalk-/sementblokken er 10 ganger så stor som kompresjonen av stålkjernepelen.

Det ser foreløpig ut som man kun har registrert en midlertidig utdrenering av poreovertrykk på Øvre Nyhavna, og at bruk av stålkjernepeler som fundamenteringsløsning har vært svært vellykket for dette prosjektet.

Ved vurdering av influensområde for en sirkulær kalk-/sementstabilisert blokk med radius 10 meter, er det for den numeriske analysen tatt utgangspunkt i en permeabilitet lik 400 ganger jordens permeabilitet. Den numeriske analysen viser et influensområde lik 1 km for en sandig morene, mens resultatene viser i underkant av 300 meter for en siltig morene, gitt at det er et tilstrekkelig hydraulisk potensial.

Litteraturstudiet fra laboratorieforsøk på kalk-/sementstabilisert leire viser at permeabiliteten øker rett etter innblanding, og vil med fasthetsutviklingen i det stabiliserte materialet gå mot en lavere permeabilitet over tid. Generelt for leire gir sement lavest permeabilitet, kalk høyest, og kalksementblanding en midlere verdi. Målinger av permeabilitet i felt avviker i midlertidig resultatene fra laboratorieforsøk. Generelt viser feltforsøk en økning i permeabilitet. Det er i midlertidig påvist at permeabiliteten i det stabiliserte materialet reduseres med dybden til en verdi lik jordens opprinnelige permeabilitet.

# Abstract

This thesis is related to the geotechnical efforts at Nyhavna in Trondheim. It describes relationships between pore pressure developments and steel core piling performed by drilling casings with polymer blended drilling fluid. Further, settlement analyzes have been carried out related to the used foundation solution with steel core piles and an alternative foundation method such as deep soil mixing. Finally, drainage properties and possible influence range for deep soil mixing are described. Data used is related to geotechnical field- and laboratory investigations, pore pressure measurements, pile protocols, cement injections- and water loss measurements.

When drilling casings with polymer blended drilling fluid, the pore pressure measurements shows a momentary increase in pore pressure, which over a period of time goes to a temporary reduction. The pore pressure measurements show a temporary decrease up to 3,13 mH<sub>2</sub>O at the rock surface, and 0,60 mH<sub>2</sub>O in the middle of the clay layer. The pore pressure at the rock surface fluctuates with the intensity of casing drilling, while the pore pressure in the middle of the clay layer is approximately linearly decreasing. When drilling casings with a distance  $\geq 8$  meters, no influence on the pore pressure is measured. The pore pressure varies during the installation processes and increases to initial value after the steel cores have been installed and the casings are cement grouted. The polymer blend has probably a sealing effect on the outside of the casing, and any leaks may have been through the slip between casing and rock. Fewer leaks have also been recorded in casings that are injected after the casing and unlined rock holes are drilled. A smaller difference between the casing- and unlined casing diameter seems to be favorable in the proportion of leaks.

The settlement calculations indicate settlements in excess of 15 cm using steel core piles, given that a leakage in conjunction with the installation of the piles leads to full drainage of the pore overpressure in the area. The area settlements will be the same for the alternative with lime-/cement stabilization assuming full drainage of pore overpressure, given a higher permeability than the surrounding soil. Calculations with lime-/cement stabilization show that settlements up to 30 cm will occur just below the buildings. This increase in settlements is related to the fact that the weight of the buildings must be included in addition to drainage of the pore overpressure. Simple hand calculations show that the compression of the lime-/cement block itself is 10 times the compression of the steel core pile.

It appears that only a temporary drainage of pore overpressure has been registered at Øvre Nyhavna, and that the use of steel core piles as a foundation solution has been very successful for this project.

When assessing the area of influence of a circular lime-/cement stabilized block with a radius of 10 meters, the numerical analysis is based on a permeability equal to 400 times the permeability of the surrounding soil. The numerical analysis shows an area of influence equal to 1 kilometer for a sandy moraine and for a silty moraine down to 300 meters, given that there is sufficient hydraulic potential at a given distance from the lime-/cement block.

The literature study from laboratory experiments on lime-/cement stabilized clay shows that permeability increases immediately after blending, and with the strength development in the stabilized material it will move towards a lower permeability over time. In general, for clays, cement gives the lowest permeability, lime highest, and lime-/cement mixture an average value. The results of field trials show that laboratory experiments can differ to a large extent. In general, field trials show an increase in permeability of the soil for the stabilized material. However, it has been shown that the permeability of the stabilized material is reduced by the depth to a value equal to the original permeability of the soil.



# Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU i Trondheim. Forfatterne har valgt fordypning innenfor fagfeltet geoteknikk, og oppgaven tilhører emnet TBA4900. Oppgaven er skrevet våren 2020, og utgjør 30 studiepoeng.

Konkret tar oppgaven for seg problematikk knyttet til fundamentering og poreovertrykk i leire. Oppgaven omhandler fagdisiplinene geoteknikk og hydrogeologi. Forfatterne har hatt stor nytte av å få et innblikk i disse to fagdisiplinene, før man skal ut i jobb til høsten.

Denne våren har vært svært spesiell med tanke på at vi måtte forlate campus i midten av mars som følge av viruset Covid-19. De nasjonale restriksjonene førte til at man omtrent midtveis i oppgaven måtte avlyse planlagt feltarbeid, og samtidig revidere resten av arbeidet for hjemmekontor. Dette medførte noen ulemper for oppgaven, men vi tror har fått tilpasset oppgaven slik at det blir et godt produkt. Selv om det har medført noen ulemper mener vi det har vært viktig å delta på den nasjonale dugnaden for å stoppe smittespredningen.

Vi ønsker å rette en stor takk til intern veileder Professor Steinar Nordal ved NTNU for god veiledning, og for å være en inspirasjonskilde i studietiden til geoteknikkfaget.

Vi ønsker også å takke ekstern veileder Joar Spencer Gloppestad fra Multiconsult for god faglig veiledning, selv også ved pappapermisjon. Det rettes også en takk til Sivert Møllersen Hallsteinsen fra Multiconsult, og Kristian Aune fra Norconsult for oppfølging av oppgaven når det har vært nødvendig.

Forfatterne har vært i kontakt med en rekke fagpersoner fra NGI, NGU, Statens vegvesen og NTNU, og ønsker i denne anledning å sende en takk til disse for å ta seg tid til å svare på spørsmål.

Oppgaven har opplevdes som lærerik, og studentene håper leseren får like stor nytte, og glede, av å lese den som studentene har fått i løpet av denne prosessen.

10.06.2020, NTNU Trondheim

Fredrik Aune

Iver Grav Østvang

# Innholdsfortegnelse

<b>Sammendrag</b> .....	<b>I</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>III</b>
<b>Forord</b> .....	<b>V</b>
<b>Figurer</b> .....	<b>X</b>
<b>Tabeller</b> .....	<b>XIV</b>
<b>Symboler og forkortelser</b> .....	<b>XVI</b>
<b>1 Innledning</b> .....	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Formål .....	2
1.3 Problemstilling .....	3
1.4 Metode og grunnlagsdata .....	3
1.5 Oppgavens struktur .....	3
<b>2 Teori</b> .....	<b>4</b>
2.1 Grunnleggende geoteknikk .....	4
2.2 Jordegenskaper.....	9
2.3 Setningsteori og Plaxis 2D .....	13
2.4 Grunnleggende hydrogeologi .....	16
2.5 Laplaces ligning .....	17
2.6 Thiems ligning .....	20
2.7 Generelt om leire .....	20
2.8 CPTU – Cone Penetration Test Undrained .....	22
2.9 Streklappbasert poretrykksmåler .....	24
<b>3 Tolkning av felt- og laboratorieundersøkelser</b> .....	<b>25</b>
3.1 Geotekniske parametere .....	25
3.2 Ødometer .....	27
3.3 Treaksial .....	30
3.4 CPTU .....	31
3.4.1 Borpunkt 8 .....	32
3.4.2 Borpunkt 22 .....	35
3.5 Oppsummering .....	37
<b>4 Hydrogeologisk beskrivelse av Nyhavna</b> .....	<b>38</b>
4.1 Kvartærgeologi .....	38
4.2 Poretrykksmålinger .....	38
4.3 Tidevannseffekter.....	41
4.4 Barometerfluktasjoner .....	41

4.5	Nedbør og fundamenteringsarbeid .....	42
4.6	Mulige opphav til poreovertrykk .....	44
4.7	Oppsummering .....	46
<b>5</b>	<b>Stålkjernepeling .....</b>	<b>47</b>
5.1	Krav til utførelse .....	47
5.1.1	Boring .....	48
5.1.2	Vanntapsmåling .....	48
5.1.3	Injeksjon .....	49
5.1.4	Installering av stålkjerner .....	49
5.2	Prosedyre ved Nyhavna.....	50
5.2.1	Boring og vanntapsmåling .....	50
5.2.2	Injeksjonstetting .....	51
5.2.3	Installasjon av stålkjerner .....	51
5.3	Metode ved oppstartfase .....	52
5.4	Metode revidert.....	53
5.5	Resultater .....	55
5.5.1	Poretrykksmålinger hele perioden .....	55
5.5.2	Poretrykksutvikling mot antall borede foringsrør .....	57
5.5.3	Poretrykksutvikling ved installasjon av stålkjerner.....	58
5.5.4	Poretrykksutvikling under nedboring av foringsrør.....	58
5.5.5	Antall registrerte lekkasjer.....	63
5.5.6	Lekkasjer i forhold til dimensjon.....	64
<b>6</b>	<b>Setningsanalyse .....</b>	<b>66</b>
6.1	Innledende bemerkninger og henvisning til standarder .....	66
6.1.1	Påhengslaster .....	67
6.1.2	Hva begrenser setningene? .....	67
6.1.3	Tolkning av poretrykksituasjon ved kalk-/sementstabilisering .....	68
6.1.4	Begrunnelse for valg av grunnvannstand etter utgraving.....	73
6.2	Plaxis 2D og regnemodeller .....	73
6.2.1	Input til Plaxis-modellene .....	73
6.2.2	Oppsett av Plaxis-modellene.....	77
6.3	Setninger ved stålkjernepeling .....	82
6.3.1	Stivheter brukt i håndberegning og Plaxis 2D.....	82
6.3.2	Resultater .....	84
6.4	Setningsanalyse for kalk-/sementstabilisering.....	86
6.4.1	Beregningsgang for setningspotensiale i kalk-/sementstabilisert jord .....	86
6.4.2	Valg av stivhet og last .....	87

6.4.3	Resultater .....	89
6.5	Sammenligning av kompresjon av stålkjernepel og kalk-/sementblokk.....	92
6.5.1	Beregningsgang .....	92
6.5.2	Dimensjoner, laster og stivheter .....	92
6.5.3	Resultater .....	93
<b>7</b>	<b>Litteraturstudie – Permeabilitetsegenskaper kalk-/sementstabilisering ....</b>	<b>95</b>
7.1	Svensk Djupstabilisering – Rapport 17 .....	95
7.2	Long-term behaviour of soils stabilised with lime and with cement .....	96
7.3	Measured permeabilities in stabilised Swedish soils .....	97
7.4	Cement och kalk för djupstabilisering av jord.....	99
<b>8</b>	<b>Dreneringseffekt ved kalk-/sementstabilisering .....</b>	<b>103</b>
8.1	Numerisk analyse.....	103
8.2	FEM-analyse .....	105
8.2.1	Innledende beskrivelse fra feltundersøkelser .....	105
8.2.2	Modellens oppbygning .....	105
8.2.3	Permeabilitet KS-blokk.....	107
8.2.4	Oppsett av faser .....	108
8.3	Resultater .....	110
8.3.1	Numerisk analyse.....	110
8.3.2	FEM-analyse .....	111
<b>9</b>	<b>Diskusjon .....</b>	<b>114</b>
9.1	Stålkjernepeling .....	114
9.1.1	Hele perioden .....	114
9.1.2	Poretrykksutvikling mot antall borede foringsrør .....	116
9.1.3	Poretrykksutvikling ved installasjon av stålkjerner.....	118
9.1.4	Poretrykksutvikling under nedboring av foringsrør.....	119
9.1.5	Antall registrerte lekkasjer .....	119
9.1.6	Lekkasjer i forhold til dimensjon.....	120
9.1.7	Metode .....	121
9.2	Setningsanalyse .....	122
9.2.1	Stålkjernepeler .....	122
9.2.2	Kalk-/sementstabilisering .....	124
9.2.3	Stålkjernepeler vs. Kalk-/sementstabilisering.....	127
9.3	Dreneringseffekt ved kalk-/sementfundamentering.....	130
9.3.1	Numerisk analyse.....	130
9.3.2	FEM-analyse .....	131
<b>10</b>	<b>Konklusjon.....</b>	<b>134</b>

<b>11 Videre arbeid .....</b>	<b>136</b>
<b>12 Referanseliste.....</b>	<b>138</b>
<b>13 Vedlegg.....</b>	<b>142</b>

# Figurer

Figur 1: Øvre Nyhavna i Trondheim, med byggetrinn 1, 2 og 3. Hentet fra nve.atlas.no.	1
Figur 2: Lekkasje ut fra foringsrør på grunn av artesisk poretrykk. Hentet fra (Gundersen og Dolva, 2010).	2
Figur 3: Generell fremstilling av normal- og skjærspenning på et gitt plan. Hentet fra (Emdal, 2018a).	4
Figur 4: Hovedspenninger i tre dimensjoner. Hentet fra (Emdal, 2018a).	5
Figur 5: Generell fremstilling av spenningsfordeling i et jordlag. Hentet fra (Emdal, 2018a).	6
Figur 6: Generell fremstilling av Mohr-sirkelen med Coulomb-kriteriet. Hentet fra (Emdal, 2018a).	7
Figur 7: Illustrasjon av artesisk overtrykk. Hentet fra (Emdal, 2018a).	8
Figur 8: Vannets totale energipotensial. Modifisert etter (Sandven, et al., 2015).	9
Figur 9: Grafisk fremstilling av tøyning i én retning.	11
Figur 10: Generell tolkning av modultall for bruk i jordmodellen Soft Soil. Hentet fra (Nordal, 2019).	14
Figur 11: Lukket og åpen akvifer. Hentet fra (NGWA, 2020).	16
Figur 12: Enhetskube for visualisering av masseendring. Modifisert etter (Brattli, 2009).	18
Figur 13: Illustrasjon av Thiem ligning (1906). Hentet fra (SERC, 2017).	20
Figur 14: Prinsippskisse av hvordan en CPTU-sonde kan se ut og hvilke parametere som måles. Hentet fra (Ceccato, Beuth og Simonini, 2016).	22
Figur 15: Elektrisk strekkklappbasert poretrykksmåler. Hentet fra (Statens vegvesen, 2018).	24
Figur 16: Tolkning av ødometertest utført i BP8, ved dybde 7,40 meter.	28
Figur 17: Tolkning av ødometertest utført i BP22, ved dybde 7,53 meter.	28
Figur 18: Tolkning av ødometerforsøk i BP22, forflyttet til origo.	29
Figur 19: Tolkning av styrkeparametere fra treaksialtest, NTNU-plot. Til venstre er tolkning av test fra BP8 ved dybde 7,35 meter, og til høyre er tilsvarende tolkning fra BP22 ved dybde 7,39 meter.	31
Figur 20: Skjærfasthetsprofil fra Statens vegvesens CPTU-ark, med tolket skjærfasthet – BP8. Se Vedlegg 13 for større oppløsning.	33
Figur 21: Deformasjonsmodul fra Statens vegvesens CPTU-ark, med tolket stivhetsprofil – BP8. Se Vedlegg 12 for større oppløsning.	34
Figur 22: Skjærfasthetsprofil fra Statens vegvesens CPTU-ark, med tolket skjærfasthet – BP22. Se Vedlegg 15 for større oppløsning.	35
Figur 23: Deformasjonsmodul fra Statens vegvesens CPTU-ark, med tolket stivhetsprofil – BP22. Se Vedlegg 14 for større oppløsning.	36
Figur 24: Poretrykksituasjon 14.10.2019 angitt i høyde over terrengnivå.	39
Figur 25: Poretrykksmålinger ved Nyhavna for hele perioden. Se Vedlegg 2 for større oppløsning.	39
Figur 26: Snitt K – tolket fra totalsonderinger. Ikke i målestokk.	40
Figur 27: Tidevannseffekter i BP-4.	41
Figur 28: Barometerfluktuasjoner i PZ-A til PZ-D.	42

Figur 29: Poretrykksmålinger med nedbør, temperatur og antall boret foringsrør for hele perioden. Se Vedlegg 1 for større oppløsning. ....	43
Figur 30: Løsmassekart med tolkede punkter. Hentet fra (NGU, 2020). ....	45
Figur 31: Prinsippskisse. Venstre: Innboring av foringsrør i berg. Høyre: Montering av injeksjonspakker og injeksjon. ....	53
Figur 32: Prinsippskisse. Venstre: Oppboring av injeksjonsmasse og innboring av en meter uforet hull. Høyre: Gysing av hull og montering av stålkjerne. ....	53
Figur 33: Prinsippskisse. Venstre: Innboring av foringsrør og uforet hull i berg. Høyre: Montering av injeksjonspakker og injeksjon. ....	54
Figur 34: Prinsippskisse. Venstre: Oppboring av injeksjonsmasse. Høyre: Gysing av hull og montering av stålkjerne. ....	54
Figur 35: Plassering av poretrykksmålere. ....	55
Figur 36: Poretrykk for hele perioden. Se Vedlegg 2 for større oppløsning. ....	56
Figur 37: Sammenheng mellom poretrykk og antall foringsrør boret per dag ved byggetrinn 1. Se Vedlegg 3 for større oppløsning. ....	57
Figur 38: Poretrykk og antall foringsrør boret, åpne peler før gysing og peler gysset. Se Vedlegg 4 for større oppløsning. ....	58
Figur 39: Innledende forsøk med boring av 3 stk. foringsrør ved BP-5 (MZ-PZ-5). ....	59
Figur 40: Poretrykk i BP5 ved innledende forsøk. ....	60
Figur 41: Poretrykksmåler BP-5 (MC-PZ-5) med borede foringsrør innen radius $\leq 10$ meter ved byggetrinn 1. ....	60
Figur 42: Poretrykk i BP-5 ved boring av PA1-14 med avstand 4,95 meter den 17.10.2019. ....	61
Figur 43: Poretrykk i BP-5 ved boring av PA1-44 med avstand 4,63 meter den 18.10.2019. ....	62
Figur 44: Poretrykk i BP-5 ved boring av foringsrør med avstand 3,18-6,15 meter fra 25.10.2019 til 26.10.2019. ....	63
Figur 45: Registrerte foringsrør med lekkasjer ved byggetrinn 1. ....	64
Figur 46: Differanse $\Delta b$ mellom foringsrør og uforet berghull. ....	65
Figur 47: Antall foringsrør med lekkasje etter første injeksjon for de ulike rørdimensjonene. Andelen med lekkasjer for hver dimensjon er vist i prosent. ....	65
Figur 48: Generelt eksempel fra området på hvordan jorda kan deles opp. Parametere valgt på et generelt grunnlag. ....	69
Figur 49: Illustrasjon på hvordan forfatterne mener poretrykksfordelingen vil bli seende ut etter utført kalk-/sementstabilisering. Uthevet strek antyder gjeldene forhold. Rødstriplet linje antyder endringen i poretrykk ved utdrenering, og tilleggsbelast. ....	72
Figur 50: Modellert poretrykksfordeling i Snitt J, før og etter installering av kalk-/sementpel. ....	72
Figur 51: Alternative løsninger for håndtering av grunnvannstand. ....	73
Figur 52: Utsnitt av resultater fra ødometertest utført i BP8, for tolkning av Plaxis-parametere. ....	74
Figur 53: Utsnitt av Plaxis Soil Test som viser endelige parametere for BP8 opp til venstre, startspenninger for testen opp til høyre, og tilhørende kurve nederst. ....	75
Figur 54: Utsnitt av resultater fra ødometertest utført i BP22, for tolkning av Plaxis-parametere. ....	75
Figur 55: Utsnitt av Plaxis Soil Test som viser endelige parametere for BP22 opp til venstre, startspenninger for testen opp til høyre, og tilhørende kurve nederst. ....	76
Figur 56: Geometrien for Snitt J brukt for å generalisere de ulike fasene til alle snittene. Øverst vises hvilke faser som er modellert, med beskrivende navn. ....	78
Figur 57: Oversikt over materialene brukt for å gjennomføre beregningene. ....	79

Figur 58: Eksempel på modellering av poretrykksprofil.....	80
Figur 59: Oversikt over de ulike fasenes poretrykksfordeling. Samme prinsipp vil gjelde for alle snittene, her vist fra Snitt J. ....	81
Figur 60: Stivhetsprofiler for Snitt J. ....	83
Figur 61: Sammenligning av tolket Moc og beregnet Moc fra Plaxis. Snitt A opp til venstre, Snitt C opp til høyre, Snitt G ned til venstre og Snitt H ned til høyre. ....	84
Figur 62: Grafisk fremstilling av resultater fra Plaxis 2D. Resultatene er hentet fra Snitt J. ....	85
Figur 63: Prinsipp for lastfordeling under stabilisert jord. ....	87
Figur 64: Typiske geotekniske parametere for kalk-/sementstabilisert jord. Hentet fra (Norcem, u.å). ....	88
Figur 65: Stivhetsfordeling gjennom kalk-/sementstabilisert materiale, og i underkant av kalk-/sementstabilisert materiale. Parameterne og verdiene er hentet fra Snitt J. ....	88
Figur 66: Grafisk fremstilling av resultater fra Plaxis 2D. Hentet fra Snitt J. ....	91
Figur 67: Sammenligning av tøyninger hentet fra håndberegninger og Plaxis. Snitt A til venstre, Snitt J til høyre. ....	91
Figur 68: Prinsippskisse av foringsrør og stålkjernepel. Ikke i målestokk. ....	93
Figur 69: Permeabilitetseffekter ved innblanding av kalk, sement og kalk-/sementblanding for leire med silt. Hentet fra (Brandl, 1999). ....	96
Figur 70: Permeabilitetseffekter ved innblanding av kalk og sement for leirig silt. Hentet fra (Brandl, 1999). ....	97
Figur 71: Venstre: Endring i permeabilitet i startfasen. Høyre: Endring i permeabilitet med tiden relatert til trykkfasthet. Hentet fra (Åhnberg, 2006a). ....	98
Figur 72: Utvikling i skjærfasthet for stabilisert siltig leire ved enaksial trykkforsøk. Øvre: Langtidsutvikling. Nedre: Korttidsutvikling. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995). ....	100
Figur 73: Målt permeabilitet for peler ved 8,8-9,2 meter dybde med tiden (dager), ved Lilla Mellösa. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995). ....	101
Figur 74: Målt permeabilitet for peler ved 1,6-2,0 meter dybde med tiden (dager), ved Lövstad. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995). ....	102
Figur 75: Mengde vann gjennom KS-blokk ved en sandig morene, $Q = 0,1146$ m <sup>3</sup> /dag/rad. ....	104
Figur 76: Benyttet mesh. KS-blokk (venstre): 0,5. Overtrykkslag: 0,075-0,3. Resterende (grå): 1,0. ....	106
Figur 77: Head = 27,5 meter ved nedre grense for ønsket poretrykk ved initialfase. ...	106
Figur 78: Total mengde vann ( $Q = 0,8097$ m <sup>3</sup> /dag/rad) gjennom modellen fra Plaxis. Head = 27,5 meter for høyre ytre grense ved morenelaget. ....	107
Figur 79: Modellerte faser i Plaxis. ....	109
Figur 80: Influensområde beregnet ved numerisk analyse. ....	110
Figur 81: Valgte "Stress points" for analysering av poretrykksutvikling og strømningshastighet. Initialt poretrykk ved bunnen lik -275 kPa. ....	111
Figur 82: Utvikling i potensialnivå langs x-aksen for de ulike fasene ved siltig morene (2m). Se Vedlegg 76 for full oppløsning. ....	112
Figur 83: Poretrykksutvikling med tiden ved 2 meter siltig morene. ....	113
Figur 84: Strømningshastighet med tiden ved 2 meter siltig morene. ....	113
Figur 85: Poretrykk for hele perioden. Se Vedlegg 2 for større oppløsning. ....	114
Figur 86: Sammenheng mellom poretrykk og antall foringsrør boret per dag ved byggetrinn 1. Se Vedlegg 3 for større oppløsning. ....	116
Figur 87: Plassering av poretrykksmålere. ....	117
Figur 88: Poretrykk og antall foringsrør boret, åpne peler før gysing og peler gysset. Se Vedlegg 4 for større oppløsning. ....	118



Figur 89: Antall foringsrør med lekkasje etter første injeksjon for de ulike rørdimensjonene. Andelen med lekkasjer for hver dimensjon er vist i prosent. ....	120
Figur 90: Deformert innboringskant ved uforet berghull. ....	121
Figur 91: Tøyninger i Snitt E. ....	125
Figur 92: OCR benyttet i håndberegninger, og hentet fra Plaxis. Snitt E. ....	126
Figur 93: Endring i last. Snitt E til venstre, og Snitt J til høyre. ....	127
Figur 94: Generell illustrasjon av antatt poretrykkssituasjon rundt KS-pel, med tilhørende influensområde. Gjelder også for eventuell utdrenering rundt stålkjernepeler. ....	128
Figur 95: Poretrykksutvikling med tiden ved 2 meter siltig morene. ....	131
Figur 96: Differanse $\Delta b$ mellom foringsrør og uforet berghull. ....	136

# Tabeller

Tabell 1: Oppgavens hovedkapitler og struktur.....	3
Tabell 2: Karakteristiske grenseverdier for de enkelte jordartenes permeabilitetskoeffisient. Hentet fra (Emdal, 2018a).....	10
Tabell 3: Karakteristiske verdier for konsolideringskoeffisienten. Hentet fra (Emdal, 2018a).....	10
Tabell 4: Karakteristiske verdier for modultallet $m$ i normalkonsoliderte leirer. ....	11
Tabell 5: Karakteristiske verdier for deformasjonsmodulen til leire, hentet fra (Tomlinson, 1995). ....	12
Tabell 6: Typiske verdier for plastisitetsindeks ved norske leirer. Hentet fra (Brattli, 2015). ....	21
Tabell 7: Generell kategorisering av norske leirers sensitivitet. Hentet fra (Brattli, 2015). ....	21
Tabell 8: Viser metode for å vurdere prøve kvalitet av treaksialprøver. Hentet fra (NGF, 2013). ....	30
Tabell 9: Sammendrag av treaksialparametere, BP8. ....	30
Tabell 10: Sammendrag av treaksialparametere, BP22.....	30
Tabell 11: Standardverdier for attraksjon og friksjon for norske jordtyper. Hentet fra (Sandven, et al., 2015). ....	31
Tabell 12: Benyttet borutrustning til boring av foringsrør og uforet hull i berg. ....	50
Tabell 13: Dimensjoner for benyttede foringsrør, stålkjerner og borkrone uforet berghull. ....	50
Tabell 14: Egenskaper til gysemørtel ved innstøping av stålkjerner (Multiconsult Norge AS, 2020).....	52
Tabell 15: Oversikt over borede foringsrør med ingen eller mindre innvirkninger på poretrykk ved BP-5.....	63
Tabell 16: Materialer benyttet i Plaxis 2D.....	79
Tabell 17: Sammendrag av resultatene fra setningsanalysene. – indikerer heving. ....	84
Tabell 18: Tentativ lastsituasjon anvendt i prosjektets tidligfase, utarbeidet av Multiconsult (Multiconsult Norge AS, 2019b). ....	89
Tabell 19: Sammendrag av resultatene fra setningsberegningene for kalk-/sementstabilisering. ....	90
Tabell 20: Last per stålkjernerpel.....	93
Tabell 21: Sammendrag av resultater fra kompresjonsberegningene.....	94
Tabell 22: Materialeegenskaper før innblanding av bindemiddel for siltig leire. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995). ....	99
Tabell 23: Materialparametere for permeabilitetsmålinger i felt utført av SGI. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995). ....	101
Tabell 24: Benyttet permeabilitet for siltig leire og KS-blokk for numerisk analyse. ....	103
Tabell 25: Benyttet permeabilitet for ulike morenetyper, hentet fra (Brattli, 2009). Mengden vann $Q$ er beregnet i Plaxis. ....	104
Tabell 26: Benyttede grensebetingelser ved strømningsanalyse i Plaxis. ....	106
Tabell 27: Materialparametere for siltig leire fra BP22 ved PZ-B. Hentet fra (Multiconsult Norge AS, 2019a).....	108
Tabell 28: Beregnet stabilisert permeabilitet $k_{stab}$ med $k_{soil} = 1,35E-4$ m/dag. ....	108

Tabell 29: Poretrykksendring for byggetrinn 1 og 2 ved boring av foringsrør. ....	115
Tabell 30: Antall foringsrør med lekkasjer mot metode.....	119
Tabell 31: Resultater fra delkapittel 6.3. Stålkjernepeling. ....	122
Tabell 32: Resultater fra delkapittel 6.4. Kalk-/sementstabilisering. ....	124
Tabell 33: Sammenligning av modultall i normalkonsolidert område fra Plaxis og håndberegninger. ....	125
Tabell 34: Resultater fra deformasjonsberegninger utført i delkapittel 6.5. ....	128
Tabell 35: Beregnet stabilisert permeabilitet $k_{stab}$ med $k_{soil} = 1,35E-4$ m/dag. ....	131

## Symboler og forkortelser

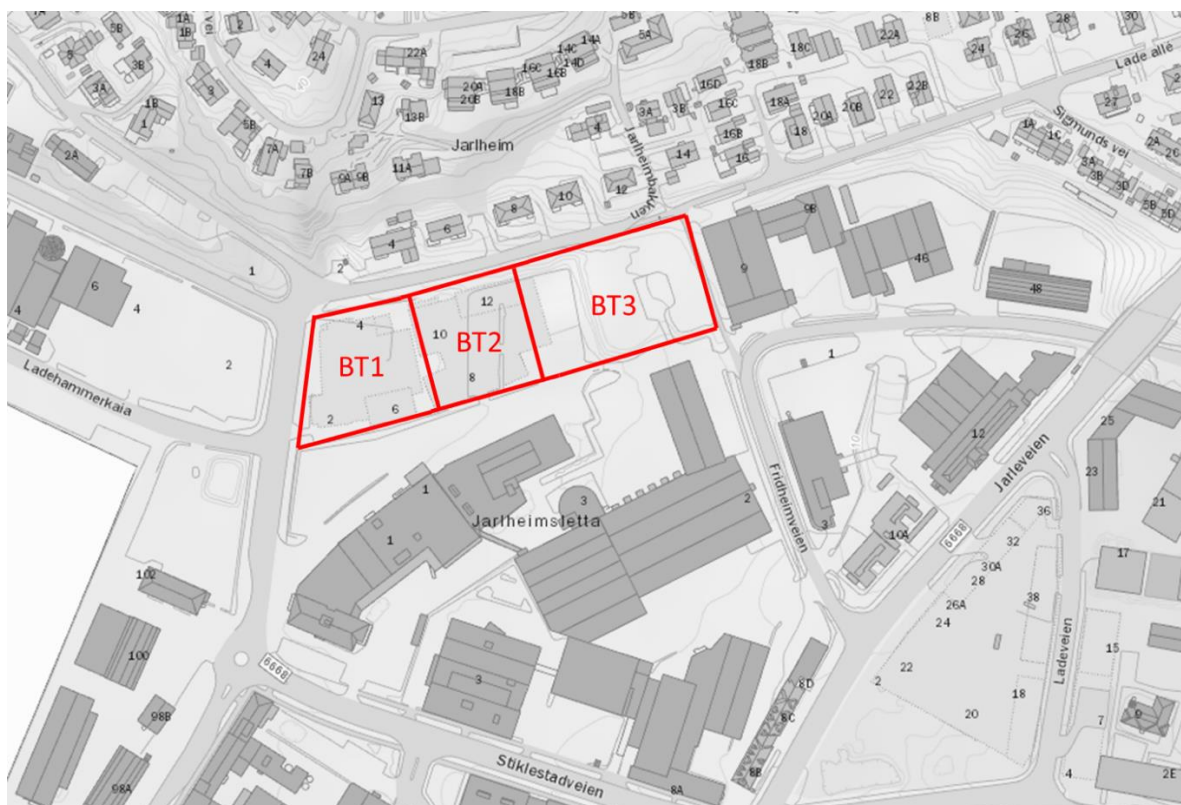
<b>A</b>	Areal
<b>a</b>	Spenningskomponent, attraksjon, mengde vann bundet ved hydratisering
<b>c</b>	Kohesjon
<b>C<sub>u</sub></b>	Udrenert skjærfasthet
<b>C<sub>v</sub></b>	Konsolideringskoeffisient
<b>E</b>	Elastisitetsmodul
<b>e</b>	Poretall
<b>F</b>	Kraft
<b>f<sub>s</sub></b>	Sidefriksjon
<b>g</b>	Tyngdefeltakselerasjon 9,81 m/s <sup>2</sup>
<b>h</b>	Høyde, trykkehøyde
<b>h<sub>t</sub></b>	Hydraulisk potensial
<b>I<sub>L</sub></b>	Flyteindeks
<b>I<sub>P</sub></b>	Plastisitetsindeks
<b>i</b>	Gradient
<b>k</b>	Permeabilitet
<b>K<sub>0</sub></b>	Hviletrykkskoeffisient for totalspenninger
<b>K<sub>0</sub>'</b>	Hviletrykkskoeffisient for effektivspenninger
<b>L</b>	Lengde
<b>M</b>	Deformasjonsmodul
<b>m</b>	Masse, Modultall, Mektighet drenerende lag
<b>n</b>	Porøsitet
<b>N<sub>ke</sub></b>	Bæreevnefaktor for S <sub>u</sub> fra CPTU
<b>N<sub>kt</sub></b>	Bæreevnefaktor for S <sub>u</sub> fra CPTU - spissmotstand
<b>N<sub>Δu</sub></b>	Bæreevnefaktor for S <sub>u</sub> fra CPTU - poretrykk
<b>p<sub>c</sub>'</b>	Prekonsolideringsspenning
<b>p<sub>0</sub>'</b>	Initial effektivspenning
<b>p<sub>1</sub>'</b>	Effektivspenning
<b>Q</b>	Vannmengde
<b>q</b>	Vannmengde per tid
<b>q<sub>t</sub></b>	Korrigert spissmotstand
<b>q<sub>c</sub></b>	Registrert spissmotstand
<b>q<sub>uc</sub></b>	Trykkfasthet fra enaksial trykkforsøk
<b>r</b>	Radiell avstand
<b>S<sub>s</sub></b>	Spesifikk magasinkoeffisient
<b>S<sub>t</sub></b>	Sensitivitet
<b>S<sub>u</sub></b>	Udrenert skjærfasthet
<b>T</b>	Transmissivitet
<b>u</b>	Poretrykk
<b>u<sub>0</sub></b>	Poretrykk in-situ
<b>u<sub>2</sub></b>	Registrert poretrykk bak CPTU-kjegle
<b>V</b>	Volum

<b>v</b>	Strømningshastighet av Darcy's lov
<b>w</b>	Vanninnhold
<b>w<sub>L</sub></b>	Flytegrense
<b>w<sub>P</sub></b>	Plastisitetsgrense
<b>x</b>	Koordinater i aksesystem, Masse bindemiddel kalk-/sement
<b>y</b>	Koordinater i aksesystem
<b>z</b>	Koordinater i aksesystem, høyde fra terrengoverflaten
<b>BP</b>	Borpunkt
<b>FEM</b>	Finite element method
<b>KS</b>	Kalk-/sementstabilisert jord
<b>mH<sub>2</sub>O</b>	Meter trykkehøyde med tyngdetetthet for vann lik 10 kN/m <sup>3</sup>
<b>NC</b>	Normalkonsolidert
<b>NTNU</b>	Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
<b>OC</b>	Overkonsolidert
<b>OCR</b>	Konsolideringsgrad
<b>PDF</b>	Portable Document Format
<b>PZ</b>	Piezometer
<b>SKP</b>	Stålkjernepel
<b>v/c-tall</b>	Vannsementforhold
<b>φ</b>	Friksjonsvinkel
<b>ρ</b>	Densitet
<b>γ</b>	Tyngdetetthet
<b>σ</b>	Totalspenning
<b>σ<sub>0</sub>'</b>	Effektiv initialspenning
<b>σ'</b>	Effektivspenning
<b>σ<sub>1</sub></b>	Største totale hovedspenning
<b>σ<sub>2</sub></b>	Mellomste totale hovedspenning
<b>σ<sub>3</sub></b>	Minste totale hovedspenning
<b>σ<sub>x</sub></b>	Spenning i x-retning
<b>σ<sub>y</sub></b>	Spenning i y-retning
<b>σ<sub>z</sub></b>	Spenning i z-retning
<b>σ<sub>m</sub></b>	Middelspenning
<b>σ<sub>a</sub></b>	Referansespenning
<b>τ</b>	Skjærspenning
<b>δ</b>	Deformasjon
<b>ε</b>	Tøyning
<b>ε<sub>v</sub></b>	Vertikal tøyning
<b>ε<sub>vol</sub></b>	Volumtøyning
<b>κ*</b>	Modifisert svelleindeks – Soft Soil
<b>λ*</b>	Modifisert kompresjonsindeks – Soft Soil
<b>ν</b>	Poissons-tall
<b>∞</b>	Uendelig

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Denne masteroppgaven er tilknyttet området Øvre Nyhavna i Trondheim hvor Multiconsult AS er engasjert som geoteknisk rådgiver, og skal prosjektere fundamentering av leilighetsbygg for Heimdal Bolig AS. Aktuelt område er presentert i figur 1, og består av i første omgang tre byggetrinn.



**Figur 1: Øvre Nyhavna i Trondheim, med byggetrinn 1, 2 og 3. Hentet fra nve.atlas.no.**

Innledende prosjektering viser at stabiliteten i området tilfredsstiller kravene i Norsk Standard kun med liten margin (Multiconsult Norge AS, 2019b). Dette bekreftes også av historien til området som beskriver et leirskred ved østlige deler av området i 1944 (Holmsen, 1945). Løsmassemektigheten i området består av fyllmasser i toppen, over leire og antatt morene over berg. Poretrykkmålinger viser et poreovertrykk ved bergoverflaten. Ved fundamentering av leilighetsbyggene er man bekymret for at en eventuell utdrenering skal forårsake setninger på omkringliggende område.

Multiconsult AS har valgt å benytte stålkjernepeler som fundamenteringsmetode av leilighetsbyggene ved byggetrinn 1 og 2. Pelene er installert med å bore foringsrør ned gjennom løsmassemektigheten og ned i berg.

En har sett lignende problemer med poreovertrykk og fundamentering for Fylkesvei 91 ved Brevikeidet bru like utenfor Tromsø i 2009, og ved bygging av det nye Munchmuseet i Bjørvika i Oslo i 2015. I likhet med området ved Øvre Nyhavna i Trondheim var

grunnforholdene ved begge disse tilfellene preget av tette løsmasser over underliggende lag som skapte poreovertrykk.

Problemene oppstod når disse underliggende lagene med poreovertrykk ble punktert som følge av enten grunnundersøkelser, eller fundamenteringsarbeider som illustrert i figur 2. Ved punktering av overtrykkslaget ved Breivikeidet ble store mengder løsmasser erodert bort, og undergravde fundamentene til broen. Dette førte til store terrengsetninger, redusert bæreevne og stabilitetsproblemer rundt brufundamentene (Gundersen og Dolva, 2010). Ved Munchmuseet i Oslo forventet de opp til en meter terrengsetninger av området rundt som følge av fundamenteringsarbeidet (Ulvestad, 2018). I sum beskriver disse eksemplene problematikken man står ovenfor på Nyhavna godt. En eventuell utdrenering av poreovertrykket kan medføre store setninger på omkringliggende område.



**Figur 2: Lekkasje ut fra foringsrør på grunn av artesiske poretrykk. Hentet fra (Gundersen og Dolva, 2010).**

## 1.2 Formål

Oppgavens formål er å gi en hydrogeologisk beskrivelse av området, og beskrive mulige sammenhenger og årsaker til poretrykksutvikling ved anvendt ståljernepeler som fundamenteringsmetode. Det skal også utarbeides setningsanalyser for området ved fundamentering med ståljernepeler og kalk-/sementstabilisering. Dreneringsegenskaper og influensområde ved kalk-/sementstabilisering skal også undersøkes.

### 1.3 Problemstilling

Etter ønske fra Multiconsult AS er problemstillingen for denne oppgaven satt sammen av flere deler og omfatter:

- Mulige sammenhenger og årsaker til poretrykksutvikling ved utførelse av stålkjernepeling.
- Setningsanalyser for fundamentering med stålkjernepeler og kalk-/sementstabilisering.
- Dreneringsegenskaper og influensområde ved kalk-/sementstabilisering.

Innledningsvis etter beskrevet teori er det gitt en hydrogeologisk beskrivelse av området ved Øvre Nyhavna i Trondheim, og tolket geotekniske parametere fra felt- og laboratorieundersøkelser som er deretter sammenlignet med erfaringstall.

### 1.4 Metode og grunnlagsdata

Benyttet metode for oppgaven er litteraturstudier og ingeniørvitenskapelige beregningsmetoder. Grunnlagsdata er fremstilt av Multiconsult AS, og omfatter følgende materiale:

- Poretrykksmålinger for hele området ved Øvre Nyhavna.
- Peleprotokoller knyttet til stålkjernepeling ved byggetrinn 1.
- Injeksjon- og vanntapsmålinger av foringsrør ved byggetrinn 1.
- Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser.

Grunnlagsdatamaterialet er kun begrenset til grunnforholdene ved Øvre Nyhavna, slik at resultatene kan være annerledes for andre grunnforhold. Ved litteraturstudiet knyttet til stålkjernepeling var det heller ingen tilgjengelig litteratur av erfaringer og fakta for boring med polymerblandet borevæske. Metoden med boring med polymerblandet borevæske var kun nevnt i korte bisetninger.

### 1.5 Oppgavens struktur

Før hvert hovedkapittel blir tilhørende litteraturstudie presentert. Resultatene fra hver analyse blir presentert i samme kapittel, mens diskusjon av resultatene blir gjort i eget kapittel bakerst i oppgaven før konklusjon. Oppgavens hovedkapitler og struktur kan sees i tabell 1.

**Tabell 1: Oppgavens hovedkapitler og struktur.**

<b>Teori</b>	Benyttet teori i oppgaven.
<b>Tolkning av felt- og laboratorieundersøkelser</b>	Tolkning og beskrivelse av geotekniske parametere benyttet i oppgaven.
<b>Hydrogeologisk beskrivelse av Nyhavna</b>	Områdets hydrogeologiske egenskaper.
<b>Stålkjernepeling</b>	Stålkjernepeler som anvendt fundamenteringsmetode, knyttet til utførelse og poretrykksutvikling.
<b>Setningsanalyse</b>	Setningsberegninger for området ved stålkjernepeling og kalk-/sementstabilisering.
<b>Dreneringseffekt ved kalk-/sementstabilisering</b>	Vurdering av dreneringsegenskaper og mulig influensområde.



## 2 Teori

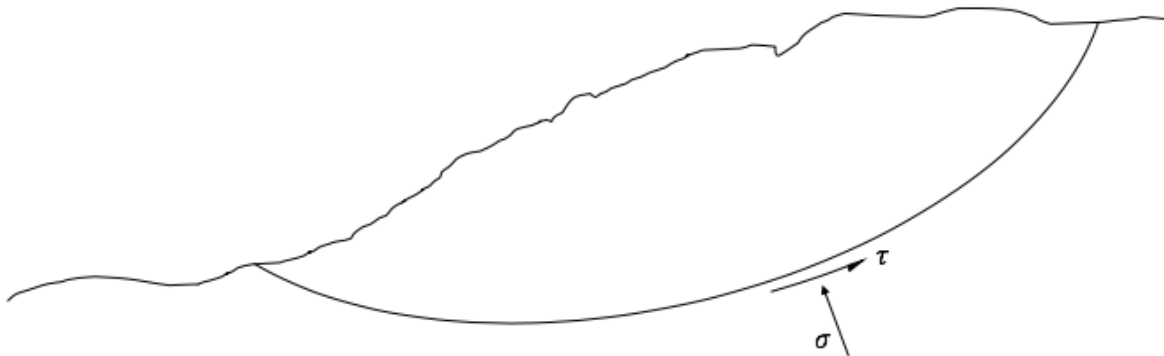
Benyttet teori for oppgaven er beskrevet under dette kapitlet.

### 2.1 Grunnleggende geoteknikk

Geoteknikk defineres som læren om jord i byggeteknisk sammenheng, hvorav jord karakteriseres som løsmasser over fjell (Emdal, 2018a). For å forstå hvordan jord og løsmasser kan benyttes til, og er essensielt for, byggetekniske formål er vi nødt til å redegjøre for noen enkle begreper innenfor geoteknikk.

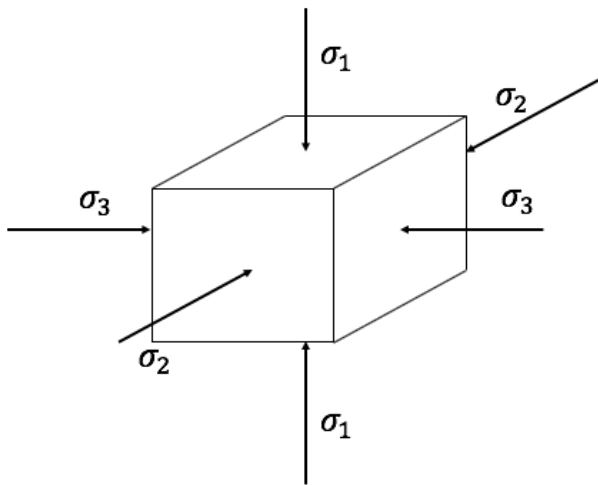
#### **Normalspenninger, skjærspenninger og hovedspenninger**

Som et eksempel kan det på et gitt plan virke to spenningskomponenter. Disse kalles *normalspenning*,  $\sigma$ , og *skjærspenning*,  $\tau$ , vist i figur 3. Disse spenningene kan opptre alene eller i kombinasjon, og det vil være viktig å kjenne komponentenes størrelser og forhold mellom dem når man skal utføre geoteknisk prosjektering (Emdal, 2018a).



**Figur 3: Generell fremstilling av normal- og skjærspenning på et gitt plan. Hentet fra (Emdal, 2018a).**

Dersom det ikke finnes noen opptredende skjærspenning vil normalspenningen være en hovedspenning. I jorden vil spenningene opptre i tre dimensjoner, og en får tre hovedspenninger som står vinkelrett på hverandre, som vist i figur 4.



**Figur 4: Hovedspenninger i tre dimensjoner. Hentet fra (Emdal, 2018a).**

Hovedspenningene kalles  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  og  $\sigma_3$ , og rangeres fra størst til minst i samme rekkefølge. Ved isotrop spenningstilstand, det vil si når alle hovedspenningene er like store, vil det som nevnt ikke oppstå skjærspenninger i jorden. Dersom hovedspenningene ikke har lik størrelse, anisotrop spenningstilstand, vil det oppstå skjærspenninger i jorden (Emdal, 2018a).

### Initialspenninger

Initialspenninger er betegnet av de spenningene som opptrer i jorden før belastning eller inngrep er foretatt. Spenningene kommer fra jordens egenvekt, og/eller en eksisterende belastning av overflaten (Emdal, 2018a).

### Totalspenninger

Totalspenninger er definert som henholdsvis  $\sigma_z$ ,  $\sigma_x$  og  $\sigma_y$  avhengig av i hvilken retning de opptrer. I geoteknikk benyttes z-aksen i vertikal retning, mens aksene x og y representerer de horisontale retningene i et tredimensjonalt system.  $\sigma_z$  estimeres ved hjelp av tyngdetettheten  $\gamma$  til materialet. Tyngdetettheten kan finnes ved prøvetaking og laboratorieundersøkelser, i tillegg til eventuelle overflatelaster. Vertikale totalspenninger er gitt som  $\Delta\sigma_z = \Delta z \cdot \gamma$ , hvor  $\Delta z$  er lagets tykkelse. Horisontalspenningene  $\sigma_{x,y}$  er ofte gitt som en andel av vertikalspenningen ved  $K_0 = \frac{\sigma_{x,y}}{\sigma_z}$ , og kalles hviletrykkskoeffisienten (Emdal, 2018a).

### Poretrykket

Poretrykket defineres av ligningen  $u = \gamma_w z_w$ , og inngår i totalspenningene for jordlaget.  $\gamma_w$  er vannets tyngdetetthet, mens  $z_w$  er tykkelsen på laget fra grunnvannsspeilet.

## Effektivspenninger

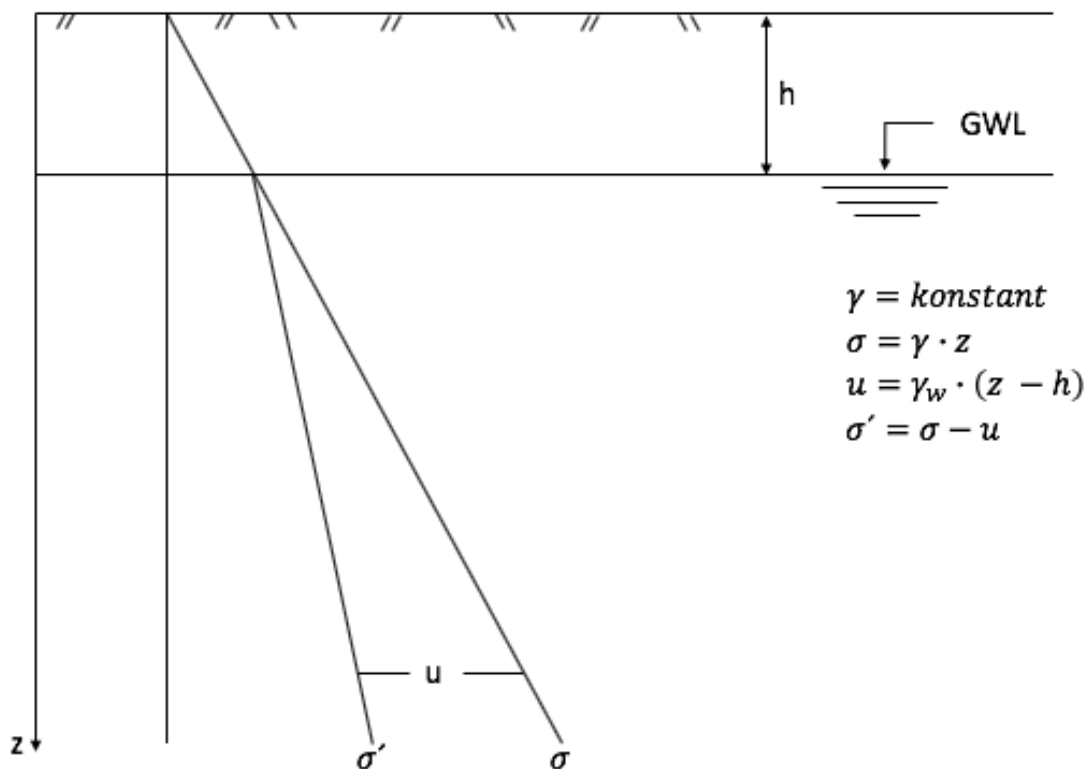
Totale vertikalspenninger er gitt ved tyngden av all overliggende masse. Poretrykksfordelingen kan beregnes eller måles, og inngår som nevnt i totalspenningene for jordlaget. Dermed kan totalspenningene generelt deles opp på følgende vis:

$$\text{Totalspenninger} = \text{Effektivspenninger} + \text{Poretrykk}$$

$$\sigma = \sigma' + u$$

Fra dette defineres effektivspenningen som en del av totalspenningen, den delen som ikke er forårsaket av vanntrykk. Effektivspenningene beskriver spenningen i kontaktpunktene mellom kornene. Det er viktig å nevne at effektivspenningen ikke er målbar direkte fra forsøk og undersøkelser, men må beregnes via denne ligningen som inneholder totalspenninger og poretrykk (Emdal, 2018a).

Generelt kan spenningene i et jordlag fordele seg slik som vist i figur 5.



Figur 5: Generell fremstilling av spenningsfordeling i et jordlag. Hentet fra (Emdal, 2018a).

## Hviletrykkskoeffisienten

Som nevnt tidligere er de horisontale spenningene i jordlaget gitt som en andel av de vertikale spenningene og forholdet mellom dem. Dette forholdet kalles hviletrykkskoeffisienten, og defineres enten ved hjelp av effektivspenninger eller totalspenninger som vist i ligning (2.1) og (2.2) (Emdal, 2018a).

$$K'_0 = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} \quad (2.1)$$

$$K_0 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma'_x + u}{\sigma'_z + u} \quad (2.2)$$

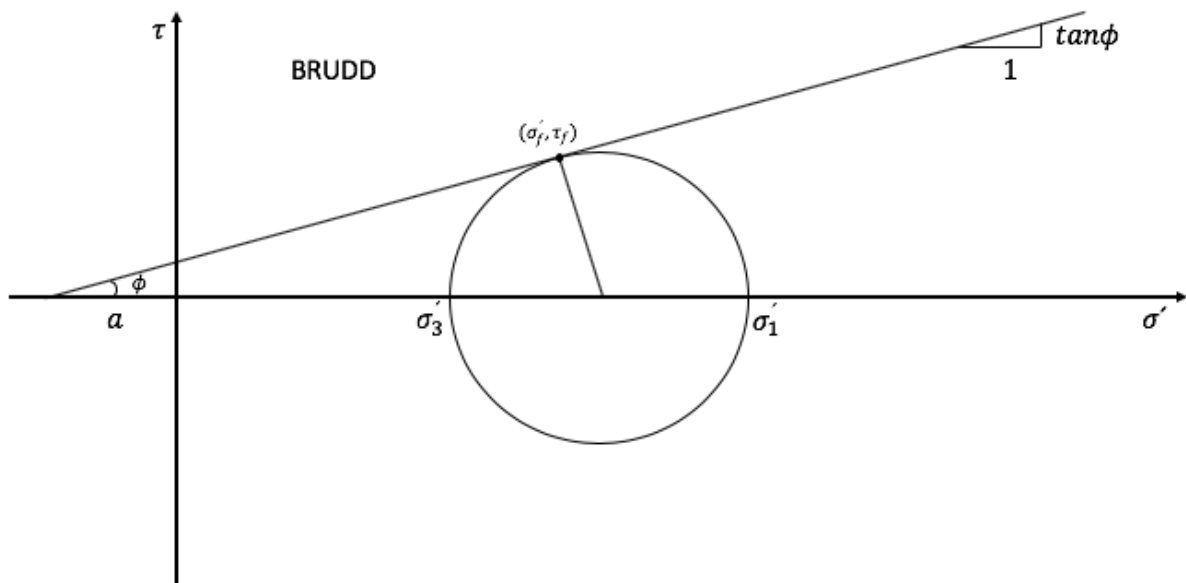
## Mohr-Coulombs bruddkriterium

Mohrs spenningssirkel er et praktisk hjelpemiddel til å skaffe seg oversikt over spenningene og deres retninger på et vilkårlig plan i jorden (Emdal, 2018a).

Skjærspenningene i jorda avhenger av effektivspenningene, og den enkleste formuleringen av jordas skjærfasthet er gitt av Coulomb-kriteriet ved ligning (2.3), og tegnet inn i en Mohr-sirkel som vist i figur 6 (Sandven, et al., 2015).

$$\tau_f = (\sigma'_f + a) \cdot \tan\phi' = (\sigma'_f \cdot \tan\phi') + c' \quad (2.3)$$

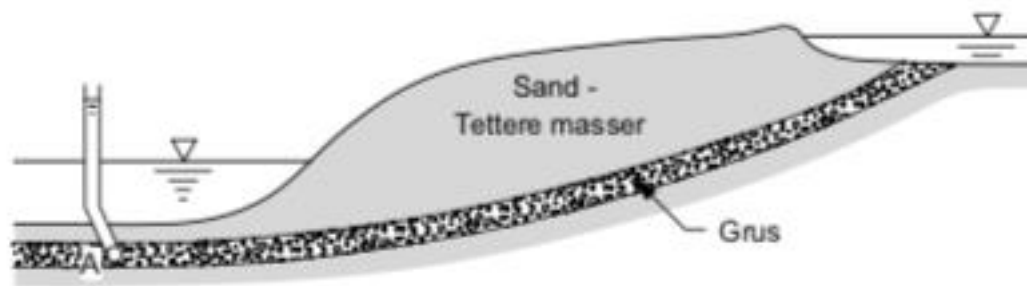
hvor  $\tau_f$  er skjærspenningen ved brudd,  $\sigma'_f$  er den effektive normalspenningen ved brudd,  $a$  er materialets attraksjon,  $\phi'$  er materialets indre friksjonsvinkel og  $c'$  ( $a \cdot \tan\phi'$ ) er materialets kohesjon (Emdal, 2018a).



Figur 6: Generell fremstilling av Mohr-sirkelen med Coulomb-kriteriet. Hentet fra (Emdal, 2018a).

## Artesisk overtrykk

Normalt er poretrykket i et jordlag definert som vannets tyngdetetthet multiplisert med dybden fra grunnvannspeilet. Dette vil ikke bestandig være gjeldende, og et tilfelle av dette kan være når det oppstår et artesisisk overtrykk. En mulig årsak til artesisisk overtrykk er beskrevet ved figur 7. Her ser vi at et vannførende lag med grus bringer med seg vann fra et høyere nivå i terrenget, og man vil ved punkt A få et poretrykk som står over innsjøens vannoverflate. Dette skjer på grunn av laget med tettere masser over det vannførende laget som ikke lar vannet passere gjennom, og man får en stige høyde over vannoverflaten (Emdal, 2018a).



Figur 7: Illustrasjon av artesisisk overtrykk. Hentet fra (Emdal, 2018a).

## Hydraulisk potensial og gradient

Hydraulisk potensial beskriver vannets totale energipotensial. Potensialet er definert som summen av referansehøydenivå, poretrykk og kinetisk energi fra strømning. Potensialet er beskrevet ved ligning (2.4) (Sandven, et al., 2015):

$$h_t = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (2.4)$$

$h_t$  = Potensial i valgt punkt [m].

$z$  = Høydenivå [m] fra valgt referansenivå.

$u$  = Opptredende poretrykk [kPa].

$g$  = Tyngdeakselerasjon  $9,81 \text{ m/s}^2$ .

$v$  = Opptredende strømningshastighet [m/s].

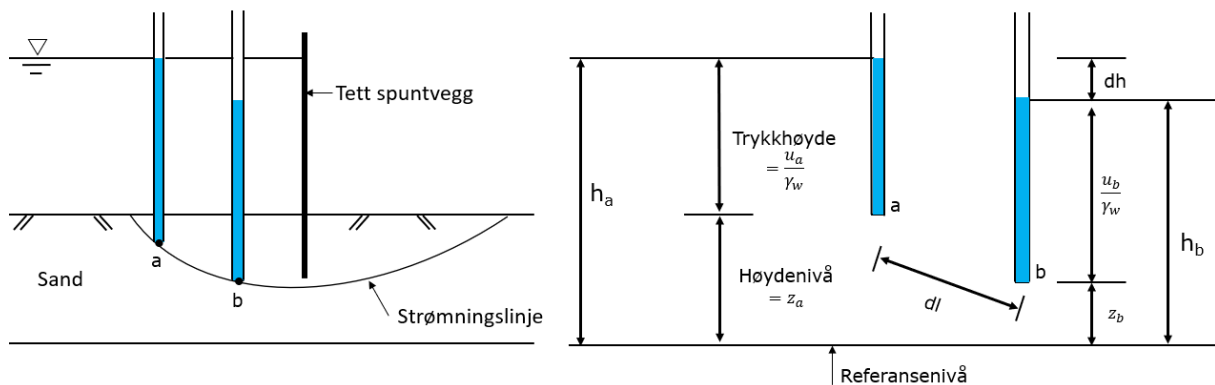
$\gamma_w$  = Densitet vann.

Ved å anta laminær og stasjonær strømning der vannstrømningen skjer i kontinuerlige strømningskanaler og er konstant over tid, vil det siste leddet med kinetisk energi fra strømning være i de fleste tilfeller neglisjerbart. Potensialet kan deretter beskrives etter ligning (2.5) (Sandven, et al., 2015):

$$h_t = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (2.5)$$

Venstre skisse ved figur 8 viser strømning under en tett spuntvegg, mens høyre skisse viser et utklipp av poretrykkmålingene i punkt a og b. Vannet vil strømme fra et punkt med høyere potensial (a) til et punkt med lavere potensial (b), uavhengig om

poretrykket er høyere i punkt b. Det er vannets totale energi, potensial, som bestemmer strømningsretningen (Sandven, et al., 2015).



**Figur 8: Vannets totale energipotensial. Modifisert etter (Sandven, et al., 2015).**

Gradienten er definert som endringen i potensial per lengdeenhet langs strømningslinjen. Avstanden langs strømningslinjen i figur 8 er uttrykt som  $dl$ , mens endringen i vannets potensial er  $dh$ . Strømningsgradienten er uttrykt ved ligning (2.6) (Sandven, et al., 2015):

$$i = -\frac{dh}{dl} \quad (2.6)$$

## 2.2 Jordegenskaper

### Permeabilitet

Materialenes permeabilitet sier noe om dets evne til å slippe vann gjennom porene, og er først og fremst avhengig av kornstørrelsen til materialet, i tillegg er materialets kornfordeling, porøsiteten og væskens viskositet viktige faktorer (Emdal, 2018a). Materialer med stor andel finstoff vil naturlig ha lav permeabilitet, mens materialet bestående av grovere fraksjoner vil ha høy permeabilitet. Høy permeabilitet vil si at vannet drenerer raskt gjennom jordlaget, mens lav permeabilitet tilsier at vannet blir stående i jordlaget over lenger tid. Et materialenes permeabilitet beskrives ofte ved hjelp av en permeabilitetskoeffisient  $k$ .

Tabell 2 viser normale verdier for de enkelte jordartenes permeabilitetskoeffisient. Generelt kan permeabiliteten for et materiale anslås etter ligning (2.7) eller (2.8), dersom potensialforskjellen holdes konstant (Emdal, 2018a).

$$k = \frac{C_v \cdot \gamma_w}{M} \quad (2.7)$$

Hvor  $C_v$  er konsolideringskoeffisienten og  $M$  er deformasjonsmodulen.

$$k = \frac{q}{i \cdot A} \quad (2.8)$$

Hvor  $q$  er vannføring,  $i$  er strømningsgradienten og  $A$  er arealet det strømmes igjennom.

**Tabell 2: Karakteristiske grenseverdier for de enkelte jordartenes permeabilitetskoeffisient. Hentet fra (Emdal, 2018a).**

Jordart	$k$ [m/s]
Grus	$> 10^{-2}$
Sand	$10^{-2} - 10^{-5}$
Silt	$10^{-5} - 10^{-8}$
Morene	$10^{-6} - 10^{-9}$
Leire	$10^{-8} - 10^{-11}$

Konsolideringskoeffisienten  $C_v$  er også en variabel som kan gi indikasjoner om hvor permeabelt et materiale er.  $C_v$  er sentral i bestemmelsen av tidsaspektet for primærsetninger, og noen erfaringsverdier er gitt i tabell 3. Tallene i denne tabellen er ikke å betrakte som en klassifisering, men viser grovt hvilke områder man har med å gjøre (Emdal, 2018a).

**Tabell 3: Karakteristiske verdier for konsolideringskoeffisienten. Hentet fra (Emdal, 2018a).**

Jordart	$C_v$ [ $m^2/\text{år}$ ]
Bløt leire	$< 5$
Middels fast leire	5 - 15
Fast leire (OC <sup>1</sup> -leire)	15 - 25 (-50)
Silt	Opp mot 100
Sand	Flere 100

### E-modul og tøyninger

Elastisitetsmodulen, også kalt Youngs modul, sier noe om evnen materialet har til å stå imot deformasjoner. Som nevnt tidligere har jord en tredimensjonal spenningstilstand. Dersom en antar at  $\sigma_2 = \sigma_3$  i alle horisontale retninger vil dette helt eller delvis redusere mulighetene for materialet til å deformere seg horisontalt og vertikalt (Aarhaug, 2017).

Elastisitetsmodulen kan uttrykkes etter ligning (2.9):

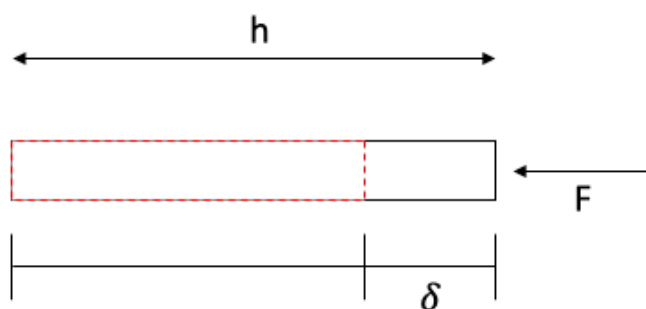
$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (2.9)$$

hvor  $\sigma$  er spenningen påført i den aktuelle retningen, og  $\varepsilon$  er tøyningen som oppstår.

Tøyning  $\varepsilon$  defineres som vist i ligning (2.10), og er illustrert i figur 9.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{h} \quad (2.10)$$

<sup>1</sup> OC – Over Consolidated / Overkonsolidert



**Figur 9: Grafisk fremstilling av tøyning i én retning.**

Denne sammenhengen gjelder for tilfeller hvor man har belastning kun i én retning. I geoteknikk kaller man gjerne elastisitetsmodulen for  $M =$  deformasjonsmodulen.  $M$  sier noe om hvor stor motstand et materiale gir mot deformasjoner i en tredimensjonal situasjon. Likefullt er den generelt kjent som den endimensjonale modulen, da den beskriver stivheten til et legeme som er fastspennet fra sideveis deformasjon. Akkurat som for et horisontalt jordlegeme belastet vertikalt. Det vil ikke oppstå tøyninger sideveis dersom lasten er av stor nok utstrekning, og dermed kan deformasjonsmodulen generelt uttrykkes etter ligning (2.11), og tilpasses ulike materialer etter ligning (2.12). Samtidig utledes de ulike jordartenes tilhørende tøyninger generelt etter ligning (2.13) (Emdal, 2018a) (Aarhaug, 2017).

$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad (2.11)$$

$$M = m \cdot \sigma_a \cdot \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a}\right)^{1-a} \quad (2.12)$$

$$\varepsilon = \frac{1}{am} \left[ \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a}\right)^a - \left(\frac{\sigma_0'}{\sigma_a}\right)^a \right] \quad (2.13)$$

Hvor  $m$  er modultallet tilpasset hvert enkelt materiale,  $\sigma_a$  er atmosfæretrykket, og  $a$  er spenningsekspONENTEN tilpasset materialtype.

For normalkonsoliderte leirer ligger modultallet i størrelsesorden innenfor intervallene presentert i tabell 4.

**Tabell 4: Karakteristiske verdier for modultallet  $m$  i normalkonsoliderte leirer.**

	Modultall $m$
Bløt	< 10
Middels	10 – 20
Fast	> 20



Typiske verdier for den endimensjonale deformasjonsmodulen er gitt i tabell 5.

**Tabell 5: Karakteristiske verdier for deformasjonsmodulen til leire, hentet fra (Tomlinson, 1995).**

		Deformasjonsmodul $M = E_{oed}$ [MPa]
Bløt	Veldig høy kompressibilitet	< 0,7
Middels/Bløt	Høy kompressibilitet	0,7 – 3
Middels	Medium kompressibilitet	3 – 10
Middels/Fast	Lav kompressibilitet	10 – 20
Fast	Veldig lav kompressibilitet	> 20

### Fasthet

Jordas skjærfasthet er definert som jordas evne til å motstå skjærdeformasjon, hvor maksimal skjærfasthet er den maksimale skjærspenningen en jordart kan utsettes for før den går til brudd. I jorda er det kornskjelettet som tar opp både normal- og skjærspenningene. Normalspenningene kommer som nevnt tidligere fra overliggende laster, mens skjærspenningene er avhengig av materialets effektive spenning, kohesjon og indre friksjonsvinkel. Kohesjon kan beskrives som en tiltrekkende kraft mellom jordkornene i både tørr og våt tilstand som er med på å gi materialet styrke. Friksjonsvinkelen angir materialets naturlige skråningsvinkel (Emdal, 2018a). Eksempelvis vil sukker ha en naturlig skråningsvinkel tilnærmet lik  $45^\circ$  dersom man heller sukker forsiktig i en haug.

## 2.3 Setningsteori og Plaxis 2D

### Innledende setningsteori

Deformasjoner i jord avhengig av tilleggsspenninger og materialets evne til å motstå deformasjonene som følge av disse tilleggsspenningene. Materialets elastisitetsmodul, eller deformasjonsmodul  $M$  i geoteknisk sammenheng, angir hvor stivt materialet er. Desto stivere materialet er, desto mindre deformasjoner vil oppstå.

Ligning (2.11) er den generelle formen for deformasjonsmodulen, og denne tolkes fra ødometertester. Tolkningen er ulik for materialets oppførsel i overkonsolidert eller normalkonsolidert område.

Fra den generelle ligningen for tøyninger, (2.13), og deformasjonsmodulen, (2.12), kan man, ut fra hvilket materiale man arbeider med, benytte en justert tøyningligning. En deler gjerne materialene opp i ekvivalent elastiske materialer som fjell, fast morene og OC-leire, elastoplastiske materialer som sand, og plastiske materialer som finsilt og NC<sup>2</sup>-leire.

For de ekvivalent elastiske materialene anvendes en spenningsekspONENT  $a = 1$ , og man får følgende tøyningligning:

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma'}{M_{OC}} \quad (2.14)$$

For de elastoplastiske materialene anvendes en spenningsekspONENT  $a = 0,5$ , og man får tøyningligningen:

$$\varepsilon = \frac{2}{m} \left[ \sqrt{\frac{\sigma'}{\sigma_a}} - \sqrt{\frac{\sigma_0'}{\sigma_a}} \right] \quad (2.15)$$

For de plastiske materialene benyttes en spenningsekspONENT  $a = 0$ , og tøyningligningen blir seende slik ut:

$$\varepsilon = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma'}{\sigma_0'} \quad (2.16)$$

Disse ligningene danner grunnlaget for tradisjonelle setningsberegninger.

### Plaxis 2D

I tillegg til å beregne setningene for hånd er det utført beregninger med FEM-programvaren Plaxis 2D for sammenligning. Dette for å få et noe mer nøyaktig bilde over hva resultatet vil bli, men også for å verifisere beregningene som er utført. Dersom verdiene fra håndberegningene stemmer overens med verdiene fra dataprogrammet kan man anta med en større sikkerhet at resultatet stemmer.

### Soft Soil

Soft Soil-modellen er utviklet for bruk i leire, men kan også brukes for andre *myke* materialer som for eksempel leirig silt eller torv. Stivhetsparameterne i Soft Soil ser annerledes ut fra det som tidligere er omtalt i denne oppgaven, da de ikke heter  $E$  eller  $M$ , men  $\lambda^*$  og  $\kappa^*$  (Nordal, 2019). Det som er likt er at de hentes og tolkes fra et ødometerforsøk og et  $\sigma$ - $M$ -plot, vist i figur 10. I området før prekonsolideringsspenningen

---

<sup>2</sup> NC – Normally Consolidated / Normalkonsolidert

vil det oppstå OC-tøyninger, mens det videre vil oppstå NC-tøyninger i materialet dersom det blir belastet utover denne spenningstilstanden.

Figur 10 viser generelt hvordan man finner tøyningsmodulene som skal benyttes i Soft Soil. Sammenhengen mellom de tradisjonelle tøyningsmodulene og stivhetsparameterne i Soft Soil er vist i ligning (2.17) og (2.18) (Nordal, 2019). Tøyningene i Soft Soil kan beregnes med utgangspunkt i ligning (2.16), modifisert etter tøyningstilstand, vist i (2.19) og (2.20).

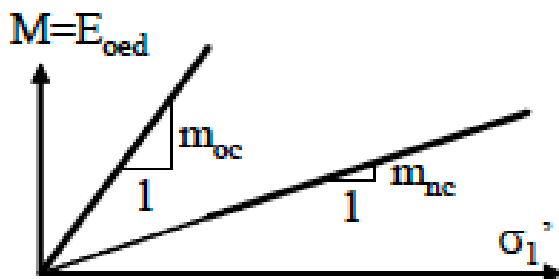
$$\lambda^* = \frac{1}{m_{NC}} \quad (2.17)$$

$$\kappa^* = \frac{1}{m_{OC}} \quad (2.18)$$

$$\varepsilon_{OC} = \kappa^* \cdot \ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_{NC} = \lambda^* \cdot \ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \quad (2.20)$$

Plaxis har en simuleringsfunksjon som heter Soil Test, og det er her mulig å simulere tenkte laboratorieforsøk ut ifra materialparameterne som er lagt inn i modellen. Dette gir en mulighet til å verifisere om tolkningene er i nærheten av virkeligheten. Som nevnt viser figur 10 hvordan en tolker resultatene fra en ødometertest. De tolkede verdiene danner grunnlaget for inputen i jordmodellen, og blir anvendt i Soil Test, og justert for i størst mulig grad å sammenfalle med faktisk utført ødometertest. Dette blir forklart nærmere senere i oppgaven.



**Figur 10: Generell tolkning av modultall for bruk i jordmodellen Soft Soil. Hentet fra (Nordal, 2019).**

### Soft Soil vs. Janbu

I delkapittel 2.2 blir det beskrevet generelt hvordan en definerer deformasjonsmodulen M. Dette er teori utarbeidet av Nilmar Janbu og baserer seg på spenninger og tøyninger i kun én retning, vertikalt (Janbu, 1970). Påfølgende sammenheng mellom Nilmar Janbus endimensjonale modulkonsept og Soft Soil-modellen i Plaxis er hentet fra (Andersen og Jostad, 2004) og deres rapport *Janbu's Modulus Concept vs. Plaxis Soft Soil Model*.

De generelle tøyningsformlene er redegjort for innledningsvis i dette delkapittelet, og for et lite område kan endringen i vertikal tøyning skrives slik:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{\Delta\sigma'_v}{m_{OC}}, \text{ for spenningsendring } < p'_c$$

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{p'_c - \sigma'_{v0}}{m_{OC}} + \frac{1}{m} \ln \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{p'_c} \right), \text{ for spenningsendring } > p'_c$$

Disse ligningene kan overføres til Soft Soil-modellen i Plaxis. Nilmar Janbus teori er det som danner grunnlaget for håndberegningene utført i oppgaven, og det er dermed interessant å sammenligne opp mot jordmodellen som benyttes i elementprogrammet. I motsetning til Janbus endimensjonale teori er Soft Soil formulert basert på en tredimensjonal spenningstilstand. I Soft Soil-modellen er det en logaritmisk sammenheng mellom volumtøyningen  $\varepsilon_{vol}$  og gjennomsnittlig effektivspenning  $\sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$ , hvor  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  og  $\sigma'_3$  er hovedeffektivspenningene.

I likhet med Janbus tøyningsteori i én dimensjon, er Soft Soil bygd opp på samme måte. I stedet for  $\Delta\varepsilon_v$  ser man på volumtøyningen  $\Delta\varepsilon_{vol}$ .

$$\Delta\varepsilon_{vol} = \kappa^* \ln\left(\frac{\sigma'_{m0} + \Delta\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}\right), \text{ for spenningsendring} < \sigma'_{mc}$$

$$\Delta\varepsilon_{vol} = \kappa^* \ln\left(\frac{\sigma'_{mc}}{\sigma'_{m0}}\right) + \lambda^* \ln\left(\frac{\sigma'_{m0} + \Delta\sigma'_m}{\sigma'_{mc}}\right), \text{ for spenningsendring} > \sigma'_{mc}$$

Hvor  $\kappa^*$  og  $\lambda^*$  er henholdsvis modifisert svulle og kompresjonsindeks.  $\sigma'_{mc}$  er gjennomsnittlig prekonsolideringsspenning i alle tre dimensjoner.

Innføres hviletrykkskoeffisientene  $K_0^{NC}$  og  $K_0^{OC}$  kan de to tilnærmingene forenes på følgende måte i OC-området, forutsatt at man laster frem til  $p'_c/\sigma'_{mc}$ .

For Soft Soil:

$$\Delta\varepsilon_{vol} = \kappa^* \ln\left(\frac{\sigma'_{mc}}{\sigma'_{m0}}\right) = \kappa^* \ln\left(\frac{\frac{1}{3}p'_c(1 + 2K_0^{NC})}{\frac{1}{3}\sigma'_{v0}(1 + 2K_0^{OC})}\right) = \kappa^* \ln\left(OCR \frac{(1 + 2K_0^{NC})}{(1 + 2K_0^{OC})}\right) \quad (2.21)$$

Fra Janbu:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{p'_c - \sigma'_{v0}}{M_{OC}} = \frac{\sigma'_{v0}(OCR - 1)}{M_{OC}} \quad (2.22)$$

Dersom man så forutsetter at  $\Delta\varepsilon_{vol} = \Delta\varepsilon_v$  for lastning i ødometertilstand, det vil si med tøyning kun i én retning, kan  $\kappa^*$  uttrykkes slik:

$$\kappa^* = \frac{\sigma'_{v0}(OCR - 1)}{M_{OC} \cdot \ln\left(OCR \frac{(1 + 2K_0^{NC})}{(1 + 2K_0^{OC})}\right)} \quad (2.23)$$

Den samme øvelsen kan gjøres for å illustrere sammenhengen i NC-området.

For Soft Soil:

$$\Delta\varepsilon_{vol} = \lambda^* \ln\left(\frac{\sigma'_{m0} + \Delta\sigma'_m}{\sigma'_{mc}}\right) = \lambda^* \ln\left(\frac{\frac{1}{3}\sigma'_v(1 + 2K_0^{NC})}{\frac{1}{3}p'_c(1 + 2K_0^{NC})}\right) = \lambda^* \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p'_c}\right) \quad (2.24)$$

Fra Janbu:

$$\Delta\varepsilon_v = \frac{1}{m} \ln\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{p'_c}\right) = \frac{1}{m} \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p'_c}\right) \quad (2.25)$$

Dersom man så forutsetter at  $\Delta\varepsilon_{vol} = \Delta\varepsilon_v$  for lastning i ødometertilstand kan  $\lambda^*$  uttrykkes slik:

$$\lambda^* = \frac{1}{m} \quad (2.26)$$

Som en ser sammenfaller ligning (2.17) og (2.26). Disse sammenhengene er nyttige å ta meg seg når man ser på utregningene videre i oppgaven.

## 2.4 Grunnleggende hydrogeologi

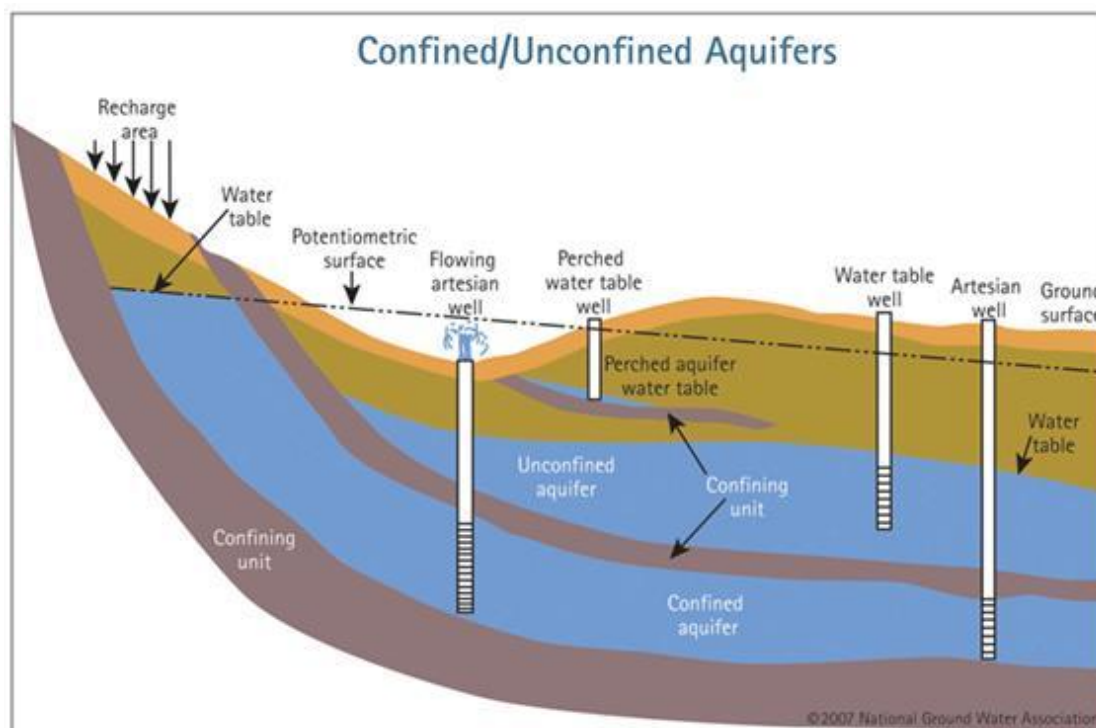
Dette delkapittelet har til hensikt å gjøre leseren kjent med grunnleggende hydrogeologi.

Grunnen deles inn i to soner, en mettet sone, og en umettet sone. Med grunnvann menes det frie, bevegelige vannet i den mettede sonen. I den mettede sonen er alle porene fylt med vann. Grunnvannet følger i hovedsak topografiske forhold, men vil også avhenge klima. I områder med fuktig klima, noe som gjelder store deler av Norge, vil grunnvannsspeilet vanligvis bare ligge noen meter under terrengoverflaten (Brattli, 2009).

### Åpne og lukkede akvifer

I en åpen akvifer vil vannspeilet stå i kontakt med atmosfæren, dette betyr at trykket i porene rett over vannspeilet er lik atmosfæretrykket (Freeze & Cherry, 1979). Dette er den mest vanlige formen for akviferer i Norge. I lukkede akviferer er grunnvannet skilt fra atmosfæren med overliggende tette lag (NGU, 2018).

Hvis man benytter den generelle betraktningen om at grunnvannet står i kontakt med atmosfæretrykket ved åpne akviferer, så vil begge de akviferene vist i figur 11 være åpne. For den lukkede akviferen i figur 11 er vannoverflaten også her i kontakt med atmosfæretrykket helt til venstre i bildet. Vannoverflaten kan gjennom permeable lag stå i kontakt med atmosfæretrykket på lengre avstander. Det blir derfor et definisjonsspørsmål om avstand til vannoverflaten som står i kontakt med atmosfæretrykket.



**Figur 11: Lukket og åpen akvifer. Hentet fra (NGWA, 2020).**

Videre i oppgaven er det for definisjon av lukket og åpen akvifer benyttet definisjonen vist i figur 11. Denne illustrasjonen legger til grunn for at en lukket akvifer er omsluttet av et tett lag over og under den vannfylte mektigheten.

I en lukket akvifer vil vannet kunne være utsatt for et overtrykk dersom grunnvannsnivået på et sted ligger høyere enn terrenget som vist i figur 11. Tilførselen av vann til akviferen kan komme som direkte infiltrasjon av nedbør eller nærliggende vassdrag, og grunnforholdene avgjør infiltrasjonen ned til akviferen (NGU, 2018).

### Transmissivitet

I løsmasser er ofte den horisontale permeabiliteten større enn den vertikale, og transmissiviteten beskriver hvor mye vann som kan strømme horisontalt gjennom et drenerende lag. Transmissiviteten er definert som produktet av drenerende lagets mektighet og permeabilitet som beskrevet ved ligning (2.27) (Brattli, 2009).

$$T = k \cdot m \quad (2.27)$$

T – Transmissivitet [ $m^2/dag$ ].

k – Permeabilitet [ $m/dag$ ].

m – Drenerende lagets mektighet [ $m$ ].

## 2.5 Laplaces ligning

Påfølgende strømningsteori er i sin helhet basert på Bjørge Brattlis Kompendium – Fysisk og kjemisk hydrogeologi (Brattli, 2009).

Tidligere i oppgaven er det forklart hva hydraulisk gradient og permeabilitet er, se kapittel 2.1 og 2.2. Endimensjonal vannstrømning av Henry Darcy er beskrevet ved ligning (2.28):

$$v = k \cdot i \quad (2.28)$$

Denne loven gjelder for laminær strømning i én dimensjon, og er avhengig av at potensialhøyden  $\Delta h$  holdes konstant hele tiden. Dette er en sammenheng som kan brukes i laboratorier for å bestemme blant annet permeabiliteten til et materiale hvor man har prøver med et kjent areal som vannet strømmer gjennom, i et målt tidsrom.

Dersom man skal se på strømning ute i felt er situasjonen noe mer kompleks. Her må man ta hensyn til at strømningen foregår i tre dimensjoner. Vannet strømmer fra høyt til lavt potensial. For å beskrive strømning i tre dimensjoner tas det utgangspunkt i Darcys lov, for så å generalisere denne i henholdsvis x-, y- og z-retning som ved ligning (2.29):

$$v_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x}, v_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y}, v_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.29)$$

I dette tilfellet er permeabiliteten ulik i alle de definerte retningene. For å beskrive hvilken retning vannet strømmer, er vi interessert i den retningen som har størst endring i hydraulisk potensial. For å gjøre dette introduseres en skalar størrelse som kalles  $h$  ved ligning (2.30):

$$\text{grad } h = a \frac{\partial h}{\partial x} + b \frac{\partial h}{\partial y} + c \frac{\partial h}{\partial z} \quad (2.30)$$

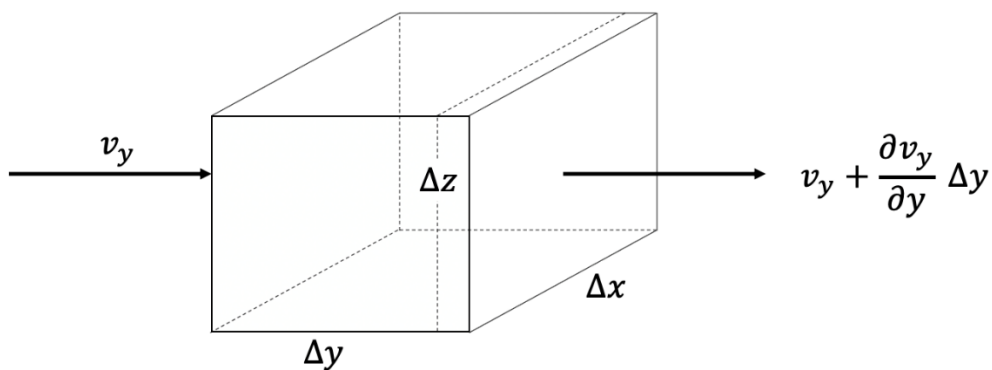
$\text{grad } h$  = gradienten til den skalare størrelsen  $h$

$a, b$  og  $c$  = enhetsvektorer i henholdsvis x-, y- og z-retning

Dersom det antas at  $k_x = k_y = k_z$ , kan Darcys lov generelt skrives på vektorform etter ligning (2.31):

$$v = k \cdot \text{grad } h \quad (2.31)$$

Hvor hastighetsvektoren  $v$  består av komponentene  $v_x$ ,  $v_y$ , og  $v_z$ , og gradientvektoren  $\text{grad } h$  består av  $\frac{\partial h}{\partial x}$ ,  $\frac{\partial h}{\partial y}$  og  $\frac{\partial h}{\partial z}$ . Gradientvektoren  $\text{grad } h$  beskriver hvor raskt det hydrauliske potensialet endres i de respektive retningene. Retningen for  $\text{grad } h$  er interessant på grunn av at den samsvarer med retningen der det er størst endring i hydraulisk potensial. Når permeabiliteten er lik i alle retninger vil denne stå vinkelrett på ekvipotensiallinjene, og dermed beskrive retningen for grunnvannstrømningen. Som vist ved *strømningslinjen* i figur 8. Ekvipotensiallinjene beskriver potensialet i de enkelte punktene som linjen går gjennom.



**Figur 12: Enhetskube for visualisering av masseendring. Modifisert etter (Brattli, 2009).**

For å beskrive vannstrømning matematisk må en se til fysikkens lover, og konservering av masse. Dette baserer seg på ligning (2.32):

$$\text{massestrøm inn} - \text{massestrøm ut} = \text{masseendring} \quad (2.32)$$

Videre betraktes denne kuben i figur 12, som vil ha et totalt volum lik  $\Delta V = \Delta x \Delta y \Delta z$ . Massestrømmen gjennom venstre side av kuben blir da  $\rho_w v_y (\Delta x \Delta z)$ . Tilsvarende vil massestrømmen ut gjennom høyre side bli  $[\rho_w v_y + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} \Delta y] \Delta x \Delta z$ , hvor  $\frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} \Delta y$  vil utgjøre endringen i  $y$ -retning. Total endring i  $y$ -retning kan beskrives etter:

$$\rho_w v_y (\Delta x \Delta z) - [\rho_w v_y + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} \Delta y] \Delta x \Delta z = - \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} \Delta V \quad (2.33)$$

Total massestrøm i  $x$ -,  $y$ - og  $z$ -retning blir:

$$- \left[ \frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z} \right] \Delta V \quad (2.34)$$

Volum av vann i denne kuben kan uttrykkes ved  $n \Delta V$ , hvor  $n$  er porøsiteten til mettet jord. Massen blir da i likhet som i sted lik  $\rho_w n \Delta V$ . Endring i vannets masse over tid kan da generelt uttrykkes som:

$$\frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \Delta V \quad (2.35)$$

Dersom en nå setter ligning (2.34) lik ligning (2.35) får man:

$$-\left[\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z}\right] \Delta V = \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \Delta V \quad (2.36)$$

Dette viser at endringen i massestrøm er lik endringen i masse over tid. Dersom det videre forutsettes at vannets tetthet er konstant i alle retninger, kan ligning (2.36) omskrives til:

$$-\left[\frac{\partial(v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(v_z)}{\partial z}\right] \Delta V = \frac{1}{\rho_w} \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \Delta V \quad (2.37)$$

Videre antas det at endringen i vannvolum er proporsjonal med endringen i hydraulisk potensial for kuben. Det vil med andre ord si at endring i potensialhøyde er proporsjonal med endring i lagret vannvolum. Dersom en opplever en økning i potensialhøyden betyr det at det lagres mer vann i kuben, og motsatt. Høyre del av ligning (2.37) kan da beskrives etter ligning (2.38) og (2.39):

$$\frac{1}{\rho_w} \frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \Delta V = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \Delta V \quad (2.38)$$

$$\frac{\partial(\rho_w n)}{\partial t} \Delta V = \rho_w S_s \frac{\partial h}{\partial t} \Delta V \quad (2.39)$$

Hvor  $S_s$  er spesifikk magasinkoeffisient, og  $\frac{\partial h}{\partial t}$  er endring i potensial over tid.

Settes ligning (2.34) og (2.39) inn i ligning (2.32) får man det som kalles for kontinuitetsligningen for masse:

$$-\left[\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z}\right] = \rho_w S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.40)$$

Ved å sette inn de opprinnelige hastighetskomponentene fra Darcys lov, se ligning (2.29), får man ligning (2.41) for tredimensjonal transient og mettet grunnvannstrømning:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.41)$$

Dersom materialet vannet strømmer gjennom er homogent, altså at permeabiliteten er konstant, kan ligning (2.41) forenkles til:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.42)$$

Er materialet i tillegg isotropt, altså at permeabiliteten er lik i alle retninger, kan ligning (2.42) forenkles ytterligere til:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S_s}{k} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.43)$$

Ved stasjonær strømning vil potensialhøyden være konstant. Stasjonær strømning gjennom et homogent, isotropt materiale er da gitt ved:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2.44)$$

Dette er også kjent som Laplaces differensialligning, som blant annet kan brukes til å bestemme strømnings- og ekvipotensiallinjene i jorden.



## 2.6 Thiems ligning

Hydrauliske parametere for en lukket akvifer kan bestemmes ut fra prøvepumping og Thiems ligning (1906). Ligningen forutsetter stasjonære strømningsbetingelser som betyr at strømningstrakten, eller endringen i hydraulisk potensial må være konstant over tid. Thiems ligning er presentert i ligning (2.45) (Brattli, 2009).

$$T = \frac{Q}{2\pi \cdot (h_2 - h_1)} \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \quad (2.45)$$

T – Transmissivitet [ $\text{m}^2/\text{dag}$ ].

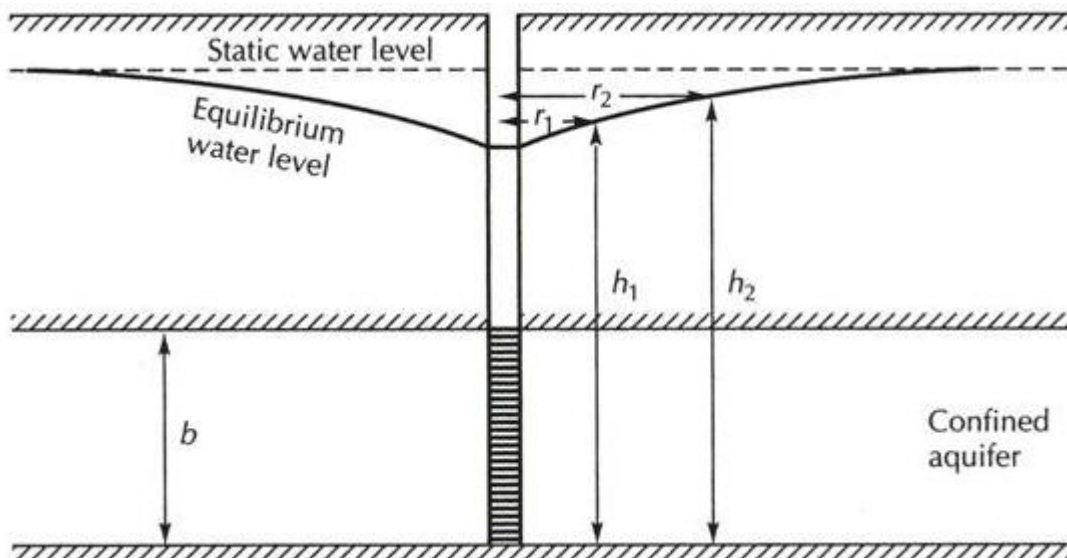
Q – Pumperate [ $\text{m}^3/\text{dag}$ ].

$h_1$  – Trykknivå i avstand  $r_1$  fra brønnen [meter].

$h_2$  – Trykknivå i avstand  $r_2$  fra brønnen [meter].

r – Radiell avstand fra brønnen [meter].

Figur 13 viser en illustrasjon av Thiems ligning. Senkningstrakten inn mot brønnen er ikke vannivået for en lukket akvifer, men potensialnivået (Brattli, 2009).



**Figur 13: Illustrasjon av Thiem ligning (1906). Hentet fra (SERC, 2017).**

## 2.7 Generelt om leire

Løsmassene ved Øvre Nyhavna består av store mengder leire. Dette kapitlet har til hensikt å gjøre leseren mer kjent med ulike parametere for å beskrive leire i geoteknisk sammenheng.

### Geoteknisk definisjon

Leire er en jordartsbetegnelse og består av leir som er en partikkelstørrelse. Leirfraksjon består av korn med diameter mindre enn  $2 \mu\text{m}$ . Typiske verdier for tyngdetetthet  $\gamma$  i vannmettet leire ligger mellom  $17 - 21 \text{ kN/m}^3$  (Emdal, 2018a).

Jordarter med leirinnhold større enn 30 % karakteriseres som rene leirer, mens dersom jordarten består av mellom 15 – 30 % leir omtales den som «adjektiv + leire», for eksempel «siltig leire». Med innhold mellom 5 – 15 % leir betraktes jordarten som leirig (Christiansen, 2018). Jordarter med leirinnhold større enn 30 % karakteriseres som leire

da leirpartiklenes plastiske egenskaper er dominerende for materialets oppførsel (Gregersen, 2014).

### Geotekniske parametere

Leirens vanninnhold avgjør om leiren kan anses som fast, halvfast, plastisk eller flytende. Vanninnholdet ved tilstandsendring og overgangen mellom de forskjellige tilstandene er avhengig av kornstørrelsen, og hvilken type mineral leiren består av (Brattli, 2015).

I geoteknisk sammenheng er det faseovergangen mellom halvfast til plastisk, *plastisitetsgrensen*  $w_p$ , og plastisk til flytende, *flytegrensen*  $w_L$ , som er interessante å kartlegge. Plastisitetsgrensen er definert ved det vanninnholdet som leiren begynner å smuldre ved utrulling, mens flytegrensen er definert ved det vanninnholdet når leiren går fra plastisk til flytende form. I norske leirer varierer  $w_p$  mellom 20 – 25 % og  $w_L$  mellom 25 – 50 %.

Plastisitets- og flytegrensen kan brukes for å bestemme *plastisitetsindeksen*  $I_p$  og *flyteindeksen*  $I_L$ . Plastisitetsindeksen karakteriserer vanninnholdet innenfor leirens plastiske område, og er gitt ved ligning (2.46). Flyteindeksen sier noe om leirens naturlige vanninnhold sammenlignet med det plastiske området, og er gitt ved ligning (2.47) (Brattli, 2015).

$$I_p = w_L - w_p \quad (2.46)$$

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (2.47)$$

Tabell 6 viser typiske grenseverdier for plastisitetsindeksen for norske leirer:

**Tabell 6: Typiske verdier for plastisitetsindeks ved norske leirer. Hentet fra (Brattli, 2015).**

$I_p < 10$	Lite plastisk («mager» leire)
$10 < I_p < 20$	Middels plastisk
$I_p > 20$	Meget plastisk («feit» leire)

Leirens sensitivitet sier noe om hvor følsom den er for ytre påvirkninger. Sensitiviteten  $S_t$  angir forholdet mellom leirens uforstyrrede skjærstyrke  $s_u$  og dens omrørte skjærstyrke  $s_r$ , vist i ligning (2.48). Sensitiviteten finnes i felt ved hjelp av vingebor eller i laboratoriet ved hjelp av konusforsøk. Generelt kan sensitiviteten deles inn etter kategoriene i tabell 7. Kvikkleire defineres ved omrørt skjærstyrke  $s_r < 0,5$  kPa (Emdal, 2018a).

$$S_t = \frac{s_u}{s_r} \quad (2.48)$$

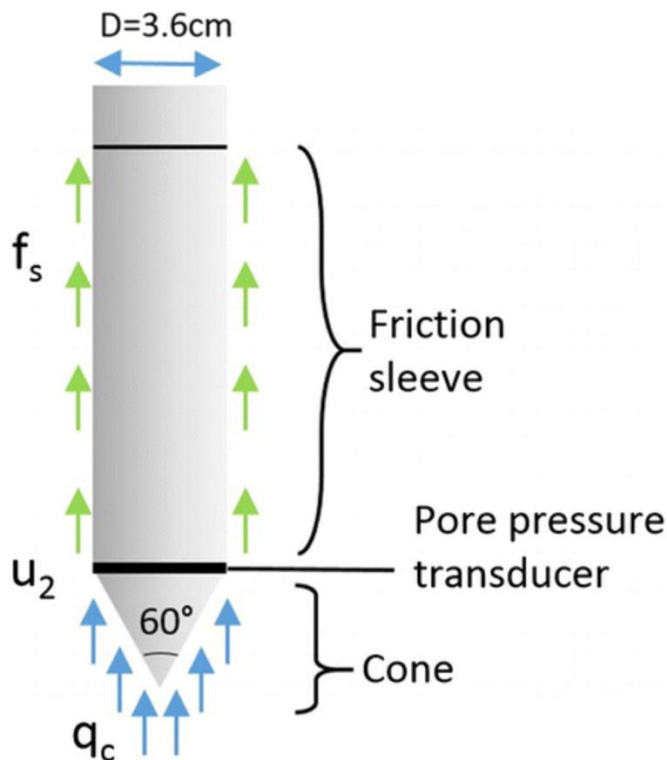
**Tabell 7: Generell kategorisering av norske leirers sensitivitet. Hentet fra (Brattli, 2015).**

$S_t < 8$	Lite sensitiv
$8 < S_t < 30$	Middels sensitiv
$S_t > 30$	Meget sensitiv

## 2.8 CPTU – Cone Penetration Test Undrained

*Cone Penetration Test*, eller *trykksondering* som det heter på norsk, er en sonderingsmetode som måler motstanden ved spissen av sonden, og friksjonen som oppstår på siden av sonden når den presses nedover i jorda. Denne formen for grunnundersøkelse er blitt benyttet i Norge siden 1950-tallet, og siden den gang har metoden hatt stor utvikling. Rundt midten av 1970-tallet ble de første piezoconene utviklet, noe som gjorde det mulig å få målt opptredende poretrykk i tillegg til de opprinnelige parameterne. Siden den gang er det blitt mer vanlig å bruke CPTU, *Cone Penetration Test Undrained*, eller *trykksondering med poretrykksmåling* på norsk (Sandven, et al., 2015).

Testutstyret inkluderer en kjegleformet spiss, og en sylindrisk forlengelsestang bestående av instrumentene som videresender informasjonen opp til datasystemet på overflaten. Her fra leses den målte spissmotstanden  $q_c$ , den korrigerte spissmotstanden  $q_{t}$ , sidefriksjonen  $f_s$ , poretrykket  $u_0$  og  $u_2$ , og avviket fra vertikalaksen når stangen presses nedover i jorda. Figur 14 viser hvordan en CPTU-sonde kan se ut i prinsippet, og hvilke parametere som måles.



**Figur 14: Prinsippkisse av hvordan en CPTU-sonde kan se ut og hvilke parametere som måles. Hentet fra (Ceccato, Beuth og Simonini, 2016).**

### Tolkning

CPTU-resultatene brukes blant annet til å tolke lagenes udrenerte skjærfasthet. Opp igjennom årene har flere geoteknikere utarbeidet ulike metoder som på grunnlag av forskjellige parametere skal anslå en tilnærmet verdi for skjærfastheten ned gjennom jordlagene. Av anerkjente metoder for tolkning av skjærfasthet fra CPTU, er følgende modeller utviklet av Tom Lunne og Kjell Karlsrud (Karlsrud, et al., 2005).

Tolkingsmodellene baserer seg på tre bestemte konfaktorer  $N_{\Delta u}$ ,  $N_{kt}$  og  $N_{ke}$ , som på hver sin måte korrelerer mot CPTU-resultatene og gir en udrenert skjærfasthet.

Skjærfastheten kan regnes ut som vist i ligning (2.49) og ligning (2.50):

$$S_u = \frac{q_n}{N_{kt}} \quad (2.49)$$

Hvor  $q_n = q_t - \sigma_{v0}$  og  $N_{kt} = 6 - 14$  ifølge erfaringstall. Tom Lunne anbefaler verdier i området 15 - 20. Ved normalkonsolidert materiale anbefales verdier helt ned mot 10, mens det blir anbefalt verdier opp mot 30 i tilfeller hvor man arbeider med veldig stive leire (Emdal, 2018b).

$$S_u = \frac{\Delta u_2}{N_{\Delta u}} \quad (2.50)$$

Hvor  $\Delta u_2 = u_2 - u_0 = \text{tillegg i poretrykk}$ ,  $N_{\Delta u} = 5 - 10$  fra teorien, og  $N_{\Delta u} = 5 - 9$  ifølge erfaringstall. Tom Lunne anbefaler bruk av  $N_{\Delta u} = 7 - 10$  og verdier opp mot 10 for konservative resultater (Emdal, 2018b).

Ifølge en rapport utarbeidet av Tom Lunne, Kjell Karlsrud, D.A. Kort og Stein O. Strandvik er det  $N_{\Delta u}$  som gir best korrelasjon mot CPTU-resultatene og verdier for skjærfasthet som ligger nærmest in-situ forhold.  $N_{\Delta u}$  korrelerer etter målt poretrykk mot teoretisk poretrykk, men er også avhengig av overkonsolideringsgraden OCR, sensitiviteten  $S_t$ , og plastisitetsindeksen  $I_p$ . Ved å benytte denne metoden ved tolkning av skjærfasthet fra CPTU anslås det at man skal ha en nøyaktighet lik  $\pm 10\%$  av in-situ forhold. Alt dette avhenger naturligvis av at utstyret er i orden, og at feltundersøkelsene blir utført uten feilkilder (Karlsrud, et al., 2005).

Konemostandsfaktoren  $N_{kt}$ , gir ifølge rapporten (Karlsrud, et al., 2005) generelt dårligere korrelasjon opp mot den udrenerte skjærfastheten enn poretrykksresponsen. Noe av grunnen til dette kan ha sammenheng med utstyrstrøbbel, men også at konemostanden avhenger av mer hårfine grunnparametere som eksempelvis spenning/tøyningsrelasjonen. Den effektive konemostandsfaktoren  $N_{ke}$  kombinerer både konemostanden og poretrykksresponsen i jorda, og vil variere et sted mellom  $N_{kt}$  og  $N_{\Delta u}$ . For å oppnå et best mulig resultat er det anbefalt å verifisere resultatene fra  $N_{\Delta u}$  med  $N_{kt}$  og  $N_{ke}$  (Karlsrud, et al., 2005).

En annen metode som kan brukes til tolkning av udrenert skjærfasthet er SHANSEP, *Stress History And Normalized Soil Engineering Properties*. Dette er en empirisk sammenheng hvor skjærfastheten beregnes etter ligning (2.51):

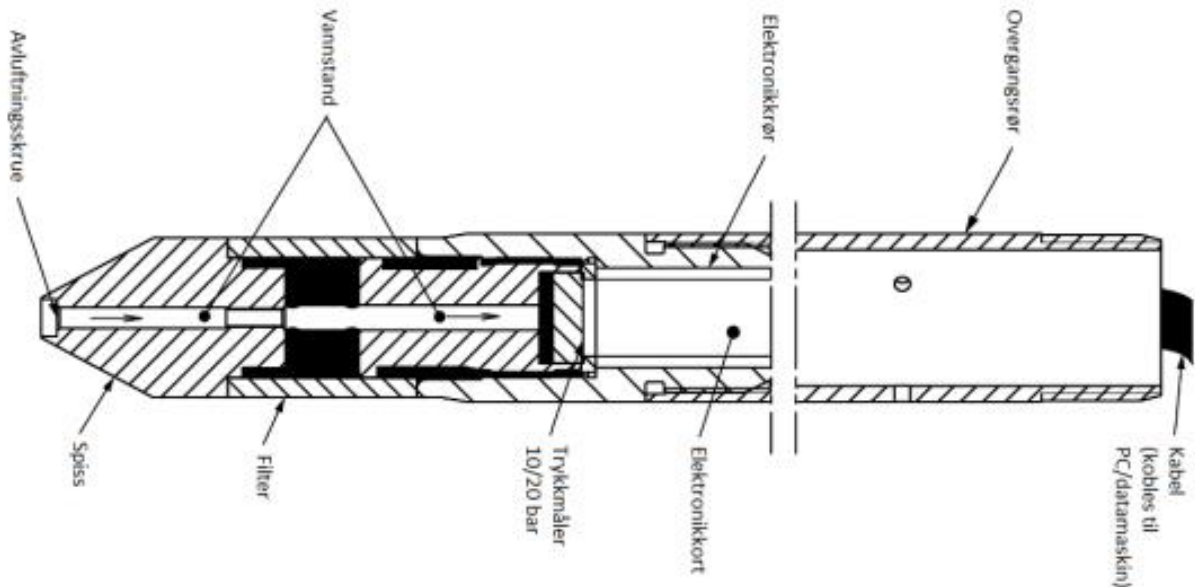
$$\frac{S_u}{\sigma_{v0}'} = \left( \frac{S_u}{\sigma_{v0}'} \right)_{nc} \cdot OCR^m \quad (2.51)$$

Hvor  $\left( \frac{S_u}{\sigma_{v0}'} \right)_{nc}$  er styrkeforholdet ved  $OCR = 1$ ,  $OCR$  er overkonsolideringsgraden, og  $m$  er materialkoeffisienten (Yang, et al., 2019).

I tillegg til å bestemme skjærfastheten anvendes de målte verdiene til å estimere materialenes friksjonsvinkel  $\phi$ , deformasjonsmodul  $M$ , og prekonsolideringsspenning  $p_c'$  (Emdal, 2018b).

## 2.9 Strekklassbasert poretrykksmåler

En elektrisk strekklassbasert poretrykksmåler måler poretrykket ved at en stang er festet mellom membranen og strekklassene. Stangen overfører de elastiske deformasjonene på membranen som følge av opptredende poretrykk (NGF, 1982). Prinsippskisse for elektrisk strekklassbasert poretrykksmåler er vist i figur 15.



**Figur 15: Elektrisk strekklassbasert poretrykksmåler. Hentet fra (Statens vegvesen, 2018).**

I motsetning til åpne systemer, vil lukkede systemer som elektrisk poretrykksmålere med svingende streng uten nullpunktskontroll, og strekklassbaserte poretrykksmålere registrerer raskt av varierende poretrykk. Det målte poretrykket er absolutt poretrykk, som er poretrykk + atmosfæretrykk (NGF, 1982).

Ved montering settes målerspissen i en skrustikke med spissen pekende opp, og en lufteskruer fjernes. En vannfylt trakt settes over måleren, og en vakuumpumpe benyttes for å suge luft gjennom måleren til den er mettet med vann. Lufteskruen skrues igjen. Måleren kontrolleres før installering ved at det måles atmosfærisk trykk ved terrengoverflaten (NGF, 1982).

Det forbores et hull til maksimalt 3 meter over den planlagte spissens dybde. Før installering trekkes en vannfylt plastpose trekkes over måleren. Deretter fylles det forborete hullet med vann, og målerspissen med den vannfylte plastposen føres ned i hullet. Når målerspissen er under vannstanden i hullet dras plastposen gjennom målerspissen slik at det er kun målerspissen som føres videre ned i hullet (Statens vegvesen, 2018). Poretrykksmåleren er festet til et foringsrør, og presses ned til ønsket dybde. Målerspissen kan også installeres i et forboret hull ved at man fyller sand rundt målerspissen og forseglar resten av hullet (NGF, 1982).

Ved avlesning kobles et instrument til de to lederne som kommer opp av foringsrøret slik at poretrykket kan avleses og lastes over fra lagringsminnet. Måleren kan også kobles opp mot fjernavlesning (NGF, 1982).

## 3 Tolkning av felt- og laboratorieundersøkelser

Dette kapittelet har til formål å gjøre leseren kjent med de valgene som er gjort i forbindelse med tolkning av feltundersøkelser for bestemmelse av geotekniske parametere. Det vil bli redegjort for valg av lagdeling ut fra totalsonderinger, samtidig som at parametere fra ødometer- og treaksialforsøk vil bli presentert og forklart, som til slutt vil danne grunnlaget for tolkningen av CPTU-resultatene.

Som nevnt tidligere er grunnlagsdata benyttet i denne oppgaven hentet fra Multiconsults prosjekt på Øvre Nyhavna. I forbindelse med deres geotekniske prosjektering ble det i utført feltundersøkelser på området for å skaffe et bilde av hvordan forholdene var under terrengoverflaten. Undersøkelsene ble utført i 2018 og omfatter blant annet:

- 21 stk. totalsonderinger (A – D, BP<sup>3</sup>9 – BP25)
- 3 stk. CPTU (BP8, 22 og 23)
- 3 stk. prøverserier med poseprøver og 54 mm sylinderprøver (BP8, 22 og 23)

I tillegg er det i løpet av prosjektperioden installert en rekke poretrykksmålere. Dette vil dekkes i kapittel 4 og 5.

Det vil fortløpende bli henvist til figurer som skisserer og forklarer tolkningene som er gjort. Figurene kan oppleves som noe små og vanskelig å lese når de er innfelt i selve oppgaveteksten. Man gjør oppmerksom på at utvalgte figurer er å finne i full oppløsning som vedlegg.

### 3.1 Geotekniske parametere

Det er i stor grad gjort egne tolkninger av parameterne fra rådata utlevert av Multiconsult, men det er også sett til Multiconsults egne tolkninger. Der hvor parameterne stammer fra Multiconsults datarapport vil dette være indikert med kildehenvisning, (Multiconsult Norge AS, 2019a).

Totalsonderingene er i kombinasjon med prøvetaking og trykksonderinger benyttet for å avgjøre lagdelingen og anwise bergoverflaten. Det er tatt utgangspunkt i Multiconsults Snitt A-J fra (Multiconsult Norge AS, 2019a). Løsmassene kan generelt beskrives ved et topplag av fyllmasser, over leire, over et permeabelt lag, over berg.

Tyngdetetthet:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Fra prøvetaking i P8 og BP22 er det påvist en densitet varierende fra 1,89 g/cm<sup>3</sup> til 1,99 g/cm<sup>3</sup>. Det er valgt å benytte en middelvei for tyngdetettheten til leiren i området lik 19 kN/m<sup>3</sup>. Fra delkapittel 2.7 vet man at typiske verdier for tyngdetettheten i vannmettet leire ligger mellom 17 – 21 kN/m<sup>3</sup>, og en kan følgelig anta at verdien er sannsynlig.

---

<sup>3</sup> BP – Borpunkt

### Sensitivitet $S_t$

Det er tatt opp prøveserier fra tre borhull på området i forbindelse med feltundersøkelsene som er gjennomført. Prøveseriene er tatt opp fra BP8, BP22 og BP23. Sensitiviteten i BP8 varierer fra 5 – 14 mellom dybde 7 – 13 meter. Fra delkapittel 2.7 ser man at dette indikerer lite til middels sensitiv leire. I BP22 er det ved ca. 7 meters dybde er det registrert sensitivitet lik 18 noe som indikerer en middels sensitiv leire. Ved 13 meters dyp i samme borpunkt er sensitiviteten lik 60, noe som indikerer en meget sensitiv leire. Her er det også indikert kvikkleire fra prøveresultatene. I BP23 er det utført prøver i dybde ca. 5 meter. Her varierer sensitiviteten mellom 50 – 95 noe som indikerer meget sensitivt materiale. Også her er det indikert kvikkleire fra prøveresultatene (Multiconsult Norge AS, 2019a).

### Prekonsolideringsspenningen $p_c'$

Prekonsolideringsspenningen representerer det punktet hvor prøven går fra å være kjent med spenningene den utsettes for, til å bli utsatt for nye og større spenninger enn den noen gang har kjent på. Området før  $p_c'$  omtales som overkonsolidert område, mens stadiet etter  $p_c'$  omtales som normalkonsolidert område. For BP8 er  $p_c'$  tolket til å ligge rundt 160 kPa ved dybde 7,40 meter, mens den for BP22 er tolket til å ligge i området rundt 100 kPa ved dybde 7,53 meter.

### Hviletrykkskoeffisienten $K_0'$ : $K_0' = 0,547 - 0,685$

Hviletrykkskoeffisienten er fra verdier benyttet ved utførte treaksialforsøk. I BP8 er  $K_0' = 0,547$  benyttet ved dybde 7,35 meter, mens det i BP22 er benyttet  $K_0' = 0,685$  ved dybde 7,39 meter.

### Konsolideringskoeffisient $C_v$ : $C_v = 18 - 20 \text{ m}^2/\text{år}$

Konsolideringskoeffisienten er tolket fra ødometerforsøk i BP8 og BP22. Prøvene er begge tatt ved ca. 7,5 meters dybde, henholdsvis 7,40 og 7,53 meter. Fra BP8 er konsolideringskoeffisienten tolket til  $20 \text{ m}^2/\text{år}$ , mens den er tolket til  $18 \text{ m}^2/\text{år}$  for BP22. Fra tabell 3 kan dette tyde på faste leirer.

### Dilatans

Fra treaksialforsøkene ser man at det oppstår et dilatant brudd i BP8, mens det i BP22 oppstår er kontraktant brudd. Kvikkleire karakteriseres gjerne av et kontraktant brudd, og det er også indikert kvikkleire i dette borpunktet fra prøveresultatene.

### Permeabilitet: $k_x = k_y = 1,2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

Det er i denne oppgaven antatt lik permeabilitet i x- og y-retning. Permeabiliteten er beregnet som et snitt av parameterne tolket fra BP8 og BP22, henholdsvis  $8,46 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$  og  $1,56 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ . Det er oppførselen i OC-området som er lagt til grunn for parametertolkningen.

### Udrenert skjærfasthet $S_u$

Den udrenerte skjærfastheten i området er tolket med bakgrunn i treaksialforsøk og CPTU-sonderinger. Treaksialforsøkene er utført i BP8 og BP22 ved dybde ca. 7,4 meter. CPTU-sonderingene er utført i samme punkt slik at de sammen med treaksialforsøkene kan benyttes når man skal tolke et skjærfasthetsprofil for området. Tolkede skjærfasthetsprofil er vist i figur 20 og figur 22.

### Stivhet $M_{OC}$ og $m_{NC}$

Stivhetsmodulene er tolket fra ødometerforsøk utført på prøvestykker fra BP8 og BP22 ved dybde ca. 7,5 meter. Hvordan parameterne er tolket er vist i figur 16 og figur 17. Fra nevnte figurer ser man at  $M_{OC}$  er tolket til henholdsvis 7,5 og 3,6 MPa i BP8 og BP22. Samtidig er  $m_{NC}$  tolket til 20 og 24 i de respektive borpunktene. Stivhetsprofilene er tolket i sammenheng med tilhørende CPTU-resultater, og blir redegjort for i kapittel 3.4.

## 3.2 Ødometer

En ødometertest benyttes for å bestemme stivhetsparameterne til en jordprøve og tolkes generelt som vist i figur 16 og figur 17. Pekonsolideringsspenningen  $p_c'$  er angitt med en svart rett strek, og  $M_{OC}$  og  $m_{NC}$  er vist med grønne, rette linjer.

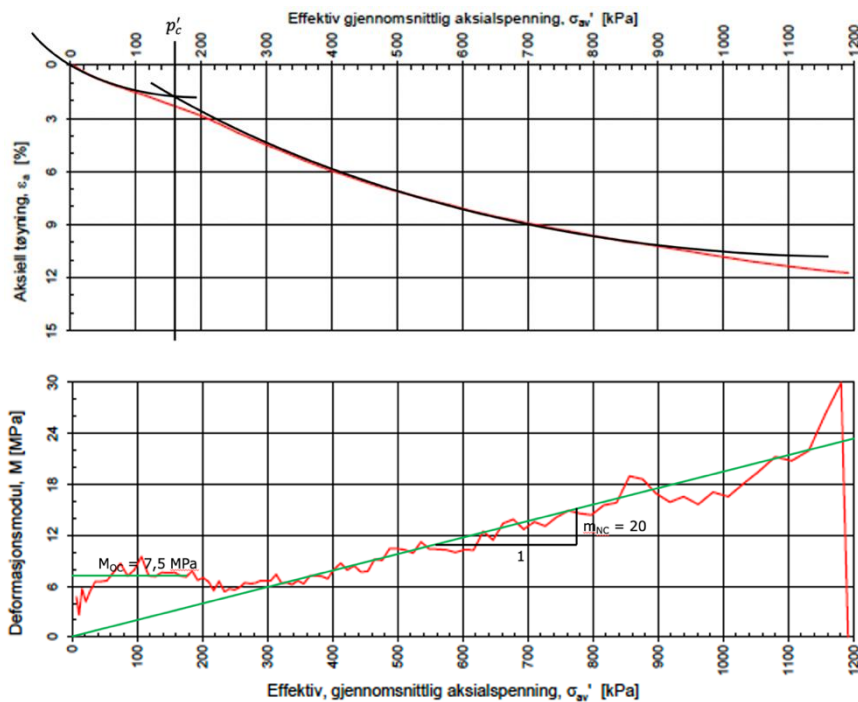
Når det gjelder prøve kvaliteten for disse forsøkene har man ikke noe håndfaste regler å forholde seg til, som en senere skal se for traksialforsøkene. For ødometertesten er man nødt til å se på kurvene og tolke prøve kvaliteten deretter.

Ørjan Nerland (2014) gitt sine beste tips til hvordan man kan oppfatte prøveforstyrrelse i ødometerforsøk, og peker særlig på området før  $p_c'$  som essensielt i denne sammenheng. Dersom materialoppførselen i dette området ikke gir noen tydelige egenskapsvariasjoner kan det tyde på prøveforstyrrelse. Ødometerkurver hvor det er vanskelig å tolke en prekonsolideringsspenning kan være en indikasjon på prøveforstyrrelse (Nerland, 2014).

Som en ser av figur 16 er det vanskelig å se en markert prekonsolideringsspenning, da kurvene før og etter  $p_c'$  nærmest går over i hverandre. Måten prekonsolideringsspenningen tolkes på er å forlenge buene rett før de knekker motsatt vei og møtes på midten. En må også se dette krysspunktet i sammenheng med de andre resultatene fra forsøket.

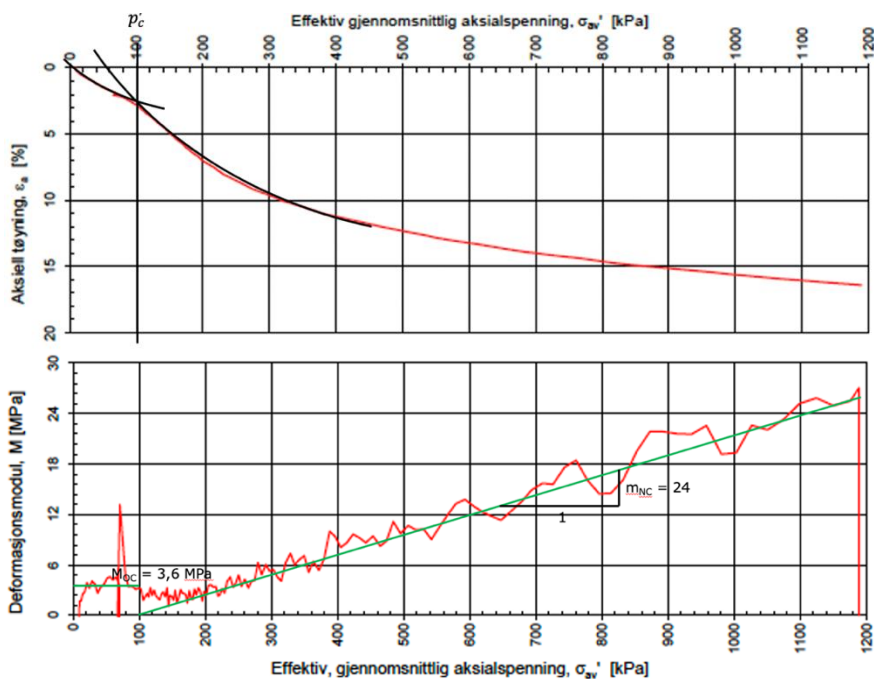
I BP8 kan man isolert sett tolke en  $p_c'$  rundt ca. 160 kPa fra det øverste diagrammet. Dersom man inkluderer det nederste diagrammet vil det kunne argumenteres for at  $p_c'$  må trekkes noe nærmere 200 kPa, og kanskje til og med over 200 kPa, ettersom at man ikke har noe markant skille i dette diagrammet før området rundt 200 kPa.  $M_{OC}$  og  $m_{NC}$  er tolket etter vanlig fremgangsmåte til henholdsvis 7,5 MPa og 20. Verdiene indikerer at man har med en middels fast leire å gjøre (Tomlinson, 1995). Det bør nevnes at prøveforstyrrelse kan føre til at man underestimerer parameterne noe i OC-området, altså kan det tenkes at  $M_{OC}$  er noe lavt tolket her, noe som kan gi utslag for videre beregninger i oppgaven.





**Figur 16: Tolkning av ødometertest utført i BP8, ved dybde 7,40 meter.**

Figur 17 viser tolkingen av ødometerresultatene fra forsøket utført i BP22. Her viser resultatene en mye tydeligere knekk rundt  $p'_c$ , og denne sammenfaller også med de andre diagrammene. Prekonsolideringsspenningen vurderes til å ligge rundt 100 kPa, mens  $M_{OC}$  og  $m_{NC}$  tolkes til henholdsvis 3,6 MPa og 24. Dette indikerer at man også i dette borpunktet har med en middels fast leire å gjøre (Tomlinson, 1995). I tillegg må det nevnes at prøven sannsynligvis er forstyrret, noe som gjør at verdien i OC-området underestimeres. Modultallet lik 24 indikerer på sin side en kompetent og fast leire, fra tabell 4 (Emdal, 2018a).



**Figur 17: Tolkning av ødometertest utført i BP22, ved dybde 7,53 meter.**

Tolkningen i BP22 indikerer at ligning (2.16) burde vært skrevet om til:

$$\varepsilon = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma' - p_{ref}}{\sigma'_0 - p_{ref}}$$

for beregninger hvor lastendringen forårsaker tøyninger i normalkonsolidert område. Ligning (2.16) tar utgangspunkt i at tolket modultall  $m$  har referanse i origo. Justeringen i ligning (2.16) er ikke utført i denne oppgaven, men ved å parallellforskyve hele linjen til origo, vist i figur 18, ser man at stigningstallet passer godt med spenningsområdet av interesse ( $< 160$  kPa), markert i blått. Det er dermed grunnlag for å si at  $m = 24$  kan benyttes i denne oppgaven, til tross for at den opprinnelige tolkningen er gjort fra referansespenningen på 100 kPa. Det er mulig at en litt lavere  $m$ -verdi kunne vært anvendt.

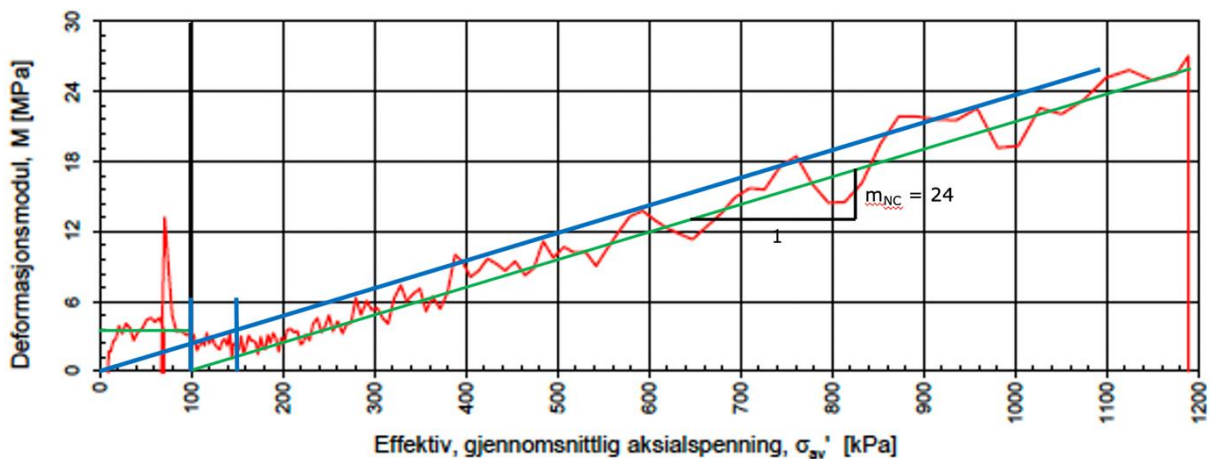
Ligning (2.12) kan generelt skrives:

$$M = m \cdot \sigma'$$

for materialer med spenningsekspONENT  $a = 0$ .

Det som er viktig er å treffe på deformasjonsmodulen  $M$ . Om en ser ved  $\sigma_{av}' = 100$  kPa indikerer grønn strek at  $M = 0$  MPa, noe som ikke kan stemme. Derfor er det mer riktig å se på modultallet tolket fra blå strek, og origo, som indikerer  $M = 2,4$  MPa i samme punkt.

Ved å gjøre denne parallellforskyvningen kan tøyingsformelen vist i ligning (2.16) benyttes.



**Figur 18: Tolkning av ødometerforsøk i BP22, forflyttet til origo.**

### 3.3 Treksial

Det er gjort treksialforsøk på 54 mm sylindrerprøver fra BP8 og BP22 ved dybder på henholdsvis 7,35 m og 7,39 m. Tolkningene er vist i figur 19. For å vurdere prøve kvaliteten er det sett til NGFs melding nr. 11, og deres veiledning for hvordan man skal vurdere prøve kvaliteten fra treksialforsøk. Endring i prøvens poreteall er vurdert til å være den beste metoden for å bestemme prøvens kvalitet. Fra resultatene kan en se at prøve kvaliteten ligger innenfor kategorien «God til brukbar», som vist i tabell 8.

**Tabell 8: Viser metode for å vurdere prøve kvalitet av treksialprøver. Hentet fra (NGF, 2013).**

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Veldig god til utmerket	God til brukbar	Dårlig	Veldig dårlig
1 – 2	< 0,04	0,04 – 0,07	0,07 – 0,14	> 0,14
2 – 4	< 0,03	0,03 – 0,05	0,05 – 0,10	> 0,10
4 – 6	< 0,02	0,02 – 0,035	0,035 – 0,07	> 0,07

For BP8 er følgende nøkkelverdier trukket ut fra laboratorieresultater og tolkning av treksialtest og vist i tabell 9:

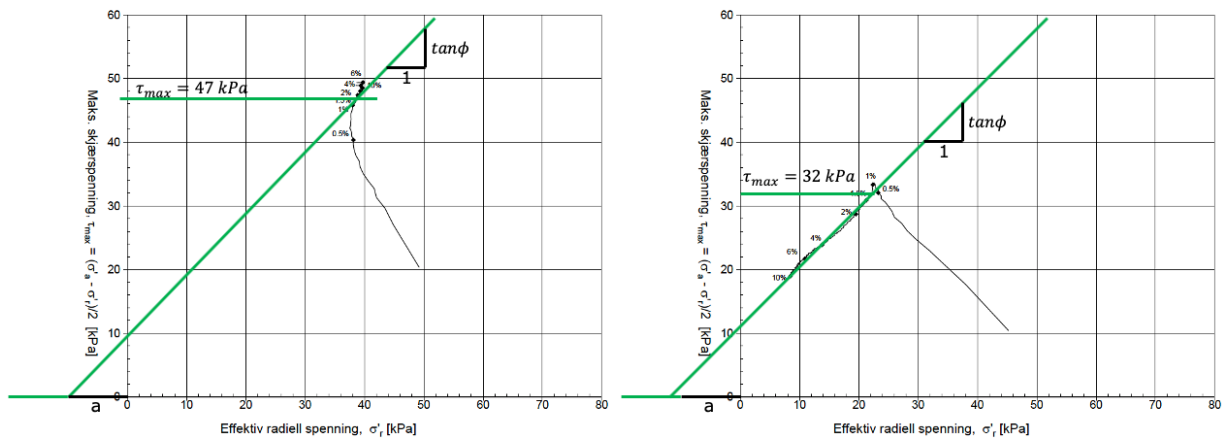
**Tabell 9: Sammendrag av treksialparametere, BP8.**

Densitet, $\rho_i$	1,99 g/cm <sup>3</sup>
Vanninnhold, $w_i$	29,98 %
Endring i volum, $\varepsilon_{vol} = \Delta V/V_0$	1,69 %
Endring i poreteall, $\Delta e/e_0$	0,04
$\tau_{max}$	47 kPa. Brudd – Dilatant
$\tan\phi$	0,569
$\phi$	29,64°
$a$	10 kPa

For BP22 er følgende nøkkelverdier trukket ut fra laboratorieresultater og tolkning av treksialtest og vist i tabell 10:

**Tabell 10: Sammendrag av treksialparametere, BP22.**

Densitet, $\rho_i$	1,97 g/cm <sup>3</sup>
Vanninnhold, $w_i$	31,80 %
Endring i volum, $\varepsilon_{vol} = \Delta V/V_0$	1,96 %
Endring i poreteall, $\Delta e/e_0$	0,04
$\tau_{max}$	32 kPa. Brudd – Kontraktant
$\tan\phi$	0,544
$\phi$	28,55°
$a$	11,9 kPa



**Figur 19: Tolkning av styrkeparametere fra treaksialtest, NTNU-plot. Til venstre er tolkning av test fra BP8 ved dybde 7,35 meter, og til høyre er tilsvarende tolkning fra BP22 ved dybde 7,39 meter.**

Leiren i området er ganske lik for både BP8 og BP22 ut fra tolkede treaksresultater. Friksjonsvinkelen ligger i området rundt  $\phi = 28^\circ - 30^\circ$ , og materialets attraksjon er tolket til å ligge i området rundt  $a = 10 - 12 \text{ kPa}$ . Samtidig ser man at vanninnhold og densitet er tilnærmet likt for både BP8 og BP22. Skjærfastheten er større for BP8 enn for BP22, noe som kan ha sammenheng med prekonsolideringsstressen  $p_c'$  og overkonsolideringsgraden OCR.

Fra tabell 11 ser en at attraksjonsverdiene som er tolket normalt vil tilsvare en bløt leire, dette i motsetning til friksjonsverdien som antyder at leiren er medium bløt/stiv, med tendenser mot å kunne karakteriseres som stiv. Sammen med resultatene fra ødometerforsøkene, tolket deformasjonsmodul, kan en si at man har med en noe overkonsolidert, og stivere leire å gjøre i BP8, mens man i BP22 har en relativt bløt leire.

**Tabell 11: Standardverdier for attraksjon og friksjon for norske jordtyper. Hentet fra (Sandven, et al., 2015).**

Jordtype	Attraksjon $a$ (kPa)	Friksjon $\tan\phi$ (-)
Leire, bløt	5 – 10	0,35 – 0,45
Leire, medium bløt/stiv	10 – 20	0,40 – 0,55
Leire, stiv	20 – 50	0,50 – 0,60
Silt, løs – fin	0 – 5	0,50 – 0,60
Silt, medium løs	5 – 15	0,55 – 0,65
Silt, fast lagret – grov	15 – 30	0,60 – 0,70
Sand, løs – fin	0	0,55 – 0,65
Sand, medium løs	10 – 20	0,60 – 0,75
Sand, fast lagret – grov	20 – 50	0,70 – 0,90

### 3.4 CPTU

Det er utført to CPTU-sonderinger, i BP8 og BP22. Rådataen er prosessert ved hjelp av et ferdigutviklet CPTU-ark utgitt av Statens Vegvesen. I dette avsnittet vil nøkkelparametere CPTU-plottene bli presentert grafisk sammen med en begrunnelse for valg av verdier.

For tolkningene av CPTU-plottene er det tatt utgangspunkt i resultatene fra både treaksialtester og ødometertester som er tatt opp like i nærheten av CPTU-boringene.

Som følge av opplysningene redegjort for i delkapittel 2.8 har forfatterne lagt størst vekt på resultatene korrelert mot konefaktor  $N_{\Delta u}$  for tolkning av skjærfasthetsprofil fra CPTU-resultatene.

### 3.4.1 Borpunkt 8

Borpunkt 8 ligger øst i området, hvor det gikk et skred i 1944. I denne oppgaven gjøres beregningene med bakgrunn i 10 ulike snitt som Multiconsult har utarbeidet i forbindelse med sin datarapport for området. Snittene er navngitt fra A – J. Borpunkt 8 legges til grunn for snittene A – F. Dette deler tomten omtrent på midten.

#### Skjærfasthet

Fra Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging har Statens vegvesen etablert en overslagsverdi som kan benyttes for å estimere udrenert skjærfasthet for et jordlag. Estimaten gjøres fra et forhold mellom den udrenerte skjærfastheten og det effektive overlagingstrykket som er i den aktuelle dybden. Dersom materialet er normalkonsolidert er det forholdet i ligning (3.1) som gjelder, mens man for et overkonsolidert materiale ser til ligning (3.2) (Statens vegvesen, 2014a).

$$\frac{c_u}{p'_0} = 0,25 - 0,30 \text{ (NC)} \quad (3.1)$$

$$\frac{c_u}{p'_0} = 0,30 - 0,38 \text{ (OC)} \quad (3.2)$$

Disse ligningene kan brukes for å verifisere tolkningen vist i figur 20. Med denne sammenhengen i bakhodet kan vi se på om tolkningen som er gjort i figur 20 er i nærheten av å stemme med teorien. Det er antatt at leiren i dette området er noe overkonsolidert, noe som fører til at ligning (3.2) brukes for å verifisere resultatene. Forholdstall er valgt til å være lik 0,35. Det gjøres to enkle beregninger ved to dybder for å sjekke resultatene, hvor effektivt overlagingstrykk er hentet fra håndberegninger, vist i Vedlegg 16. Dybdene det regnes på er 5 og 15 meter.

#### Ved 5 meter:

Beregnet fra antatte grunnforhold:  $c_u = p'_0 \cdot 0,35 = 95 \text{ kPa} \cdot 0,35 = \mathbf{33,25 \text{ kPa}}$

Tolket fra CPTU-resultater:  $c_u = \mathbf{37,5 \text{ kPa}}$

#### Ved 15 meter:

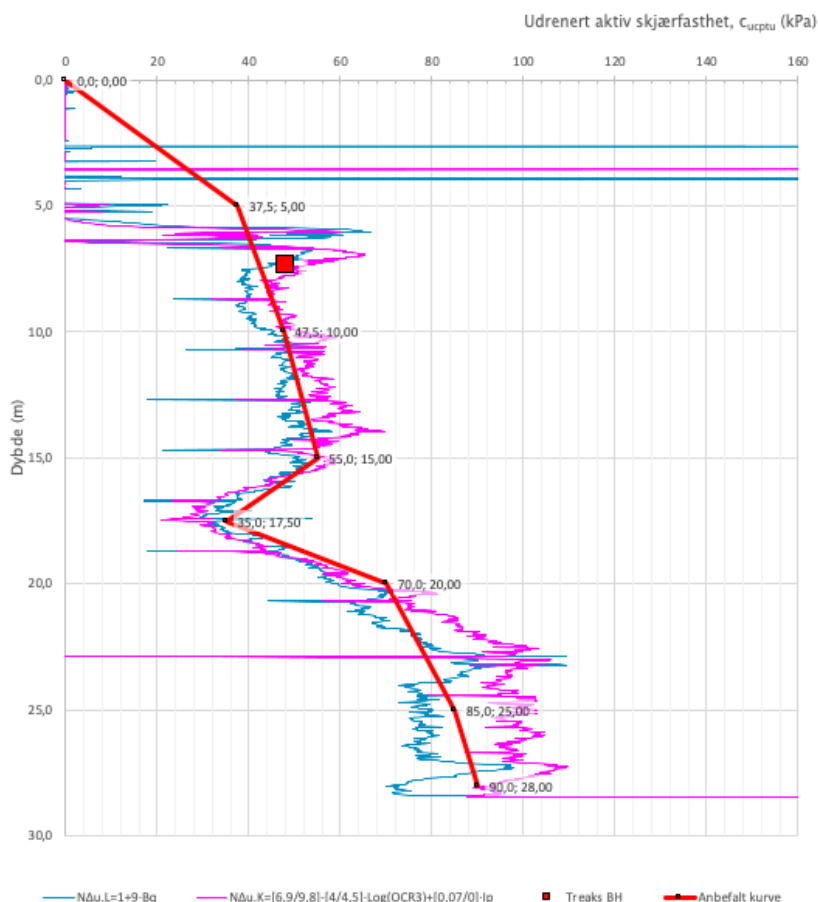
Beregnet fra antatte grunnforhold:  $c_u = p'_0 \cdot 0,35 = 161 \text{ kPa} \cdot 0,35 = \mathbf{56,35 \text{ kPa}}$

Tolket fra CPTU-resultater:  $c_u = \mathbf{55 \text{ kPa}}$

En kan se at empirien stemmer godt med målte verdier i felt. En ser også at verdien tolket fra triaksialforsøket utført i samme borpunkt, vist som rød firkant i figur 20, passer godt med kurvene det er tolket fra. Ved ca. 17 meters dyp viser figur 20 et markant dropp i udrenert skjærfasthet, noe som isolert sett kan tyde på at det her er et lag med svakere materiale.

Beregningene ovenfor viser at tolkningen av skjærfasthetsprofilen vist i figur 20 er sannsynlig, og kan dermed legges til grunn ved en eventuell styrkeberegning på området.

Anisotropiforhold i figur:  
Treaks BH :  $c_u C / c_{u\text{CPTU}} = 1,000$



**Figur 20: Skjærfasthetsprofil fra Statens vegvesens CPTU-ark, med tolket skjærfasthet – BP8. Se Vedlegg 13 for større oppløsning.**

## Deformasjonsmodul

Statens Vegvesens CPTU-ark gir også ferdige diagrammer for deformasjonsmodulen til materialet avhengig av hvilken korrelasjon man benytter seg av. For leire oppgir regnearket en korrelasjon fra Senneset, et al. 1989 hentet fra (Lunne, Roberston og Powell, 1997), vist i ligning (3.3). Man har dessverre, av rettighetsårsaker, ikke hatt mulighet til å ettergå denne referansen, men legger til grunn Statens vegvesens tyngde innenfor fagfeltet som sikkerhet for at kildehenvisningen i regnearket er gyldig. Det er viktig å påpeke at det er antatt noe overkonsolidert leire i området, noe som fører til at korrelasjonen knyttet til  $M_{OC}$  er den som blir lagt til grunn for tolkning av stivhetsprofil. Regnearket oppgir 5 – 15 som normale verdier for  $m_i$ . I denne oppgaven er det benyttet henholdsvis 15 og 10 for BP8 og BP22.

$$M_i - OC = m_i \cdot q_n \quad (3.3)$$

Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging beskriver også en overslagsligning som kan benyttes for å estimere deformasjonsmodulen til et gitt lag. Ligningen avhenger av den udrenerte skjærstyrken. Vanligvis vil verdier for deformasjonsmodulen variere i området 100 – 200 ganger den udrenerte skjærstyrken, som vist i ligning (3.4) (Statens vegvesen, 2014a).

$$M = c_u \cdot 100 - 200 \rightarrow \frac{M}{c_u} = 100 - 200 \quad (3.4)$$

Ved å bruke denne sammenhengen kan man også her sjekke om tolkningen av deformasjonsmodulen  $M$  er innenfor normale forventede verdier. For enkelhets skyld benyttes dybdene og verdiene fra eksemplene for skjærfastheten. Her vil det være hensiktsmessig å se på forholdstallet mellom tolket deformasjonsmodul og beregnet  $c_u$ .

Ved 5 meter:

Tolket fra CPTU-resultater:  $M = 6000 \text{ kPa}$

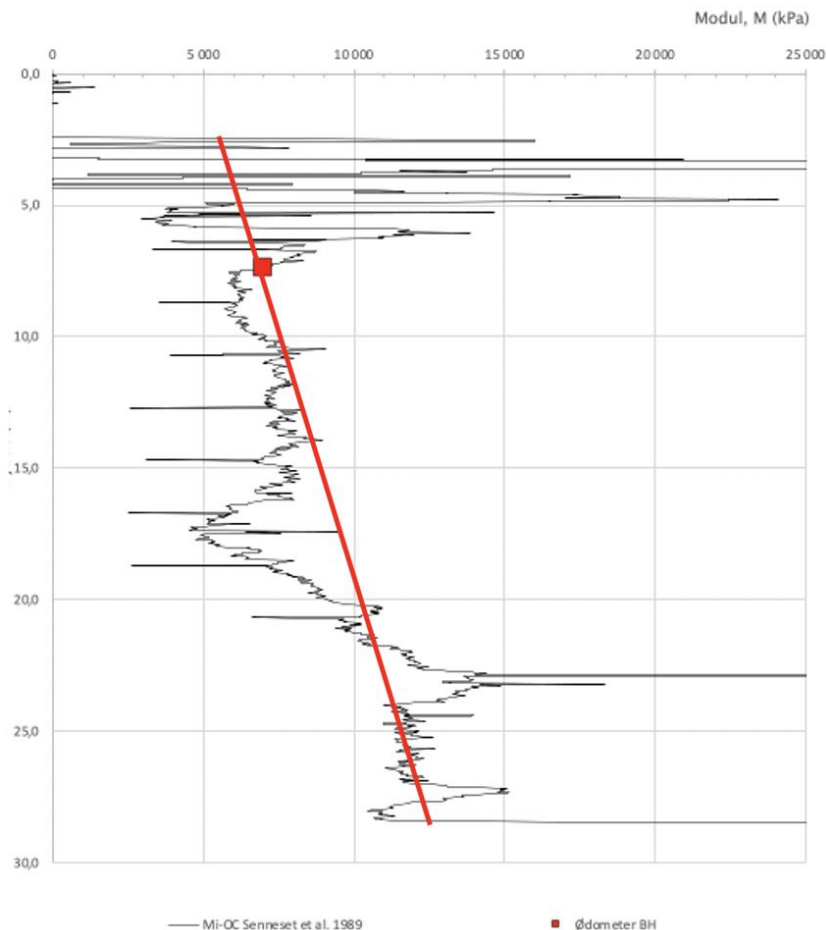
Forholdstall beregnet fra antatte grunnforhold:  $\frac{M}{c_u} = \frac{6000 \text{ kPa}}{33,25 \text{ kPa}} = 180,45$

Ved 15 meter:

Tolket fra CPTU-resultater:  $M = 8500 \text{ kPa}$

Forholdstall beregnet fra antatte grunnforhold:  $\frac{M}{c_u} = \frac{8500 \text{ kPa}}{56,35 \text{ kPa}} = 150,84$

Her ser man at også denne teorien stemmer med praksis. Ved 15 meter er verdien midt i intervallet som anses som normalt, noe som kan indikere en middels stiv leire. Ved 5 meter kan de se ut som leiren er av en noe stivere art.



**Figur 21: Deformasjonsmodul fra Statens vegvesens CPTU-ark, med tolket stivhetsprofil – BP8. Se Vedlegg 12 for større oppløsning.**

### 3.4.2 Borpunkt 22

Borpunkt 22 ligger vest på tomta, og representerer det området hvor byggingen allerede er påbegynt. Borpunkt 22 er lagt til grunn for beregningene utført i snitt E – J.

#### Skjærfasthet

Forklaringene for tolking av parameterne er lik for dette borpunktet som for det forrige. Videre vil kun utregninger og eventuelle verifiseringer gis. Det må nevnes at siden dette borpunktet er hentet fra en annen del av bygningstomten vil det være andre effektivspenninger som legges til grunn for beregningene. Verdiene for effektivt overlagingstrykk er hentet fra Vedlegg 43. Tolket skjærfasthetsprofil er vist i figur 22.

#### Ved 5 meter:

Beregnet fra antatte grunnforhold:  $c_u = p'_0 \cdot 0,35 = 55 \text{ kPa} \cdot 0,35 = 19,25 \text{ kPa}$

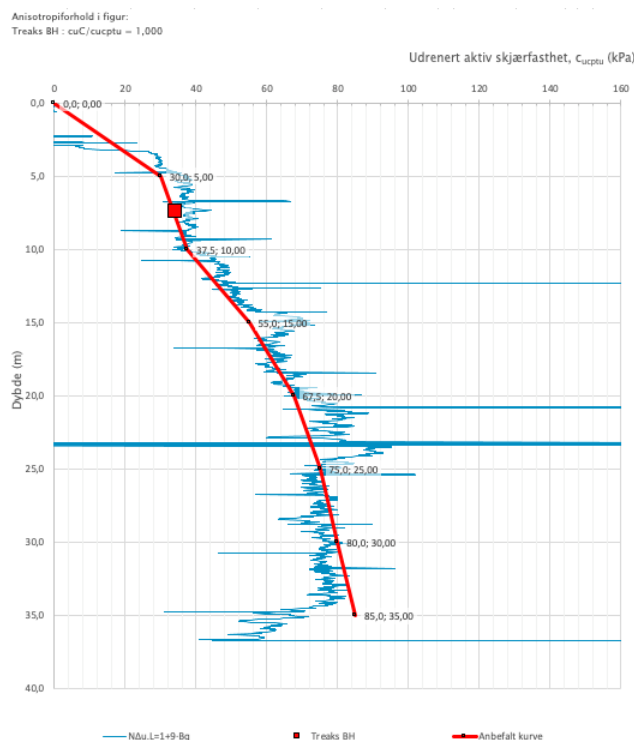
Tolket fra CPTU-resultater:  $c_u = 30 \text{ kPa}$

#### Ved 15 meter:

Beregnet fra antatte grunnforhold:  $c_u = p'_0 \cdot 0,35 = 115,9 \text{ kPa} \cdot 0,35 = 40,57 \text{ kPa}$

Tolket fra CPTU-resultater:  $c_u = 55 \text{ kPa}$

Her kan man se at teorien avviker noe fra det man måler ute i felt ved hjelp av CPTU-korrelasjoner. Grunnen til avviket kan være at det empiriske estimatet som benyttes er noe konservativ sammenlignet med faktiske forhold. Generelt vil dette si at man i utgangspunktet kan forvente noe høyere verdier for den udrenerte skjærfastheten tolket fra CPTU-korrelasjonene sammenlignet med det forenklede estimatet. Med bakgrunn i dette, og det faktum at verdien fra treaksialforsøket passer overens med grafen, mener forfatterne at tolkningen av skjærfastheten er innenfor en rimelig sannsynlighet.



**Figur 22: Skjærfasthetsprofil fra Statens vegvesens CPTU-ark, med tolket skjærfasthet – BP22. Se Vedlegg 15 for større oppløsning.**



## Deformasjonsmodul

Verifisering av deformasjonsmodulen utføres på samme måte som i borpunkt 8. Tolkede resultater er illustrert i figur 23.

### Ved 5 meter:

Tolket fra CPTU-resultater:  $M = 3450 \text{ kPa}$

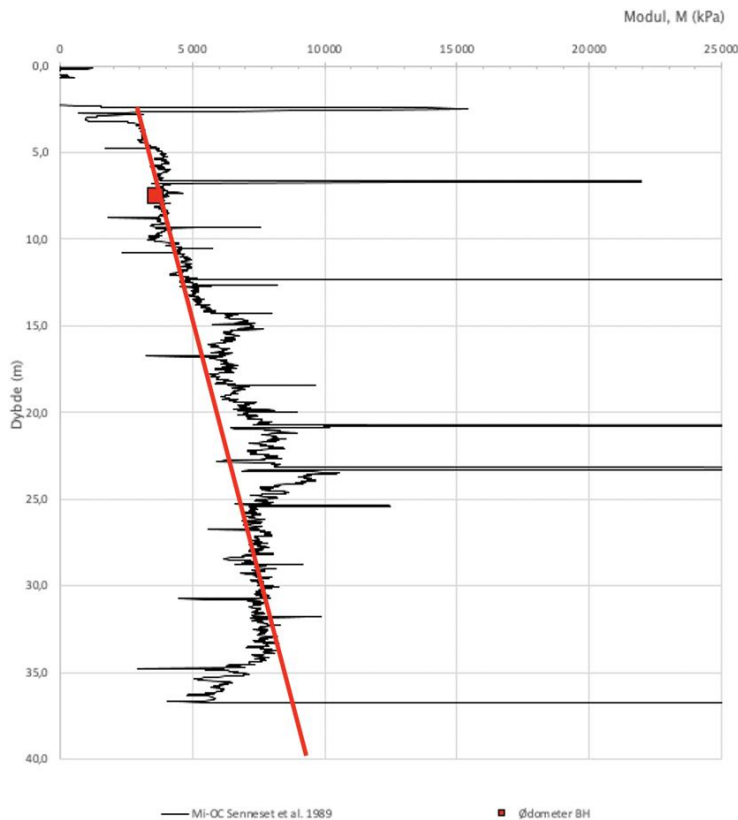
Forholdstall beregnet fra antatte grunnforhold:  $\frac{M}{c_u} = \frac{3450 \text{ kPa}}{19,25 \text{ kPa}} = 179,22$

### Ved 15 meter:

Tolket fra CPTU-resultater:  $M = 4950 \text{ kPa}$

Forholdstall beregnet fra antatte grunnforhold:  $\frac{M}{c_u} = \frac{4950 \text{ kPa}}{40,57 \text{ kPa}} = 122,01$

Beregningene viser at de tolkede verdiene for deformasjonsmodulen er innenfor antatte normalverdier, hvor man øverst har et lag som ut ifra beregningene tenderer mot en litt stivere leire, som blir bløtere nedover i dybden.



**Figur 23: Deformasjonsmodul fra Statens vegvesens CPTU-ark, med tolket stivhetsprofil – BP22. Se Vedlegg 14 for større oppløsning.**

### 3.5 Oppsummering

For å oppsummere: tolkede verdier virker å ligge innenfor fornuftige erfaringsverdier anbefalt av (Emdal, 2018a), og stemme med empiriske modeller fra Statens vegvesen.

#### Geotekniske parametere:

- Tyngdetetthet  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ . Innenfor normalverdi 17 – 21  $\text{kN/m}^3$  for leire.
- Prekonsolideringsspenningen  $p_c'$ 
  - = 160 kPa for BP8 og = 100 kPa for BP22.
- Hviletrykkskoeffisienten  $K_0'$ 
  - = 0,547 for BP8 og = 0,685 for BP22.
- Konsolideringskoeffisient  $C_v$ 
  - = 20  $\text{m}^2/\text{år}$  for BP8 og = 18  $\text{m}^2/\text{år}$  for BP22. Indikerer fast leire.
- Permeabilitet  $k_x = k_y = 1,2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ 
  - $k = 8,46 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$  for BP8 og  $k = 1,56 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  for BP22. Innenfor normale verdier for leire.
- Sensitivitet  $S_t$ 
  - Varierer fra 5 – 95. Indikerer alt fra lite, til meget sensitivt materiale.

#### Styrkeparametere:

- Maks skjærspenning  $\tau_{max}$ 
  - = 47 kPa for BP8, og 32 kPa for BP22.

Sammen med skjærfasthetsprofil tolket fra SVVs CPTU-ark og empirisk formel fra Håndbok V220 verifiseres resultatene. Skjærfasthetsprofilen er tolket med hensyn på  $N_{\Delta u}$ -korrelasjonen omtalt i delkapittel 2.8, og vist i figur 20 og figur 22.

- Dilatans
  - Dilatant brudd for BP8 og kontraktant brudd for BP22. Kontraktant brudd kan indikere kvikkleire.
- Friksjonsvinkel  $\phi$ 
  - = 29,64° for BP8 og 28,55° for BP22. Indikerer stiv leire.
- Attraksjon  $a$ 
  - = 10 kPa for BP8 og 11,9 kPa for BP22. Indikerer medium bløt/stiv leire.

#### Stivhetsparametere:

- Deformasjonsmodulen  $M_{oc}$ 
  - = 7,5 MPa for BP8 og 3,6 MPa for BP22.

Sammen med stivhetsprofil tolket fra SVVs CPTU-ark og empirisk formel fra Håndbok V220 verifiseres resultatene. Stivhetsprofilen er tolket med hensyn på korrelasjonen fra Senneset, et al. 1989 for OC-leire, og vist i figur 21 og figur 23. Korrelasjonsmodul er henholdsvis 15 og 10 brukt i BP8 og BP22. Indikerer middels fast leire.

- Modultallet  $m_{NC}$ 
  - = 20 for BP8 og 24 for BP22. Indikerer fast leire.

Resultatene indikerer middels faste/stive til stive materialer med sprøbruddegenskaper. Det er sannsynlig at prøvene er forstyrret.

## 4 Hydrogeologisk beskrivelse av Nyhavna

Basert på tilgjengelig data fra prøveserier, totalsonderinger, poretrykksmålinger og geotekniske rapporter er det gitt en hydrogeologisk beskrivelse av området ved Nyhavna Øvre. Resultatene er diskutert med fagpersonell med hydrogeologisk kompetanse ved Norges Geologiske Undersøkelse i Trondheim.

For dette kapitlet er det valgt å diskutere resultatene underveis, og til slutt oppsummere resultatene. Dette på grunn av at presenterte resultater benyttes som grunnlag videre i oppgaven.

### 4.1 Kvartærgeologi

Grunnundersøkelser utført av Multiconsult viser at løsmassemekktigheten i området er fra 20-35 meter, og består av fyllmasse over leire, over antatt morene, over berg. Dybden til berg er øker vest i området ned mot havet og øker øst mot Lilleby. Totalsonderingene indikerer generelt et fastere lag over berg med en varierende tykkelse mellom 1-5 meter (Multiconsult Norge AS, 2019a). Det fastere laget over bergoverflaten er antatt å være morene.

Prøveserier og totalsonderinger viser at fyllmassens mektighet er størst for den østlige delen av området, mens den vestlige delen består av hovedsakelig leire, over antatt morene, over berg. Leiren viser innslag av silt, sand og grus (Multiconsult Norge AS, 2019a). Deler av det østlige området ligger i en gammel rasgrop fra et leirskred i 1944. I kort tid etter raset ble det utført grunnundersøkelser i og rundt rasgropen, som viste at løsmassene bestod av fast til sensitiv leire med delvis innslag av sand, grus, stein i dybden (Holmsen, 1945).

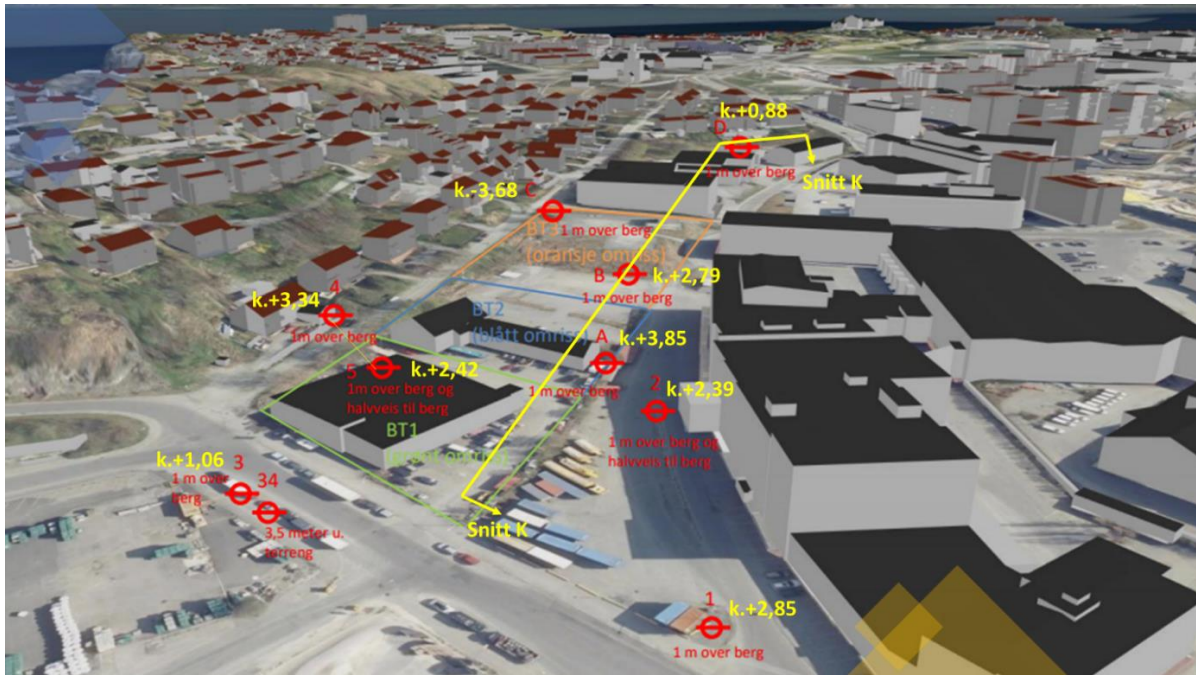
### 4.2 Poretrykksmålinger

Det er utført poretrykksmålinger av Multiconsult siden januar 2019, som viser et generelt poreovertrykk ved bergoverflaten for området. Poretrykkssituasjonen vist i figur 24 er før oppstart av fundamenteringsarbeid, og viser et poreovertrykk ved bergoverflaten som er ca. 1-4 meter over terreng. Poretrykksmålingene er utført med strekkklappbaserte poretrykksmålere som måler absolutt poretrykk, som er poretrykk + atmosfæretrykk. Poretrykksmålere er navngitt som PZ<sup>4</sup> og BP i diagrammer, men er navngitt med kun bokstav eller tall i figur 24 for beskrivelse av plassering. Poretrykket er oppgitt som trykkehøyde etter høydesystemet NN2000, med tyngdetetthet for vann lik 10 kN/m<sup>3</sup>.

Opptredende poreovertrykket ved bergoverflaten sammen med en løsmassemekktighet bestående av leire, over antatt morene, over berg antyder at man har en lukket akvifer ved bergoverflaten.

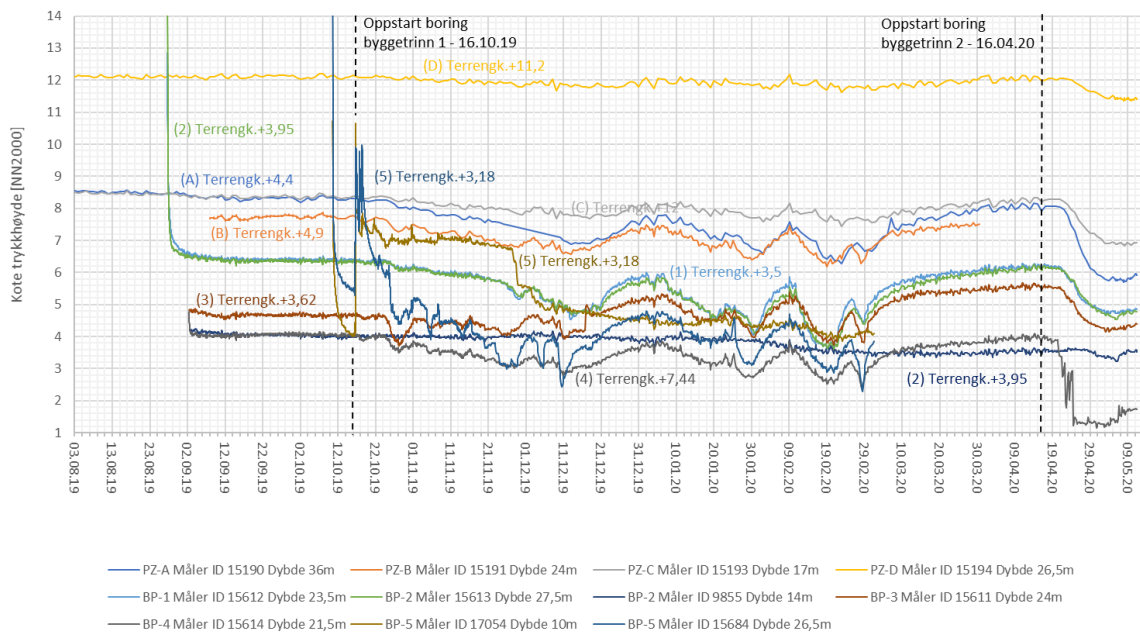
---

<sup>4</sup> PZ - Piezometer



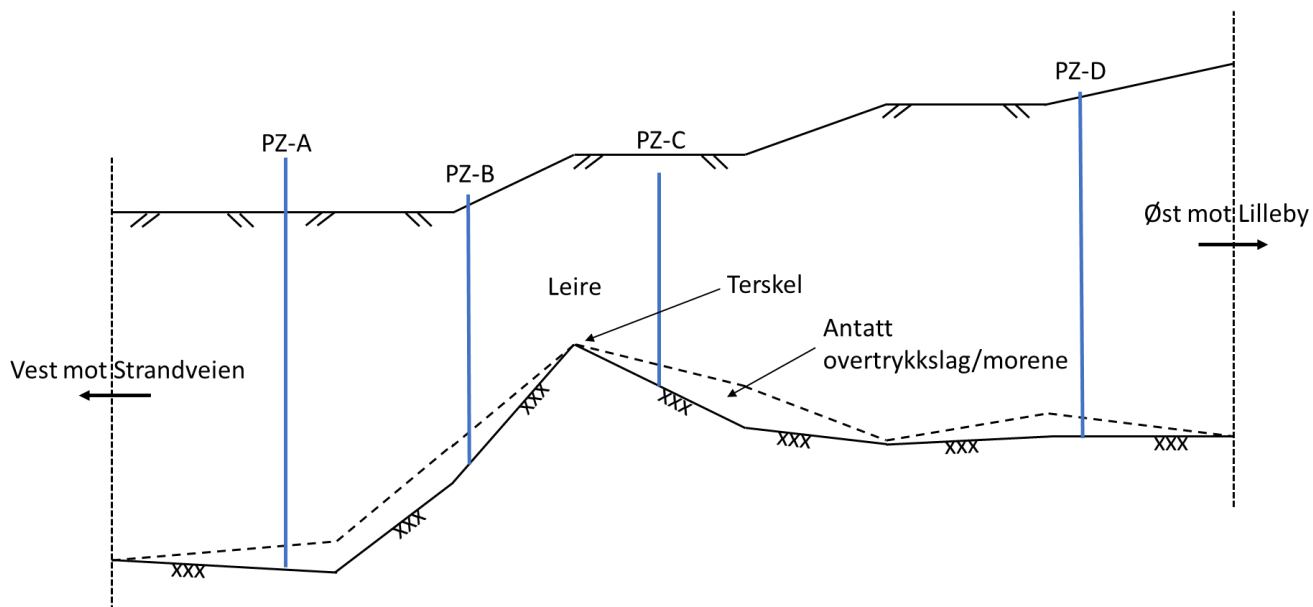
**Figur 24: Poretrykksituasjon 14.10.2019 angitt i høyde over terrengnivå.**

Figur 25 viser registrert poretrykk ved bergoverflaten for området, og plassering av poretrykksmålerne er vist i figur 24. Registrert poretrykk er korrigert for atmosfæretrykk. Poretrykksmålingene viser stabile verdier for alle målere før oppstart av fundamenteringsarbeid 16.10.2019. Fundamenteringsarbeidet omfatter å bore foringsrør ned i fjell, for installasjon av ståljernepeler. Etter oppstart av fundamenteringsarbeid viser alle poretrykksmålerne i vestlige del av området ved BP-1 til PZ-B samme karakteristiske utvikling, mens PZ-C har noe svakere trend enn de andre. For poretrykksmåler PZ-D ser man tilnærmet ingen innvirkning på poretrykket fra fundamenteringsarbeidet.



**Figur 25: Poretrykksmålinger ved Nyhavna for hele perioden. Se Vedlegg 2 for større oppløsning.**

Resultatene fra poretrykksmålingene viser at det øvre området av Nyhavna Øvre ved PZ-D kommuniserer i svært liten eller ingen grad med den nedre delen av området. Tolkning av et lengdesnitt ved utførte totalsonderinger antyder en terskel ved bergoverflaten mellom PZ-B og PZ-C i figur 26. Stiplet linje er antatt morene. Sammen kan det være tenkelig at man har to separate basseng med liten eller ingen kommunikasjon, som er skilt ved terskelen mellom PZ-B og PZ-C.



**Figur 26: Snitt K – tolket fra totalsonderinger. Ikke i målestokk.**

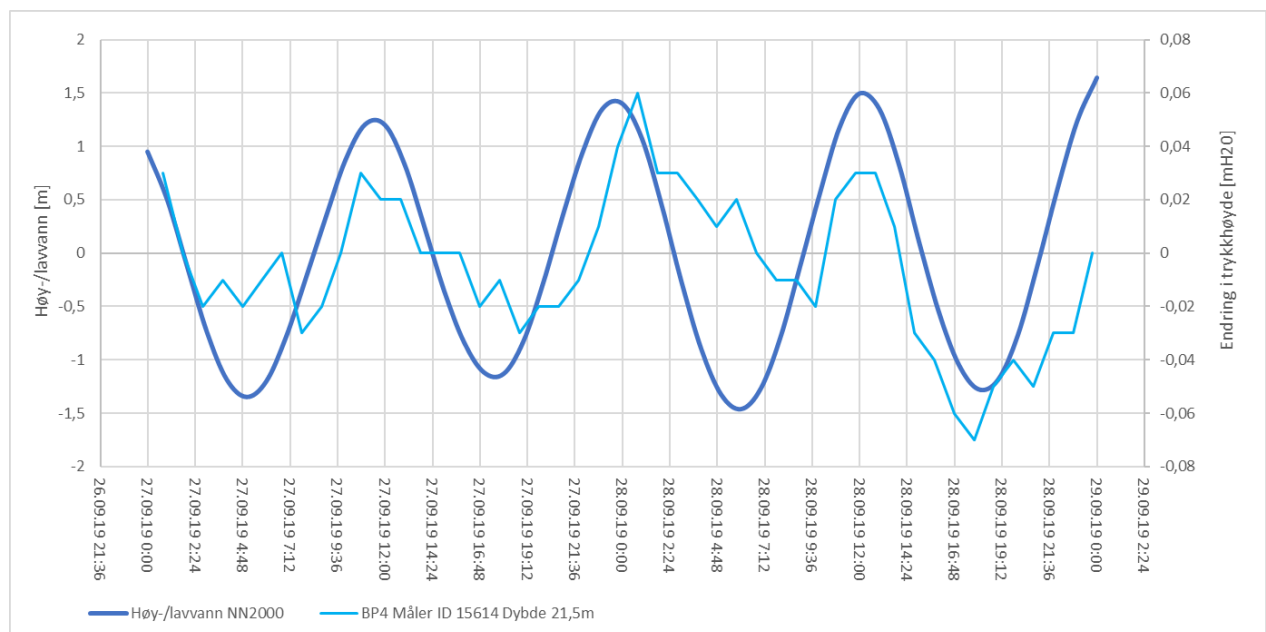
### 4.3 Tidevannseffekter

Eventuelle endringer i grunnvannstand knyttet til tidevannsfluktasjoner er forskjellig for åpne og lukkede akviferer med tilknytning til havet. For lukkede akviferer er magasinkoeffisienten ofte langt mindre ettersom mektigheten av det drenerende laget er mindre enn ved åpne akviferer. Magasinkoeffisienten beskriver mengden vann som blir frigjort/magasinert når grunnvannsnivået reduseres/økes. Den lave magasinkoeffisienten medfører en lav dempingseffekt av tidevannsvariasjonene for en lukket akvifer, og endringene kan sees på lengre avstander (Jiao og Post, 2019).

For å undersøke tidevannets innvirkning på poretrykket i området er tidevannet plottet sammen med poretrykksmålerenes endring i forhold til startverdien. På denne måten kan man sammenligne om det er sammenfallende amplitude og bølgelengde mellom tidevann- og poretrykksmålinger. Poretrykksmålingene er korrigert for atmosfæretrykk.

Undersøkte poretrykksmålere er BP-1 til BP-4 som er plassert ved bergoverflaten. Unntaket er BP-2 ved som er plassert ca. midt i løsmassedekket ved 14 meter dybde. For å unngå mulige innvirkninger fra anleggsarbeid er undersøkt tidsperiode 27.09.19 til 29.09.19, i forkant av oppstart av fundamenteringsarbeid 16.10.19.

For BP-4 i figur 27 kan man se en mulig påvirkning fra tidevann med største sammenfallende amplitude lik 7 cm. Fra dette kan man en antyde mulig tidevannseffekt i BP4, men at den er svært liten. For de andre undersøkte poretrykksmålerne BP1-BP3 i Vedlegg 8 og 9, er det ikke funnet noen tidevannseffekter.



**Figur 27: Tidevannseffekter i BP-4.**

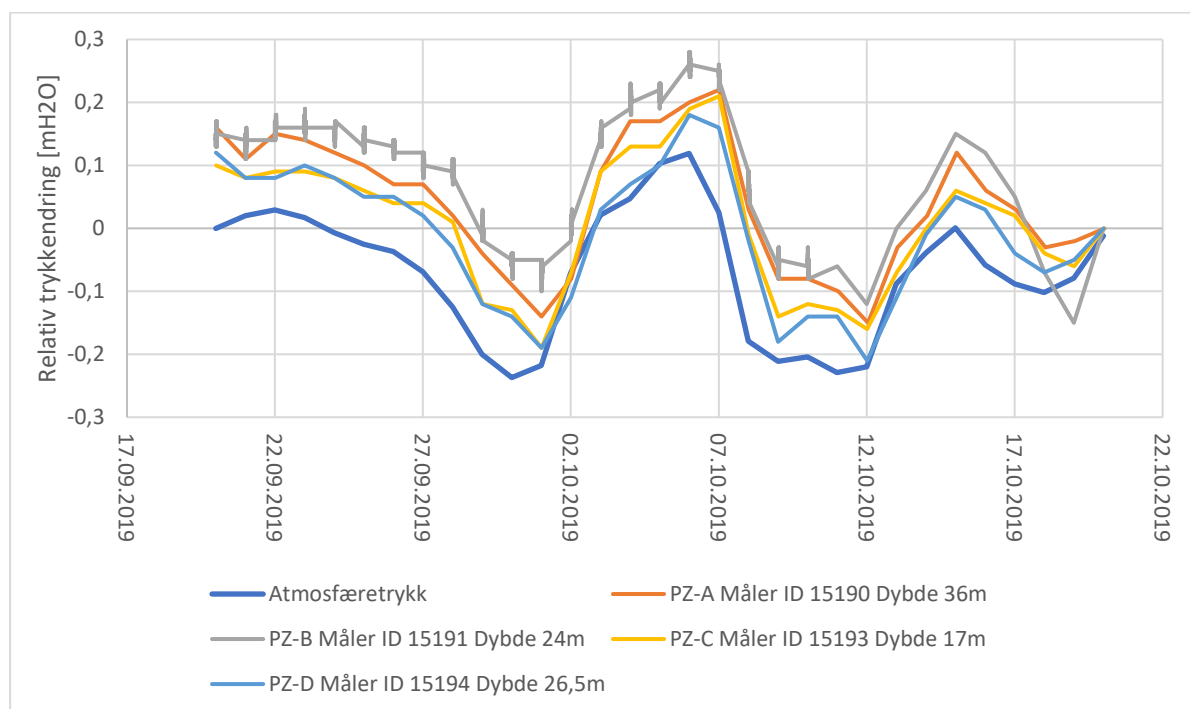
### 4.4 Barometerfluktasjoner

I en lukket akvifer vil porene i kornstrukturen være mettet med vann slik at det hydrostatiske trykket bæres av kontaktpunktene i kornstrukturen og porevannet. På denne måten vil det hydrostatiske trykket i en lukket akvifer være en funksjon av atmosfæretrykket og tyngden av overliggende masse. Fluktasjoner i poretrykk vil i hovedsak forekomme i små lukkede akviferer med liten umettet sone (Brattli, 2009).

Teorien til Brattli (2009) er i midlertidig forbeholdt ved bruk av åpne poretrykksmålere. Ved åpne poretrykksmålere som en elektrisk poretrykkmåler med svingende streng og nullpunktsskontroll, og åpen hydraulisk poretrykkmåler vil man kunne se en omvendt virkning fra atmosfæretrykket (Brattli, 2009).

For lukkede poretrykksmålere som ikke står i kontakt med atmosfæretrykket, vil disse måle absolutt poretrykk som er poretrykk + atmosfæretrykk, uavhengig om de står i en lukket- eller åpen akvifer. Dette betyr at de strekkbaserte poretrykksmålerne benyttet ved Nyhavna Øvre ikke kan benyttes for å bestemme om det er en lukket- eller åpen akvifer.

Diagrammene i figur 28 viser relativ endring i trykkehøyde gitt ved differansen fra startverdi. Verdiene for disse poretrykksmålingene er ikke korrigert for atmosfæretrykk. Man ser som forventet at atmosfære- og poretrykk fluktuerer.

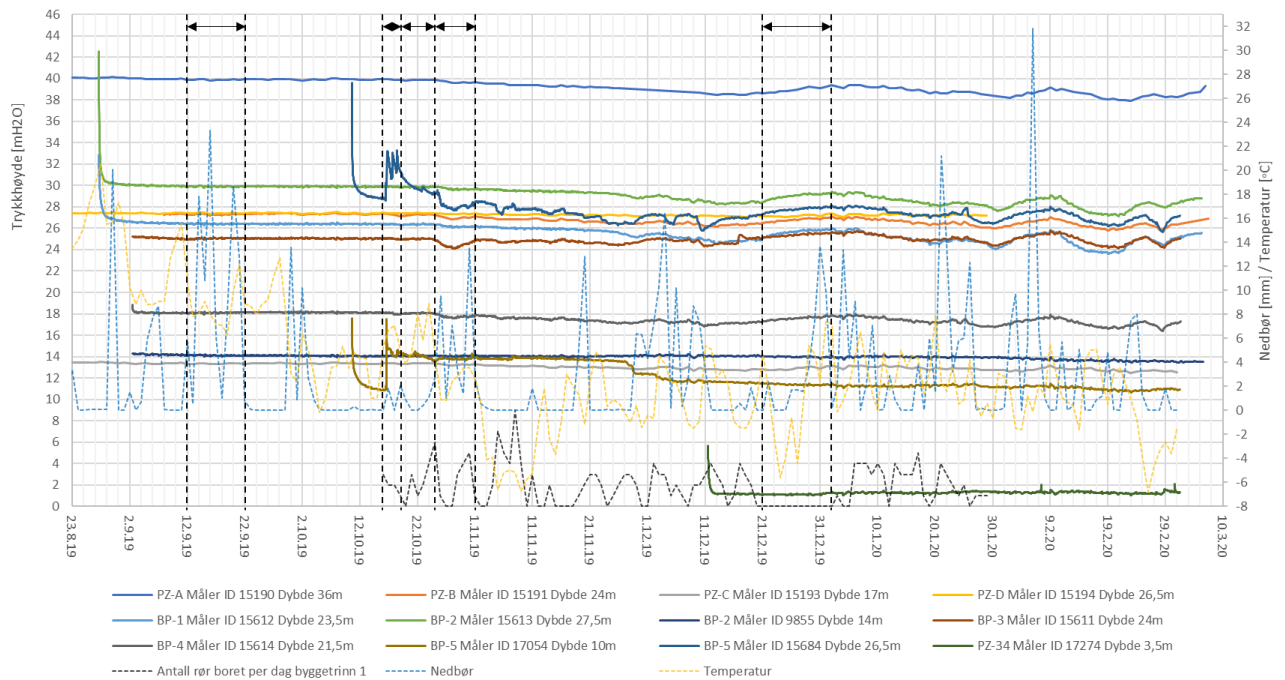


**Figur 28: Barometerfluktuasjoner i PZ-A til PZ-D.**

## 4.5 Nedbør og fundamenteringsarbeid

Nedbør vil normalt infiltrere ned i grunnen med en mengde som avtar og går mot en konstant verdi over tid. Reduksjonen over tid er knyttet til at porene vil gradvis fylles med vann. For leire viser forsøk at man når en konstant infiltrasjonsmengde raskere med lavere verdi, enn for permeable jordarter (Freeze & Cherry, 1979).

For vurdering av en mulig infiltrasjon av nedbør er det betraktet en tidsperiode før oppstart av arbeidet med boring av foringsrør, deretter er det betraktet flere tidsperioder med innvirkning fra boring av foringsrør. Nedenfor i figur 29 er det presentert tolkning av ulike tidsperioder for infiltrasjon av nedbør. Temperaturdata er også inkludert, ettersom nedbør kan komme som snø, eller at infiltrasjon hindres av tele.



**Figur 29: Poretrykksmålinger med nedbør, temperatur og antall boret foringsrør for hele perioden. Se Vedlegg 1 for større oppløsning.**

- **12.09.19-22.09.19:** Ingen endring i poretrykk samtidig som det er registret opp til 23,3 mm nedbør per døgn. Ingen arbeid fra installasjon av stålkjernepeler.
- **16.10.19-19.10.19:** Oppstart av boring av foringsrør for stålkjernepeler. Økning i poretrykk for poretrykksmålere BP-5 ved 10 og 26,5 meters dybde. Resten av poretrykksmålerne viser ingen endring. Det er ikke registret betydelige mengder nedbør under denne perioden.
- **19.10.19-25.10.19:** Reduksjon i poretrykk med konvergerende utvikling ved BP-5. Perioden inneholder boring av foringsrør, og det er ikke registrert betydelige mengder nedbør.
- **25.10.19-01.11.19:** Poretrykket har en reduserende utvikling som stabiliserer seg ved slutten av perioden for BP-5 på 26,5 meters dybde. Man kan derimot se en mindre reduksjon ved BP-3 ved bergoverflaten på dybde 24 meter. Begge poretrykksmålere registrerer en oppbyggende effekt på slutten av perioden selv med økende antall borede foringsrør. Perioden inneholder nedbørsmengder opp til ca. 31 mm.
- **21.12.19-02.01.20:** Oppbyggende effekt i poretrykk under avvikling av juleferie. Perioden inneholder nedbør opptil 13,7 mm per dag, og temperaturer ned til -5,6 °C som kan hindre infiltrasjon på grunn av tele og nedbør som snø.

Innledende periode fra 12.09.19 til 22.09.19, før boring av foringsrør har startet opp, viser nedbørsmengder opp til 23,3 mm. Nedbørsmengdene har for denne perioden ingen innvirkning på poretrykket. En mulig årsak er at vann ikke er drenert ut enda, og man vil heller ikke kunne se en motvirkende effekt av nedbøren på poretrykket.

Etter oppstart boring 16.10.19 og fram til 19.10.10 ser man økning i poretrykk for poretrykksmålerne i BP-5. Perioden inneholder ikke betydelige mengder nedbør. Poretrykksøkningen er knyttet til boring av foringsrør, og ikke infiltrasjon av nedbør. Denne poretrykksøkningen er omtalt i detaljer i kapittel 5.5.4.



Fra 19.10.19 til 25.10.19 kan man se en reduserende utvikling i poretrykket ved BP-5, som innstiller seg ved slutten av perioden. Poretrykket stabiliseres selv om det er registrert boring av foringsrør hele perioden, og ikke nevneverdige mengder nedbør. For påfølgende periode 25.10.19-01.11.19 reduseres poretrykket etter boring av 6stk foringsrør 25.10.19. Poretrykket får en økende utvikling ved slutten av perioden sammen med nedbørsmengder opp til 31 mm.

For den siste perioden ved avvikling av juleferie 21.12.19-02.01.20 er det registrert en oppbyggende effekt ved poretrykksmålingene. For hele romjula er det registrert kuldegrader ned mot  $-5,6$  °C. Den 31.12.19 er det registrert nedbør som regn opp til 13,7 mm. Hvorvidt denne nedbøren har infiltrert ned i grunnen er uvisst. Om man legger frosten i romjula til grunn er det mindre sannsynlig at denne nedbøren har infiltrert ned i jorda.

Det kommer ikke klart frem av resultatene fra målingene om infiltrasjon fra nedbør har en innvirkning på poretrykket. Det er i midlertidig tydelig at et opphold ved boring av foringsrør har en oppbyggende effekt på poretrykket. Etersom løsmasselaget består av en betydelig leiremektighet, er det også sannsynlig at en eventuell infiltrering av nedbør fra overflaten vil ta lang tid.

Som nevnt innledningsvis vil leire raskt nå en konstant infiltrasjonsmengde som er lav. På denne måten vil man trolig ikke kunne se en umiddelbar oppbyggende effekt på poretrykket som følge av infiltrasjon av nedbør. Ved store nedbørsmengder vil dette trolig dreneres vekk som overvann. Man kan derimot ikke utelukke at nedbør har en langtidseffekt på poretrykket, spesielt med tanke på at prøveseriene ved Nyhavna Øvre viser en leire med høyt innhold av silt, og delvis sand og grus.

## 4.6 Mulige opphav til poreovertrykk

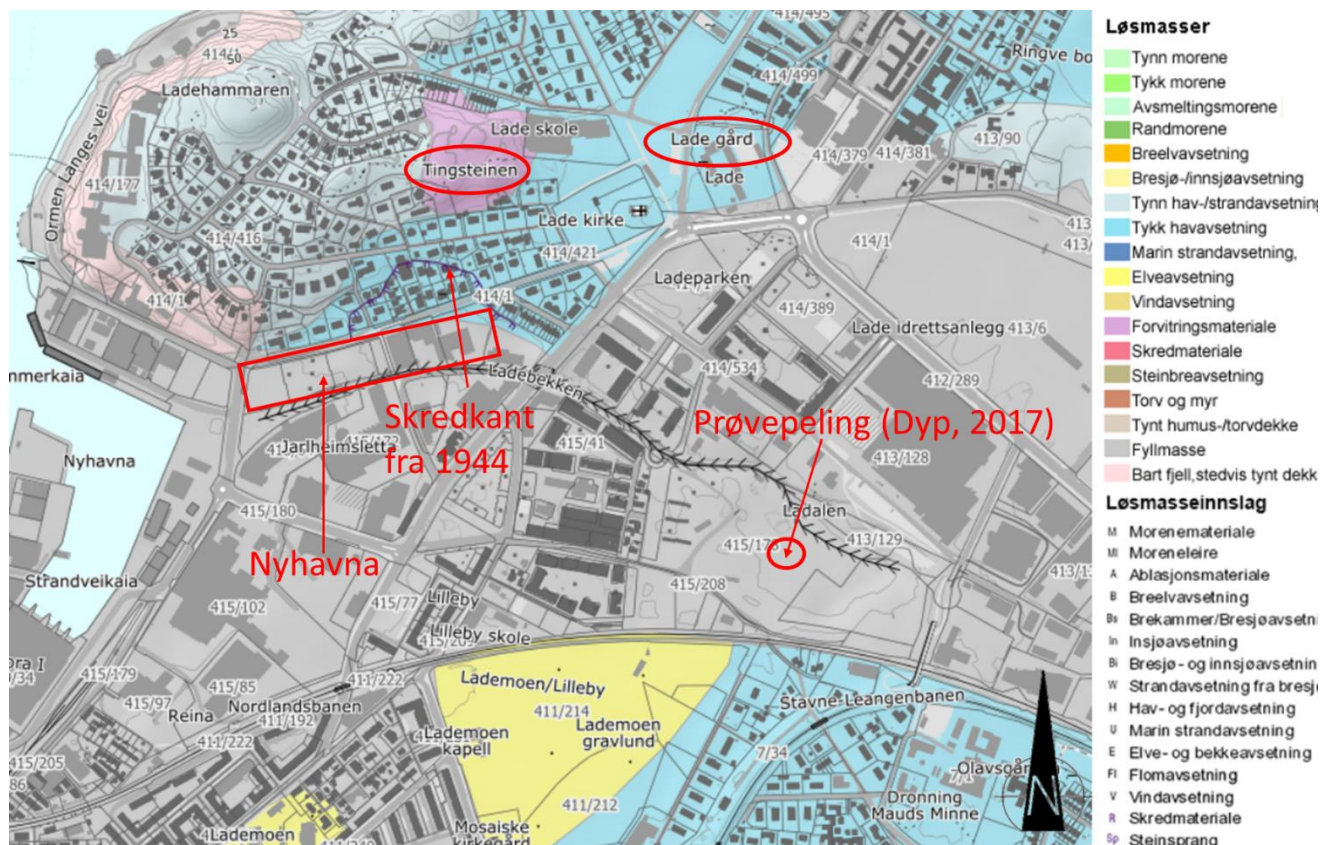
Mulige årsaker til opphavet av poreovertrykket kan være enkeltstående, eller en kombinasjon av flere elementer. Sammen med fagpersonell med hydrogeologisk kompetanse ved NGU ble det diskutert fram til følgende mulige årsaker:

- Omkringliggende høyere områder tilknyttet med permeable lag.
- Grunnvann transportert gjennom grunnfjellet.

Fra høyereliggende områder kan vann dreneres gjennom permeable lag i grunnen og inn i den lukkede akviferen. Totalsonderinger utført av Multiconsult, og tidligere rapporter fra 1945 indikerer at det er fastere løsmasser ved bergoverflaten som har permeable egenskaper (Holmsen, 1945). De fastere massene ved bergoverflaten er også påvist ved totalsonderinger i den nordlige delen opp mot Ladehammeren (Multiconsult Norge AS, 2019a).

Løsmassene ved Ladehammeren er etter figur 30 klassifisert som tynn hav-/strandavsetning, forvitningsmateriale og noe tykk havavsetning. Det fastere permeable laget ved bergoverflaten sammen med de permeable løsmasseavsetningene kan føre til at vann dreneres ned til Nyhavna og skaper et artesisk overtrykk.

Omkringliggende terreng er tilnærmet flatt, bortsett fra Ladehammeren og området nordøst mot Lade Gård. Ved Tingsteinen på Ladehammeren i figur 30 er det registrert et område med forvitningsmateriale. Dette området kan drenere vann gjennom et permeabelt lag, eller gjennom grunnfjellet og ned til Nyhavna.



**Figur 30: Løsmassekart med tolkede punkter. Hentet fra (NGU, 2020).**

For området ved Lade Gård, vist i figur 30, er det registrert tykke havavsetninger. Tilgjengelige geotekniske rapporter fra området rundt Lade Gård viser at løsmassemektheten består av leire (Vognild, 2004), og ikke permeable løsmasser som sand og grus. Dermed er det sannsynlig at området nordøst for Nyhavna ikke er en kilde til poreovertrykket.

Poretrykksmålinger i forbindelse med prøvepeling av betongpeler øst for Nyhavna ved Lilleby i 2017 viser at man også her har en lukket akvifer. Registrert trykkehøyde ved bergoverflaten er ca. 10 meter over terreng. Løsmassemektheten er opptil ca. 70 meter og består av leire, over morene, over berg (Dyp, 2017). Terrengoverflaten ved Lilleby er på kote +11,8 som er omtrentlig det samme som for østlige deler av Nyhavna.

Bergoverflaten ved Nyhavna stiger mot øst, og ligger for den østlige delen på ca. kote -15,3, mens bergoverflaten ved Lilleby ligger på ca. kote -56,7. Dette kan tyde på at det foreligger en terskel langs bergoverflaten mellom den østlige delen av Nyhavna og Lilleby. Terskelen hindrer sannsynligvis disse overtrykkslagene å kommunisere, dersom det tette leirlaget er i kontakt med bergoverflaten.

Grunnundersøkelser ved Lademoen Kirke viser 2-3 meter med sand i toppen, og deretter ca. 10 meter med bløt til middels fast leire. Under leira viser dypeste dreietrykksondring et noe fastere lag som kan være permeable masser (Leirvik, 2016). Om dette er et permeabelt lag som strekker seg opp til høyereliggende områder sør for Lademoen, kan det være en potensiell kilde til poreovertrykket ved Nyhavna.

Grunnfjellet kan også være en kilde til vann i området. Vann kan dreneres gjennom grunnfjellet fra høyereliggende områder som Ladehammeren. Man kan heller ikke utelukke at vann fra Lilleby kan transporteres gjennom grunnfjellet, ettersom potensielle

energien i overtrykkslaget ved Lilleby er større enn den potensielle energien til overtrykklaget ved Nyhavna.

## 4.7 Oppsummering

Poretrykksmålingene ved Nyhavna Øvre viser et generelt poreovertrykk ved bergoverflaten lik 1-4 meter over terrengnivå. Grunnundersøkelser viser at løsmasselaget består av leire, over antatt morene, over berg. Poreovertrykket og den geologiske løsmassemektigheten sannsynliggjør at man har en lukket akvifer ved bergoverflaten.

Poretrykksmålinger fra hele området etter oppstart av boring av foringsrør viser at alle poretrykksmålere har lik karakteristisk utvikling, mens PZ-C har en svakere utvikling. Poretrykksmåler PZ-D lengst øst i området mot Lilleby ser derimot ut til å være upåvirket fra boringen av foringsrør.

Tolkning av et lengdesnitt (snitt K) fra totalsonderinger, visualisert i figur 26, indikerer en terskel ved bergoverflaten mellom PZ-B og PZ-C. 3D-effekter kan gjøre at PZ-C vil kommunisere med PC-B. Sammen med den manglende kommunikasjonen mellom poretrykksmåler PZ-D, og de resterende poretrykksmålerne lengre vest mot Strandveien, kan det antyde at man har to uavhengige «basseng». Et basseng for det nedre området mot Strandveien, og et basseng for det øvre området mot Lilleby.

Ved sammenlikning av poretrykksmålinger og verdier for nedbør ser man ingen klar sammenheng. Det kommer derimot frem en klar sammenheng mellom poretrykksutvikling og boring av foringsrør. Med tanke på det mektige leirlaget er det mindre sannsynlig at nedbør vil ha noen umiddelbar effekt på poretrykket ved bergoverflaten. Infiltrering i leire vil raskt nå en lav og konstant verdi som ved store nedbørsmengder kan forårsake at nedbøren trolig dreneres bort som overvann. Man kan i midlertidig ikke utelukke at infiltrering av nedbør har en langtidseffekt, spesielt med tanke på at prøveseriene ved Nyhavna Øvre viser en leire med høyt innhold av silt, og delvis sand og grus.

Poretrykksmålingene i BP-4 vest mot Strandveien viser tidevannsfluktuasjoner opp til 7 cm, mens resterende poretrykksmålere viser ingen kommunikasjon. Dette viser at området kommuniserer i svært liten grad med havet. Grunnundersøkelser indikerer kun leire for området ved Lade Gård, og er derfor mindre sannsynlig som kilde til overtrykket.

Man har kommet frem til mulige kilder til poreovertrykket kan være:

- Ladehammeren gjennom drenerende løsmasselag ved bergoverflaten, eller gjennom grunnfjellet.
- Artesisk overtrykk ved Lilleby som drenerer gjennom grunnfjellet.
- Området mot Lademoen Kirke gjennom drenerende løsmasselag.

## 5 Stålkjernepeling

I dette kapitlet er det sett på mulige årsaker og sammenhenger til poretryksutvikling ved boring av foringsrør for stålkjernepeler med polymervæske. De ulike boremetodene for nedboring av foringsrør er beskrevet i Vedlegg 77. Kapitlet består av følgende hoveddeler:

- Krav til utførelse av boring, vanntapsmåling, injeksjon og installasjon av foringsrør/stålkjernepeler i henhold til Norsk Standard og Prosesskode 2.
- Benyttet prosedyre for boring, vanntapsmåling, injeksjon og installasjon av stålkjerner ved Nyhavna Øvre i Trondheim.
- De to ulike metodene som er benyttet for boring, vanntapsmåling og injeksjon av foringsrørene ved Nyhavna Øvre i Trondheim.

Mulige lekkasjeveier for foringsrør boret gjennom leire, overtrykkslag, og ned i berg kan være (Langford, Baardvik og Karlsrud, 2016):

- gjennom glippe mellom foringsrør og berg.
- på utsiden og opp langs foringsrøret.
- gjennom grunnfjellet.

Som følge av grunnvannslekkasjer ved boring av stag og peler er det ved prosjektet BegrensSkade sett en påvirkning i poretrykk opp til 300-400 meter fra byggegropene (Baardvik, et al., 2016).

### 5.1 Krav til utførelse

Dette kapitlet beskriver forskjeller og likheter i gjeldene krav til de ulike arbeidsoperasjonene for utførelse av stålkjernepeler ved Norsk Standard og Statens vegvesens Prosesskode 2. De ulike hovedkategoriene for utførelse er her oppdelt i boring, vanntapsmåling, injeksjon og installering av stålkjerner.

Det er tatt utgangspunkt i gjennomgangen av de ulike kravene fra standardene beskrevet ved rapport *DP1+2 Erfaringsinnsamling og analyse av skadeårsaker* ved prosjektet BegrensSkade (Øiseth, Berget og Baardvik, 2014). For å lettere kunne påpeke forskjeller og likheter ved de gjeldene kravene, er det utført en egen oppsummering av kravene. Disse er presentert i Vedlegg 11.

Gjeldene krav til utførelse av stålkjernepeling etter Norsk Standard er sammenfattet i NS 3420-G, og har stort sett henvisninger der det er aktuelt til andre standarder. Som ved rapporten ved BegrensSkade er det inkludert aktuelle og interessante krav ved:

- NS-EN 1536:2010 Borede peler
- NS-EN 1537:2013 Stagforankringer
- EN-12715 Injisering

I Vedlegg 11 er det benyttet fargekoder som beskriver forskjeller og likheter mellom de undersøkte standardene og Prosesskode 2. Sluttnotene i dette underkapitlet referer til de ulike kravene i Vedlegg 11, markert med **(tall)**.

### 5.1.1 Boring

For både Norsk Standard og Prosesskode 2 er det beskrevet at boring skal foregå på en slik måte at stabiliteten i grunnen ikke forstyrres. Prosesskode 2 beskriver at for bløt leire, løs silt og sand skal det kun benyttes vannspyling. Norsk Standard legger i midlertidig opp til at en kan velge om å benytte luft- eller vannspyling<sup>1</sup>.

Prosesskode 2 har også føringer for hvilke boremetoder som skal benyttes ved ulike grunnforhold. For normale grunnforhold uten kvikkleire kan det benyttes senkborutrustning med eksentrisk borkrone. Ved krevende grunnforhold med eksempelvis skrått fjell eller erosjonsfare i drenerende lag, skal senkborutrustning med symmetrisk borsystem benyttes. I kvikkleire kreves det generelt et reversibelt borsystem<sup>13</sup>. Ved Norsk Standard er det kun vist til den generelle bestemmelsen om at arbeidet skal foregå på en slik måte at stabiliteten i grunnen ikke forstyrres<sup>1</sup>.

Norsk Standard beskriver ingen minimum innbøringsdybde for foringsrør i fjell, men at borsynk i berg skal registreres for å kunne verifisere bergets kvalitet<sup>15</sup>. Prosesskode 2 beskriver minimum 1 meter innbøringsdybde i godt fjell<sup>14</sup>, sammen med at borsynk skal registreres<sup>15</sup>. Det skal også etter Prosesskode 2 være beskrevet/avtalt maksimalt mate- og spyletrykk under boring<sup>19</sup>.

For eventuell videre innboring av uforet berghull beskriver Norsk Standard at dette skal utføres etter nedboring og injisering av foringsrør. Det er i midlertidig beskrevet at dette må beskrives i boreposten av prosjekterende for å være gjeldene. Prosesskode 2 legger også til grunn for at foringsrøret skal injiseres før videre nedboring av uforet berghull<sup>27</sup>.

### 5.1.2 Vanntapsmåling

Prosesskode 2 beskriver at vannstandskontroll skal utføres for samtlige foringsrør før gjennomføring av vanntapsmåling<sup>17</sup>. Det skal utføres vanntapsmåling for minimum to tilfeldig valgte peler i hver pelegruppe om ikke annet er beskrevet. For strekkpeler skal vanntapsmålinger alltid utføres<sup>20</sup>. Før vanntapsmåling skal borehull og foringsrør rengjøres ved luft- eller vannspyling. Ejektorpumpe kan også benyttes ved et konstant overtrykk fra et vannfylt foringsrør<sup>2</sup>.

Etter nedboring og rengjøring av foringsrør<sup>2</sup> skal røret stå vannfylt i 8 timer med en vannstand forskjellig fra grunnvannstanden, for å kunne påvise lekkasjer ut i grunnen eller opp langs foringsrøret<sup>17</sup>. Dersom vannstanden i foringsrøret endrer seg, skal det foretas injeksjon uten å utføre vanntapsmåling først<sup>22</sup>. Pakkeren skal ved vanntapsmålinger plasseres i topp foringsrør<sup>23</sup>. Norsk Standard legger til grunn at foringsrør skal rengjøres ved vannspyling<sup>2</sup>, og at vanntapsmåling skal utføres med innpumping av vann under trykk<sup>18</sup>.

Vanntapet skal etter Norsk Standard angis i lugeon (L), som tilsvarer 1 liter per minutt per meter borehull ved 1 MPa overtrykk<sup>11</sup>. Med overtrykk i Norsk Standard antas det å være i forhold til målt poretrykk ved foten foringsrøret. I Prosesskode 2 er kravet til vanntrykk ved vanntapsmåling satt til 0,1 MPa overtrykk i forhold til poretrykket ved foten av foringsrøret. Trykket kan i midlertidig etter Prosesskode 2 tilpasses de individuelle grunnforholdene<sup>11</sup>.

I Norsk Standard foreligger det ingen verdier for akseptkriterium for vanntap. Det er kun krav til at vanntapet skal måles inntil to perioder har mindre enn 10 % forskjell<sup>12</sup>, slik at vannstrømmen har oppnådd en stasjonær tilstand. Prosesskode 2 beskriver at vanntapet skal måles over en tidsperiode på ett minutt, etter at en jevn vannstrøm er registrert.

Vanntap skal være mindre enn 0,5 liter per minutt per meter borehull i berg. For vanntap større eller lik 0,5 liter per minutt, per meter borehull i berg skal det utføres injeksjon<sup>21</sup>.

### 5.1.3 Injeksjon

Før utførelse av injeksjon skal foringsrøret være tømt, og rengjort for løsmasser og slam. Proseskode 2 beskriver at rengjøring kan utføres med luft- og vannspyling eller ejektorpumpe. Ved bruk av ejektorpumpe forutsettes det et vannfylt foringsrør for å hindre utvasking av løsmasser over berg. Norsk Standard har kun et generelt krav om at vannspyling skal utføres inntil returvannet er rent<sup>2</sup>.

Etter Proseskode 2 skal injeksjon utføres med en pakke plassert minst 0,5 meter over underkant foringsrør med et overtrykk lik 0,1 MPa i forhold til poretrykket i grunnen<sup>13</sup>. I Norsk Standard er det ikke beskrevet noen bestemte regler for injeksjonstrykk, men at pakkere skal plasseres fra bunnen av et åpent og stabilt berg hull<sup>25</sup>. Norsk Standard viser til at avtalt mengde eller mottrykk kan avtales med byggherre som stoppkriterium<sup>13</sup>. Ved EN-12715:2000-Injisering er det nærmere beskrevet at injeksjonstrykket skal tilpasses slik at berg og løsmasser ikke får uønskede deformasjoner<sup>13</sup>.

Injeksjonen skal etter Proseskode 2 starte med en mørtelblanding med v/c-tall lik 0,8 som kan fortykkes om ikke mottrykk oppnås<sup>24</sup>.

### 5.1.4 Installering av stålkjerner

Før pelen monteres skal det etter både Norsk Standard og Proseskode 2 utføres rensk av foringsrør og borehull ved bruk av luft eller vannspyling. Ved Proseskode 2 er det beskrevet at en ejektorpumpe sammen med et vannfylt foringsrør som gir konstant overtrykk kan benyttes for å hindre utvasking av løsmasser over berg<sup>3</sup>. Før installasjonen av stålkjernen skal borehullet kontrolleres slik at nøyaktig pelelengde kan bestemmes<sup>7</sup>, og at pelen kan monteres i full lengde uten hindring<sup>8</sup>. Stålkjernene skal være fri for snø, is, fett og rust<sup>4</sup>. Gjengeskjøter skal punktsveises for å hindre at de skrur seg opp under montering<sup>9</sup>.

Stålkjernene skal etter Norsk Standard og Proseskode 2 monteres med avstandsmålere som sikrer at stålkjernene blir sentrisk montert inne i foringsrøret. Avstandsmålerne monteres med tre stykk holdere per tredje meter i pelens lengderetning. Etter Proseskode 2 skal avstandsholderne ha en minimumshøyde lik 20 mm, mens Norsk Standard beskriver en minimumshøyde lik 15 mm<sup>10</sup>. Proseskode 2 beskriver ikke krav til minimumshøyde/overdekning av stålkjernen i det uforete/berg hullet. NS-EN 1536:2010 Borede peler beskriver at overdekning ikke skal være mindre enn 50 mm for peler med diameter  $\leq 0,6$  meter<sup>26</sup>.

Ved montering av stålkjerner er det for både Proseskode 2 og Norsk Standard beskrevet at hullet fylles med mørtel ved hjelp av en slange fra bunnen<sup>5</sup>. Stålkjernen skal deretter senkes ned i hullet, og slippes med fritt fall fra 1 meter høyde. Stålkjernen skal rammes med luftlodd for å verifisere bergkontakt<sup>6</sup>. Proseskode 2 beskriver v/c-tallet for gysemørtelen ikke skal overstige 0,44<sup>16</sup>.

## 5.2 Prosedyre ved Nyhavna

Nedenfor er det beskrevet tekniske data og prosedyre for boring av foringsrør, injeksjonstetting, og installasjon av stålkjerner ved Nyhavna Øvre.

### 5.2.1 Boring og vanntapsmåling

Beskrivelse av benyttet boreutstyr til boring av foringsrør og uforet berghull er presentert i tabell 12 (Multiconsult Norge AS, 2020). Prosedyre for boring er beskrevet under.

**Tabell 12: Benyttet borustrustning til boring av foringsrør og uforet hull i berg.**

Borsystem	Senkhammer
Borkrone foringsrør	Ringborkrone med innfelt pilotborkrone
Spylemedium	Vann med polymertilsetning i løsmasser Se Vedlegg 10 for polymertilsetnings datablad Luft ved innboring i berg
Borkrone uforet berghull	Eksentrisk borkrone (Odex)

Vann med polymertilsetning benyttes under hele boreoperasjonen (Multiconsult Norge AS, 2020). Polymerblandings funksjon er å danne en kake foran borkrona og opp langs foringsrøret som skal hindre lekkasjer (Baardvik, et al., 2016). Polymerblandingen er av type *Matex Hole Control*, og har etter produsenten Control Chemical Corporation i Vedlegg 10 følgende egenskaper:

- Reduserer kollaps i borhull.
- Øker gjennomtrengingsgraden ved boring.
- Virker støvdempende.
- Etterlater en blanding av borkaks og borevæske rundt hullet som virker stabiliserende.

De ulike dimensjonene for foringsrør, stålkjerner og uforet berghull er vist i tabell 13. Da man ikke klarte å oppnå kontakt med entreprenøren som utførte fundamenteringsarbeidet, ble det benyttet teknisk tabell funnet på deres hjemmeside for å anta dimensjon på uforet berghull (Hallingdal Bergboring AS, 2020).

**Tabell 13: Dimensjoner for benyttede foringsrør, stålkjerner og borkrone uforet berghull.**

Diameter foringsrør [mm]	Veggtykkelse foringsrør [mm]	Diameter stålkjerne [mm]	Diameter uforet berghull [mm]
168,3	4,5	90	Odex 140
193,7	5	100	Odex 165
219,3	5	110	Odex 190
273	6,3	130	Odex 240

Prosedyre for boring utarbeidet av Multiconsult og Hallingdal Bergboring (Multiconsult Norge AS, 2020):

1. Boring i leire utføres som roterende spyleboring med trykkvann til vannpumpe på borerigg som gir arbeidsområde 10-50 bar og vannmengde ca. 100-200 liter/minutt. Borsynk begrenses opp til 1 meter/minutt for leire.

2. Boreleder følger med på vannivå i foringsrøret og masseuttak under boring. Foringsrøret skal være vannfylt til minimum terrenghøyde ved spyleboring i løsmasser.
3. Hvis det oppstår massefortrenging eller høye poretrykk tilsettes litt luft for å lettere løfte boreslam opp i de øverste 6 meterne av foringsrøret.
4. Senkhammer startes først når foringsrøret er boret ned til morenelaget eller fjell.
5. Før senkhammeren startes tømmes foringsrøret for vann ved at hammeren står i blåseposisjon.
6. Boring gjennom morene og fjell utføres som forsiktig boring.
7. Dersom det kommer opp luft eller vann på utsiden av foringsrøret mer enn fem minutter avbrytes boringen.  
Tiltak kan være å stoppe boringen og ta opp borhammer samtidig som det tilsettes tung væske for å hindre grunnbrudd i bunn av foringsrøret.  
Dette gjøres også dersom det er mulig å bore videre på røret av andre grunner.
8. Dersom det ikke er mulig å bore videre på røret må det støpes ut før det trekkes opp. Gysemasse må være borbar etterpå.
9. Metode for boring er forskjellig ved:
  - a) Metode ved oppstartfase.
  - b) Revidert metode.

De to forskjellige metodene er nærmere beskrevet nedenfor.

10. Rensk av hull skjer med spyling fra en vannslange som føres ned til bunnen av det vannfylte foringsrøret.
11. Oppboring av injeksjonsmasse utføres tidligst tre døgn etter injeksjon ved bruk av standardsement, og tidligst ett døgn etter injeksjon ved bruk av industrisement.
12. Vanntapsmåling utføres med 1 bar overtrykk i forhold til terrengnivå.
13. Dersom vanntapsmåling er akseptabel sikres topp foringsrør med lokk for å hindre eventuell nedfall av sand og grus fra utgraving av løsmasser i etterkant. Hvis krav til tetthet ved vanntapsmåling ikke er oppfylt utføres ny injeksjon.

### 5.2.2 Injeksjonstetting

Ved injeksjon benyttes en injeksjonsmasse med masseforhold,  $v/c = 0,8$ , som gradvis reduseres til  $v/c = 0,4$ . Dette medfører at injeksjonen starter med en tyntflytende mørtelblanding, som gradvis vil bli mer tyktflytende. Injeksjonen utføres med et trykk fra 5 til 10 bar ved manometer ved terreng inntil det oppstår mottrykk. Pakker fjernes 15 – 30 minutter etter utført injeksjon (Multiconsult Norge AS, 2020).

### 5.2.3 Installasjon av stålkjerner

Før installasjon av stålkjerne renskes foringsrøret på samme måte som etter boring. Foringsrøret spyles ved at en vannslange føres ned til bunnen av hullet. Etter rensk av foringsrør monteres stålkjerne i foringsrøret, og gyses etter hovedpunkter gjengitt fra prosedyre utarbeidet av Hallingdal Bergboring (Hallingdal Bergboring AS, 2019):

1. Foringsrøret kappes ned eller skjøtes opp etter mål fra kappliste.
2. Stålkjerne heises så ned i hullet, og skjøtes til den er i bunn av uforet berghull.
3. Når stålkjernen er ved bunn av uforet berghull markeres stålkjernen ved toppforingsrør (for å sikre riktig dybde etter gysing).
4. Stålkjernen heises 1,5 meter opp, som tilsvarer 0,5 meter over bunn foringsrør.
5. Stålkjernen slippes fra 1,5 meter, og krittmerke på stålkjerne kontrolleres på nytt ved topp foringsrør.



6. Stålkjerne markeres for kapping etter kappliste ved å måle fra topp foringsrør.
7. Stålkjernen heises opp til 1,5 meter over bunn uforet berghull og sikres.
8. Pelehode monteres og sveises fast ved topp stålkjerne.
9. Plastslange for gysing føres ned til bunn av uforet berghull, samtidig som at det pumpes vann gjennom plastslangen.
10. Gysepumpe startes og hullet fylles med gysemørtel etter mengde oppgitt i kappliste.
11. Etter gysing frigis sikring av stålkjerne ved 1,5 meter høyde over bunn av uforet hull, og stålkjernen faller ned i hullet.
12. Riktig avstand kontrolleres fra topp foringsrør til underkant pelehode (topp stålkjerne).
13. Vri stålkjernen til at pelehode står riktig i henhold til akseretning.
14. Pelene etterfylles med gysemørtel inntil herding er fullført.

Stålkjernen senkes ned i hullet med ikke-elektrisk ledende avstandsmålere, montert 3 stk. med 3 meter avstand i lengderetning (Multiconsult Norge AS, 2020).

Benyttet sement og krav til egenskaper for gysemørtel er beskrevet i tabell 14.

**Tabell 14: Egenskaper til gysemørtel ved innstøping av stålkjerner (Multiconsult Norge AS, 2020).**

Sement: Produsent, type	Norcem, Standard FA
Fasthet	≥ B30
v/c-tall	≤ 0,40
Tilsetningsstoffer	Mapegrout 1

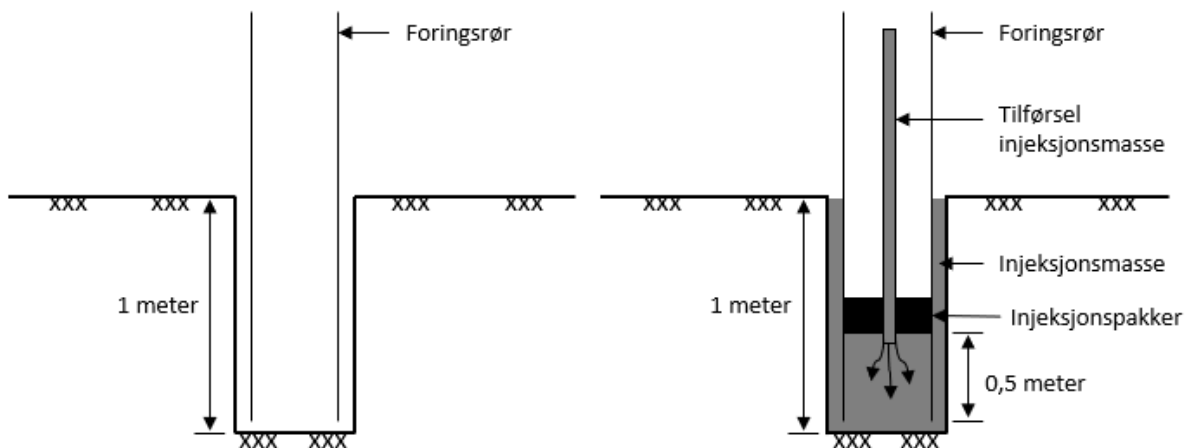
Mapegrout 1 er et ekspanderende, vannreducerende og stabiliserende tilsetningsstoff som benyttes for å øke pumpbarheten, redusere faren for vannseperasjon, og sikre fullstendig utstøping av hulrom (Mapei, 2014). Et v/c-tall mindre eller lik 0,40 er et tiltak for å redusere risikoen for at mørtelen vaskes ut ved kontakt med vann (Multiconsult Norge AS, 2020).

### 5.3 Metode ved oppstartfase

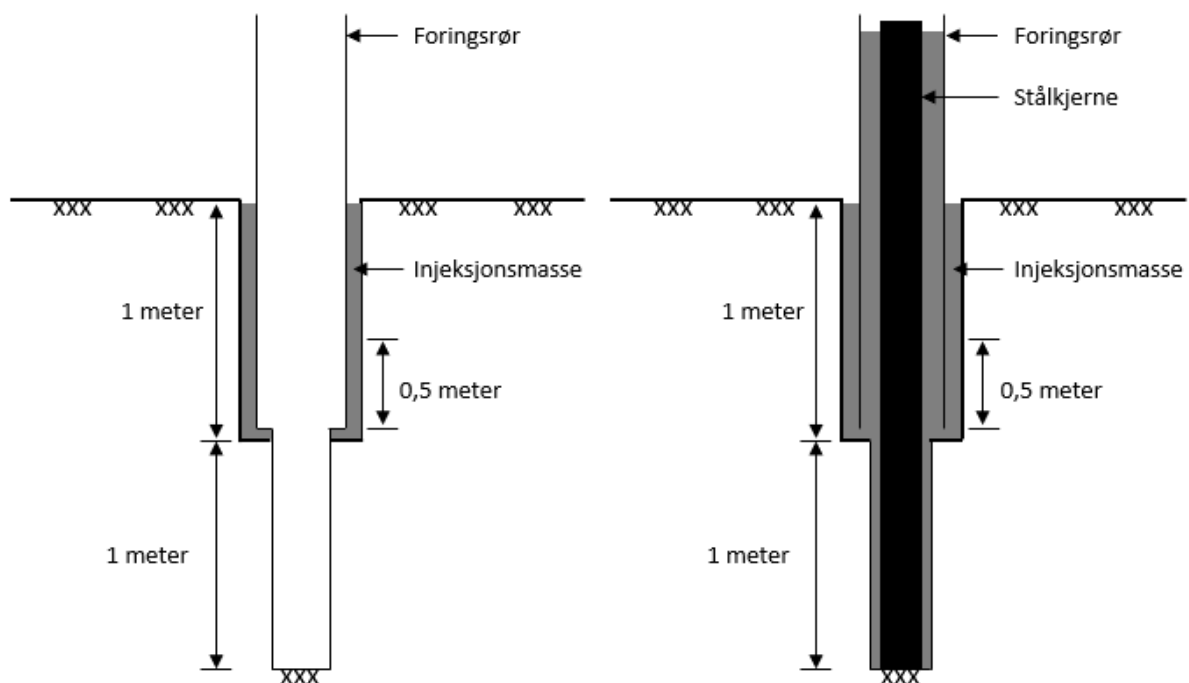
Prosedyre for boring av foringsrør og montering av stålkjernepeler som er benyttet fram til og med 26.11.2019 er beskrevet nedenfor i tekst og med prinsippsskisser.

1. Boring av foringsrør gjennom løsmasser og en meter inn i berg, se venstre skisse ved figur 31.
2. Injeksjonspakker monteres 0,5 meter over bunn foringsrør, se høyre skisse ved figur 31.
3. Injeksjon for tetting av åpning mellom foringsrør og bergoverflate, se høyre skisse i figur 31.
4. Innboring av en meter uforet berghull, se venstre skisse ved figur 32.
5. Vanntapsmåling ved montering av pakker fra topp foringsrør.
  - Hvis vanntap ≥ 3 Lugeon<sup>5</sup>: Prosedyre gjentas fra punkt 2.
6. Foringsrør gyses og stålkjerne installeres, se høyre skisse ved figur 32.

<sup>5</sup> 1 Lugeon = 1 liter/minutt per meter borehull ved 1 MPa overtrykk.



**Figur 31: Prinsippskisse. Venstre: Innboring av foringsrør i berg. Høyre: Montering av injeksjonspakker og injeksjon.**



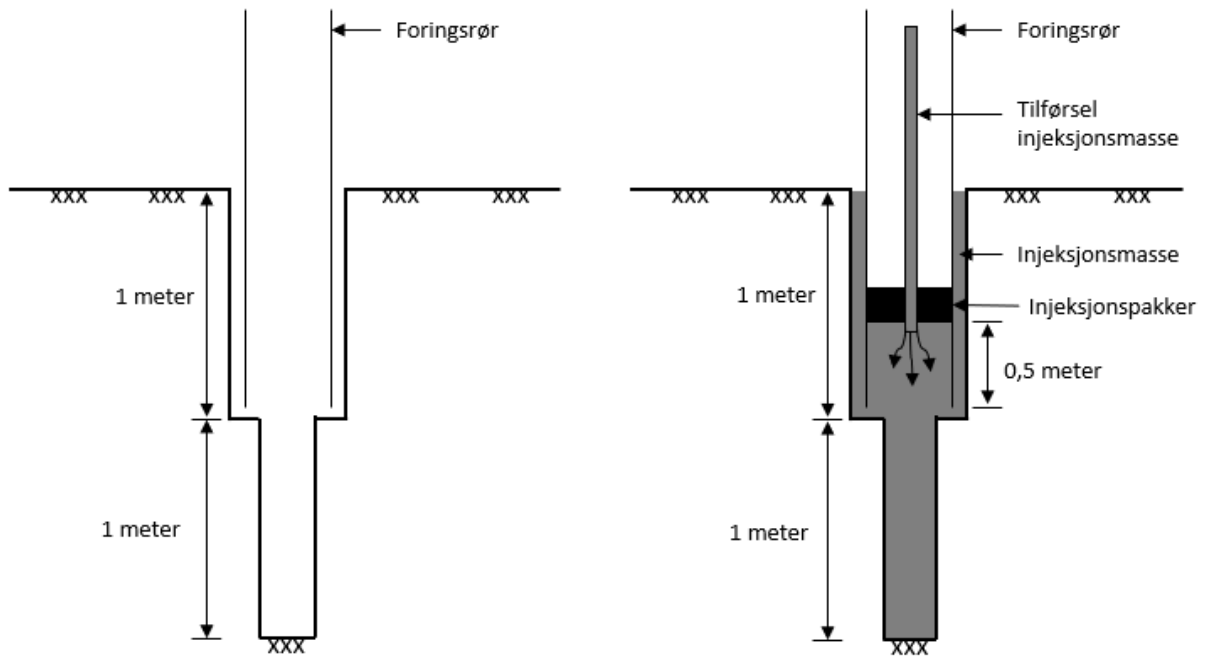
**Figur 32: Prinsippskisse. Venstre: Oppboring av injeksjonsmasse og innboring av en meter uforet hull. Høyre: Gysing av hull og montering av stålkjerne.**

## 5.4 Metode revidert

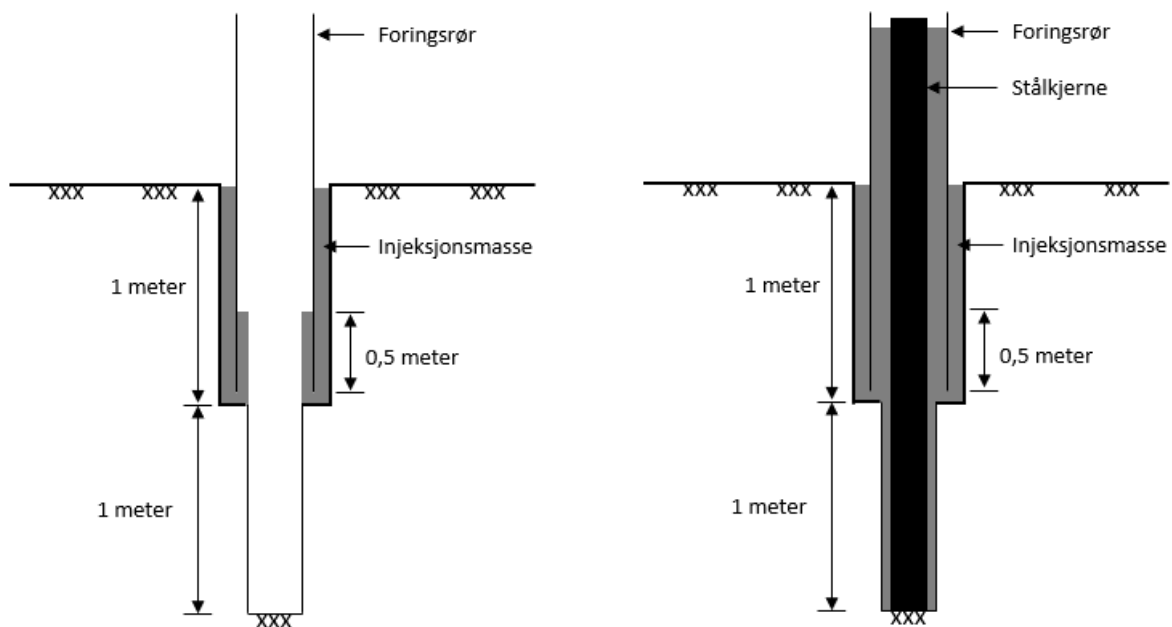
Fra 26.11.2019 ble det besluttet å endre prosedyren for boring av foringsrør og uforet berghull. I motsetning til tidligere ble det valgt å bore foringsrør ned i fjell, og deretter bore uforet berghull for stålkjerne, før man utfører injeksjonsarbeidet. Man tror at denne metoden skal gi injeksjonsmassen en lettere strømningsvei til glippen mellom foringsrør og bergoverflaten. Revidert prosedyre utarbeidet av Multiconsult er gjengitt nedenfor:

1. Foringsrør bores 1 meter inn i berg, og uforet berghull bores videre 1 meter som vist ved venstre skisse i figur 33. Totalt 2 meter inn i berg.
2. Injeksjonspakker monteres 0,5 meter over bunn foringsrør som vist ved høyre skisse i figur 33.
3. Injeksjon utføres som illustrert ved høyre skisse i figur 33.
4. Injeksjonsplugg bores opp som vist i venstre skisse ved figur 34.

5. Vanntapsmåling utføres ved montering av pakker fra topp foringsrør.
  - Hvis vanntap  $\geq 3$  Lugeon: Prosedyre gjentas fra punkt 2.
6. Hvis vanntap  $< 3$  Lugeon gyses foringsrør, og stålkjerne installeres som vist ved høyre skisse i figur 34.



**Figur 33: Prinsippskisse. Venstre: Innboring av foringsrør og uforet hull i berg. Høyre: Montering av injeksjonspakker og injeksjon.**



**Figur 34: Prinsippskisse. Venstre: Oppboring av injeksjonsmasse. Høyre: Gysing av hull og montering av stålkjerne.**

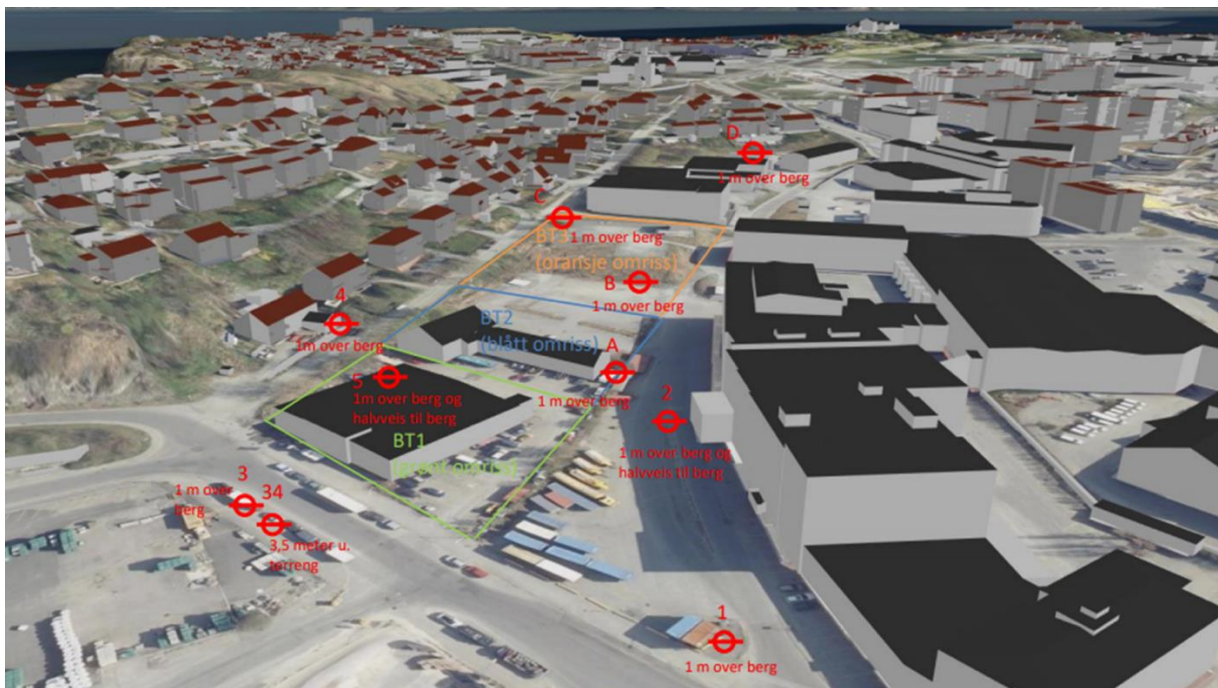
## 5.5 Resultater

Sammen med poretrykksmålinger, peleprotokoller, injeksjon- og vanntapsmålinger for byggetrinn 1 er det forsøkt å fremstille mulige sammenhenger og årsaker til poretrykksutvikling. Datagrunnlaget omfatter installering av 194 stk. foringsrør og stålkjernepeler. Undersøkelsene er knyttet til:

- poretrykksutvikling for hele perioden.
- poretrykksutvikling mot antall borede foringsrør.
- poretrykksutvikling under nedboring av foringsrør.
- poretrykksutvikling ved installering av stålkjerner.
- antall registrerte lekkasjer knyttet til metode.
- antall registrerte lekkasjer knyttet til stålpelekjernes dimensjon.

Poretrykksmålingene er korrigert for midlere atmosfæretrykk ved havnivå.

Atmosfæretrykk er hentet fra værstasjon ved Voll i Trondheim (Metrologisk Institutt, u.d.). Poretrykksmålingene er angitt i kotehøyde ved NN2000, med en trykkehøyde for vann med tyngdetetthet lik  $\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$ . Plassering av poretrykksmålerne er vist i figur 35. I poretrykksdiagrammer benyttes BP-(tall) og PZ-(bokstav), mens for plassering i figur 35 er det kun benyttet tall og bokstaver.



**Figur 35: Plassering av poretrykksmålere.**

Poretrykksmålerne plassering i løsmassemektheten er følgende:

- BP-1 til BP-5: Ved bergoverflaten i overtrykkslag.
- PZ-A til PZ-D: Ved bergoverflaten i overtrykkslag.
- BP-2 og BP-5: Omtrent ved midten i løsmasselaget av leire.

### 5.5.1 Poretrykksmålinger hele perioden

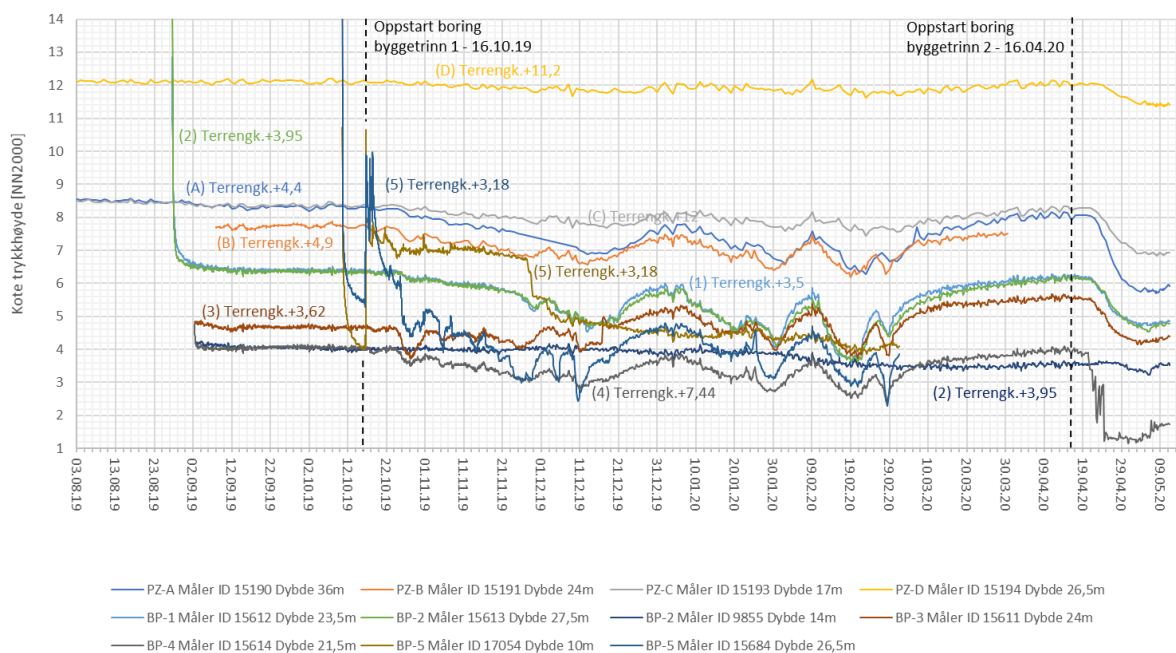
Det er her forsøkt å finne karakteristisk utvikling, og verdier til poretrykket i overtrykkslaget ved bergoverflaten og i midten av leirlaget.

Utvikling i poretrykk for boring av foringsrør ved byggetrinn 1 er presentert i figur 36. Perioden før 16.10.2019 er uten påvirkning fra boring av foringsrør. Fra 16.10.2019 startet arbeidet ved byggetrinn 1 med boring av foringsrør for stålkernepeleler. Denne datoen er merket med venstre stiptet linje i figur 36. Alle poretrykksmålere unntatt PZ-D (15194) viser en avtagende trend de neste månedene. PZ-D er den poretrykksmåleren i området plassert lengst vekk fra byggetrinn 1, og viser først en reduksjon i poretrykk etter oppstart av boring ved byggetrinn 2 16.04.20.

Største totale poretrykksreduksjon i overtrykkslaget ved bergoverflaten for byggetrinn 1 er 3,13 mH<sub>2</sub>O<sup>6</sup> for BP-5 (15684), og minste er 0,94 mH<sub>2</sub>O for PZ-C (15193). BP-5 er plassert omtrent midt i byggetrinn 1, og PZ-C er plassert ved byggetrinn 3. Resterende poretrykksmålere i overtrykkslaget ved bergoverflaten viser en total reduksjon i poretrykk mellom 0,94 - 2,52 mH<sub>2</sub>O.

Midt i leirlaget ved byggetrinn 1 for BP-5 (17054) er det registrert en økning fra 4 mH<sub>2</sub>O til 10,66 mH<sub>2</sub>O ved oppstart av boring 16.10.19. Økningen reduseres i løpet av en dag til 7,84 mH<sub>2</sub>O. Videre synker det omtrent lineært til 6,73 mH<sub>2</sub>O i løpet av 9 dager, og får en brå reduksjon den 27.11.19 som tilsammen tilsvarer ca. 1,77 mH<sub>2</sub>O. Etter denne reduksjonen avtar poretrykket omtrent lineært med en total reduksjon lik 1,07 mH<sub>2</sub>O før målingene stopper opp 02.03.20.

Poretrykksmåler BP-2 (9855) er også plassert midt i leirlaget, og viser en total poretrykksreduksjon lik 0,6 mH<sub>2</sub>O for samme periode. Reduksjonen er også her tilnærmet lineær.



**Figur 36: Poretrykk for hele perioden. Se Vedlegg 2 for større oppløsning.**

Største totale poretrykksreduksjon i overtrykkslaget ved bergoverflaten for byggetrinn 2 er 2,66 mH<sub>2</sub>O, og minste er 0,62 mH<sub>2</sub>O. Resterende poretrykksmålere i overtrykkslaget ved bergoverflaten viser en total reduksjon i poretrykk mellom 1,36 - 2,48 mH<sub>2</sub>O. Poretrykksmåler BP-2 (9855) plassert midt i leirlaget, og viser en total

<sup>6</sup> Meter trykkehøyde med tyngdetetthet for vann lik 10 kN/m<sup>3</sup>

poretrykksreduksjon lik 0,26 mH<sub>2</sub>O. Reduksjonen er heller ikke nå like fluktuerende som for poretrykksmålerne ved bergoverflaten, men ikke lenger tilnærmet lineær som ved byggetrinn 1.

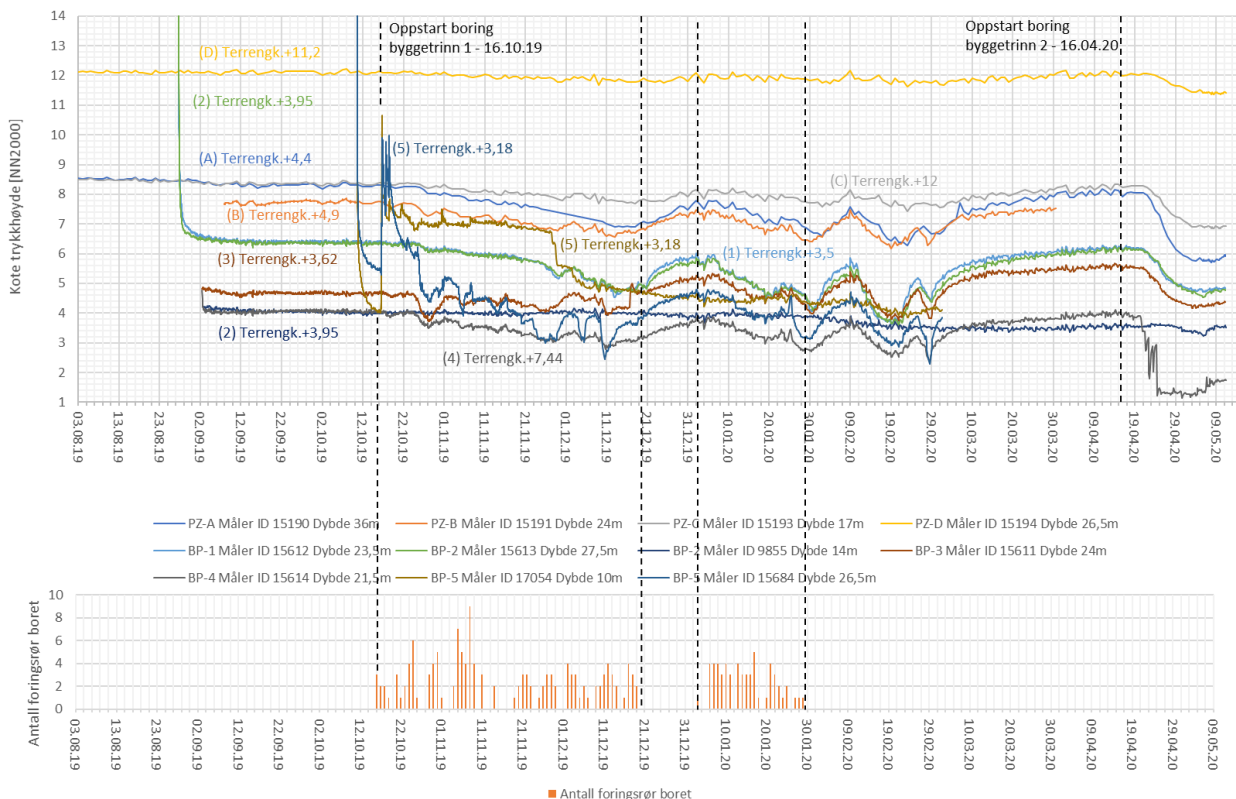
### 5.5.2 Poretrykksutvikling mot antall borede foringsrør

Dette kapitlet beskriver utviklingen i målt poretrykk og antall borede foringsrør.

Figur 37 viser sammenheng mellom utvikling i poretrykk, og antall borede foringsrør per dag. Fra oppstart med boring av foringsrør 16.10.2019 ser man en reduserende utvikling i poretrykk. Fra 20.12.2019 til 02.01.20 er det opphold i arbeidet med boring av foringsrør i forbindelse med avvikling av juleferie. Man ser for denne perioden en økende utvikling i poretrykk for alle målere plassert ved bergoverflaten.

Fra 02.01.20 startes arbeidet med boring av foringsrør opp igjen, som resulterer i en ny reduserende utvikling i poretrykk. Etter 29.01.20 er arbeidet med boring av foringsrør ved byggetrinn 1 ferdigstilt, og man ser igjen en økende utvikling for poretrykksmålerne plassert ved bergoverflaten. Poretrykket øker fram til 09.02.20, og vil deretter ha en fluktuerende utvikling inntil 29.02.20 for poretrykksmålerne i overtrykkslaget ved bergoverflaten. Fra 29.02.20 øker poretrykket på nytt, og er den 10.04.20 opp mot opprinnelig verdi for poretrykk.

Den 16.04.20 starter arbeidet med boring av foringsrør ved byggetrinn 2. Etter fire dager, 20.04.20, reduseres poretrykket igjen for samtlige poretrykksmålere. Som før er reduksjonen større og mer fluktuerende for målerne plassert i overtrykkslaget ved bergoverflaten, enn for målerne midt i leirlaget.



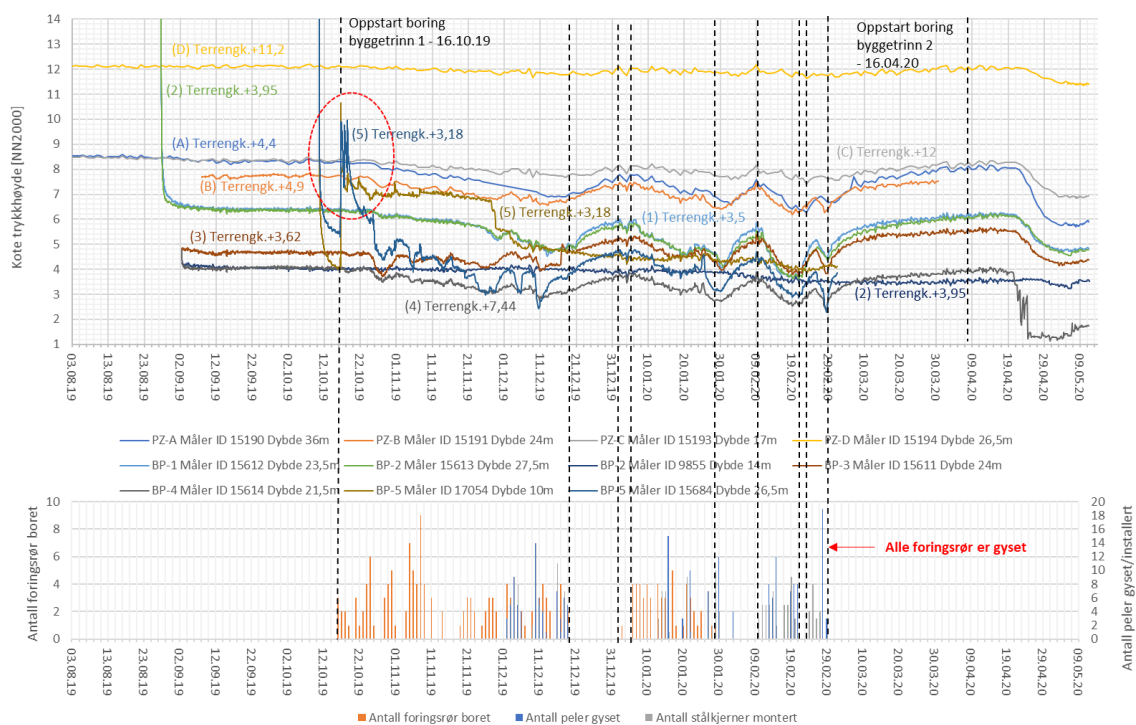
**Figur 37: Sammenheng mellom poretrykk og antall foringsrør boret per dag ved byggetrinn 1. Se Vedlegg 3 for større oppløsning.**

### 5.5.3 Poretrykksutvikling ved installasjon av stålkjerner

I figur 38 er det presentert registeret poretrykk i perioden 01.12.19 til 12.05.20 sammen med tidspunkt for antall foringsrør boret, stålkjerner montert og peler gysset. Tidspunkt for montering av stålkjerner representerer tidspunkt for når foringsrør blir kappet ned til riktig høyde, og kan på denne måten redusere mottrykket i foringsrøret hvis injeksjonen ikke har vært vellykket.

Perioden fram til 29.01.2020 omfatter arbeid fra boring av foringsrør, montering og gysing av peler. Poretrykket har for denne perioden en reduserende trend, men på grunn av sammenfallende aktiviteter er det vanskelig å tyde noen klare årsaker til reduksjonen for denne perioden.

Fra 29.01.20 er arbeidet med boring av foringsrør ferdigstilt, og etter to dager starter poretrykket igjen å øke. Fra 10.02.20 er det registrert montering av stålkjerner som medfører at vannfylte foringsrør blir kappet ned til riktig høyde, og kan redusere mottrykket nede i pelen. Fra 21.02.20 til 24.02.20 er det en kort periode med ingen montering av stålkjerner eller gysing, og poretrykket øker på nytt for denne perioden. Etter 24.02.20 er det på nytt registrert montering av stålkjerner, og poretrykket faller fram til 29.02.20 hvor det ser ut til å øke på nytt igjen.



**Figur 38: Poretrykk og antall foringsrør boret, åpne peler før gysing og peler gysset. Se Vedlegg 4 for større oppløsning.**

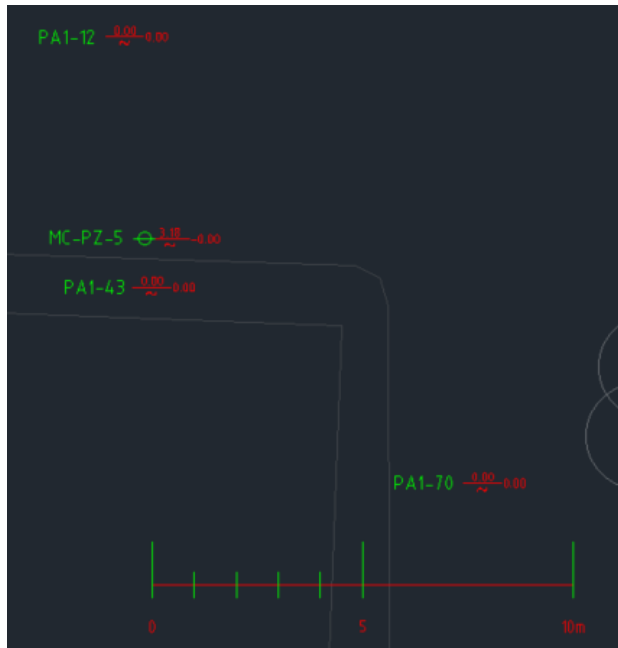
### 5.5.4 Poretrykksutvikling under nedboring av foringsrør

Dette kapitlet beskriver resultater fra boring av foringsrør ved poretrykksmålere i BP-5 ved 10 meter dybde, og ved bergoverflaten på 26,5 meter dybde.

Resultatene gir en detaljert beskrivelse av innvirkningene boringen har på poretrykket. Det vil bli sett nærmere på den fluktuerende poretrykksutviklingen til BP-5 (15684), markert med rød sirkel i figur 38. Poretrykksmålingene er gjort med en time tidsintervall, og omfatter følgende undersøkelser:

- Målinger fra innledende forsøk med boring av 3 stk. foringsrør med reduserende avstand fra 9,33 – 1,27 meter.
- Målinger fra boring av totalt 16 stk. foringsrør med avstand  $\leq 10$  meter.

I forbindelse med oppstart med boring av foringsrør 16.10.2019, ble det utført et innledende forsøk ved at man boret 3 stk. foringsrør etter hverandre med reduserende avstand til poretrykksmålerne i BP-5. Se figur 39 for plassering av poretrykksmåler BP-5 (MZ-PZ-5) og aktuelle peler.



**Figur 39: Innledende forsøk med boring av 3 stk. foringsrør ved BP-5 (MZ-PZ-5).**

I figur 40 er det presentert resultater fra målinger ved poretrykksmålerne i BP-5 ved 10 meter og 26,5 meter dybde. Registrert trykkehøyde før boring er 28,8 mH<sub>2</sub>O for 26,5 meter dybde, og 10,9 mH<sub>2</sub>O for 10 meter dybde.

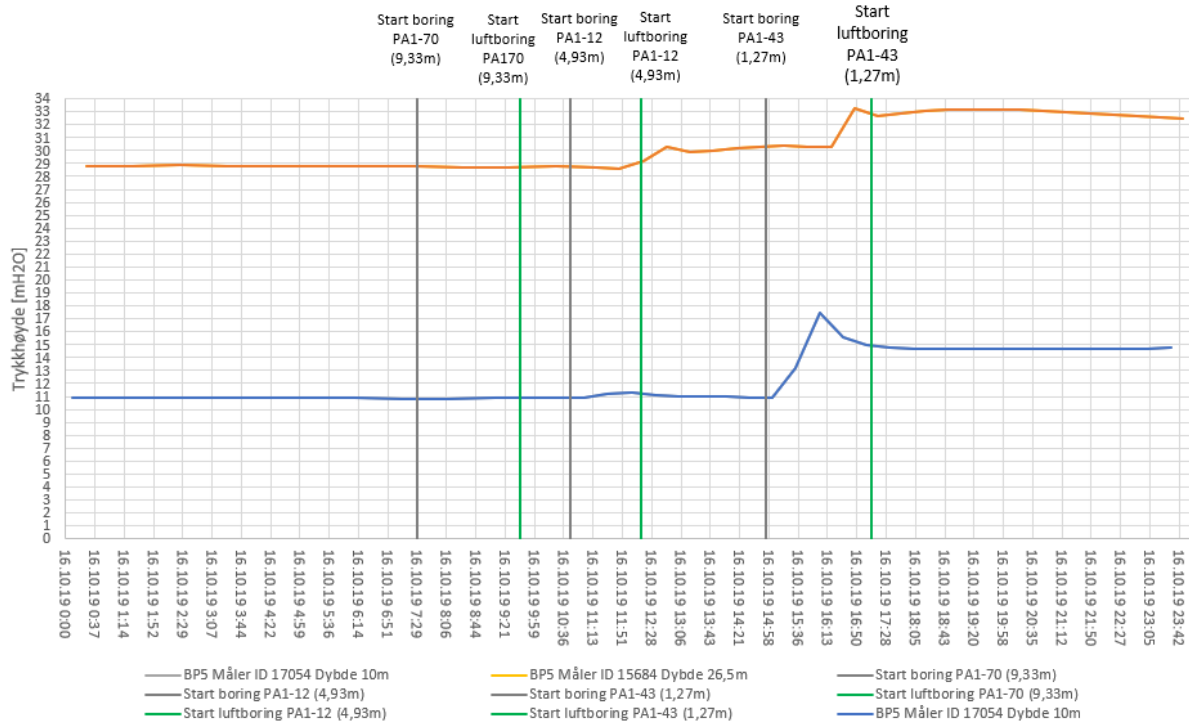
Foringsrør PA1-70 med oppstart boring klokken 07:30, og en avstand 9,33 meter fra poretrykksmålerne i BP-5, viser at poretrykket ser ut til å være upåvirket fra boringen av dette foringsrøret.

For foringsrør PA1-12 med avstand 4,93 meter starter boring klokken 10:45. 15 minutter senere gir dette en svak økning opptil 0,5 mH<sub>2</sub>O ved poretrykksmåler på 10 meter dybde. Klokken 11:51 ser man en poretrykksøkning lik 2 mH<sub>2</sub>O ved bergoverflaten på 26,5 meter dybde. Økningen er tilnærmet lineær, og det fremkommer ingen forsterket effekt fra boring med luft ned i berg. Oppstart luftboring er klokken 12:15, som er omtrentlig midt i intervallet for poretrykksøkningen.

Fram til arbeidet med boring av foringsrør PA1-43 starter ser man en svak stigning som tilsvarer opptil 0,15 mH<sub>2</sub>O for poretrykksmåleren ved 26,5 meters dybde. For poretrykksmåleren ved 10 meters dybde har trykket falt ned til opprinnelig verdi lik 11 mH<sub>2</sub>O.

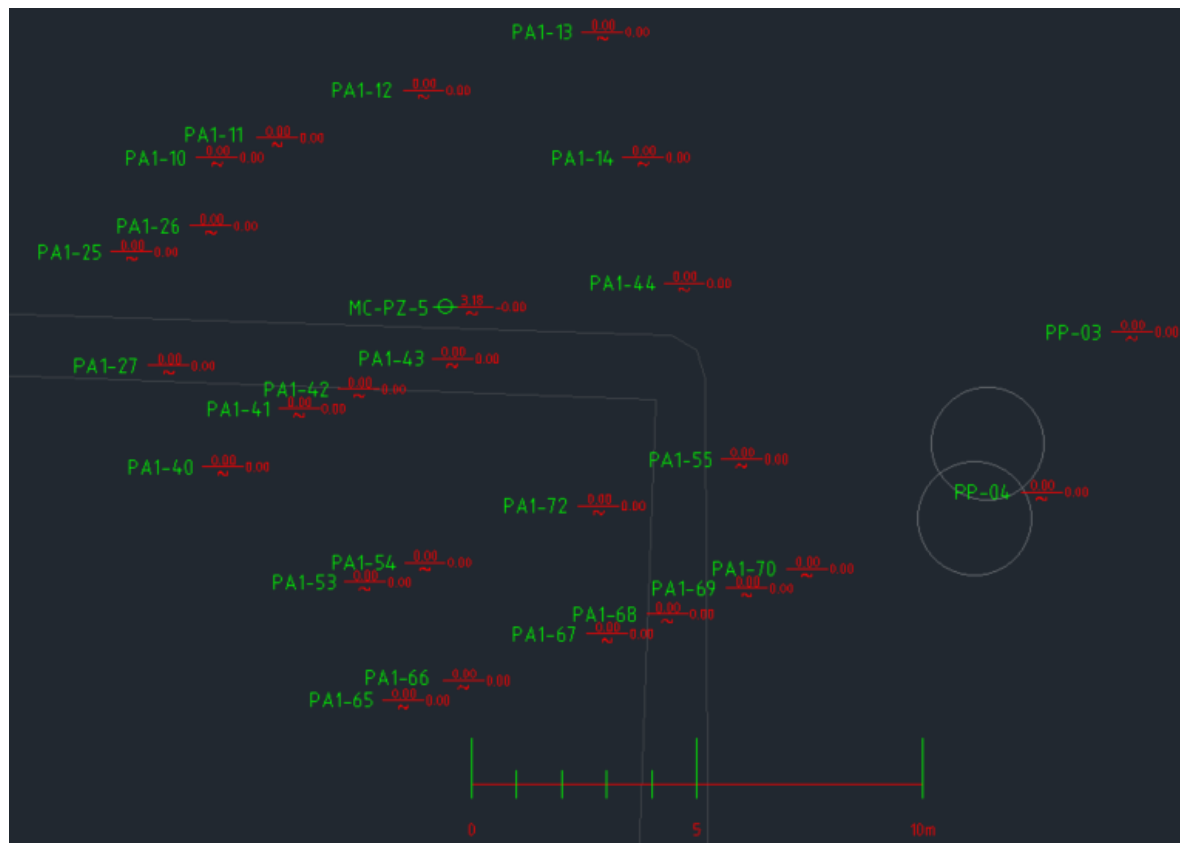
Klokken 14:55 starter boring av foringsrør PA1-43 med avstand 1,27 meter fra poretrykksmålerne i BP-5, og 5 minutter senere er det registret en økning på 6,5 mH<sub>2</sub>O ved 10 meters dybde. Trykket vil deretter falle med ca. 3 mH<sub>2</sub>O før det innstiller seg konstant lik 14,7 mH<sub>2</sub>O ved 10 meters dybde. For poretrykksmåler ved 26,5 meters dybde ser man en økning lik 3 mH<sub>2</sub>O klokken 16:18. Økningen skjer før oppstart luftboring, og faller deretter med 0,6 mH<sub>2</sub>O. Klokken 17:10 starter boring med luft ned i berg, og trykket vil igjen øke 0,6 mH<sub>2</sub>O frem til klokken 19:48 før det faller på nytt.





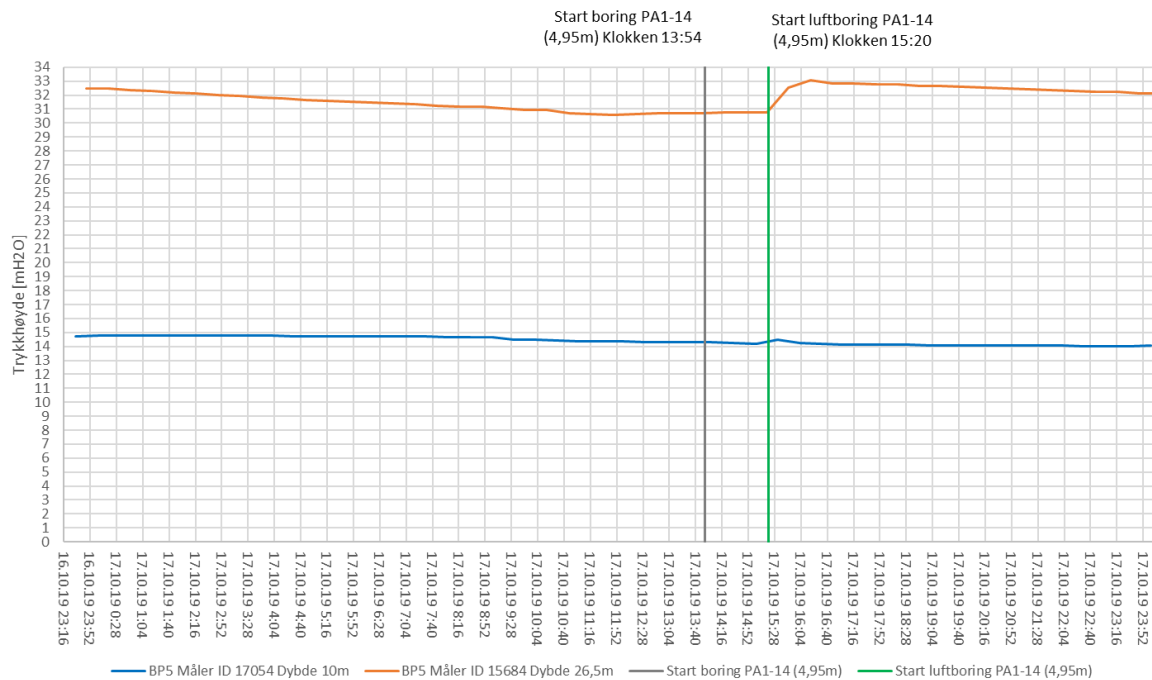
**Figur 40: Poretrykk i BP5 ved innledende forsøk.**

For plassering av resterende stålkjernepeler med radius < 10 meter fra poretrykksmåler i BP-5 (MZ-PZ-5), se figur 41.



**Figur 41: Poretrykksmåler BP-5 (MC-PZ-5) med borede foringsrør innen radius  $\leq 10$  meter ved byggetrinn 1.**

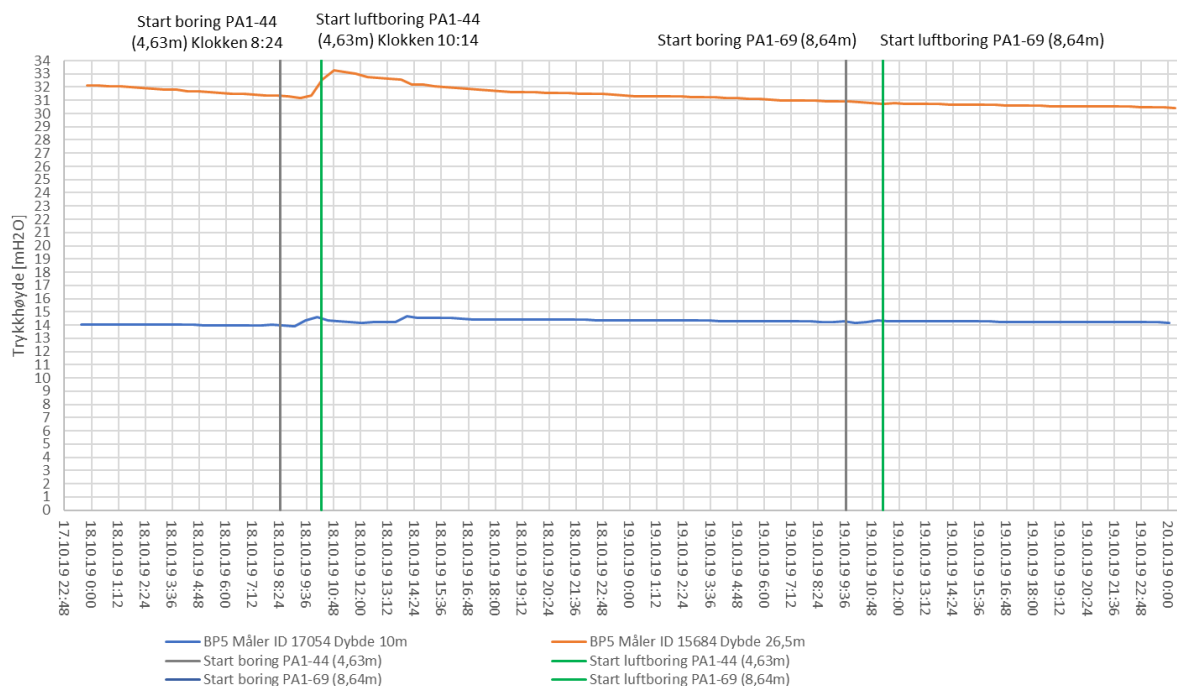
Figur 42 viser poretrykksutviklingen påfølgende dag 17.10.2019. For poretrykksmåler ved 10 meter dybde viser denne en tilnærmet uendret verdi siden 16.10.2019. Ved 26,5 meter dybde ser man en svak reduksjon lik 1,8 mH<sub>2</sub>O fram til boring av PA1-14 starter klokken 13:54. PA1-14 er plassert 4,95 meter fra poretrykksmålerne i BP5. Klokken 15:20 starter innboring ved berg, og på samme tidspunkt er det registeret en tydelig økning i poretrykk lik 2,35 mH<sub>2</sub>O ved bergoverflaten som deretter vil falle gradvis.



Figur 43 viser at poretrykksutviklingen ved bergoverflaten fra 17.10.2019 til 18.10.2019 er svakt synkende, med en total reduksjon lik 1,0 mH<sub>2</sub>O. Poretrykket ved 10 meters dybde viser ingen endring siden økningen 16.10.2019.

Oppstart boring av foringsrør PA1-44 med avstand 4,63 meter klokken 08:24 viser ingen direkte utslag på poretrykket. Klokken 09:00 er det en svak økning lik 0,6 mH<sub>2</sub>O ved 10 meter dybde. Ved bergoverflaten ser man en økning lik 2,0 mH<sub>2</sub>O klokken 09:36, før oppstart boring med luft klokken 10:14. Det er ikke registrert noen forsterket effekt fra boring med luft. Etter klokken 10:48 starter poretrykket ved bergoverflaten å falle, mens trykket på 10 meter forblir tilnærmet konstant.

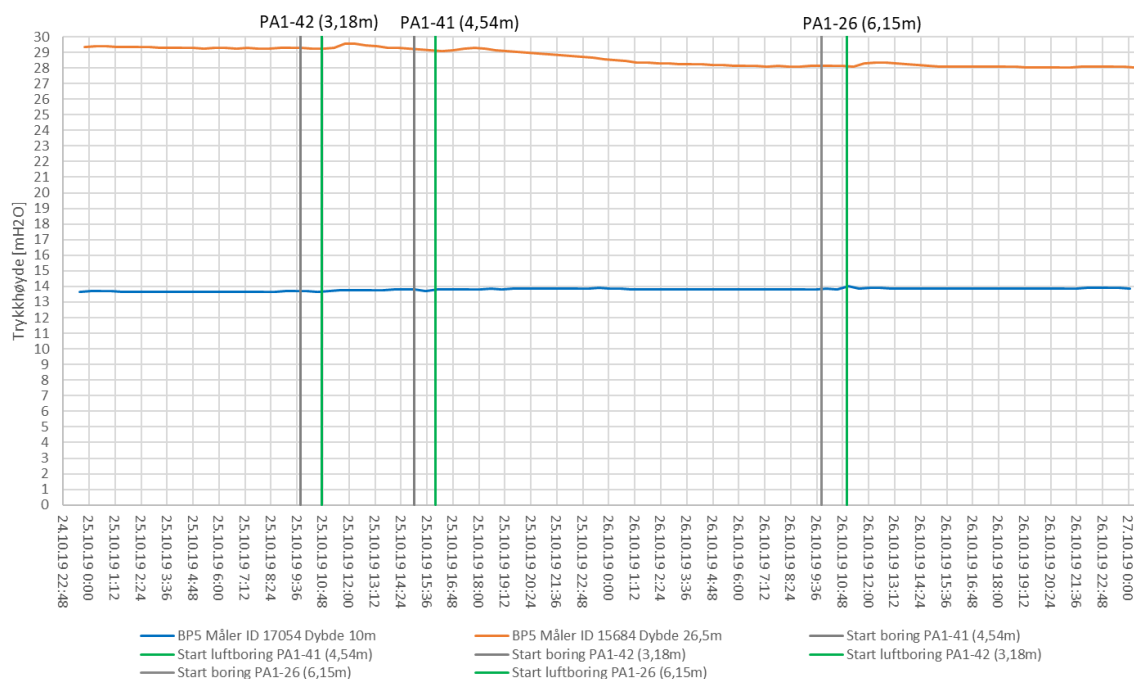
Ved boring av foringsrør PA1-67 med avstand 8,64 meter fra BP-5 er det registrert ingen påvirkning ved poretrykk.



**Figur 43: Poretrykk i BP-5 ved boring av PA1-44 med avstand 4,63 meter den 18.10.2019.**

Etter boring av PA1-44 den 18.10.2019, som vist figur 43, faller poretrykket ved bergoverflaten inntil det innstiller seg lik 28,0 mH<sub>2</sub>O etter 26.10.2019, vist i figur 44. Dette er noe lavere enn registrert trykkehøyde før oppstart av boring 16.10.2019 som var 28,8 mH<sub>2</sub>O. Trykkehøyde ved 10 meter er tilnærmet lik for perioden 18.10.2019 til 26.10.2019.

I figur 44 ser man også at boring av PA1-42 med avstand 3,18 meter fra BP-5 ikke gir noe markant utslag på poretrykksmålingene. Oppstart luftboring klokken 10:48 gir en svak økning i poretrykk lik 0,5 mH<sub>2</sub>O ved bergoverflaten. Samme resultat finner man for PA1-41 med avstand 4,54 meter, og PA1-26 med avstand 6,15 meter. Resultatene avviker fra målingene den 16.10.2019 med tilnærmet lik avstand, som vist i figur 40. Disse målingene viste en økning opptil 2 mH<sub>2</sub>O ved bergoverflaten, og ikke kun 0,5 mH<sub>2</sub>O.



**Figur 44: Poretrykk i BP-5 ved boring av foringsrør med avstand 3,18-6,15 meter fra 25.10.2019 til 26.10.2019.**

Resterende foringsrør med avstand 5,78 – 8,01 meter fra poretrykksmålerne i BP-5 viser ingen eller kun mindre innvirkninger på poretrykk som vist i tabell 15.

**Tabell 15: Oversikt over borede foringsrør med ingen eller mindre innvirkninger på poretrykk ved BP-5.**

Pel nr.	Avstand fra BP-5	Dato	Endring i poretrykk	Vedlegg nr
PA1-67, PA1-68	7,79m, 8,01m	21.10.19	Ingen	Vedlegg 5
PA1-53, PA1-54	5,78m, 6,58m	23.10.19, 24.10.19	Ingen	Vedlegg 6
PA1-10, PA1-11, PA1-25	6,63m, 5,78m, 7,74m	30.10.19- 01.11.19	0,5 mH <sub>2</sub> O PA1-11 avstand 5,78m	Vedlegg 7

### 5.5.5 Antall registrerte lekkasjer

Det er her undersøkt om de to forskjellige metodene for boring og injisering av foringsrør har innvirkning på antallet registrerte lekkasjer etter første injeksjonsrunde.

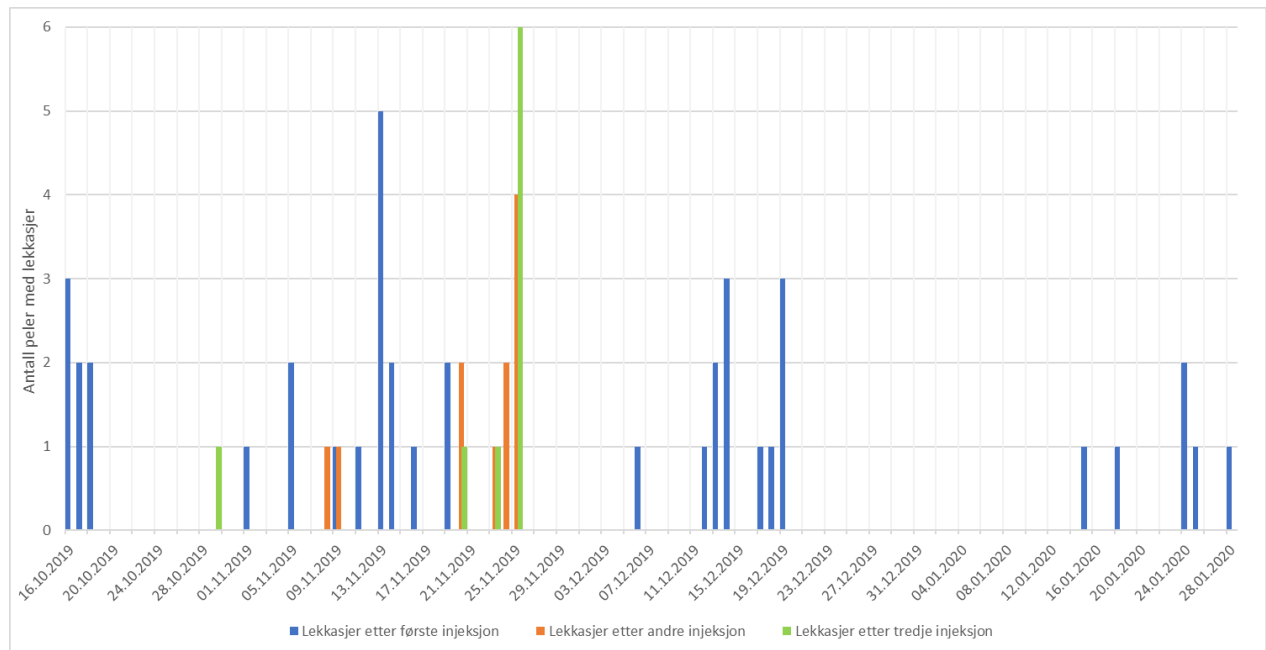
Figur 45 viser registrerte lekkasjer for foringsrør ved byggetrinn 1. Første sju registrerte lekkasjene fra 16.10.2019 til 18.10.2019 er knyttet til at man gjorde en vanntapsmåling før det ble utført injeksjonstetting. Dette ble ikke utført senere.

Perioden fra oppstart for boring av foringsrør den 16.10.2019 og fram til 26.11.2019, ble boring og injeksjonstetting gjort som beskrevet i metode for oppstartfase. Denne metoden gikk ut på å bore ned foringsrøret en meter ned i berg før man injiserte. Deretter boret man uforet berghull en meter dypere. Denne metoden ble benyttet fram til 26.11.2019, og ga totalt 42 stk. foringsrør med lekkasjer. Totalt 22 stk. foringsrør

hadde lekkasje etter første injeksjon, 11 stk. foringsrør hadde lekkasje etter andre injeksjon, og 9 stk. foringsrør hadde fremdeles lekkasje etter tredje injeksjon.

For de pelene som fortsatt hadde lekkasje etter tredje injeksjonsrunde ble det sveiset på et lokk på toppen av foringsrøret. Dette for å hindre vann å lekke ut ved toppen av foringsrøret. På denne måten klarer man ikke å knytte poretryksdata mot eventuelle lekkasjer over tid fra pelene.

For revidert metode benyttet etter 26.11.2019 ble nedboring av foringsrør og uforet berghull utført før injeksjonstettingen. Dette ga totalt 18 stk. peler med lekkasje. I motsetning til tidligere ble alle foringsrørene med lekkasje etter første injeksjonsrunde tette ved gjennomføring av andre injeksjonsrunde.

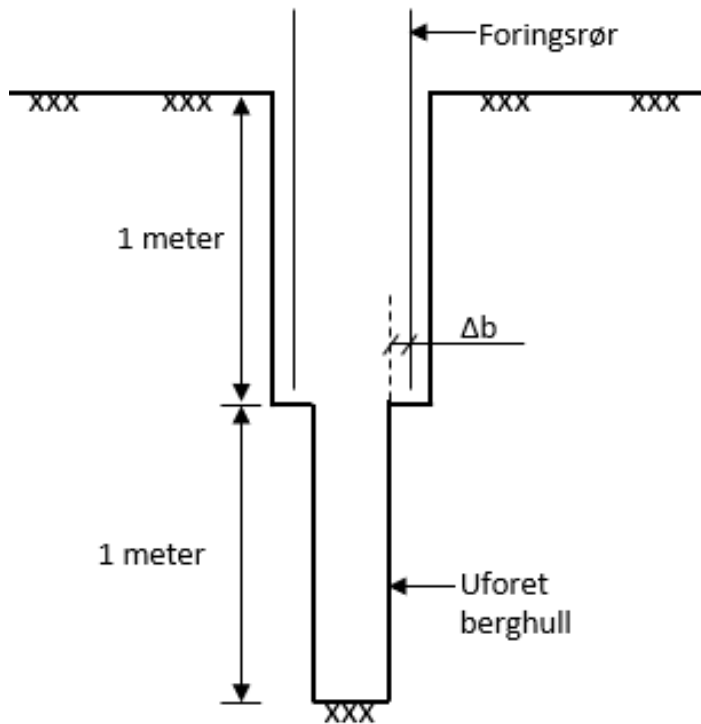


**Figur 45: Registrerte foringsrør med lekkasjer ved byggetrinn 1.**

### 5.5.6 Lekkasjer i forhold til dimensjon

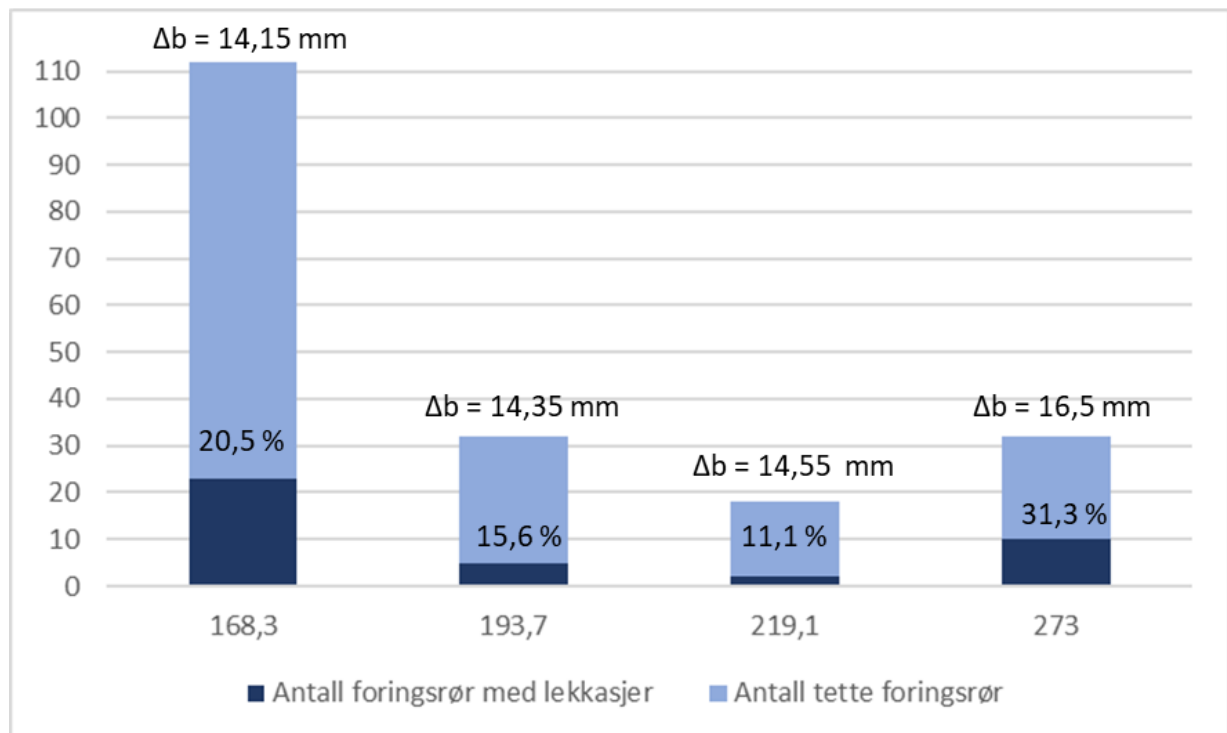
Det er her undersøkt om differansen mellom diameter til foringsrør og uforet berghull har noen innvirkninger på antall lekkasjer.

En mulig teori er at jo mindre differansen  $\Delta b$  i figur 46 er, jo lettere vil injeksjonsmassen strømme opp i glippen mellom foringsrøret og berget. Differansen  $\Delta b$  er utregnet med den antatte dimensjonen for borkronene til uforet berghull (Odex) hentet fra entreprenørens hjemmeside, som presentert i tabell 13.



**Figur 46: Differanse  $\Delta b$  mellom foringsrør og uforet berghull.**

Figur 47 viser fordelingen mellom antall foringsrør med lekkasje etter første injeksjon, og antall tette foringsrør etter første injeksjon. Fordelingen viser at foringsrør med diameter 273 mm har en størst andel lekkasjer (31,3 %) i forhold til antall foringsrør ved hver dimensjon. Foringsrørdiameter 219,1 mm har en lavest andel lekkasjer (11,1 %).



**Figur 47: Antall foringsrør med lekkasje etter første injeksjon for de ulike rørdimensjonene. Andelen med lekkasjer for hver dimensjon er vist i prosent.**

## 6 Setningsanalyse

I dette kapittelet skal det redegjøres for om hvorvidt to ulike fundamenteringsmetoder gir varierende setningspotensial for samme område. Metodene som skal vurderes er fundamentering med stålkjernepeler og kalk-/sementstabilisering. Fundamentering med stålkjernepeler er metoden som er valgt på prosjektet. Kalk-/sementstabilisering er analysert som et alternativ til valgt metode på Øvre Nyhavna. Analysene vil bli utført og kontrollert opp mot hverandre ved hjelp av håndberegninger og bruk av FEM<sup>7</sup>-programvaren Plaxis 2D.

### 6.1 Innledende bemerkninger og henvisning til standarder

I denne oppgaven skal det utføres en setningsanalyse hvor det skal kartlegges hvilken fundamenteringsmetode som vil gi best resultat for omkringliggende områder når det kommer til setninger. *Best* resultat er i dette tilfellet en kombinasjon av jevnest og lavest verdi på sluttsummen. Fundamenteringsmetodene som skal analyseres er *fundamentering med stålkjernepeler i berg og kalk-/sementstabilisering*.

Når bygg fundamenteres på stålkjernepeler til berg vil deformasjonen gjennom selve pelen ofte være neglisjerbar, men komplikasjoner rundt installasjonen av stålkjernepelene, som lekkasje, kan føre til setningsproblematikk for de nærliggende områdene. Disse komplikasjonene danner grunnlaget for analysen som er utført i denne oppgaven.

Når det gjelder fundamentering med kalk-/sementstabilisert jord vil en, ifølge Statens vegvesens Håndbok V221 – Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, oppnå en høyere permeabilitet i de omrørte massene under bygget, sammenlignet med omkringliggende løsmasser. Høyere permeabilitet vil føre til at vann føres lettere gjennom lagene, og man kan oppleve at mye av poreovertrykket dreneres ut av området og forårsaker setninger, både lokalt og i områdene rundt. På bakgrunn av dette vil det videre bli gjort analyser av områdesetningene, forårsaket av de nevnte fundamenteringsalternativene, for å kunne sammenligne resultatene.

Poreovertrykket er tolket fra utplasserte poretrykksmålere, og i de tilfellene hvor man bare har poretrykksmålere ved berg er det antatt lineær fordeling av enten over-/undertrykk fra grunnvannstand.

I Eurokode 7 Tillegg H er det angitt anbefalte grenseverdier for konstruksjonenes deformasjon og fundamentbevegelser (Standard Norge, 2016):

*(4) For normale konstruksjoner med enkeltfundamenter er setninger på inntil 50 mm ofte akseptable. Større setninger kan aksepteres forutsatt at de relative rotasjonene er innenfor akseptable grenser, og forutsatt at setningene ikke forårsaker problemer med installasjoner som inngår i konstruksjonen, forårsaker skjevsetninger osv.*

---

<sup>7</sup> FEM – Finite element method

Ut over dette gir Eurokoden ingen særskilte krav til maksimale setninger som kan oppstå, men råder på et generelt grunnlag til å bruke fornuft. Noen eksempler følger (Standard Norge, 2016):

*Dimensjoneringen skal vise at deformasjonen av grunnen under dimensjonerende påvirkninger på grunn av kryp eller områdesetninger ikke vil forårsake uakseptabel skade på konstruksjoner eller infrastruktur plassert på, i eller i nærheten av den aktuelle tomten.*

*Følgende grensetilstander bør kontrolleres:*

- *Setninger og kryp som fører til skade på eller tap av brukbarhet av nærliggende konstruksjoner eller anlegg.*

*... og at for store setninger eller bevegelser ikke oppstår under bygging.*

### 6.1.1 Påhengslaster

Masteroppgaven har ikke som formål å prosjektere eller vurdere bæreevnen til de ulike fundamenteringsalternativene, men det anses som hensiktsmessig å nevne påhengslaster som en faktor å ta hensyn til ved prosjektering av peler.

Som nevnt tidligere er det aktuelle området i dag preget av et gjennomgående poreovertrykk, med enkelte unntak. Dersom dette poreovertrykket dreneres bort vil jorda oppleve høyere effektivspenninger, og setninger vil oppstå i områdene rundt pelene. Stålkjernepelene er boret og gyst fast i berg, slik at setninger på selve bygget ikke vil forekomme. I dette tilfellet vil det være aktuelt å vurdere påhengslaster.

Påhengslaster oppstår når omkringliggende masser setter seg mer enn selve pelen og bidrar til å dra pelen nedover. Påhengslaster kan oppstå som en følge av blant annet oppfylling, eller grunnvannsenkning og reduksjon i poretrykk (Den Norske Pelekomite, 2012). For stålkjernepeler vil en reduksjon i poretrykk være gjeldende. For kalk-/sementstabiliseringen vil en oppfylling, representert av nye bygg, være gjeldende.

For kalk-/sementpelene vil man i hovedsak få en motsatt effekt på områdene som er stabilisert. Når man benytter kalk-/sementstabilisering kan områdene som er stabilisert få en høyere permeabilitet enn den som i utgangspunktet er i jorda. Man vil i så måte oppleve at de setningene som eventuelt oppstår, på bakgrunn av lasten fra byggene, skjer raskere i det stabiliserte området. Ved permanent, høyere permeabilitet vil dette kunne føre til en permanent utdrenering av poreovertrykk ved berg, og dermed bidra til større setninger under kalk-/sementpelene.

Generelt så kan man si at den ekstra belastningen som en påhengslast representerer ikke har noe å si for setningspotensialet i området ved installasjon av stålkjernepeler. Det vil være naturlig å ta hensyn til påhengslasten dersom man skal utføre en detaljprosjektering av bæreevne for de installerte pelene. En eventuell ekstra last vil ikke påvirke setningene rundt pelene, men vil avgjøre hvor mye man kan belaste pelene. Påhengslastene er ikke vurdert videre, da fundamenteringsalternativenes bæreevne ikke står i fokus i denne masteroppgaven.

### 6.1.2 Hva begrenser setningene?

Setninger oppstår som følge av endringer i effektivspenninger nedover i jordlaget. Årsak til en slik endring kan eksempelvis være at man tilfører fyllmasser over et område for å få jevnet ut terrenget, eller at det føres opp et nytt leilighetsbygg. Setningspotensialet



avhenger av last påført, og dens fordeling nedover i jordprofilen, sammenlignet med opptredende stivhet i jorda.

Faktorene som vil begrense setningspotensialet for et jordlag er stivhetsfordelingen og dybden ned til berg. Lastendringen er ofte kjent, eller mulig å anslå til en relativt sikker verdi. Det samme gjelder for lastfordelingen gjennom jorda, da denne er avhengig av lastens utstrekning eller areal på overflaten. En kan dermed anslå endringen av effektivspenninger i jorda. Det man ikke har like stor sikkerhet knyttet til er stivheten i jorda og dybden til berg. Begge disse faktorene kan estimeres ved hjelp av felt- og laboratorieundersøkelser.

Ved å gjennomføre en totalsondering kan denne gi oss indikasjoner på hvordan lagfordelingen er nedover i jordprofilen, samtidig som at den ved boring gjennom tre meter berg fastslår bergoverflaten med stor sikkerhet. Grunnen til at det bores tre meter ned i berg er at man da med større sikkerhet kan anta at man ikke bare har truffet en stor blokk som ligger midt i jordlaget.

En kan også utføre CPTU-sonderinger som gir nyttige resultater i kartleggingen av lagdeling i grunnen. CPTU er forklart tidligere i oppgaven i delkapittel 2.8. CPTU-sonderingene kan også gi oss en tolkning av jordartens stivhet gjennom å knytte motstanden på enden av sonden sammen med stivhetsmoduler, og tilhørende korrelasjoner for de ulike jordartene. Dette kan være et nyttig verktøy dersom de riktige kurvene legges til grunn for tolkningen av stivhetsparameteren. I denne oppgaven er det brukt CPTU-regneark fra Statens vegvesen, og Vedlegg 12 og 14 viser hvordan CPTU-resultatene kan brukes til å tolke stivheten til jorda.

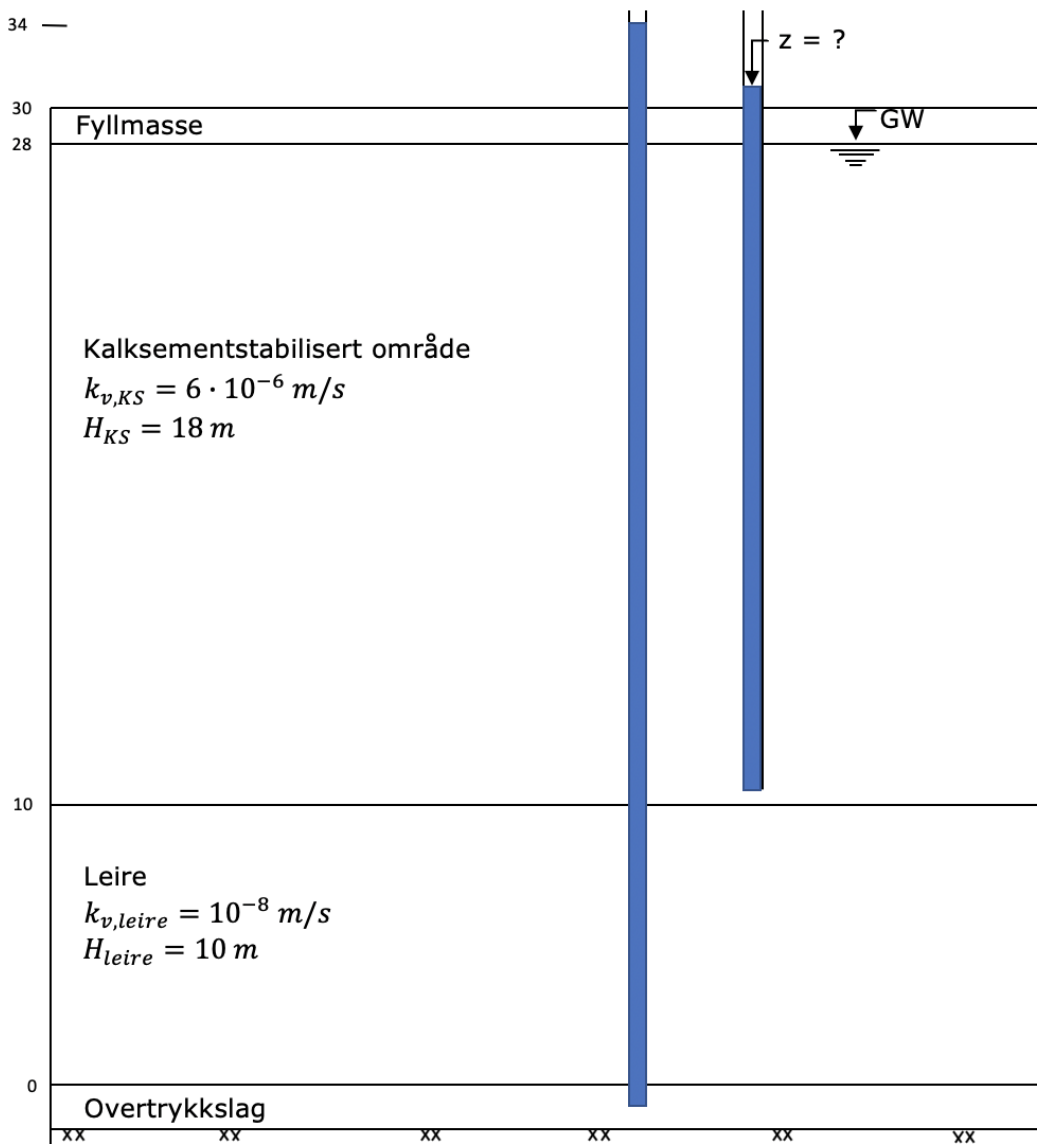
Den vanligste måten å estimere en jordarts stivhet er ved hjelp av ødometerforsøk. Dette er et forsøk som utføres i laboratorium, ofte på en jordprøve tatt opp med 54 mm sylindere. Her presses prøven sammen uten at den kan bevege seg sideveis, og en får da simulert evnen til å motstå vertikal deformasjon. Avhengig av prøveforstyrrelse er resultatene fra ødometertesten de som normalt vil gi verdier nærmest in-situ stivheter. Sammen med korrelasjonskurvene fra CPTU-sonderingene kan disse to undersøkelsene gi gode indikasjoner på stivhetsfordelingen til at det kan bli foretatt en kvalifisert gjetning på faktiske forhold. For denne oppgaven er det valgt å stole på stivhetsprofilen fra CPTU i kombinasjon med resultater fra ødometerforsøk utført ved samme borhull.

### 6.1.3 Tolkning av poretrykksituasjon ved kalk-/sementstabilisering

Når en skal beregne setningspotensialet ved en eventuell fundamentering på kalk-/sementpeler er man nødt til å ta hensyn til en ekstra last på toppen av pelene. I tillegg bør man se på hvordan poretrykksfordelingen blir gjennom det stabiliserte laget slik at man kan vurdere om det oppstår en tilleggslast på grunn av en eventuell utdrenering av poreovertrykk.

Som nevnt innledningsvis kan en oppnå høyere permeabilitet i massene ved utførelse av kalk-/sementstabilisering. Det er beskrevet opptil 600 ganger høyere permeabilitet i kalk-/sementstabilisert jord sammenlignet med in-situ forhold fra Håndbok V221, og dette vil følgelig være antagelsen forfatterne benytter ved videre beregninger. Fra tabell 2 ser man at normale verdier for permeabilitet i leire ligger i området  $10^{-8}$ –  $10^{-11}$  m/s, og i dette tilfellet er det antatt at leiren har en permeabilitetskoeffisient  $k_{leire} = 10^{-8}$  m/s. Dette gir en permeabilitetskoeffisient for det kalk-/sementstabiliserte materialet  $k_{KS} = 6 \cdot 10^{-6}$  m/s.

Fra utførte grunnundersøkelser og poretrykksmålinger vet man at grunnvannstanden i området varierer mellom ca. 2 – 5 meter *under* terreng, og man har observert at poretrykket i enkelte piezometere står fire meter *over* terreng. Figur 48 viser en skisse av hvordan en lagdeling over berg kan se ut etter at det er utført kalk-/sementstabilisering. Alt av videre beregninger vil ta utgangspunkt i figur 48, og beregningene representerer kun et generelt tilfelle som forklarer hvordan man har tenkt og vurdert poretrykkssituasjonen etter utført kalk-/sementstabilisering.



**Figur 48: Generelt eksempel fra området på hvordan jorda kan deles opp. Parametere valgt på et generelt grunnlag.**

Som nevnt viser utførte grunnundersøkelser at poreovertrykket nede ved bergoverflaten i enkelte tilfeller kan tilsvare en vannsøyle stående fire meter over terreng, før inngrep. Det man er interessert i å finne ut er hvordan dette poretrykket vil fordele seg opp gjennom det kalk-/sementstabiliserte laget, og på den måten anslå hvor mye som

eventuelt må tillegges som ekstra last nedover i jordprofilen når man skal undersøke setningspotensialet ved KS<sup>8</sup>-stabilisering.

For å finne ut av dette er det tatt i bruk et prinsipp i strømnings teorien som sier at vannlekkasjen gjennom flere lag skal være lik, ved vertikal kontinuerlig strømming. Dette er også kalt *kontinuitetsligningen*, og tar utgangspunkt i ligning (6.1):

$$q = v \cdot A = k \cdot i \cdot A \quad (6.1)$$

hvor  $q$  og  $v$  er henholdsvis vannlekkasjen og strømningshastigheten gjennom et gitt lag.  $A$  er et valgt areal som man gjør beregninger over.

Dersom man tar utgangspunkt i denne generaliserte formen og setter at lekkasjen  $q_{tot} = q_{KS} = q_{leire}$ , vil man ende opp med kontinuitetsligningen, som ser slik ut:

$$\bar{k}_v \cdot i_{tot} \cdot A = k_{v,leire} \cdot i_{leire} \cdot A = k_{v,KS} \cdot i_{KS} \cdot A \quad (6.2)$$

Arealet  $A$  er likt på begge sider av likhetstegnet og kan fjernes fra ligningen. Det som er av interesse er å finne ut hvor høyt vannstanden i piezometeret i det stabiliserte området vil stige i forhold til piezometeret stående i overtrykkslaget ved berg.

Først må parameterne  $\bar{k}_v$  og  $i_{tot}$  bestemmes.  $\bar{k}_v$  regnes ut fra ligning (6.3), og  $i_{tot}$  finnes ved å anvende ligning (2.6).

$$\bar{k}_v = \frac{H_{leire} + H_{KS}}{\frac{H_{leire}}{k_{v,leire}} + \frac{H_{KS}}{k_{v,KS}}} \quad (6.3)$$

$\bar{k}_v$  estimeres på følgende vis:

$$\bar{k}_v = \frac{10 \text{ m} + 18 \text{ m}}{\frac{10 \text{ m}}{10^{-8} \text{ m/s}} + \frac{18 \text{ m}}{6 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}}} = 2,7916 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$$

hvor parameterne er hentet fra figur 48.  $i_{tot}$  beregnes slik:

$$i_{tot} = \frac{dh}{dl} = \frac{6 \text{ m}}{28 \text{ m}} = \frac{3}{14}$$

hvor potensialforskjellen mellom kote +0 og kote +28 er  $dh = (36 - 28) \text{ m} = 6 \text{ m}$ , og strømningslengden  $dl = (28 - 0) \text{ m} = 28 \text{ m}$ .

Multiplisert vil disse parameterne angi den gjennomsnittlige lekkasjen fra bunn leirelag til toppen av KS-laget. For at det videre skal bli bruk for kontinuitetsligningen er man nødt til å fastsette de respektive lagenes hydrauliske gradienter,  $i_{leire}$  og  $i_{KS}$ . Disse blir utarbeidet etter ligning (2.6) og blir seende slik ut, tolket fra figur 48:

$$i_{leire} = \frac{dh}{dl} = \frac{34 \text{ m} - z}{10 \text{ m}}$$

$$i_{KS} = \frac{dh}{dl} = \frac{z - 28 \text{ m}}{18 \text{ m}}$$

---

<sup>8</sup> KS – Kalk-/sement

Av kontinuitetsligningen skal den totale lekkasjen fra bunn til topp tilsvare den lokale lekkasjen gjennom hvert lag. Dersom en først ser på lekkasjen gjennom leirelaget får en følgende likhet:

$$\begin{aligned} \bar{k}_v \cdot i_{tot} \cdot A &= k_{v,leire} \cdot i_{leire} \\ 2,7916 \cdot 10^{-8} \text{ m/s} \cdot \frac{3}{14} &= 10^{-8} \text{ m/s} \cdot \frac{34 \text{ m} - z}{10 \text{ m}} \end{aligned}$$

Snur vi på denne ligningen og løser for den ukjente verdien, stighøyden,  $z$ , vil ligningen se slik ut:

$$z = 34 \text{ m} - \frac{\frac{3}{14} \cdot 2,7916 \cdot 10^{-8} \text{ m/s} \cdot 10 \text{ m}}{10^{-8} \text{ m/s}} = 28,018 \text{ m}$$

Dersom beregningene er riktige, og parameterne er satt opp korrekt, skal en få samme verdi for  $z$  ved å løse ligningen med hensyn på den lokale lekkasjen gjennom KS-laget. Da vil ligningen bli slik:

$$\begin{aligned} \bar{k}_v \cdot i_{tot} \cdot A &= k_{v,KS} \cdot i_{KS} \\ 2,7916 \cdot 10^{-8} \text{ m/s} \cdot \frac{3}{14} &= 6 \cdot 10^{-6} \text{ m/s} \cdot \frac{z - 28 \text{ m}}{18 \text{ m}} \end{aligned}$$

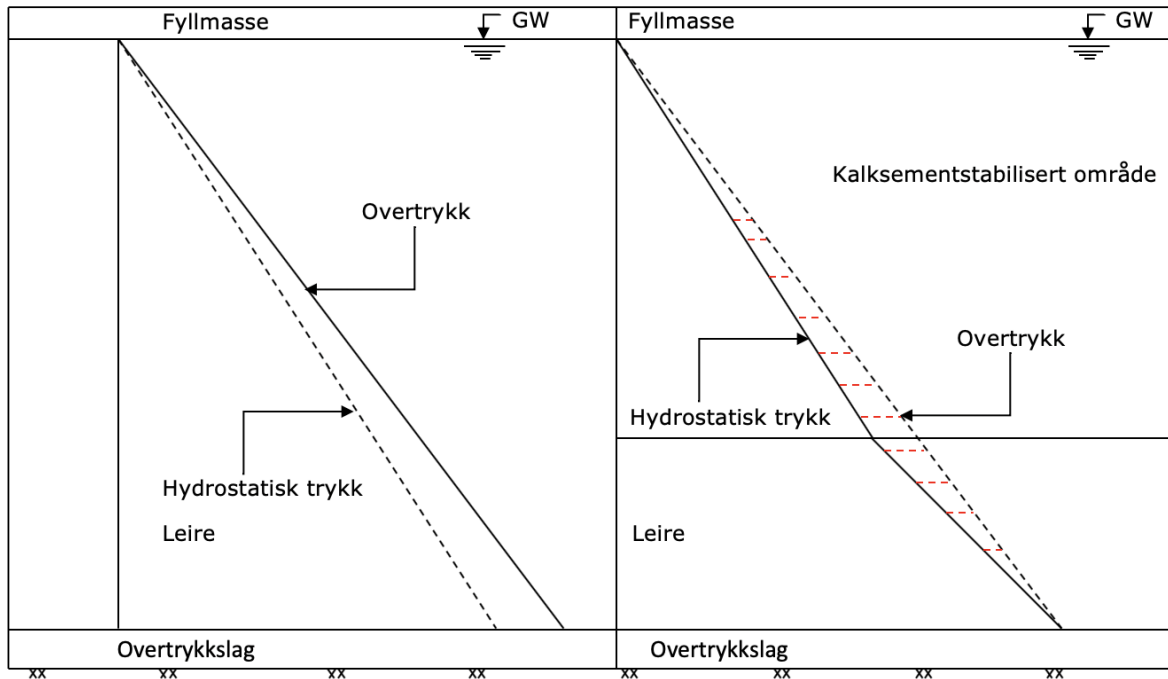
Ved å løse denne ligningen på samme måte som i sted, for stighøyden  $z$  får man følgende verdi:

$$z = 28 \text{ m} + \frac{\frac{3}{14} \cdot 2,7916 \cdot 10^{-8} \text{ m/s} \cdot 18 \text{ m}}{6 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}} = 28,018 \text{ m}$$

Som en ser fra resultatene får man samme verdi for  $z$  ved å løse de to ligningene. Stighøyden,  $z = 28,018$  meter, forenkles til å være lik 28 meter, noe som vil tilsvare at man fra bunnen av KS-laget vil få en tenkt stighøyde som tilsvarer det lokale, opprinnelige grunnvannsnivået i området. Ut fra dette vil videre beregninger for setningspotensialet ved bruk av KS-peler ta utgangspunkt i at man ved denne typen fundamentering oppnår en hydrostatisk poretrykksfordeling gjennom det stabiliserte laget. I de tilfellene hvor beregningene må ta hensyn til at KS-pelene ikke når helt ned til berggrunnen vil det bli antatt at de opprinnelige forholdene vil være gjeldende fra bunn KS-lag og ned til berg. I det stabiliserte laget vil forskjellen i poretrykk bli antatt som en ekstra last nedover i jordprofilen.

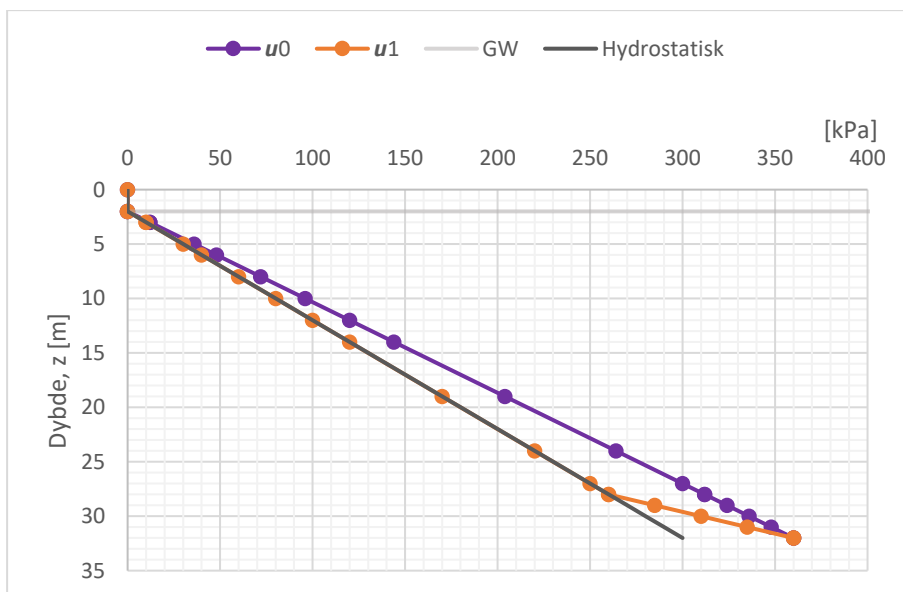
Det er viktig å påpeke at disse beregningene er basert på et generelt tilfelle, og har til hensikt å vise hvordan man har vurdert poretrykksfordelingen gjennom et kalk-/sementstabilisert lag.

For å illustrere hvordan man har tenkt er det, i tillegg til forklaringene over, forsøkt å vise i figur 49 hvordan poretrykksfordelingen og tilleggslasten vil se ut.



**Figur 49: Illustrasjon på hvordan forfatterne mener poretrykksfordelingen vil bli seende ut etter utført kalk-/sementstabilisering. Uthevet strek antyder gjeldene forhold. Rødstriplet linje antyder endringen i poretrykk ved utdrenering, og tilleggslast.**

Poretrykksendringen som er vist i figur 49 tilsvarer en tilleggslast som potensielt kan bidra til setninger i området. Forøvrig er dette tilleggslasten som benyttes i beregningene knyttet til installering av stålkjernepeler. Det er også verdt å bemerke at man i overgangen KS/leire-lag får en liten dreneringseffekt i toppen av leirelaget. Poretrykket vil stige fra hydrostatisk i overgangen KS/leire-lag, til det opprinnelige poreovertrykket som er i bunnen av det eksisterende leire-laget. Figur 50 viser hvordan poretrykksfordelingen er modellert i beregningene som blir presentert senere i oppgaven.



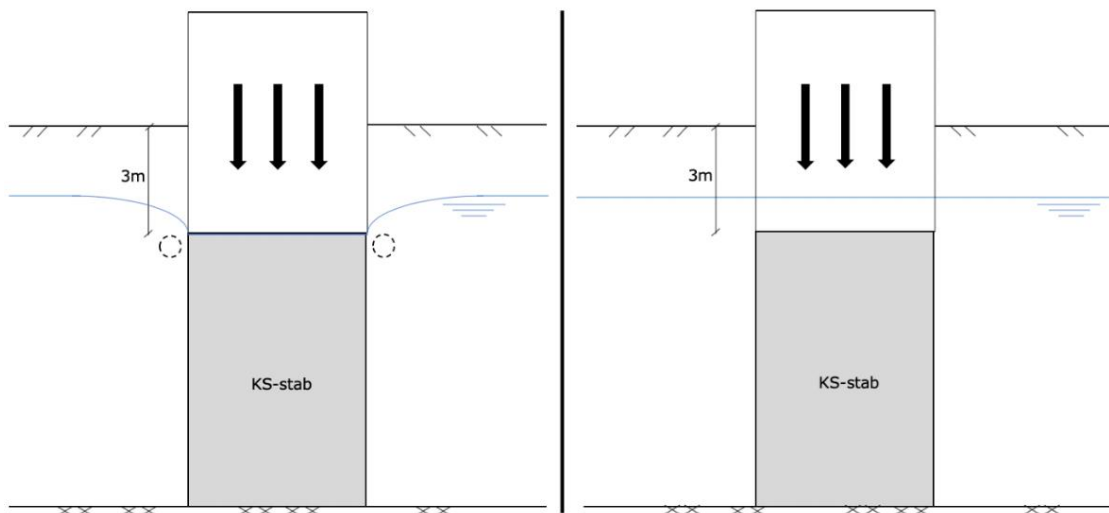
**Figur 50: Modellert poretrykksfordeling i Snitt J, før og etter installering av kalk-/sementpel.**

### 6.1.4 Begrunnelse for valg av grunnvannstand etter utgraving

I forrige delkapittel ble det redegjort for hvordan poreovertrykket gjennom kalk-/sementstabilisert område endrer seg sammenlignet med opprinnelige forhold. Det man se er at poreovertrykket vil dreneres ut på grunn av den økte permeabiliteten, og man vil oppnå en hydrostatisk fordeling gjennom det stabiliserte laget fra grunnvannstanden.

Det er i forbindelse med prosjektet på Øvre Nyhavna planlagt parkeringskjellerer under byggene, og det er antatt en utgraving på 3 meter fra opprinnelig terreng for parkeringskjelleren. Samtidig er det observert grunnvannspeil på 2 meter under terreng for store deler av området som skal bebygges. Dermed vil det oppstå en situasjon hvor grunnvannet enten må dreneres bort fra området rundt kjelleren, eller at kjelleren må prosjekteres og utføres som en vanntett konstruksjon.

Figur 51 viser to ulike metoder for hvordan man kan behandle grunnvannet rundt den planlagte kjelleren. Til venstre er det illustrert hvordan grunnvannstanden senkes som følge av drenering i underkant av kjelleren, mens det til høyre er illustrert hvordan grunnvannstanden gjenoppbygges, og opprettholdes, på grunn av forholdene i området. For denne oppgaven er det forutsatt vanntett kjeller, og følgelig valgt å følge prinsippene som er illustrert til høyre i figuren. Dette vil si at man i beregningene får en meter med oppdrift som motvirker bygningslasten.



**Figur 51: Alternative løsninger for håndtering av grunnvannstand.**

## 6.2 Plaxis 2D og regnemodeller

I dette delkapittelet vil det bli presentert hvordan en har bestemt inputen til modellering av setninger i Plaxis 2D, samt oppsett av de ulike modellene.

### 6.2.1 Input til Plaxis-modellene

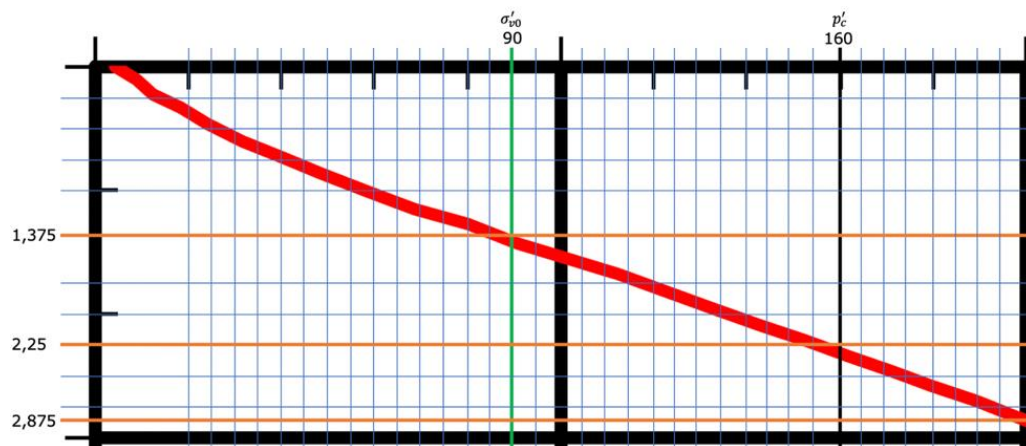
For å bestemme parameterens verdi i Plaxis er det simulert ødometerforsøk ved hjelp av Soil Test. Dette gjøres for å få det aktuelle spenningsområdet til å passe best mulig med utført ødometertest fra laboratorium. Det som er viktig å påpeke er at begge

ødometerforøskene kan se ut til å være noe forstyrret, altså det blir en vurderingssak om hvor mye en kan stole på resultatene.

Resultatene fra ødometertestene er omtalt tidligere i oppgaven, og kan ses i kapittel 3.

For å gjøre dette mest mulig nøyaktig ser man på det området av ødometertesten som er viktig for spenningsendringen. Det man har gjort er å finne nøkkelpunkter på grafen fra den reelle ødometertesten, for så å justere stivhetsparameterne  $\lambda^*$  og  $\kappa^*$  til grafene ser tilnærmet like ut. Man flytter koordinatsystemet ned til et valgt startpunkt, og ser på stigningstallet isolert for området av interesse. En generell oppfatning er at man ønsker å tilpasse hele ødometerkurven for å få riktige beregningsparametere, mens den mest riktige tilnærmingen vil være å se nærmere på det aktuelle spenningsområdet. For å justere grafen i området før  $p'_c$  endres verdien for  $\kappa^*$ , og tilsvarende for det normalkonsoliderte området endres verdien for  $\lambda^*$ .

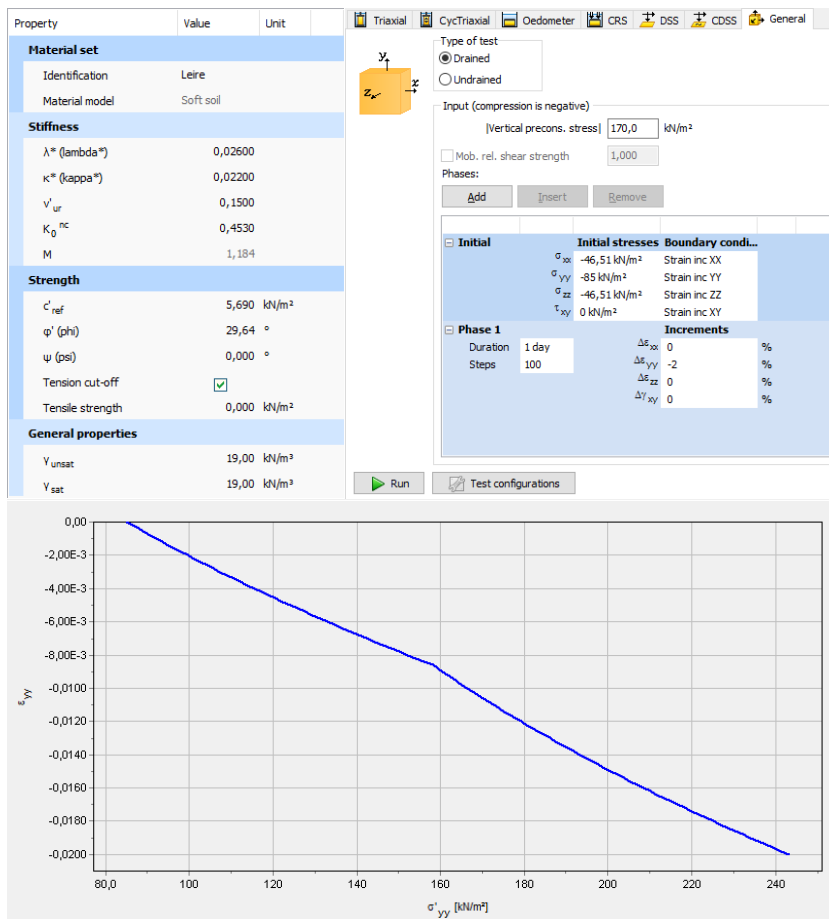
For BP8 er vertikalt overlageringstrykk vurdert til ca. 85 kPa for laboratorietesten, og  $p'_c$  tolket til å ligge rundt 160 kPa. Med bakgrunn i dette var det i hovedsak spenningsområdet mellom disse to verdiene som var av interesse for beregningene knyttet til stålkjernepelene. Startpunkt er valgt til 90 kPa med bakgrunn i at testen ikke starter ved 0 kPa. På grunn av valgt overkonsolideringsfaktor vil ikke lastendringen nedover i jordprofilen, grunnet utdrenering, bli så stor at den overstiger  $p'_c$  og forårsaker tøyninger i NC-området. Valg av overkonsolideringsfaktor redegjøres for senere i oppgaven. For beregningene knyttet til installering av kalk-/sementpelene vil også området etter  $p'_c$  være interessant, da det i enkelte tilfeller ikke vil la seg gjennomføre med installasjon helt ned til berg, og en kan oppleve tøyninger i normalkonsolidert område. Figur 52 viser siktepunktene for tilpasningen som utføres i Soil Test. Spenningsintervallet  $\Delta\sigma' = 70 \text{ kPa}$  gir  $\Delta\varepsilon = 0,875$  for OC, og spenningsintervallet  $\Delta\sigma' = 40 \text{ kPa}$  gir  $\Delta\varepsilon = 0,625$  for NC.



**Figur 52: Utsnitt av resultater fra ødometertest utført i BP8, for tolkning av Plaxis-parametere.**

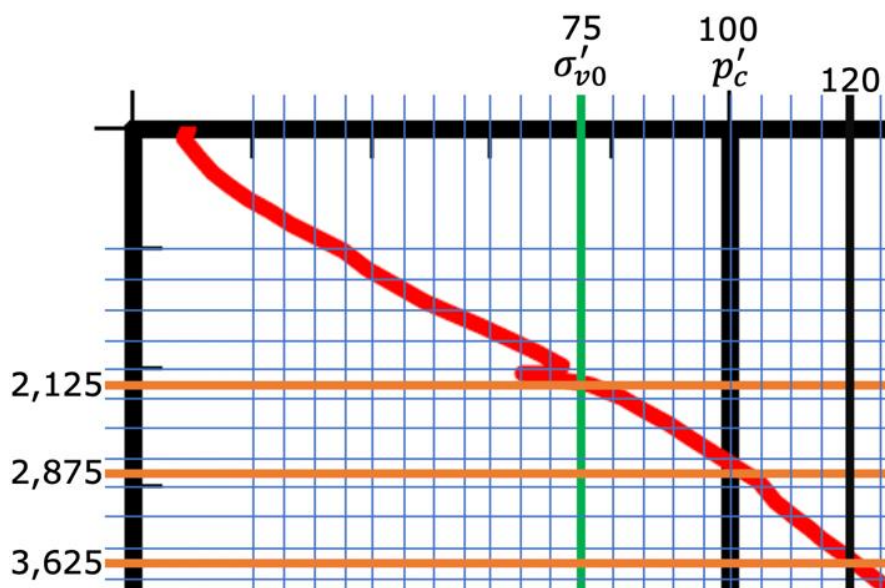
Input og resultater fra Soil Test er vist i figur 53, og gir følgende justerte verdier for bruk til beregning i Snitt A – E:

$$\lambda^* = 0,02600 \text{ og } \kappa^* = 0,02200.$$



**Figur 53: Utsnitt av Plaxis Soil Test som viser endelige parametere for BP8 opp til venstre, startspenninger for testen opp til høyre, og tilhørende kurve nederst.**

Den samme øvelsen gjøres for BP22. Initielt overlagingstrykk er vurdert til å ligge rundt ca. 65 kPa, mens tolket  $p'_c \approx 100$  kPa. Startpunkt er valgt til 75 kPa da testen starter ved ca. 10 kPa. Fra figur 54 trekkes inkrementene ut: Spenningsintervallet  $\Delta\sigma' = 25$  kPa gir  $\Delta\epsilon = 0,75$  for OC, og spenningsintervallet  $\Delta\sigma' = 20$  kPa gir  $\Delta\epsilon = 0,75$  for NC.



**Figur 54: Utsnitt av resultater fra ødometertest utført i BP22, for tolkning av Plaxis-parametere.**



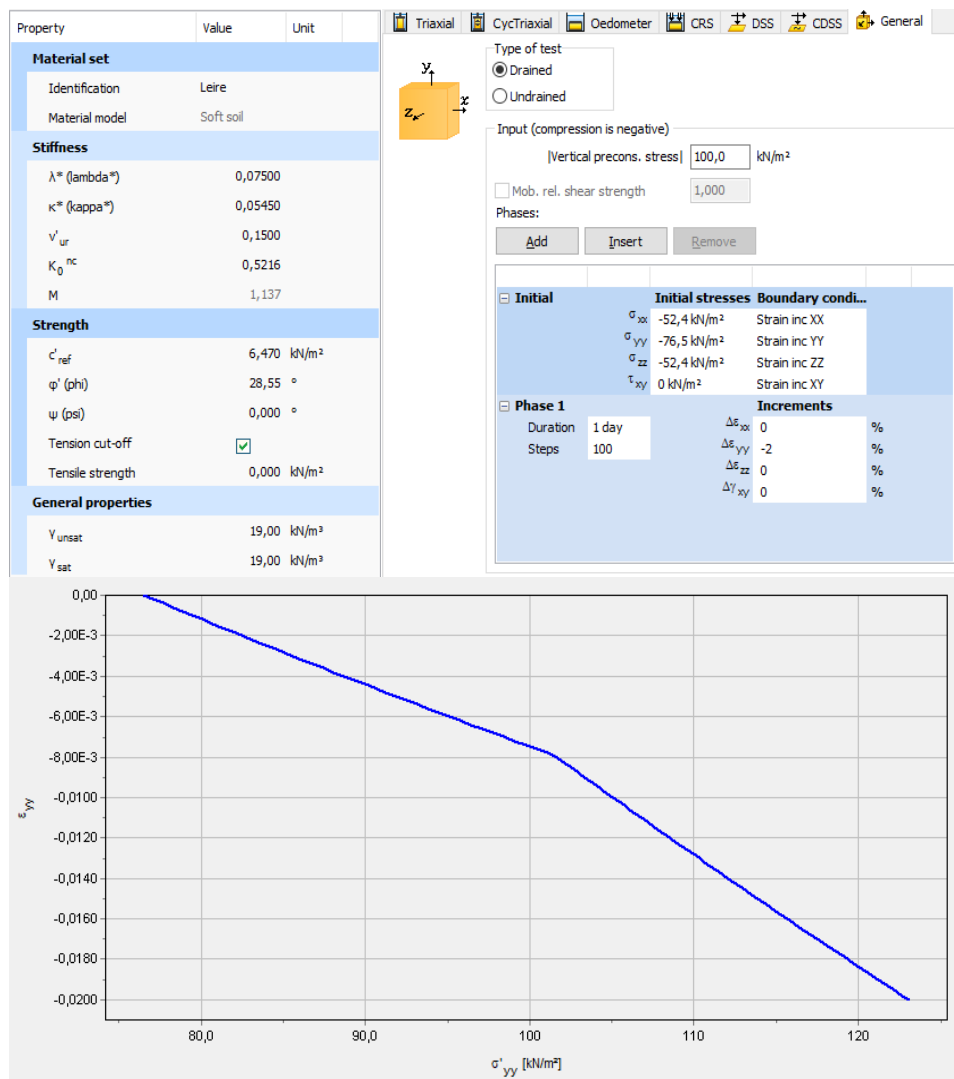
Input og resultater fra Soil Test er vist i figur 55, og gir følgende justerte verdier for bruk til beregning i Snitt F – J:

$$\lambda^* = 0,07500 \text{ og } \kappa^* = 0,05450$$

Her møtte man et problem. Fra  $p'_c$  og ut var det ikke mulig å senke  $\lambda^*$  ytterligere uten at prøven ga veldig rare utslag. Optimalt skulle  $\lambda^*$  vært noe stivere sammenlignet med ødometertesten, men det ville ikke la seg gjøre. Dette har nok en sammenheng med forholdet mellom  $\lambda^*$  og  $\kappa^*$ , og at de opprinnelige resultatene etter all sannsynlighet er påvirket av prøveforstyrrelse.

Her kommer det inn en vurdering om hva man skal stole på, og hvilke verdier som er «riktige». I dette tilfellet var det bare én ødometer tilgjengelig fra hvert borpunkt. Dette førte til at man stolte på utført tilpasning i Soil Test, med visshet om at en sannsynligvis underestimerer stivheten til materialet, og dermed også overestimerer setningene.

Som nevnt tidligere i oppgaven ble det for håndberegningene benyttet ødometertester og CPTU-tolkninger for å tolke et stivhetsprofil. Dermed blir det spennende å se hvor store forskjeller man får ved å gjøre enkle håndberegninger sammenlignet med et avansert dataprogram.



**Figur 55: Utsnitt av Plaxis Soil Test som viser endelige parametere for BP22 opp til venstre, startspenninger for testen opp til høyre, og tilhørende kurve nederst.**

### 6.2.2 Oppsett av Plaxis-modellene

Det som avgjør hvor store setninger man får er dybden til berg, endringen i effektivspenninger og stivheten til materialet utsatt for disse endringene. Med bakgrunn i dette er det i denne oppgaven tatt utgangspunkt i rektangulære modeller hvor det er tatt hensyn til tolket lagdeling og dybde til berg. Geometrien tolket for Snitt J er vist i figur 56, og representerer en generalisering for hvordan samtlige av de 10 snittene er modellert. De fire forskjellige modellene tilsvarer geometrien til de fire ulike fasene som er beregnet. Oppsettet av fasene som er beregnet er vist i toppen av samme figur.

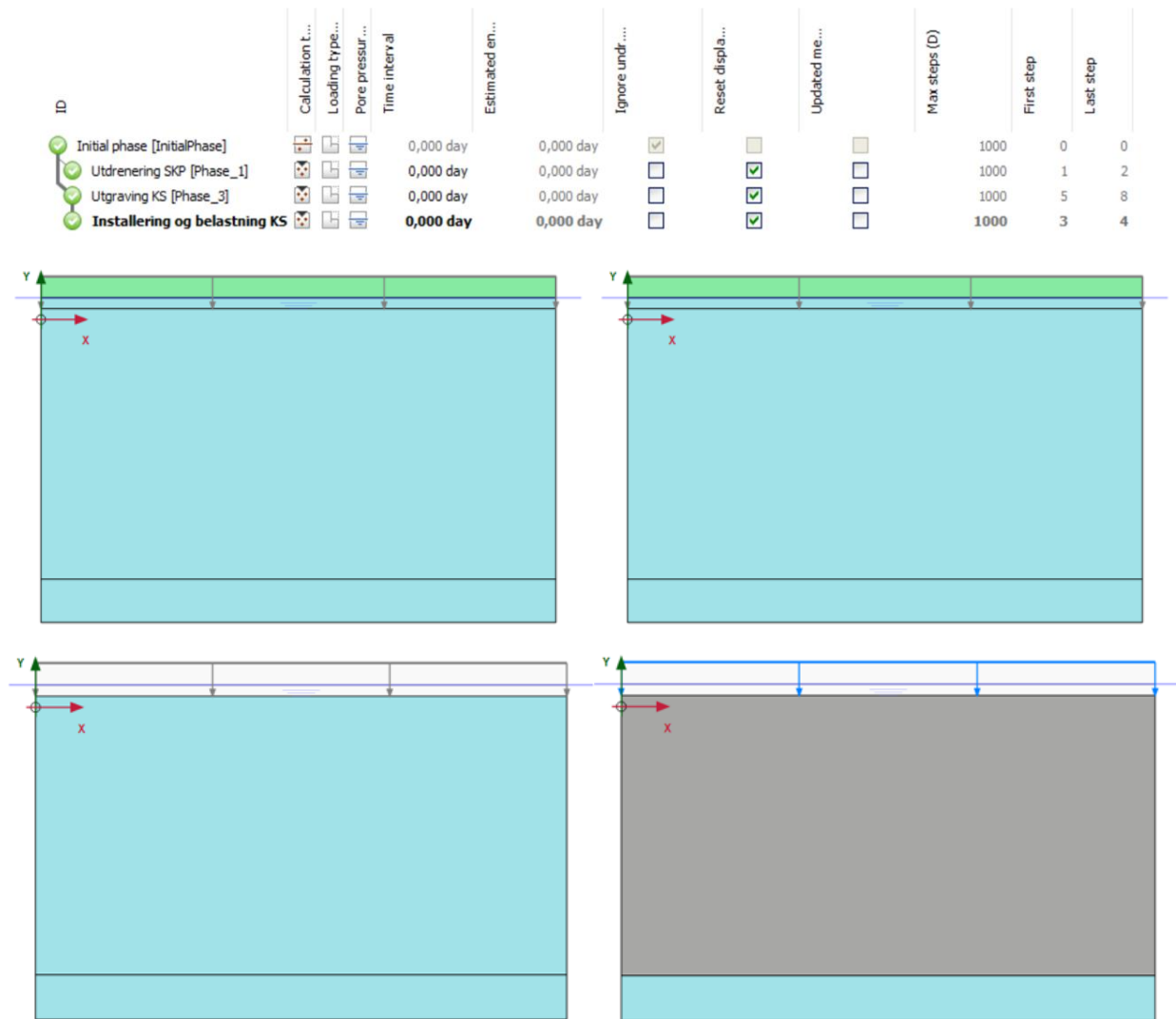
#### **Faser**

Initialfasen beskriver grunnforholdene slik de er i dag, før det gjøres inngrep. Fase 2 – Utdrenering av SKP<sup>9</sup> beskriver grunnforholdene etter at man har installert stålkjernepelene. For å verifisere at modellene er satt opp riktig kan det sees til figur 59, som viser poretrykksfordelingen i de ulike fasene. Øverst i figur 59 ser man at maksimalverdien for poretrykket er 360 kPa, mens den er 300 kPa i neste fase. Dette er det man ønsker å simulere, og dette indikerer at det har forekommet en utdrenering av poreovertrykket.

Fase 3 og 4 regnes også fra initialfasen, men er knyttet til installeringen av kalk-/sementpelene. Fase 3 – Utgraving KS gjøres for å etablere de nye effektivspenningene ved utgraving til parkeringskjeller, før man gjør en ny pålastning i Fase 4 – Installering og belastning KS. I den siste fasen simuleres en utdrenering gjennom kalk-/sementblokken, samtidig som det skjer en pålastning på toppen av terrenget. Riktig modellering verifiseres av det nederste poretrykksprofilen i figur 59. Dette profilet er tilsynelatende likt som det øverste, med maksimalverdi = 360 kPa, men forskjellen er at det gjennom blokken er modellert et hydrostatisk trykk fra grunnvannspeilet, mens det fra bunn KS-blokk til berg blir en oppbygging av poretrykk til initialt nivå.

---

<sup>9</sup> SKP – Stålkjernepel



**Figur 56: Geometrien for Snitt J brukt for å generalisere de ulike fasene til alle snittene. Øverst vises hvilke fasene som er modellert, med beskrivende navn.**

## Materialmodeller

Materialene som er brukt i modellene er vist i figur 57, og beskrevet i tabell 16.

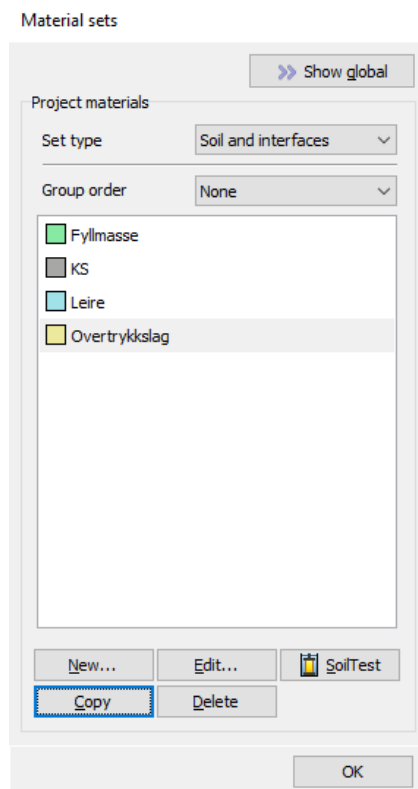
**Tabell 16: Materialer benyttet i Plaxis 2D.**

	<b>Materialemodell</b>	<b>Dreneringstype</b>
Fyllmasse	Hardening Soil	Drenert
KS	Linear Elastic	Drenert
Leire	Soft Soil	Drenert
Overtrykkslag	Hardening Soil	Drenert

Grunnen til at det er benyttet drenert oppførsel er at det er langtidseffekten av poretrykksendringene vi er interessert i. For KS er det brukt Linear Elastic. Ved å bruke Linear Elastic får en modellert samme stivhet gjennom hele kalk-/sementblokka. Det eneste man må passe på er sammenhengen i ligning (6.4):

$$M = E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (6.4)$$

Det er valgt en konstant stivhet gjennom KS-blokka gitt til  $M_{KS} = 20$  MPa. For å få riktig input i Plaxis,  $E$ , må man snu på denne ligningen, og velge en tilhørende  $\nu$ . I dette tilfellet er det valgt  $\nu = 0,3$ . Senere i oppgaven blir det presentert hvilken  $E$ -verdi dette gir. Når det gjelder valg av  $\nu$ , så ville verdier lik 0,2 eller 0,25 muligens vært mer riktig å benytte. Dette ville i såfall gitt  $E$ -verdier nærmere  $M_{KS}$ . 0,3 er ansett som greit å bruke for drenerte forhold. Så lenge parene  $E$  og  $\nu$  henger sammen og gir  $M_{KS} = 20$  MPa har det ikke noen betydning for setningsberegningene. Dette er verifisert i etterkant med ulike sett av verdier.



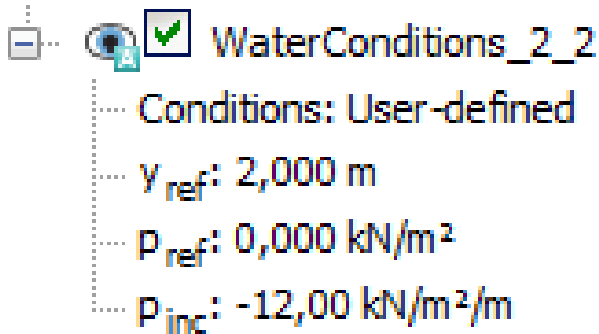
**Figur 57: Oversikt over materialene brukt for å gjennomføre beregningene.**

## Mesh

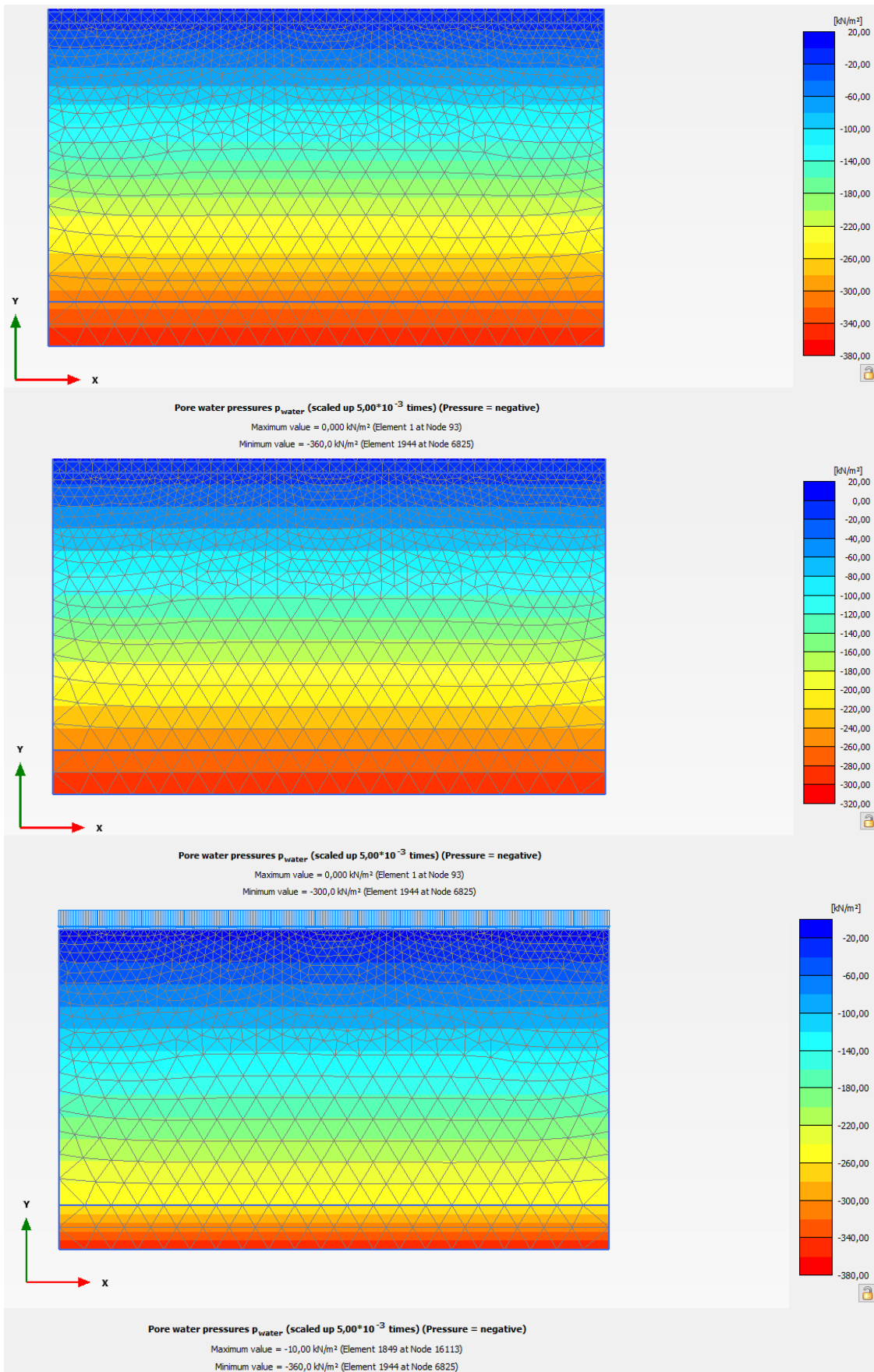
I modellene er det valgt å bruke Fine som Mesh. Mesh sier noe om nøyaktigheten i beregningene i form av at man ved finere mesh får flere elementer som bidrar til å øke nøyaktigheten i modellen.

## Hydrauliske betingelser

For modellering av poretrykkssituasjonen er det valgt å stenge sidene og bunnen i modellen slik at man får simulert en virkelighetsnær situasjon. Samtidig er det brukt tilvalget User-defined for å etablere poretrykksfordelingen gjennom lagene. Dette tilvalget gjør at en enkelt kan modellere et lineært overtrykk fra grunnvannsspeilet. User-defined bør kun brukes dersom en modellerer en horisontal modell. Mellom fasene er det da enkelt å endre hvordan fordelingen av poretrykk skal være nedover i jordprofilen. Et eksempel på hvordan overtrykket i Snitt J ble modellert er vist i figur 58. Som OCR-input er det valgt å bruke  $POP = 90$  kPa. På denne måten får man simulert samme OCR-profil både i håndberegningene og i Plaxis. Dette kommer frem senere i oppgaven.



Figur 58: Eksempel på modellering av poretrykksprofil.



**Figur 59: Oversikt over de ulike fasenes poretrykksfordeling. Samme prinsipp vil gjelde for alle snittene, her vist fra Snitt J.**

## 6.3 Setninger ved stålkjernepeling

Multiconsult har valgt fundamentering med stålkjernepeler for prosjektet på Øvre Nyhavna. Det er foretatt setningsberegninger i 10 ulike snitt fra dette prosjektet. Parameterne som er brukt er tolket fra grunnundersøkelser utført i området, og er presentert i kapittel 3. Beregningene er utført etter antagelser om full utdrenering av poreovertrykk, der hvor dette er tilfelle. Poretrykksfordelingen er vurdert ut fra piezometermålinger utført i området. Antagelsene baserer seg på at poretrykket vil oppnå hydrostatisk fordeling gjennom jordlaget fra grunnvannsspeilet, på grunn av lekkasje fra installasjon av stålkjernepeler.

I de tilfellene hvor det er oppstått poreundertrykk vil det vanskelig kunne dreneres ut overtrykk. Her er det vist hvordan deformasjonene vil bli dersom hele området oppnår hydrostatisk trykk fra grunnvannsspeilet, men det vil ikke legges vekt på verdier som indikerer heving av terrenget i dette tilfellet.

Ved antagelse om full utdrenering av poreovertrykk i området er det endringen i poretrykk fra opprinnelige til hydrostatiske forhold som vil virke som en lastendring, og dermed føre til endringer i effektivspenninger og setninger.

For å avgjøre om materialet er overkonsolidert eller ikke, er det valgt å benytte tilnærmingen vist i ligning (6.5) for å regne ut prekonsolideringsspenningen nedover i jordlaget. Dette gjelder både for håndberegningene ved stålkjerne- og kalk-/sementpelene.

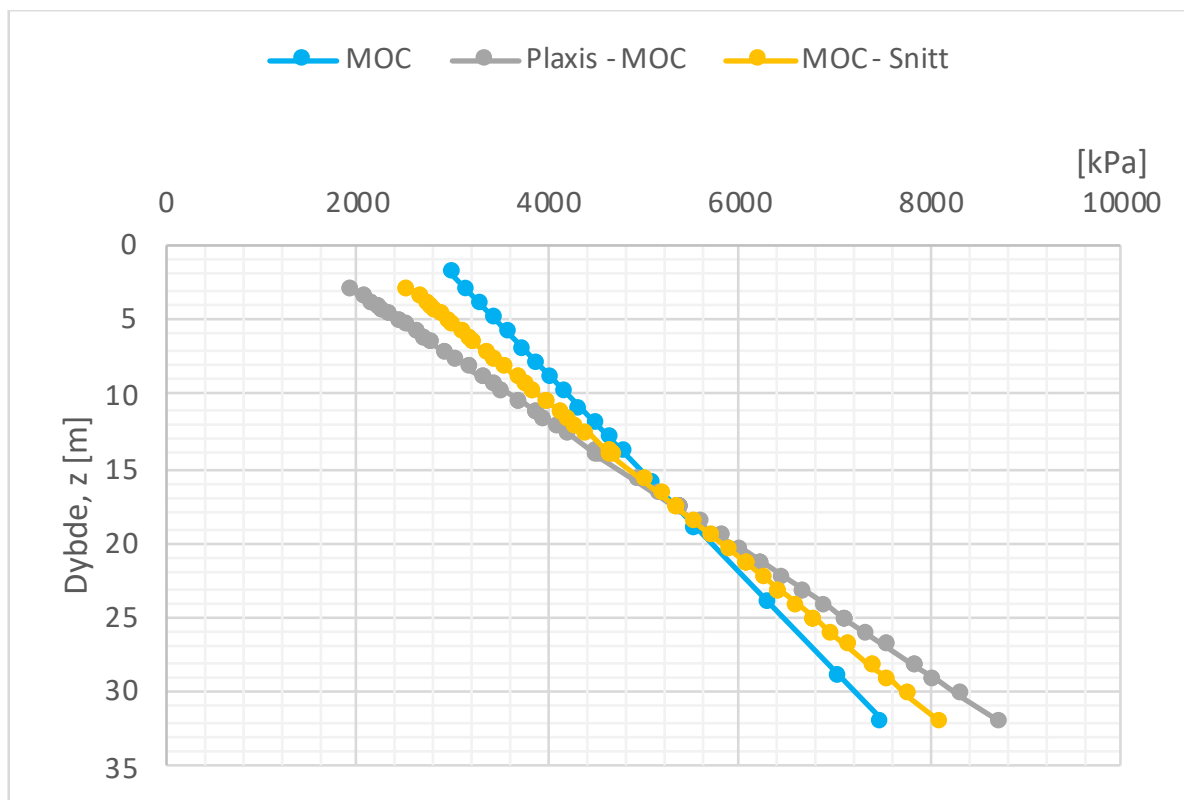
$$OCR = 1 + \frac{9}{z} \quad (6.5)$$

Dette vil si at jo lenger ned i profilet man kommer, jo nærmere er materialet normalkonsolidert. For elastoplastiske og plastiske materialer vil overkonsolideringsgraden være lik 1. For stålkjernepelene og håndberegningene er det kun ligning (2.14) som er benyttet i leirelagene. Lastendringen som følge av utdreneringen er ikke stor nok til at tilleggsspenningene overstiger prekonsolideringsspenningen.

### 6.3.1 Stivheter brukt i håndberegning og Plaxis 2D

I delkapittel 6.2 ble det forklart hvordan man ved hjelp av Soil Test tilpasset parameterne slik at de passet med resultatene fra ødometertestene. I figur 60 ser man hvordan disse tolkningene passer med hverandre.  $M_{OC}$  representerer stivhetsprofilet brukt i håndberegningene, mens Plaxis –  $M_{OC}$  er beregnet etter ligning (2.11), og gir et bilde på hvordan stivheten fordeler seg nedover i jordprofilet ved bruk av Plaxis.

Som en ser av figur 60 krysser de to tolkningene omtrent på midten, og en kan se at et snitt av de to  $M_{OC}$ -linjene legger seg midt mellom de to profilene. Med bakgrunn i dette kan man argumentere for at de tøyningene som man «vinner» ved håndberegningene i toppen av leirelaget, «tapes» i bunn, hvor Plaxis har en noe stivere fordeling. Dette er naturligvis avhengig av at den relative endringen i last også er i samme størrelsesorden som endringen i stivhet, i de aktuelle dybdene. Plottene i figur 60 er hentet fra Snitt J. Dersom en for eksempel ser på de sammenhengene for Snitt A, C, G og H ser en at dette ikke er en generell oppfattelse som gjelder for alle snitt, noe som gjør at det vil bli ujevnheter mellom beregningene. Se Figur 61.



**Figur 60: Stivhetsprofiler for Snitt J.**

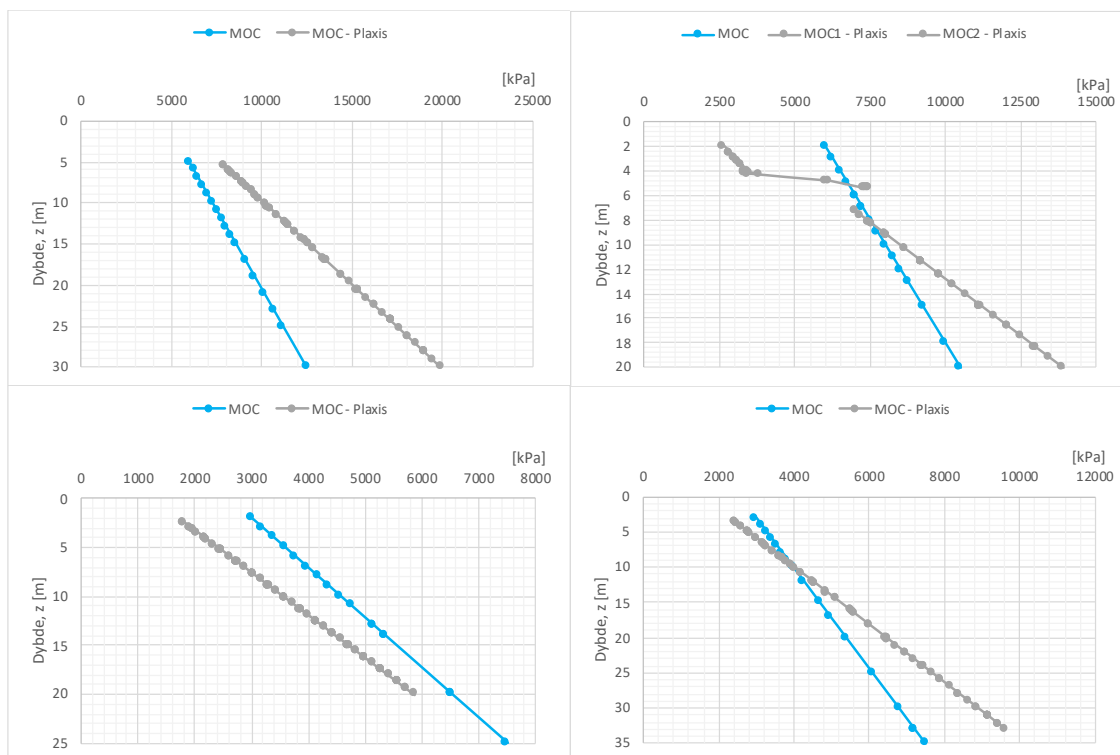
I Snitt A ligger den tolkede stivheten jevnt mye lavere enn den beregnede stivheten fra Plaxis, noe som automatisk vil indikere at man skal få større setninger i håndberegningene sammenlignet med beregningene utført i Plaxis, dersom det er regnet og modellert riktig start- og slutfase. I motsatt fall kan en se på Snitt G, hvor tolket stivhet ligger kontinuerlig høyere enn stivheten Plaxis har beregnet. Dersom både håndberegninger og simulering i Plaxis er utført korrekt, skal man her se at håndberegningene gir et lavere setningspotensial.

Snitt H har en tilsynelatende lik tendens som Snitt J, sett bort fra at krysningen mellom de to stivhetene skjer mye raskere her, og fører dermed til at Plaxis skal få et mye lavere setningspotensial.

Snitt C har en noe rar kurve, og måtte deles i to på grunn av at drenerende lag i midten som ga ekstreme verdier. Dette laget er ikke av spesiell interesse for oppgaven. Fra underkant av det drenerende laget får man en lik kurve som i de andre snittene, mens man rett i overkant av det drenerende laget får et litt merkelig utspring. Dette skyldes at man ned til dybde  $z = 6$  meter ikke har noen endring i spenninger, da det først er fra underkant av det drenerende laget at poreovertrykket vil bygge seg opp. Man kan med andre ord se bort fra stivheten visualisert her ved linje  $M_{OC1} - Plaxis$ . Det kan være numeriske årsaker til at Plaxis beregner en  $\Delta\sigma'$  i dette området, som gjør at man får noen verdier å plote overhodet. Lignende, kraftigere forstyrrelser for  $M_{OC} - Plaxis$  kan sees på Vedlegg 26 og 29, henholdsvis Snitt D og E.

Forøvrig så er det verdt å nevne at  $M_{OC} - Plaxis$  i disse tilfellene er avhengig av  $\Delta\varepsilon$ , noe som gjør at startpunkt og stigningstall i de ulike snittene ikke blir like.





**Figur 61: Sammenligning av tolket Moc og beregnet Moc fra Plaxis. Snitt A opp til venstre, Snitt C opp til høyre, Snitt G ned til venstre og Snitt H ned til høyre.**

### 6.3.2 Resultater

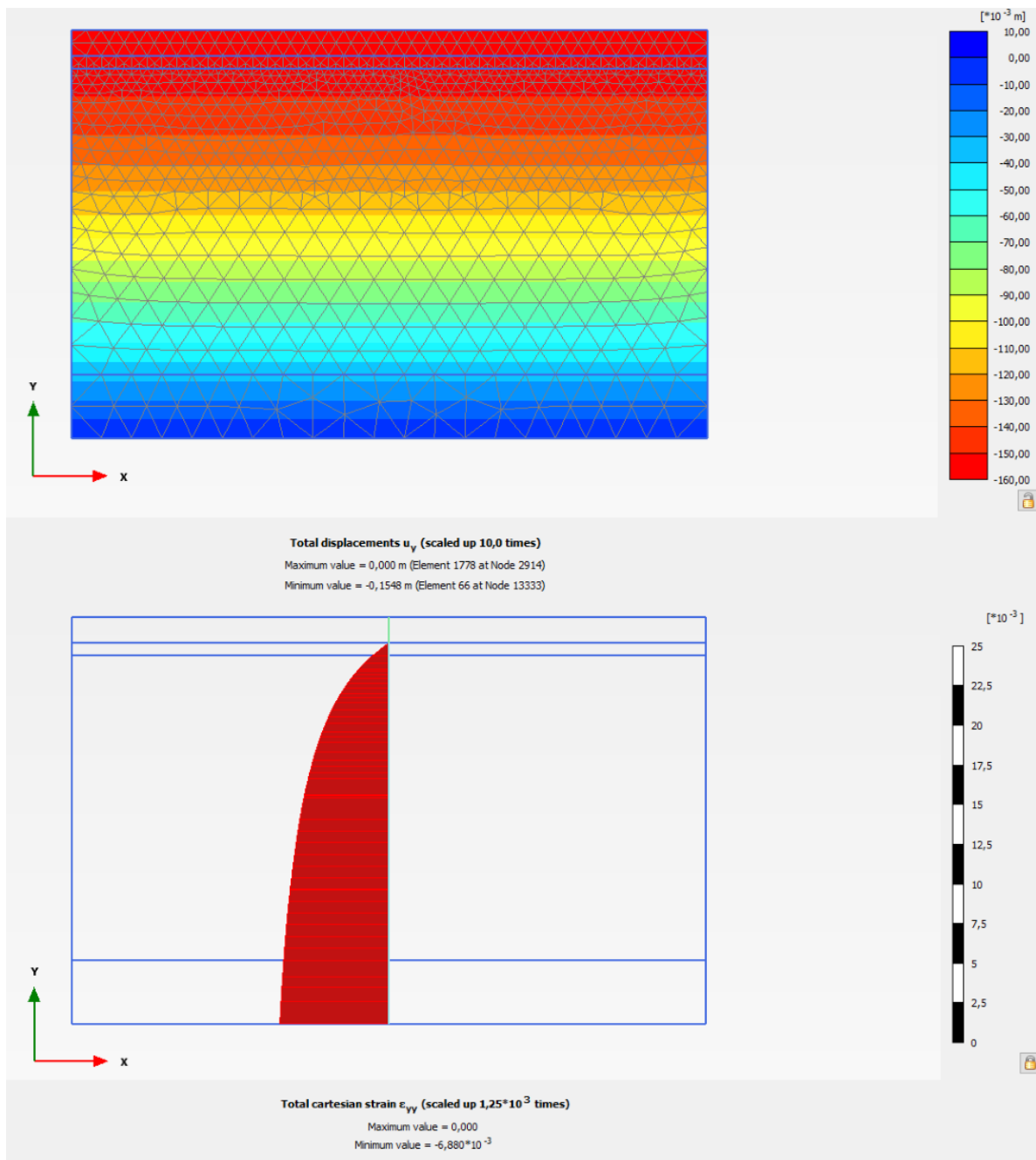
Beregnete verdier for setningspotensial ved utdrenering av poreovertrykk er vist i tabell 17. Dybde til berg – grunnvannstand antyder som hovedregel leirelagsmektheten det er beregnet over. I enkelte av snittene er denne brutt av tolkede drenerende lag, enten midt i massene, eller ved berg. For spesifisert lagdeling og utførelse av håndberegningene henvises det til Vedlegg 16 – 45, hvor alle snitt er representert. Når det gjelder utregningene utført i Plaxis henvises det til tidligere beskrivelser i kapittel 6.2 for hvordan modellene er satt opp. Dette kapittelet vil kun presentere resultatene kort. Som en ser av tabell 17 er differansen mellom de ulike metodenes slutt svar innenfor et fornuftig avvik. Samsvar mellom beregningene er ofte et godt tegn.

**Tabell 17: Sammendrag av resultatene fra setningsanalysene. – indikerer heving.**

Snitt	Dybde [m]		Setningspotensial i vertikalretning [cm]		
	Til berg z	GVS u/t	Håndberegning	Plaxis 2D	Differanse
A	30	5	7,43	4,91	2,52
B	22	2	3,38	2,95	0,43
C	20	2	1,39	1,15	0,24
D	24	2	0,00	0,00	0,00
E	24	2	-0,46	-0,35	0,11
F	15	2	-1,68	-2,61	0,93
G	25	2	7,53	9,17	2,01
H	35	3	14,05	11,92	2,13
I	34	2	15,95	15,10	0,85
J	32	2	15,54	15,48	0,06

Av tabell 17 kan man se at setningspotensialet er varierende mellom 0 – 16 cm i vertikalretning. Årsaken til variasjonen er først og fremst knyttet til ujevn dybde til berg, men også til hvor stort poreovertrykk som er opptredende gjennom jordlagene.

Figur 62 viser hvordan resultatene fra Plaxis kan se ut, her illustrert fra Snitt J. Her er Total displacements, altså setningspotensialet, vist ved hjelp av en fargeskala med tilhørende verdier. Som man ser vil toppen av terrenget sette seg med -0,1548 meter. Koordinatsystemet til Plaxis er vist i figuren. En alternativ måte å illustrere resultatene på er ved hjelp av et snitt, slik det er vist for Total cartesian strain. Denne illustrerer tøyingsfordelingen gjennom jordprofilet. Arealet under denne grafen tilsvarer den totale setningen. For bedre oppløsning og inspeksjon av øvrige resultater henvises det til Vedlegg 16 – 45.



Figur 62: Grafisk fremstilling av resultater fra Plaxis 2D. Resultatene er hentet fra Snitt J.

## 6.4 Setningsanalyse for kalk-/sementstabilisering

Som et alternativ til benyttet fundamenteringsløsning med stålkjernepeler, er det valgt å se på kalk-/sementstabilisering for sammenligning. I likhet med stålkjernepelberegningene er man ved installasjon av kalk-/sementpeler i blokk redd for utdrenering av poreovertrykk. For beregning av setninger ved kalk-/sementstabilisering kreves det i tillegg en litt annen tilnærming til setningsanalysen. Der hvor stålkjernepelene blir boret ned i berg, og på den måten ikke tillater noen form for setning på grunn av byggene som skal føres opp, vil det ved bruk av kalk-/sementstabilisering bli nødvendig å ta hensyn til byggenes egenvekt når man skal anslå setningspotensialet.

I forrige delkapittel ble det sett på konsekvensene av en fullstendig utdrenering av poreovertrykk i hele området. Dette fordi det ikke vil oppstå setninger fra selve bygget gjennom stålkjernepelene, disse setningene vil være neglisjerbare. Ved kalk-/sementstabilisering har en mer fokus på det som skjer under selve bygget. Dette må man være klar over ved sammenligning av resultatene fra beregningene på SKP og KS. På bakgrunn av beregningene utført i underkapittel 6.1.3 er det tatt hensyn til de eventuelle poretrykksreduksjonene som oppstår ved installering av kalk-/sementpeler. Poretrykksreduksjonen vil være identisk som for installeringen av stålkjernepeler. For videre beregninger er det tatt utgangspunkt i at kalk-/sementpelene skal installeres i blokkmønster. Beregninger utføres med bakgrunn i dette, og vil bli nærmere presentert i neste underkapittel.

Dagens utstyr tillater å installere KS-peler ned til 25 – 30 meters dybde (Eggen, et al., 2012). For denne oppgaven er det tatt utgangspunkt i 25 meters dybde. Det vil si at i de tilfellene hvor dybden til berg overstiger 25 meter, eller leirelaget blir avbrutt av tykke lag med mer kompakte sedimenter, vil det i underkant av KS-pelene være de opprinnelige grunnforholdene som gjelder, med tilhørende stivheter.

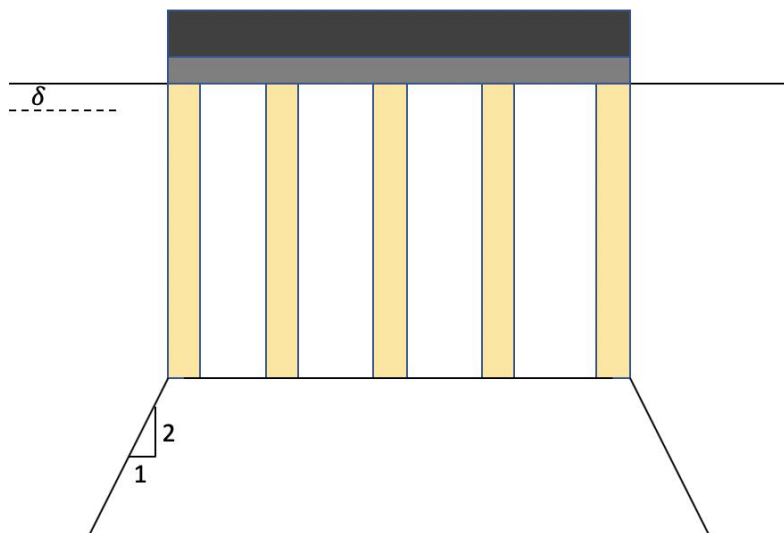
### 6.4.1 Beregningsgang for setningspotensiale i kalk-/sementstabilisert jord

Setninger beregnes som summen av setninger i lag med høyde  $\Delta h$ , hvor lagdelingen skal ivareta variasjoner i parametere over den totale høyden av den stabiliserte sonen. Ved naturlig lagdeling i grunnen skal dette også gjenspeiles ved valg av antall lag i beregningen (Statens vegvesen, 2014b).

Beregningsforutsetningene for deformasjoner i kalk-/sementstabilisert område er hentet fra Håndbok V221 – Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger og Veiledning for grunnforsterkning med kalk-/sementpeler.

Prinsippet for lastfordeling mellom ustabilisert jord og kalkpeler er vist på figur 63. Denne viser konstant last gjennom hele kalk-/sementpelen.

Dette gir resulterende setning  $\delta = \delta_{pel} = \delta_{jord}$



**Figur 63: Prinsipp for lastfordeling under stabilisert jord.**

Dersom pelene ikke står ned til berg eller andre ikke-setningsgivende lag, antas det en videre lastspredning lik 2:1.

Setningene i kalksementpelene beregnes ut fra ligningen:

$$\delta_{pel} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{pel}}{a \cdot E_{pel}} \quad (6.6)$$

$E_{pel}$  = E-modul for stabilisert jord

$a$  = Pelenes dekningsgrad

I og med at pelene i denne oppgaven installeres i blokkmønster vil dekningsgraden  $a$  være lik 1, og  $q_{pel}$  være lasten fra oppført bygningsmasse og endring i poretrykkssituasjon. Ligning (6.6) vil dermed være til direkte sammenligning med ligning (2.14).

I underkant KS-blokken gjelder vanlig setningsteori som er redegjort for tidligere i oppgaven.

#### 6.4.2 Valg av stivhet og last

##### **Stivheter**

Som nevnt i kapittel 6.2.2 er det gjennom kalk-/sementblokken valgt en stivhet lik  $M_{KS} = 20$  MPa. Denne er valgt med bakgrunn i Norcems datablad – Grunnforsterkning med kalk-/sement som er utarbeidet i samarbeid med NGI (Norcem, u.å). Figur 64 viser et sammendrag av typiske geotekniske parametere en kan forvente etter utført kalk-/sementstabilisering. For denne oppgaven er det valgt en  $S_u = 200$  kPa, som gir den valgte verdien  $M_{KS} = 20$  MPa. Denne er valgt konstant gjennom hele blokka. I de tilfellene hvor KS-blokka ikke når ned til berg vil de opprinnelige grunnforholdene være gjeldende.

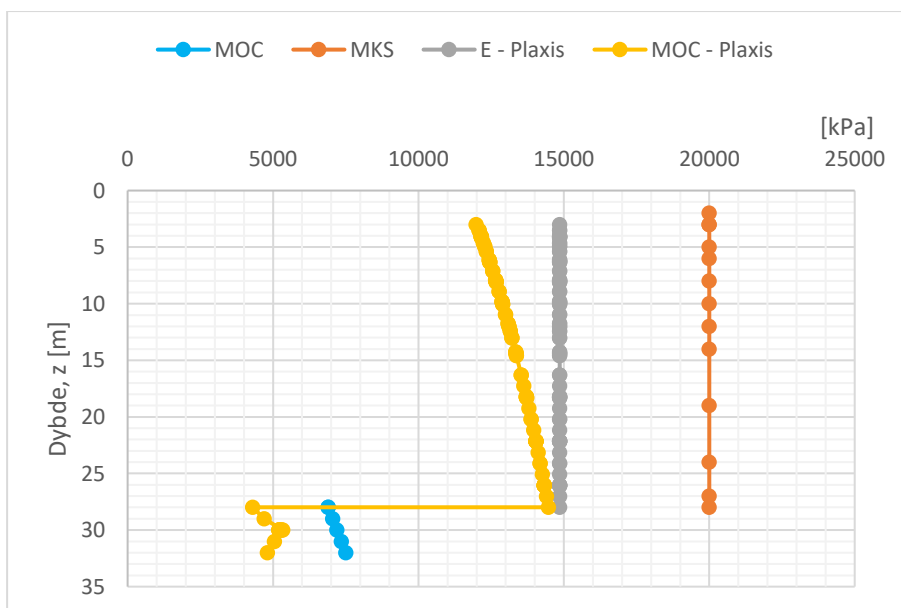
<b>Skjærfasthet:</b>	$S_u = 100 - 400 \text{ kPa}$	
<b>Tyngde tetthet:</b>	$\gamma_{leire} = \gamma_{pel}$	
<b>Modul:</b>	$M_{kalkpel}$	$= 50 - 100 \cdot S_u$
	$M_{kalksementpel}$	$= 50 - 150 \cdot S_u$

**Figur 64: Typiske geotekniske parametere for kalk-/sementstabilisert jord. Hentet fra (Norcem, u.å).**

I underkapittel 6.2.2 ble det nevnt hvordan stivheten gjennom kalk-/sementblokka ble modellert ved hjelp av materialmodellen Linear Elastic, og forholdet mellom  $M_{KS}$  og  $E$  i Plaxis. Outputen i Plaxis viser kun  $E$ , og derfor er det denne som må sammenlignes med  $M_{KS}$  i figur 65. For å vise at dette stemmer snur man på ligning (6.4) og løser for  $E$ :

$$M = E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} \rightarrow E = \frac{M(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} = \frac{20 \text{ MPa} (1-2 \cdot 0,3)(1+0,3)}{1-0,3} = 14,857 \text{ MPa}$$

Av figur 65 ser man at  $E$  – Plaxis er konstant i hele dybden med kalk-/sementstabilisert materiale med en verdi lik 14 857 kPa. Figur 65 er hentet fra beregningene utført i Snitt J. Forholdet mellom  $E$  og  $M_{KS}$  vil være likt for alle snittene, da de er modellert på samme vis. Det vil med andre ord si at en skal få nøyaktig samsvar mellom beregningene gjennom KS-blokken gjort for hånd og i Plaxis dersom de er beregnet og modellert riktig. Forskjellene i beregningene vil eventuelt oppstå i de snittene hvor man ikke har stabilisert helt ned til berg. Stivheten i leirelaget under KS-blokka er i håndberegningene antatt med samme fordeling som for stålkjernepelene. Det samme gjelder stivheten i leira trukket ut fra Plaxis, denne er estimert på samme måte som skissert i underkapittel 6.3.1.



**Figur 65: Stivhetsfordeling gjennom kalk-/sementstabilisert materiale, og i underkant av kalk-/sementstabilisert materiale. Parametere og verdiene er hentet fra Snitt J.**

## Last

Lastsituasjonen for beregningene er hentet fra tabell 18, som igjen er hentet fra Multiconsults egen evalueringsrapport i forkant av prosjektet. For å generalisere for hele området er det gjennomsnittet av disse lastene som er brukt ved beregningene.

**Tabell 18: Tentativ lastsituasjon anvendt i prosjektets tidligfase, utarbeidet av Multiconsult (Multiconsult Norge AS, 2019b).**

Bygg	Antall etasjer [stk.]	Areal [m x m]	Totalvekt [kN] [Bruksgrensetilstand]	Gjennomsnittlig grunntrykk over areal [kPa]
A1	6/7	17,0 x 37,0	77 250	123
A2	8	18,5 x 21,6	54 100	135
A3	6	17,8 x 26,0	51 100	110
Gjennomsnitt	7	-	60 817	122,67

For setningsberegninger er det normalt å ta utgangspunkt i bruksgrensetilstanden. Her er det gjennomsnittet av lasten fra Bygg A1-3 som utgjør lastendringen for beregningene. For beregningene er det vurdert at i det man begynner å røre om i jorda og tilsetter kalk-/sement, vil ikke denne jorda lenger «huske» hva den tidligere har vært utsatt for. Dette er viktig på grunn av at det i underkant av de nye byggene er planlagt en parkeringskjeller.

I forbindelse med etablering av parkeringskjelleren er det i oppgaven tatt høyde for at det skal graves ut 3 meter med masser fra opprinnelig terreng. Når man så har installert kalk-/sementpelene, og satt opp det nye bygget, er spørsmålet om man skal betrakte netto eller brutto last fra bygget. Normalt vil jorda ved nytt terreng, fra en eventuell masseutgraving på 3 meter, ha kjent på en belastning på eksempelvis 60 kPa forutsatt tyngdetetthet lik  $20 \text{ kN/m}^3$  og grunnvannstand ved nytt terrengnivå. Netto last som påføres blir da 62,67 kPa. Dette er som nevnt ikke tilfellet gjennom kalk-/sementpelene, og det er i denne oppgaven vurdert til at hele lasten skal medregnes.

Når det gjelder de snittene hvor KS-pelene ikke strekker helt ned til berg, vil sedimentene fra berg og opp til KS-blokk være klar over sin historie, og følgelig belastes med netto last etter utgraving.

I forrige underkapittel ble det vist i figur 63 hvordan lastfordelingen gjennom, og i underkant av KS-pelene kan beregnes. Dette er lastfordelingen anvendt i denne oppgaven. Det vil si at i de snittene hvor man har stabilisert grunnen helt ned til berg, skal beregningene gjort for hånd og i Plaxis samsvare, dersom det er modellert riktig. Med konstant stivhet, og konstant lastfordeling gjennom hele det stabiliserte området skal man i utgangspunktet ende opp helt likt. Differansene vil oppstå i tilfellene hvor det er lag med leire under KS-blokka.

### 6.4.3 Resultater

Beregnete verdier for setningspotensial ved installasjon av kalk-/sementpeler i blokkmønster, med tilhørende poretrykksendringer, er vist i tabell 19. For oversikt over hvordan håndberegningene er utført henvises det til Vedlegg 46 – 75, hvor alle snitt er representert. Når det gjelder utregningene utført i Plaxis henvises det til tidligere beskrivelser i kapittel 6.2 for hvordan modellene er satt opp, og forklaringer gitt i forrige

underkapittel. Dette kapitlet vil kun presentere resultatene kort. Som en ser av tabell 19 er differansen mellom de ulike metodenes slutt svar innenfor et fornuftig avvik. Samsvar mellom beregningene er ofte et godt tegn.

**Tabell 19: Sammendrag av resultatene fra setningsberegningene for kalk-/sementstabilisering.**

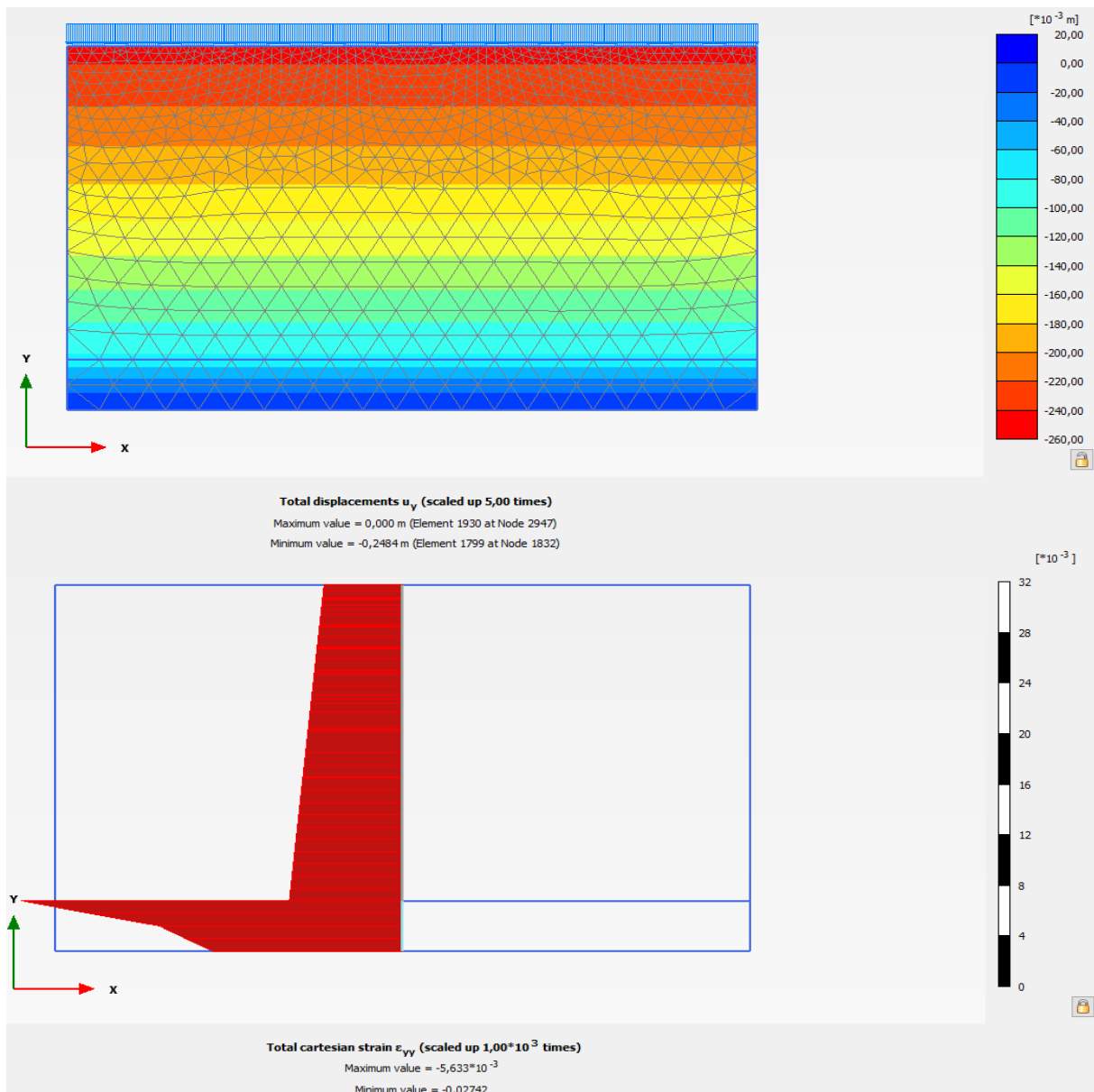
Snitt	Dybde [m]		Setningspotensial i vertikalretning [cm]		
	Til berg $z$	Stabilisert	Håndberegning	Plaxis 2D	Differanse
A	25	25	19,08	19,08	0,0
B	19	19	13,15	13,01	0,14
C	17	17	11,08	11,08	0,00
D	21	21	12,88	12,88	0,00
E	21	9	9,27	13,11	3,84
F	12	12	6,88	6,95	0,07
G	22	17	13,99	14,53	0,54
H	32	25	24,94	27,68	2,74
I	31	25	25,07	28,52	3,45
J	29	25	23,78	24,84	1,06

Av tabell 19 kan man se at setningspotensialet er varierende mellom 0 – 28,52 cm i vertikalretning, hvor beregningene i Plaxis gir de største verdiene. Årsaken til differansene er først og fremst knyttet til varierende dybde til berg, men også til hvor stort poreovertrykk som er opptredende gjennom jordlagene, samt lasten påført i topp og dens fordeling nedover i jorda.

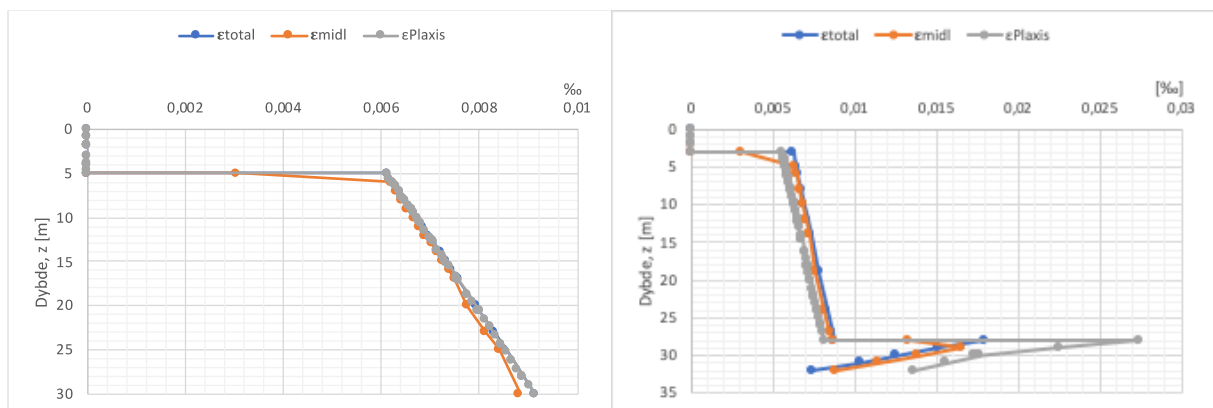
Figur 66 viser hvordan resultatene fra Plaxis kan se ut, her illustrert fra Snitt J. Her er Total displacements, altså setningspotensialet, vist ved hjelp av en fargeskala med tilhørende verdier. Som man ser vil toppen av terrenget sette seg med -0,2484 meter. Koordinatsystemet til Plaxis er vist i figuren. En alternativ måte å illustrere resultatene på er ved hjelp av et vertikalsnitt, slik det er vist for Total cartesian strain. Denne illustrerer tøyningfordelingen gjennom jordprofilen. Arealet under denne grafen tilsvarer den totale setningen. For bedre oppløsning og inspeksjon av øvrige resultater henvises det til Vedlegg 46 – 75.

Figur 67 viser tøyningene beregnet for hånd sammenlignet med tøyningene modellert i Plaxis, for henholdsvis Snitt A og J. Som en ser er det samsvar mellom tøyningene gjennom kalk-/sementblokka, og det er i underkant av blokka at differansene i setninger oppstår. Dette ser man fra setningsresultatene i tabell 20.

Det som er viktig å huske er at for disse beregningene er det tatt utgangspunkt i Statens vegvesens Håndbok V221, og deres anmodning om at kalk-/sementpeler oppnår en høyere permeabilitet enn omkringliggende jord. Spørsmålet er om denne antagelsen er riktig, og dermed om beregningene utført i dette kapitlet er gyldige. Dette skal sees nærmere på i kapittel 7.



**Figur 66: Grafisk fremstilling av resultater fra Plaxis 2D. Hentet fra Snitt J.**



**Figur 67: Sammenligning av tøyninger hentet fra håndberegninger og Plaxis. Snitt A til venstre, Snitt J til høyre.**



## 6.5 Sammenligning av kompresjon av stålkjernerpel og kalk-/sementblokk

I forbindelse med setningsberegningene ble det i løpet av oppgaven også aktuelt å sammenligne deformasjonen kalk-/sementblokken og stålkjernerpelene.

### 6.5.1 Beregningsgang

For kompresjon av KS-blokken er det valgt å anta ekvivalent elastisk materiale, noe som gir tøyninger i likhet med overkonsolidert materiale, etter ligning (2.14). Dette gjøres på grunn av at stivheten som oppnås etter ferdig installasjon tilsvarer et fast materiale. Det er antatt at man vil ha en konstant lineær tøyning gjennom hele materialet. For stålkjernerpelelen tar vi utgangspunkt i de generelle tøyningformlene som er gitt i delkapittel 2.2 og får følgende sammenheng:

Deformasjon gjennom en pel kan beregnes generelt ved å snu på ligning (2.10):

$$\delta = \varepsilon \cdot h \quad (6.7)$$

Dersom vi snur på ligning (2.9) får vi (6.8):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (6.8)$$

Spenning er generelt uttrykt som kraft per areal, (6.9):

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (6.9)$$

Om vi putter (6.9) inn i (6.8) kan tøyningen for pelen skrives:

$$\varepsilon = \frac{F}{EA} \quad (6.10)$$

Og den totale deformasjonen gjennom hele pelens lengde blir til slutt:

$$\delta = \frac{F}{EA} \cdot h \quad (6.11)$$

### 6.5.2 Dimensjoner, laster og stivheter

Det som gjenstår nå er å fastsette hvilke parametere som skal puttes inn i ligning (6.11). For å kunne sammenligne direkte er lengden på pelene fastsatt til 25 meter, og lasten som blir påført er hentet fra Bygg A1 presentert i tabell 18 i delkapittel 6.4. Antall peler under Bygg A1 er 72, som vist i tabell 20. Videre er det tatt høyde for at lasten er jevnt fordelt, slik at man enkelt kan beregne belastningen på kun én enkelt stålkjernerpel. For dette prosjektet er det benyttet stålkjernerpeler med ulike dimensjoner.

Den minste dimensjonen anvendt i dette prosjektet er 90 mm. Dette er dimensjonen benyttet i sammenligningen. Eventuelle større dimensjoner vil føre til mindre kompresjon på grunn av økt tverrsnittsareal, som en ser av ligning (6.11). Det blir også et spørsmål om man skal inkludere foringsrøret og betongen som fylles rundt stålkjernen i denne beregningen. Vi har i denne oppgaven ikke tatt hensyn til foringsrørets motstand mot kompresjon, men har gjort to beregninger for stålkjernen – både med og uten betong rundt kjernen.

Elastisitetsmodulen for stål er generelt lik  $E_s = 2,10 \cdot 10^8 \text{ kPa}$  (Standard Norge, 2005), mens elastisitetsmodulen for betong er avhengig av bestandighetsklasse, for denne oppgaven generalisert lik  $E_b = 3 \cdot 10^7 \text{ kPa}$  (Standard Norge, 2018).

**Tabell 20: Last per stålkernepel.**

Totalvekt av bygget	Antall peler	Vekt pr. pel
77 250 kN	72 stk.	1073 kN

Det er verdt å nevne at tverrsnittet av pelene er sirkulære. For en pel med dimensjon 90 mm vil dette angi pelens diameter.

### 6.5.3 Resultater

Beregninger for kun stålkernepel:

$$A_s = \pi r^2 = \pi \cdot (0,045 \text{ m})^2 = 6,362 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\delta_s = \frac{F}{E_s A_s} \cdot h = \frac{1073 \text{ kN}}{2,10 \cdot 10^8 \text{ kPa} \cdot 6,362 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2} \cdot 25 \text{ m} = 0,020079 \text{ m} \approx 2,0 \text{ cm}$$

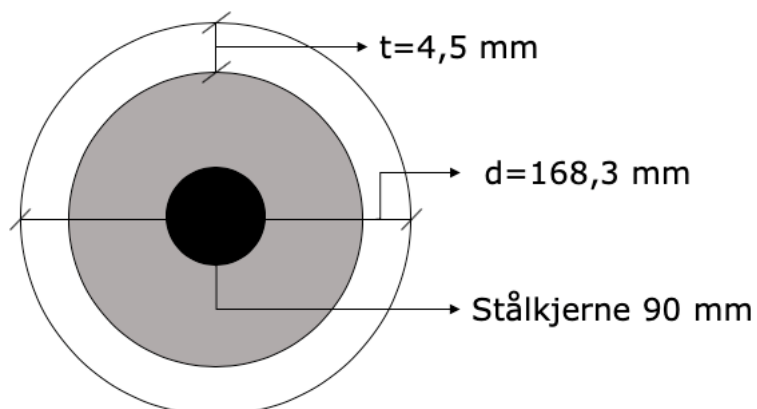
Beregninger for stålkernepel og betong:

For stålkernepel med diameter 90 mm benyttes det et foringsrør med diameter 168,3 mm og veggtykkelse 4,5 mm. Figur 68 viser en forenklet skisse av den ferdige installerte pelens tverrsnitt. Hvitt areal er foringsrørets tykkelse og er ikke medregnet her. Det totale arealet som deformeres er:

$$A_{tot} = \pi r^2 = \pi \cdot \left( \frac{0,1683 \text{ m}}{2} - 0,0045 \text{ m} \right)^2 = 0,01993 \text{ m}^2$$

Arealet som skal fylles med betong blir da:

$$A_b = A_{tot} - A_s = 0,01993 \text{ m}^2 - 6,362 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 0,01357 \text{ m}^2$$



**Figur 68: Prinsippskisse av foringsrør og stålkernepel. Ikke i målestokk.**

For å finne den totale tøyningen gjennom pelen må en samlet stivhet for stålet og betongen beregnes.

Aksialstivhet betong:

$$E_b \cdot A_b = 3 \cdot 10^7 \text{ kPa} \cdot 0,01357 \text{ m}^2 = 407100 \text{ kN}$$

Andel betong:

$$b_p = \frac{0,01357 \text{ m}^2}{0,01993 \text{ m}^2} = 0,68 = 68\%$$

Aksialstivhet stålkjerne:

$$E_s \cdot A_s = 2,10 \cdot 10^8 \text{ kPa} \cdot 6,362 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 1336020 \text{ kN}$$

Andel stålkjerne:

$$s_p = \frac{6,362 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2}{0,01993 \text{ m}^2} = 0,32 = 32\%$$

Samlet aksialstivhet for det nye materialet blir:

$$E_b A_b + E_s A_s = 407100 \text{ kN} + 1336020 \text{ kN} = 1743120 \text{ kN}$$

Til slutt blir total kompresjon av pelen:

$$\delta_{sb} = \frac{F}{E_{sb} A_{sb}} \cdot h = \frac{1073 \text{ kN}}{1743120 \text{ kN}} \cdot 25 \text{ m} = 0,0153898 \text{ m} \approx 1,54 \text{ cm}$$

Beregninger for kalk-/sementblokken:

$$\varepsilon_{KS} = \frac{\Delta\sigma'}{M} = \frac{123 \text{ kPa}}{20000 \text{ kPa}} = 6,15 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta_{KS} = \varepsilon_{KS} \cdot h = 6,15 \cdot 10^{-3} \cdot 25 \text{ m} = 0,15375 \text{ m} \approx 15,4 \text{ cm}$$

Resultatene er oppsummert i tabell 21. En kan se at man får 10 ganger så stor kompresjon av kalk-/sementblokken sammenlignet med stålkjernepelen.

**Tabell 21: Sammendrag av resultater fra kompresjonsberegningene.**

Situasjon	Vertikal/aksiell kompresjon [cm]	Forholdstall til «beste» situasjon
Kalk-/sementstabilisering	15,4	10
Stålkjernepel	2,0	1,3
Stålkjernepel omsluttet av betong	1,54	1

## 7 Litteraturstudie – Permeabilitetsegenskaper kalk- /sementstabilisering

Det er for dette kapitlet utført en litteraturstudie knyttet til permeabilitetsegenskaper for kalksementstabilisert jord.

Statens vegvesens Håndbok V221 og Svensk Djupstabilisering Rapport 17 er begge vel kjente veiledere for kalk-/sementstabilisering. Disse gir en generell anbefaling om en permeabilitet fra 200-600 ganger jordens permeabilitet for kalk-/sementblanding, og opptil 1000 ganger høyere permeabilitet for innblanding av ren kalk. Disse antagelsene har vært lagt til grunn for beregningene tidligere i oppgaven.

Under dette kapitlet har vi redegjort for følgende litteratur knyttet til kalk-/sementstabilisering:

- De ulike erfaringene de har beskrevet ved Svensk Djupstabilisering rapport 17.
- Professor Heinz Brandl laboratorieforsøk for måling av permeabilitet på stabilisert jord.
- Helen Åhnbergs generelle beskrivelse av endring i permeabilitet basert på en større mengde datainnsamling fra laboratorieforsøk.
- Resultater fra feltmålinger på stabilisert jord utført av SGI.

### 7.1 Svensk Djupstabilisering – Rapport 17

I den svenske veiledningen er det sammenfattet en rekke interessante erfaringer for kalk-/sementstabilisering av jord. Disse er forklart under.

Laboratorieforsøk har vist at en ren kalkinnblanding i leire gir en større permeabilitet rett etter innblanding enn for ren sement. Permeabiliteten er opptil fem ganger større enn den ustabiliserte jordens permeabilitet ved kalkinnblanding. For en ren sementinnblanding er permeabilitet tilnærmet uforandret. Med tiden vil permeabiliteten i den stabiliserte jorden reduseres på grunn av de kjemiske prosessene, inntil porevannet er bundet opp med bindemiddelet (Larsson, 2006).

Man antar at økningen i permeabilitet for en ren kalkinnblanding er knyttet til at jorden flokkulerer slik at den klumper seg sammen, og gir en økning i porestørrelse. Flokkuleringen fører til at kalken reagerer med jorden kun i liten grad i starten. Med tiden vil permeabiliteten reduseres på grunn av pågående kjemiske prosesser, og at tilgjengelig porevann blir bundet til kalken (Larsson, 2006).

Målt permeabilitet av stabilisert jord i felt viser verdier 1-100 ganger større enn permeabiliteten i jorden. Ofte viser målingene store forskjeller for samme område. Generelt gir en jevn og god innblanding, en mer fastere og homogen stabilisering, som igjen gir lavere permeabilitet. En viktig observasjon som er gjort for målinger av permeabilitet av stabilisert jord i felt er at permeabiliteten reduseres med dybden. Målinger har vist at permeabiliteten er 100 ganger større ved 3 meter dybde, 2 ganger

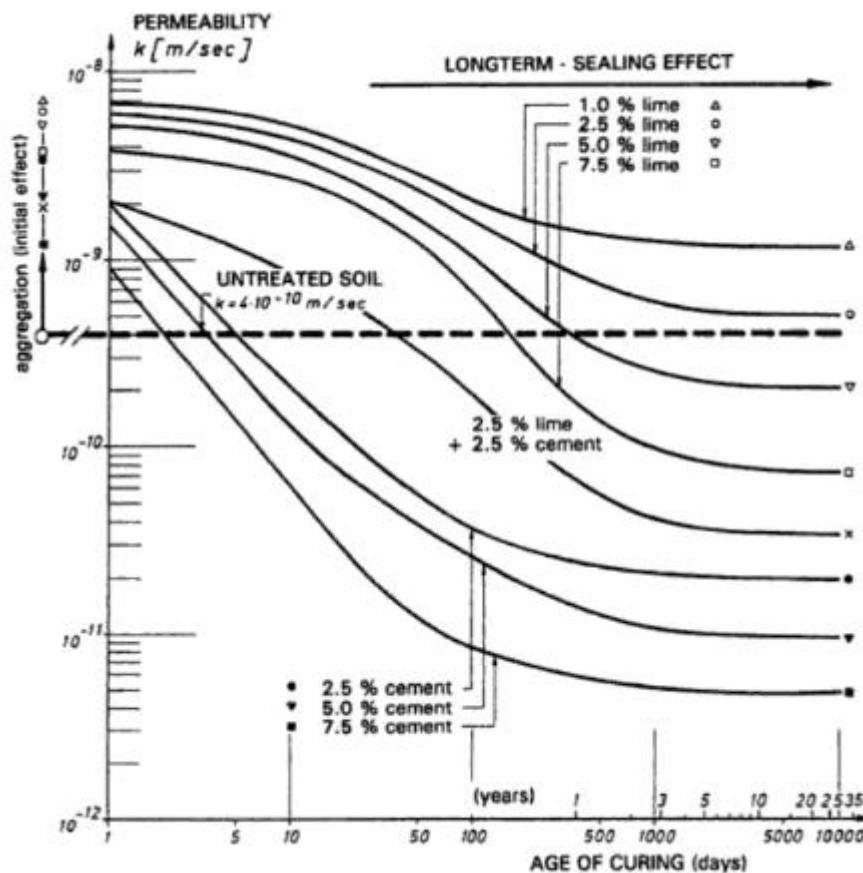
større ved 6 meter dybde, og for større dybder en permeabilitet lik den ustabiliserte jorden (Larsson, 2006).

Erfaringer fra Japan viser derimot at den våte metoden der ingen luft benyttes til å blåse inn stabiliseringsmiddelet gir lik, eller lavere permeabilitet etter stabilisering. For jord som er behandlet med en betydelig mengde bindemiddel som gir en stor hardhet og lav duktilitet, bør man være varsom med for store belastninger som kan medføre brudd i kornstrukturen og øker permeabiliteten (Larsson, 2006).

## 7.2 Long-term behaviour of soils stabilised with lime and with cement

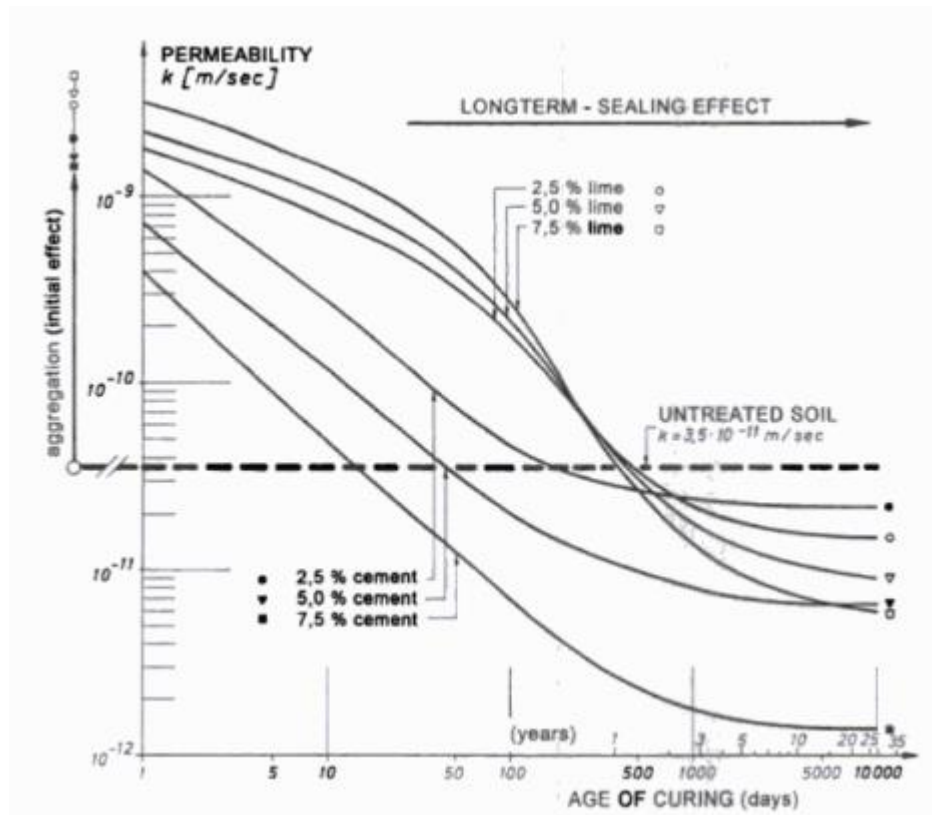
Professor Heinz Brandl sine laboratorieforsøk på stabilisert leire gir en god illustrasjon av de forskjellige permeabilitetseffektene til kalk, sement og kalk-/sementblanding. De to jordartene som er benyttet i forsøkene kan klassifiseres som leire med silt og leirig silt. Forsøkene ble utført med innblanding av ren kalk og sement, i tillegg til en kalk-/sementblanding (50:50) (Brandl, 1999).

Resultatene for leira med silt i figur 69 viser at permeabiliteten er lavest ved innblanding av ren sement, og at høyeste benyttede sementandel (7,5 %) gir lavest permeabilitet. Stabilisering med kalk gir en høyere permeabilitet som reduseres ved økende mengde innblandet kalk. Ved en kalk-/sementblanding (50:50) får man permeabilitet mellom en ren sement- og kalkstabilisering (Brandl, 1999).



**Figur 69: Permeabilitetseffekter ved innblanding av kalk, sement og kalk-/sementblanding for leire med silt. Hentet fra (Brandl, 1999).**

For den leirige silten i figur 70 er resultatene noe annerledes. Fortsatt gir høyest innblanding med ren sement (7,5 %) lavest permeabilitet. Langtidseffekten viser derimot at en kalkinnblanding på 7,5 % gir lavere permeabilitet enn en ren sementblanding på 5,0 %.



**Figur 70: Permeabilitetseffekter ved innblanding av kalk og sement for leirig silt. Hentet fra (Brandl, 1999).**

### 7.3 Measured permeabilities in stabilised Swedish soils

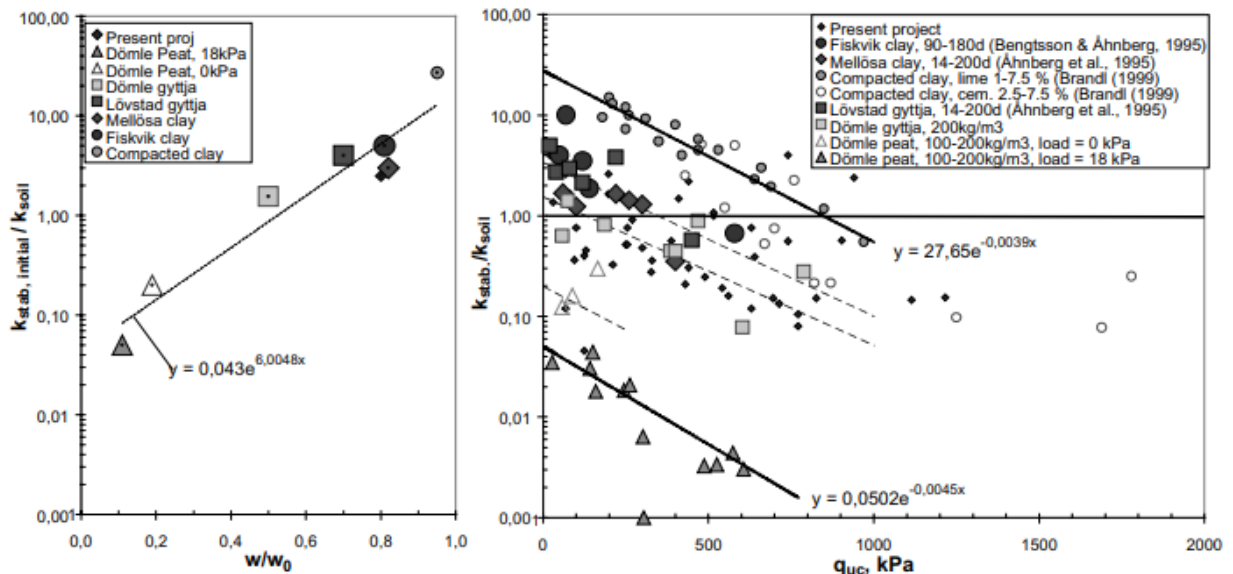
Helen Åhnberg har samlet resultater fra en rekke laboratorieforsøk med innblanding av kalk og sement. Hun har videre benyttet dette til å beskrive en generell endring i permeabilitet for kalk-/sementstabilisert jord.

Generelt kan endringen i permeabilitet for stabiliserte løsmasser ved laboratorieforsøk beskrives med en høyere eller lavere permeabilitet i startfasen, som vil over tid avta til en lavere verdi. Dette er i midlertidig en kompleks prosess som er avhengig av type stabiliseringsmiddel, herdetid, makrostrukturen og spenningstilstanden i den stabiliserte jorden (Åhnberg, 2006a).

Endring i permeabilitet i startfasen er knyttet til endringen i poretall. Endringen i poretall kan estimeres ved den stabiliserte jordens endring i vanninnhold før og etter stabilisering. Den avtagende verdien for permeabilitet med tiden kan beskrives med økningen i den stabiliserte jordens styrke. På denne måten kan den synkende permeabiliteten med tiden estimeres ut fra den økende trykkfastheten i den stabiliserte jorden (Åhnberg, 2006a).

I figur 71 ser man laboratorieresultater fra stabilisering av torv og leire med kalk og sement. Diagrammet til venstre viser sammenhengen mellom endring i vanninnhold og permeabilitet i startfasen, mens diagrammet til høyre viser utviklingen i permeabilitet

med økende trykkfasthet. Den øvre linjen i høyre diagram er verdier knyttet til leire, mens den nedre linjen er knyttet til verdier for torv. Verdier i midten er knyttet til materiale med høyt organisk innhold (Åhnberg, 2006a).



**Figur 71: Venstre: Endring i permeabilitet i startfasen. Høyre: Endring i permeabilitet med tiden relatert til trykkfasthet. Hentet fra (Åhnberg, 2006a).**

Endringen i permeabilitet kan grovt estimeres etter ligning (7.1) (Åhnberg, 2006a).

$$\frac{k_{stab}}{k_{soil}} \approx 0,043 \cdot e^{(6 \frac{w}{w_0} - 0,004 \cdot q_{uc})} \quad (7.1)$$

$k_{stab}$  – Permeabilitet for stabilisert jord.

$k_{soil}$  – Permeabilitet for ustabilisert jord.

$k_{stab,initial}$  – Permeabilitet for stabilisert jord rett etter stabilisering.

$w$  – Vanninnhold i stabilisert jord.

$w_0$  – Vanninnhold i ustabilisert jord.

$q_{uc}$  – Trykkfasthet i stabilisert jord fra enaksial trykkforsøk [kPa].

Vanninnholdet i stabilisert jord kan enten måles ved å utføre et laboratorieforsøk, eller beregnes etter mengde og type stabiliseringsmiddel ved ligning (7.2). Man forventer et lavere vanninnhold som følge av tilføring av tørt materiale, hydratisering og fordamping av vann. Reduksjonen i vanninnhold vil foregå minst i en måned etter stabilisering, men den største reduksjonen vil opptre den første uken for det stabiliserte materialet (Åhnberg, 2006b).

$$w_{stab} = \frac{\rho_{soil} \cdot \frac{w_N}{w_N + 1} - a \cdot x}{\rho_{soil} \cdot \frac{1}{w_N + 1} + (1 + a) \cdot x} \quad (7.2)$$

$w_{stab}$  – Vanninnhold i stabilisert jord.

$w_N$  – Vanninnhold i ustabilisert jord.

$\rho_s$  – Densitet av ustabilisert jord [ $t/m^3$ ].

$a$  – Mengde bundet vann av hydratiseringsprosesser for sement, slagg og kalk (0,2-0,3).

$x$  – Mengden stabiliseringsmiddel [ $t/m^3$ ].

Trykkfastheten for ulike bindingsmiddel kan variere mye. Årsakene til dette vil ikke videre bli beskrevet, men er et sammensatt problem av type jord, innblandingsnøyaktighet, jordens opptredende spenninger, jordens mineralsammensetning, mengde og type bindingsmiddel (Åhnberg, 2006b).

Det er viktig å bemerke at målte verdier for permeabilitet fra laboratorieforsøk kan være forskjellig fra verdier i felt, og bør derfor betraktes som en minimumsverdi. Generelt er målt permeabilitet for stabilisert jord i felt høyere enn ved laboratorieforsøk. Man antar at dette kommer av at innblandingen av stabiliseringsmiddel er mer ujevn i felt, i tillegg til at jorden har et naturlig sprekkesystem som vil bidra til drenering (Åhnberg, 2006a).

Jord som har et naturlig lavt vanninnhold vil virke negativt på hydratiseringen etter innblanding av bindemiddel, og kan føre til at økningen i trykkfasthet reduseres. Den nødvendige fuktigheten for å oppnå ønsket trykkfasthet kan tilføres ved å blant annet benytte våtstabilisering i stedet for tørrstabilisering (Åhnberg, 2006b). Optimalt vanninnhold i uberørt leire for å oppnå maksimal trykkfasthet ligger ved flytegrensen. Et opprinnelig vanninnhold i leiren over flytegrensen vil føre til en omfattende reduksjon i trykkfasthet (Kitazume, 2005).

Det er viktig å påpeke at selv om økning i styrke ved laboratorieforsøk ikke er lik som for stabilisert materiale i felt, så er også langtidsøkninger i styrke påvist i felt for både kalk-/sementpeler og rene sementpeler (Åhnberg, 2006b).

## 7.4 Cement och kalk för djupstabilisering av jord

Statens Geotekniska Institut (SGI) i Sverige utførte blant annet laboratorieforsøk for måling av trykkfasthet, og permeabilitetsmålinger av stabilisert jord i felt ved starten av 1990-tallet. Resultatene fra disse forsøkene er forklart under.

### Laboratorieforsøk for måling av trykkfasthet $q_{uc}$

Fra ligning (7.1) ser man at trykkfastheten i stabilisert materiale utgjør en viktig faktor for utviklingen av permeabiliteten over lengre tid. I SGI Rapport No 48 er det utført målinger av utviklingen i trykkfasthet for en rekke ulike jordarter ved laboratorieforsøk. Resultatene blir kort beskrevet her. Det er beskrevet resultatene fra en siltig leire ettersom dette er det opptredende materialet som er påvist ved grunnundersøkelsene for Nyhavna i Trondheim.

Materialparameterne for den siltige leiren benyttet ved laboratorieforsøkene er vist i tabell 22. Målingene for utvikling av trykkfasthet er gjort ved enaksialt trykkforsøk for bindemidlene kalk, sement og kalk-/sementblanding. Blandingsforhold for kalk-/sementblanding var 25% kalk og 75% sement. Det ble benyttet en bindemiddelmengde lik  $150 \text{ kg/m}^3$  for alle tre bindemidlene (Åhnberg, et al., 1995).

**Tabell 22: Materialelegenskaper før innblanding av bindemiddel for siltig leire. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995).**

Jordart	Densitet [g/cm <sup>3</sup> ]	Vanninnhold w [%]	Flytegrense w <sub>L</sub> [%]	Skjærfasthet S <sub>u</sub> [kPa]	Sensitivitet	Leirinnhold [%]
Siltig leire	1,95	31	30	30	65	29

Målingene av trykkfastheten for blant annet den siltige leiren ble gjort ved 1, 7, 14, 28,



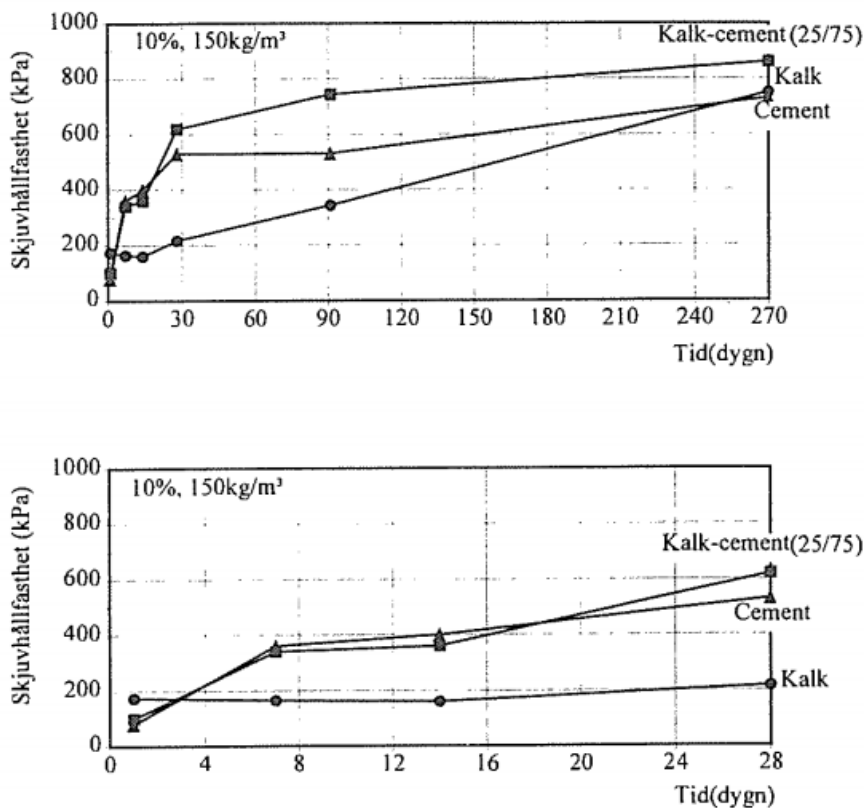
91 og 270 dager. Resultatene for trykkfasthetens utvikling med tiden fra laboratorieforsøkene er presentert i figur 72 og beskrevet nedenfor. Trykkfastheten  $q_{uc}$  er her gitt som skjærfastheten  $S_U$  ved sammenhengen  $q_{uc} = S_U \cdot 2$  (Åhnberg, et al., 1995).

Forsøkene viser at sement gir generelt høyest tidlig- og langtidsfasthet, spesielt for jordartene leirig silt, leire, organisk leire og kvikkleire. Kvikkleire viser derimot høyere langtidsfasthet for ren kalkinnblanding, og siltig leire viser høyere langtidsfasthet for blanding (25:75). Sement og kalk-/sementblanding gir en tilsvarende lik og lavere langtidsfasthet, enn ved innblanding av ren kalk i kvikkleire (Åhnberg, et al., 1995).

I forhold til andre jordarter i forsøket viser den siltige leiren rask tidligfasthet for de første døgnene etter innblanding av bindemiddel. Den første måneden viser sement og kalk-/sementblandingen en tilnærmet lik utvikling i trykkfasthet, mens kalk viser en lavere utvikling i trykkfasthet. Etter omtrentlig en måned er utviklingen i trykkfasthet for sement og kalk-/sementblandingen avtagende. For kalkinnblandingen ser man mer langsommere utvikling som er i større grad konstant med tiden enn ved sement og kalk-/sementblanding (Åhnberg, et al., 1995).

Jorden for den rene kalkinnblandingen ble lagret ved 20 °C for å ta hensyn til den høye temperaturen som oppstår i jorden det første døgnet. Denne temperaturen ble opprettholdt under hele perioden, og avviker på denne måten temperaturutviklingen for jorden i felt. På denne måten har utviklingen i trykkfasthet vært raskere i laboratorieforsøket, enn hva man normalt kan forvente ute i felt (Åhnberg, et al., 1995).

Største trykkfasthet ved 270 dager er målt for kalk-/sementblandingen lik  $q_{uc} = 850 \text{ kPa} \cdot 2 = 1700 \text{ kPa}$ . Sement og kalk viser en tilnærmet lik trykkfasthet lik 1400 kPa.



**Figur 72: Utvikling i skjærfasthet for stabilisert siltig leire ved enaksial trykkforsøk. Øvre: Langtidsutvikling. Nedre: Korttidsutvikling. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995).**

## Permeabilitetsmålinger av stabilisert jord i felt

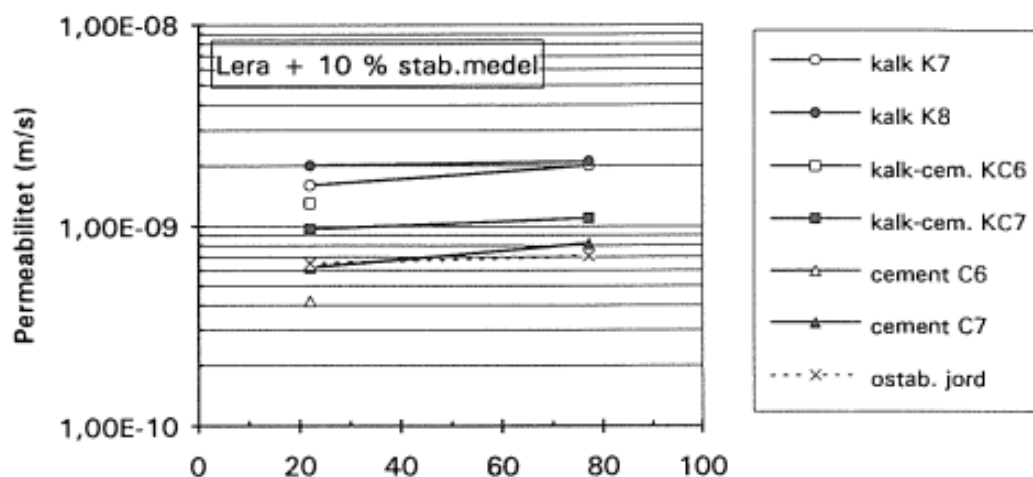
Permeabilitetsmålingene ble utført ved forsøksfeltene ved Lilla Mellösa og Lövstad i Sverige. Jorden ved Lilla Mellösa er klassifisert som leire, med kun et lavt innhold av organisk materiale (1,5-5%). Ved Lövstad består jorden av et leirig organisk materiale (Åhnberg, et al., 1995). Materialparameterne for ustabilisert materiale er presentert i tabell 23.

**Tabell 23: Materialparametere for permeabilitetsmålinger i felt utført av SGI. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995).**

Sted (Jordart)	Skjærfasthet $S_u$ [kPa]	Vanninnhold $w$ [%]	Flytegrense $w_L$ [%]
Lilla Mellösa (Leire)	15	78	70
Lövstad (Leirig organisk materiale)	7	155	135

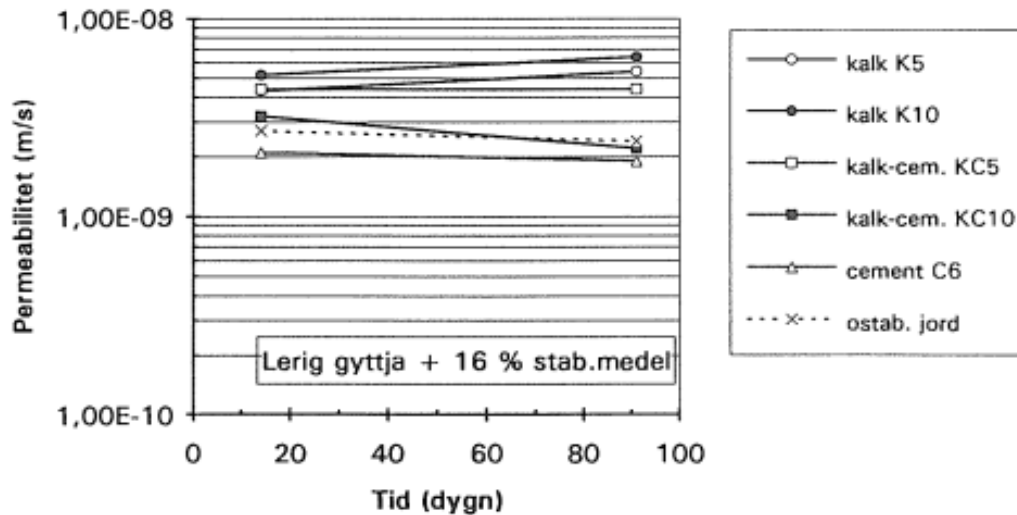
Stabiliseringen ved begge forsøksfeltene ble utført med ren kalk og sement, i tillegg til en kalk-/sementblanding med et blandingsforhold 25:75. Det ble benyttet en mengde stabiliseringsmiddel lik  $90\text{kg/m}^3$ . Dette tilsvarte 10 % av jordens tørrvekt for leiren, og 16 % for leirige organiske materialet. Permeabilitetsmålingene ble utført ved 2 uker og ved 3 måneder etter installasjon. Målingene utføres som falling head forsøk, det vil si en momentan økning i trykk ved målerspissen hvor nedgangen i tid blir registrert (Åhnberg, et al., 1995).

For leiren ved Lilla Mellösa i figur 73 ser man at en ren sementinnblanding gir minst permeabilitet, som er tilnærmet lik jordens ustabiliserte permeabilitet. En ren kalkinnblanding gir den høyeste permeabiliteten, mens en kalk-/sement (25:75) gir en permeabilitet som ligger mellom ren sement- og kalkinnblanding (Åhnberg, et al., 1995).



**Figur 73: Målt permeabilitet for peler ved 8,8-9,2 meter dybde med tiden (dager), ved Lilla Mellösa. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995).**

Den leirige organiske jorden ved Lövstad i figur 74 gir tilnærmet like resultater som for leiren ved Lilla Mellösa. Minste målte permeabilitet etter innblanding er også her for ren sementinnblanding, mens største målte permeabilitet er for innblanding av ren kalk. Kalk-/sementblandingen (25:75) gir en permeabilitet mellom ren kalk- og sementinnblanding (Åhnberg, et al., 1995).



**Figur 74: Målt permeabilitet for peler ved 1,6-2,0 meter dybde med tiden (dager), ved Lövstad. Hentet fra (Åhnberg, et al., 1995).**

Resultatene fra feltforsøkene viser at man måler en permeabilitet som er 1-4 ganger høyere, enn for målinger utført ved laboratoriet for samme jordmateriale. Det er kalk-/sementblandingen som avviker i størst grad (Åhnberg, et al., 1995).

Permeabilitetsmålingene ved Lilla Mellösa ser ut til å stige svakt, mens permeabiliteten for sementinnblandingen ved Lövstad synker svakt. Det er viktig å bemerke de ulike type jordartene og tidsaspektet ved sammenligning av resultatene fra feltmålingene, og de tidligere nevnte laboratorieforsøkene ved *Long-term behaviour of soils stabilised with lime and with cement* utført av Professor Heinz Brandl. For feltmålingene er det målinger opp til kun 90 dager, mens de tidligere nevnte laboratorieforsøkene opp til 270 dager. Dette kan medføre at den generelle reduksjonen i permeabilitet Åhnberg har beskrevet for stabilisert jord, ikke har funnet sted enda for det stabiliserte materialet ved feltmålingene.

## 8 Dreneringseffekt ved kalk-/sementstabilisering

Etter ønske fra Multiconsult er det analysert dreneringseffektene ved en kalk-/sementstabilisert blokk. Videre i oppgaven er det benyttet betegnelsen «KS-blokk».

I analysen er det tatt utgangspunkt i en sirkulær blokk med radius 10 meter. En sirkulær geometri er i denne sammenheng valgt for å enklest kunne tilpasse benyttet teori. Det bør bemerkes at det ikke er arealet i toppen av den sirkulære blokken som er av betydning ved vurdering av dreneringseffektene, men overflaten rundt KS-blokken som er i kontakt med det drenerende laget.

For å vurdere dreneringseffekt ved kalk-/sementstabilisering er det utført følgende analyser:

- Numerisk analyse med konstant permeabilitet for KS-blokk.
- FEM-analyse med en tidsavhengig permeabilitet for en ren sement-blokk.

### 8.1 Numerisk analyse

Thiems ligning (1906) for lukkede akviferer er benyttet for å kunne estimere influensområdet som følge av dreneringseffekten til en KS-blokk. Ligningen er egentlig beregnet for beregning av hydrauliske parametere ved en konstant mengde utpumpet vann. I dette tilfellet er det poreovertrykket som vil drive vannet ut gjennom brønnen, som er KS-blokken. I virkeligheten vil denne mengden vann ut variere over tid, og trolig vil den være størst i starten, for så å avta. I beregningene er det antatt en konstant vannmengde ut av KS-blokken.

Statens vegvesens Håndbok V221 viser til at permeabiliteten for kalk-/sementstabilisert materiale skal beregnes lik 200-600 ganger jordens permeabilitet (Statens vegvesen, 2014b). For denne analysen er det benyttet en permeabilitet for KS-blokken lik 400 ganger jordens permeabilitet. Det er tatt utgangspunkt i grunnforholdene ved BP22 hvor man har en siltig leire. Permeabilitetene som er benyttet for den siltige leiren og KS-blokken er presentert i tabell 24.

**Tabell 24: Benyttet permeabilitet for siltig leire og KS-blokk for numerisk analyse.**

	Siltig leire	KS-blokk (x400)
k [m/dag]	1,35E-4	0,054

Potensialnivået ved bergoverflaten ved poretrykksmåler PZ-B er målt til å være 27,5 meter. En hydrostatisk fordeling fra grunnvannstand og ned til bergoverflaten tilsvarer et potensialnivå ved bergoverflaten lik 23 meter.

Ligning (8.1) er hentet fra utledet teori i teorikapittel, og man har for denne analysen valgt å beregne potensialnivået  $h_2$  som en funksjon av den radielle avstand fra senter KS-blokk. Det er antatt at potensialet ved randen av KS-blokken,  $h_1$ , vil dreneres ned til et hydraulisk potensial lik 23 meter. Dette vil tilsvare en hydrostatisk trykkfordeling fra bergoverflaten og opp til grunnvannstanden 1,5 meter under terreng. Videre er det tenkt

at for en avstand  $r_2$  fra KS-blokken vil det være tilstrekkelig med vann for at oppnå initialt potensialnivå  $h_2$  lik 27,5 meter.

$$h_2(r_2) = h_1 - \frac{Q}{2\pi \cdot T} \cdot \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \quad (8.1)$$

$h_1$  – 23 meter (potensialnivået ved ytterkant KS-blokk)

$h_2$  – 27,5 meter (potensialnivået i avstand  $r_2$  fra KS-blokken).

$r_1$  – 10 meter (radius KS-blokk).

$r_2$  – Ytre radielle avstand fra KS-blokken [meter].

$Q$  – Mengde vann ut KS-blokken [ $m^3$ /dag].

$T$  – Transmissivitet [ $m^2$ /dag].

Benyttet permeabilitet i det drenerende laget er presentert i tabell 25. Alle med mektighet lik 2 meter. Det er justert noe på verdiene for morenenes permeabilitet innenfor desimalstørrelse, for å kunne illustrere et mulig influensområde med en begrenset utstrekning. Thiems ligning gir store forskjeller selv for kun små endringer i inputparametere.

**Tabell 25: Benyttet permeabilitet for ulike morenetyper, hentet fra (Brattli, 2009). Mengden vann  $Q$  er beregnet i Plaxis.**

	Sandig morene	Sandig, siltig morene	Sandig, siltig morene	Siltig morene
$k_{\text{morene}}$ [m/dag]	6,05E-2	4,32E-2	2,59E-2	8,64E-3
$Q$ [ $m^3$ /dag]	0,72	0,60	0,44	0,21

Mengden vann  $Q$  ut av KS-blokken er beregnet i Plaxis for de ulike morenetypene. Disse er også presentert i tabell 25. Det er tatt utgangspunkt i en siltig leire for hele leirlaget. Den siltige leiren har dreneringsegenskaper som gjør at man kan estimere hvor mye vann som går gjennom modellen når man har et gitt potensial ved bergoverflaten lik 27,5 meter. Dette avviker fra virkeligheten, og er kun en strategi for analysen. I virkeligheten står grunnvannstanden her 1,5 – 2 meter under terreng, og ikke ved terrengoverflaten som en gjennomstrømning vil gi. Deretter er det analysert en modell med en KS-blokk, hvor man estimerer mengden vann  $Q$  gjennom kun selve KS-blokken ved en stasjonær strømningsanalyse som vist i figur 75. Etersom beregning er gjort i aksesympetri må mengden vann  $Q$  multipliseres med  $2\pi$  radianer.



**Figur 75: Mengde vann gjennom KS-blokk ved en sandig morene,  $Q = 0,1146$   $m^3$ /dag/rad.**

Mengden vann  $Q$  gjennom KS-blokken som vist i figur 75 er beregnet i Plaxis for alle de ulike morenetyper. På denne måten er den økte mengden vann ut gjennom KS-blokka for morenetyper med høyere permeabilitet ivaretatt ved beregningene utført med Thiems ligning.

## 8.2 FEM-analyse

I elementprogrammet Plaxis er det utført en strømningsanalyse med en utvikling i permeabilitet til den stabiliserte jorda på grunnlag av økt trykkfasthet med tiden. Dette er videre beskrevet nedenfor.

### 8.2.1 Innledende beskrivelse fra feltundersøkelser

Det er også her tatt utgangspunkt i poretrykksfordelingen ved PZ-B som viser et overtrykk lik 3 meter over terreng ved bergoverflaten. Dette tilsvarer et hydraulisk potensial lik 27,5 meter. Grunnvannstanden er målt i felt til å være 1,5 – 2 meter under terreng. Løsmasselaget består av fyllmasse over leire over fjell, og har en total tykkelse opptil 24,5 meter. Prøveserier fra ca. 7 meter dybde viser at leirlaget består av en siltig leire, og det er antatt morene i overtrykkslaget ved bergoverflaten etter tolkning av totalsonderinger.

### 8.2.2 Modellens oppbygning

For å inkludere 3D-effekter i strømningsanalysen er det benyttet en aksesymmetrisk modell, og kalkulasjonstype «Flow only» da det ikke vil bli analysert deformasjoner i denne modelleringen.

#### **Løsmasselagets oppbygging**

Løsmasselaget i modellen er bygget opp av en meter fyllmasse, 21,5 meter siltig leire og to meter morene over fjell. Modellens totale høyde er lik 24,5 meter, og lengde lik 300 meter. Den drenerende morenen er analysert med en permeabilitet lik  $8,64E-3$  m/dag, som tilsvarer en siltig morene (Brattli, 2009). Dette tilsvarer nesten en faktor på 100 ganger større enn den siltige leiren med permeabilitet lik  $1,35E-4$  m/dag.

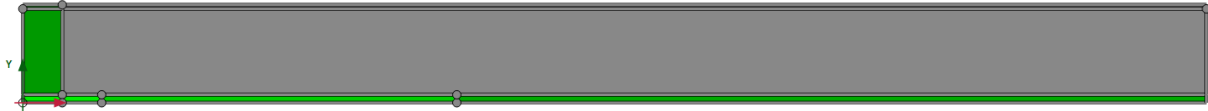
Ved å benytte en siltig leire for hele leirlaget i Plaxis vil dette føre til at vann strømmer gjennom leira, og innstiller seg ved terrengoverflaten allerede ved startfasen. Dette sammenfaller ikke med situasjonen i virkeligheten der vannstanden er oppgitt til å stå 1,5 – 2 meter under terrengoverflaten. Dette er et viktig moment som er en del av den valgte strategien for å analysere dreneringseffekten til den stabiliserte jorden. Strategien er forklart i neste avsnitt.

#### **Strategi**

Slik situasjonen er i dag vet man at det er et poreovertrykkslag ved bergoverflaten, uten å kunne si noe om hvor dette vannet kommer fra. Potensielle kilder kan være berggrunnen, eller kontakt med høyereliggende drenerende lag, som beskrevet i kapittel 4.7. For modelleringen i Plaxis tenker man at dette poreovertrykket står i likevekt med mengden vann som dreneres inn ved bergoverflaten og ut gjennom leirlaget. Dette betyr at mengden vann som dreneres gjennom den siltige leiren før jorden blir stabilisert, er den mengden vann som kommer inn i området. Eller sagt på en annen måte, den mengde vann inn som må til for å skape ønsket poreovertrykk, gitt at noe vil dreneres gjennom den siltige leiren.

## Mesh

For generering av rutenett er det valgt et «Very fine» mesh. I tillegg er det benyttet en «Coarseness factor» lik 0,5 for KS-blokken i venstre side, og en økende faktor ved overtrykkslaget i bunnen fra 0,075 til 0,3. For den resterende modellen (grå) er det benyttet en faktor lik 1,0 som vist i figur 76. Reduksjonen i «Coarseness factor» er for å øke nøyaktigheten ved modelleringen, spesielt i tilfeller hvor områdene av interesse er små sammenlignet med resten av modellen.



**Figur 76: Benyttet mesh. KS-blokk (venstre): 0,5. Overtrykkslag: 0,075-0,3. Resterende (grå): 1,0.**

## Hydrauliske grensebetingelser

Valgte hydrauliske grensebetingelser er beskrevet i tabell 26. Startfasen beregner poretrykk ut fra «Phreatic line», denne fasen benyttes kun for å opprette og verifisere korrekte initiale poretrykksverdier. Videre i strømningsanalysen er det beregnet poretrykk fra den hydrauliske grensebetingelsen «Inflow».

**Tabell 26: Benyttede grensebetingelser ved strømningsanalyse i Plaxis.**

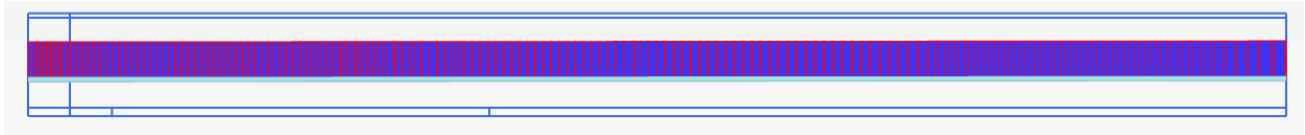
Grense	Grensebetingelse
Innvendige	Seepage
Ytre høyre, venstre	Closed
Ytre øvre	Seepage
Ytre bunn	Inflow

Mengden vann inn i modellen, «Inflow», er som tidligere beskrevet estimert ut fra den mengden vann som går gjennom modellen ved initialfasen, før det stabiliserte materialet i KS-blokken er aktivert. Utklipp fra av deler av modellen med grensebetingelser for initialfasen er vist i figur 77. Modellens utstrekning gjør det vanskelig å vise hele modellen med grensebetingelser i en tydelig oppløsning.



**Figur 77: Head = 27,5 meter ved nedre grense for ønsket poretrykk ved initialfase.**

Total mengde vann gjennom modellen for å oppnå et hydraulisk potensial ved bergoverflaten lik 27,5 meter for 2 meter siltig morene er  $Q = 0,8097 \text{ m}^3/\text{dag}/\text{rad}$ . Mengde vann er beregnet av Plaxis som vist i figur 78.



**Figur 78: Total mengde vann (Q = 0,8097 m<sup>3</sup>/dag/rad) gjennom modellen fra Plaxis. Head = 27,5 meter for høyre ytre grense ved morenelaget.**

Den relative mengden q er beregnet etter ligning (8.2),

$$q = \frac{Q \cdot 2\pi}{A} \quad (8.2)$$

og gir en «Inflow»  $q = \frac{0,8089 \text{ m}^3/\text{day}/\text{rad} \cdot 2\pi \text{ rad}}{\pi \cdot 300^2 \text{ m}^2} = 1,7975 \cdot 10^{-5} \text{ m/day}$ .

### 8.2.3 Permeabilitet KS-blokk

Det er tatt utgangspunkt i en tidsavhengig utvikling for permeabiliteten til den stabiliserte jorden. Bakgrunnen for dette er beskrevet ved litteratursøket i kapittel 7, og blir gjengitt i korte trekk nedenfor for leserens skyld

Som beskrevet ved artikkelen *Measured permeabilities in stabilised Swedish Soils* så vil stabilisert jord ved laboratorieforsøk få økning i permeabilitet rett etter stabilisering, som over tid vil gå mot en lavere verdi. Permeabilitetsendringen i starten er knyttet til endring i jordens vanninnhold, mens permeabilitetsendringene med tiden er knyttet til den stabiliserte jordens utvikling i trykkfasthet  $q_{uc}$  (Åhnberg, 2006a).

Permeabilitetsendringene rett etter innblanding av bindemiddel kan enten være høyre eller lavere, og vil med tiden gå mot en lavere verdi (Åhnberg, 2006a). *Svensk Djupstabilisering – Rapport 17* beskriver at laboratorieforsøk av en ren kalkinnblanding gir en økning i permeabilitet rett etter innblanding, mens sement gir uendret eller mindre permeabilitet for den stabiliserte jorden (Larsson, 2006).

Jordens stabiliserte permeabilitet  $k_{stab}$  beregnes etter ligning (8.3) (Åhnberg, 2006a):

$$k_{stab} \approx 0.043 \cdot e^{(6 \cdot \frac{w}{w_0} - 0.004 \cdot q_{uc})} \cdot k_{soil} \quad (8.3)$$

$k_{stab}$  – Permeabilitet for stabilisert jord.

$k_{soil}$  – Permeabilitet for ustabilisert jord.

$k_{stab,initial}$  – Permeabilitet for stabilisert jord rett etter stabilisering.

w – Vanninnhold i stabilisert jord.

$w_0$  – Vanninnhold i ustabilisert jord.

$q_{uc}$  – Trykkfasthet i stabilisert jord [kPa].

Vanninnholdet  $w_{stab}$  i stabilisert jord beregnes etter ligning (8.4) (Åhnberg, 2006b):

$$w_{stab} = \frac{\rho_{soil} \cdot \frac{w_N}{w_N + 1} - a \cdot x}{\rho_{soil} \cdot \frac{1}{w_N + 1} + (1 + a) \cdot x} \quad (8.4)$$

$w_{stab}$  – Vanninnhold i stabilisert jord.

$w_N$  – Vanninnhold i ustabilisert jord.

$\rho_s$  – Densitet av ustabilisert jord [t/m<sup>3</sup>].

a – Mengde bundet vann av hydratiseringsprosesser for sement, slagg og kalk (0,2-0,3).

x – Mengden stabiliseringsmiddel [t/m<sup>3</sup>].



Benyttede parametere for den siltige leiren er hentet fra Multiconsults datarapport (Multiconsult Norge AS, 2019a), og er presentert i tabell 27.

**Tabell 27: Materialparametere for siltig leire fra BP22 ved PZ-B. Hentet fra (Multiconsult Norge AS, 2019a).**

Jordart	$k_{soil}$ [m/dag]	$P_{soil}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$w_N, w_0$ [%]
Siltig leire	1,35E-4	1,97	31,8

Utvikling i trykkfastheten  $q_{uc}$  med tiden er hentet fra enaksialforsøket på den siltige leiren innblandet med ren sement. Dette er beskrevet i rapporten *Cement och kalk for djupstabilisering av jord*, og verdier er hentet fra figur 72. Mengden sement for dette laboratorieforsøket var 150 kg/m<sup>3</sup> (Åhnberg, et al., 1995). Andel mengde vann bundet av hydratisering (a) er valgt til 0,25 som en midlere verdi.

Tolket trykkfasthet  $q_{uc}$  fra figur 72 med tiden er presentert i tabell 28 sammen med jordens stabiliserte permeabilitet  $k_{stab}$ , som er beregnet ut fra ligning (8.3) med hensyn til endring i vanninnhold og utvikling i fasthet. De estimerte permeabilitetene  $k_{stab}$  for KS-blokken er videre benyttet ved strømningsanalysen i Plaxis.

**Tabell 28: Beregnet stabilisert permeabilitet  $k_{stab}$  med  $k_{soil} = 1,35E-4$  m/dag.**

Tidsintervall [dager]	$q_{uc} = 2 \cdot S_U$ [kPa] etter figur 72	$k_{stab}$ [m/dag]
0-4	350	1,94E-4
4-7	600	7,14E-5
7-14	720	4,42E-5
14-20	840	2,73E-5
20-28	1000	1,44E-5
28-90	1040	1,23E-5
90-150	1100	9,66E-6
150-210	1220	5,98E-6
210-270	1360	3,41E-6
270-∞	1400	2,91E-6

#### 8.2.4 Oppsett av faser

De modellerte fasene er presentert i figur 79. Initial fase er benyttet til å verifisere korrekt poretrykkfordeling ved bruk av vannstandsangiveren «Phreatic line». Det ble angitt vannstandsnivå for overtrykks- og fyllmasselaget. For leirlaget mellom overtrykks- og fyllmasselaget ble det benyttet interpolasjon ved funksjonen «Interpolate».

Fase 1 (Phase\_1) er benyttet til å beregne mengden vann gjennom modellen med et potensialnivå langs bunnen i overtrykkslaget lik 27,5 meter. Fase 2 (Phase\_2) er benyttet for å verifisere riktig poretrykkverdi med en gitt «Inflow» beregnet ved fase 1.

Fase 3 til 12 (Phase\_3 – Phase\_12) referer til utviklingen i KS-blokkens permeabilitet, som vist i tabell 28. Det ble valgt å utføre en stasjonær strømningsanalyse, som betyr at resultatene viser til den endelige verdien for poretrykk og strømningshastighet ved de modellerte tidsintervallene.

ID	Calculation t...	Loading type...	Pore pressur ... Time interval	Estimated en...
Initial phase [InitialPhase]	Flow only	Staged construction	0,000 day	0,000 day
Phase_1	Flow only	Staged construction	0,8500 day	0,8500 day
Phase_2	Flow only	Staged construction	10,00 day	10,00 day
<b>Phase_3 0-4d [Phase_3]</b>	<b>Flow only</b>	<b>Staged construction</b>	<b>10,00E3 day</b>	<b>10,00E3 day</b>
Phase_4 4-7d [Phase_4]	Flow only	Staged construction	3,000 day	10,00E3 day
Phase_5 7-14d [Phase_5]	Flow only	Staged construction	7,000 day	10,01E3 day
Phase_6 14-20d [Phase_6]	Flow only	Staged construction	6,000 day	10,02E3 day
Phase_7 20-28d [Phase_7]	Flow only	Staged construction	8,000 day	10,02E3 day
Phase_8 28-90d [Phase_8]	Flow only	Staged construction	62,00 day	10,09E3 day
Phase_9 90-150d [Phase_9]	Flow only	Staged construction	60,00 day	10,15E3 day
Phase_10 150-210d [Phase_10]	Flow only	Staged construction	60,00 day	10,21E3 day
Phase_11 210-270d [Phase_11]	Flow only	Staged construction	60,00 day	10,27E3 day
Phase_12 270-u [Phase_12]	Flow only	Staged construction	30,00E3 day	40,27E3 day

**Figur 79: Modellerte faser i Plaxis.**

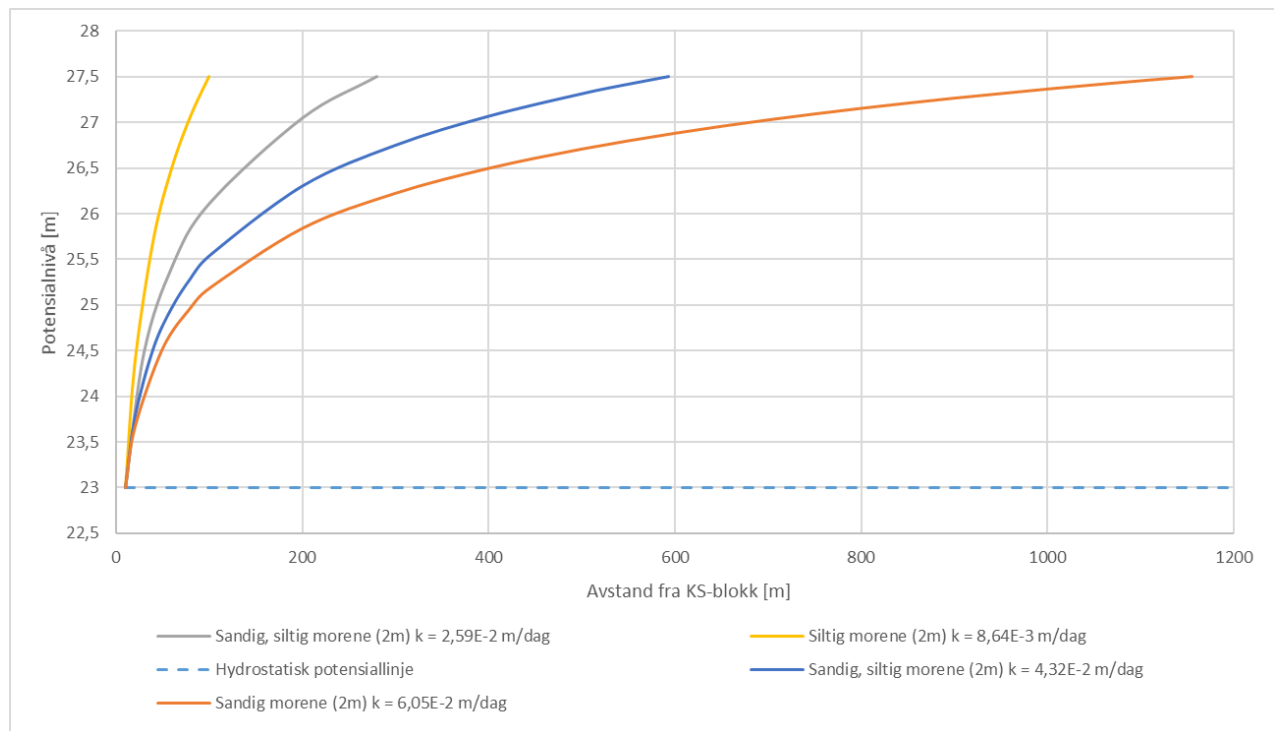
## 8.3 Resultater

Dette kapitelet beskriver resultatene fra den numeriske analysen med konstant permeabilitet i KS-blokka, og resultatene fra FEM-analysen med en tidsavhengig permeabilitet i KS-blokka.

### 8.3.1 Numerisk analyse

Influensområdet for de ulike morenetyperne i overtrykkslaget er presentert i figur 80. Man ser avstanden for å oppnå stasjonær strømning øker med permeabiliteten til det drenerende laget. For den siltige morenen vil den lave dreneringsegenskapen føre det at man raskt oppnår en stasjonær strømningstilstand, sett i forhold til den sandige morenen. Den siltige morenen har et influensområde lik 100 meter.

Ved den sandige morenen vil den økte permeabiliteten føre til et langt større influensområde, lik 1151 meter. For de to andre morenene med minkende innhold av sand, og økende innhold av silt, er det estimert et influensområde lik 593 meter og 280 meter. Hydrostatisk potensiallinje fra en grunnvannstand 1,5 meter under terreng er tegnet ved stiplet lyseblå linje.

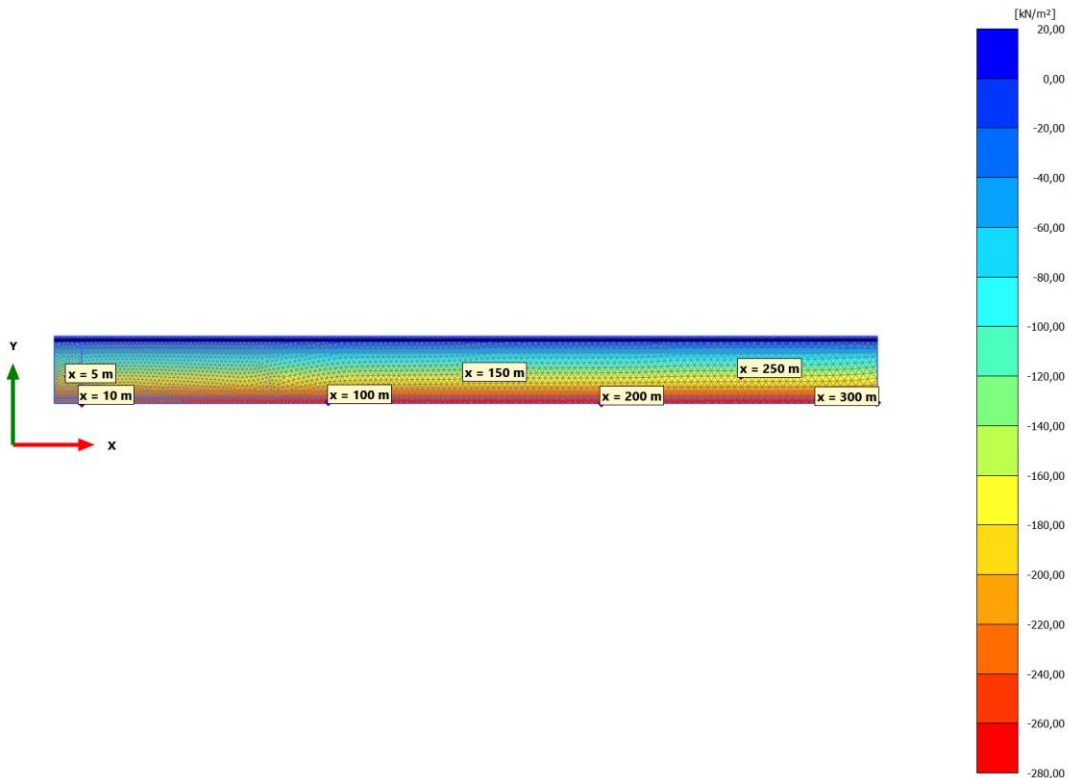


**Figur 80: Influensområde beregnet ved numerisk analyse.**

Resultatene viser i figur 80 en brå avslutning mot det initiale potensialnivået lik 27,5 meter, hvor man hadde forventet en mer jevn overgang over til et konstant potensialnivå. Dette kommer av den matematiske forklaringen at LN-funksjonen ikke går mot en endelig asymptotisk verdi, men fortsetter mot en uendelig verdi.

### 8.3.2 FEM-analyse

For strømningsanalysen med en tidsavhengig utvikling i KS-blokkens permeabilitet ble det valgt «Stress points» ved  $x = 10, 100, 200$  og  $300$  meter som vist i figur 81 til å analysere utviklingen i poretrykket  $p_{\text{water}}$ . Utviklingen i strømningshastighet er analysert i punktene  $x = 5, 150$  og  $250$  meter for  $y = 10$  meter. Den stabiliserte blokkens senter er i  $x = 0$ , og blokkens ytterkant lik  $x = 10$  meter. De nevnte  $x$ - og  $y$ -verdier er relatert til koordinatsystemet i Plaxis.



**Figur 81: Valgte "Stress points" for analysering av poretrykksutvikling og strømningshastighet. Initialt poretrykk ved bunnen lik  $-275$  kPa.**

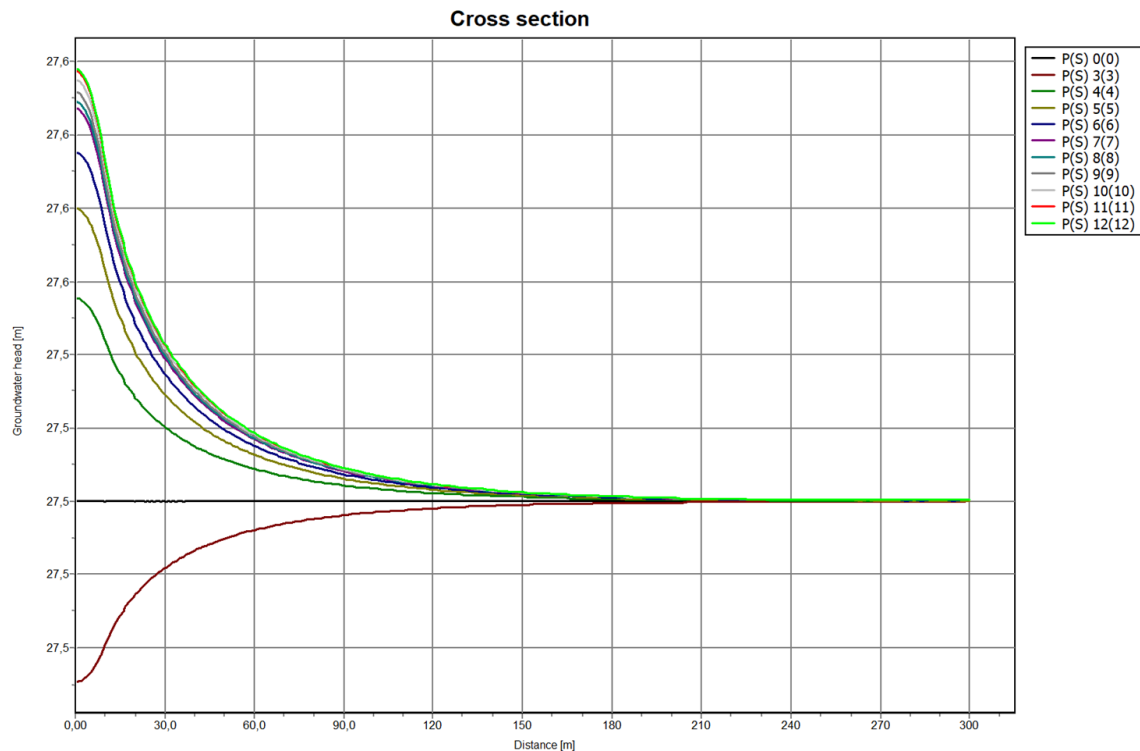
I figur 82 ser man utviklingen i hydraulisk potensialnivå i avstand fra KS-blokken for de ulike fasene for en 2 meter siltig morene.  $P(S)0$  er initialt poretrykk beregnet fra vannstands nivå «Phreatic line». Det er viktig å bemerke at strømningstrakten for de ulike fasene ikke tilsvarer vannoverflaten inn mot KS-blokken, men det potensielle energinivået til vannet.

For de fire første dagene etter stabilisering ved fasen  $P(S)3$  med permeabilitet i KS-blokken lik  $1,94E-5$  m/dag, oppnår man en strømningstrakt inn mot KS-blokken. Strømningstrakten for de fire første dagene tilsvarer et influensområde opp til 180 meter i radiell avstand fra senter KS-blokk.

Etter fire dager har fasthetsutviklingen i KS-blokken medført en permeabilitet lik  $7,14E-5$  m/dag, som er noe lavere enn den siltige leiren permeabilitet. Når permeabiliteten i KS-blokken blir lavere enn den stilige leiren fra fase  $P(S)4$  får man enn omvendt

strømningstrakt fra KS-blokken. Det vil si at vannet strømmer størst grad gjennom den siltige leira, og allerede fra og med fire dager får man en poretrykksoppbygning i det drenerende laget.

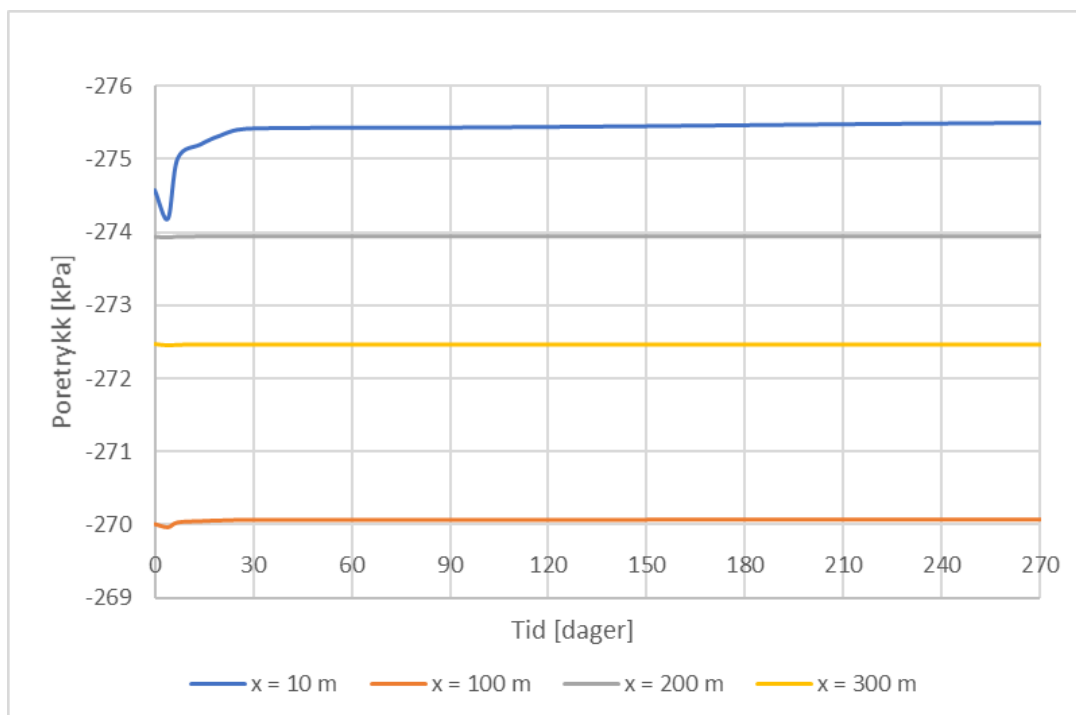
Man ser også at det hydrauliske potensialet etter 270 dager, P(S)12, innstiller seg noe høyere enn initialverdien. Dette kommer fra av at når permeabiliteten øker i KS-blokka vil dette føre til at vannets strømningshastighet ved KS-blokka øker, og man får et bidrag av kinetisk energi som fører til økt poretrykk.



**Figur 82: Utvikling i potensialnivå langs x-aksen for de ulike fasene ved siltig morene (2m). Se Vedlegg 76 for full oppløsning.**

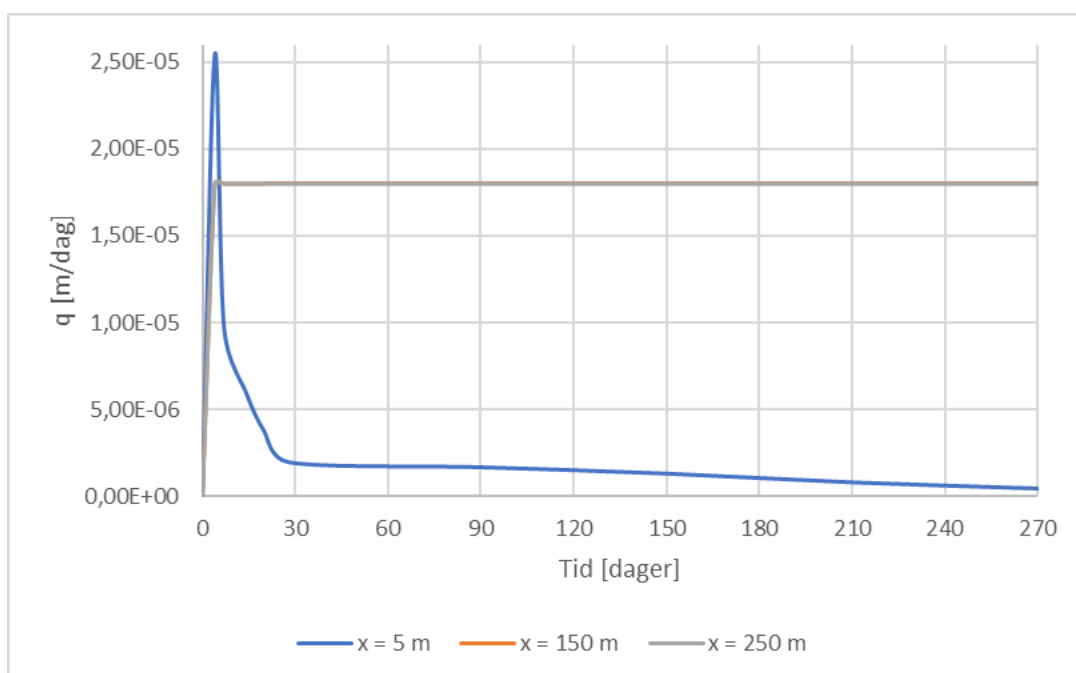
En viktig bemerkning er at initial poretrykk skal være -275 kPa ved bunnen i morenelaget som vist i figur 81. Man ser fra figur 83 at de initiale poretrykksverdiene er lavere og ulike for de forskjellige x-verdiene. Dette kommer fra av at valgte «Stress points» har kun tilnærmet lik y-verdi for de ulike x-verdiene, der kun små avvik i y-verdi utgjør store forskjeller i poretrykk.

For den siltige morenen med 2 meter mektighet vist i figur 83 ser man at poretrykket har størst reduksjon de fire første dagene nærmest KS-blokken. Reduksjonen er kun opp til -0,39 kPa. Etter 7 dager er poretrykket igjen tilbake til tilnærmet lik startverdi. Ved x = 100 meter opplever poretrykket kun en svært svak endring, mens lengre ut ser man ingen endring.



**Figur 83: Poretrykksutvikling med tiden ved 2 meter siltig morene.**

Figur 84 viser utviklingen for strømningshastighet med tiden omtrent midt i løsmassedekket ved de ulike x-verdiene. Punktet  $x = 5$  meter er i KS-blokka, mens de andre punktene er i den siltige leira med økt avstand fra KS-blokka. Strømningshastigheten er størst de fire første dagene da permeabiliteten er høyest, og vil deretter reduseres med den synkende utviklingen i permeabiliteten for KS-blokka. Strømningen i den siltige leira med avstand 150 og 250 meter fra senter KS-blokk er upåvirket for hele perioden.



**Figur 84: Strømningshastighet med tiden ved 2 meter siltig morene.**

## 9 Diskusjon

Drøfting av resultatene fra analysene av poretryksutvikling ved stålkjernepeling, setninger og dreneringseffekter ved kalk-/sementstabilisering presentert nedenfor.

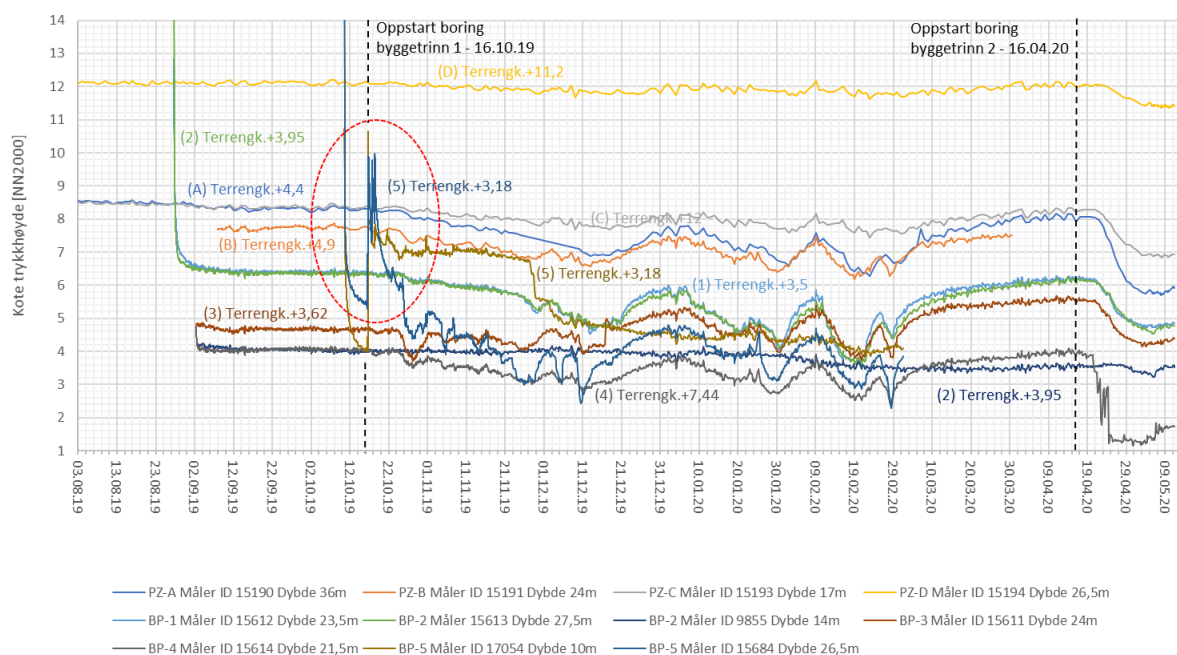
### 9.1 Stålkjernepeling

Dette kapittelet diskuterer sammenhenger og mulige årsaker til poretryksutviklingen ved fundamentering med stålkjernepeler boret med polymerblandet borevæske.

#### 9.1.1 Hele perioden

Siden oppstart av arbeid med boring av foringsrør for stålkjernepeler viser samtlige poretrykksmålere, unntatt PZ-D, at poretrykket ved bergoverflaten vil fluktuere med aktivitetsnivået fra boring av foringsrør. Poretrykket vil synke ved boring, men vil øke igjen ved perioder med opphold. PZ-D er for prosjektet den poretrykksmåleren som er plassert lengst vekk fra byggetrinn 1. Den hydrogeologiske tolkningen i kapittel 4.2 viser at PZ-D trolig står i et eget «basseng», og er derfor ikke tilknyttet utviklingen til de andre poretrykksmålerne.

Ved rød ring markert i figur 85 ser man at poretrykket øker kraftig ved oppstart for boring av foringsrør 16.10.19. For poretrykksmåler BP-5 (15684) ved bergoverflaten er økningen tilknyttet boring av prøvepeler, og beskrevet videre under i «Poretryksutvikling under nedboring av foringsrør». For BP-5 (17054) midt i leirlaget er det også registrert en kraftig økning i poretrykk fra 4 til 10,66 mH<sub>2</sub>O i forbindelse med boring av prøvepelene 16.10.19. Denne økningen er ikke å se midt i leirlaget ved BP-2 (9855) som står i større avstand fra byggetrinn 1. Ved BP-2 (9855) er reduksjonen i poretrykk tilnærmet lineær siden oppstart boring 16.10.19.



**Figur 85: Poretrykk for hele perioden. Se Vedlegg 2 for større oppløsning.**

Man vet at de innledende forsøkspelene ble boret ved BP-5, og man antar at økningen midt i leirlaget her er tilknyttet innspyling av borevæske gjennom en drenerende siltlinse som står i kontakt med poretrykksmåleren. Legger man innspyling av borevæske til grunn for den kraftige poretrykksøkningen midt i leirlaget ved BP-5, så ser poretrykksreduksjonen midt i leirlaget ved BP-5 ut til å ha en tilnærmet lineær utvikling. En verdi for økning og reduksjon i poretrykk er vanskelig å tolke da poretrykksmåleren ikke har innstillet seg likevekt etter installasjon før den ble påvirket.

Største totale poretrykksreduksjon for perioden med boring ved byggetrinn 1 og 2 er 3,13 mH<sub>2</sub>O i overtrykkslaget ved bergoverflaten, og 0,60 mH<sub>2</sub>O ved midten av leirlaget. I tabell 29 er det presentert en oversikt over største, minste og gjennomsnittlige poretrykksendring ved byggetrinn 1 og 2.

**Tabell 29: Poretrykksendring for byggetrinn 1 og 2 ved boring av foringsrør.**

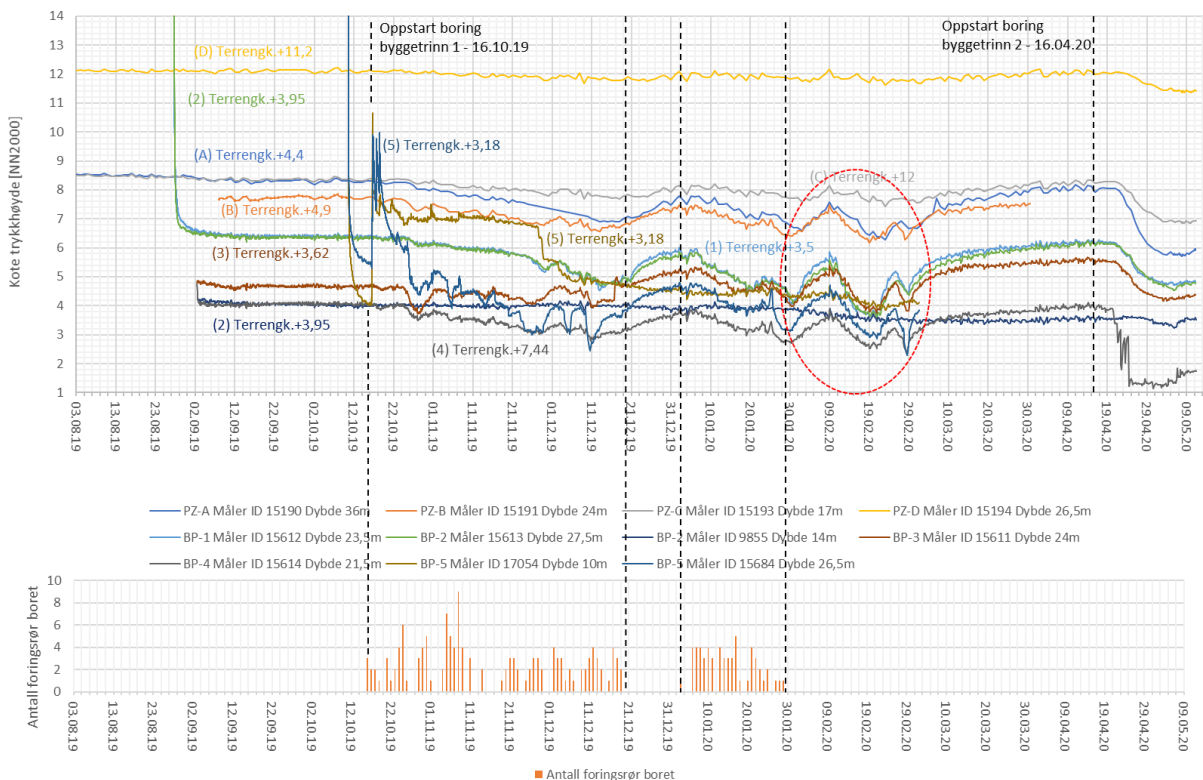
Løsmasselag	$\Delta U_{\max}$ [mH <sub>2</sub> O]	$\Delta U_{\min}$ [mH <sub>2</sub> O]	$\Delta U_{\text{snitt}}$ [mH <sub>2</sub> O]
Overtrykkslag - antatt morene	Byggetrinn 1: -3,13	Byggetrinn 1: -0,94	Byggetrinn 1: -1,90
	Byggetrinn 2: -2,66	Byggetrinn 2: -0,62	Byggetrinn 2: -1,67
Leirlag	Byggetrinn 1: +6,66	Byggetrinn 1: -0,60	Byggetrinn 1: +3,03
	Byggetrinn 2: -0,26	Byggetrinn 2: -0,26	Byggetrinn 2: -0,26
Merk: - gir reduksjon og + gir økning.			



### 9.1.2 Poretrykksutvikling mot antall borede foringsrør

Fra figur 86 ser man en momentan respons ved oppstart for boring av foringsrør den 16.10.19 ved byggetrinn 1. Poretrykket i overtrykkslaget ved bergoverflaten vil fluktuere fram til det blir et lengre opphold i boring, som ved avvikling av juleferie.

Etter oppstart for boring av foringsrør ved byggetrinn 2 den 16.04.20 tar det i midlertidig fire dager før man ser noen poretrykksrespons i overtrykkslaget ved bergoverflaten. Dette avviker fra resultatene ved byggetrinn 1 som viste en umiddelbar respons i poretrykk. Som man ser av plasseringen av poretrykksmålerne i området vist i figur 87, så er det større avstand til poretrykksmålere ved byggetrinn 2. Dette kan føre til at man får en forsinket poretrykksrespons, og ikke en momentan respons som ved byggetrinn 1.



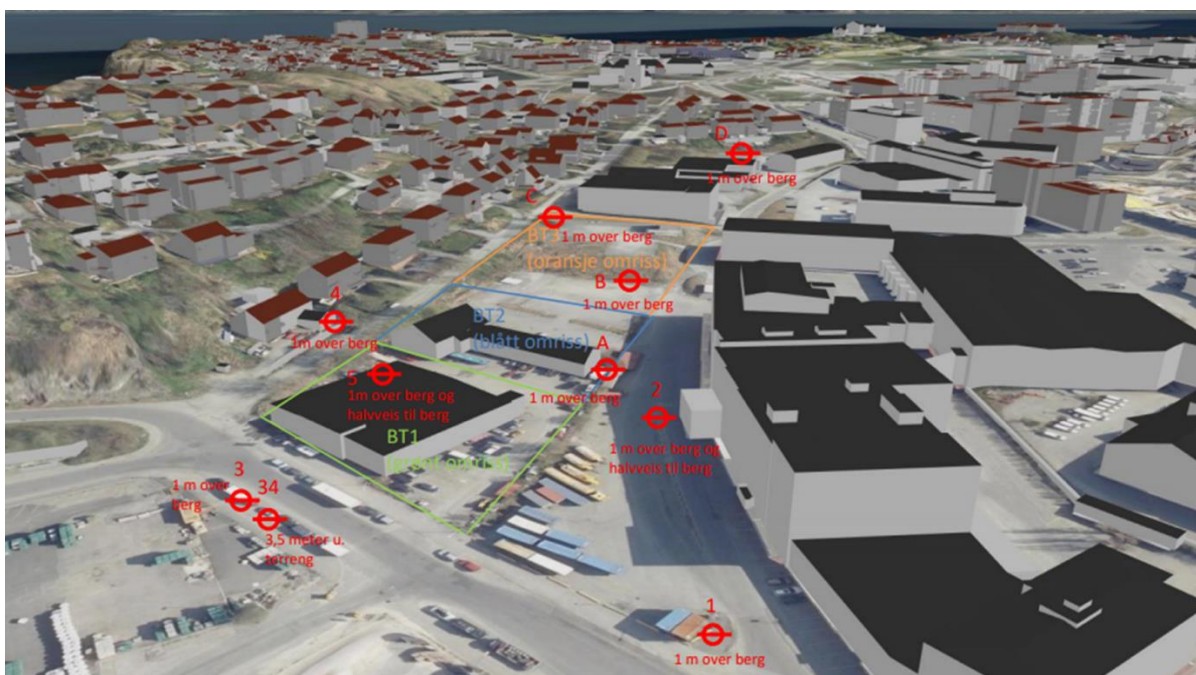
**Figur 86: Sammenheng mellom poretrykk og antall foringsrør boret per dag ved byggetrinn 1. Se Vedlegg 3 for større oppløsning.**

Etter at foringsrør og uforet berghull er boret ned til sammen 2 meter i fjell blir foringsrørene normalt injisert samme dag. Dette betyr at foringsrørene vil være helt, eller delvis tett i overgang mellom fjell og overtrykkslag samme dag som de blir boret. Poretrykksmålingene i overtrykkslaget ved bergoverflaten viser for hver periode uten boring av foringsrør en økende effekt på poretrykket. Dette indikerer at foringsrørets forbindelse i berg er tett etter injeksjon, og at det ikke er en lekkasje opp langs utsiden av foringsrøret. Mye tyder på at den polymerblandede borevæsken har hatt en tettende effekt på utsiden av foringsrøret.

Man ser i midlertidig en fluktuerende poretrykkutvikling i figur 86 for perioden 30.01.20-29.02.20, som er etter ferdigstilling av boring ved byggetrinn 1. Årsaken til dette er beskrevet i kapitlet under. Når alle foringsrør ved byggetrinn 1 er gysert den 29.02.20 som vist nedenfor i figur 88, vil en lekkasje inn i foringsrøret fra overtrykkslaget være umulig. Etter 29.02.20 øker poretrykket til omtrentlig opprinnelig verdi. Ut fra dette ser

det ut som at forbindelsen mellom overtrykkslaget og berghullet er blitt tett for samtlige foringsrør, først etter at foringsrørene er blitt gysed.

Poretrykket midt i leirlaget er tilnærmet lineært synkende, og øker ikke for kortere opphold ved boring. Omtrentlig 30 dager etter ferdigstilling av boring ved byggetrinn 1 flater poretrykksreduksjonen midt i leira for BP-2 (9855) ut, og øker svakt de neste 20 dagene. Det er nærliggende å tro at den forsinkende poretrykksresponsen i leirlaget kommer av den lave permeabiliteten i leirlaget som henger sammen med poretrykket i overtrykkslaget ved bergoverflaten. Ved en lekkasje på utsiden langs foringsrøret, ville poretrykksresponsen i leirlaget sannsynligvis vært langt hurtigere. Dette tyder på at metoden med å bore foringsrør med en ringborkrone og innfelt pilotkrone, sammen med polymerblandet borevæske, danner et tettende sjikt på utsiden av foringsrøret. Poretrykksreduksjonen i leirlaget er dermed som følge av redusert poretrykk i overtrykkslaget.

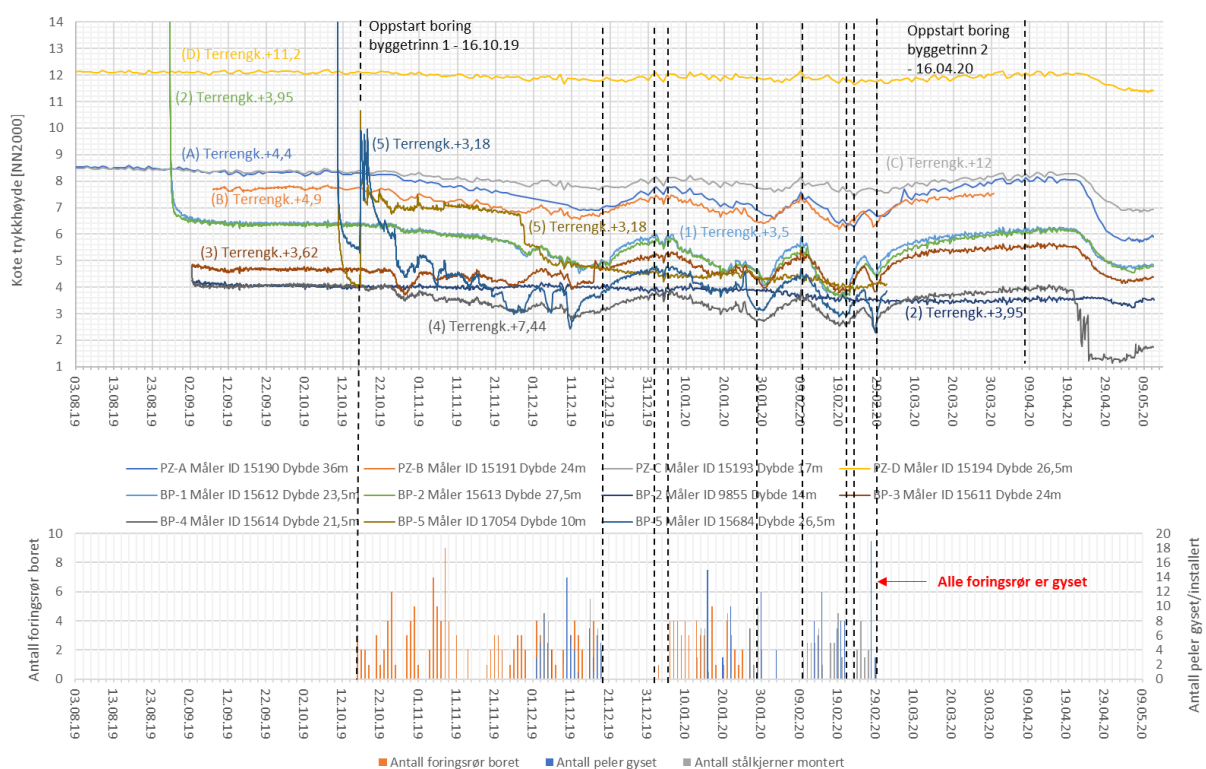


**Figur 87: Plassering av poretrykksmålere.**

### 9.1.3 Poretrykksutvikling ved installasjon av stålkjerner

For tiden etter boring av foringsrør ved byggetrinn 1 vil poretrykket variere, som vist i figur 88, med aktivitetsnivået for montering og gysing av stålkjerner. Perioder med montering og gysing av stålkjerner gir reduksjon i poretrykk, og perioder med opphold gir økende poretrykk. Ved montering av stålkjerner kappes foringsrøret til riktig høyde slik at lengden blir mindre, og mottrykket i det vannfylte foringsrøret blir mindre. Før gysing renses foringsrøret ved at en vannslange for spyling føres ned til bunnen av foringsrøret. Under denne prosessen måles ikke vannmengden inn og ut av foringsrøret.

Etter rensing av foringsrøret blir stålkjernen installert midlertidig ved 0,5 meter over underkant foringsrør, og gysing utføres ved at flytende mørtel pumpes inn fra bunnen av uforet berghull ved hjelp av en slange og fortrenger vannet. Siden mørtel har en høyere densitet enn vann, gir dette en økning i mottrykk ved bunnen av foringsrøret.



**Figur 88: Poretrykk og antall foringsrør boret, åpne peler før gysing og peler gyset. Se Vedlegg 4 for større oppløsning.**

Hvis dette skal gi innvirkning på registrert poretrykk må prosessen med rensing ved installering av stålkjerner føre til at foringsrørene i igjen blir utette, siden foringsrørene er i utgangspunktet er målt til å være tette ved utført vanntapsmåling etter injeksjon. For metoden benyttet ved oppstartfase fram til 26.11.19 er det registrert 9 stk. foringsrør som man ikke klarte å injisere tett, selv etter tre runder med injeksjon. Disse stålkjernene ble installert og gyset i desember 2019, og har på denne måten ingenting med poretrykksreduksjonen som oppstår ved installering og gysing av stålkjerner i februar 2020.

På grunnlag av dette er det trolig at foringsrørene er tette inntil de blir rensed før installering av stålkjerner som fører til at en lekkasje oppstår. Når stålkjernen er installert og foringsrøret er gysed, indikerer poretrykksmålingene at foringsrøret igjen er tett.

#### 9.1.4 Poretrykksutvikling under nedboring av foringsrør

De momentane effektene på poretrykket viser at for alle foringsrør med avstand  $\leq 6,15$  meter fra poretrykksmålerne i BP-5 registrerer det en økning i poretrykk. Økningen tilsvarer mellom 0,60 – 2,35 mH<sub>2</sub>O i overtrykkslaget ved bergoverflaten, og 0,50 – 6,50 mH<sub>2</sub>O midt i leirlaget. Unntaket er PA1-26, PA1-41, PA1-42 og PA1-53 med avstand 3,18 – 6,15 meter fra poretrykksmåler i BP-5 som viser ingen innvirkning på poretrykk. En mulig årsak til at PA1-53 ikke viser noen innvirkning kan være at det permeable laget ved bergoverflaten her har liten eller ingen utstrekning.

Boring av foringsrør med avstand  $\geq 6,15$  meter gir kun en økning opptil 0,5 mH<sub>2</sub>O ved bergoverflaten, og ingen innvirkning midt i leirlaget. For boring av foringsrør med avstand  $\geq 8$  meter er det ikke registrert noen innvirkning på poretrykk for hverken poretrykksmålere ved bergoverflaten eller ved midten av løsmassedeckket.

For de undersøkte pelene er det kun PA1-14 i figur 42 med avstand 4,95 meter som viser en sammenfallende poretrykksøkning for tidspunkt med oppstart av luftboring i fjell. En mulig årsak er at det kan være en treghet i systemet gitt av geologiske årsaker som tettere eller mindre mektighet i drenerende laget. Dessuten vet man ikke nøyaktigheten av tidspunktene som er oppgitt i peleprotokollene. På grunnlag av dette er det vanskelig å påvise en klar sammenheng mellom poretrykksøkning og luftboring. Det kommer i midlertidig klart frem av målingene at alle foringsrør med avstand  $\leq 6,15$  meter fra poretrykksmålerne i BP-5 registrerer en økning i poretrykk både i overtrykkslaget ved bergoverflaten, og midt i leirlaget.

Den karakteristiske utviklingen for poretrykksmålingene viser at de momentane effektene fra boring av foringsrør fører til en økning i poretrykk som i løpet av timer går over til en reduksjon i poretrykk.

#### 9.1.5 Antall registrerte lekkasjer

Resultatene i tabell 30 viser at benyttet metode ved oppstartfase ga totalt 42stk foringsrør med lekkasjer. For denne metoden ble foringsrør boret en meter ned i fjell, deretter injisert. Videre ble uforet berghull boret en meter inn i berget, og til slutt ble vanntapsmåling utført. Revidert metode viser langt færre lekkasjer med kun 18stk totalt. Alle foringsrørene er dessuten her tette etter andre injeksjonsrunde. Ved revidert metode ble foringsrør og uforet hull i berg boret i samme operasjon, deretter ble injeksjonstetting utført, og til slutt gjennomførte man en vanntapsmåling.

**Tabell 30: Antall foringsrør med lekkasjer mot metode.**

	Lekkasjer etter første injeksjon	Lekkasjer etter andre injeksjon	Lekkasjer etter tredje injeksjon	Totalt
Metode ved oppstartfase	22 stk.	11 stk.	9 stk.	42 stk.
Revidert metode	18 stk.	0	0	18 stk.

Det økte antallet lekkasjer for metode ved oppstartfase der man kun boret foringsrøret en meter ned i fjell før man injiserte, kan skyldes at man ikke får injisert det uførede berghullet som ved revidert metode. Det kan i midlertidig være tenkelig at injeksjonen ikke har noen tettende effekt på sprekkene i det uførede berghullet, ettersom injeksjonstrykket vil ta letteste vei ut, som glippen mellom foringsrøret og berget. Mye tyder på at injeksjonen uansett har en tettende effekt på disse sprekkene. Det er mulig

dette skyldes en kombinasjon av motstand i glippen mellom foringsrør og berg, og motstand det opptredende vanntrykket i overtrykkslaget på utsiden av glippen.

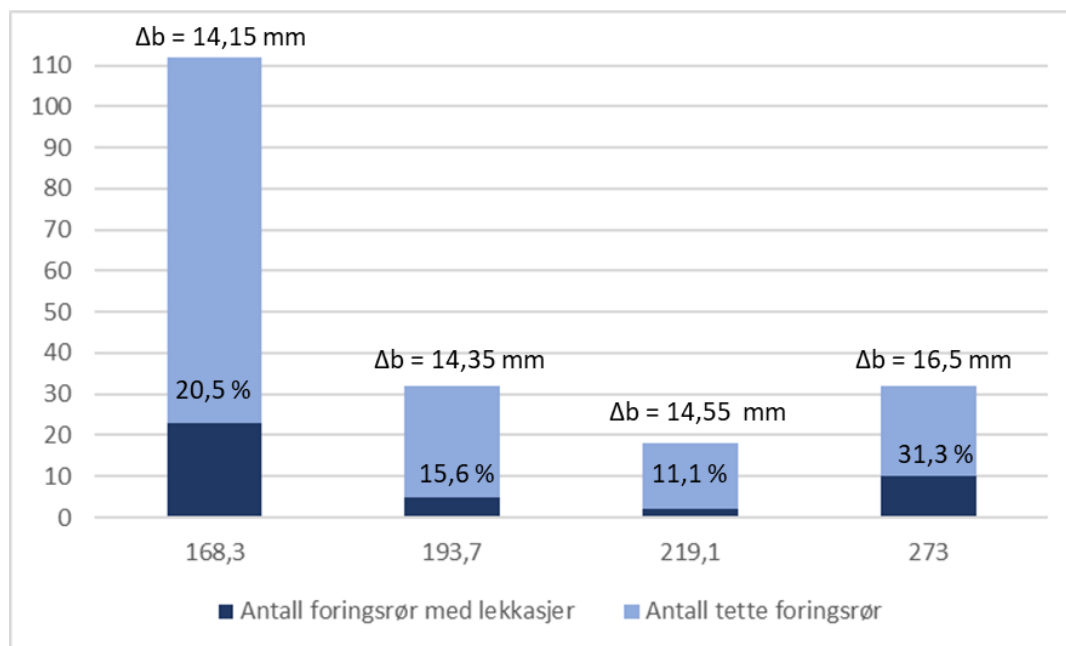
I punkt 83.543 *Oppboring av injisert mørtelpropp* ved Prosesskode 2 er det beskrevet at boring gjennom injisert mørtelpropp og ned til godt fjell, skal utføres etter at injiseringsmassen er herdet. Dette kommer også frem fra punkt 83.531 *Levering og nedboring av foringsrør i løsmasse* som beskriver at når foringsrøret er boret til endelig dybde skal det utføres vannstandskontroll og vanntapsmåling, og eventuelt injisering og oppboring.

Punkt GE2.381 *Innboring av foringsrør i berg* ved NS 3420-G beskriver også at videre innboring i berg skal utføres etter at hullet er tettet. Det er innledningsvis nevnt at «Følgende delprodukter/ytelser er ikke inkludert og må derfor beskrives med andre postgrunnlag», og at «dette må den prosjekterende beskrive i boreposten». På denne måten kan kravet fra Norsk Standard tolkes bare å være gyldig dersom det er beskrevet av prosjekterende.

Resultatene viser at kravene som er beskrevet i Prosesskode 2 og NS 3420-G kan være mot sin hensikt med tanke på lekkasjer ved foringsrør som er boret gjennom leire, overtrykkslag av antatt morene og ned i fjell. Målingene viser langt færre lekkasjer for foringsrør der injeksjon er utført etter at uforet berghull er boret.

### 9.1.6 Lekkasjer i forhold til dimensjon

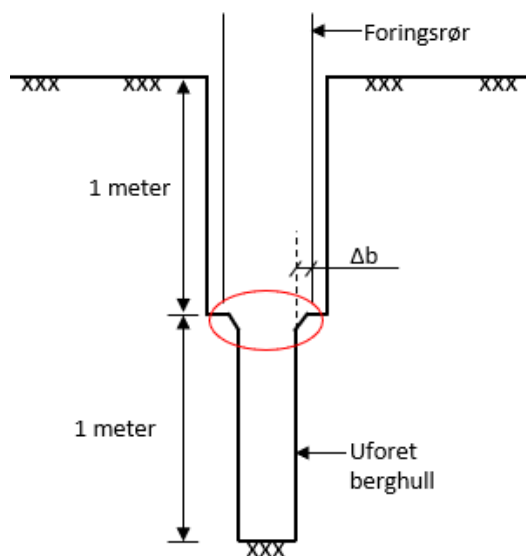
Resultatene fra figur 89 viser at foringsrør med diameter 273 mm gir størst andel lekkasjer i forhold til diameter foringsrør. Man ser at avstand mellom uforet berghull og foringsrør er tilnærmet lik for de andre dimensjonene. Om man tar hensyn til antall foringsrør for dimensjonene 193,7 mm og 219,1 mm, så vil disse trolig ha en tilnærmet lik andel foringsrør med lekkasjer. Sannsynligvis er det også det høye antallet foringsrør med diameter 168,3 mm, som gjør at man har noe høyere andel foringsrør med lekkasjer her. Andelen lekkasjer er uansett ikke høyere enn ved foringsrør med diameter 273 mm.



**Figur 89: Antall foringsrør med lekkasje etter første injeksjon for de ulike rørdimensjonene. Andelen med lekkasjer for hver dimensjon er vist i prosent.**

En mulig teori er at jo mindre differansen  $\Delta b$  mellom foringsrør og uforede berghullet er, jo lettere vil injeksjonsmassen strømme opp i glippen mellom foringsrøret og berget. Dette er gitt at injeksjonsmassen vil hovedsakelig strømme ned i bunnen av det uforede berghullet, før den strømmer opp igjen. Det kan også være i kombinasjon med at ved innboring av det uforede berghullet så vil det oppstå en deformert «innboringskant» i fjellet, som kan øke injeksjonsmassens innstrømming til glippen mellom foringsrøret og berget slik at tetteeffekten blir større. Dette er illustrert ved rød sirkel i figur 90.

Hvis man legger antallet foringsrør til grunn for andelen lekkasjer ved hver foringsrørdimensjon, er det trolig at en mindre avstand mellom uforet berghull og foringsrør gjør at injeksjonsmassen strømmer lettere opp i glippen. På denne måten vil en mindre avstand  $\Delta b$  gi færre lekkasjer.



**Figur 90: Deformert innboringskant ved uforet berghull.**

### 9.1.7 Metode

Boring inn i fjell utføres med luftspyling. Foringsrøret er under denne fasen tømt for vann, og det er lufttrykket i borkronen som holder tilbake vanntrykket ved bunnen av foringsrøret. Når boringen stopper opp kan vann drenere inn, og samtidig erodere inn finkornet materiale i glippen mellom foringsrør og berg.

Ved prosedyren for boring og vanntapsmåling benyttet ved Nyhavna Øvre er det beskrevet at «Rensk av hull skjer med spyling fra en vannslange som føres ned til bunnen av det vannfylte foringsrøret». Hvis det har erodert finkornet materiale inn i glippen mellom foringsrør og berg, kan man stille spørsmål om det er tilstrekkelig å bruke vannslange for å få fjernet dette. Det bør nevnes at for en lukket akvifer med en liten mektighet og høy permeabilitet, kan dette føre til at man drenerer ut mye vann på kort tid som fører til reduksjon i poretrykk.

En alternativ metode, som Multiconsult selv har nevnt, er å benytte ejetorpumpe. Dette er også nevnt som er alternativ ved punkt 83.54 *Injisering av borehull i berg* ved Prosesskode 2. Det er mulig en ejetorpumpe i større grad vil rense hullet på en bedre måte enn ved spyling med slange. Som ved spyling med vannslange, er foringsrøret vannfylt ved rensing med ejetorpumpe. Dette kan hindre utvasking av løsmassene over berg, og eventuelt ytterligere erodering av finkornet materiale inn i glippen mellom foringsrør og berg.

## 9.2 Setningsanalyse

Dette kapittelet tar for seg diskusjon knyttet til setninger ved fundamentering med stålkjernepeler og kalk-/sementstabilisering.

### 9.2.1 Stålkjernepeler

I delkapittel 6.3 ble det redegjort for setningspotensialet på Øvre Nyhavna, dersom lekkasjer i forbindelse med stålkjernepeling fører til at man mister det opptredende poreovertrykket i området. Resultatene er presentert i samme delkapittel, og en skal her prøve å trekke trådene sammen rundt det som er presentert. Resultatene fra kapittelet er gjengitt i tabell 31.

Innledningsvis ble det skissert enkelte krav og regler knyttet til maksimalt tillatte deformasjoner. Som man ser av resultatene overgår halvparten av beregningene kravet om setninger på inntil 50 mm. Setninger over denne verdien kan aksepteres forutsatt at de relative rotasjonene er innenfor akseptable grenser, og at setningene ikke forårsaker problemer med installasjoner som inngår i konstruksjonen, eller forårsaker skjevsetninger.

For denne oppgaven er det forutsatt at området det regnes over er av såpass stor utstrekning at man ikke vil oppleve noen form for skjevsetninger som følge av utdreneringen. Internt på tomta vil de ulike snittene føre til ulike setninger, noe som kan føre til skjevsetninger dersom byggene som føres opp er av så stor utstrekning at de strekker seg over flere snitt. Dersom dette er tilfelle må man være oppmerksom på at ulik dybde til berg og poretrykksprofil vil bidra til ujevnheter i overflaten som kan skade installasjonene internt i konstruksjonen.

Når det gjelder poretrykksreduksjoner som fører til skade på tilstøtende konstruksjoner, eller infrastruktur, er det i denne oppgaven vist til undersøkelser og resultater presentert i NGIs BegrensSkade-rapport. Rapporten viser at en kan oppleve poretrykksreduksjon opp til 300 – 400 meter unna byggegropa. En vil ikke oppleve et konstant poretrykksfall i hele denne lengden, men en kan anta en lignende situasjon som vist i figur 94.

Setningene langs denne radiusen vil naturligvis være synkende jo lenger unna man kommer. Dette er verdt å nevne i tilfelle uhellet med full utdrenering av poreovertrykk skulle være ute.

**Tabell 31: Resultater fra delkapittel 6.3. Stålkjernepeling.**

Snitt	Dybde [m]		Setningspotensial i vertikalretning [cm]		
	Til berg $z$	GVS u/t	Håndberegning	Plaxis 2D	Differanse
A	30	5	7,43	4,91	2,52
B	22	2	3,38	2,95	0,43
C	20	2	1,39	1,15	0,24
D	24	2	0,00	0,00	0,00
E	24	2	-0,46	-0,35	0,11
F	15	2	-1,68	-2,61	0,93
G	25	2	ti7,53	9,17	2,01
H	35	3	14,05	11,92	2,13
I	34	2	15,95	15,10	0,85
J	32	2	15,54	15,48	0,06

Som antydnet gjennom hele oppgaven henger stivheten tett sammen med setningene. I Snitt A viser håndberegningene et setningspotensial i vertikalretning lik 7,43 cm, mens Plaxis beregner det samme snittet til å ha potensiale for setninger opp mot 4,91 cm. Stivheten anvendt i håndberegningene er kontinuerlig lavere enn den som er benyttet i Plaxis, og man får en naturlig differanse i favør Plaxis for dette snittet.

Nøyaktig samme observasjon kan gjøres rundt resultatene fra Snitt G. Stivheten i håndberegningene er gjennom hele snittet høyere, og det er dermed en naturlig grunn til at setningspotensialet i vertikalretning for håndberegningene er lavere enn for beregningene utført i Plaxis, henholdsvis 7,53 og 9,17 cm.

For Snitt J ble det forespeilet en tap/vinn-situasjon basert på stivhetsfordelingene. Dette viser seg å stemme ganske bra, da differansen mellom håndberegningene og Plaxis kun er på 0,06 cm. Det er i det heletatt et relativt godt samsvar mellom håndberegningene og Plaxis-beregningene, noe som kan tyde på at modellene stemmer. Det største avviket er i Snitt A, hvor differansen mellom tradisjonell håndberegning og Plaxis er på 2,52 cm. Med så små differanser er det god grunn til å tro at man har regnet riktig. Spørsmålet er om antagelsene som har ledet frem til disse utregningene er rimelige.

Tidligere i oppgaven er det antydnet at ødometerforsøkene, som er grunnlaget for parameterne benyttet i beregningene, sammen med CPTU, kan være utsatt for prøveforstyrrelse. Prøveforstyrrelse gjør at en kan underestimere modulene noe i det overkonsoliderte området, og medfører at setningene tilsvarende overestimeres. Dette kan karakteriseres som en konservativ tilnærming. I mange tilfeller vil det være mer kritisk om setningene overgår det som i utgangspunktet er beregnet.

En må kunne påberegne noe deformasjon ved oppsettelse av nye bygg. Det som er viktig å ha kontroll på er dersom hele området setter seg, så må det sette seg jevnt, slik at en unngår skjevsetninger og eventuelle skader på intern infrastruktur for det aktuelle byggeprosjektet.

Som nevnt er Snitt A – E resultater av tolkningene fra BP8, mens Snitt F – J er beregnet etter parametere tolket fra BP22. Hvis en sammenligner Snitt A med Snitt J, som er nærmest å ha samme dybde til berg, med kontinuerlig leirelag, ser man hvor mye stivheten har å si for deformasjonene. Begge snitt har ved bergoverflaten et poreovertrykk på 60 kPa. Dersom en regner om setningspotensialet i Snitt J til å virke over 25 meter med leire, og ikke 30 meter som opprinnelige forhold, får man et potensial på 12,95 cm, sammenlignet med 7,43 cm i Snitt A. Det er en differanse på 5,52 cm, noe som i seg selv utgjør mer enn hva standardene tillater.

Dette underbygger viktigheten av å ha mange nok feltundersøkelser å basere beregningsparameterne sine på. Optimalt ønsker man flere ødometerprøver i samme borpunkt, for å sikrere kunne anslå en stivhetsprofil. Gjøres dette sammen med CPTU-undersøkelser kan man i større grad si noe om hvorvidt tolkede stivhetsmoduler er riktige eller ikke. Dette forutsetter at en har tilgang på uforstyrrede prøver som gir gode og tolkbare resultater.

Det er viktig å nevne at disse beregningene ser på hvordan jorden rundt stålkjernerne vil deformere seg, og ikke selve pelen, da denne til sammenligning vil oppleve små deformasjoner, som vist i delkapittel 6.5. Men skulle en oppleve at jorden rundt pelene setter seg, og pelene blir stående igjen med bygget på toppen, vil de nevnte påhengslastene fra jorda på pelen spille en stor rolle. Dette er det ikke gjort noen beregninger på i denne oppgaven, men nevnes likevel som en viktig faktor å ta hensyn til



i en detaljprosjektering. Beregningene i kapitlet som omhandler stålkjernepelene er med andre ord å betrakte som *worst-case scenario* hva angår områdesetninger på Øvre Nyhavna.

Områdesetninger som følge av en eventuell utdrenering av poreovertrykk på grunn av installering av kalk-/sementpeler vil beregnes på identisk vis. I denne oppgaven er det tatt hensyn til byggenes vekt i beregningene, og en kan dermed ikke betrakte kalk-/sementberegningene som områdesetninger, men kun lokale setninger under bygget. Kalk-/sementberegningene diskuteres i neste underkapittel.

### 9.2.2 Kalk-/sementstabilisering

Dersom en ser på resultatene presentert i tabell 32, er det ingen snitt som overholder kravet om setninger inntil 50 mm. Her må en med andre ord ta høyde for at setningene er jevnt fordelt, slik at det ikke oppstår skjevsetninger på bygget.

**Tabell 32: Resultater fra delkapittel 6.4. Kalk-/sementstabilisering.**

Snitt	Dybde [m]		Setningspotensial i vertikalretning [cm]		
	Til berg $z$	Stabilisert	Håndberegning	Plaxis 2D	Differanse
A	25	25	19,08	19,08	0,0
B	19	19	13,15	13,01	0,14
C	17	17	11,08	11,08	0,00
D	21	21	12,88	12,88	0,00
E	21	9	9,27	13,11	3,84
F	12	12	6,88	6,95	0,07
G	22	17	13,99	14,53	0,54
H	32	25	24,94	27,68	2,74
I	31	25	25,07	28,52	3,45
J	29	25	23,78	24,84	1,06

Ser en på Snitt A, B, C, D og F, viser disse omtrent nøyaktig samme resultat både i håndberegningene og Plaxis. A, C og D har 0,00 cm i differanse, mens B og F har henholdsvis 0,14 og 0,07 cm i differanse. Årsaken til likhetene er at beregningene er gjort over samme dybde, med samme konstante stivhet i materialet, og samme påførte last i toppen. Når alle disse variablene er like skal beregningene gi samme svar. Grunnen til at det er små avvik i Snitt B og F tror man har noe å gjøre med at de numeriske tilnærmingene som gjøres i Plaxis kan føre til små utslag. Differansene er så små at resultatene er å betrakte som identiske.

For de andre snittene er differansen noe større. Dette har i hovedsak med mektigheten på leirelaget under KS-blokka å gjøre, og den tilhørende stivheten der. Det er små marginer som avgjør hvordan stivheten blir beregnet i Plaxis, spesielt med tanke på parameterne som fylles inn i programmet, og tidligere omtalt prøveforstyrrelse.

I motsetning til beregningene for stålkjernepelene er tendensen for kalk-/sementpelene at Plaxis beregner høyere verdier for setningspotensialet i de snittene hvor det er leire under KS-blokka. Dette kan ha en sammenheng med at endringen i last gjør at en får tøyninger i NC-området, og at tolkningen og verdiene for  $\lambda^*$  i Plaxis er noe lav. Anvendte

$\lambda^*$ -verdier med tilhørende  $m_{NC}$  er vist i tabell 33, sammen med benyttet  $m_{NC}$  i håndberegning.

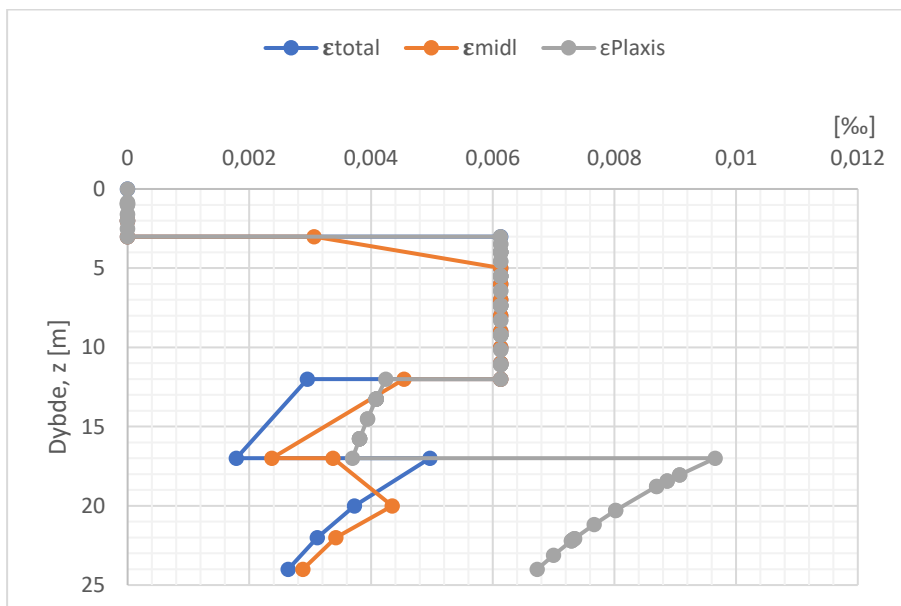
**Tabell 33: Sammenligning av modultall i normalkonsolidert område fra Plaxis og håndberegninger.**

Snitt	Soft Soil $\lambda^*$	Soft Soil $\lambda^*, m_{NC}$	Håndberegning $m_{NC}$
A - E	0,026	38,46	20
F - J	0,075	13,33	24

For Snitt F – J er dette en teori som kan høres tilsynelatende sannsynlig ut, da alle disse snittene har størst verdi beregnet i Plaxis, og tilsvarende lavere benyttet stivhet i normalkonsolidert område. Ser en derimot på parameterne i Snitt A – E skulle en forvente motsatt resultater av hva som er tilfellet.

Snitt E, som eneste snitt med leire under KS-blokka av snittene A – E, er det snittet med størst differanse, og setninger i favør Plaxis. Dette til tross for en mye høyere stivhet anvendt i NC-området i Plaxis sammenlignet med håndberegningene. Håndberegningene i Snitt E viser at det ikke er noen tøyninger i NC-området, og dersom en endrer  $\lambda^*$ -verdi i beregningen i Plaxis får en samme resultat hver gang, 13,11 cm. Altså, har ikke tøyningene i NC-området noe med dette å gjøre.

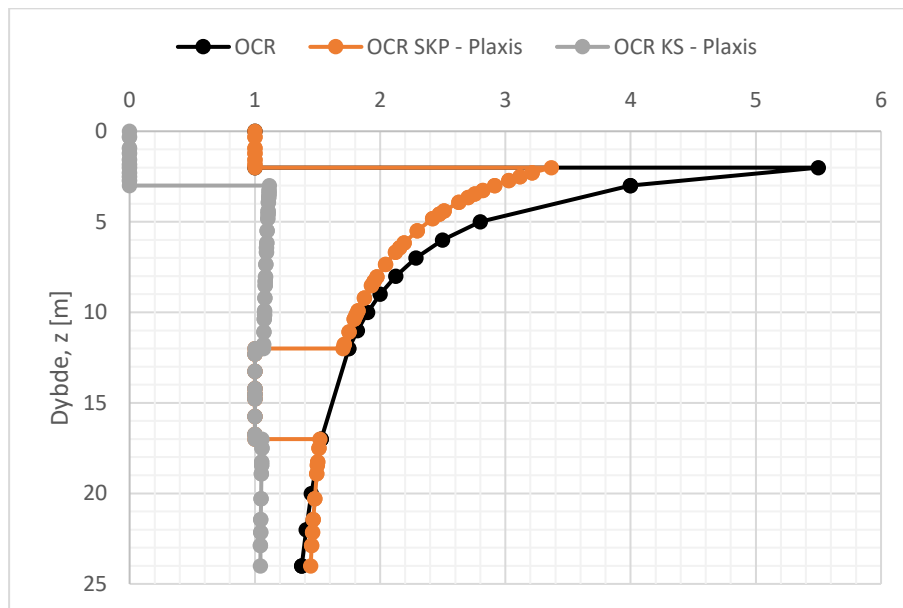
Figur 91 viser hvordan tøyningene beregnet for hånd kontinuerlig ligger lavere enn tøyningene beregnet i Plaxis, for Snitt E. Fra figuren ser en at tøyningene gjennom kalk-/sementpelen er identiske. Differansene oppstår gjennom det drenerende laget, og i leirpakken under det drenerende laget, med størst differanse i leiren. Dette henger da sannsynligvis sammen med tøyningene i OC-området, og tilhørende  $\kappa^*$ .



**Figur 91: Tøyninger i Snitt E.**

Dersom en ser på ligning (2.23) ser en at  $\kappa^*$  er avhengig av OCR. Fra figur 92 ser en at OCR for stålkjernepelene er relativt lik både i håndberegningene og i Plaxis. Dette på grunn av valgt OCR-profil og POP i beregningene. Dersom en ser på OCR fra Plaxis for kalk-/sementberegningene ligger denne kontinuerlig lavere enn for SKP. Kontinuerlig

lavere OCR gjør at ligning (2.23) gir en kontinuerlig lavere  $\kappa^*$ -verdi for beregningene, noe som fører til et stivere materiale. Altså, ligger svaret heller ikke her.

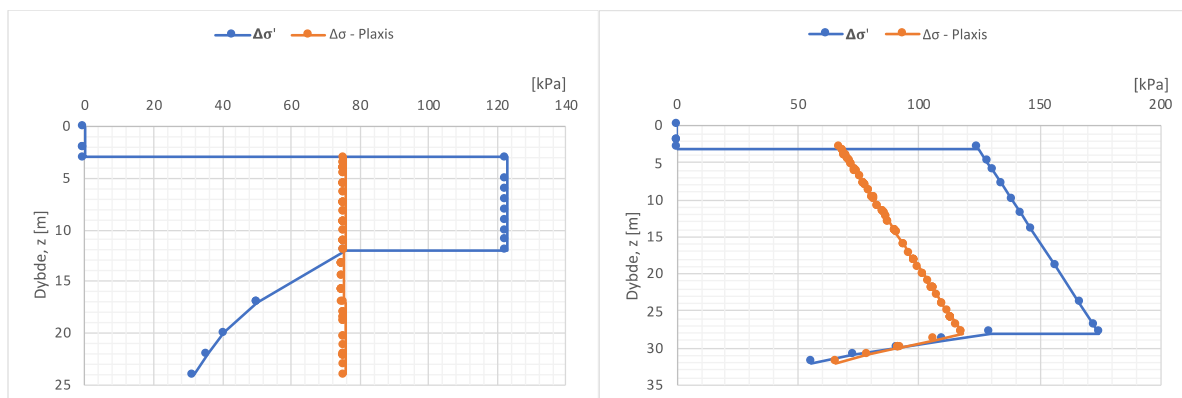


**Figur 92: OCR benyttet i håndberegninger, og hentet fra Plaxis. Snitt E.**

Svaret kan ligge i figur 93. Til venstre vises lastsituasjonen i håndberegningene og Plaxis for Snitt E. Her ser man at Plaxis ikke fordeler lasten i underkant av kalk-/sementpelen, noe som isolert sett fører til mye større tøyninger i leirelaget. Spørsmålet blir da hvorfor tøyningene er identiske gjennom kalk-/sementen, når man tydelig ser av figuren at endring i last tar hensyn til de tre meterne som fjernes for parkeringskjelleren. Den samme tendensen kan sees til høyre i samme figur, hvor lastendringen fra Snitt J er hentet ut. Også her ser det ut som Plaxis tar høyde for de tre meterne på toppen som fjernes i forbindelse med etablering av parkeringskjeller. Forskjellen er at man i Snitt J kan se at Plaxis i underkant av kalk-/sementpelen fordeler lasten, slik det er gjort i håndberegningene. For Snitt E er det ingen endring i poretrykk gjennom kalk-/sementpelen, noe som forklarer at denne har en konstant verdi sammenlignet med Snitt J, hvor endringen i last også tar hensyn til utdrenering av poreovertrykk.

Grunnen til at Plaxis ender opp med samme tøyningen gjennom KS-pelene som håndberegningene er vanskelig å si noe om. Til tross for en tilsynelatende mye lavere lastendring, får en de samme tøyningene. Simuleringene skal altså være riktige. Hva gjelder utslaget av større tøyninger i Snitt E, er det med stor sannsynlighet knyttet opp til lastfordelingen i Plaxis. Her dukker det opp et nytt spørsmål – hvorfor Plaxis fordeler lasten ulikt mellom snittene, under kalk-/sementpelene? Dette er ikke noe man har klart å komme til bunns i, i løpet av denne oppgaven.

Som nevnt tidligere er dette beregninger som representerer området i underkant av byggene som skal settes opp på Øvre Nyhavna. Med forutsetning om at kalk-/sementstabilisert jord oppnår en høyere permeabilitet enn omkringliggende jord, og en får en permanent utdrenering av poreovertrykk i området, vil områdesetningene ved en kalk-/sementstabilisering beregnes identisk som stålkernepelberegningene.



**Figur 93: Endring i last. Snitt E til venstre, og Snitt J til høyre.**

### 9.2.3 Stålkjernepeler vs. Kalk-/sementstabilisering

Til syvende og sist blir det et generelt spørsmål om hvilke stivheter en skal tro på, og hvilke verdier som er fornuftige å anta. For denne oppgaven, og for disse beregningene, er det valgt å stole på én enkelt ødometertest fra to ulike borhull, sammen med CPTU-resultater.

Det er mulig man burde ha benyttet et stivere materiale i OC-området, men på grunn av mulig prøvforstyrrelse er det vanskelig å kunne estimere en riktig stivhet. Med flere prøver hadde det trolig vært lettere å estimere en mer nøyaktig stivhet.

Når det gjelder fundamenteringsalternativene opp mot hverandre, er resultatene relativt klare. En vil generelt ha mye lavere setningspotensial ved en eventuell utdrenering av poreovertrykk ved bruk av stålkjernepeler, sammenlignet med kalk-/sementstabilisering. Dette er på grunn av at man isolert sett får mye større setninger i selve kalk-/sementpelen, sammenlignet med stålkjernepelen. Her er det viktig å påpeke at resultatene viser situasjonen i underkant av nybygg.

Resultatene, presentert i tabell 34, viser at kalk-/sementpelen komprimeres hele 10 ganger så mye som stålkjernepelen. Dette er en naturlig sammenheng dersom en tar de to materialenes elastisitetsmoduler i betraktning. Ved å snu på ligning (6.4) ser man at den sammenlignbare elastisitetsmodulen gjennom kalk-/sementpelene er  $1,486 \cdot 10^4$  kPa, sammenlignet med  $2,1 \cdot 10^8$  kPa for stålkjernen. Forholdene mellom kompresjonen av selve pelematerialene er fornuftige, og i tråd med hva forfatterne hadde sett for seg på forhånd.

Forskjellen mellom beregningene er at man ved stålkjernepelene ikke gjør beregninger knyttet til lasten som påføres pelene, men lasten som påføres i form av at poreovertrykket i området dreneres ut. I kalk-/sementberegningene tas det også hensyn til bygningslasten som kommer på toppen. Stålkjernepelberegningene estimerer områdesetningene som vil oppstå, mens beregningene for kalk-/sementpelene estimerer setningene akkurat der bygget blir føres opp. Dette er et viktig poeng å ta hensyn til ved vurdering av resultatene.

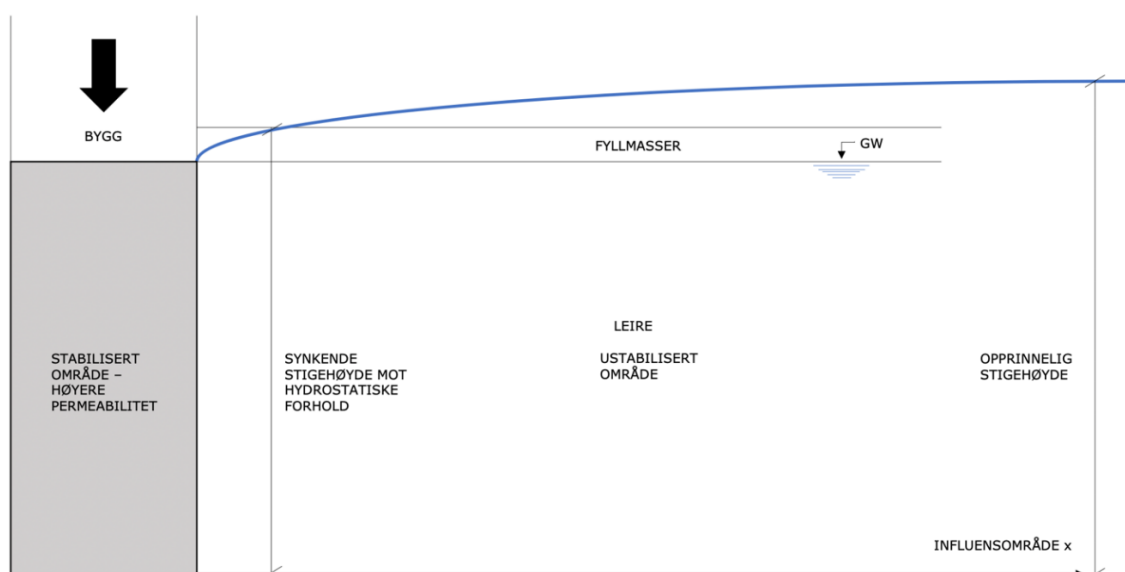
**Tabell 34: Resultater fra deformasjonsberegninger utført i delkapittel 6.5.**

Situasjon	Vertikal/aksiell deformasjon [cm]
Kalk-/sementstabilisering	15,4
Stålkjernepel	2,0
Stålkjernepel omsluttet av betong	1,54

Områdesetningene på grunn av utdrenering gjennom kalk-/sementpelene beregnes på samme måte som for stålkjernepelene. En kan dermed si at man i ytterkant av kalk-/sementpelene, der lasten ikke lenger har en innvirkning, vil en følge verdiene beregnet for stålkjernepelene. Dette prinsippet vil gjelde for begge fundamenteringsalternativene, og er grovt skissert i figur 94. Setningene vil gradvis synke fra beregnet maksimalverdi for stålkjernepelene og til ingen deformasjon, der hvor poreovertrykket igjen er opprettholdt.

Det er vanskelig å si noe om i hvor stort område man eventuelt vil oppleve en utdreneringseffekt rundt de ulike fundamenteringsalternativene. Som nevnt kan BegrensSkade vise til reduksjon i poretrykk opp til 400 meter unna byggegrøpa. Dette er på langt nær noen fasit, eller fast holdepunkt, men viser hvilket omfang slike prosjekter kan ha. Poretrykksmålingene på Nyhavna viser at poretrykksreduksjonen skjer ved installering av stålkjernepeler, i nærheten av installerte peler, og gjenopptas til opprinnelige verdier med tiden. Dette tilsier at en ikke behøver å bekymre seg for at området på Nyhavna skal deformeres på grunn av pågående fundamenteringsarbeider.

Hva gjelder områdesetninger på grunn av kalk-/sementpeling er det heller ikke enkelt å si noe sikkert. Håndbok V221 viser til at permeabiliteten øker i det stabiliserte området. Dersom permeabiliteten øker, og holdes permanent høyere enn omkringliggende områder, vil en kunne forvente at det kontinuerlig dreneres ut poreovertrykk fra områdene rundt kalk-/sementblokka. Spørsmålet vil da være i hvor stort område vil poreovertrykket dreneres ut. Undersøkelsene utført i denne oppgaven viser at dette er vanskelig å svare på, og diskuteres nærmere i neste delkapittel.



**Figur 94: Generell illustrasjon av antatt poretrykkssituasjon rundt KS-pel, med tilhørende influensområde. Gjelder også for eventuell utdrenering rundt stålkjernepeler.**

Likefullt: Ved en eventuell utdrenering av poreovertrykk på Nyhavna vil man i områdene rundt nybyggene følge samme beregningsgang, både for stålkjernepelene og kalk-/sementblokka. Dette vil da være å betrakte som områdesetningene, avhengig av influensområde. Beregningene viser at ved full utdrenering av poreovertrykket i området på Nyhavna er det KS-blokka som gir mest setninger, under selve byggene.

## 9.3 Dreneringseffekt ved kalk-/sementfundamentering

I dette kapitlet er det gjort en diskusjon rundt resultatene fra:

- Numerisk analyse med konstant permeabilitet for KS-blokk.
- FEM-analyse med en tidsavhengig permeabilitet for en ren sement-blokk.

### 9.3.1 Numerisk analyse

Ved den numeriske analysen ble det benyttet en konstant permeabilitet i den stabiliserte leira lik 400 ganger jordens permeabilitet. Ikke overraskende vil dette medføre en drenering av området.

Resultatene fra den numeriske analysen med Thiems ligning viser at med økende permeabilitet i det drenerende morenelaget, øker influensområdet. En sandig morene kan redusere det hydrauliske potensialet opp mot 1151 meter i radius fra senter av KS-blokken, mens en siltig morene et område opp til 280 meter. Økningen i influensområde med høyere permeabilitet samsvarer mot det man hadde forventet.

Det er viktig å huske på at det er antatt at man har en tilstrekkelig mengde vann for en vilkårlig avstand fra KS-blokka. I virkeligheten trenger dermed ikke situasjonen være slik. Tilgangen på vann kan blant annet variere etter årstid, områdets geologiske- og topologiske egenskaper. Dette gjør at beregnet influensområde bør betraktes som «beste utfall», eller «minste influensområde».

Problemet med denne dreneringsanalysen er at man får svar etter de betingelsene man spør på grunnlag av. Som blant annet at det er tilstrekkelig med vann tilgjengelig på en gitt avstand. Selv om resultatene svarte til forventningene ble det også gjort noen interessante betraktninger som er forklart nedenfor.

Om man betrakter Thiems ligning utelukkende med kun hensyn til transmissiviteten  $T$ , ser man at en økende transmissivitet gir en mindre endring i vannets potensialnivå. En mindre endring i vannets potensialnivå fører til at vann må tilføres fra et større område før man oppnår initiale potensialnivået og influensområdet øker.

Ved betraktning av Thiems ligning med kun hensyn på mengden vann  $Q$  ut av KS-blokken, vil en økt mengde vann ut føre til en større endring i vannets potensialnivå. Den større endringen i potensialnivå vil igjen føre til at man når raskere stasjonær strømningstilstand slik at influensområdet blir lavere. Dette er basert på at man har for en vilkårlig avstand tilstrekkelig hydraulisk potensial i det drenerende laget.

Kortere forklart vil en høyere transmissivitet føre til et større influensområde, mens en høyere vannmengde  $Q$  ut av KS-blokken føre til mindre influensområde.

Det er viktig å huske at transmissiviteten er produktet av mektigheten og permeabiliteten til morenelaget. Slik at transmissiviteten kan også økes ved større mektighet, og på denne måten øker influensområdet til KS-blokken.

Det er naturlig å anta at mengden vann ut av KS-blokken vil øke med økende permeabilitet for morenelaget. Dette viste også Plaxis-analysene ved bestemmelse av mengden vann ut av KS-blokka for de ulike morenetypene. Samtidig kommer det også klart fram fra Thiems ligning at ved økende transmissivitet, og økende vannmengde ut av KS-blokka har motsatt effekt på størrelsen til influensområdet.

Ettersom vannmengden ut av KS-blokka er beregnet med hensyn til permeabiliteten i morenelaget ved hjelp av Plaxis, skal vannmengden ut av KS-blokka være i forhold til permeabiliteten i morenelaget. Selv om vannmengden ut av KS-blokka øker for større permeabilitet i morenelaget, viser resultatene presentert i figur 80 at influensområdet øker med økende permeabilitet. Thiems ligning viser at influensområdet skal bli mindre med økende vannmengde ut. Ut fra dette kan det virke som at det er transmissiviteten i morenelaget som er den styrende parameteren for influensområdet.

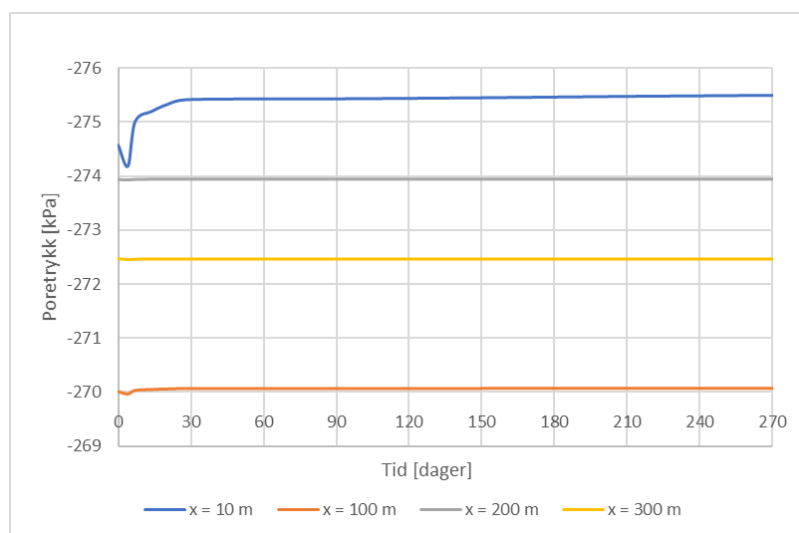
### 9.3.2 FEM-analyse

For den tidsavhengige analysen i Plaxis er permeabiliteten i den stabiliserte leira høyere i starten, før den med tiden blir lavere på grunn av fasthetsutviklingen i den stabiliserte leira. Den estimerte permeabiliteten i KS-blokka med hensyn til utvikling i det stabiliserte materialets trykkfaset  $q_{uc}$  er presentert i tabell 35.

**Tabell 35: Beregnet stabilisert permeabilitet  $k_{stab}$  med  $k_{soil} = 1,35E-4$  m/dag.**

Tidsintervall [dager]	$q_{uc} = 2 \cdot S_u$ [kPa] etter figur 72	$k_{stab}$ [m/dag]
0-4	350	1,94E-4
4-7	600	7,14E-5
7-14	720	4,42E-5
14-20	840	2,73E-5
20-28	1000	1,44E-5
28-90	1040	1,23E-5
90-150	1100	9,66E-6
150-210	1220	5,98E-6
210-270	1360	3,41E-6
270-∞	1400	2,91E-6

Som forventet vil poretrykket kun reduseres for de første 4 dagene når permeabiliteten i KS-blokka er høyere enn den siltige leira som vist ved figur 95. At man tilnærmet ikke ser noen reduksjon i poretrykk avstand 100, 200 og 300 meter fra senter KS-blokk er på grunn av at økningen i permeabilitet de 4 første dagene er kun  $+0,59E-4$  m/dag. Dette gjør at utdrenering gjennom KS-blokka er svært liten og kun midlertidig. Den største poretrykksreduksjonen oppstår naturligvis nærmest KS-blokka.



**Figur 95: Poretrykksutvikling med tiden ved 2 meter siltig morene.**



Med tanke på at de hydrauliske betingelsene i modellen er gitt som en konstant «Inflow» langs hele bunnlinjen er trolig ikke størrelsen i poretrykksreduksjon reel. Hvis kilden til vannet eksempelvis er i et konsentrert område i en lengre avstand fra KS-blokka, vil dette medføre en større poretrykksreduksjon for området mot kilden.

En annen mulig dreneringsvei for en KS-blokk er hvis den i løsmassedekket krysser et umettet drenerende lag. Så lenge permeabiliteten i KS-blokka er lavere enn permeabiliteten i det umettede drenerende laget, vil vannet strømme minste motstands vei. På denne måten vil vann dreneres ut gjennom KS-blokken, og opp til nivået med det drenerende umettede laget. Ved en slik situasjon kan det oppstå dreneringseffekter med tilhørende reduksjon i poretrykk langt større enn ved utdrenering av kun et overtrykk. Nå skal det i midlertidig nevnes at det trolig raskt vil oppdages et slikt drenerende lag ved forberedende grunnundersøkelser, eller eksempelvis økt motstand ved innblanding av bindemiddel.

Selv om resultatene fra Plaxis-analysen ikke er overraskende, er resultatene fra litteraturstudien meget interessant. Laboratorieforskene beskrevet i *Long-term behaviour of soils stabilised with lime and with cement* viser at jordartene leire med silt og leirig silt oppnår lavest permeabilitet for både kort- og lang tid ved innblanding av ren sement. En ren kalkinnblanding gir høyest permeabilitet, mens en kalk-/sementblanding gir en permeabilitet mellom kalk og sement. *Svensk Djupstabilisering – Rapport 17* beskriver også at laboratorieforsk viser at en ren sementinnblanding gir lavest permeabilitet ved korttid for leire, og en ren kalkinnblanding gir høyere permeabilitet.

Rapporten *Cement och kalk för djupstabilisering av jord* beskriver at sement gir generelt høyest tidlig- og langtidsfasthet for jordartene leirig silt, leire og organisk leire. For silting leire viser derimot kalk-/sementblanding (25:75) en høyere langtidsfasthet, og kalk gir en høyere langtidsfasthet for kvikkleire, noe som kan være gunstig med tanke på lav permeabilitet over lang tid.

Artikkelen *Measured permeabilities in stabilised Swedish* beskriver at utviklingen i permeabilitet over langtid er relatert til økningen i jordens styrke. Et lavt vanninnhold vil motvirke hydratisering prosessen, og på denne måten redusere langtidsøkningen i styrke. For jordarter med lavt vanninnhold kan denne fuktigheten tilføres ved bruk av våtstabilisering. Som beskrevet ved *Svensk Djupstabilisering – Rapport 17* viser erfaringer fra Japan at våtstabilisering gir en permeabilitet lik eller lavere enn jordens permeabilitet.

Artikkelen *Field and laboratory investigations, properties of binders and stabilized soil* av Masaki Kitazume viser til at et optimalt vanninnhold for leirer ligger opp til flytegrensen  $w_L$ . Vanninnhold over flytegrensen fører til en reduksjon i den stabiliserte leirens trykkfasthet. Et kjent faktum er at leire med vanninnhold større enn flytegrensen er en indikasjon på kvikkleire. For kvikkleire viser rapporten *Cement och kalk för djupstabilisering av jord* at innblanding av ren kalk har en betydelig høyere langtidsfasthet, enn både sement og kalk-/sementblanding. Kortidsfastheten var derimot høyere for sement og kalk-/sementblanding.

Sett i dreneringssammenheng kan dette tale for at en ren kalkinnblanding vil være langt mer gunstig som bindemiddel ved områder med kvikkleire. Den høye langtidsfastheten for ren kalk kan medføre at permeabiliteten for et langt tidsperspektiv blir lav, og man reduserer faren for utdrenering over lang tid.

Ut fra laboratorieforsøkene kan det tolkes som at en fundamenteringsmetode med kalk-/sementstabilisering bør utføres med en ren sementinnblanding for den siltige leiren, og en ren kalkinnblanding for en eventuell kvikkleire. Grunnundersøkelsene ved Nyhavna Øvre indikerer delvis innslag av kvikkleire med dybden. Som nevnt i artikkelen *Measured permeabilities in stabilised Swedish soils* er utviklingen i permeabilitet en kompleks prosess sammensatt av type stabiliseringsmiddel, herdetid, makrostrukturen- og spenningstilstanden i jorda.

*Svensk Djupstabilisering – Rapport 17* viser til at feltforsøk viser en økning i permeabilitet fra 1-100 ganger jordens permeabilitet, og at forskjellene kan være store innenfor samme område. Artikkelen *Measured permeabilities in stabilised Swedish soils* beskriver at denne store forskjellen mellom laboratorie- og feltforsøk kommer av at det oppstår mer ujevn innblanding av bindemiddel i felt, og at jorden opprettholder i større grad et naturlig sprekkesystem. Dette gjør at resultater fra laboratorieforsøk bør betraktes som en minimumsverdi. *Svensk Djupstabilisering – Rapport 17* beskriver i midlertidig at feltundersøkelser viser at permeabiliteten reduseres med økende dybde, og under 6 meters dybde viser resultatene at permeabiliteten i den stabiliserte jorden er omtrentlig lik den ustabiliserte jorden. Det er også beskrevet ved artikkelen *Measured permeabilities in stabilised Swedish soils* at langtidsøkninger i det stabiliserte materialet styrke er også påvist i felt for både kalk-/sementpeler og rene sementpeler.

Ved vurdering av dreneringsproblematikk relatert til fundamentering med innblanding av stabiliserende bindemiddel kan dette sees i sammenheng tilgjengelig vann i området, permeabiliteten i det stabiliserte materialet eller i en kombinasjon av disse. Mye ligger til grunn for at fundamentering med innblanding av stabiliserende bindemiddel knyttet til dreneringsproblematikk krever en stor utstrekning av dokumentasjon fra laboratorie- og feltforsøk fra det aktuelle området. Åhnberg (2006) beskriver at geologiske forskjeller ved jordens mineralsammensetning, makrostruktur og spenningstilstand påvirker optimal mengde bindemiddel, type- bindemiddel og stabiliseringsmetode. På en annen side kan mengden tilgjengelig vann i området være svært vanskelig å bestemme. Mengden kan dessuten variere svært med årstid og nedbør.

Hvis man tar utgangspunkt i en uberørt tilstand for området der mengde vann inn i den lukkede akviferen vil være lik mengden vann ut gjennom den relative «tette» leiren, drenerende overtrykkslaget, og/eller grunnfjellet. Dette medfører at området står i utgangspunktet i en hydraulisk likevekt med kilden(e) til vannet. Ettersom området står i en initial «hydraulisk likevekt», vil stabilisert materiale med en høyere permeabilitet uansett medføre at mengden vann ut blir større enn tilgjengelig mengde vann. På denne måten er det mulig at dreneringsproblematikk i geoteknisk sammenheng vurderes bedre relatert til det stabiliserte materialets permeabilitet.

## 10 Konklusjon

Ved boring av foringsrør med polymerblandet borevæske viser poretrykksmålingene først en momentan økning i poretrykk, som i løpet av timer går over til en midlertidig reduksjon i poretrykk. Den momentane økningen er 0,60 – 2,35 mH<sub>2</sub>O ved bergoverflaten, og 0,50 – 6,5 mH<sub>2</sub>O midt i leirlaget.

Poretrykket i overtrykkslaget ved bergoverflaten fluktuerer med intensiviteten for boring av foringsrør, mens poretrykket i leirlaget er tilnærmet lineært synkende med tiden. Den største midlertidige poretrykksreduksjonen er 3,13 mH<sub>2</sub>O i overtrykkslaget ved bergoverflaten, og 0,60 mH<sub>2</sub>O i midten av leirlaget. Resterende poretrykksmålere viser en midlertidig reduksjon mellom 0,94 – 2,52 mH<sub>2</sub>O i overtrykkslaget ved bergoverflaten, og 0,26 – 0,60 mH<sub>2</sub>O i midten av leirlaget.

Ved boring av foringsrør med avstand  $\leq 6,15$  meter fra poretrykksmåler er det målt en midlertidig økning i poretrykk fra 0,60 til 2,35 mH<sub>2</sub>O i overtrykkslaget ved bergoverflaten, og 0,50 – 6,50 mH<sub>2</sub>O midt i leirlaget. Foringsrør med avstand mellom 6,15 – 8,0 meter gir kun en midlertidig økning opptil 0,5 mH<sub>2</sub>O ved bergoverflaten, og ingen innvirkning midt i leirlaget. Ved avstand  $\geq 8$  meter er det målt ingen innvirkning på poretrykk.

Dersom det har vært en lekkasje fra overtrykkslaget og opp langs på utsiden av foringsrøret, er det nærliggende å tro at man hadde registrert en raskere poretrykksrespons i midten av leirlaget. Sammen med at poretrykket ved bergoverflaten øker til opprinnelig verdi etter injisering av foringsrørene fram til at stålkjernene installeres og gyses, er det sannsynlig at polymerblandingen har hatt en tettende virkning langs utsiden av foringsrøret.

Ved rensing av foringsrør før installering av stålkjerner oppstår det lekkasjer. Lekkasjene er sannsynligvis ved glippen mellom foringsrør og berg, og videre ut i berggrunnen eller opp på innsiden av foringsrøret. Etter at stålkjernene er installert og gysset blir lekkasjene tette, og poretrykket øker til opprinnelig verdi. Ved å bore foringsrør og uforet berghull ned i berg før gjennomføring av injeksjon ga dette kun 18 stk. foringsrør med lekkasjer, i motsetning til å injisere før nedboring av uforet hull som ga 42 stk. foringsrør med lekkasjer. Det er også påvist at en mindre differanse mellom diameter til foringsrør og uforet berghull er gunstig med tanke på antall lekkasjer.

Med bakgrunn i resultatene fra poretrykksmålingene kan man si at en ikke vil oppleve områdesetninger i skala med beregningene utført i oppgaven. På grunn av målte, midlertidige poretrykksreduksjoner kan man forvente moderate setninger i nærheten av pelene. Setningsberegningene utført i oppgaven er dermed å betrakte som *worst-case scenario*.

Setningsberegningene viser at en kan forvente områdesetninger opp mot 16 cm ved bruk av stålkjernepeler, som fører til lekkasje i forbindelse med installering og full utdrenering av poreovertrykk i området. Disse beregningene gjelder også for fundamentering på kalk-/sementpeler satt i blokkemønster, gitt at en oppnår høyere permeabilitet i de stabiliserte massene som fører til permanent utdrenering. Setningspotensialet på 29 cm beregnet for kalk-/sementblokken gjelder kun i løsmassene under byggene, og kan ikke

sammenlignes direkte med resultatene fra stålkjernepelene. Dette er på grunn av en forskjell i kompresjon av selve pelematerialene. Resultatene viser at KS-blokken komprimeres 10 ganger så mye som stålkjernepelen, henholdsvis 15,4 og 1,54 cm.

Setningspotensialet er en sammenheng mellom dybde til berg og valgt stivhet. En kan sette spørsmålstegn i forbindelse med valg av stivhet i beregningene, på grunn av potensiell prøveforstyrrelse. Prøveforstyrrelse kan føre til underestimert stivhetsmoduler, og dermed overestimert av setninger. Med tanke på størrelsesorden av setninger er stålkjernepelene å foretrekke, sammenlignet med KS-blokka.

Med bakgrunn i resultatene presentert i oppgaven er det grunnlag for å si at Multiconsult har valgt riktig fundamenteringsalternativ for leilighetsprosjektet på Øvre Nyhavna i Trondheim. Ved å justere installasjonsprosedyren for stålkjernepelene har man lyktes i å hindre langvarig utdrenering av opptredende poreovertrykk, og dermed redusere potensielle områdesetninger som man var bekymret for i forkant av prosjektet.

Ved vurdering av influensområde for en sirkulær kalk-/sementstabilisert blokk med radius 10 meter, er det for den numeriske analysen tatt utgangspunkt i en permeabilitet lik 400 ganger jordens permeabilitet. Den numeriske analysen med Thiem ligning (1906) viser et influensområde opp til 1151 meter for en sandig morene med permeabilitet lik  $6,05E-2$  m/dag og mektighet 2 meter. For en siltig morene med permeabilitet lik  $2,59E-2$  m/dag er influensområdet ned til 280 meter. Dette er basert på at man har for en eller annen avstand tilstrekkelig hydraulisk potensial i det drenerende laget.

Litteraturstudiet fra utførte laboratorieforsøk på stabilisert materiale viser at permeabiliteten øker rett etter innblanding på grunn av endring i vanninnhold, og vil med fasthetsutviklingen i materialet gå mot en lavere permeabilitet over tid.

Laboratorieforsøkene viser at permeabiliteten og fasthetsutviklingen varierer svært med type jordart og bindemiddel. For leire gir generelt en ren sementinnblanding lavest permeabilitet, ren kalk høyest, og kalk-/sementblanding (50:50) en midlere verdi. Sement gir høyest tidlig- og langtidsfasthet for jordartene leirig silt, leire og organisk leire. En kalk-/sementblanding (25:75) gir høyest langtidsfasthet for siltig leire, og ren kalk gir høyest langtidsfasthet for kvikkleire.

Resultatene fra feltforsøk viser at laboratorieforsøkene kan avvike i stor grad. Generelt viser feltforsøk en økning i permeabilitet lik 1 – 100 ganger jordens permeabilitet for det stabiliserte materialet. Dette kommer av en mer ujevn innblanding av bindemiddel, og at jorden opprettholder i større grad et naturlig sprekkesystem i felt. Dette gjør at resultatene fra laboratorieforsøk bør betraktes som en minimumsverdi. Det er i midlertidig også påvist en økende styrke over tid for kalk-/sement- og sementpeler i felt, og at permeabiliteten i det stabiliserte materialet reduseres med dybden til en verdi lik jordens opprinnelige permeabilitet.

# 11 Videre arbeid

Anbefalinger til videre arbeid delt inn i to kategorier:

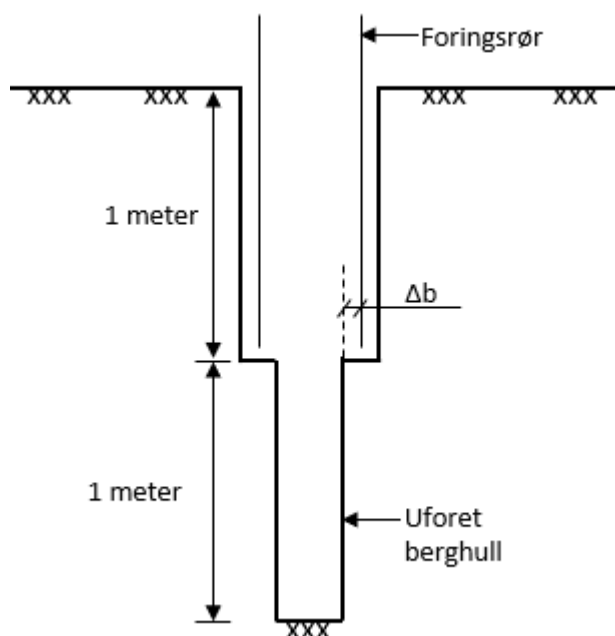
- Stålkjernepeler installert med foringsrør.
- Permeabilitetsegenskaper for kalk-/sementstabilisert materiale.

## Stålkjernepeler installert med foringsrør

Revidert metode for boring av foringsrør viste at det var registrert langt færre lekkasjer når foringsrør og uforet berghull blir boret under samme operasjon, før injeksjonstetting utføres. Alle foringsrørene var dessuten tette etter andre injeksjonsrunde. For metoden der injeksjon ble utført etter kun nedboring av foringsrør i fjell, ga dette et langt høyere antall foringsrør med lekkasjer der noen foringsrør aldri ble tette.

Resultatene kommer fra grunnforhold med stilig leire, over overtrykkslag av antatt morene, over fjell. Konklusjonen kan i midlertidig være annerledes ved andre grunnforhold, kan derfor ikke betraktes som generell. Det bør også sammenlignes antall lekkasjer mot andre grunnforhold for de samme metodene for boring og injisering som beskrevet i denne rapporten.

Andelen lekkasjer i forhold til differansen  $\Delta b$  mellom uforet hull og foringsrør som vist i figur 96 bør også undersøkes videre. Antallet foringsrør med diameter 273 mm i undersøkelsen er lav, i forhold til de andre dimensjonene 168,3, 193,7 og 219,1 mm. En eventuell konklusjon basert på indikasjonen om at en mindre differanse  $\Delta b$  er gunstig med tanke på lekkasje, bør baseres på et større antall data enn vist til i denne rapporten.



**Figur 96: Differanse  $\Delta b$  mellom foringsrør og uforet berghull.**

Hvis det blir benyttet ejektorpumpe for rensing av borehull før injeksjon ved byggetrinn 2, vil det også være interessant om dette har noen innvirkning på antallet lekkasjer.

Under innboring i berg er foringsrøret tømt for vann, og etter endt innboring i fjell kan finkornet materiale eroderes inn i glippen mellom foringsrør og berg.

Ved metode benyttet for byggetrinn 1 ble en vannslange benyttet for å rense hullet for slam. Hvis det har erodert finkornet materiale inn i glippen mellom foringsrør og berg, kan man stille spørsmål om det er tilstrekkelig å bruke vannslange for å få fjernet det finkornede materialet før utførelse av injeksjon.

Det er mulig en ejetorpumpe i større grad vil rense hullet på en bedre måte, enn ved spyling med vannslange. Som ved spyling med vannslange, er foringsrøret vannfylt ved rensing med ejetorpumpe. Dette kan hindre utvasking av løsmassene over berg, eventuelt ytterligere erodering av finkornet materiale inn i glippen mellom foringsrør og berg.

Det må også nevnes at dette er resultater og data som antas å være av særlig interesse for NGIs prosjekt BegrensSkade. Resultatene kan i beste konsekvens være med å begrense setningsskader innen bygg- og anleggsbransjen ved fundamenteringsarbeid.

### **Permeabilitetsegenskaper for kalk-/sementstabilisert materiale**

Den allmenn kjente teorien i dag er at permeabiliteten øker i kalk-/sementstabilisert materiale, som beskrevet i Statens vegvesens Håndbok V221. Litteraturstudiet viser at permeabiliteten for kalk-/sementstabilisert materiale ved laboratorieforsøk reduseres med fasthetsutviklingen over tid. Målinger av permeabilitet av kalk-/sementstabilisert materiale i felt avviker i midlertidig resultatene fra laboratorieforsøkene. Generelt øker permeabiliteten for kalk-/sementstabilisert materiale i felt.

*Svensk Djupstabilisering – Rapport 17* beskriver at permeabiliteten reduseres med dybden for målinger gjort i felt. Målingene har vist at permeabiliteten er 100 ganger større ved 3 meter dybde, og 2 ganger større ved 6 meter dybde. For større dybder er permeabiliteten lik den ustabiliserte jorden. Dette er en særlig interessant observasjon som kan redusere de antatte dreneringsegenskapene til kalk-/sementstabilisert materiale.

En eventuell reduksjon i permeabiliteten med økt dybde i det stabiliserte materialet bør undersøkes fra feltmålinger, siden kalk-/sementstabilisert materiale fra laboratorieforsøk allerede viser en lavere permeabilitet med tiden. Som nevnt i artikkelen *Measured permeabilities in stabilised Swedish soils* er utviklingen i permeabilitet en kompleks prosess sammensatt av type stabiliseringsmiddel, herdetid, makrostrukturen- og spenningstilstanden i jorda.

Vårt forslag er å få gjort feltmålinger på samme dybder som beskrevet i *Svensk Djupstabilisering – Rapport 17* for å verifisere den reduserte permeabiliteten i det stabiliserte materialet. I tillegg utføre målinger dypere enn 6 meter, for å eventuelt påvise en ytterligere innvirkning på permeabilitet i stabilisert materiale.

## 12 Referanseliste

- Aarhaug, O. R. (2017) *Geoteknikk og fundamenteringslære 1*. 1. utg. Bergen: Fagbokforlaget.
- Andersen, L., Jostad, H. P. (2004) *Janbus's Modulus Concept vs. Plaxis Soft Soil*. Oslo: NGI. Tilgjengelig fra: [https://www.researchgate.net/publication/262286687\\_Janbu%27s\\_Modulus\\_Concept\\_vs\\_Plaxis\\_Soft\\_Soil\\_Model](https://www.researchgate.net/publication/262286687_Janbu%27s_Modulus_Concept_vs_Plaxis_Soft_Soil_Model) (Hentet: 11.03.2020).
- Baardvik, et al. (2016) *Begrensning av skader som følge av grunnarbeider – Sluttrapport*. Oslo: NGI. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/download/file/4456> (Hentet 26.04.2020).
- Brandl, B. (1999) Long-term behaviour of soils stabilised with lime and with cement, *Geotechnics for Developing Africa*, s.219-232. Tilgjengelig fra: <https://books.google.no/books?id=3-nRpNd9GcIC&pg=PA219&lpg=PA219&dq=Long-term+behaviour+of+soils+stabilised+with+lime+and+with+cement&source=bl&ots=cSDAbeY0gN&sig=ACfU3U3Vk04-bVpnpUfMCIG0xwjJY7QdEg&hl=no&sa=X&ved=2ahUKewi5v4HrgtHpAhXqIIsKHUeSB3cQ6AEwAXoECAoQAQ#v=onepage&q=Long-term%20behaviour%20of%20soils%20stabilised%20with%20lime%20and%20with%20cement&f=false> (Hentet: 03.04.2020).
- Brattli, B. (2009) *Fysisk og kjemisk hydrogeologi*. 2. utg. Trondheim: NTNU.
- Brattli, B. (2015) *Ingeniørgeologi – Løsmasser*. 2. utg. Trondheim: NTNU.
- Ceccato F., Beuth, L., Simonini, P. (2016) *Analysis of Piezocone Penetration under Different Drainage Conditions with the Two-Phase Material Point Method*. Tilgjengelig fra: <https://ascelibrary.org/cms/asset/5b588e86-a73f-40d9-b565-a383b8edada1/figure1.gif> (Hentet: 25.02.2020).
- Christiansen, Thea Lind (2018) *Fleksibel Læring i Grunnleggende Geoteknikk – Jordartsbestemmelse etter kornstørrelse*. Tilgjengelig fra: [https://www.vegvesen.no/\\_attachment/1919762/binary/1191678?fast\\_title=E-I%C3%A6ring+geoteknikk](https://www.vegvesen.no/_attachment/1919762/binary/1191678?fast_title=E-I%C3%A6ring+geoteknikk) (Hentet: 10.02.2020).
- Den Norske Pelekomite (2012) *Peleveiledningen*. Norsk Geoteknisk Forening.
- Dyp, Å. (2017) *PDA-måling for beregning av bæreevne til betongpeler i leire*. Masteroppgave. Institutt for bygg- og miljøteknikk.
- Eggen, et al. (2012) *Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler*. 1.utg. Oslo: Norsk Geoteknisk Forening.
- Emdal, A. (2018a) *Introduksjon til geoteknikk*. Trondheim: NTNU.
- Emdal, A. (2018b) *TBA4110 Field and lab. Field investigation methods. Cone Penetration Test (CPT(U))*. Trondheim: NTNU.
- Freeze, R. A, Cherry, J. A. (1979) *Groundwater*. New Jersey: Prentice-Hall.

- Gregersen, O. (2014) *Skred, skredfare og sikringstiltak*. Oslo: Universitetsforlaget.
- Hallingdal Bergboring AS (2019) *Pdrift01 – Setting av stålkjerner*.
- Hallingdal Bergboring AS (2020) *Tekniske tabeller*. Tilgjengelig fra: <https://www.bergboring.no/portfolio-item/ror-og-bordimensjoner/> (Hentet 15.04.2020).
- Holmsen, P. (1945) 5. *Leirfallet ved Lade, Trondheim 1944K*. Tilgjengelig fra: [https://www.ngu.no/filearchive/NGUPublikasjoner/NGUnr\\_167\\_Holmsen\\_29\\_54.pdf](https://www.ngu.no/filearchive/NGUPublikasjoner/NGUnr_167_Holmsen_29_54.pdf) (Hentet: 17.02.2020).
- Janbu, N. (1970) *Grunnlag i geoteknikk*. Trondheim: Tapir forlag.
- Jiao, J., Post, V. (2019) *Coastal Hydrogeology*. New York: Cambridge University Press.
- Karsrud, et al. (2005) *CPTU Correlations for Clays*. NGI. Tilgjengelig fra: [https://www.researchgate.net/publication/285733117\\_CPTU\\_correlations\\_for\\_clays](https://www.researchgate.net/publication/285733117_CPTU_correlations_for_clays) (Hentet: 19.03.2020).
- Kitazume, M. (2005) Field and laboratory investigations, properties of binders and stabilized soil, *Svensk Djupstabilisering Report 13*, volum 1-2, s. 660-684. Tilgjengelig fra: <https://www.swedgeo.se/globalassets/publikationer/svensk-djupstabilisering/sd-r13-v1-2.pdf> (Hentet: 14.04.2020).
- Langford, J., Baardvik, G., Karlsrud, K. (2016) *Pore pressure reduction and settlements induced by deep supported excavations in soft clay*. NGI. Tilgjengelig fra: [https://ngi.brage.unit.no/ngi-xmlui/bitstream/handle/11250/2465339/Langford\\_Baardvik\\_Karlsrud%25282016%2529.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://ngi.brage.unit.no/ngi-xmlui/bitstream/handle/11250/2465339/Langford_Baardvik_Karlsrud%25282016%2529.pdf?sequence=1&isAllowed=y) (Hentet: 23.03.2020).
- Larsson, R. (2006) *Djupstabilisering med bindemidelsstabiliserade pelare och masstabilisering*. Linköping: Svensk Djupstabilisering. Tilgjengelig fra: <https://www.swedgeo.se/globalassets/publikationer/svensk-djupstabilisering/sd-r17.pdf> (Hentet: 13.04.2020).
- Leirvik, J. (2016) *R.1672 Ladebekken Rosenborg, VA*. Trondheim: Trondheim Kommune. Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/63458307-R-1672-ladebekken-rosenborg-va.html> (Hentet: 26.03.2020).
- Lunne, T., Robertson, P. K., Powell, J. J. M. (1997) *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. 1. utg. Oxon: E & FN Spon.
- Mapei (2014) *Mapegrout 1*. Tilgjengelig fra: [https://cdnmedia.mapei.com/docs/librariesprovider60/products-documents/mapegrout-i\\_no.pdf?sfvrsn=1501bdc6\\_0](https://cdnmedia.mapei.com/docs/librariesprovider60/products-documents/mapegrout-i_no.pdf?sfvrsn=1501bdc6_0) (Hentet: 15.03.2020).
- Metrologisk Institutt (u.å) *eklima*. Tilgjengelig fra: [http://sharki.oslo.dnmi.no/portal/page?\\_pageid=73,39035,73\\_39057&\\_dad=portal&\\_schema=PORTAL](http://sharki.oslo.dnmi.no/portal/page?_pageid=73,39035,73_39057&_dad=portal&_schema=PORTAL) (Hentet: 26.01.2020).
- Multiconsult Norge AS (2019a) *Geotekniske grunnundersøkelser Nyhavna Øvre*. (10206039-RIG-RAP-001). Trondheim: Multiconsult Norge AS.
- Multiconsult Norge AS (2019b) *Evaluering av fundamenteringsalternativer*. (10212070-01-RIG-NOT-001). Trondheim: Multiconsult Norge AS.



- Multiconsult Norge AS (2020) *Prosedyre og input til kontrollplan for peleboring* (10212070-01-RIG-NOT-001). Trondheim: Multiconsult Norge AS.
- Nerland, Ø. (2014) *Kontroll og dokumentasjon av prøve kvalitet*. Tilgjengelig fra: <https://docplayer.me/13594069-Kontroll-og-dokumentasjon-av-provekvalitet-orjan-nerland-ngi-20-22-mai-2014.html> (Hentet: 15.04.2020).
- NGF (1982) *Melding nr. 6. Veiledning for måling av grunnvannstand og poretrykk*. Tilgjengelig fra: <http://ngf.no/wp-content/uploads/2015/03/NGF-melding-6-Poretrykksmaling-2017.pdf> (Hentet: 06.02.2020).
- NGF (2013) *Melding nr. 11. Veiledning for prøvetaking*. Tilgjengelig fra: <http://ngf.no/wp-content/uploads/2015/03/NGF-Melding-11-Provetaking-2014.pdf> (Hentet: 17.02.2020).
- NGU (2018) *Grunnvannsressurser*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/grunnvanninorge/alt-om-grunnvann/grunnvann-i-norge/grunnvannsressurser> (Hentet: 11.02.2020).
- NGU (2020) *Løsmassekart*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/> (Hentet: 22.03.2020).
- NGWA (2020) *Unconfined or Water Table Aquifers*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngwa.org/what-is-groundwater/About-groundwater/unconfined-or-water-table-aquifers> (Hentet: 06.05.2020).
- Norcem (u.å) *Grunnforsterkning med kalksement*. Oslo: Norcem. Tilgjengelig fra: [https://www.norcem.no/en/system/files\\_force/assets/document/kalksement\\_original\\_0.pdf?download=1](https://www.norcem.no/en/system/files_force/assets/document/kalksement_original_0.pdf?download=1) (Hentet: 20.03.2020).
- Nordal, S. (2019). *TBA4116 Geotechnical engineering Advanced course – Lecture notes*. Kompendium. Institutt for bygg- og miljøteknikk.
- Sandven, et al. (2015) *Geotechnics - Field and Laboratory Investigations*. Kompendium. Institutt for bygg- og miljøteknikk.
- SERC (2017) *Science in the courtroom*. Tilgjengelig fra: <https://serc.carleton.edu/woburn/student-modules/flow/assignment.html> (Hentet 06.05.2020).
- Standard Norge (2005) *NS-EN 1993 Prosjektering av stålkonstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-3-prosjektering-av-stalkonstruksjoner/> (Hentet: 27.03.2020).
- Standard Norge (2016) *NS-EN 1997 Geoteknisk prosjektering*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324912> (Hentet: 04.04.2020).
- Standard Norge (2018) *NS-EN 1992 Prosjektering av betongkonstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269> (Hentet: 16.04.2020)
- Statens vegvesen (2014a) *Håndbok V220 – Geoteknikk i vegbygging*. Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra:

[https://www.vegvesen.no/\\_attachment/70057/binary/1305835?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf](https://www.vegvesen.no/_attachment/70057/binary/1305835?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf) (Hentet: 27.01.2020).

Statens vegvesen (2014b) *Håndbok V221 – Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*.

Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra:

[https://www.vegvesen.no/\\_attachment/61506/binary/964921?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+V221+Grunnforsterkning%2C+fyllinger+og+skr%C3%A5ninger+%2814+MB%29.pdf](https://www.vegvesen.no/_attachment/61506/binary/964921?fast_title=H%C3%A5ndbok+V221+Grunnforsterkning%2C+fyllinger+og+skr%C3%A5ninger+%2814+MB%29.pdf) (Hentet: 27.01.2020).

Statens vegvesen (2018) *Håndbok R211 – Feltundersøkelser*. Oslo: Vegdirektoratet.

Tilgjengelig fra:

[https://www.vegvesen.no/\\_attachment/111560/binary/1297147?fast\\_title=H%C3%A5ndbok+R211+Feltunders%C3%B8kelser%2C+retningslinjer+%2818+MB%29.pdf](https://www.vegvesen.no/_attachment/111560/binary/1297147?fast_title=H%C3%A5ndbok+R211+Feltunders%C3%B8kelser%2C+retningslinjer+%2818+MB%29.pdf) (Hentet: 26.01.2020).

Tomlinson, M. J. (1995) *Foundation Design and Construction*. Pitman Publishing Inc.

Ulvestad, A. B. (2018) *Peledagen 2018 - Munchmuseét - ingen kjeller - horisontalkrefter som smeller!*. Oslo: Multiconsult Norge AS.

Veslegard, G., Simonsen, A. (2014) *State of art Boreteknikk*. Tilgjengelig fra:

<https://docplayer.me/3413876-State-of-the-art-boreteknikk.html> (Hentet: 13.03.2020).

Veslegard, G. (2015) *Metoder for boring*. Tilgjengelig fra:

<https://www.ngi.no/download/file/5579> (Hentet 13.03.2020).

Vognild, S. (2004) *R.1215 KORSVIKA*. Trondheim: Trondheim Kommune. Tilgjengelig fra:

<http://nadagdata.ngu.no/47147965-81AA-4739-95EA-9BAEDBE7EF0A/Rapport/1543-Korsvika.%20Separering%20VA-ledninger.pdf> (Hentet 26.03.2020).

Wold, M. (2004) *Forboring, stabilisering av borehull – Bruk av spyling og borhammer*.

Tilgjengelig fra: <http://ngf.no/wp-content/uploads/2016/09/10a.-Wold-Forboring-og-stabilisering-av-borhull.pdf> (Hentet: 08.04.2020).

Yang, et al. (2019) *Undrained shear strength of marine clays based on CPTU data and SHANSEP paramters*. Reykjavik: ECSMGE. Tilgjengelig fra:

[https://www.researchgate.net/publication/335857448\\_Undrained\\_shear\\_strength\\_of\\_marine\\_clays\\_based\\_on\\_CPTU\\_data\\_and\\_SHANSEP\\_parameters](https://www.researchgate.net/publication/335857448_Undrained_shear_strength_of_marine_clays_based_on_CPTU_data_and_SHANSEP_parameters) (Hentet: 26.03.2020).

Åhnberg, H. (2006a) *Strength of Soils. Measured permeabilities in stabilised Swedish soils*. s. 622-633. Tilgjengelig fra:

<https://www.swedgeo.se/globalassets/publikationer/svensk-djupstabilisering/sd-r16.pdf> (Hentet: 27.04.2020).

Åhnberg, H. (2006b) *Strength of Soils*. Doktoravhandling. Lund University. Tilgjengelig

fra: <https://www.swedgeo.se/globalassets/publikationer/svensk-djupstabilisering/sd-r16.pdf> (Hentet: 27.04.2020).

Åhnberg, et al. (1995) *Cement och kalk för djupstabilisering av jord*. Linköping: Statens

Geotekniska Insitut. Tilgjengelig fra: [https://www.diva-](https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1299943/FULLTEXT01.pdf)

[portal.org/smash/get/diva2:1299943/FULLTEXT01.pdf](https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1299943/FULLTEXT01.pdf) (Hentet: 01.05.2020).

## 13 Vedlegg

På neste side er det presentert en vedleggsliste med tilhørende vedlegg.

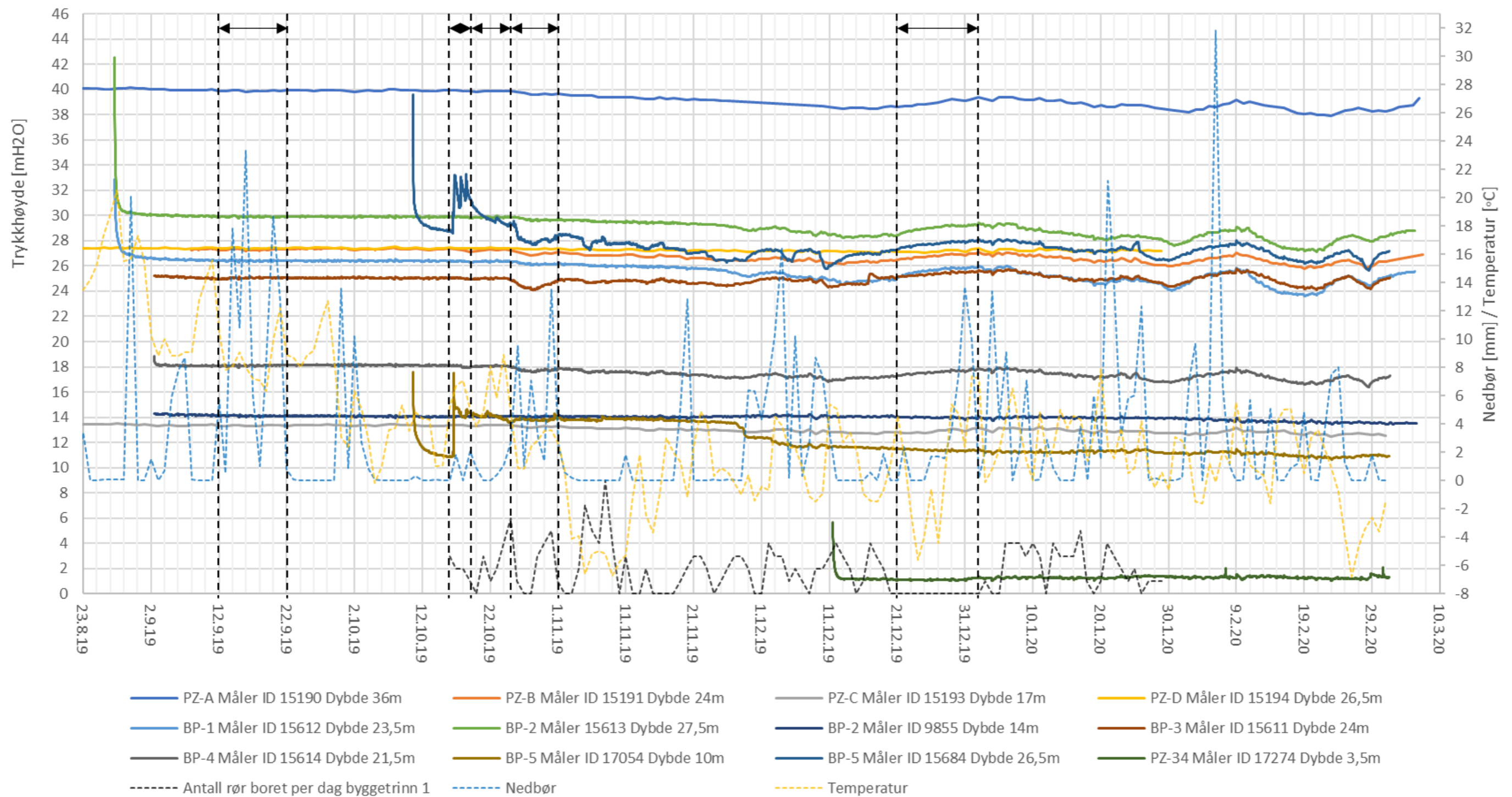
# Vedleggsliste

Vedlegg 1 – Poretrykksmålinger med boring av foringsrør, temperatur og nedbør.....	146
Vedlegg 2 – Poretrykk for hele perioden .....	147
Vedlegg 3 – Poretrykksutvikling sammen med antall borede foringsrør.....	148
Vedlegg 4 – Poretrykk og antall foringsrør boret/peler gysset/peler åpne før gysing .....	149
Vedlegg 5 – PA1-67 og PA1-68 - Ingen påvirkning fra boring .....	150
Vedlegg 6 – PA1-53 og PA1-54 - Ingen påvirkning fra boring .....	151
Vedlegg 7 – PA1-10, PA1-11 og PA1-25 - Mindre påvirkning fra boring.....	152
Vedlegg 8 – Tidevannseffekter BP1 og BP3 .....	153
Vedlegg 9 – Tidevannseffekter BP2 .....	154
Vedlegg 10 – Matex Hole Control.....	155
Vedlegg 11 – Krav til utførelse av stålkjernepeling.....	157
Vedlegg 12 – BP8 – CPTU - $M_{oc}$ .....	166
Vedlegg 13 – BP8 – CPTU - $S_u$ .....	167
Vedlegg 14 – BP22 – CPTU - $M_{oc}$ .....	168
Vedlegg 15 – BP22 – CPTU - $S_u$ .....	169
Vedlegg 16 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt A .....	170
Vedlegg 17 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt A.....	171
Vedlegg 18 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt A.....	172
Vedlegg 19 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt B .....	174
Vedlegg 20 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt B.....	175
Vedlegg 21 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt B.....	176
Vedlegg 22 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt C .....	178
Vedlegg 23 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt C.....	179
Vedlegg 24 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt C.....	180
Vedlegg 25 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt D .....	182
Vedlegg 26 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt D.....	183
Vedlegg 27 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt D.....	184
Vedlegg 28 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt E.....	186
Vedlegg 29 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt E .....	187
Vedlegg 30 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt E.....	188
Vedlegg 31 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt F.....	190
Vedlegg 32 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt F .....	191
Vedlegg 33 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt F .....	192
Vedlegg 34 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt G .....	194
Vedlegg 35 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt G.....	195

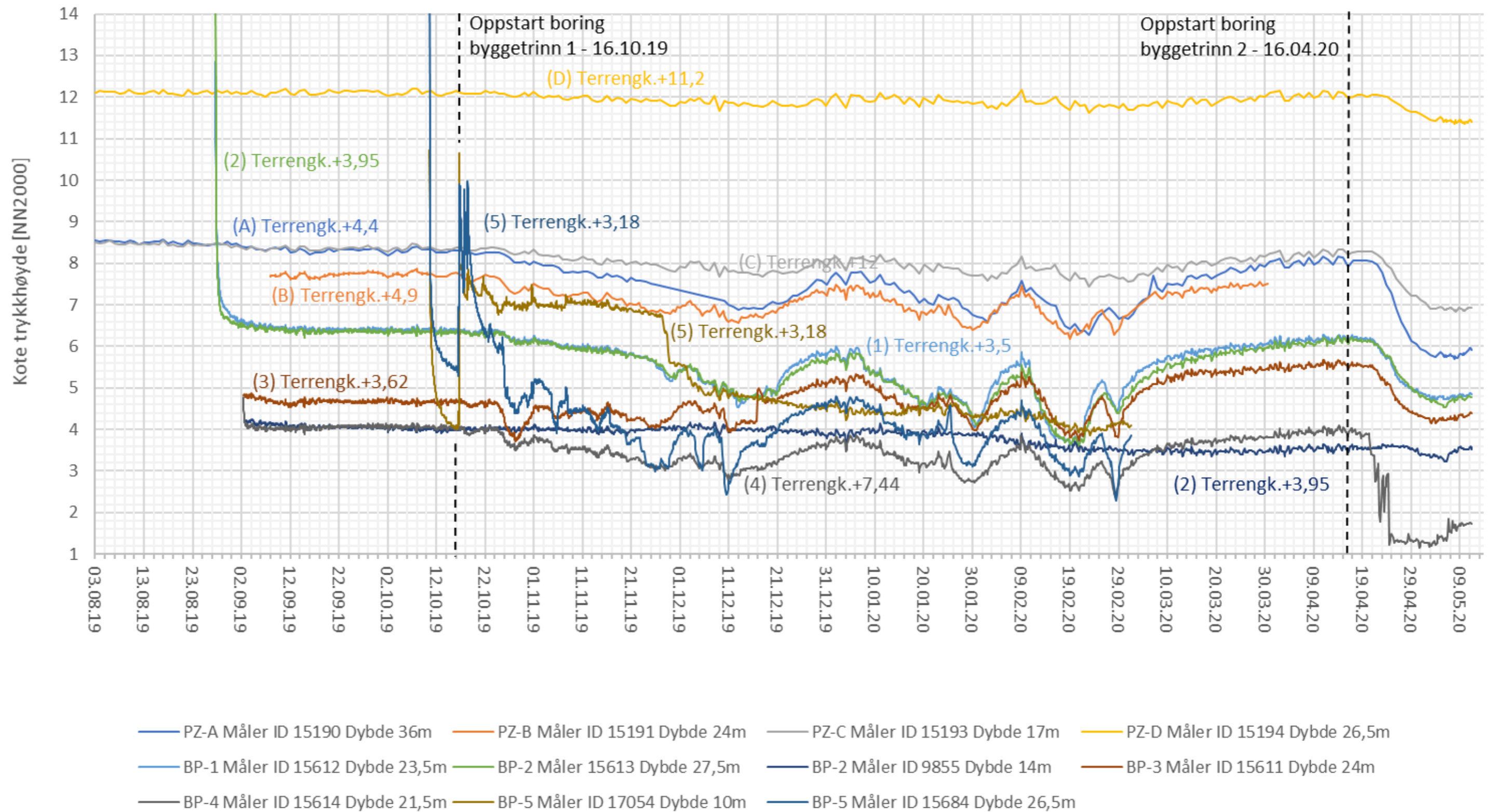
Vedlegg 36 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt G.....	196
Vedlegg 37 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt H .....	198
Vedlegg 38 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt H.....	199
Vedlegg 39 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt H.....	200
Vedlegg 40 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt I .....	202
Vedlegg 41 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt I.....	203
Vedlegg 42 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt I.....	204
Vedlegg 43 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt J .....	206
Vedlegg 44 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt J.....	207
Vedlegg 45 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt J .....	208
Vedlegg 46 – Setningsberegninger KS – Snitt A.....	210
Vedlegg 47 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt A .....	211
Vedlegg 48 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt A.....	212
Vedlegg 49 – Setningsberegninger KS – Snitt B .....	214
Vedlegg 50 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt B .....	215
Vedlegg 51 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt B.....	216
Vedlegg 52 – Setningsberegninger KS – Snitt C .....	218
Vedlegg 53 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt C.....	219
Vedlegg 54 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt C.....	220
Vedlegg 55 – Setningsberegninger KS – Snitt D .....	222
Vedlegg 56 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt D.....	223
Vedlegg 57 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt D.....	224
Vedlegg 58 – Setningsberegninger KS – Snitt E.....	226
Vedlegg 59 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt E .....	227
Vedlegg 60 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt E.....	228
Vedlegg 61 – Setningsberegninger KS – Snitt F.....	230
Vedlegg 62 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt F .....	231
Vedlegg 63 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt F .....	232
Vedlegg 64 – Setningsberegninger KS – Snitt G .....	234
Vedlegg 65 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt G.....	235
Vedlegg 66 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt G.....	236
Vedlegg 67 – Setningsberegninger KS – Snitt H .....	238
Vedlegg 68 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt H.....	239
Vedlegg 69 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt H.....	240
Vedlegg 70 – Setningsberegninger KS – Snitt I .....	242
Vedlegg 71 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt I.....	243
Vedlegg 72 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt I.....	244

Vedlegg 73 – Setningsberegninger KS – Snitt J .....	246
Vedlegg 74 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt J.....	247
Vedlegg 75 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt J .....	248
Vedlegg 76 – Utvikling i potensialnivå med 2 meter siltig morene .....	250
Vedlegg 77 – Litteraturstudie: Boring av foringsrør .....	251

# Vedlegg 1 – Poretrykksmålinger med boring av foringsrør, temperatur og nedbør

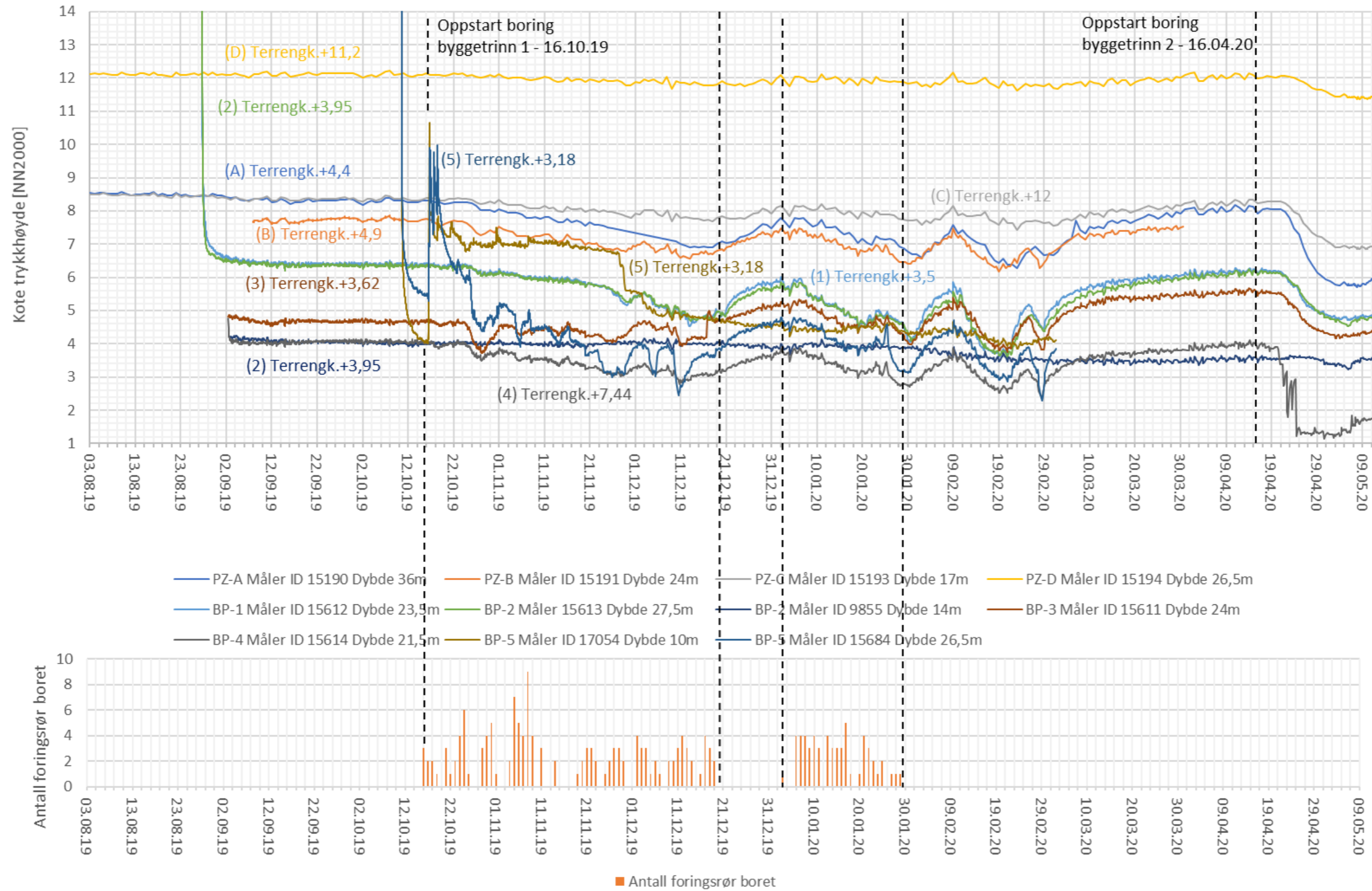


## Vedlegg 2 – Poretrykk for hele perioden

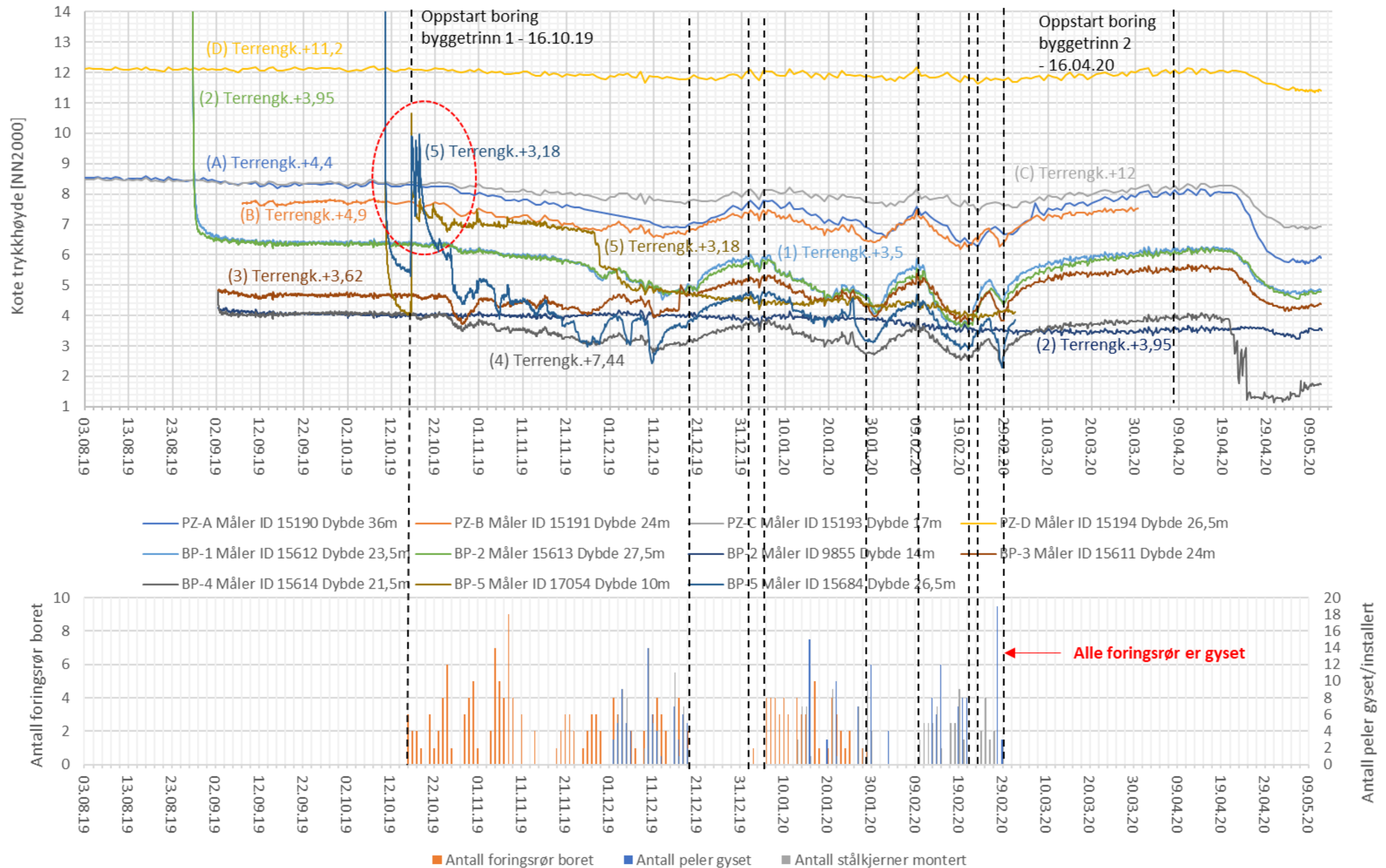




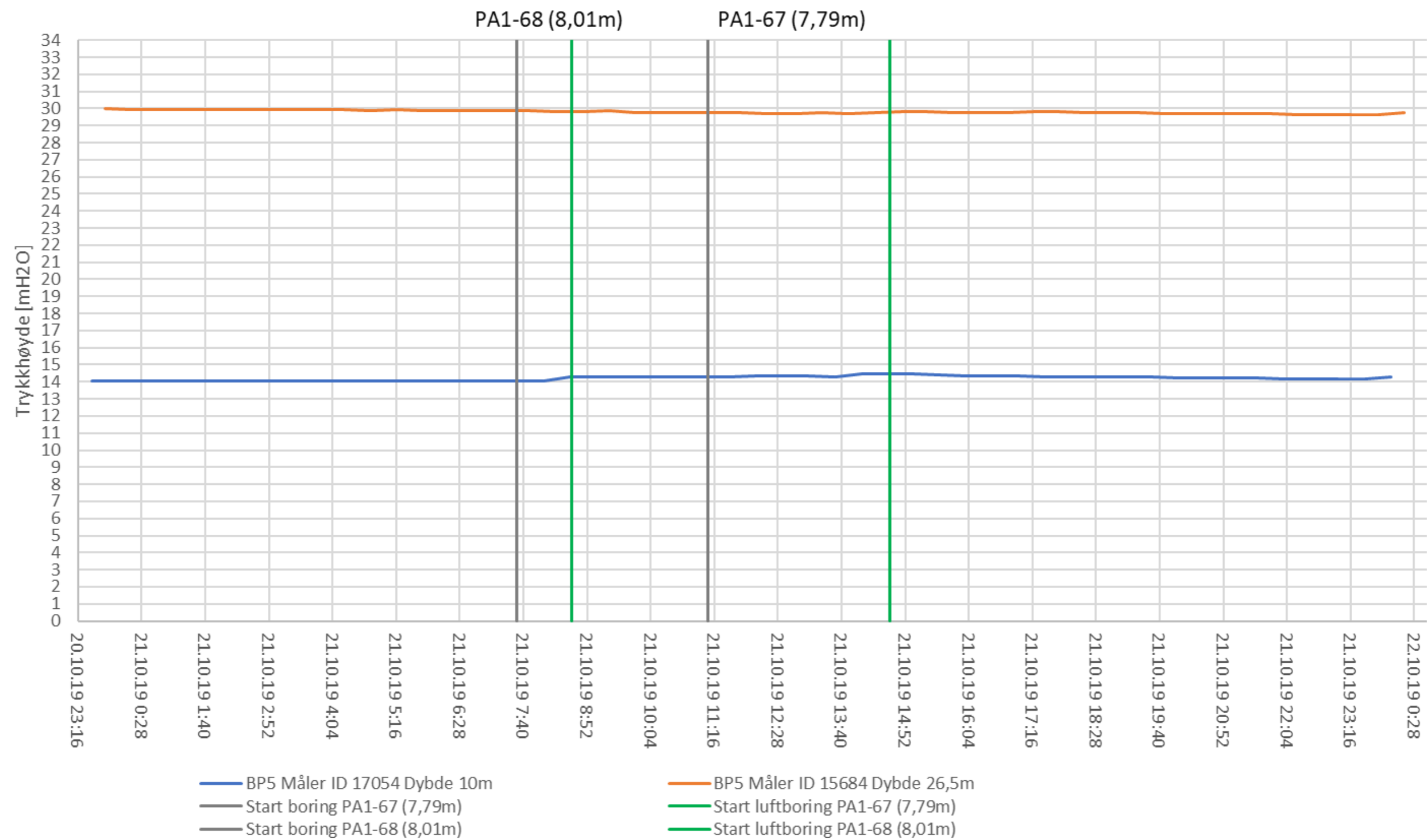
### Vedlegg 3 – Poretrykksutvikling sammen med antall borede foringsrør



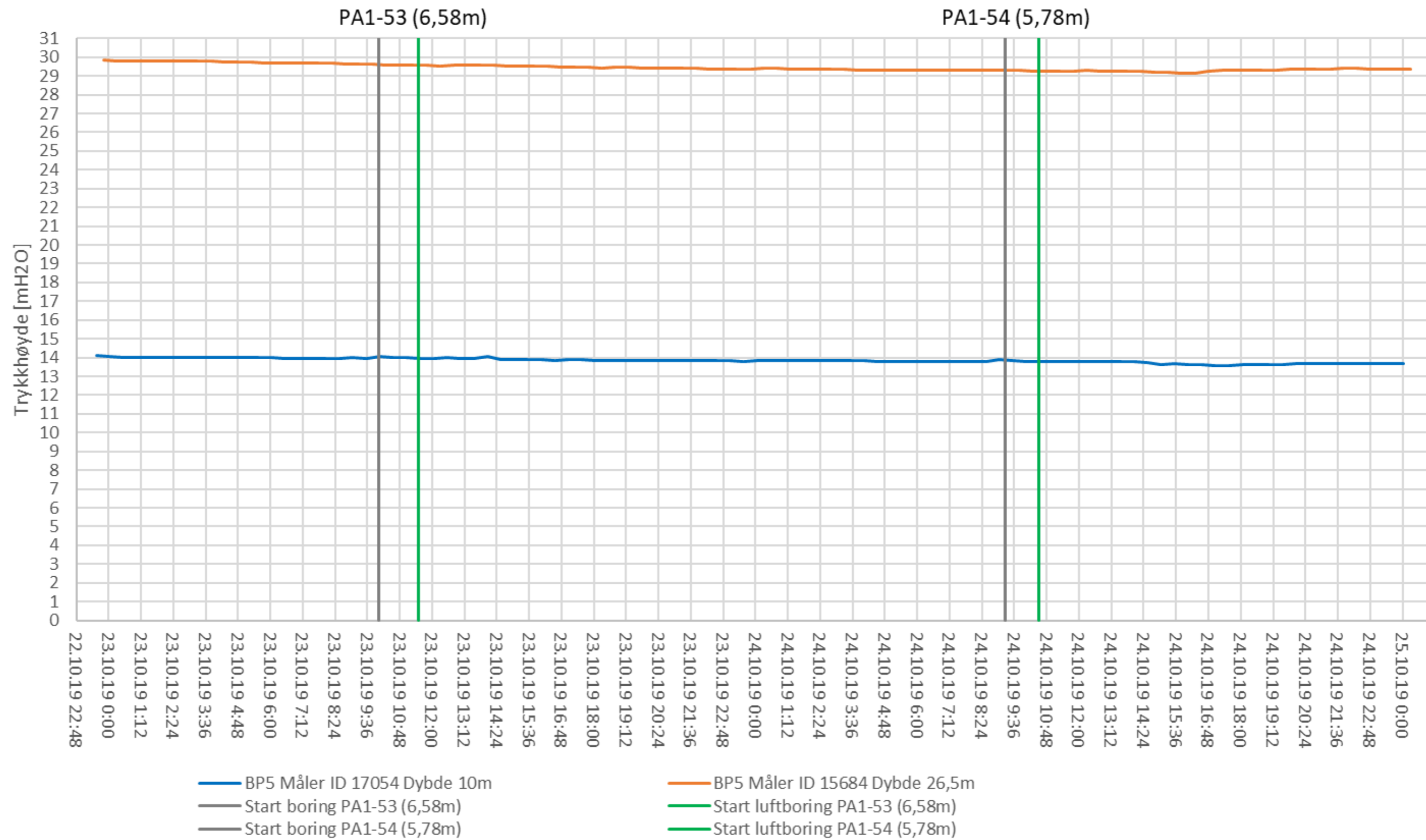
## Vedlegg 4 – Poretrykk og antall foringsrør boret/peler gysset/peler åpne før gysing



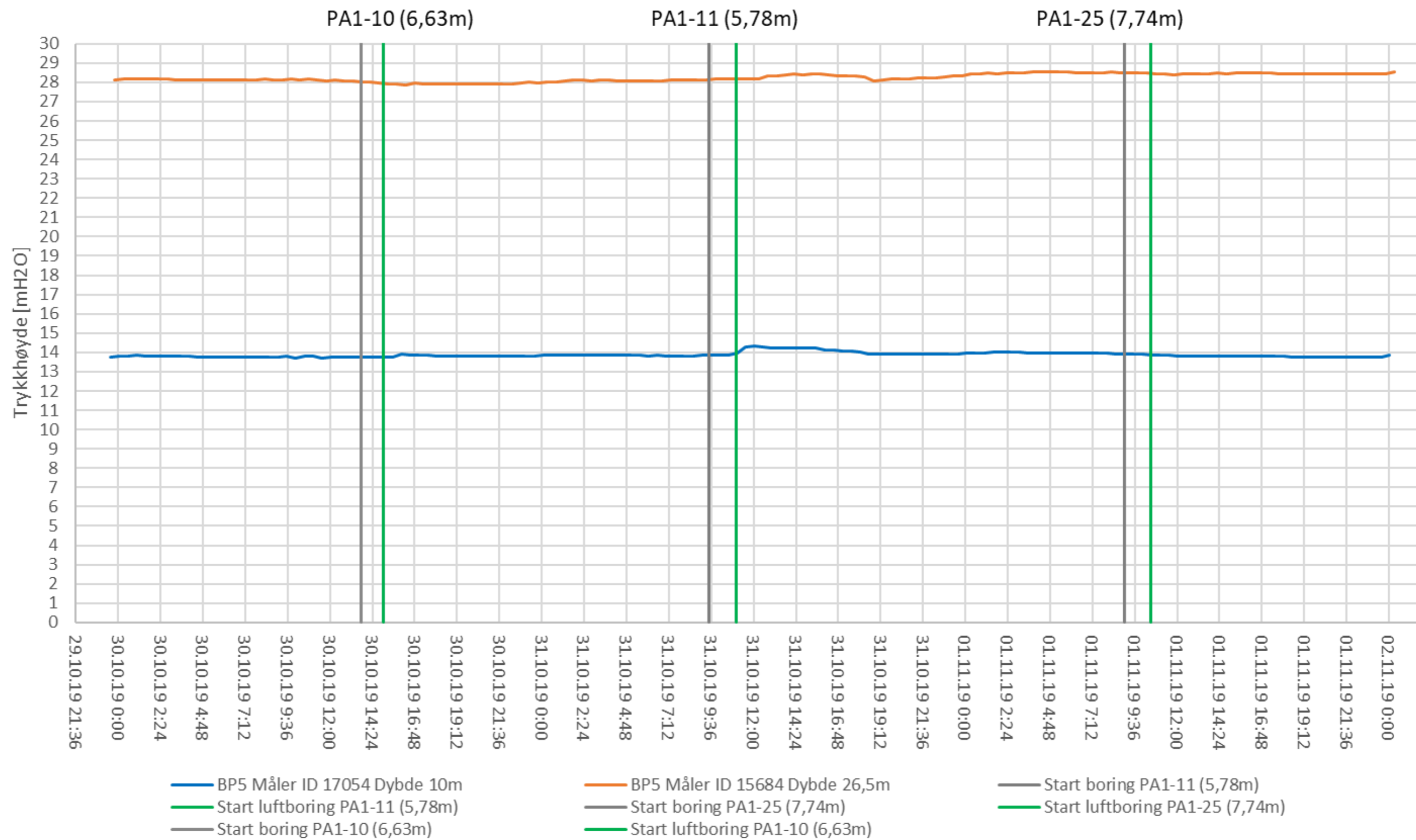
## Vedlegg 5 – PA1-67 og PA1-68 - Ingen påvirkning fra boring



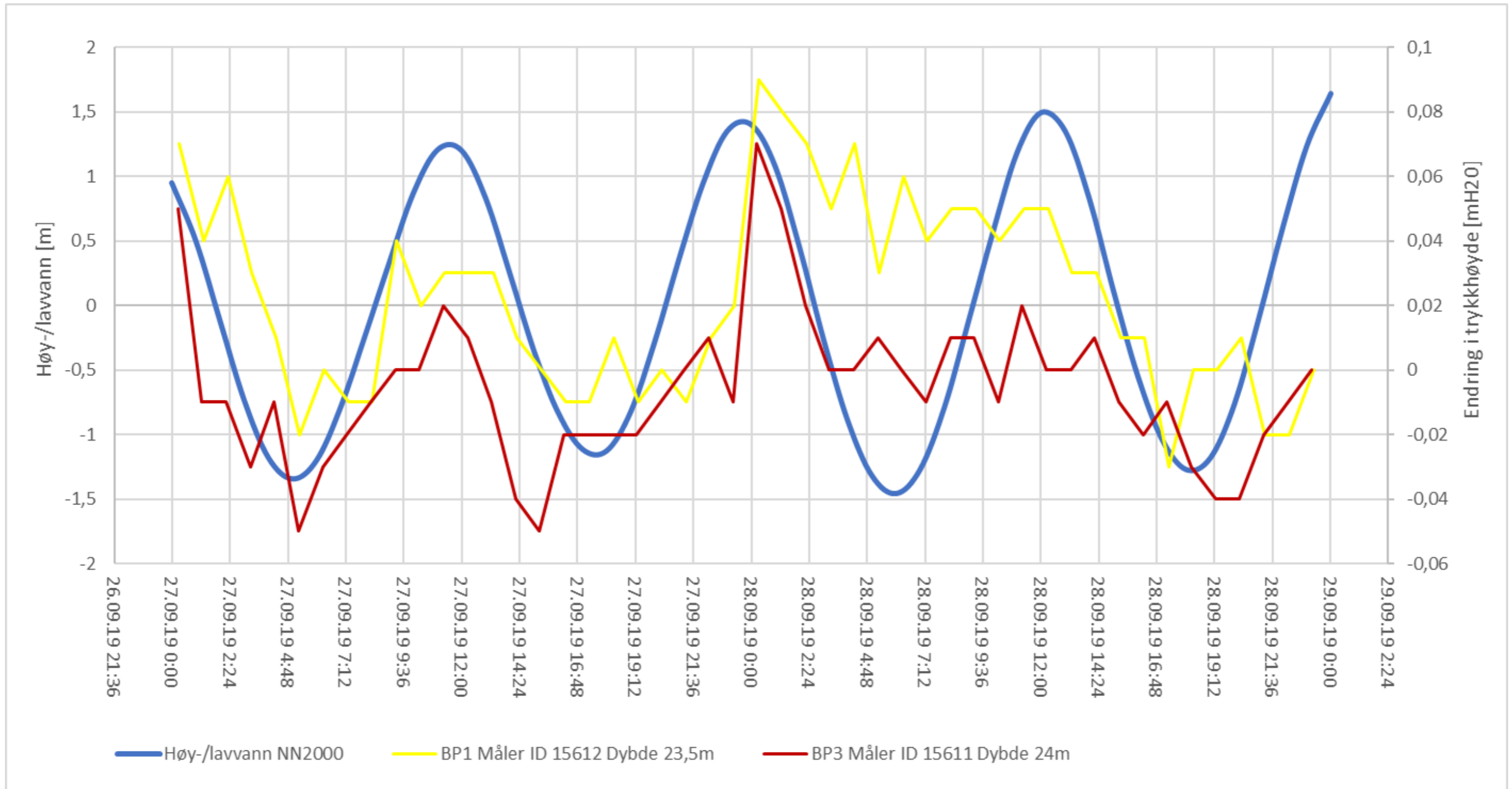
## Vedlegg 6 – PA1-53 og PA1-54 - Ingen påvirkning fra boring



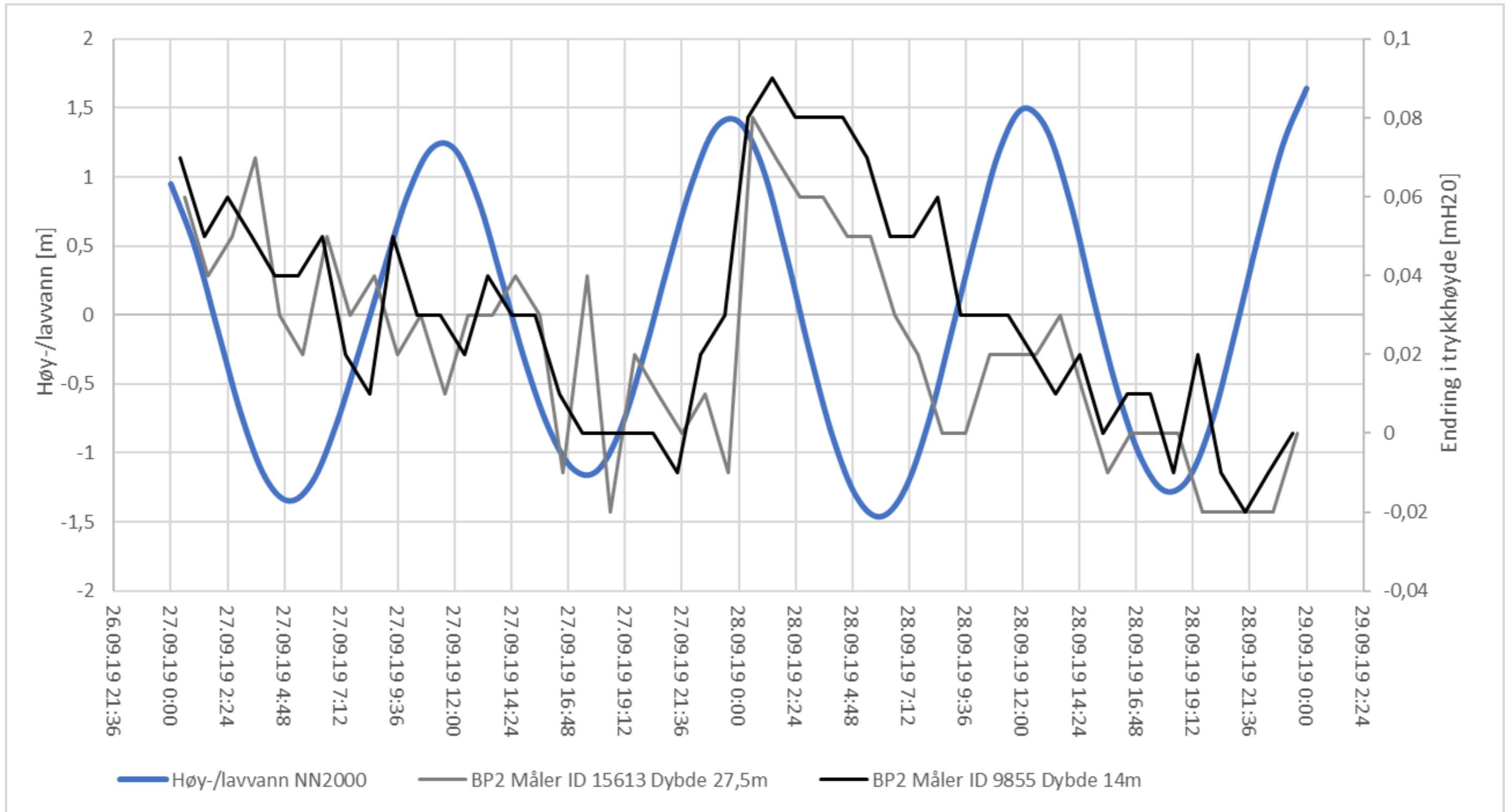
# Vedlegg 7 – PA1-10, PA1-11 og PA1-25 - Mindre påvirkning fra boring



## Vedlegg 8 – Tidevannseffekter BP1 og BP3



## Vedlegg 9 – Tidevannseffekter BP2



# Vedlegg 10 – Matex Hole Control

## Material Safety Data Sheet

### HOLE CONTROL

#### Material Identification and Use

MANUFACTURER'S NAME ..... CONTROL CHEMICAL (1989) CORPORATION  
 MANUFACTURER'S ADDRESS ..... 7016 30 Street SE Calgary, AB Canada T2C 1N9  
 EMERGENCY PHONE NUMBER ..... (403) 720-7044  
 SUPPLIER IDENTIFIER .....  
 SUPPLIER'S ADDRESS .....  
 SUPPLIER EMERGENCY PHONE NUMBER .....  
 PRODUCT IDENTIFIER ..... HOLE CONTROL  
 PRODUCT USE ..... Drilling Mud

#### Hazardous Ingredients of Materials

Chemical Identity	Concentration	CAS#/NA#/UN#	LD(50)	LC(50)
Mineral Spirits	7-14%	CAS 64742-47-8	(Oral, Rat) Over 8 ml/kg or >6,400 mg/kg	N/E

#### Physical Data For Product

PHYSICAL STATE ..... Liquid  
 ODOUR AND APPEARANCE ..... Slight oil smell, brown appearance.  
 ODOUR THRESHOLD ..... N/E  
 SPECIFIC GRAVITY ..... 0.98  
 VAPOUR PRESSURE ..... N/E  
 VAPOUR DENSITY (air=1) ..... N/E  
 EVAPORATION RATE ..... N/E  
 BOILING POINT ..... N/E  
 FREEZING POINT ..... -30 Degrees C  
 pH ..... 8-9  
 DENSITY (g/ml) ..... N/E  
 COEFFICIENT OF WATER/OIL DISTRIBUTION ..... N/E

#### Fire and Explosion Hazard of Product

CONDITIONS OF FLAMMABILITY ..... Requires a source of ignition, the presence of air, and a temperature greater than the flashpoint.  
 MEANS OF EXTINCTION ..... In case of fire, foam, dry chemical, or CO2. AVOID USE OF WATER-SLIPPERY CONDITIONS WILL OCCUR.  
 FLASHPOINT AND METHOD OF DETERMINATION ..... >200 degrees F  
 UPPER EXPLOSION LIMIT(% BY VOL) ..... N/E  
 LOWER EXPLOSION LIMIT(% BY VOL) ..... N/E  
 AUTO-IGNITION TEMPERATURE ..... N/E  
 FLAMMABILITY CLASSIFICATION ..... N/A  
 HAZARDOUS COMBUSTION PRODUCTS ..... CO, CO2, Oxides of sulphur produced on combustion.  
 EXPLOSION DATA ..... N/E  
 SENSITIVITY TO STATIC DISCHARGE ..... N/A

Page 1

#### Reactivity Data



## Hole Control

**RECOMMENDED USE:** A UNIQUE COST-SAVING FLUID FORMULATED TO SPEED-UP HOLE-COLLARING, REDUCE COLLAR SLOUGHING AND STABILIZE THE BOREHOLE

#### DESCRIPTION:

**HOLE CONTROL** can be used with air-rotary tri-cone, down the hole hammers and all types of top hammer drills (surface and underground).

**HOLE CONTROL** reduces **RE-DRILLS** (the re-drilling of a borehole, due to hole collapse)

**HOLE CONTROL** eliminates regrinding of cuttings, thus creating bigger chips for sampling purposes and **increasing penetration rates**.

**HOLE CONTROL** leaves a sticky, neatly stacked cuttings pile that is not prone to sloughing prior to loading the hole.

**HOLE CONTROL** acts as a dust suppressant and reduces wind blown fines.

**HOLE CONTROL** allows blast holes to be fully loaded, helping to optimize blasting operations and creating a clean smooth floor.

**HOLE CONTROL** speeds up borehole collaring, thereby increasing production

**HOLE CONTROL** is added to the water line on the discharge side of the water injection pump.

**\*Product will separate slightly over time. The buckets need to be shaken vigorously before each use.\***

#### **“Inject Hole Control using the Matex Fluid Injector”**

**\*\*For specific information, or difficult drilling conditions, please contact your local distributor or Control Chemical by telephone or e-mail.\*\***

#### **CONTROL CHEMICAL (1989) CORP**

7016 – 30 St. SE, Calgary, AB, T2C 1N9 ©Ph(403) 720-7044 ©Toll Free 1-800-267-6840

**Foothills Drilling Equipment, Inc. - USA** Tel: 1+ 828-802-1015

P.O. Box 1184; Columbus, NC 28722  
 matexinfo@foothillsequiment.com

FDEI-Rev.-8-22-16



Material Safety Data Sheet

HOLE CONTROL

CHEMICAL STABILITY.....Stable  
INCOMPATIBLE MATERIALS.....Oxidizing materials.  
CONDITIONS OF REACTIVITY.....N/A  
HAZARDOUS DECOMPOSITION PRODUCTS.....N/A

Toxicological Properties of Product

ROUTES OF ENTRY  
SKIN CONTACT.....Contact may cause irritation, redness, swelling or dermatitis.  
SKIN ABSORPTION.....N/A  
EYE.....Will cause painful burning or stinging of eyes and lids, watering of eyes, and inflammation of conjunctiva.  
INHALATION.....N/A  
INGESTION.....May cause gastrointestinal irritation, cramps, diarrhoea.  
ACUTE OVER EXPOSURE EFFECTS.....N/E  
CHRONIC OVER EXPOSURE EFFECTS.....Skin irritation or dermatitis may occur upon frequent or prolonged contact.  
EXPOSURE LIMITS.....N/E  
IRRITANCY OF PRODUCT.....Moderate skin and eye irritant.  
SENSITIZATION TO MATERIAL.....N/E  
CARCINOGENICITY, REPRODUCTIVE EFFECTS.....N/E  
TERATOGENICITY, MUTAGENICITY.....N/E  
TOXICOLOGICALLY SYNERGISTIC PRODUCTS.....N/E

Preventive Measures

PERSONAL PROTECTIVE EQUIPMENT.....Wear eye/face protection. Wear suitable gloves.  
SPECIFIC ENGINEERING CONTROLS.....N/A  
LEAK AND SPILL PROCEDURES.....CONTAIN THE SPILL. SOAK UP WITH AN ABSORBENT MATERIAL.  
CLEAN WITH AN ADEQUATE SOLVENT.  
WASTE DISPOSAL.....In accordance with Municipal, Provincial and Federal regulations.  
HANDLING PROCEDURES AND EQUIPMENT.....N/A  
STORAGE REQUIREMENTS.....STORE IN A TIGHTLY SEALED CONTAINER.  
SPECIAL SHIPPING INFORMATION.....Not Regulated TDG and I.A.T.A.

First Aid Measures

SPECIFIC FIRST AID PROCEDURES.....FLUSH EYES WITH WATER. RINSE CONTAMINATED SKIN WITH SOAP  
AND WATER. IF INGESTED, GIVE WATER. DO NOT INDUCE VOMITING.  
CALL A PHYSICIAN.

Preparation Date of Material Safety Data Sheet

PREPARED BY.....The Safety Committee  
PHONE NUMBER OF PREPARER.....(403) 720-7044  
DATE PREPARED.....January 2, 2013

The information contained herein is based on data believed to be reliable, but is presented without guarantee or warranty & Control Chemical (1989) Corporation, disclaims any liability incurred from the use thereof.

## Vedlegg 11 – Krav til utførelse av stålkjernepeling

<b>Prosesskode 2</b>  Forklaring Fargekoder: <b>forskjeller</b> og <b>likheter</b> mellom standardene og Prosesskode 2. Uthevet tall plassert bak kravene, <b>(tall)</b> , referer til sluttnotene i oppgaven.	<b>NS 3420-G</b>	<b>NS-EN 1536:2010</b> <b>Borede peler</b>	<b>NS-EN 1537:2013</b> <b>Stagforankringer</b>	<b>EN-12715:2000 Injisering</b>
<p><b>Boring</b></p> <p><b>83.531 Levering og nedboring av foringsrør i løsmasse</b>                      a) Omfatter levering og montering av permanente foringsrør, inkludert nødvendig boring i løsmasser og innboring av foringsrør minimum 1,0 m i godt berg. Videre omfattes skjøting av foringsrør og kapping av foringsrør i angitt nivå, samt overflatebehandling av foringsrøret som angitt i den spesielle beskrivelsen.</p> <p>Ytterligere innboring av foringsrør i godt berg inngår i prosess 83.532.</p> <p>b) Innvendig diameter på foringsrør skal være tilpasset valgt borsystem, stålkjernens diameter samt krav til avstandsholdere.</p> <p>Veggtykkelsen skal velges avhengig av boresystem, grunnforhold og lengde av pel. Minimum veggtykkelse skal være i henhold til Peleveiledningen eller som angitt i den spesielle beskrivelsen.</p> <p>Elementlengden til foringsrørene skal være lengst mulig og tilpasset borerigg og boresystem slik at det blir færrest mulige sveiseskjøter. I utgangspunktet skal lengdene være minimum 3 m.</p> <p>c) Det skal tilstrebes en rekkefølge ved boring og injisering slik at de dypeste pelene innen hver pelegruppe utføres først.</p> <p>Foringsrørene bores gjennom løsmassene og videre ned i berg. Foringsrørene sveises sammen under boring i lengst mulige lengder. Lengder skal også tilpasses slik at man unngår stans i boring i lag hvor borkrone kan suge seg fast/blokkeres.</p> <p><b>Ved nedføring av foringsrør gjennom løsmasser av bløt leire, løs silt og sand skal det kun benyttes vannspyling. Trykk og vannmengde tilpasses for å unngå uønsket erosjon og poretrykk i grunnen. (1)</b></p> <p>Når luftdrevet senkborhammer benyttes skal utførelsen i utgangspunktet være slik at luft for driving av hammer er mest mulig kontrollert og ikke går ut i formasjonen. I bløte jordarter skal røret drives ned kun ved bruk av vann.</p> <p>Luft og høyt trykk skal ikke benyttes for å forsere boringen eller raskt løse opp blokkering av borkrone ved stangskift eller skjøting av foringsrør. Unødig stans i boring skal unngås for å hindre blokkering av borkrone.</p> <p>Dersom det under boring observeres at spylereferer fra luft/vann ikke kommer opp gjennom borerøret, men går ut i grunnen, skal boringen straks avbrytes og tiltak iverksettes. Dersom det kommer opp mer masse enn forventet ut fra pelens volum skal boringen også straks avbrytes og tiltak iverksettes.</p>	<p><b>Boring</b></p> <p><b>GE Boring i berg og løsmasser</b>                      Henvisninger                      Boremotoder som trekker med seg rør under boringen, se GV1. Brønnboring, se GM.                      Levering av ferdig borehull inkludert trekking av rør/kabler, se GV1.</p> <p>c) Utførelse</p> <p><b>c1) Arbeider skal utføres på en slik måte at stabiliteten i grunnen ikke forstyrres. (1)</b></p> <p>c2) Slam, støv osv. fra boring og rørpressing skal håndteres slik at det ikke skader det ytre miljøet.</p> <p><b>GE1.1 Boring av hull i berg – diameter til og med 150 mm</b></p> <p>c) Utførelse</p> <p>c1) Ved spyling med vann kreves rent returvann før spylingen avsluttes.</p> <p><b>GE2.3 Boring i løsmasser – diameter til og med 350mm</b>                      a) Omfang og prisgrunnlag</p> <p>a1) Prisen inkluderer                      - slurry og andre nødvendige midler som entreprenøren trenger for å utføre boringen;                      - håndtering og fjerning av uttatte masser;                      - nødvendig foringsrør i forbindelse med boringen (inkludert skjøting og kapping);                      - føring av protokoll.</p> <p>c) Utførelse</p> <p>c1) Ved boring for stålkjernepeler skal alle skjøter på foringsrøret være tette.</p>	<p><b>Boring</b></p> <p><b>6.2 Støttevæsker</b>  <b>6.6.2 Polymerløsninger</b>                      6.2.2.1 Polymerer kan være utformet for å fungere sammen med betonnitt eller brukes alene som støttevæske.</p> <p>6.2.2.2 Bruk av polymerer skal baseres på prøveboring i full skala på stedet eller på sammenlignbar erfaring under lignende eller vanskeligere geotekniske forhold.</p> <p>MERKNAD NS-EN 1997-1 definerer sammenlignbar erfaring relatert til lignende byggearbeider under lignende forhold, og som er godt dokumentert eller på annen måte tydelig etablert.</p> <p>6.2.2.3 Der respektive standarder ikke er tilgjengelige, skal løsninger utarbeides, vedlikeholdes og kontrolleres i samsvar med respektive nasjonale standarder eller krav, eller der de ikke gjelder, i samsvar med produsentens anvisninger.</p> <p><b>8.2 Uttak av masse</b>  <b>8.2.1 Generelt</b>  <b>8.2.1.1</b>                      Ved utførelse av borede peler skal det treffes tiltak for å hindre ukontrollert tilsig av vann og/eller løsmasser inn i borehullet.</p> <p>MERKNAD 1 Tilsig av vann og/eller løsmasser kan for eksempel forårsake:                      - Forstyrrelser eller ustabilitet i bærende lag eller omkringliggende grunn;                      - Tap av understøttelse ved at løsmasser fjernes fra underkanten av tilstøtende fundamenter;</p>	<p><b>Boring</b></p> <p><b>8.1 Drilling of holes</b>  <b>8.1.1 Drilling Methods</b>                      8.1.1.1 The drilling method shall be chosen with due regard to the ground conditions to cause minimum adverse ground disturbance in order to maintain ground conditions mot beneficial for the anchor performance and</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- To prevent collapse of the borehole wall during drilling and tendon installation (where necessary a casing should be utilised),</li> <li>- To minimise loosening of the surrounding ground in cohesionless soils,</li> <li>- To minimise change of groundwater levels, and</li> <li>- To minimise softening of the surface of the borehole wall in cohesive soils and degradable rocks.</li> </ul> <p>8.1.1.3 The use of air flush can be hazardous and should be used with caution.</p> <p>8.1.1.4 Special care should be taken when drilling through ground under artesian water pressure.</p> <p>8.1.1.5 Techniques to counteract the water pressure and to prevent any blow-out, hole collapse and erosion during drilling, installation and grouting operations shall be identified in advance and implemented as and when required.</p>	

<p>Under boring skal matetrykk og/eller spyletrykk samt bortid/borsynk logges og protokollføres, angitt per meter eller annen inndeling slik at lagdeling og egenskaper i grunnen tydelig framkommer. <b>(15)</b> Maksimalt tillatte matetrykk/spyletrykk skal være som angitt i den spesielle beskrivelsen eller etter avtale med byggherren. <b>(19)</b></p> <p>Type boreutstyr skal velges i henhold til etterfølgende retningslinjer. <b>(13)</b> Dette fritar ikke entreprenøren for ansvaret for at boringen lar seg gjennomføre med det valgte utstyret.</p> <p>Ved normale forhold, (for eksempel middels fast til bløt og ikke kvikk leire etc.) kan senkbor-utrustning med eksenterkrone benyttes. <b>(13)</b></p> <p>Ved krevende forhold, (for eksempel i fyllmasser, fast og/eller vannførende morene, store dybder til berg etc.) og bruk av senkborhammer er et symmetrisk boresystem med påmontert ringborkrone på føringsrøret å foretrekke for å begrense erosjon i massene. Symmetriske boresystemer skal benyttes ved store diameter på føringsrør, samt ved meget skrått berg. <b>(13)</b></p> <p>I kvikkleire og/eller meget bløt leire eller i kombinasjon med faste masser over berg kan det være nødvendig at det ikke tillates at masser, luft eller vann går ut i formasjonen. Dette krever bruk av et reversibelt system hvor alt returneres opp innvendig i føringsrøret (reversibelt sirkulasjonssystem). Alternativt kan det ved slike forhold, etter avtale med byggherren, benyttes boresystem som er spesielt utviklet for skånsom boring. <b>(13)</b></p> <p>Minimum innboringslengde av føringsrør er 1,0 m i godt berg. <b>(14)</b></p> <p>Når føringsrøret er boret til endelig dybde i godt berg skal det utføres vannstandskontroll (se prosess 83.551) og vanntapsmåling (se prosess 83.552) samt eventuelt injisering og oppboring.</p> <p>Etter fullført boring slås føringsrøret til kontakt med berg. <b>(27)</b></p> <p><b>83.532 Boring med føringsrør i berg</b> a) Omfatter videre innboring med føringsrør i godt berg utover 1,0 m som inngår i prosess 83.531, inkludert levering og skjøting av føringsrør. Overflatebehandling av føringsrør som angitt i den spesielle beskrivelsen inngår også.</p> <p>Proessen kommer også til anvendelse dersom det på byggeplass vurderes som nødvendig og/eller hensiktsmessig å benytte føringsrør til dybde større enn 1,0 m i godt berg. Dette avgjøres i samråd med byggherren.</p> <p>c) Boringen utføres til dybde som angitt i den spesielle beskrivelsen, eller etter avtale med byggherren.</p> <p>x) Mengden måles som lengde boret i godt berg utover 1,0 m. Enhet: m</p> <p><b>83.533 Boring under føringsrør i berg</b> a) Omfatter videre innboring i godt berg uten føringsrør. Proessen kommer også til anvendelse dersom det på byggeplass vurderes som nødvendig og/eller hensiktsmessig å bore pelen videre inn i godt berg uten føringsrør.</p> <p>c) Boring i berg utføres med bergborkrone. Boring i berg uten føringsrør utføres til dybde som angitt i den spesielle beskrivelsen, eller etter avtale med byggherren. Dersom det er nødvendig skal boringen</p>	<p><b>c2) Ved boring for ståljernepeler skal det under boringen benyttes trykkluft eller vannspyling. Hvor trykk og mengde tilpasses, for å unngå uønsket erosjon. (1)</b></p> <p><b>GE2.381 Innboring av foringsrør i berg</b> y) Spesifikasjon y2) Supplerende arbeider y2.1) Følgende delprodukter/ytelser er ikke inkludert og må derfor beskrives med andre postgrunnlag: Eventuell videre boring i berg, se GE1. (Ved boring for ståljernepeler skal dette utføres med bergborekrone og etter at hullet er tettet. Dette må den prosjekterende beskrive i boreposten. <b>(27)</b>)</p> <p><b>GE1.183 Spyling av borehull i berg</b> a) Omfang og prisgrunnlag a1) Omfatter høytrykksspyling med annet utstyr enn boreutrustningen. a2) Prisen inkluderer - Rigging; - Flytting og oppstilling ved hvert hull. c) Utførelse c1) Det skal spyles med minst 70 bar til returvannet er klart.</p> <p><b>GE3.3 Kombinert boring i berg og løsmasser</b> c) Utførelse c1) Arbeidet skal utføres slik at uønsket sammenblanding av forskjellige løsmasser unngås. c2) Protokollen skal minst inneholde opplysninger om - Tyoen masser i borehullet; - Slepper ved boring i berg; - Matetrykk; - Borsynk; - Lokalisering og beskrivelse av løsmasser ved overgangen mellom ulike løsmassetypene.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ustabile hulrom utenfor den borede pelen;</li> <li>- Skade på den ferske betongen i den borede pelen eller borede peler som nylig er støpt like ved;</li> <li>- Hulrom i selve pelen under støping;</li> <li>- Utvasking av sement.</li> </ul> <p>MERKNAD 2 Det finnes økt risiko i:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Løs, kornet jord;</li> <li>- Bløt kohesjonjord; eller</li> <li>- Variabel grunn</li> <li>- Artesisk grunnvann.</li> </ul> <p><b>8.2.1.2</b> I løsmasser som kan forventes å sige inn i borehullet, eller der det er fare for grunnbrudd, skal det utføres tiltak for å opprettholde stabiliteten og dermed hindre ukontrollert tilsig av løsmasser og vann.</p> <p><b>8.2.2 Metoder og utstyr</b> 8.2.2.3 Boreutstyret skal: - være egnet til aktuell type løsmasse, berg, grunnvann, eller andre miljøforhold. - velges med tanke på å hindre løsgjøring av materiale utenfor borehullet og under bunnen; og - muliggjøre raskt masseuttak av borehullene.</p>		
---	--	--	--	--

<p>utføres med styring slik at det oppnås tilstrekkelig retthet av borehullet i berg.</p> <p>d) Boresystemet skal være tilpasset slik at minimum overdekning av stålkjernepel i berg er 20 mm. (10)</p> <p>x) Mengden måles som boret prosjektert lengde uten føringsrør i godt berg. Enhet: m</p>	<p>c3) For å registrere om berget er så dårlig at sikringstiltak må iverksettes, skal borsynken (innmating og hastighet) registreres kontinuerlig for den delen som bores i berg. (15)</p>			
<p><b>Vanntapsmåling</b></p> <p><b>83.55 Prøving og kontroll</b> <b>83.551 Vannstandskontroll</b></p> <p>a) Omfatter kontroll av vannstand i føringsrør.</p> <p>c) Vannstandskontroll skal gjøre i samtlige rør. Etter ferdig nedboring og rengjøring av føringsrør skal røret stå vannfylt i minimum 8 timer, med vannstand forskjellig fra ytre vannstand/grunnvannstand. Endringer i vannstand skal registreres, enten om det kommer vann opp over kanten på føringsrøret eller om vannstanden har sunket. (17)</p> <p>Byggherren kan bestemme annen minimumstid og/eller annen vannstand i røret dersom det er nødvendig og tilstrekkelig for å ha full kontroll på vannlekkasjer ut i grunnen og/eller opp langs føringsrøret. (17)</p> <p>Vannstandskontrollen skal gjentas i senere fase av pelearbeidene dersom det anses nødvendig. Dette avgjøres i samråd med byggherren.</p> <p>x) Mengden måles som prosjektert antall peler. Enhet: stk</p> <p><b>83.552 Vanntapsmåling</b></p> <p>a) Omfatter materialer og arbeider i forbindelse med vanntapsmåling, inklusiv rengjøring av borehull og føringsrør før vanntapsmåling.</p> <p>c) Vanntapsmålinger skal utføres i omfang som angitt i den spesielle beskrivelsen, minimum på 2 tilfeldig utvalgte peler i hver pelegruppe, og alltid på strekkpeler. (20)</p> <p>Omfanget skal økes dersom resultatene fra stikkprøvene er negative eller det av andre konstruktive eller geotekniske forhold er nødvendig, herunder resultater fra vannstandskontrollen, se prosess 83.551. Det endelige omfang bestemmes av byggherren.</p> <p>Vanntapsmålinger skal utføres på nytt i senere fase av pelearbeidene dersom det ansees nødvendig for å oppnå tilfredsstillende kvalitet av pelen. Dette avgjøres i samråd med byggherren.</p> <p>Før vanntapsmåling skal borehull og føringsrør rengjøres og tømmes for rester av løsmasser og boreslam. Ved bruk av ejetorpumpe for rengjøring av borehullet, forutsettes det et konstant overtrykk i borehullet (vannfylt føringsrør) for å unngå utvasking av løsmassene over berg. Bruk av ejetorpumpe forelegges byggherren. (2)</p> <p>Ved vanntapsmåling plasseres pakker i toppen av føringsrøret og vanntrykk settes på. Vanntrykket skal være 1 bar (0,1 MPa) overtrykk i forhold til poretrykket ved foten av føringsrøret. Vanntrykket skal tilpasses de stedlige grunnforhold dersom det er hensiktsmessig (11)</p> <p>Dette avgjøres i samråd med byggherren. Vanntrykket skal dokumenteres med trykkmåler.</p>	<p><b>Vanntapsmåling</b></p> <p><b>GE1.18 Tilhørende arbeider ved boring i berg – diameter til og med 150 mm</b> <b>GE1.181 Vanntapsmåling</b></p> <p>a) Omfang og prisgrunnlag</p> <p>a1) Omfatter måling og registrering av vanntap i borehull ved innpumping av vann under trykk. (18)</p> <p>c) Utførelse</p> <p>c1) Det skal spyles til returvannet er rent før måling starter. (2)</p> <p>c2) Vanntapet skal angis i lugeon (L). Merknad 1 L tilsvarer her 1 liter per minutt per meter borehull ved 1 MPa overtrykk. (11)</p> <p>c3) Ved bruk av andre overtrykk regnet vanntapet forenklet å være proporsjonalt med trykket.</p> <p>c4) Ved vanntapsmåling i forbindelse med injeksjon skal det ved målelengder større enn 5 m regnes lugeon-verdier som om målelengden er 5 m. Ved lengder kortere enn 5 m benyttes den reelle lengden ved beregning av lugeon-verdien.</p> <p>c5) Det skal måles i måleperioder av 5 minutter inntil to påfølgende måleperioder hen en forskjell på mindre enn 10 %. (12)</p> <p>c6) Rapporter skal inneholde alt grunnlag for beregning av lugeon-verdiene i tillegg til nødvendige hulldata.</p> <p><b>GE1.182 Lekkasje måling</b></p> <p>a) Omfang og prisgrunnlag</p>			

<p>Etter at en jevn vannstrøm er registrert, måles vanntapet over en periode på ett minutt. (12)</p> <p>Akseptkriterium: Vanntap &lt; 0,5 l per minutt og meter borehull i berg ved foreskrevet vanntrykk. Ved større vanntap skal det utføres injisering. (21)</p> <p>Resultatet forelegges byggherren etter hver måling.</p> <p>x) Mengden måles som antall utførte vanntapmålinger. Enhet: stk</p> <p><b>83.7141 Vanntapsmåling</b></p> <p>a) Omfatter måling og registrering av vanntap, rengjøring av borehull for slam og annet løst materiale før vanntapsmåling og rapportering.</p> <p>c) Dersom vannstanden i borehullet stiger og/eller det strømmer vann ut av borehullet, eller vannet fra boringen synker og forsvinner, foretas det injisering direkte uten forutgående vanntapsmåling. (22) I alle andre tilfelle foretas vanntapsmåling først for å avgjøre om injisering er påkrevd. Ved vanntapsmåling fylles hullet med vann og pakkeren plasseres</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- i topp borehull ved borehull uten fôringsrør</li> <li>- i topp fôringsrør ved borehull med fôringsrør (23)</li> </ul> <p>Vanntapet skal måles med minimum 1 bar (0,1 MPa) overtrykk i forhold til poretrykket ved enden av borehullet. (11)</p> <p>d) Nedre grense for vanntap er mindre enn 0,5 liter per minutt per meter borehull i berg ved 1 bar (0,1 MPa) overtrykk. (12)</p>	<p>A1) Omfatter måling og registrering av lekkasje ut av borehull.</p> <p>c)Utførelse</p> <p>c1) Tørre hull registreres.</p> <p>C2) Hull med lekkasje måler i liter vann per minutt ved bruk av for eksempel målebøtte.</p> <p>C3) I forbindelse med injeksjon skal de måles på alle hull i skjermen.</p>			
<p><b>Injeksjon</b></p> <p><b>83.54 Injisering av borehull i berg</b></p> <p><b>83.541 Injisering inntil 200kg sement</b></p> <p>a) Omfatter levering av materialer og arbeid i forbindelse med injisering av borehullet. Materialet inkluderer inntil 200 kg sement per injisering.</p> <p>b) Injiseringsmassen forutsettes å bestå av Portlandsement blandet med vann og egnet tilsetnings-/hjelpstoff. Normalt startes injiseringen med et vann/semntforhold lik 0,8. Oppnås ikke mottrykk, skal injiseringsmassen fortykkes ved blanding med lavere vann/semnt-forhold. (24)</p> <p>Resepten til injiseringsmassen forelegges byggherren før oppstart av arbeidene.</p> <p>c) Injisering av bunnsoner i borehull utføres med injiseringsmasse, etter at borehull og fôringsrør er tømt og rengjort for løsmasser og boreslam ved hjelp av luft- og vannspyling eller ejektorpumpe. (2) Injiseringen utføres med pakker plassert minst 0,5 m over underkant fôringsrør. Det injiseres med et overtrykk på 1 bar (0,1 MPa) i forhold til poretrykket i grunnen. Injiseringsstrykket holdes i 15 minutter. (13)</p> <p>x) Mengden måles som antall utførte injiseringer. Enhet: stk</p> <p><b>83.542 Tillegg for merforbruk utover 200 kg sement</b></p> <p>a) Omfatter merforbruk av sement ut over 200 kg per injisering.</p> <p>x) Mengden måles som medgått mengde sement utover 200 kg. Enhet: kg</p> <p><b>83.543 Oppboring av injisert mørtelpropp</b></p>	<p><b>Injeksjon</b></p> <p><b>GQ Injeksjon</b></p> <p>c) Utførelse</p> <p>c1) Injeksjonen skal utføres i henhold til NS-EN 12715:2000, punktene 8.4 og 8.5.</p> <p>c2) Dersom angitt maksimalmengde injeksjonsmiddel per hull (om dette er angitt som stoppkriterium) er pumpet inn uten at spesifisert mottrykk er nådd, skal byggherren informeres umiddelbart. (13)</p> <p>c3) Dersom det under injeksjonene kommer injeksjonsmiddel ut av andre hull, skal det settes pakning i disse hullene. Den videre injeksjonen skal foretas vekselvis eller samtidig for hull med forbindelse.</p> <p>c4) Protokollen skal inneholde opplysninger om blanding, injeksjon og kontroll i henhold til NS-EN 12715:2000, punkt 10.3.</p>			<p><b>Injeksjon</b></p> <p><b>7.5.4 Injeksjonstrykk</b></p> <p><b>7.5.4.1</b></p> <p>Vanligvis måles injeksjonstrykket ved injeksjonspumpen og/eller ved hullåpningen. Variasjoner i hydraulisk trykkehøyde og friksjonstap i framføringssystemet vil imidlertid føre til at dette «arbeidstrykket» forskjellig fra det «effektive trykket» i grunnen.</p> <p><b>7.5.4.2</b></p> <p>I berg kan verdien til det «effektive injeksjonstrykket» vurderes i forhold til det trykket der: (13)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Berget brister ved strekk;</li> <li>- Overveiende horisontale plan i berget deles og det oppstår forskyvning eller;</li> <li>- Utvidelse av de injiserte sprekkene finner sted.</li> </ul> <p><b>7.5.4.3</b></p> <p>Ved injeksjon uten forskyvning i jord er det effektive (eller maksimums-) injeksjonstrykket avhengig av det omgivende trykket ved injeksjonspunktet. (13)</p>

<p>a) Omfatter boring gjennom injisert mørtelpropp og ned til godt berg. (27)</p> <p>c) Oppboring utføres etter at injiseringsmassen er herdet. (27)</p> <p>x) Mengden måles som antall utførte injiseringer. Enhet: stk</p>				<p><b>7.5.4.4</b>  Når det gjelder injeksjon uten forskyvning, er det tillatte injeksjonstrykket det høyeste trykket en injeksjonsmasse kan føres inn i grunnen ved, uten at det oppstår uønskede deformasjoner i grunnen. (13)</p> <p><b>7.6 Kriterier for overvåkning og kontroll</b></p> <p><b>7.6.1</b>  Kriteriene for å avslutte et injeksjonstrinn bør baseres på følgende: (13)</p> <p><b>I jord:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Maksimumsinjeksjonstrykk og/eller -volum;</li> <li>- Bevegelser i grunn som skyldes at injeksjonen overskrider en grenseverdi;</li> <li>- Injeksjonsmasse som strømmer ut til overflaten, inn i bygninger eller i nabohull;</li> <li>- Strømning forbi pakkere;</li> </ul> <p><b>I berg:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Maksimumsinjeksjonstrykk (motstand) og/eller -volum.</li> <li>- Bevegelser i grunnen;</li> <li>- Injeksjonsmasse som strømmer ut;</li> <li>- Uakseptabelt tap av injeksjonsmasse til tilstøtende områder.</li> </ul> <p><b>8.4 Anbringelse av injeksjonsmasse</b></p> <p><b>8.4.1</b>  Metoden for anbringelse av injeksjonsmasse vil bestemmes ut fra grunnforholdene, krav til arbeidene og den typen injeksjonsmasse som benyttes. De mest vanlige metodene er følgende:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>a) Injeksjon i uforede borehull i grunn som er stabil.</li> <li>b) Injeksjon i mansjettør som er på forhånd plassert i et borehull med midlertidig foring, i grunn som er ustabil.</li> <li>c) Injeksjon gjennom borestrengen i grunn som er ustabil, anses vanligvis som en forinjeksjonsfase og etterfølges av metode a) eller</li> </ul>
--	--	--	--	---

				<p>b).</p> <p>d) Kompakteringsinjeksjon foretas vanligvis gjennom et foringsrør som trekkes opp ved seksjonsvis injeksjon fra bunnen.</p> <p><b>8.4.1</b>  <b>Tabell 4 – Strategier for injeksjon</b>  <b>Stabilt, åpent hull i berg injiseres fra bunnen. (25)</b></p> <p><b>8.4.10</b>  Ved injeksjon der det er mistanke om eller kjent at det strømmer grunnvann, bør man unngå for mye fortykning eller fullstendig tap av injeksjonsmasse. Avhengig av forholdene i grunnen, det formålet som skal oppnås og hastigheten på grunnvannsstrømmen, bør følgende forholdsregler tas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bruk av injeksjonsmasse med kort avbindingstid, til og med hurtig avbindingstid (som vannreaktiv harpiks, sementbasert injeksjonsmasse med natriumsilikat);</li> <li>- Bruk av en viskøs injeksjonsmasse og/eller injeksjonsmasse med et høyt innhold av tørrstoff;</li> <li>- Bruk av tilsetningsstoffer for å begrense at injeksjonsmassen fortynnes.</li> </ul>
<p><b>Installering av stålkjerner</b></p> <p><b>83.56 Installasjon av stålkjerner</b>  <b>83.561 Levering av stålkjerner inklusive skjøt</b></p> <p>a) Omfatter levering av stålkjerner inkludert skjøting, kapp og avstandsholdere.</p> <p>c) Stålkjernene skal håndteres, transporteres og lagres med forsiktighet slik at det ikke oppstår hakk, sprekker eller skader i materialet.</p> <p><b>Pelene skal være påmontert avstandsholdere som sikrer at pelene monteres sentrisk i foringsrøret. Avstandsholderne skal ha en høyde på minimum 20 mm. (10)</b></p> <p>Avstandsholderne skal i hovedsak være av elektrisk ikke-ledende materiale med tilstrekkelig styrke til å tåle påkjenningene under montering (for eksempel fiberarmert epoksy). Selve innfestingen til stålkjernen kan helt eller delvis være av stål, men dette stålet skal ikke ha kontakt med foringsrøret.</p> <p><b>Avstandsholderne monteres med 3 stykk holdere fordelt over snittet, med avstand mellom snittene på 3 m i pelens lengderetning, og skal være slik utformet at de ikke hindrer god flyt av omstøpingsmørtelen. (10)</b></p> <p>Pelen skal skjøtes slik at pelen i skjøtesnittet har tilfredsstillende kapasitet for trykk, strekk og bøyning med hensyn til aktuelle påkjenninger, og uansett påkjenning ha en minimums strekk og</p>	<p><b>Installering av stålkjerner</b></p> <p><b>GK7.21 Stålkjerner</b>  b) Materialer</p> <p>b1) Stålkjernene skal være av stålsort S355 i henhold til NS-EN 10025-2:2004.</p> <p><b>b2) Stålkjernene skal være påmontert avstandsholdere som gir en overdekning mellom stålkjernen og foringsrøret på minst 15 mm. Avstandsholdere skal utformes slik at de ikke hindrer god mørtelflyt. (10)</b></p> <p>b3) Til omstøping av stålkjernen skal det benyttes SR-mørtel med fasthet C35 og med nødvendige tilsetningsstoffer for retardasjon, flyteevne og ekspansjon.</p> <p>b4) Strekkpeler skal være utformet slik at heften øker i forankringssonen, for eksempel ved rilling av stålkjernen.</p> <p>b5) Kvalitet inklusive flytegrense skal dokumenteres med</p>	<p><b>Installering av stålkjerner</b></p> <p><b>8.3.5 Avstandsholdere</b>  <b>8.3.5.1</b>  <b>Avstandsholdere skal plasseres symmetrisk rundt kurven med:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Minst tre stykker på hvert høyde nivå;</li> <li>- En avstand på høyst 3,0 m; og</li> <li>- Tilstrekkelig klarering til foringsrørets innervegg eller veggen i borehullet for å gi sikker installasjon og for å unngå skade på veggene i borehullet. (10)</li> </ul> <p><b>8.3.5.2</b>  Antall avstandsholdere bør økes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- For peler med en diameter på <math>D \geq 1,2</math> m; og</li> <li>- For skråpeler.</li> </ul> <p><b>8.2.4 Masseuttak med bruk av støttevæske</b>  <b>8.2.4.5</b>  Nivået av støttevæske skal være slik at det til enhver tid er tilstrekkelig innvendig trykk til å opprettholde stabiliteten i</p>		

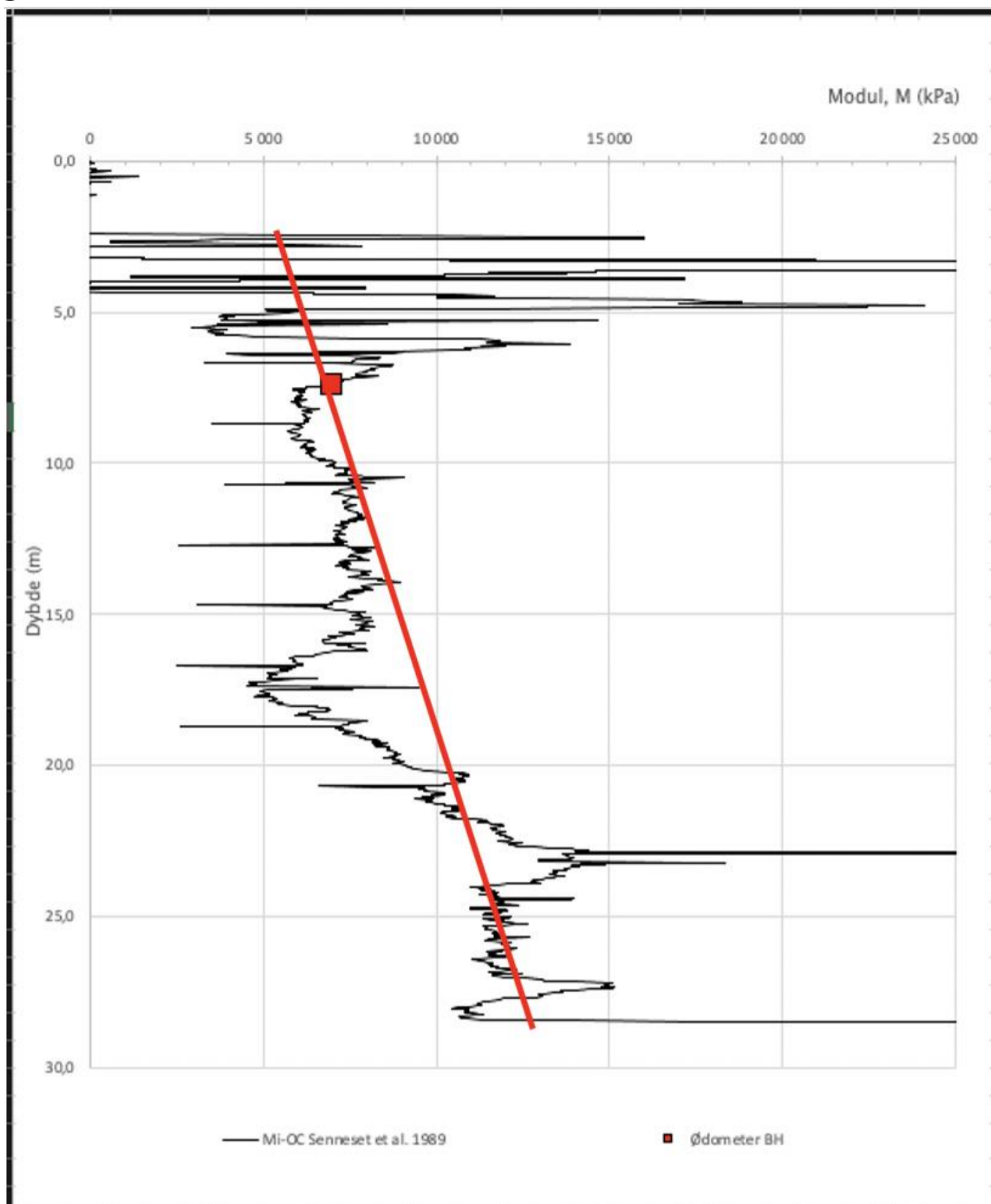
<p>momentkapasitet lik 60 % av tverrsnittets kapasitet. Det tillates gjengeskjøt eller sveiseskjøt.</p> <p>Skjøtens styrkeegenskaper skal dokumenteres ved beregninger og prøving. Prøvingen skal utføres i slikt omfang at beregningsmodell og resultater verifiseres. Dokumentasjon fra tidligere beregninger/prøving av tilsvarende skjøt (helt lik med samme dimensjoner etc.) kan benyttes.</p> <p>Ved skjøting skal pelen bygges opp slik at det blir en elementlengde på minimum 6 m i toppen av stålkjernen. For øvrig skal det være minimum 5 m mellom hver skjøt, og det skal tilstrebes færrest mulig skjøter (lengst mulig elementlengde).</p> <p>Gjenget skjøt skal ha full kontakt på ikke gjenget areal, og skal trekkes til med samme moment som benyttet i dokumentasjonsgrunnlaget for skjøten. Skjøten skal ikke være momentbelastet under tiltrekkingen. Gjengeskjøt skal punktsveises tilstrekkelig til å hindre at den skrur seg opp under montering. (9)</p> <p>Sveiseskjøt utføres som Y-sveis med beregnet tilstrekkelig dybde rundt periferien av pelen.</p> <p>d) Krav til retthet av stålkjerner før installasjon skal være i henhold til NS-EN 10060. Vinkelendring i peleskjøter skal være maksimalt 1:500</p> <p>e) Dokumentasjon på avstandsholderne forelegges byggherren.</p> <p>x) Mengden måles som utført lengde stålkjerne fra bunn av berghull til prosjektert underkant av topp-plate. Angitt mengde er ikke å anse som nøyaktig grunnlag for bestilling av materialer. Enhet: m</p> <p><b>83.563 Montering av stålkjerner</b></p> <p>a) Omfatter leveranser og installasjonsarbeider for montering av stålkjerner i føringsrør og borehull.</p> <p>Proessen inkluderer også endelig rensk av borehull og føringsrør før pelen monteres (3), samt ventetid på grunn av byggherrens kontroll før kjernen monteres. For kontroll av hver pel regnes en time venting. Nødvendig arbeidshjelp og kraner etc. samt målehjelp for byggherrens kontroll inngår også i prosessen.</p> <p>b) Omstøpingsmørtel skal tilfredsstillende samme krav til delmaterialer, framstilling og egenskaper som stilles til sementbasert injiseringsmasse for spennkabelkanaler i Norsk Betongforenings Publikasjon 14. Omstøpingsmørtelen kan være fabrikkblandet tørrmørtel som kun tilsettes vann på byggeplassen, eller framstilt av Portlandsement, vann og tilsetningsstoff som virker plastiserende, stabiliserende og gir massen en tiksotrop karakter. Silikastøv, superplastiserende og/eller ekspanderende tilsetningsstoff kan også tilsettes. Mørtelens vann/sement-forhold (masseforhold) skal ikke overstige 0,44. (16) Den skal blandes med så bløt konsistens at den lar seg pumpe ned til pelefoten, men så stiv at den har motstand mot utvasking i kontakt med vann.</p> <p>Densiteten av mørtelprøver tatt fra blander skal samsvare med teoretisk beregnet verdi <math>\pm 0,02</math> kg/dm<sup>3</sup> (ved bruk av Standard FA sement med densitet 2,95 kg/dm<sup>3</sup> og vann til vann/sement-forhold lik 0,42 er teoretisk densitet 1,87 kg/dm<sup>3</sup>). Alternativt kan samsvar med spesifisert vann/sement-forhold påvises ved direkte måling av vann/sement-forholdet. Trykkfastheten av mørtel målt på 100 mm x100 mm x100 mm terninger ved 28 døgn alder skal være minimum 40 MPa.</p>	<p>verkssertifikat etter NS-EN 10204:2004, punkt 3.2.</p> <p>b6) Betongresepten inkludert alle tilsetninger og resultatene av prøveblandingen skal fremlegges for byggherren.</p> <p>c) Utførelse</p> <p>c1) Borehullet skal kontrolleres slik at pelelengden kan bestemmes med en nøyaktighet lik <math>\pm 50</math> mm. Dessuten skal det kontrolleres at føringsrøret er kappet i angitt nivå. (7)</p> <p>c2) Før montering skal det kontrolleres at føringsrøret er tilfredsstillende rensket, og at pelen kan monteres mot godt berg uten hindring. (8)</p> <p>c3) Før montering av stålkjerner skal borehull og føringsrør tømmes for løsmasser og boreslam ved hjelp av luft- eller vannspyling. (3)</p> <p>c4) Før montasje skal fett og løst rust fjernes. Pelene skal dessuten gjøre rene for snø og is. (4)</p> <p>c5) Pelene skal skjøtes slik at pelen i skjøtesnittet har tilfredsstillende trykk-, strekk- og bøyekapasitet i henhold til de aktuelle påkjenninger og eventuell knekingsfare. Skjøten skal uansett ha strekk- og momentkapasitet på minst 30 % av kjernetverrsnittets kapasitet.</p> <p>c6) Skjøten utføres som gjengeskjøt eller sveiseskjøt. Ved gjengeskjøt skal skjøten punktsveises for å hindre at den skrur seg opp under montasjen. (9) Sveiseskjøter skal tilfredsstillende sveisekvalitetsklasse B i NS-EN ISO 5817:2007.</p> <p>c7) Hullet skal fylles med mørtel som føres inn fra bunnen av borehullet ved hjelp av slange. Mørtelvolumet skal være slik at den fortregte mørtelen flyter over kanten av føringsrøret under pelemontasjen. Overflødig mørtel skal fjernes umiddelbart. (5)</p>	<p>veggene og hindre løsmasser i å komme inn i borehullet.</p> <p><b>8.2.4.6</b> Nivået på støttevæsken skal til enhver tid under boring og utstøping holdes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Innenfor styringsrøret eller ledeveggen; og</li> <li>- Minst 1,5 m over utvendig grunnvannnivå.</li> </ul> <p><b>8.2.4.7</b> Væskestanden kan reduseres på grunnlag av erfaring eller beregning.</p> <p><b>7.7 Minste og nominell overdekning</b></p> <p><b>7.7.2</b> Den minste overdekningen i forbindelse med utførelse skal ikke være mindre enn:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 75 mm for slisseveggelementer;</li> <li>- 60 mm for peler med <math>D &gt; 0,6</math> m; eller</li> <li>- 50 mm for peler med <math>D \leq 0,6</math> m,</li> </ul> <p>med mindre annet er avtalt. (26)</p>		
--	---	---	--	--



<p>For den mørtelsammensetningen som benyttes skal det dokumenteres vannutskillelse maksimalt 0,3 % og volumendring maksimalt +3,0 % ved prøving etter NS-EN 445:2007 punkt 4.5. Ved prøvingen kreves ikke benyttet spenntau eller annet som veike. Mørtelkonsistensen målt med utflytingsprøve på glassplate etter NS-EN 445:2007 punkt 4.3.2 skal være 140 ± 20 mm. Norsk Betongforenings Publikasjon 14 beskriver disse prøvingsmetodene.</p> <p>For skjøter som utføres under installeringen av stålkjernene gjelder samme krav som angitt i prosess 83.561.</p> <p>c) Før montering av stålkjernene skal borehull og føringsrør tømmes for løsmasser og boreslam ved hjelp av luft og vannspyling. Ved bruk av ejektorpumpe for rengjøring av borehullet, forutsettes det et konstant overtrykk i borehullet (vannfylt føringsrør) for å unngå utvasking av løsmassene over berg. Bruk av ejektorpumpe forelegges byggherren. <b>(3)</b></p> <p>Borehullet skal loddes for nøyaktig bestemmelse av pelelengde. Føringsrøret skal være kappet i angitt nivå. <b>(7)</b></p> <p>Pelene skal ved montering være fri for rust, og skal om nødvendig stålbørstes eller blåserenses. De skal også være fri for fett, og om nødvendig avfettes ved bruk av avfettingsmiddel. Pelene skal også være fri for løsmasser eller annet vedheng av enhver art, samt hakk, sprekker eller skader. <b>(4)</b></p> <p>Før montering av stålkjernen skal det med nedsenking av prøvepel påsatt avstandsholdere kontrolleres at foten er tilfredsstillende rensket og at pelen kan monteres uten hindring i full lengde. <b>(8)</b> Avstandsholderne skal være intakte og uten skader etter prøvemontering.</p> <p>Etter at hullet er inspisert, skal det fylles med omstøpingsmørtel. Borehull i berg og så stor høyde av føringsrør skal være vannfylt når omstøpingsmørtel pumpes ned slik at det er overtrykk i forhold til poretrykket utenfor borehullet. Slange eller rør for nedføring av mørtel skal føres helt ned til bunnen av borehullet i berg <b>(5)</b>, og skal være forsynt med stålrør i enden slik at det kan kontrolleres at rørenden virkelig har nådd bunnen av hullet. Mengde mørtel som pumpes ned skal minst tilsvare teoretisk volum pluss 3 meter pelelengde. Mørtelen pumpes ned med jevn og rolig lav hastighet. Slangen holdes i bunnen av borehullet til omstøpingsmørtel er pumpet ned, og trekkes opp før montering av stålkjernen.</p> <p>Pelene senkes ned i hullene og slippes med omtrent 1 m fritt fall mot berg. Deretter rammes pelen med luftlodd for kontroll av bergkontakt. <b>(6)</b> Valg av type luftlodd og loddvekt forelegges byggherren. Det skal i nødvendig grad tas hensyn til avstandsholderne under montering av stålkjernen slik at avstandsholderne er intakte etter montering av stålkjernen til full dybde.</p> <p>Konsistensen av mørtelen som renner over kanten av føringsrøret idet pelen settes ned observeres og sammenlignes med konsistensen på mørtelen ved blanding. Hvis mørtelen har blitt blandet med vann og er bløtere tres injiseringslange ned mellom stålkjerne og føringsrør, og ny mørtel pumpes ned til fortrenkning av den oppbløtne mørtelen. Dersom det observeres at nivået av omstøpingsmørtelen synker etter at pelen er satt, etterfylles det mens mørtelen ennå er fersk.</p> <p>Dersom det installeres peler ved minusgrader skal peler og toppen av føringsrør varmes opp slik at omstøpingsmørtelen ikke fryser før</p>	<p>c8) Pelen senkes ned i hullet og slippes med ca. 1 m fritt fall mot berg. Deretter rammes pelen med luftlodd for å kontrollere fjellkontakten. <b>(6)</b></p>			
--	--	--	--	--

<p>herding. Etter at pelen er montert og omstøpt skal omstøpingsmørtelen sikres mot frysing ved isolering med vintermatter eller teltning og fying avhengig av temperatur og vind. Det tillates ikke satt peler ved temperatur under minus 10 °C.</p> <p>Byggherren skal varsles skriftlig minimum 24 timer før nedsetting av hver kjerne, for å kunne kontrollere at bergkontakt kan oppnås.</p> <p>Etter at omstøpingsmørtelen har herdnet skal mørtelnivået observeres og måles. Fersk mørtel av samme sammensetning blandes og etterfylles til topp fôringsrør.</p> <p>d) Følgende toleransekrav gjelder</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- som prosess 83.531</li> <li>- avvik fra prosjektert kotehøyde topp stålkjerne ferdig montert: +50 mm -0 mm</li> </ul> <p>e) Mørtelens trykkfasthet kontrolleres 1 gang per 100 m pel dog minst 2 ganger per arbeidsskift av prøve tatt fra blander. Densitet av mørtel fra blander måles ved oppstart av blanding, pluss 1 gang seinere per pel. Dersom densitetsmålinger etter denne frekvensen de to første dagene hvor stålkjernepeler installeres viser tilfredsstillende resultater, kan byggherren etter forespørsel tillate prøvingsfrekvensen redusert fra 1 gang per pel til 1 gang per arbeidsskift.</p> <p>Prøving for dokumentasjon av vannutskillelse og volumstabilitet utføres på anlegget ved oppstart av arbeidene med installasjon av stålkjernepeler. Alternativt kan byggherren akseptere dokumentasjon fra annet anlegg hvor det er benyttet omstøpingsmørtelen av nøyaktig samme sammensetning blandet med samme utstyr og av samme mannskap, forutsatt at prøvingen er utført innen de siste 2 måneder. Ved tvil eller mistanke om at dokumentasjonen fra annet anlegg ikke er korrekt for den mørtelen som benyttes, kan byggherren forlange ny dokumentasjonsprøving utført på anlegget før arbeidene kan fortsette.</p> <p>x) Mengden måles som utført lengde fra bergfot til prosjektert nivå topp stålkjerne i pelehodet. Enhet: m</p>				
--	--	--	--	--

# Vedlegg 12 – BP8 – CPTU - Moc

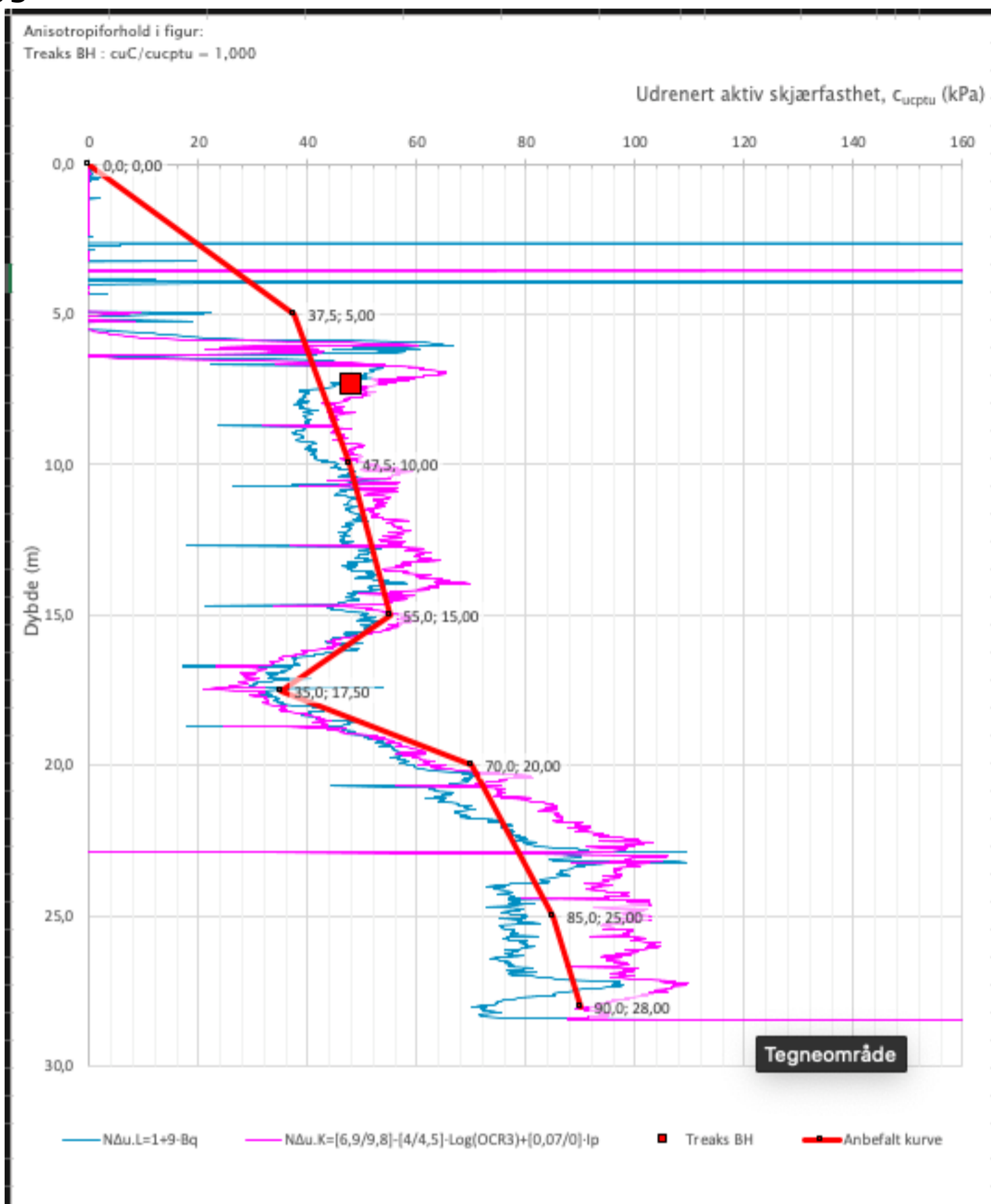



Prosjekt				Borhull
<b>Testprosjekt</b>				
Innhold				Sondennummer
Tolkning av modul				<b>4354</b>
 <b>Statens vegvesen</b>	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klass
	Divisjon Utbygging	Dato sondering 18-08-15	Revisjon Rev. dato	Figur <b>7</b>

**Kurver i figur**

<input checked="" type="checkbox"/> M-OC Senneset et al.	<input type="checkbox"/> Stordal 2005
<input type="checkbox"/> M-NC Senneset et al.	<input checked="" type="checkbox"/> Ødometer Moc
<input type="checkbox"/> M-Kvadrat Sandven	
<input type="checkbox"/> M-emp	
<input type="checkbox"/> M-NC Lunne 1983	
<input type="checkbox"/> M-OC Lunne 1983	

# Vedlegg 13 – BP8 – CPTU – $S_u$

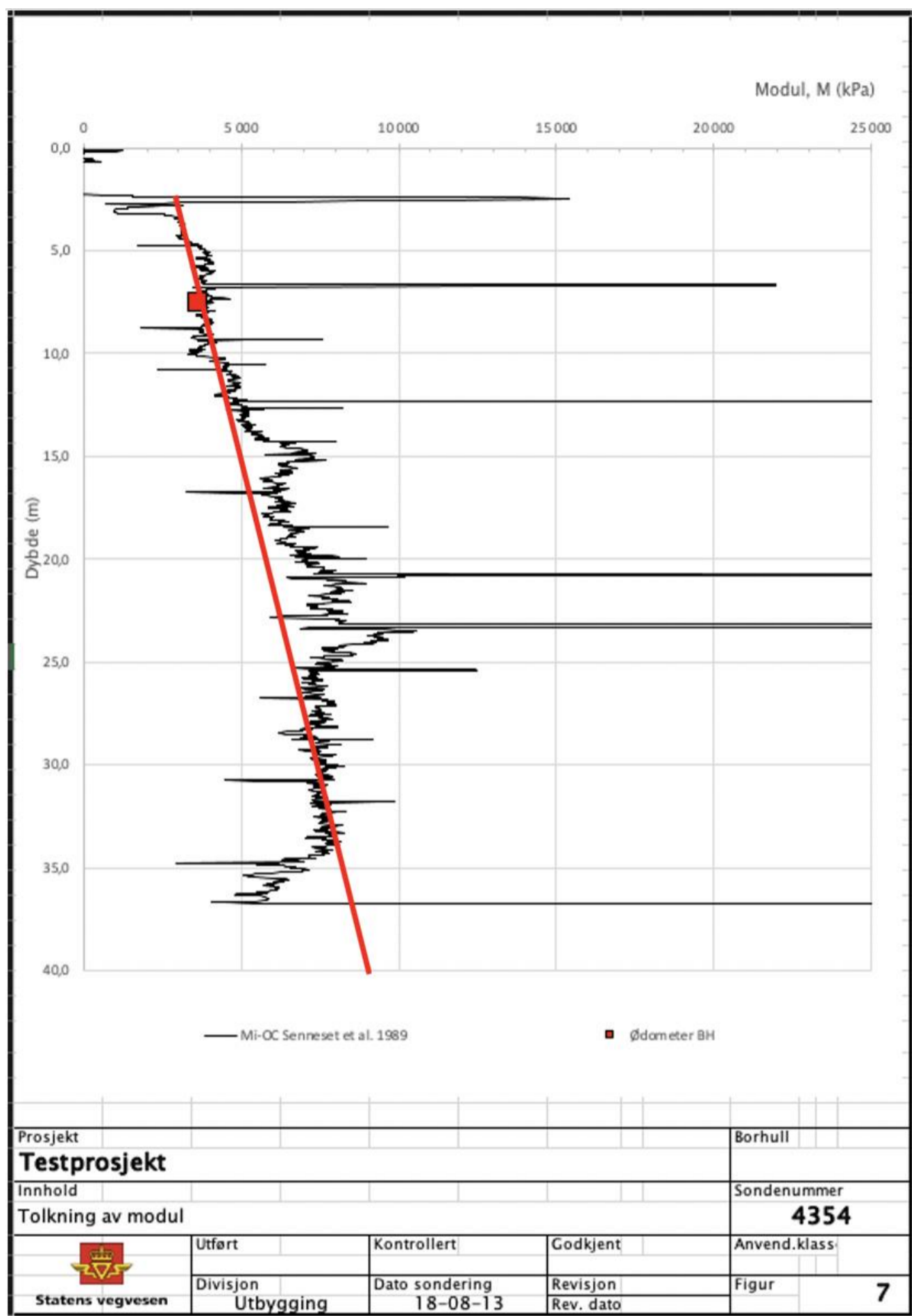


Prosjekt				Borhull
<b>Testprosjekt</b>				
Innhold				Sondennummer
Tolkning av udrenert aktiv skjærfasthet				<b>4354</b>
 <b>Statens vegvesen</b>	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klass
	Divisjon <b>Utbygging</b>	Dato sondering <b>18-08-15</b>	Revisjon Rev. dato	Figur <b>5</b>

## Kurver i figur

- |  |   |  |
|--|---|--|
| <input type="checkbox"/> Lunne et al Nkt               | <input type="checkbox"/> Larsson          | <input checked="" type="checkbox"/> LAB Treaks     |
| <input type="checkbox"/> Lunne et al Nke               | <input type="checkbox"/> Egendefinert Nkt | <input type="checkbox"/> LAB Enaks                 |
| <input checked="" type="checkbox"/> Lunne et al Ndu    | <input type="checkbox"/> EgendefinertNke  | <input type="checkbox"/> LAB Konus                 |
| <input type="checkbox"/> Karlsrud et al Nkt            | <input type="checkbox"/> Egendefinert Ndu | <input type="checkbox"/> Vingebor                  |
| <input type="checkbox"/> Karlsrud et al Nke            | <input type="checkbox"/> SHANSEP          | <input checked="" type="checkbox"/> Anbefalt kurve |
| <input checked="" type="checkbox"/> Karlsrud et al Ndu | <input type="checkbox"/> SHANSEP NC       |  |

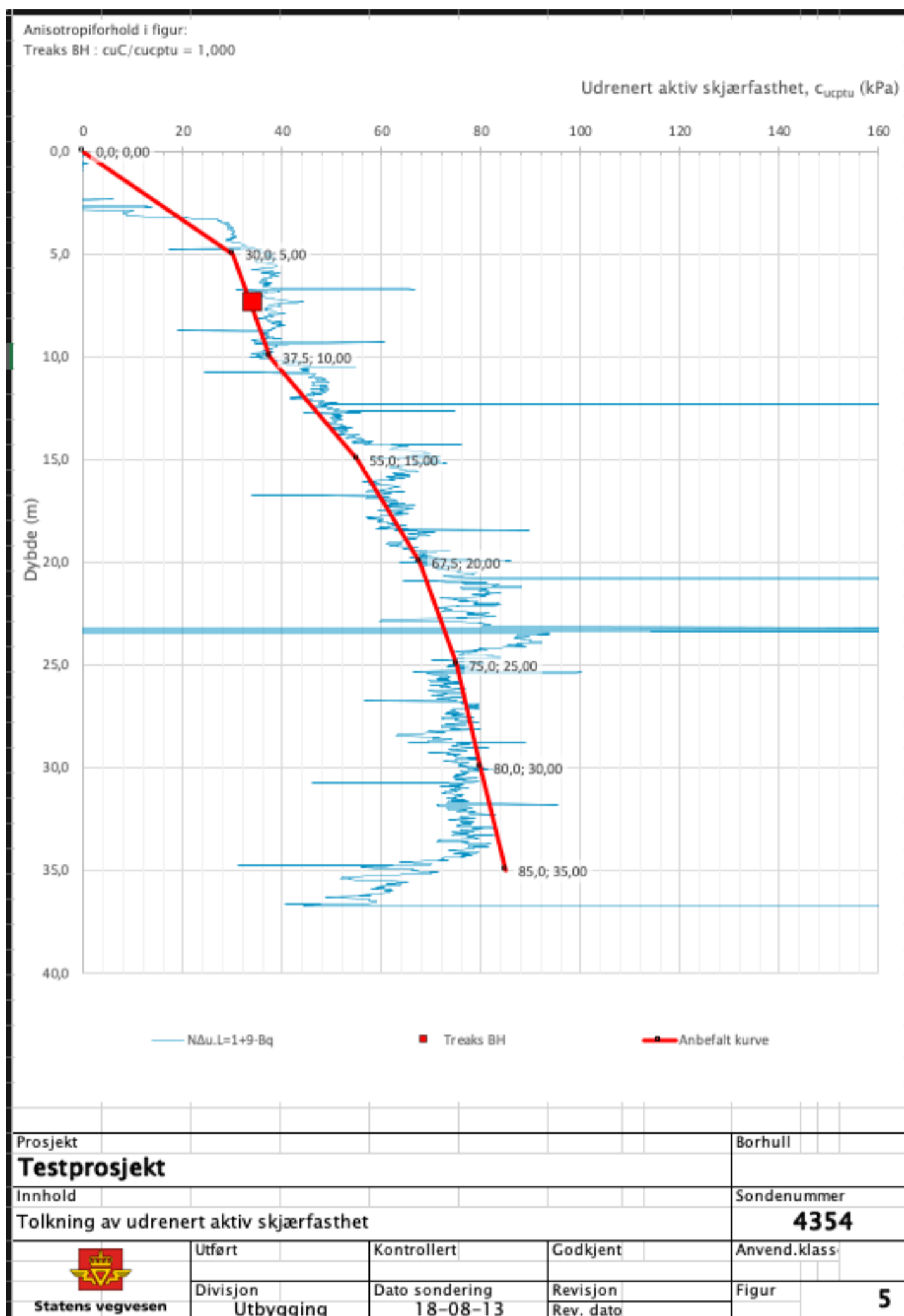
# Vedlegg 14 – BP22 – CPTU - Moc



**Kurver i figur**

- M-OC Senneset et al.
- M-NC Senneset et al.
- M-Kvadrat Sandven
- M-emp
- M-NC Lunne 1983
- M-OC Lunne 1983
- Stordal 2005
- Ødømeter Moc

# Vedlegg 15 – BP22 – CPTU – $S_u$

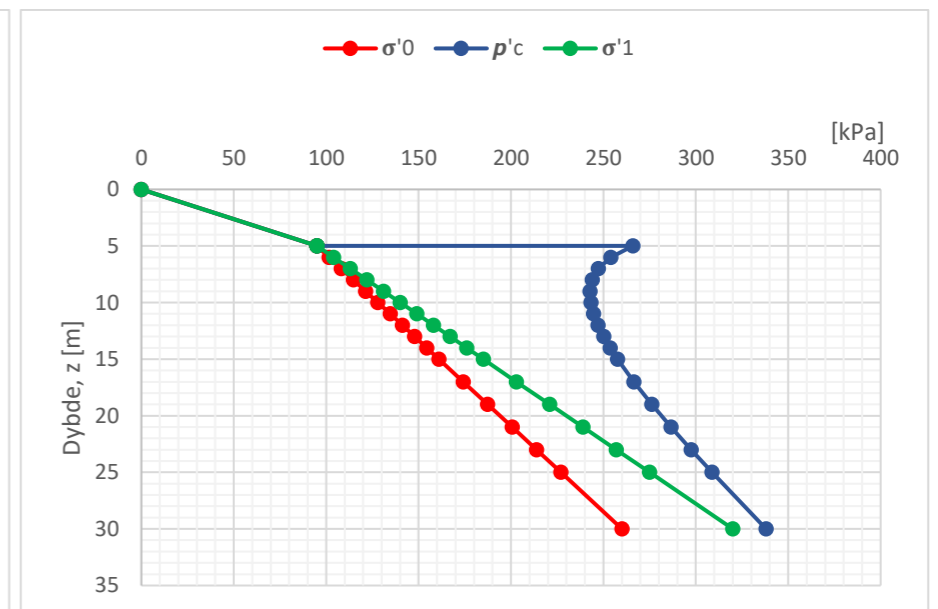
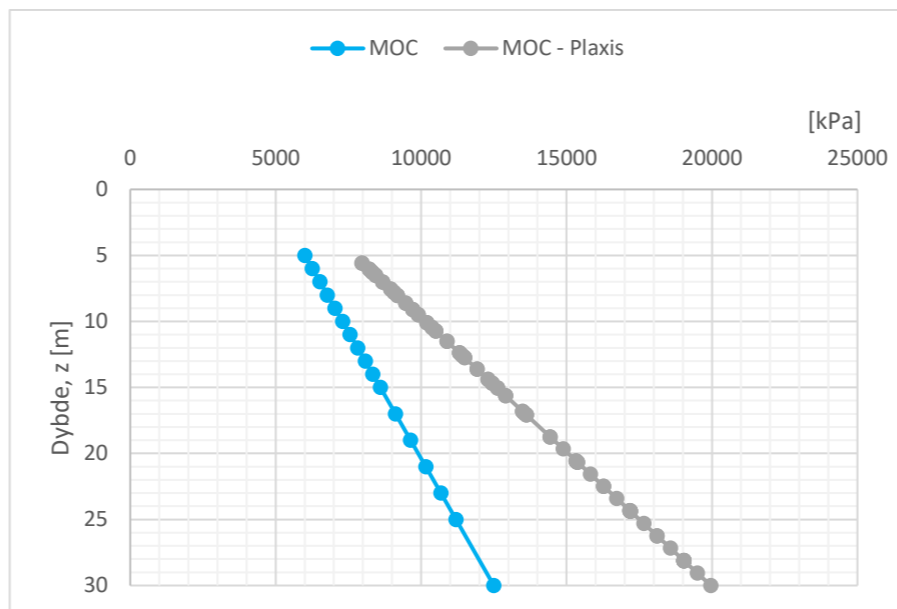
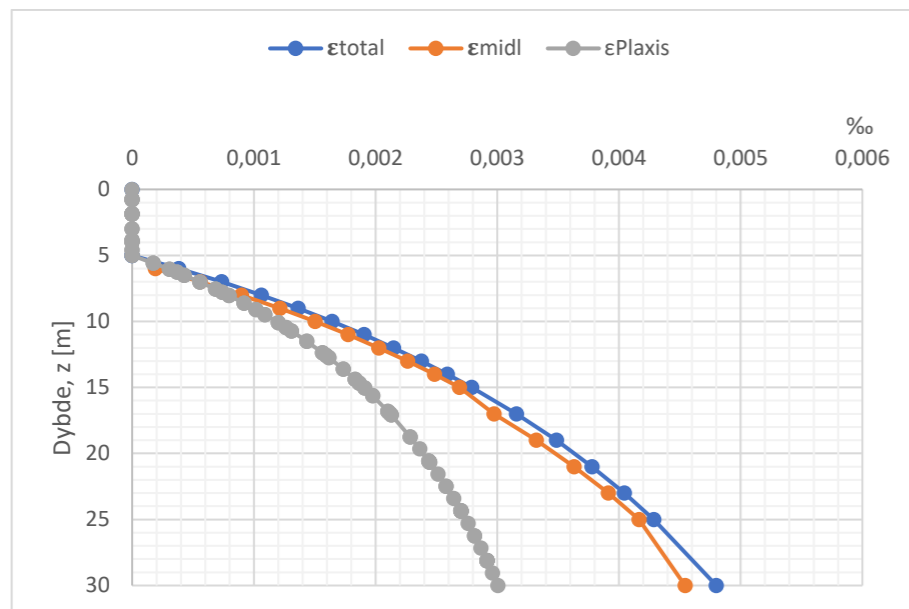
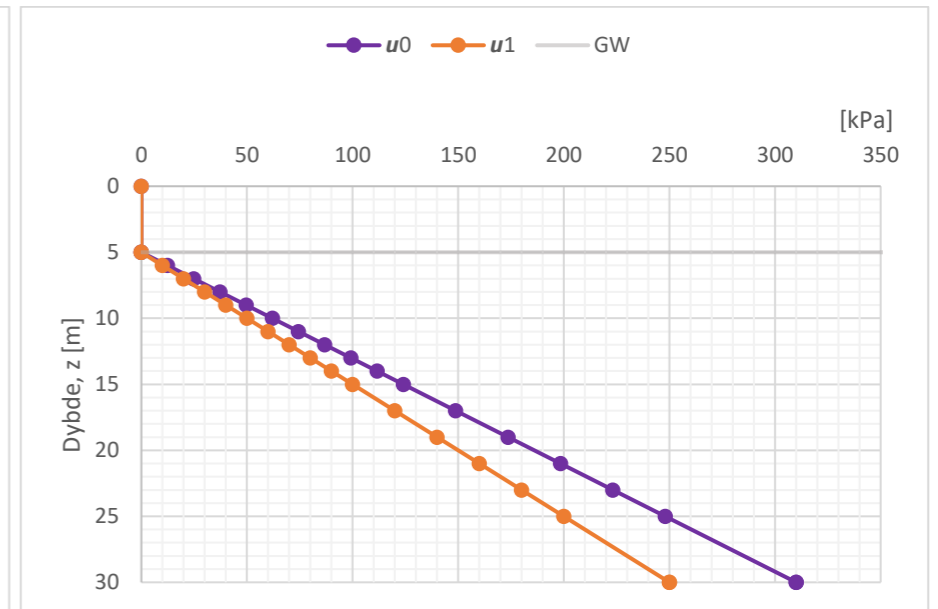
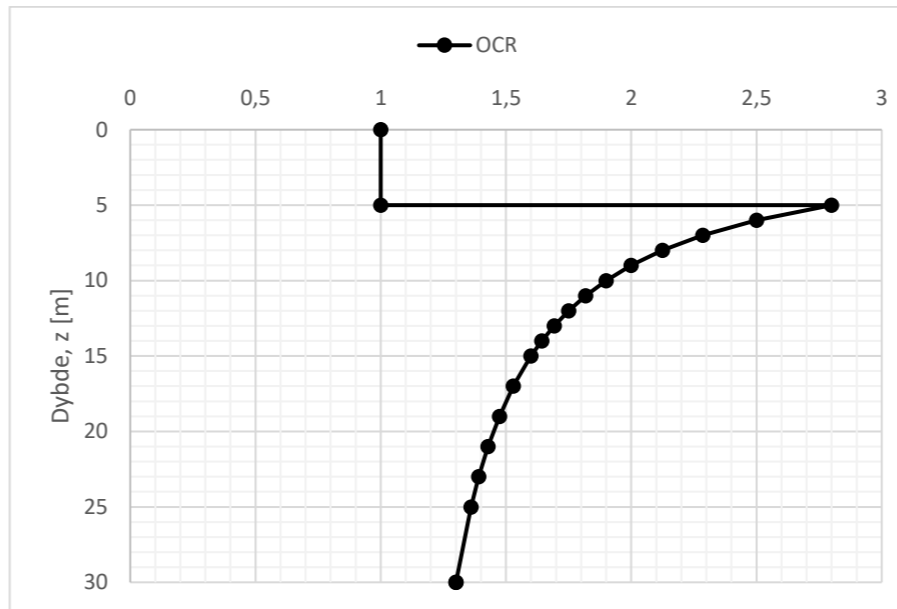
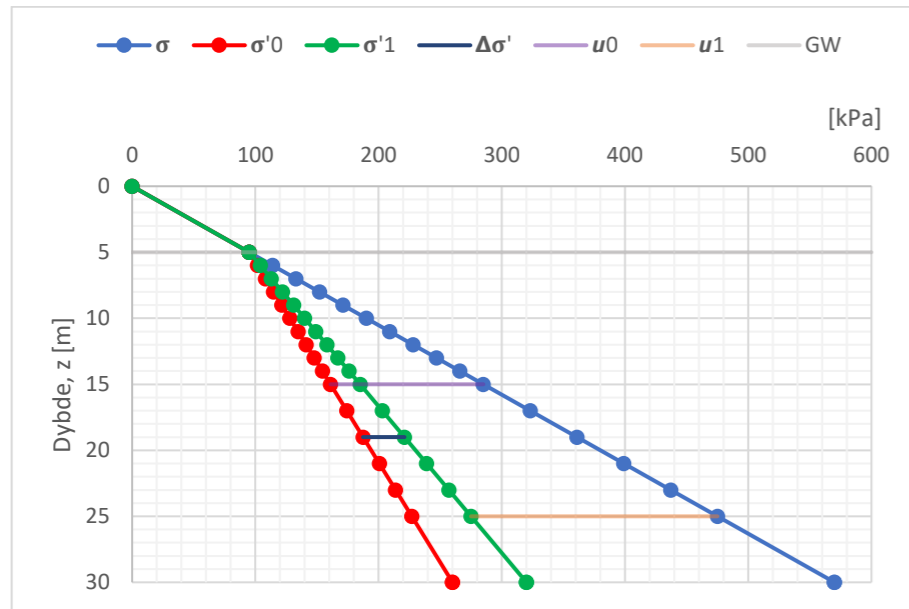


**Kurver i figur**

<input type="checkbox"/> Lunne et al Nkt	<input type="checkbox"/> Larsson	<input checked="" type="checkbox"/> LAB Treaks
<input type="checkbox"/> Lunne et al Nike	<input type="checkbox"/> Egendefinert Nkt	<input type="checkbox"/> LAB Enaks
<input checked="" type="checkbox"/> Lunne et al Nðu	<input type="checkbox"/> Egendefinert Nike	<input type="checkbox"/> LAB Konus
<input type="checkbox"/> Karlsrud et al Nkt	<input type="checkbox"/> Egendefinert Nðu	<input type="checkbox"/> Vingebor
<input type="checkbox"/> Karlsrud et al Nike	<input type="checkbox"/> SHANSEP	<input checked="" type="checkbox"/> Anbefalt kurve
<input type="checkbox"/> Karlsrud et al Nðu	<input type="checkbox"/> SHANSEP NC	

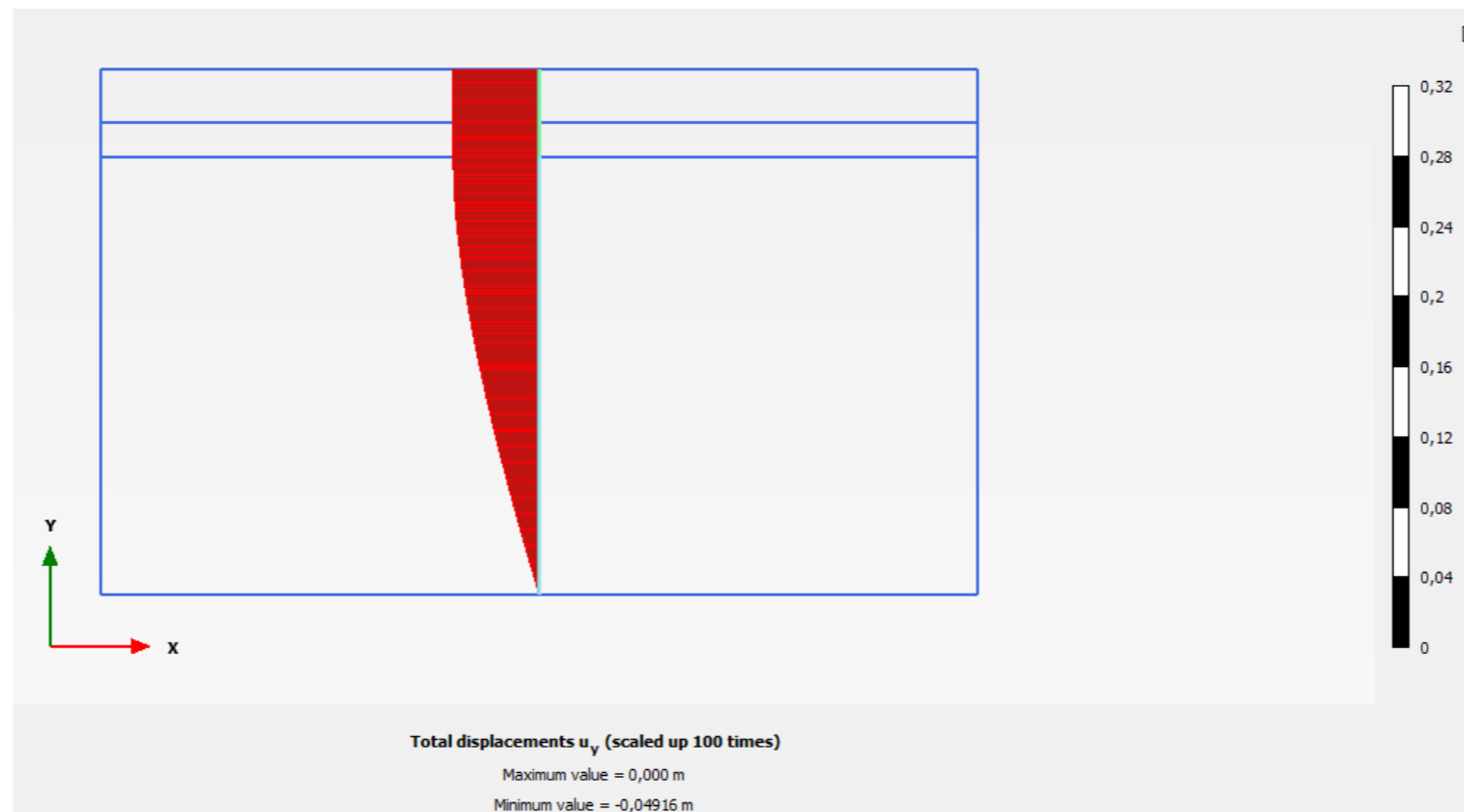
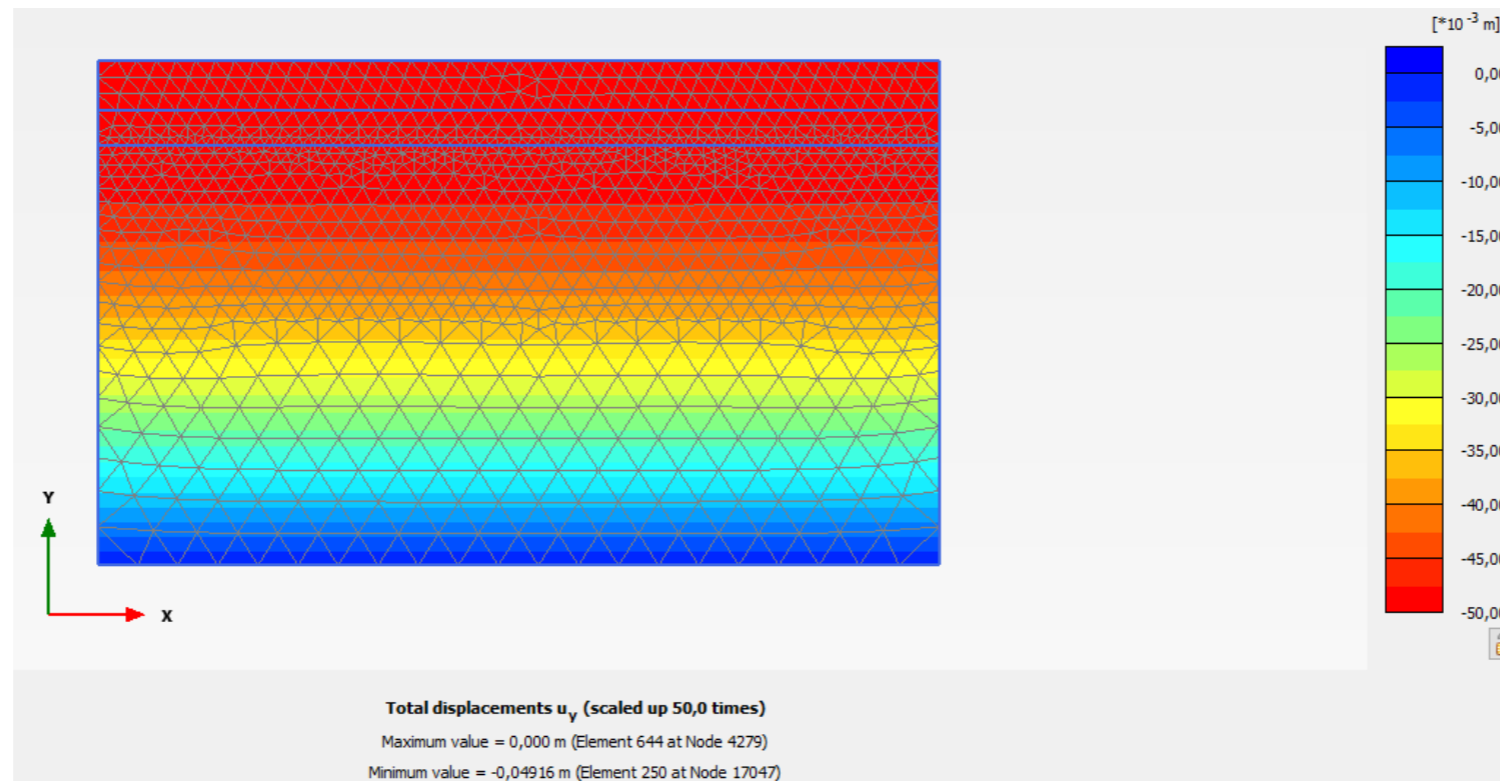


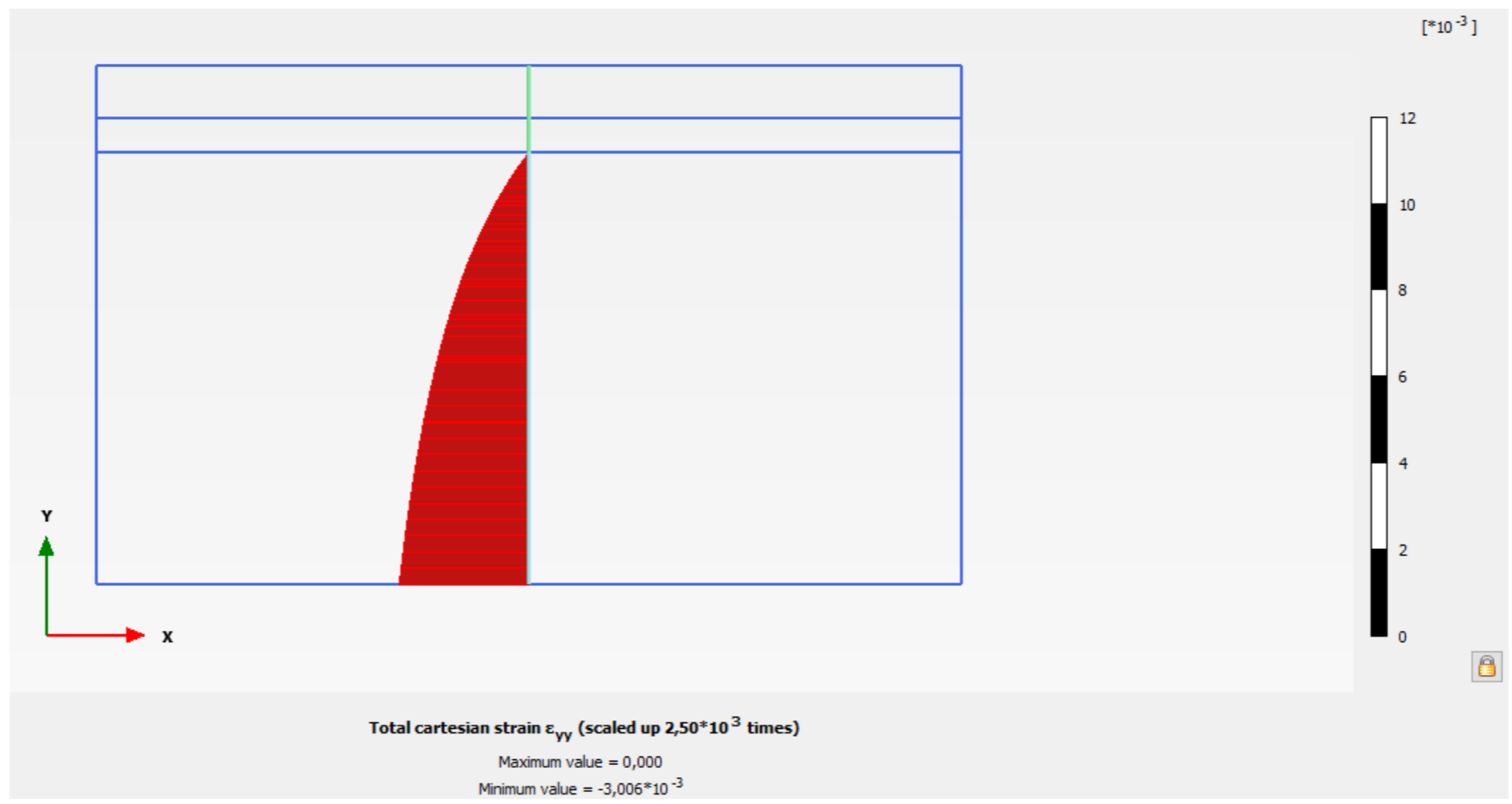
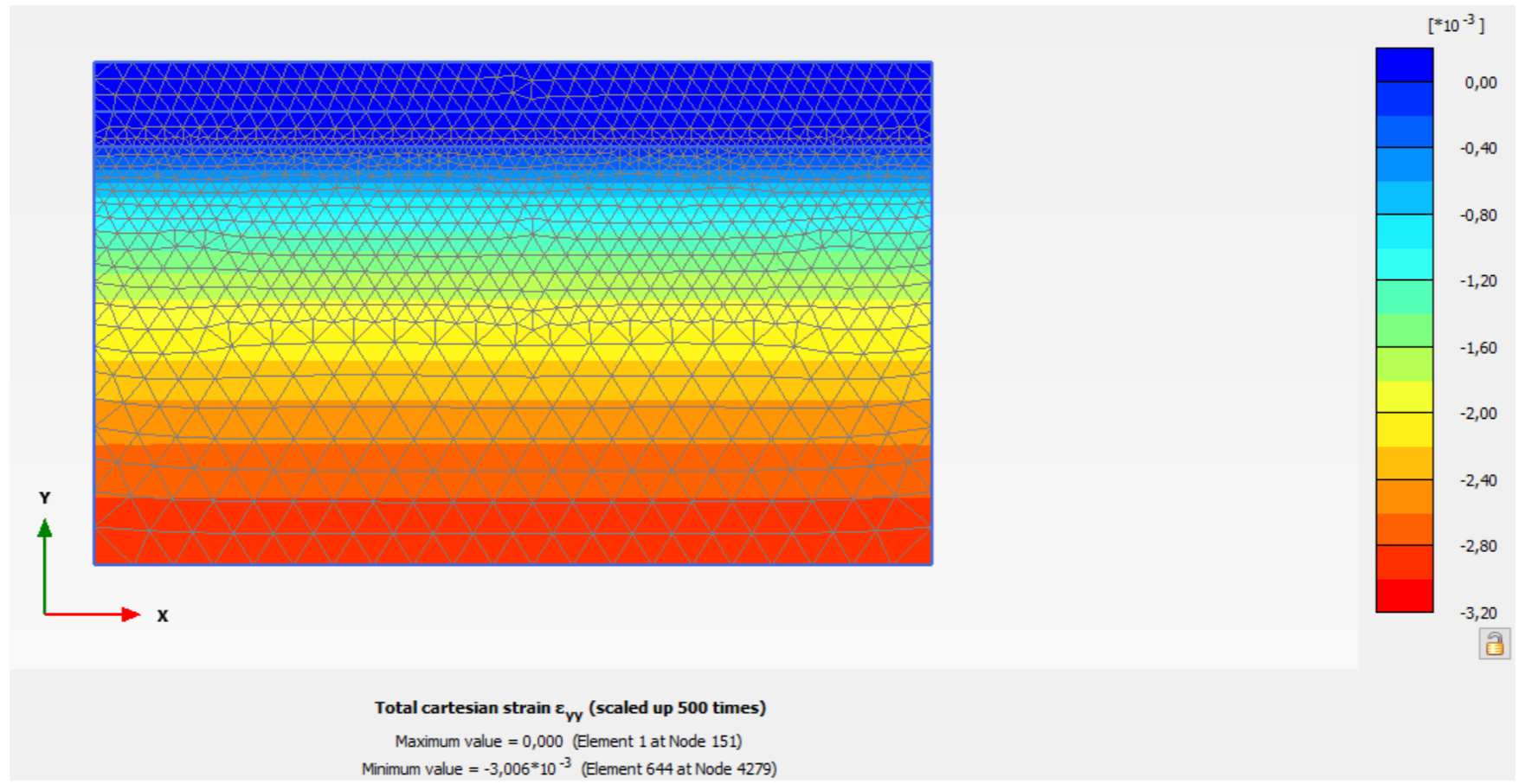
# Vedlegg 17 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt A





# Vedlegg 18 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt A

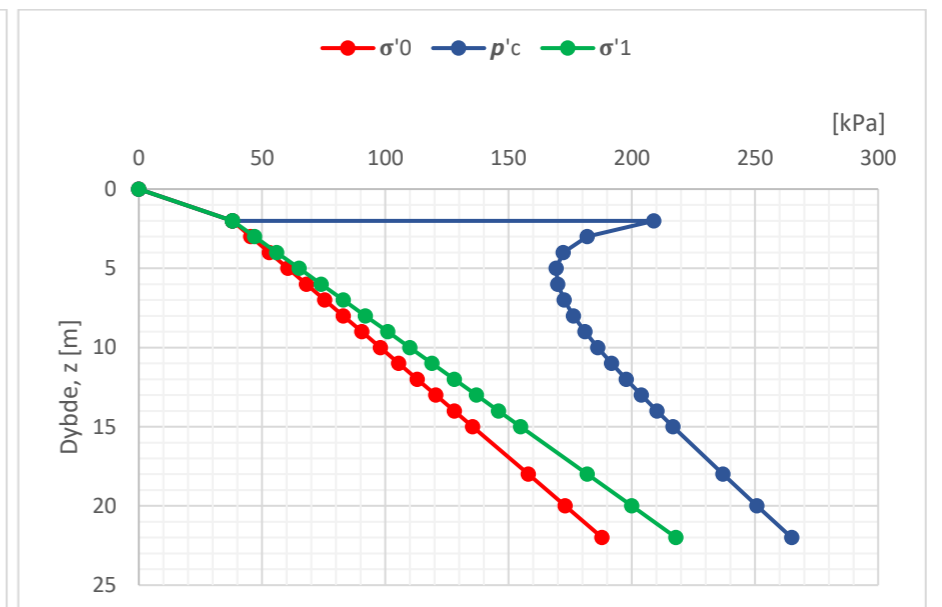
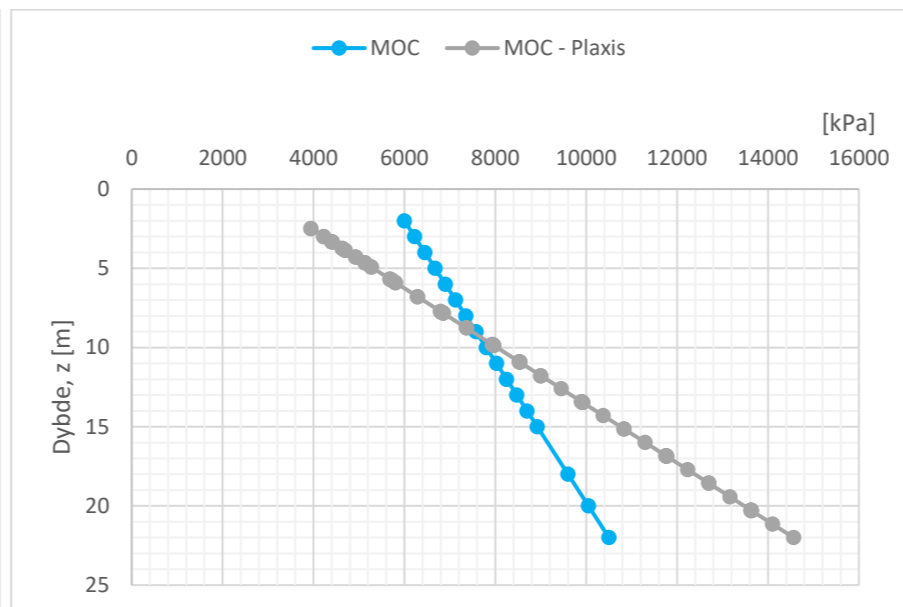
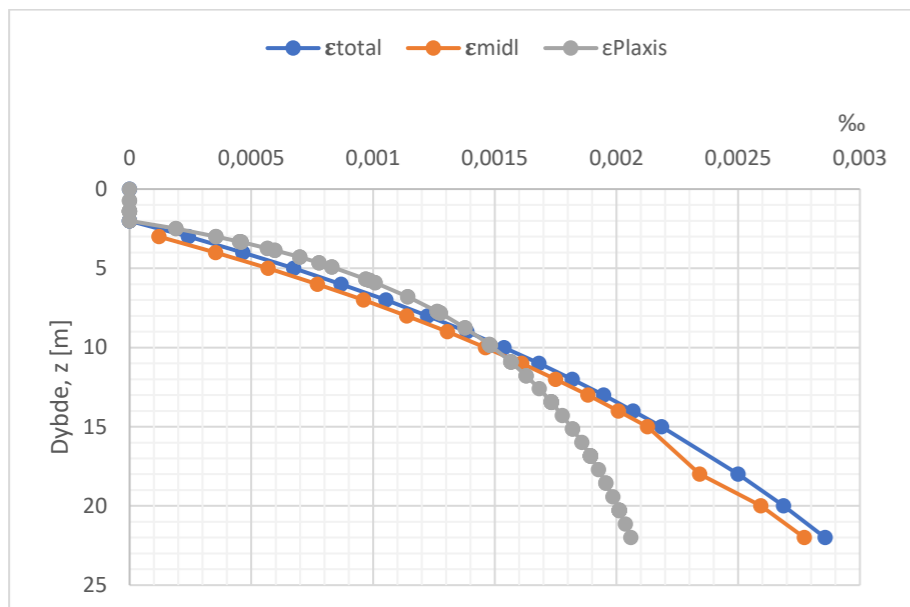
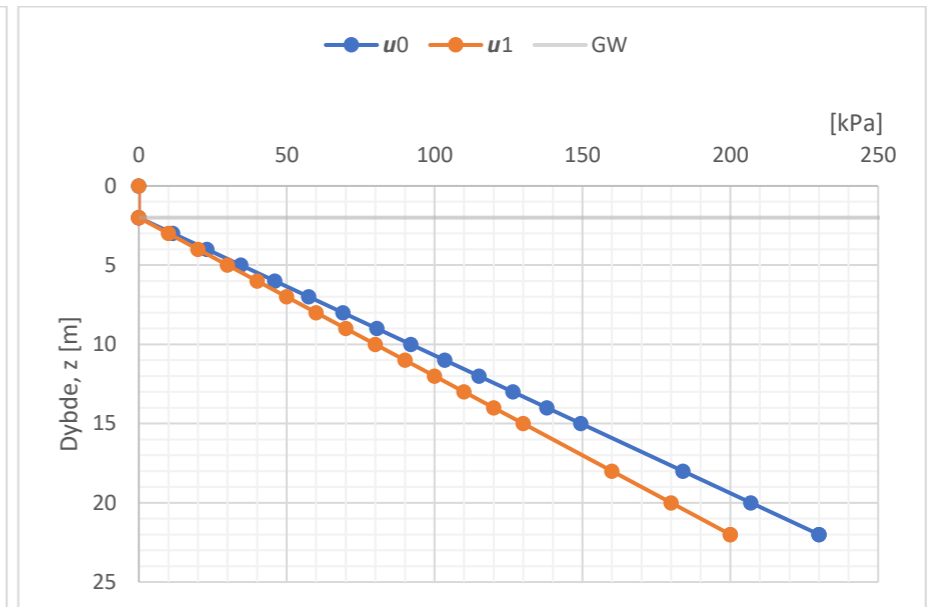
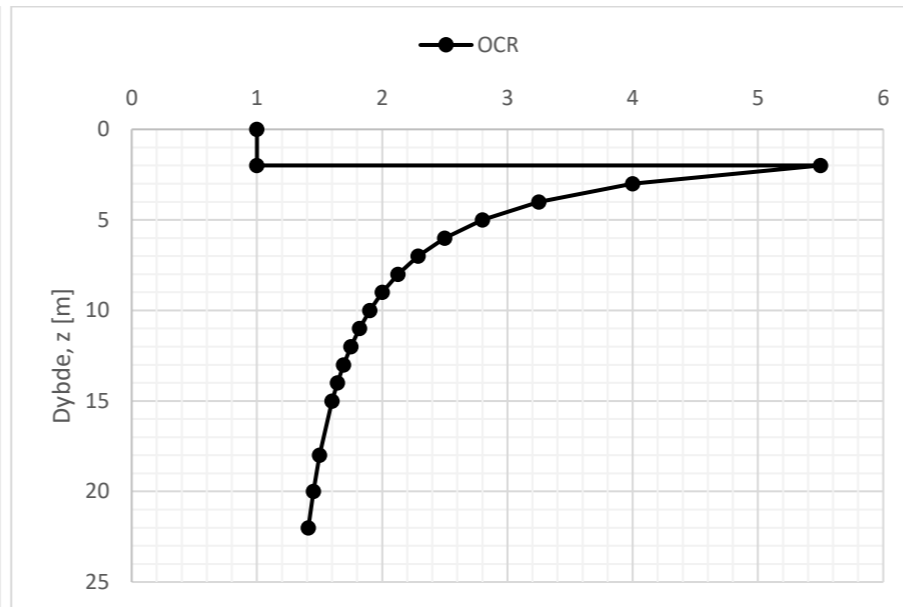
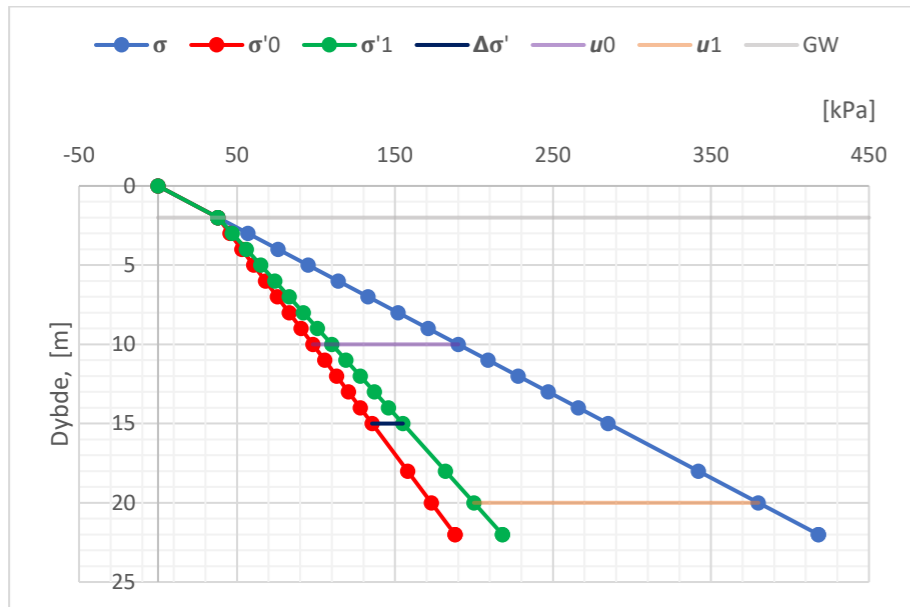




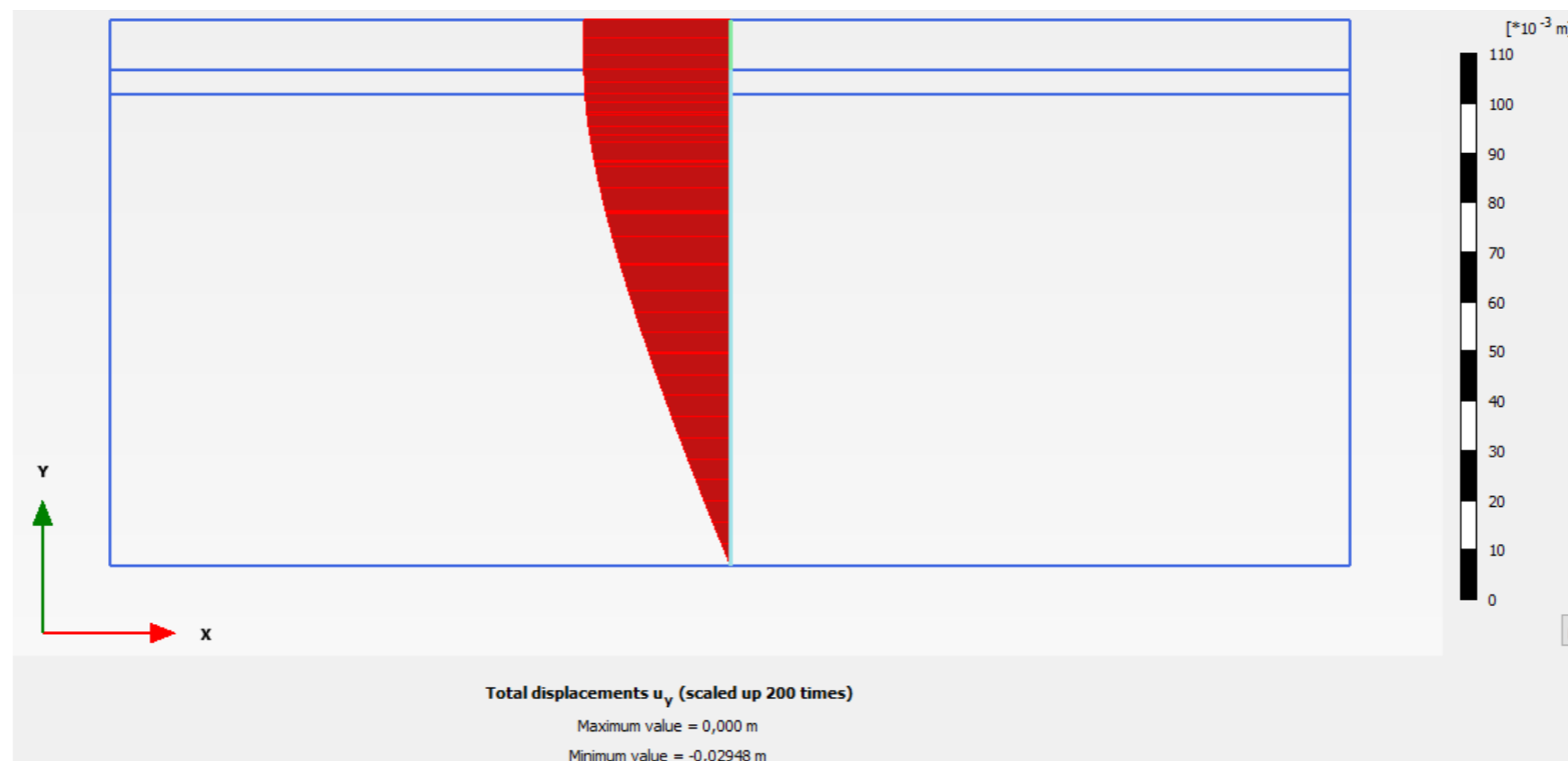
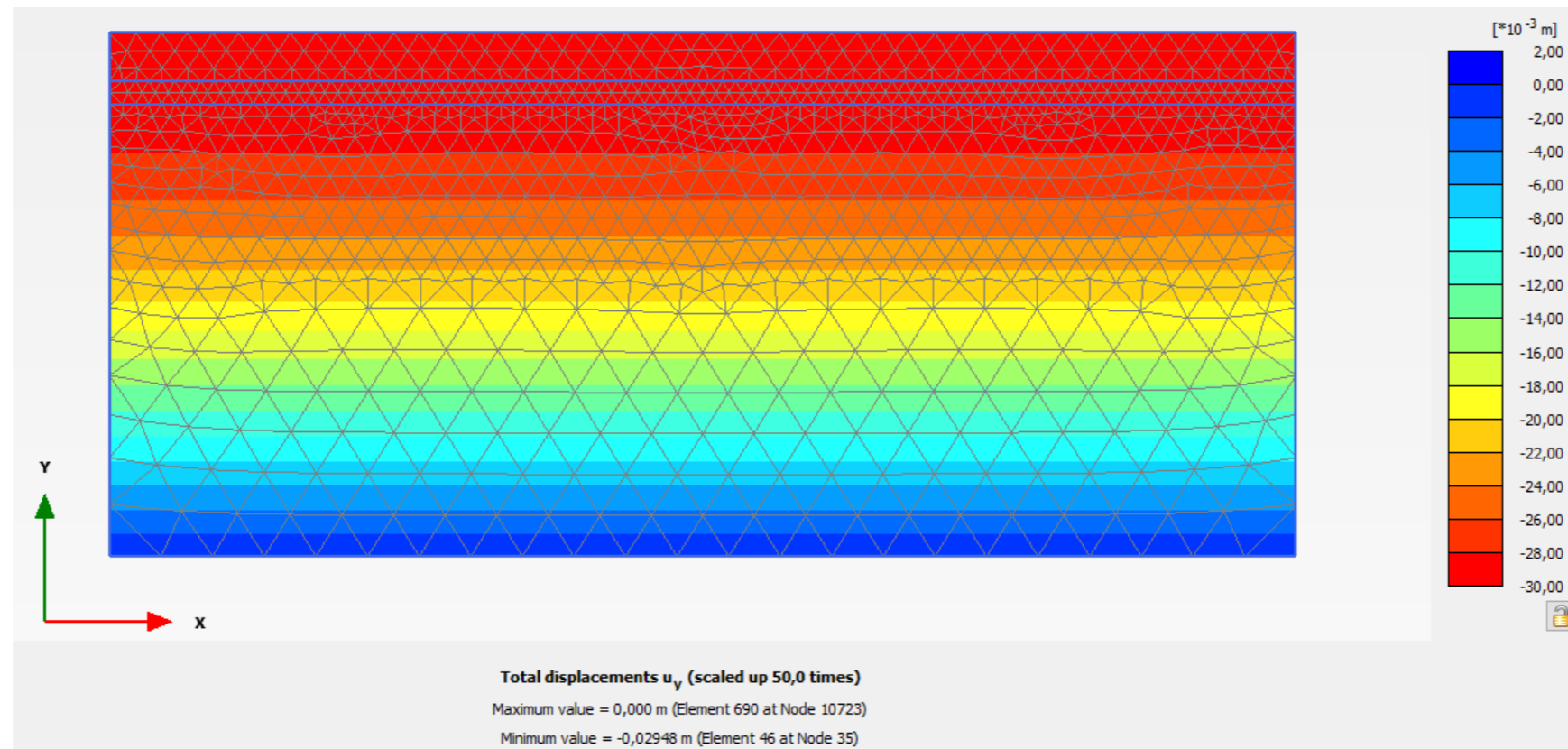
# Vedlegg 19 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt B

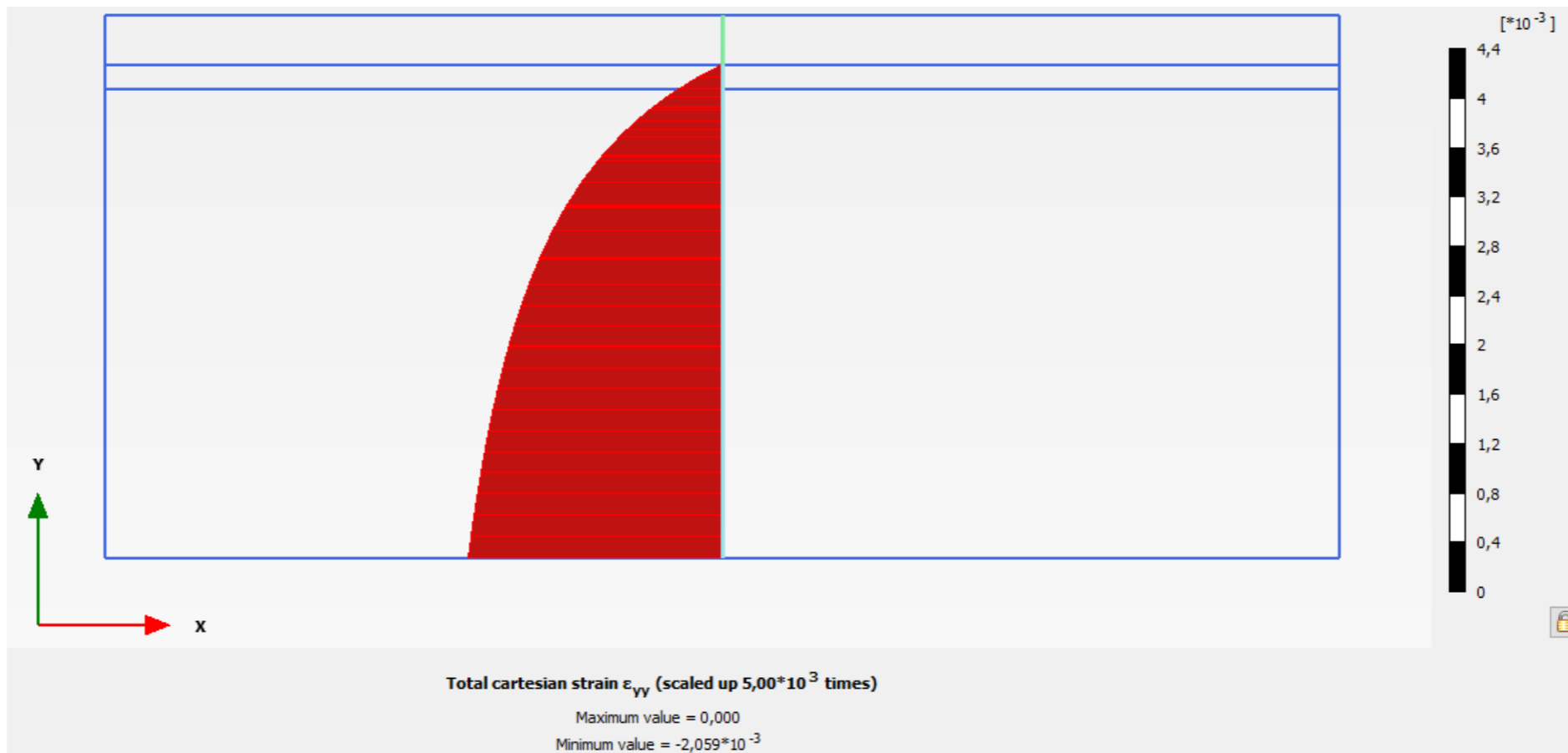
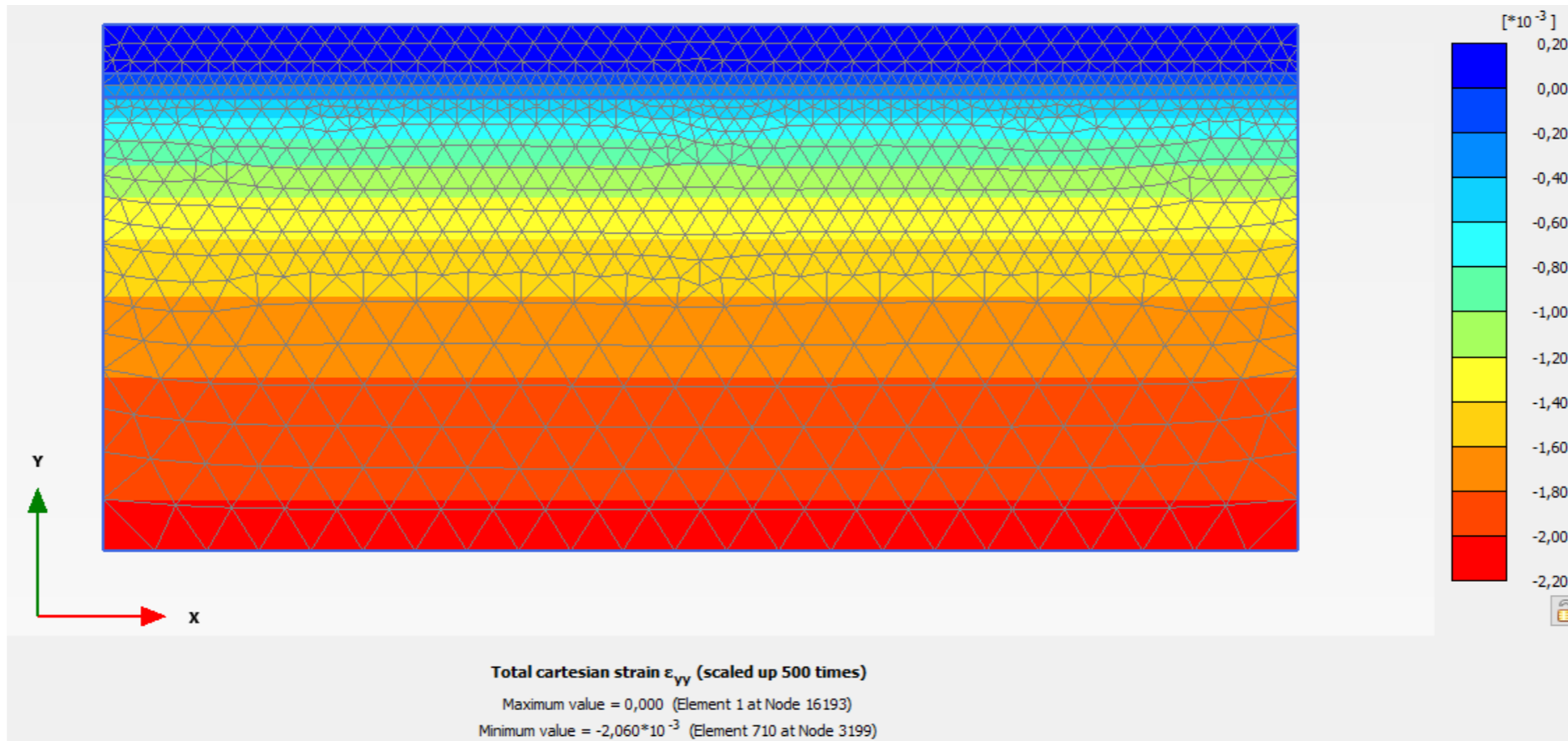
	Kote	z	y	$\sigma$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$p'c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$	
Fyllmasse	10	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	8	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	0	0	0	0	0	0	0		
Leire	8	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	0	-171	0	0	0	0	0		
Leire	7	3	19	57	11,5	45,5	4	182	10	1,5	47	136,5	-135	0,00024096	0	0	0,00024096	0,00012048	0,120481928	
Leire	6	4	19	76	23	53	3,25	172,25	20	3	56	119,25	-116,25	0,00046512	0	0	0,00046512	0,00035304	0,353040067	
Leire	5	5	19	95	34,5	60,5	2,8	169,4	30	4,5	65	108,9	-104,4	0,00067416	0	0	0,00067416	0,00056964	0,569636791	
Leire	4	6	19	114	46	68	2,5	170	40	6	74	102	-96	0,00086957	0	0	0,00086957	0,00077186	0,77186126	
Leire	3	7	19	133	57,5	75,5	2,28571429	172,571429	50	7,5	83	97,0714286	-89,571429	0,00105263	0	0	0,00105263	0,0009611	0,961098398	
Leire	2	8	19	152	69	83	2,125	176,375	60	9	92	93,375	-84,375	0,00122449	0	0	0,00122449	0,00113856	1,138560687	
Leire	1	9	19	171	80,5	90,5	2	181	70	10,5	101	90,5	-80	0,00138614	0	0	0,00138614	0,00130531	1,305314205	
Leire	0	10	19	190	92	98	1,9	186,2	80	12	110	88,2	-76,2	0,00153846	0	0	0,00153846	0,0014623	1,462300076	
Leire	-1	11	19	209	103,5	105,5	1,81818182	191,818182	90	13,5	119	86,3181818	-72,818182	0,00168224	0	0	0,00168224	0,00161035	1,610352265	
Leire	-2	12	19	228	115	113	1,75	197,75	100	15	128	84,75	-69,75	0,00181818	0	0	0,00181818	0,00175021	1,750212404	
Leire	-3	13	19	247	126,5	120,5	1,69230769	203,923077	110	16,5	137	83,4230769	-66,923077	0,0019469	0	0	0,0019469	0,00188254	1,882542237	
Leire	-4	14	19	266	138	128	1,64285714	210,285714	120	18	146	82,2857143	-64,285714	0,00206897	0	0	0,00206897	0,00200793	2,007934086	
Leire	-5	15	19	285	149,5	135,5	1,6	216,8	130	19,5	155	81,3	-61,8	0,00218487	0	0	0,00218487	0,00212692	2,126919733	
Leire	-8	18	19	342	184	158	1,5	237	160	24	182	79	-55	0,0025	0	0	0,0025	0,00234244	7,027310924	
Leire	-10	20	19	380	207	173	1,45	250,85	180	27	200	77,85	-50,85	0,00268657	0	0	0,00268657	0,00259328	5,186567164	
Leire	-12	22	19	418	230	188	1,40909091	264,909091	200	30	218	76,9090909	-46,909091	0,00285714	0	0	0,00285714	0,00277186	5,543710021	
Fjell	-12	22	19	418	230	188	1,40909091	264,909091	200	30	218	76,9090909	-46,909091	0	0	0	0	0		
																			SUM	33,81784225 mm
																				3,381784225 cm

# Vedlegg 20 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt B



# Vedlegg 21 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt B

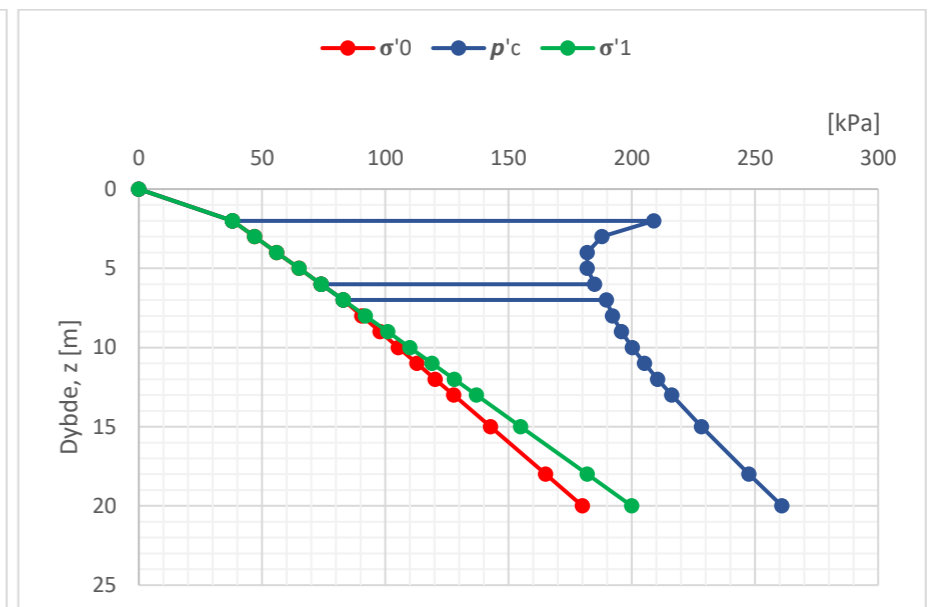
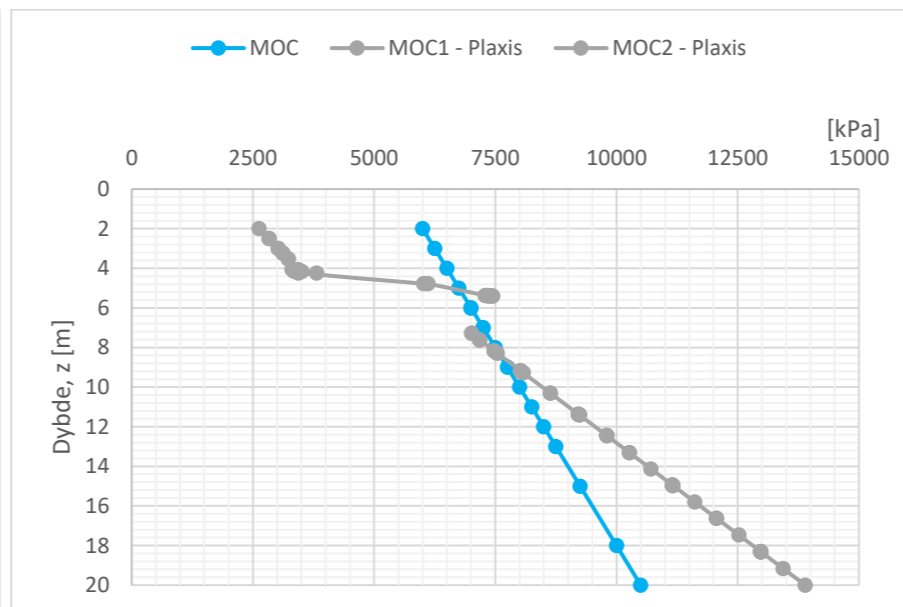
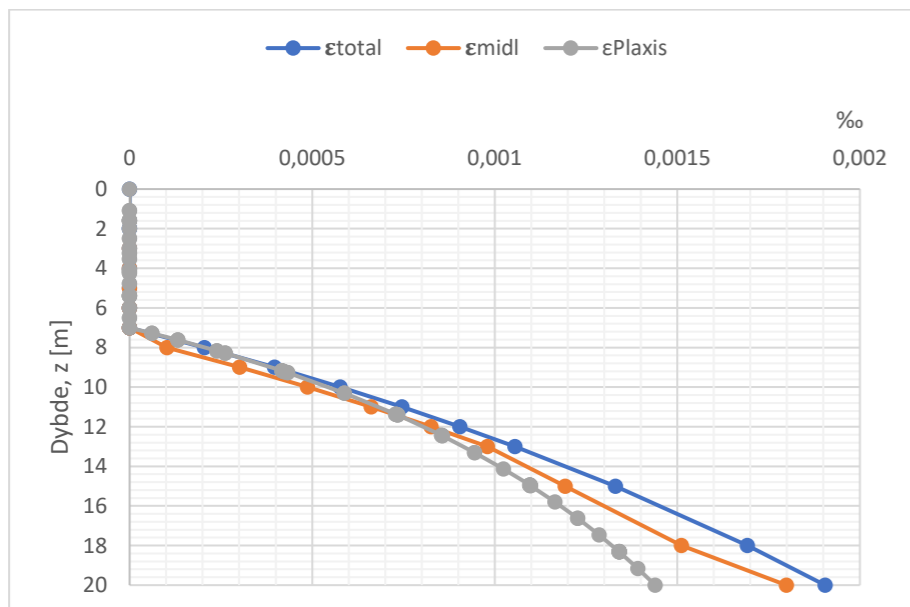
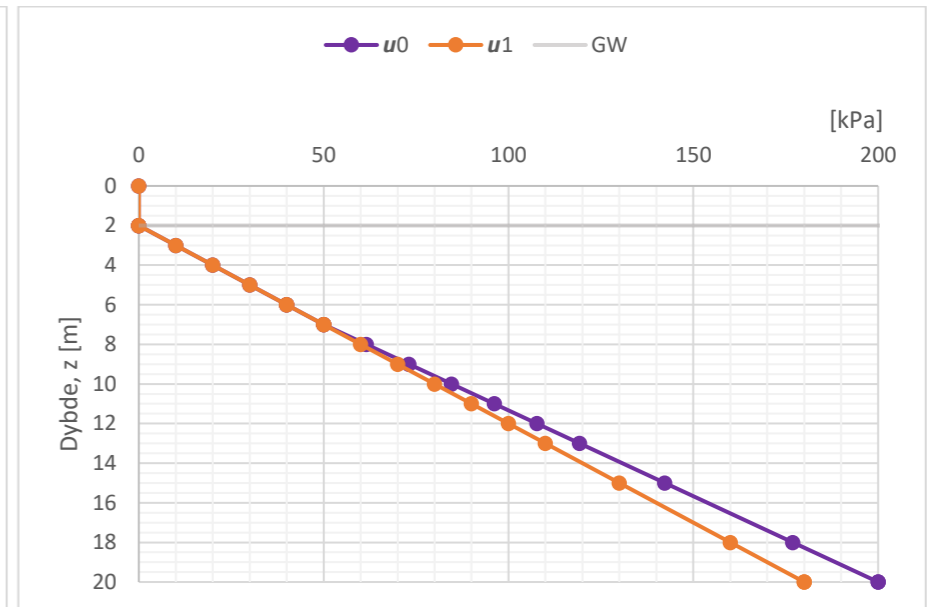
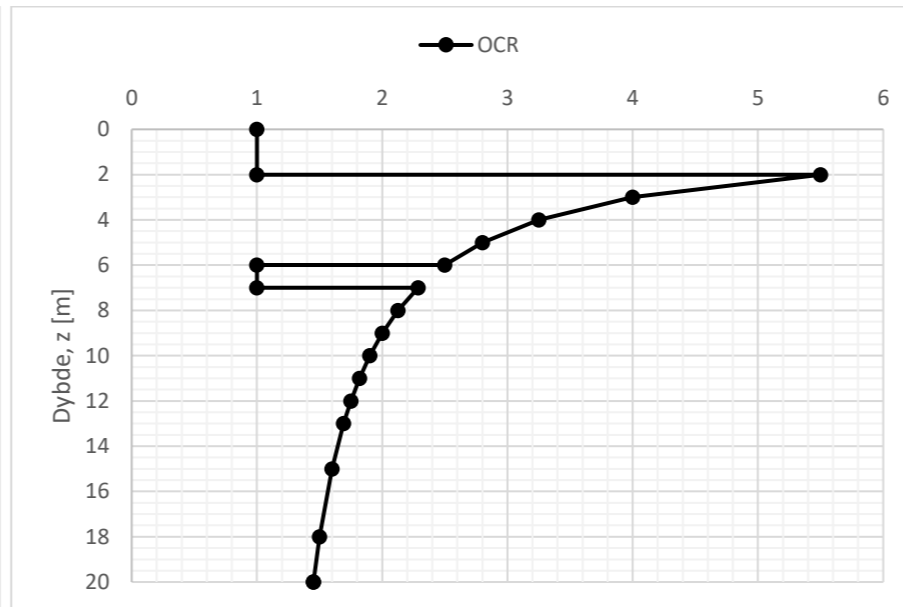
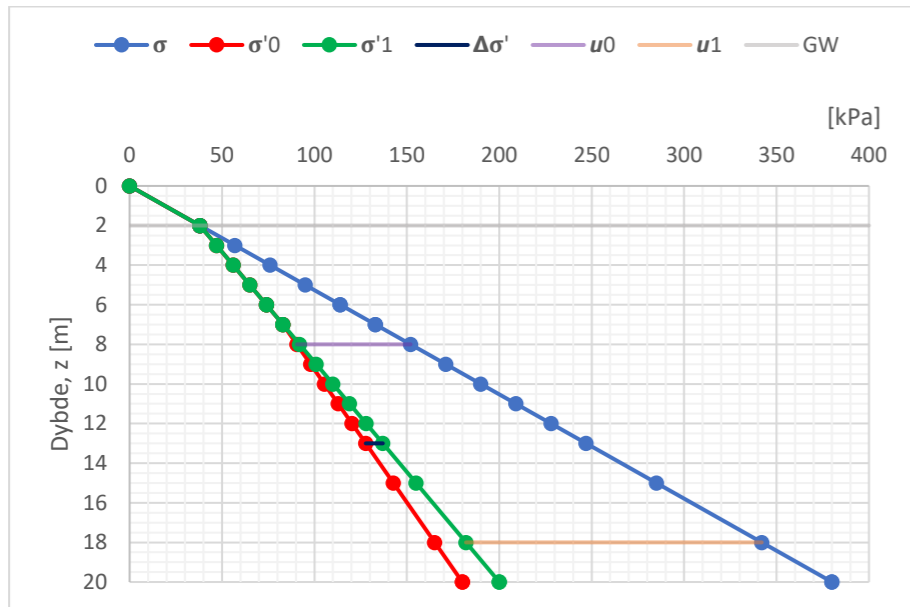




## Vedlegg 22 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt C

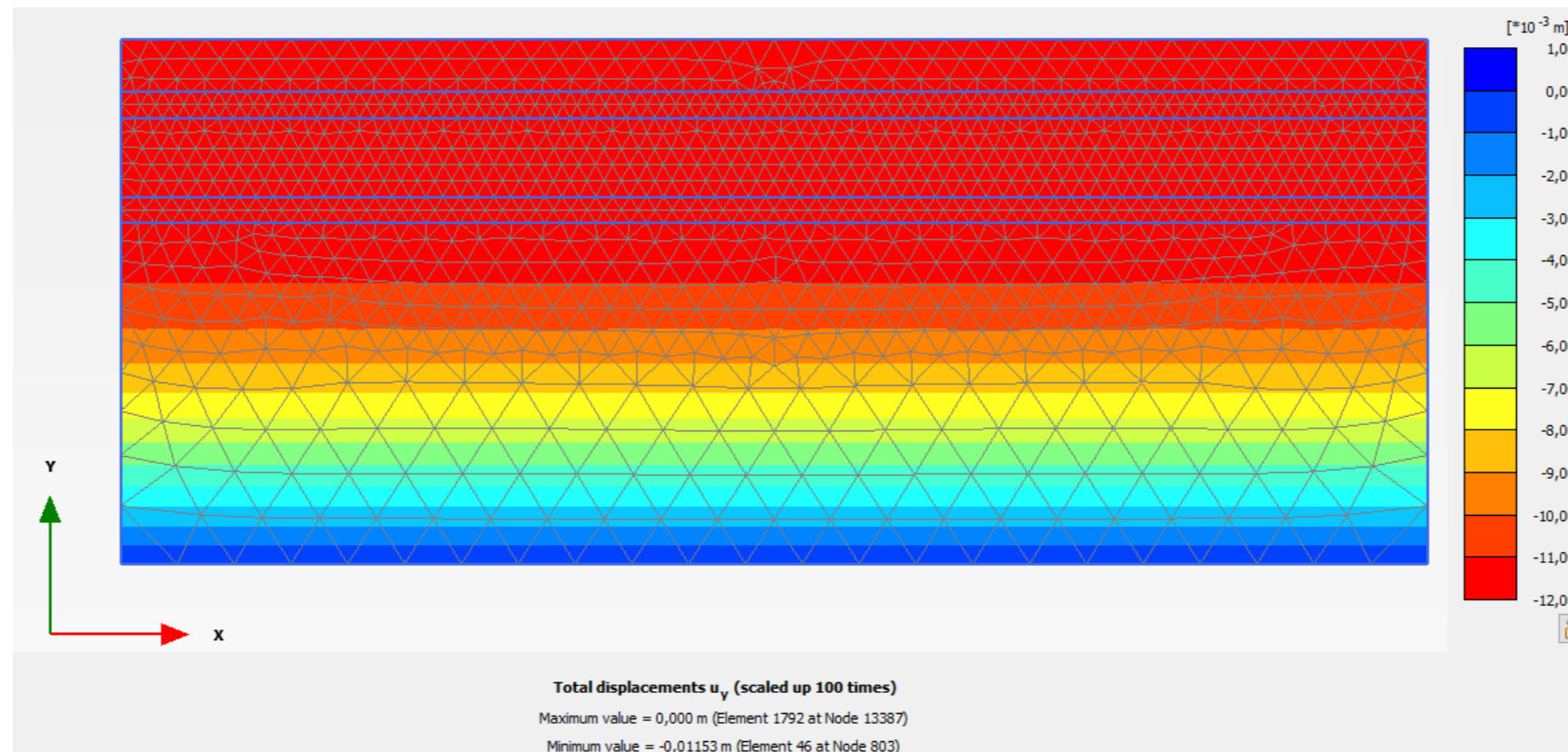
	Kote	z	y	$\sigma$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$p'c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$		
Fyllmasse	10	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Fyllmasse	8	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	0	0	0	0	0	0	0			
Leire	8	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	0	-171	0	0	0	0	0			
Leire	7	3	19	57	10	47	4	188	10	0	47	141	-141	0	0	0	0	0	0		
Leire	6	4	19	76	20	56	3,25	182	20	0	56	126	-126	0	0	0	0	0	0		
Leire	5	5	19	95	30	65	2,8	182	30	0	65	117	-117	0	0	0	0	0	0		
Leire	4	6	19	114	40	74	2,5	185	40	0	74	111	-111	0	0	0	0	0	0		
Dren	4	6	19	114	40	74	1	74	40	0	74	0	0	0	0	0	0	0	0		
Dren	3	7	19	133	50	83	1	83	50	0	83	0	0	0	0	0	0	0	0		
Leire	3	7	19	133	50	83	2,28571429	189,714286	50	0	83	106,714286	-106,71429	0	0	0	0	0	0		
Leire	2	8	19	152	61,5384615	90,4615385	2,125	192,230769	60	1,53846154	92	101,769231	-100,23077	0,00020513	0	0	0,00020513	0,00010256	0,102564103		
Leire	1	9	19	171	73,0769231	97,9230769	2	195,846154	70	3,07692308	101	97,9230769	-94,846154	0,00039702	0	0	0,00039702	0,00030108	0,301075269		
Leire	0	10	19	190	84,6153846	105,384615	1,9	200,230769	80	4,61538462	110	94,8461538	-90,230769	0,00057692	0	0	0,00057692	0,00048697	0,486972705		
Leire	-1	11	19	209	96,1538462	112,846154	1,81818182	205,174825	90	6,15384615	119	92,3286713	-86,174825	0,00074592	0	0	0,00074592	0,00066142	0,661421911		
Leire	-2	12	19	228	107,692308	120,307692	1,75	210,538462	100	7,69230769	128	90,2307692	-82,538462	0,00090498	0	0	0,00090498	0,00082545	0,825449061		
Leire	-3	13	19	247	119,230769	127,769231	1,69230769	216,224852	110	9,23076923	137	88,4556213	-79,224852	0,00105495	0	0	0,00105495	0,00097996	0,979961215		
Leire	-5	15	19	285	142,307692	142,692308	1,6	228,307692	130	12,3076923	155	85,6153846	-73,307692	0,00133056	0	0	0,00133056	0,00119275	2,385506386		
Leire	-8	18	19	342	176,923077	165,076923	1,5	247,615385	160	16,9230769	182	82,5384615	-65,615385	0,00169231	0	0	0,00169231	0,00151143	4,534303534		
Leire	-10	20	19	380	200	180	1,45	261	180	20	200	81	-61	0,00190476	0	0	0,00190476	0,00179853	3,597069597		
Fjell	-10	20	19	380	200	180	1,45	261	180	20	200	81	-61	0	0	0	0	0	0		
																				SUM	13,87432378 mm
																					1,387432378 cm

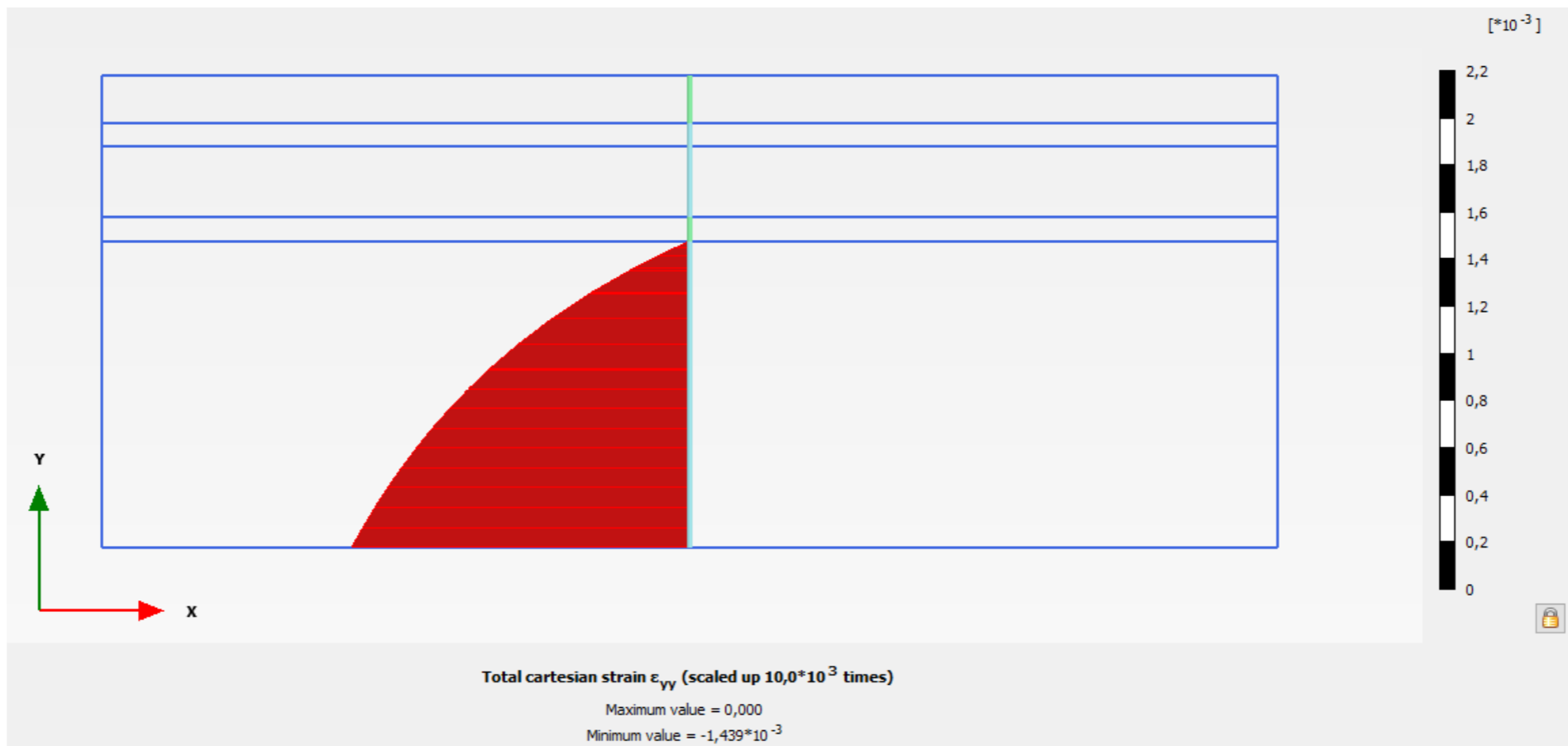
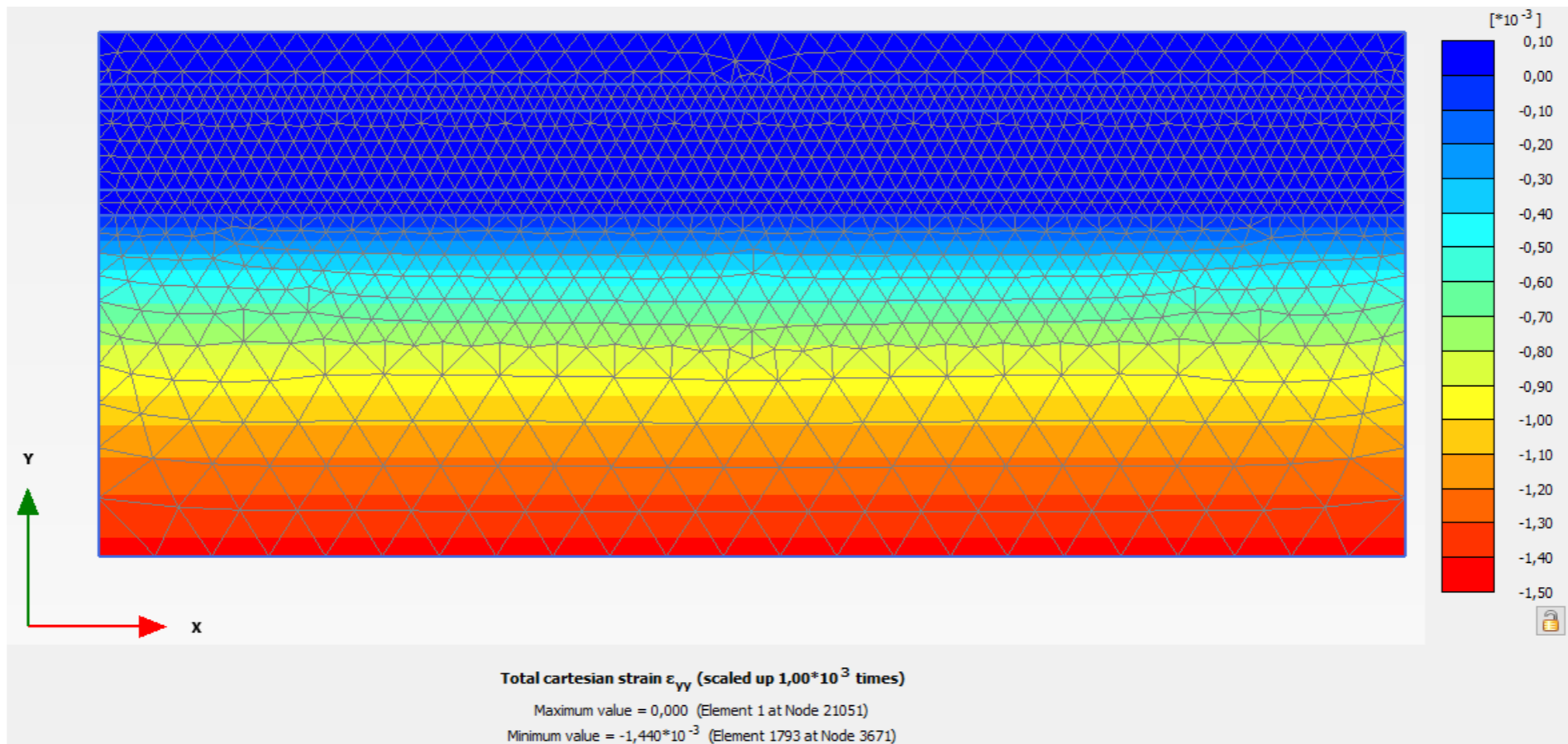
# Vedlegg 23 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt C





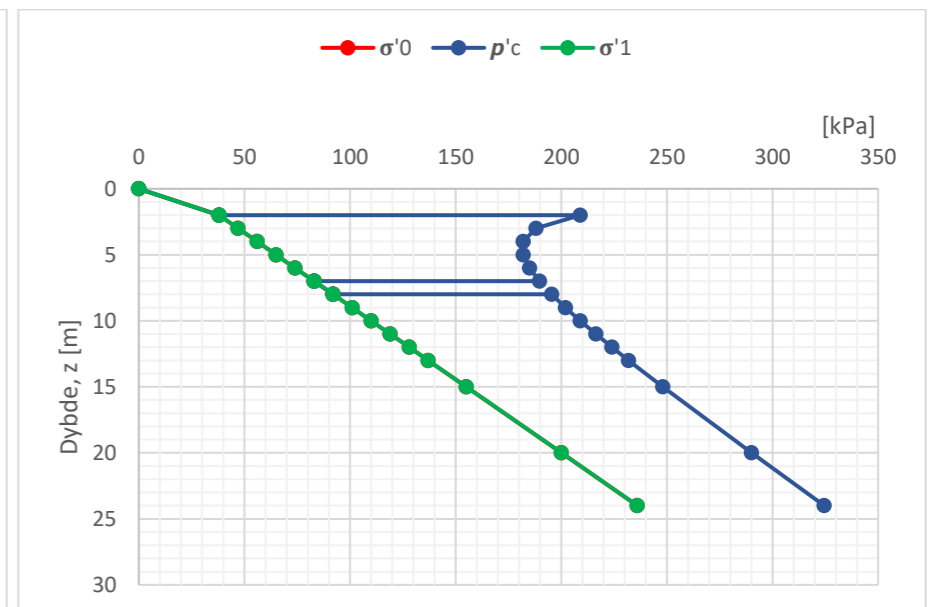
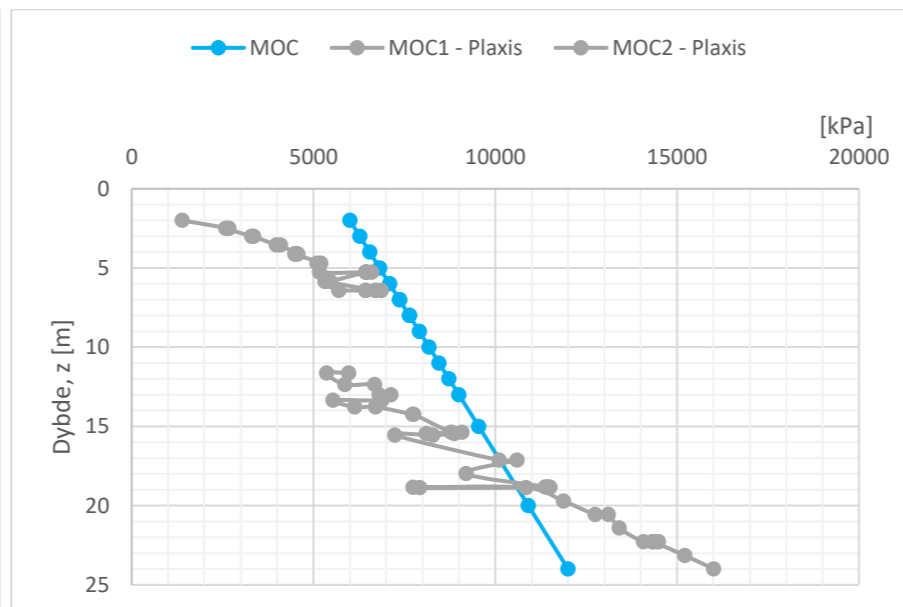
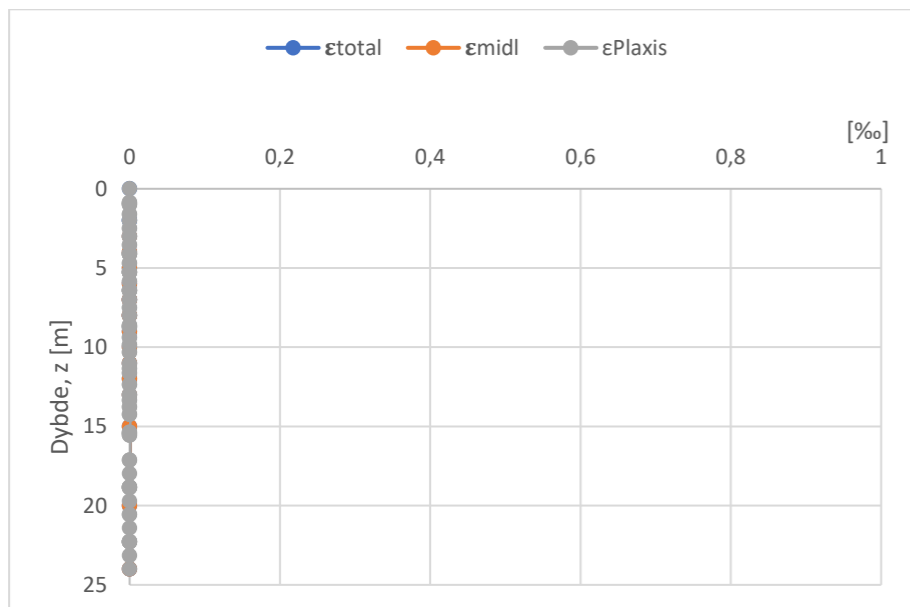
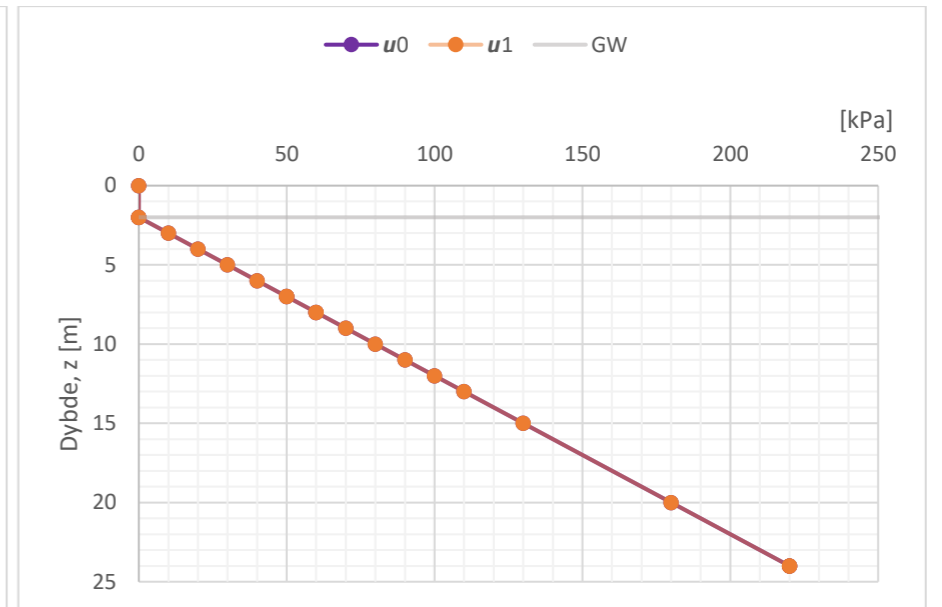
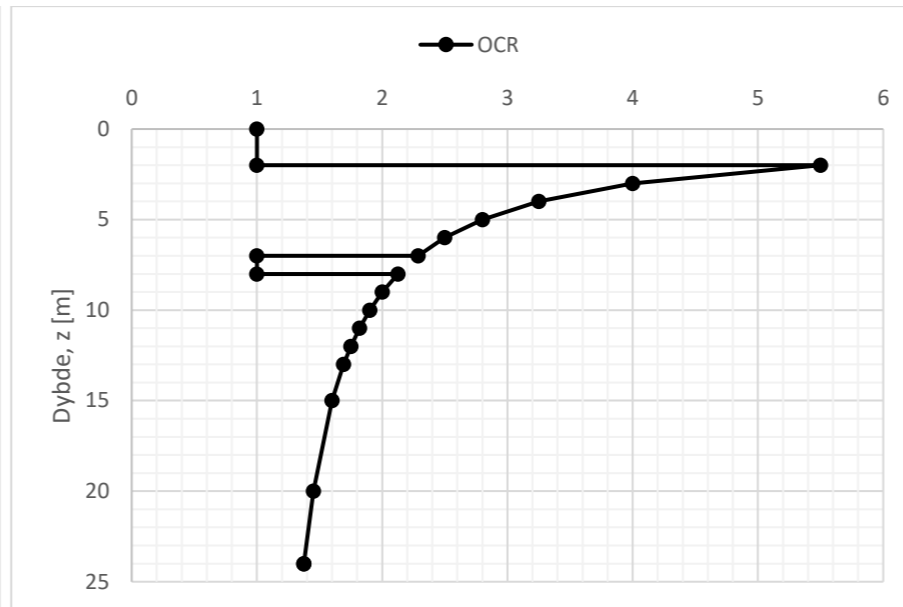
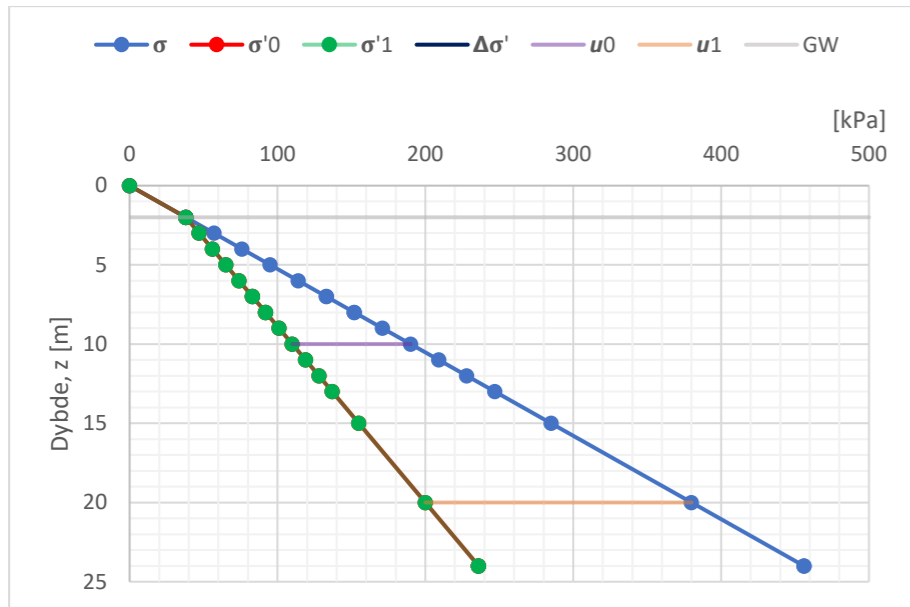
# Vedlegg 24 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt C



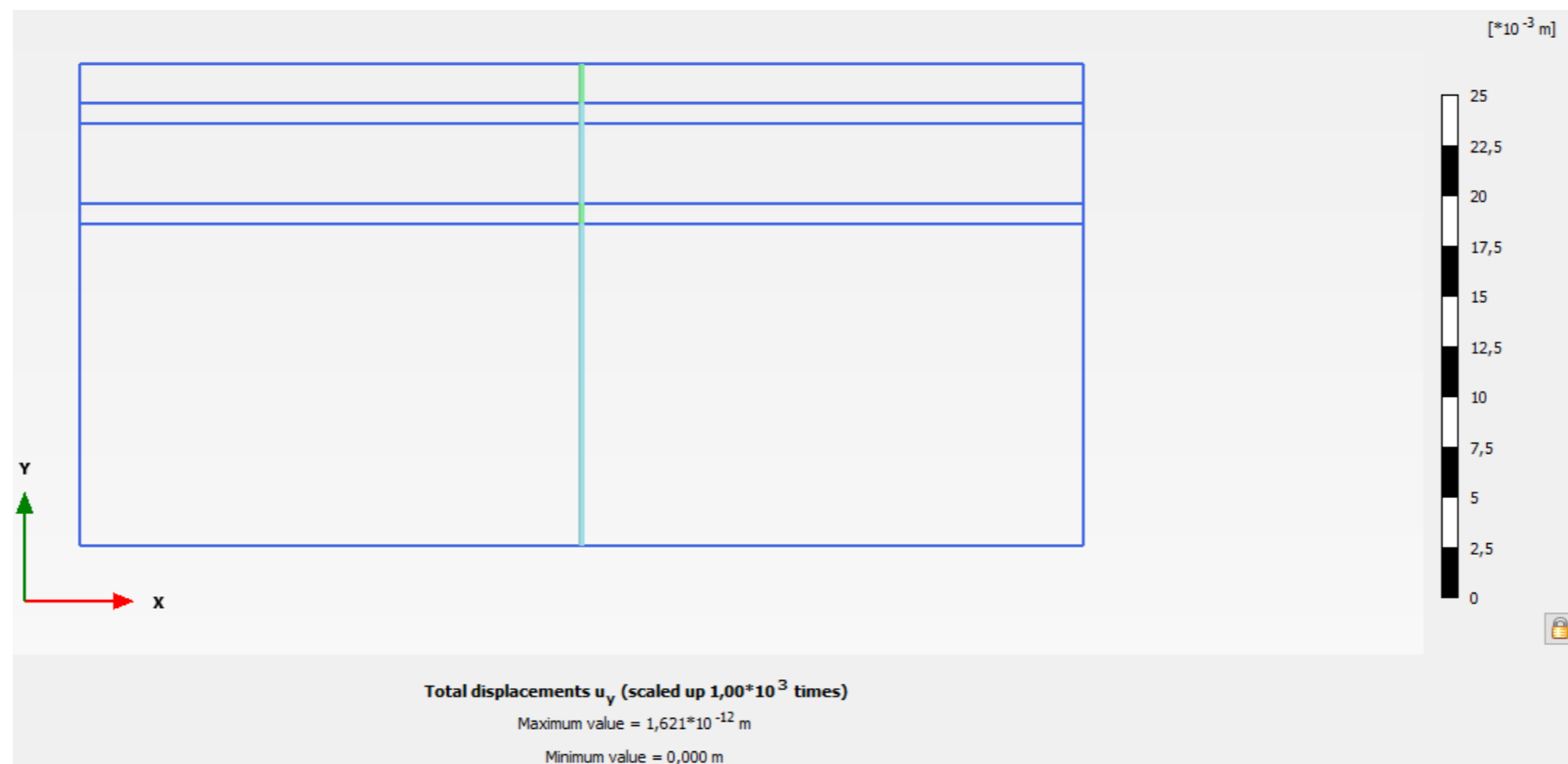
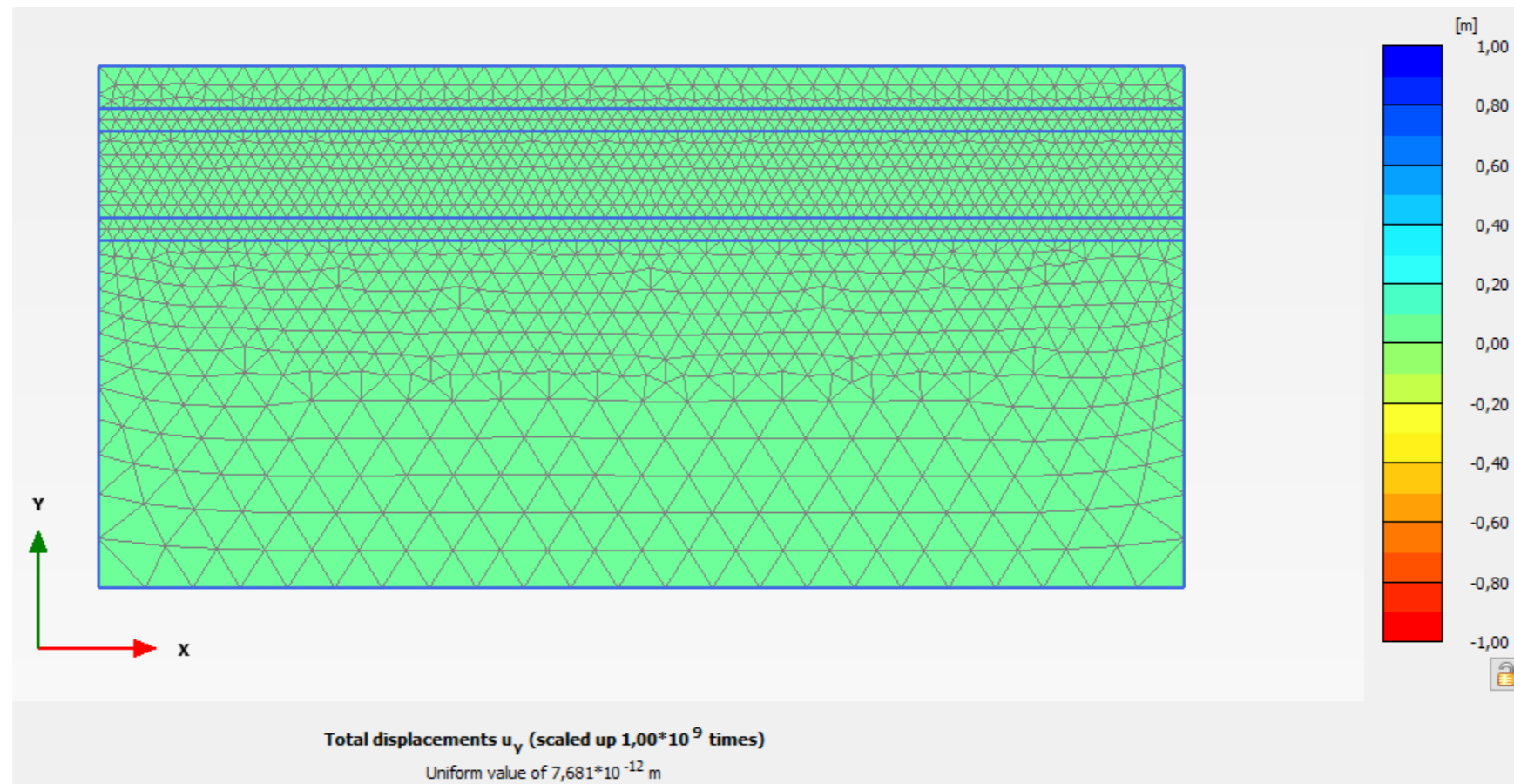


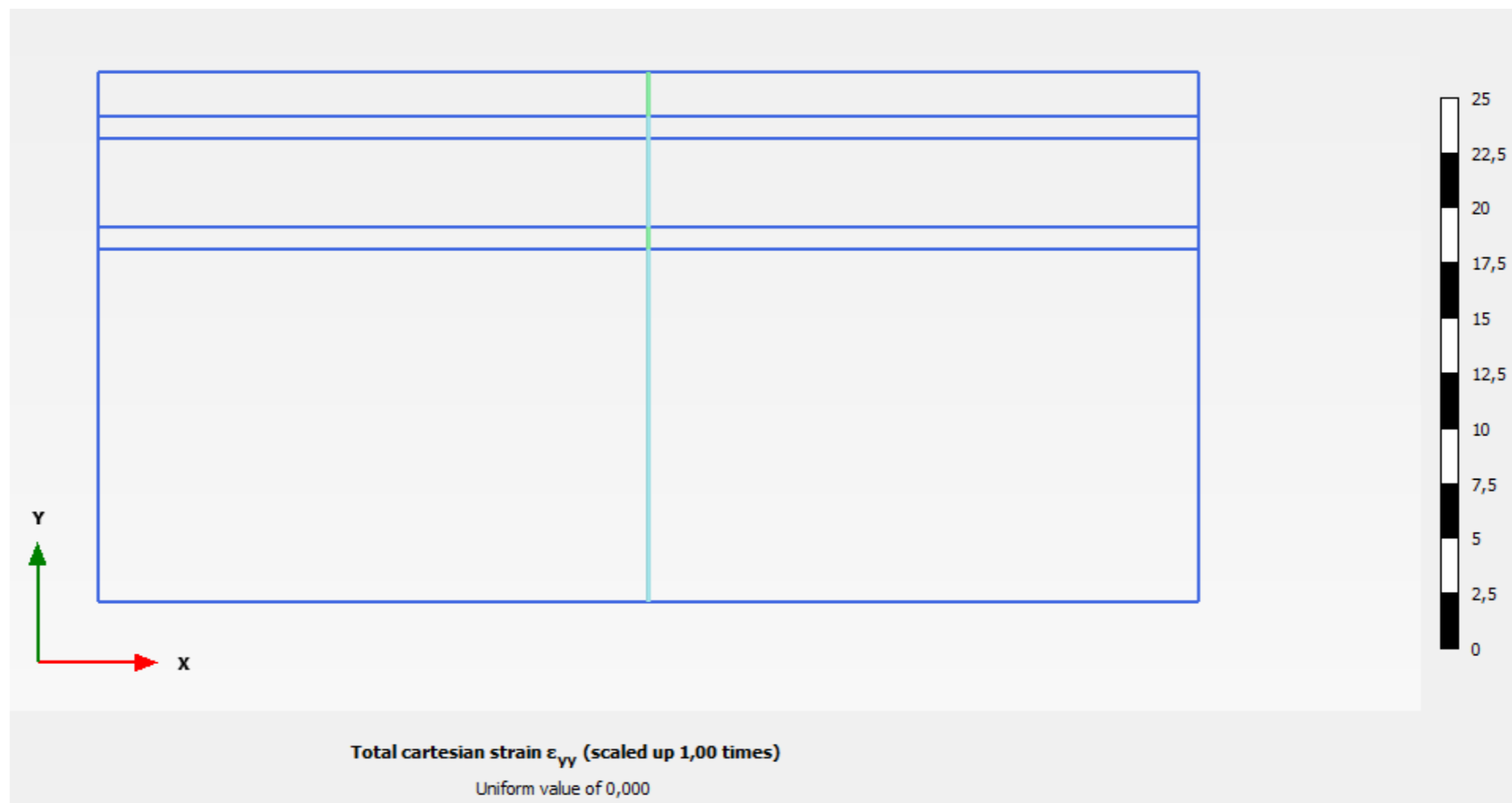
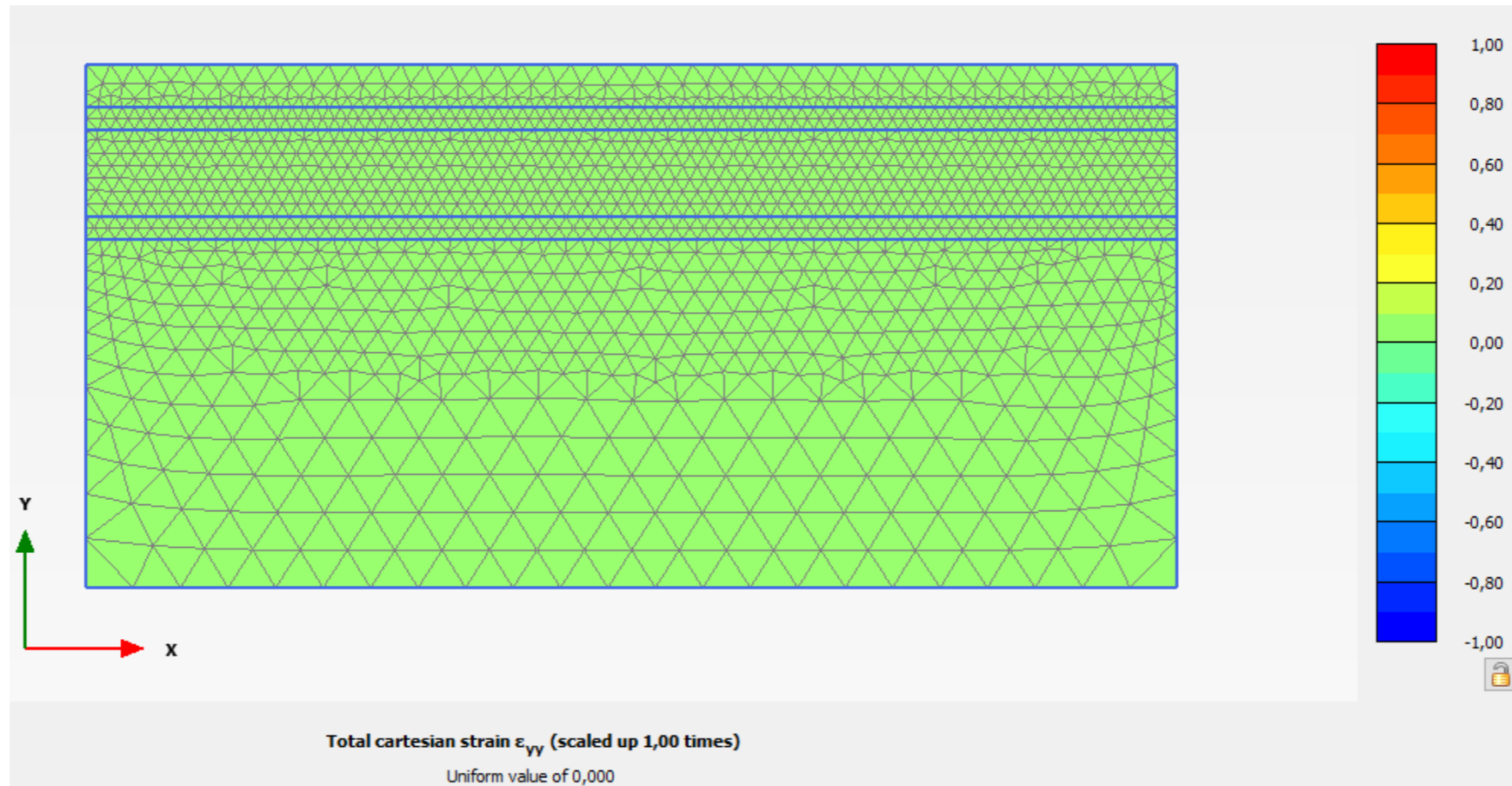


# Vedlegg 26 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt D



# Vedlegg 27 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt D

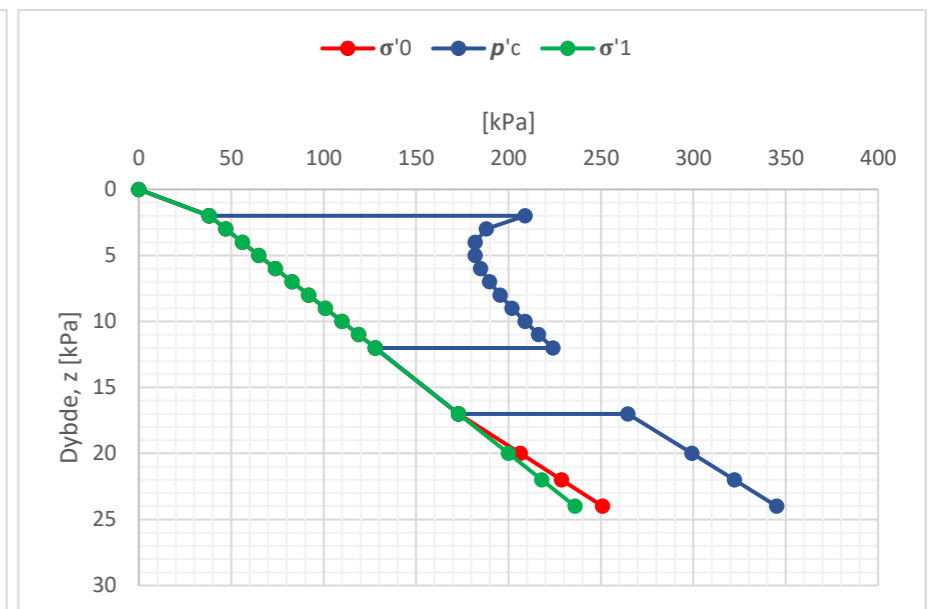
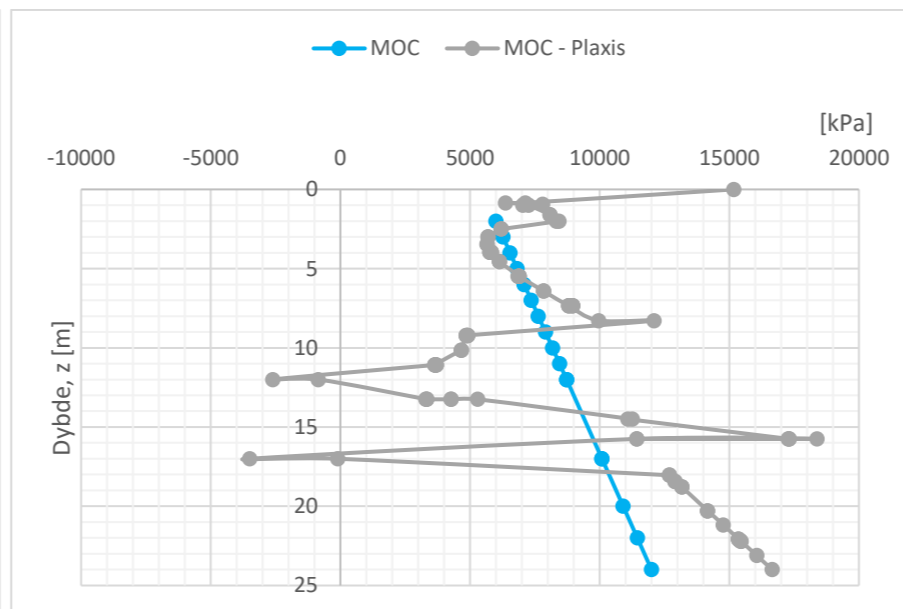
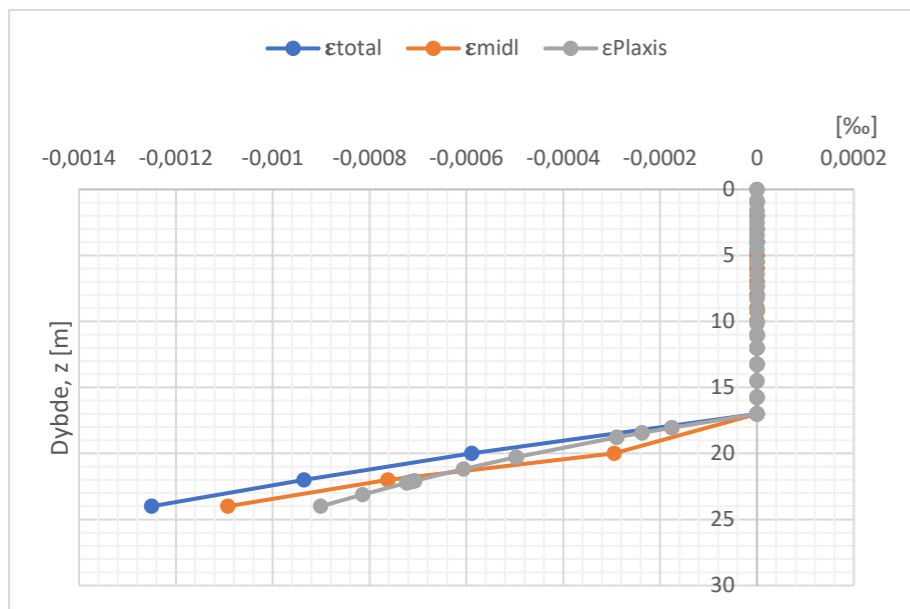
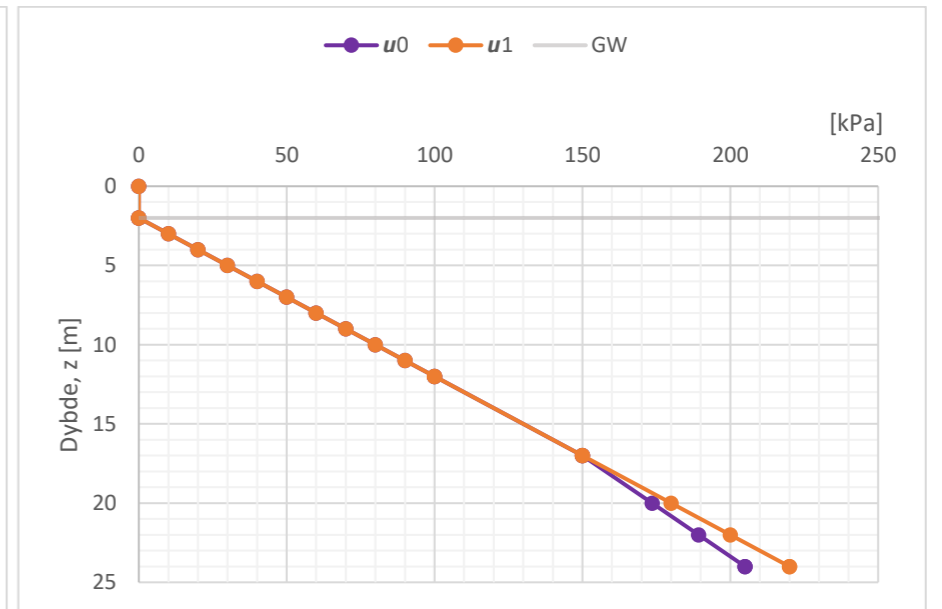
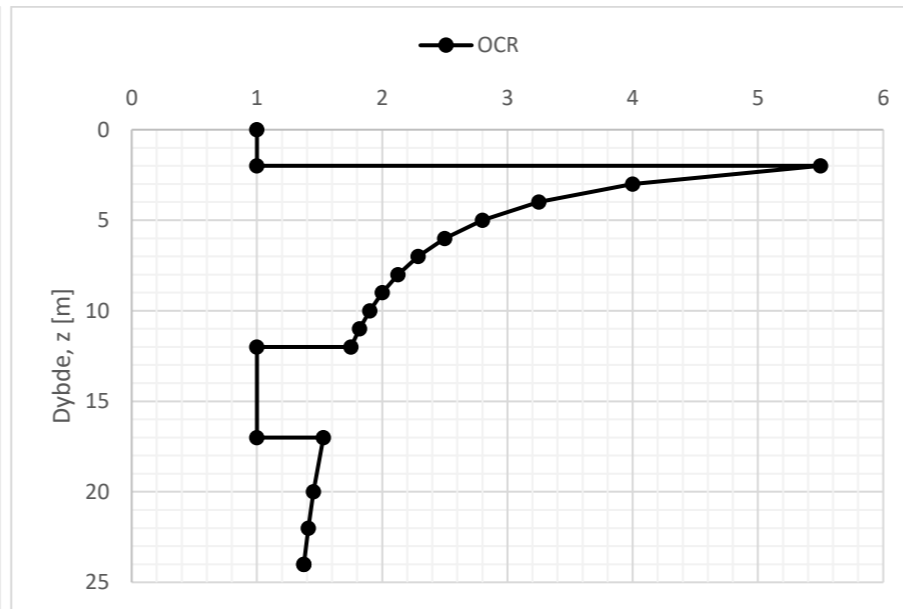
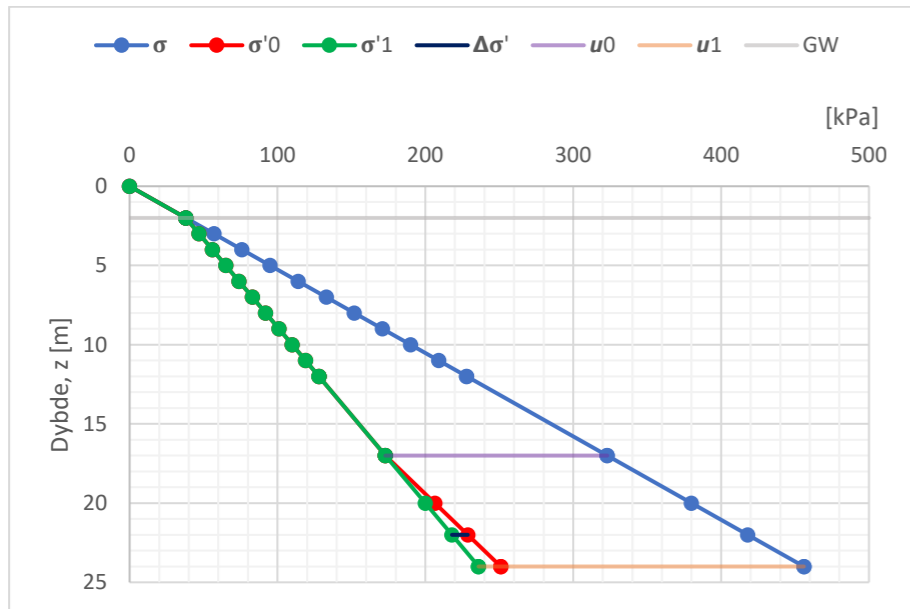




## Vedlegg 28 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt E

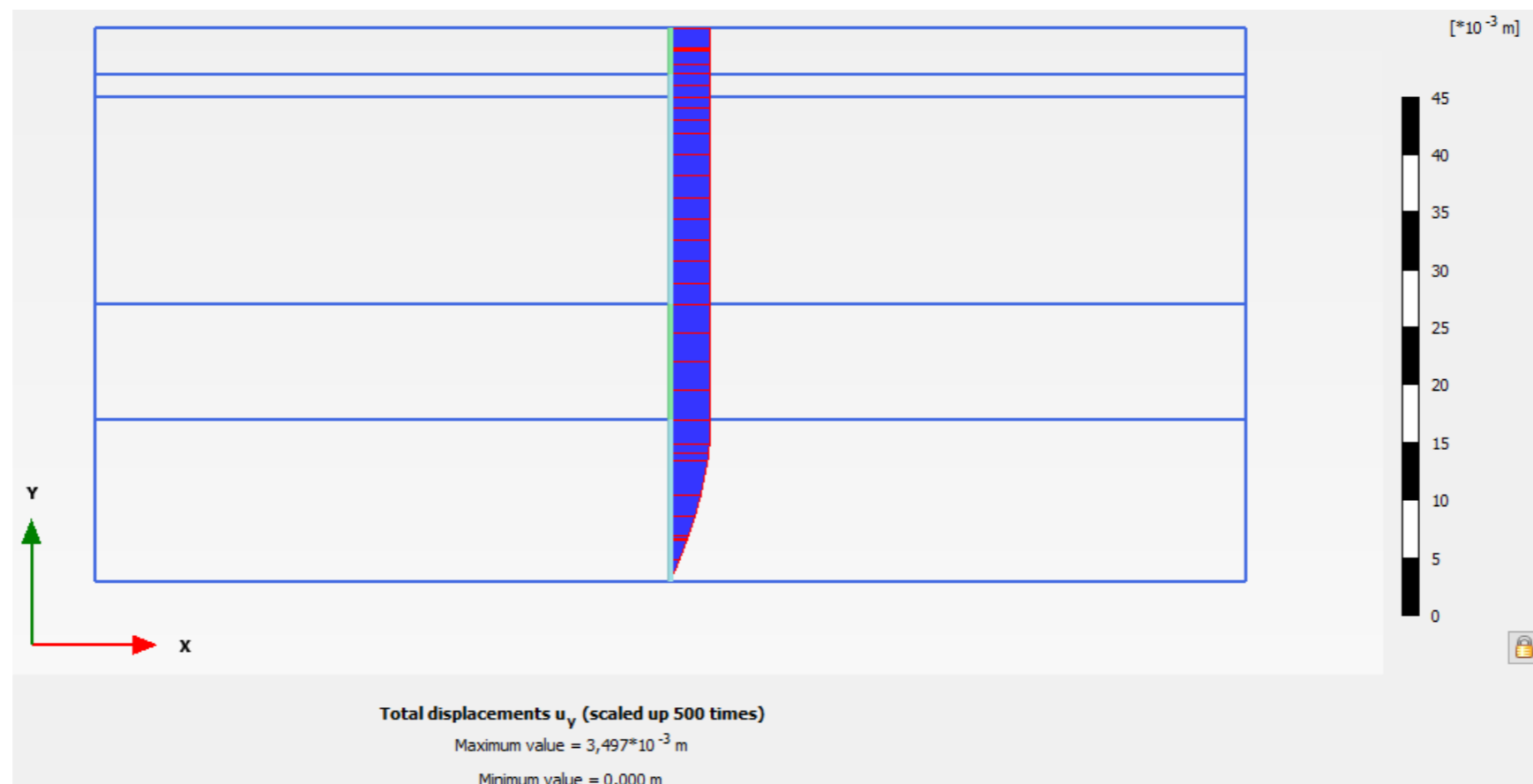
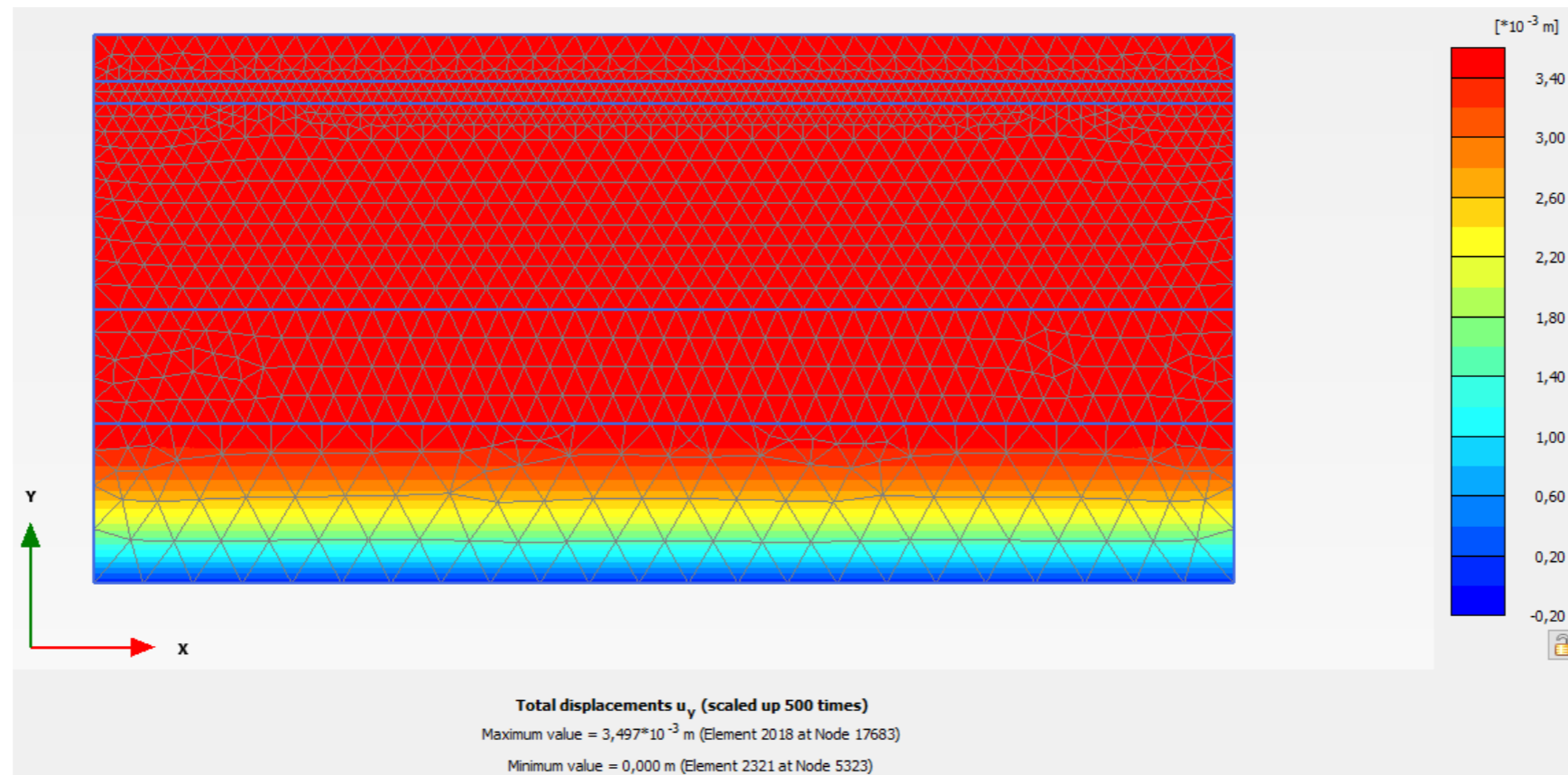
	Kote	z	y	$\sigma$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$p'c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$	
Fyllmasse	12	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	10	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	0	0	0	0	0	0	0		
Leire	10	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	0	-171	0	0	0	0	0		
Leire	9	3	19	57	10	47	4	188	10	0	47	141	-141	0	0	0	0	0	0	
Leire	8	4	19	76	20	56	3,25	182	20	0	56	126	-126	0	0	0	0	0	0	
Leire	7	5	19	95	30	65	2,8	182	30	0	65	117	-117	0	0	0	0	0	0	
Leire	6	6	19	114	40	74	2,5	185	40	0	74	111	-111	0	0	0	0	0	0	
Leire	5	7	19	133	50	83	2,28571429	189,714286	50	0	83	106,714286	-106,71429	0	0	0	0	0	0	
Leire	4	8	19	152	60	92	2,125	195,5	60	0	92	103,5	-103,5	0	0	0	0	0	0	
Leire	3	9	19	171	70	101	2	202	70	0	101	101	-101	0	0	0	0	0	0	
Leire	2	10	19	190	80	110	1,9	209	80	0	110	99	-99	0	0	0	0	0	0	
Leire	1	11	19	209	90	119	1,81818182	216,363636	90	0	119	97,3636364	-97,363636	0	0	0	0	0	0	
Leire	0	12	19	228	100	128	1,75	224	100	0	128	96	-96	0	0	0	0	0	0	
Dren	0	12	19	228	100	128	1	128	100	0	128	0	0	0	0	0	0	0	0	
Dren	-5	17	19	323	150	173	1	173	150	0	173	0	0	0	0	0	0	0	0	
Leire	-5	17	19	323	150	173	1,52941176	264,588235	150	0	173	91,5882353	-91,588235	0	0	0	0	0	0	
Leire	-8	20	19	380	173,571429	206,428571	1,45	299,321429	180	-6,4285714	200	92,8928571	-99,321429	-0,0005893	0	0	-0,0005893	-0,0002946	-0,883928571	
Leire	-10	22	19	418	189,285714	228,714286	1,40909091	322,279221	200	-10,714286	218	93,5649351	-104,27922	-0,0009354	0	0	-0,0009354	-0,0007623	-1,524659864	
Leire	-12	24	19	456	205	251	1,375	345,125	220	-15	236	94,125	-109,125	-0,00125	0	0	-0,00125	-0,0010927	-2,18537415	
Fjell	-12	24	19	456	205	251	1,375	345,125	220	-15	236	94,125	-109,125	0	0	0	0	0		
																			SUM	-4,593962585 mm
																				-0,459396259 cm

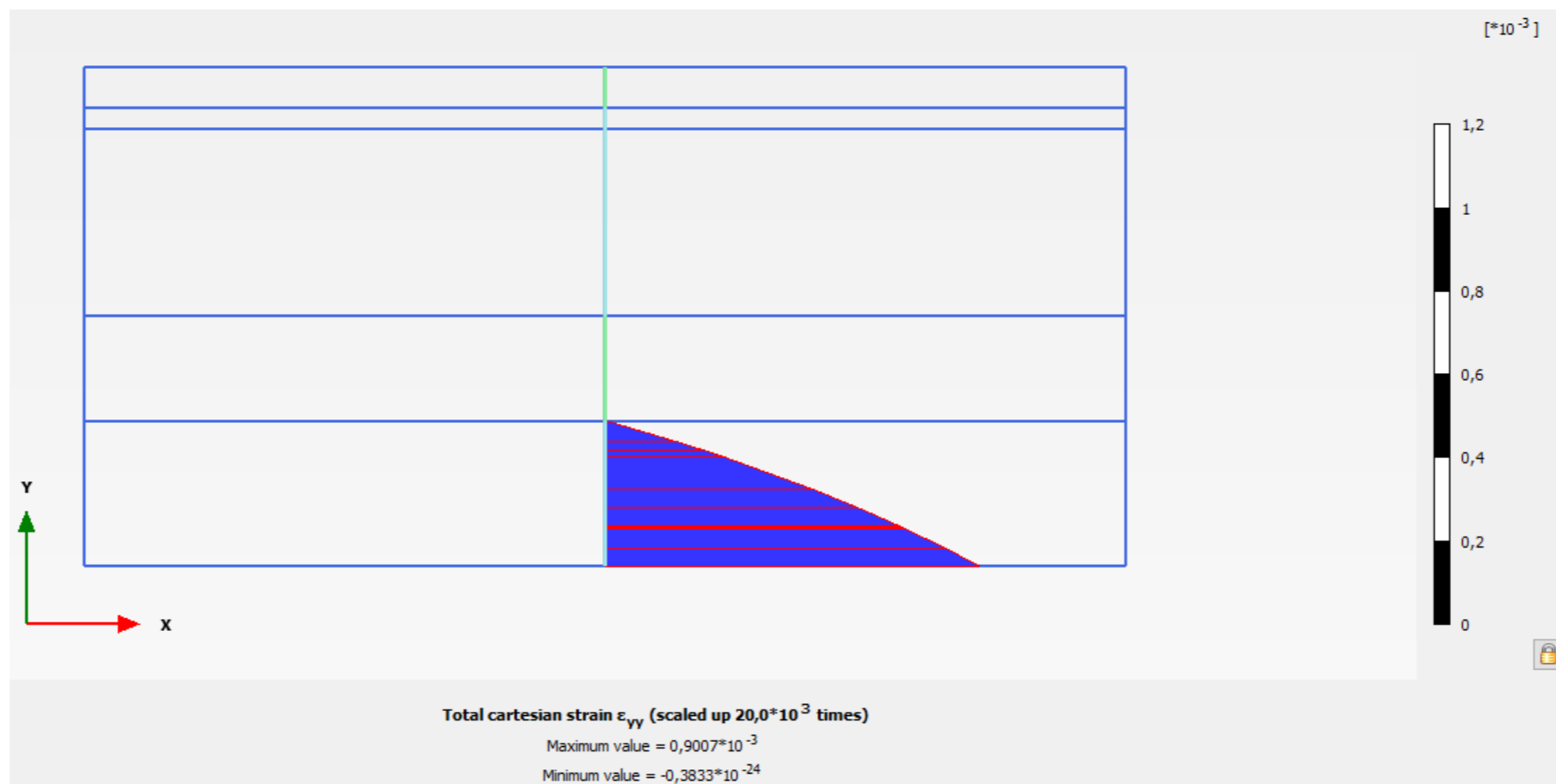
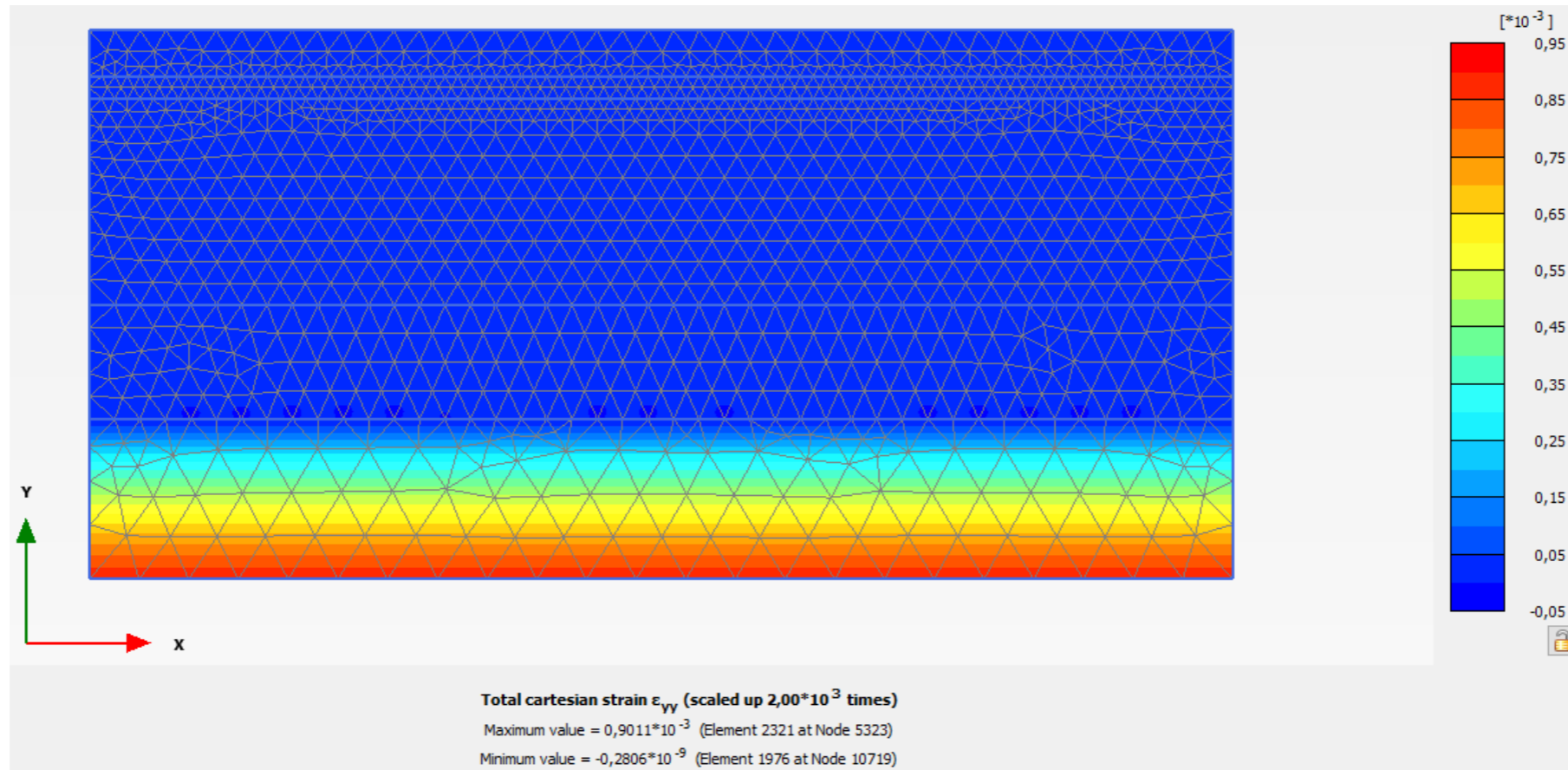
# Vedlegg 29 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt E





# Vedlegg 30 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt E

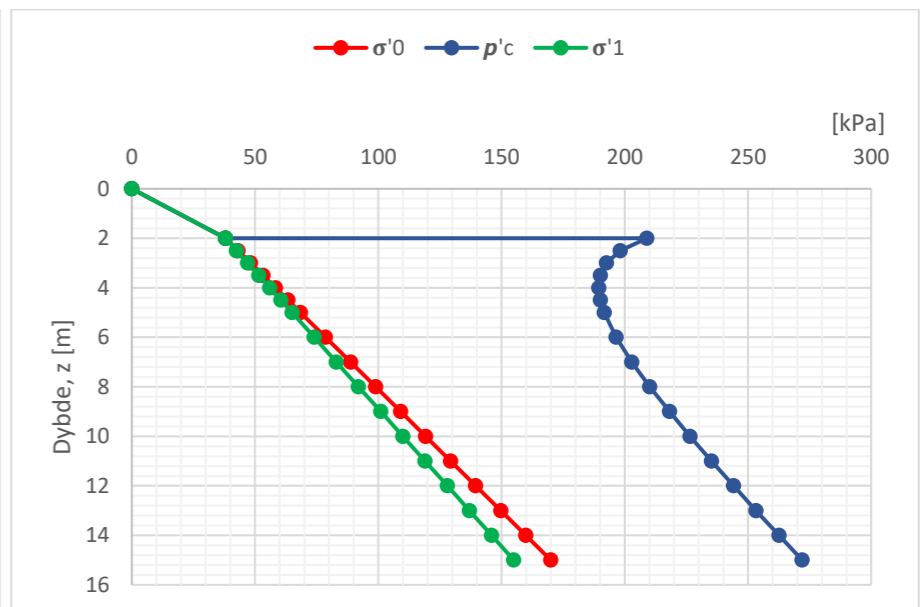
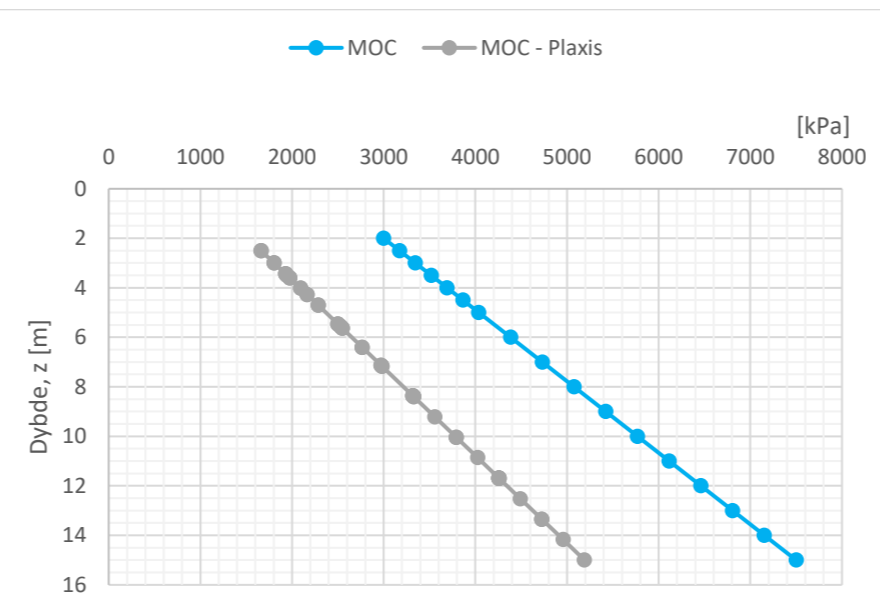
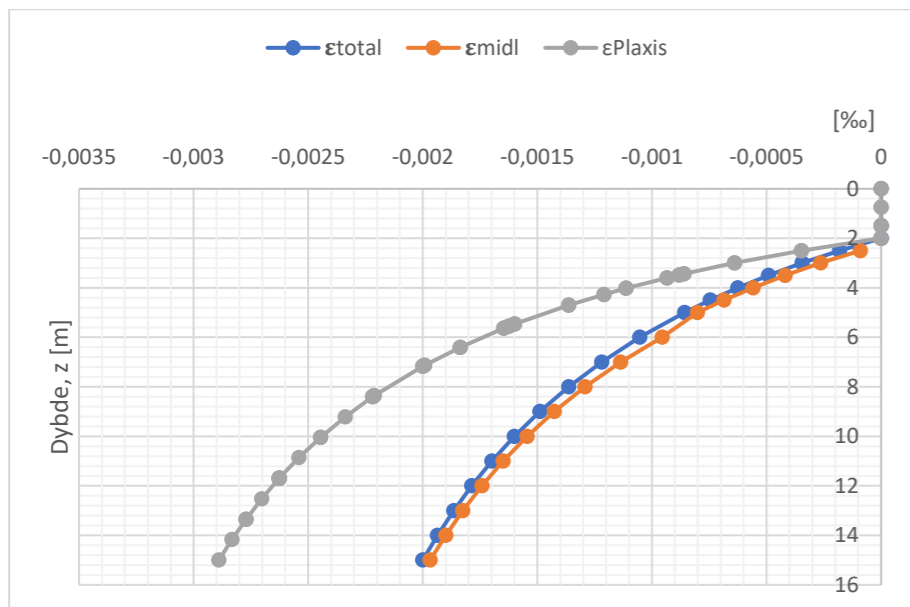
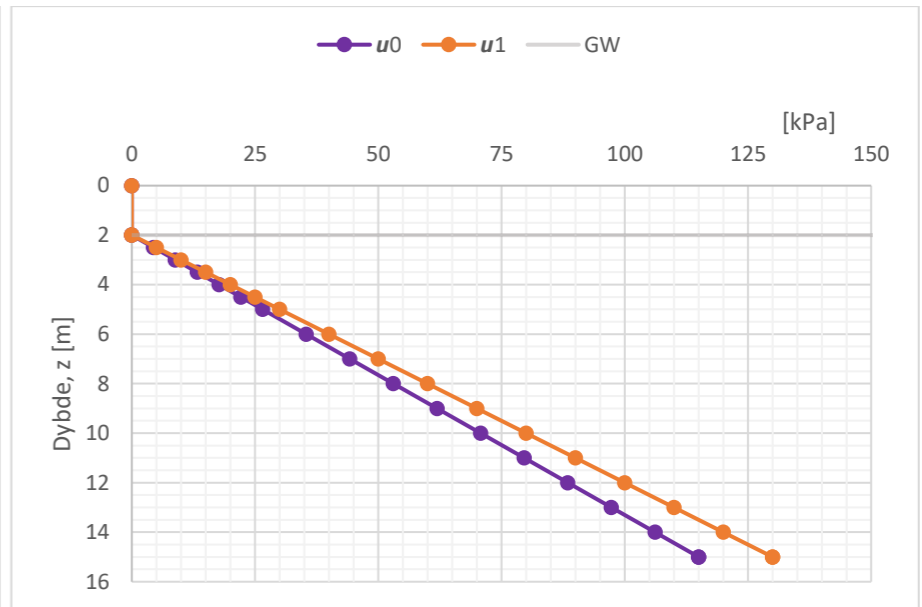
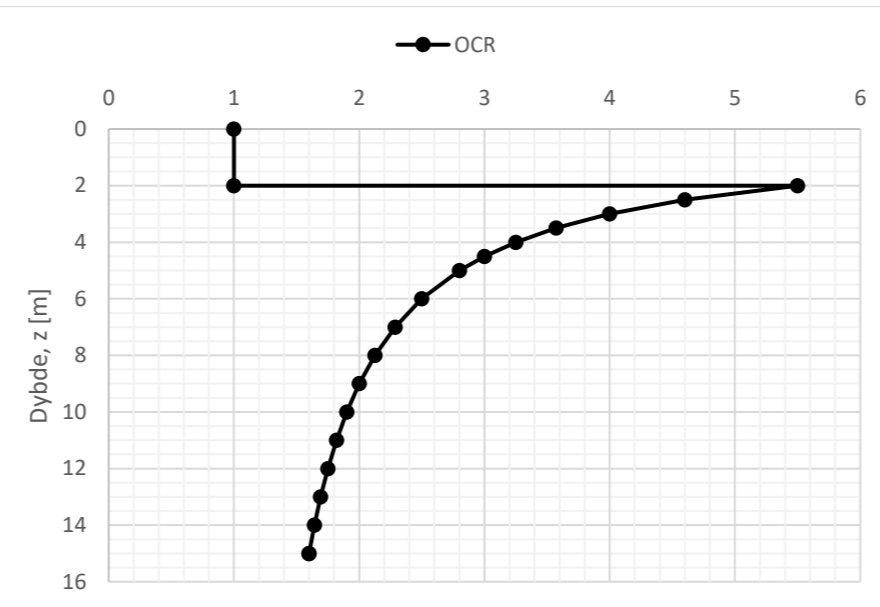
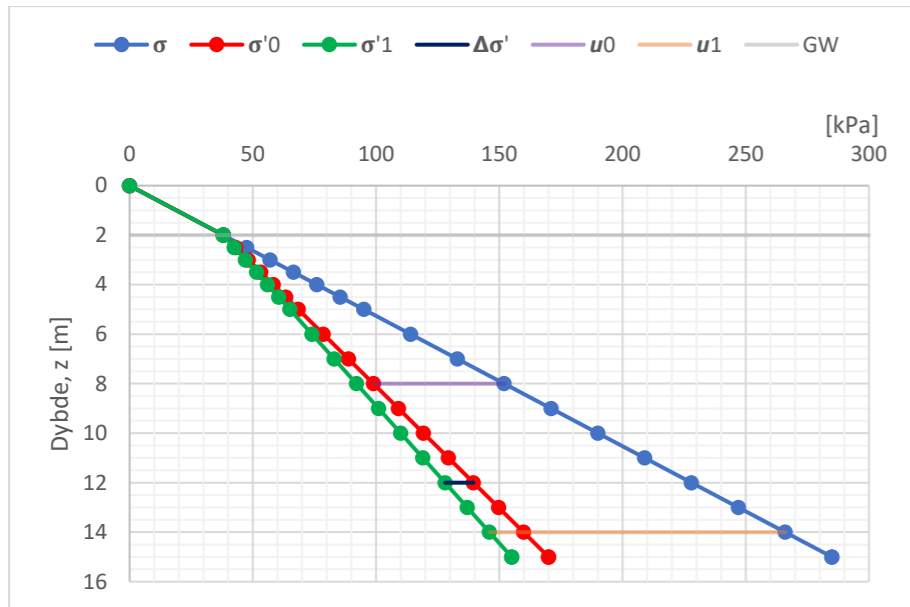




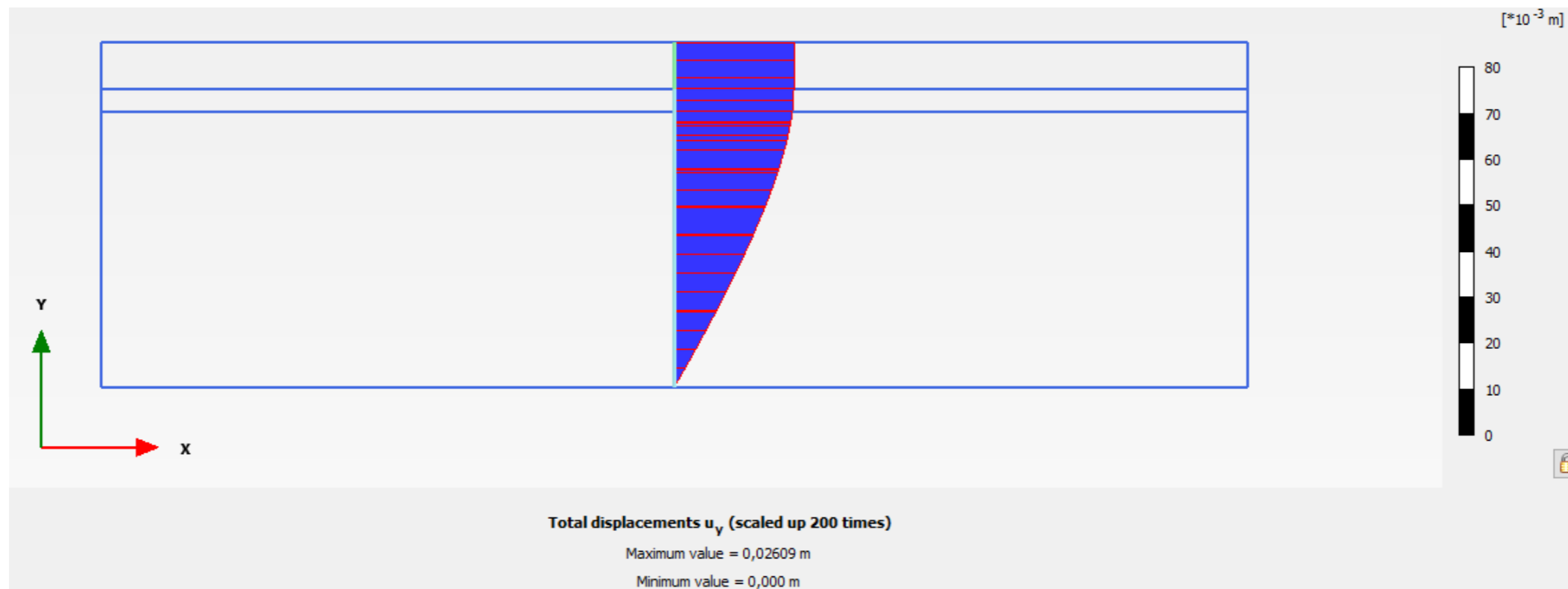
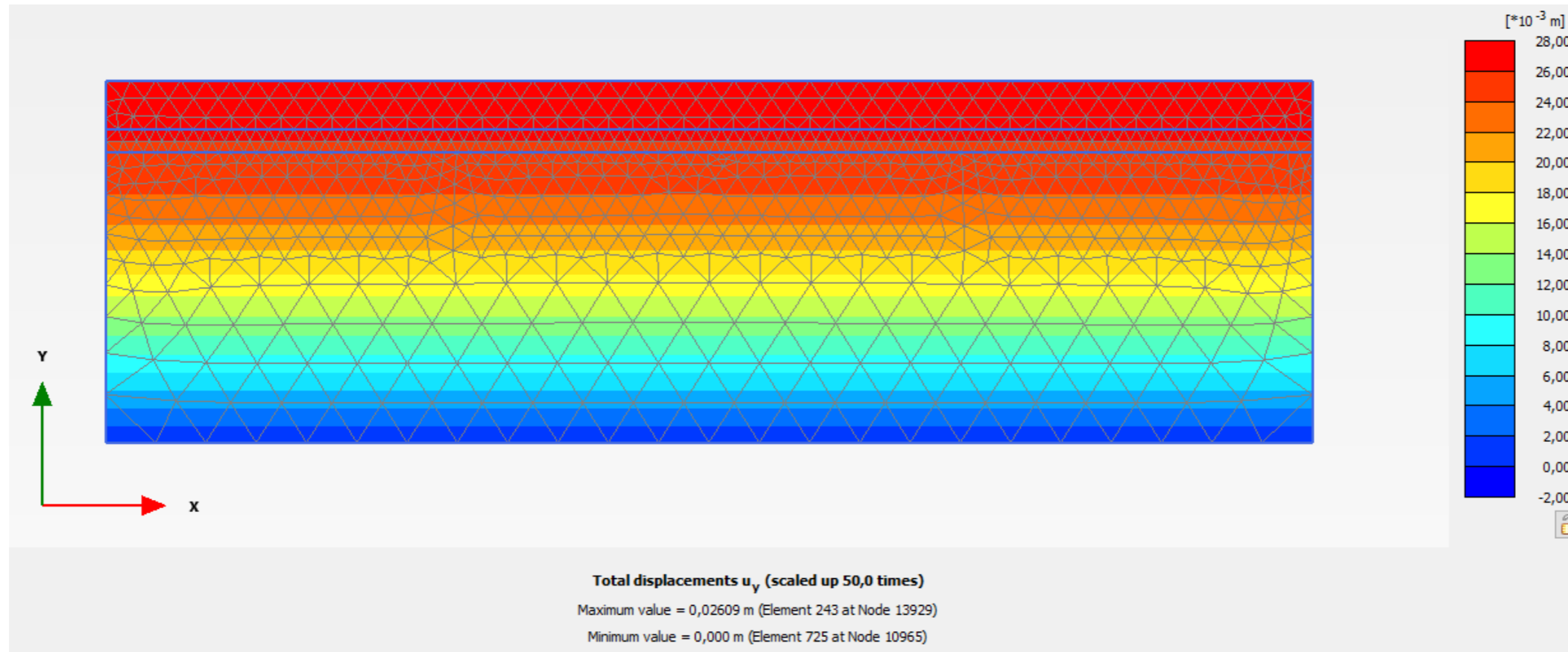
# Vedlegg 31 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt F

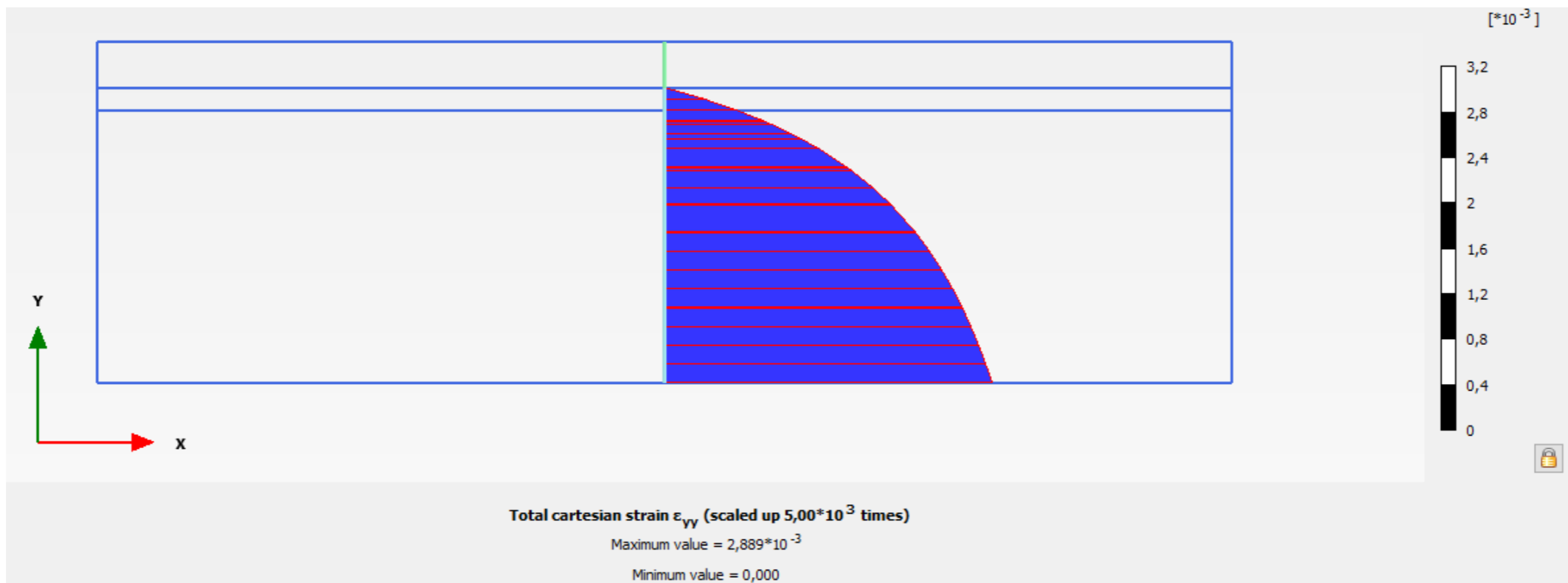
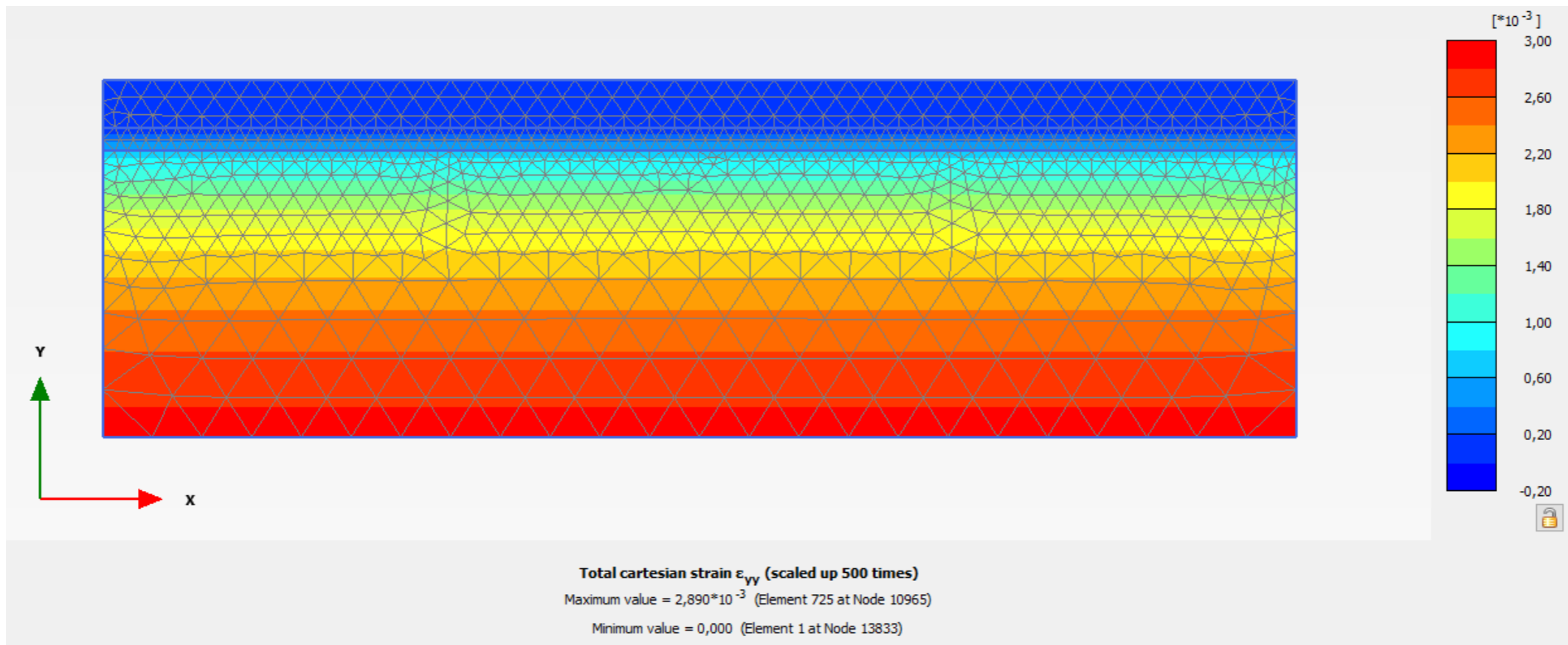
	Kote	z	γ	σ	u <sub>0</sub>	σ' <sub>0</sub>	OCR	p'c	u <sub>1</sub>	Δσ'	σ' <sub>1</sub>	p'c - σ' <sub>0</sub>	σ' <sub>1</sub> - p'c	ε <sub>oc</sub>	ε <sub>nc</sub>	ε <sub>fyll</sub>	ε <sub>total</sub>	ε <sub>midl</sub>	δ	
Fyllmasse	10	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	8	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	0	0	0	0	0	0	0		
Leire	8	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	171	-171	0	0	0	0	0		
Leire	7,5	2,5	19	47,5	4,42307692	43,0769231	4,6	198,153846	5	-0,5769231	42,5	155,076923	-155,65385	-0,0001818	0	0	-0,0001818	-9,09091E-05	-0,045454545	
Leire	7	3	19	57	8,84615385	48,1538462	4	192,615385	10	-1,1538462	47	144,461538	-145,61538	-0,0003448	0	0	-0,0003448	-0,000263323	-0,131661442	
Leire	6,5	3,5	19	66,5	13,2692308	53,2307692	3,57142857	190,10989	15	-1,7307692	51,5	136,879121	-138,60989	-0,0004918	0	0	-0,0004918	-0,000418315	-0,209157716	
Leire	6	4	19	76	17,6923077	58,3076923	3,25	189,5	20	-2,3076923	56	131,192308	-133,5	-0,000625	0	0	-0,000625	-0,000558402	-0,27920082	
Leire	5,5	4,5	19	85,5	22,1153846	63,3846154	3	190,153846	25	-2,8846154	60,5	126,769231	-129,65385	-0,0007463	0	0	-0,0007463	-0,000685634	-0,342817164	
Leire	5	5	19	95	26,5384615	68,4615385	2,8	191,692308	30	-3,4615385	65	123,230769	-126,69231	-0,0008571	0	0	-0,0008571	-0,000801706	-0,400852878	
Leire	4	6	19	114	35,3846154	78,6153846	2,5	196,538462	40	-4,6153846	74	117,923077	-122,53846	-0,0010526	0	0	-0,0010526	-0,000954887	-0,954887218	
Leire	3	7	19	133	44,2307692	88,7692308	2,28571429	202,901099	50	-5,7692308	83	114,131868	-119,9011	-0,0012195	0	0	-0,0012195	-0,001136072	-1,136071887	
Leire	2	8	19	152	53,0769231	98,9230769	2,125	210,211538	60	-6,9230769	92	111,288462	-118,21154	-0,0013636	0	0	-0,0013636	-0,001291574	-1,291574279	
Leire	1	9	19	171	61,9230769	109,076923	2	218,153846	70	-8,0769231	101	109,076923	-117,15385	-0,0014894	0	0	-0,0014894	-0,001426499	-1,426499033	
Leire	0	10	19	190	70,7692308	119,230769	1,9	226,538462	80	-9,2307692	110	107,307692	-116,53846	-0,0016	0	0	-0,0016	-0,001544681	-1,544680851	
Leire	-1	11	19	209	79,6153846	129,384615	1,81818182	235,244755	90	-10,384615	119	105,86014	-116,24476	-0,0016981	0	0	-0,0016981	-0,001649057	-1,649056604	
Leire	-2	12	19	228	88,4615385	139,538462	1,75	244,192308	100	-11,538462	128	104,653846	-116,19231	-0,0017857	0	0	-0,0017857	-0,001741914	-1,741913747	
Leire	-3	13	19	247	97,3076923	149,692308	1,69230769	253,325444	110	-12,692308	137	103,633136	-116,32544	-0,0018644	0	0	-0,0018644	-0,001825061	-1,825060533	
Leire	-4	14	19	266	106,153846	159,846154	1,64285714	262,604396	120	-13,846154	146	102,758242	-116,6044	-0,0019355	0	0	-0,0019355	-0,001899945	-1,899945325	
Leire	-5	15	19	285	115	170	1,6	272	130	-15	155	102	-117	-0,002	0	0	-0,002	-0,001967742	-1,967741935	
Fjell	-5	15	19	285	115	170	1,6	272	130	-15	155	102	-117	0	0	0	0	0		
																			SUM	-16,84657598 mm
																				-1,684657598 cm

# Vedlegg 32 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt F



# Vedlegg 33 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt F

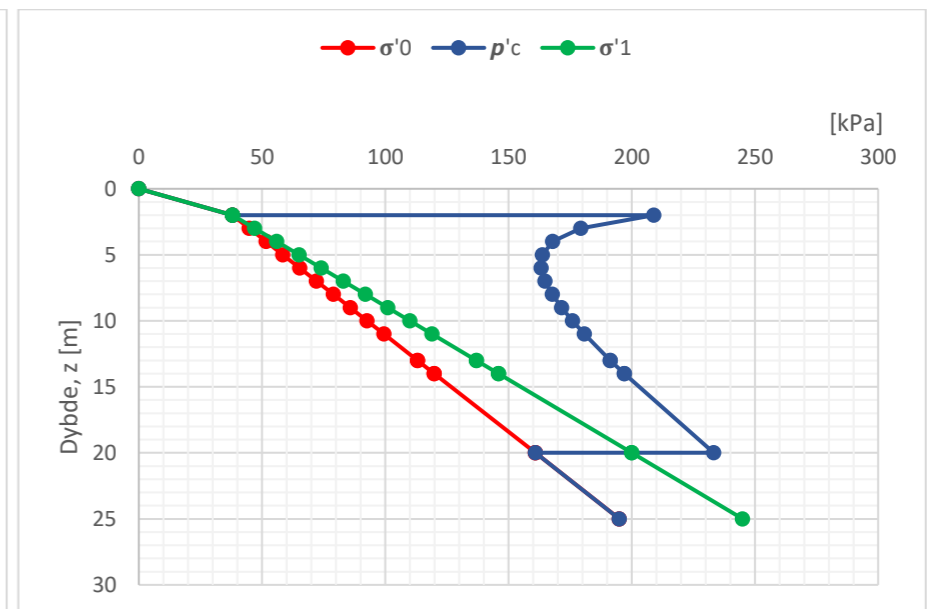
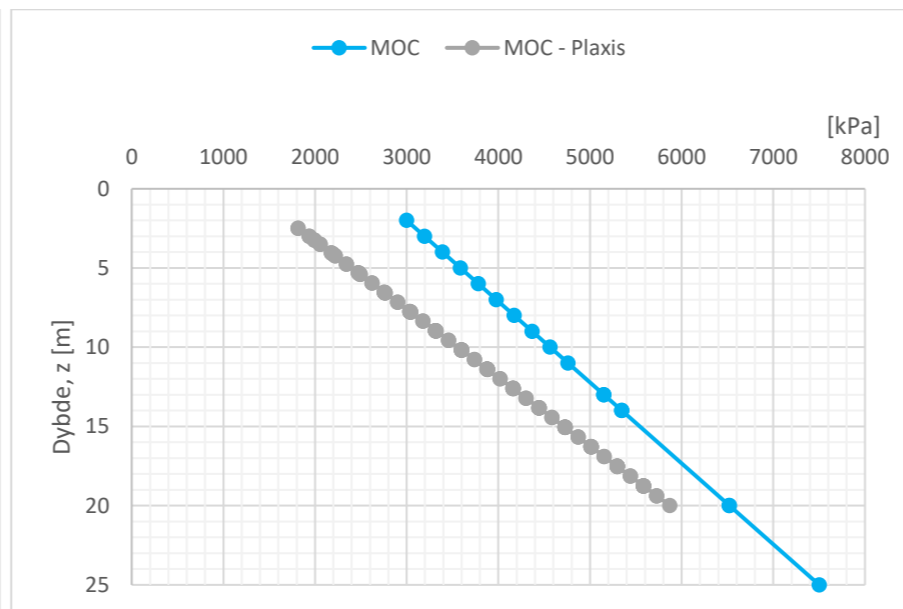
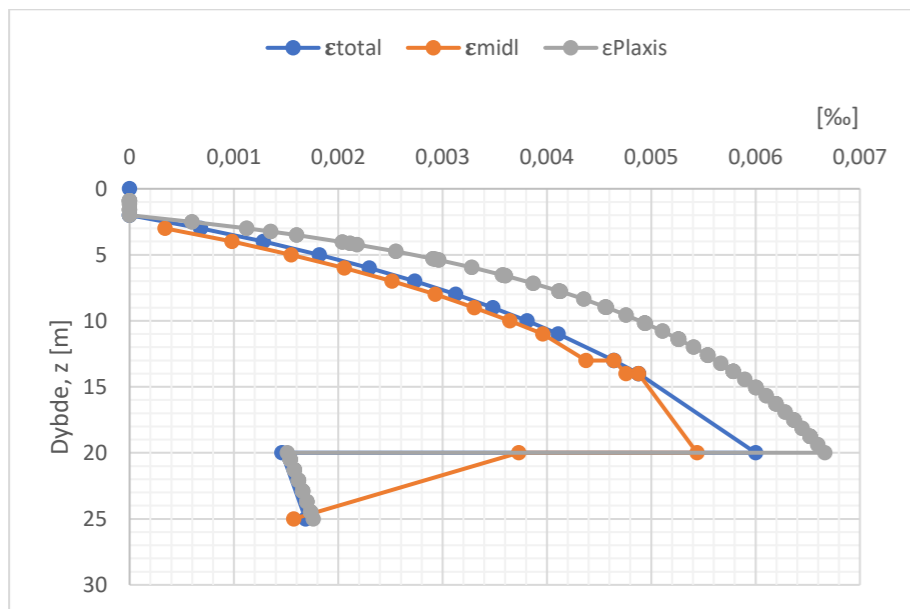
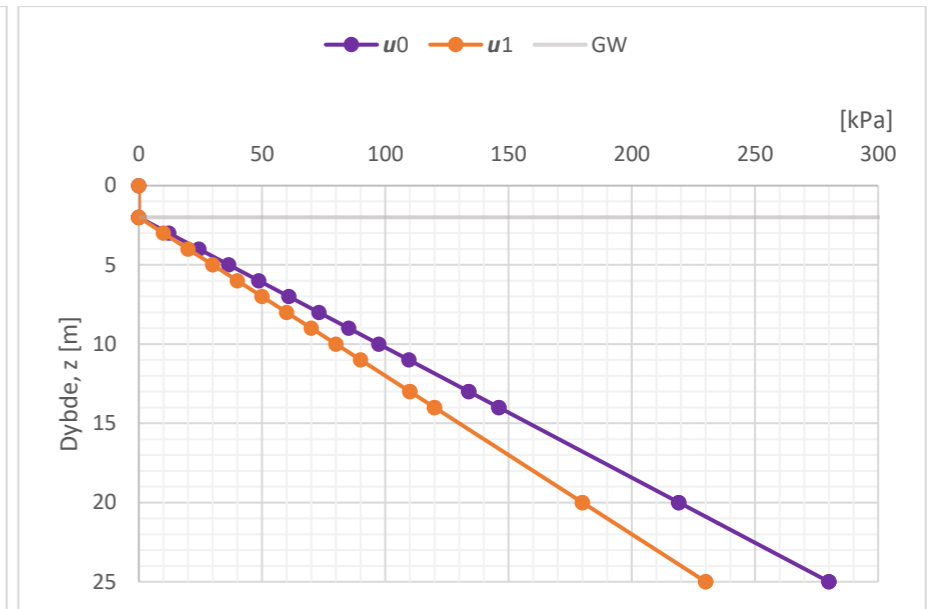
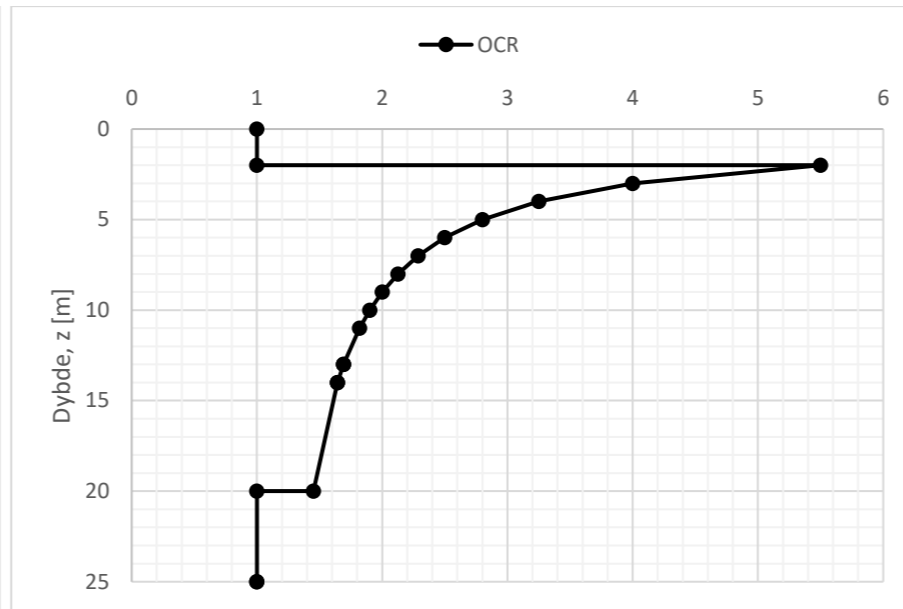
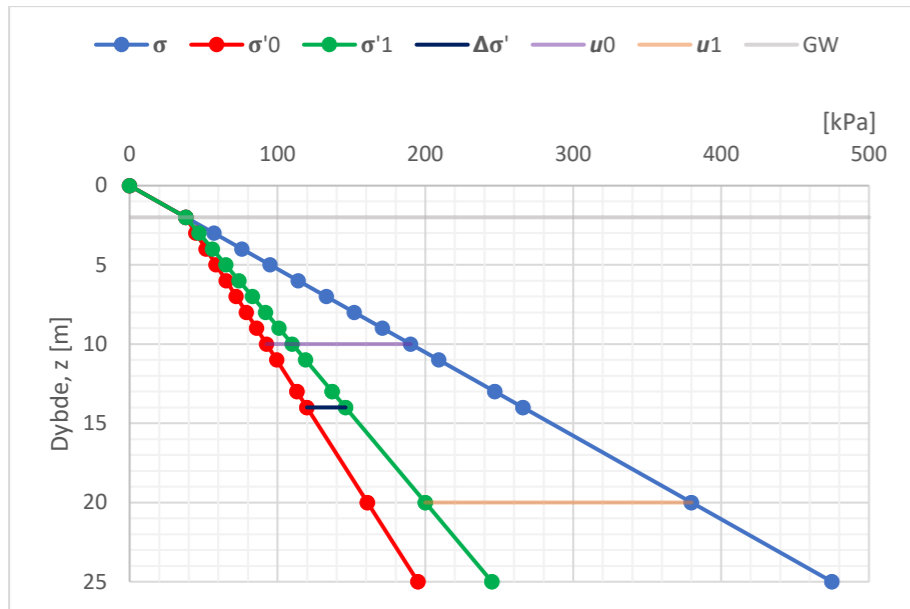




# Vedlegg 34 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt G

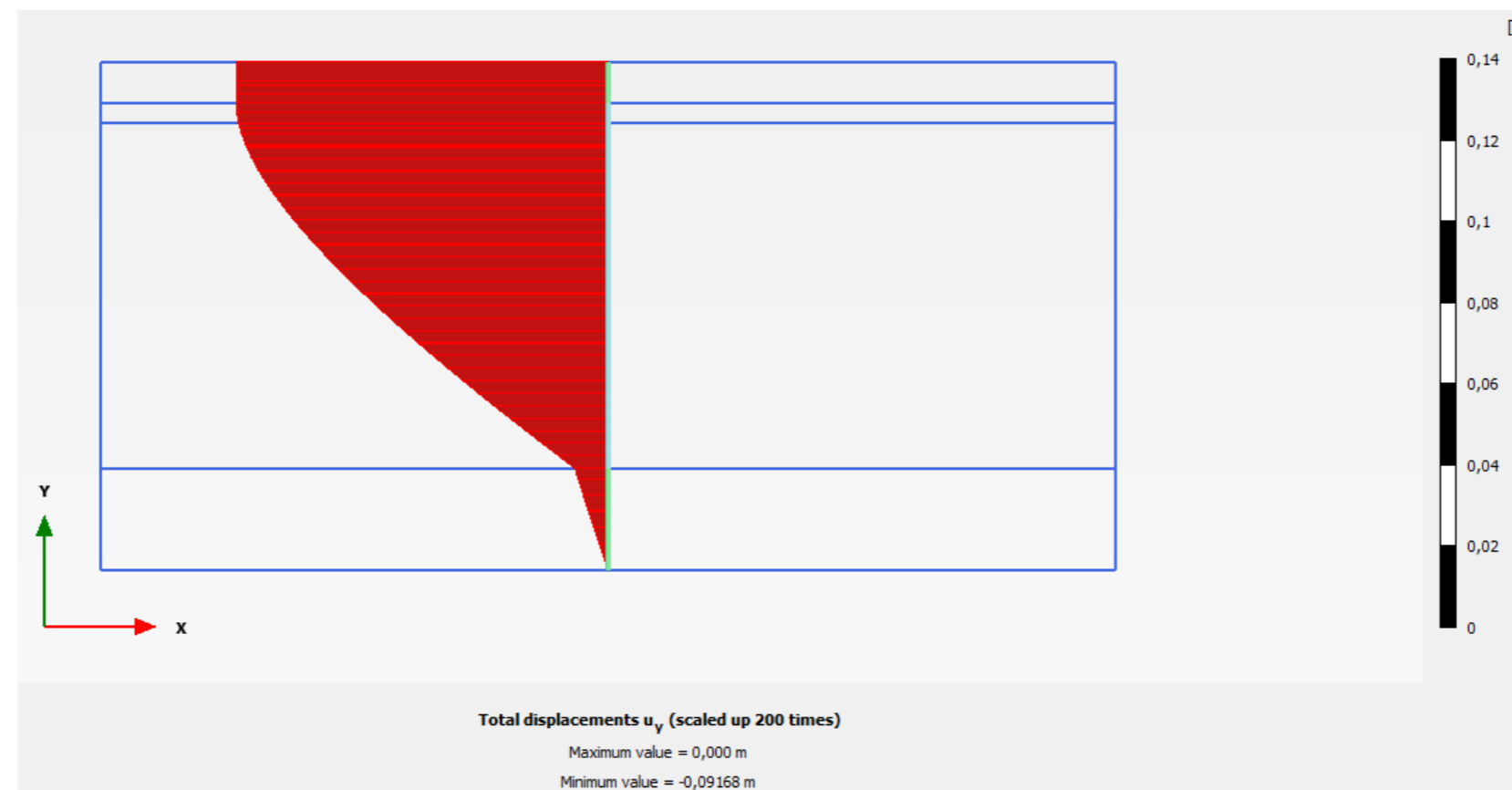
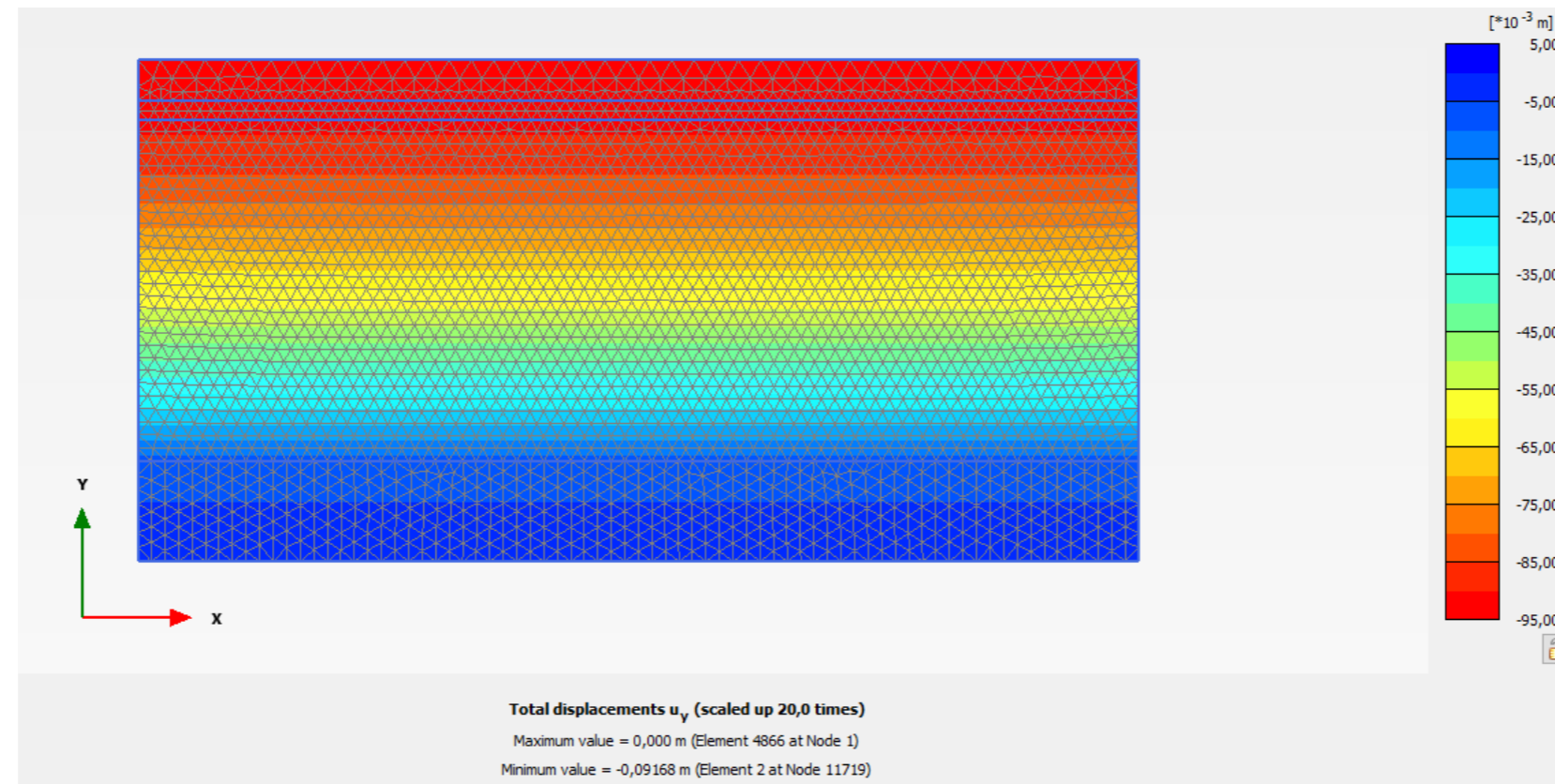
	Kote	z	y	$\sigma$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$p'c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$	
Fyllmasse	5	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	3	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	0	0	0	0	0	0	0		
Leire	3	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	171	-171	0	0	0	0	0		
Leire	2	3	19	57	12,173913	44,826087	4	179,304348	10	2,17391304	47	134,478261	-132,30435	0,00068027	0	0	0,00068027	0,00034014	0,340136054	
Leire	1	4	19	76	24,3478261	51,6521739	3,25	167,869565	20	4,34782609	56	116,217391	-111,86957	0,00128205	0	0	0,00128205	0,00098116	0,981161695	
Leire	0	5	19	95	36,5217391	58,4782609	2,8	163,73913	30	6,52173913	65	105,26087	-98,73913	0,00181818	0	0	0,00181818	0,00155012	1,55011655	
Leire	-1	6	19	114	48,6956522	65,3043478	2,5	163,26087	40	8,69565217	74	97,9565217	-89,26087	0,00229885	0	0	0,00229885	0,00205852	2,058516196	
Leire	-2	7	19	133	60,8695652	72,1304348	2,28571429	164,869565	50	10,8695652	83	92,7391304	-81,869565	0,00273224	0	0	0,00273224	0,00251555	2,515545506	
Leire	-3	8	19	152	73,0434783	78,9565217	2,125	167,782609	60	13,0434783	92	88,826087	-75,782609	0,003125	0	0	0,003125	0,00292862	2,928620219	
Leire	-4	9	19	171	85,2173913	85,7826087	2	171,565217	70	15,2173913	101	85,7826087	-70,565217	0,00348259	0	0	0,00348259	0,00330379	3,303793532	
Leire	-5	10	19	190	97,3913043	92,6086957	1,9	175,956522	80	17,3913043	110	83,3478261	-65,956522	0,00380952	0	0	0,00380952	0,00364606	3,646055437	
Leire	-6	11	19	209	109,565217	99,4347826	1,81818182	180,790514	90	19,5652174	119	81,3557312	-61,790514	0,00410959	0	0	0,00410959	0,00395956	3,959556425	
Leire	-8	13	19	247	133,913043	113,086957	1,69230769	191,377926	110	23,9130435	137	78,2909699	-54,377926	0,00464135	0	0	0,00464135	0,00437547	8,750939252	
Leire	-8	13	19	247	133,913043	113,086957	1,69230769	191,377926	110	23,9130435	137	78,2909699	-54,377926	0,00464135	0	0	0,00464135	0,00464135	0	
Leire	-9	14	19	266	146,086957	119,913043	1,64285714	197	120	26,0869565	146	77,0869565	-51	0,00487805	0	0	0,00487805	0,0047597	4,759699496	
Leire	-9	14	19	266	146,086957	119,913043	1,64285714	197	120	26,0869565	146	77,0869565	-51	0,00487805	0	0	0,00487805	0,00487805	0	
Leire	-15	20	19	380	219,130435	160,869565	1,45	233,26087	180	39,1304348	200	72,3913043	-33,26087	0,006	0	0	0,006	0,00543902	32,63414634	
Dren	-15	20	19	380	219,130435	160,869565	1	160,869565	180	39,1304348	200	0	39,1304348	0	0	0,0014587	0,0014587	0,00372935	0	
Dren	-20	25	19	475	280	195	1	195	230	50	245	0	50	0	0	0,00168824	0,00168824	0,00157347	7,867336935	
Fjell	-20	25	19	475	280	195	1	195	230	50	245	0	50	0	0	0	0	0		
																			SUM	75,29562364 mm
																				7,529562364 cm

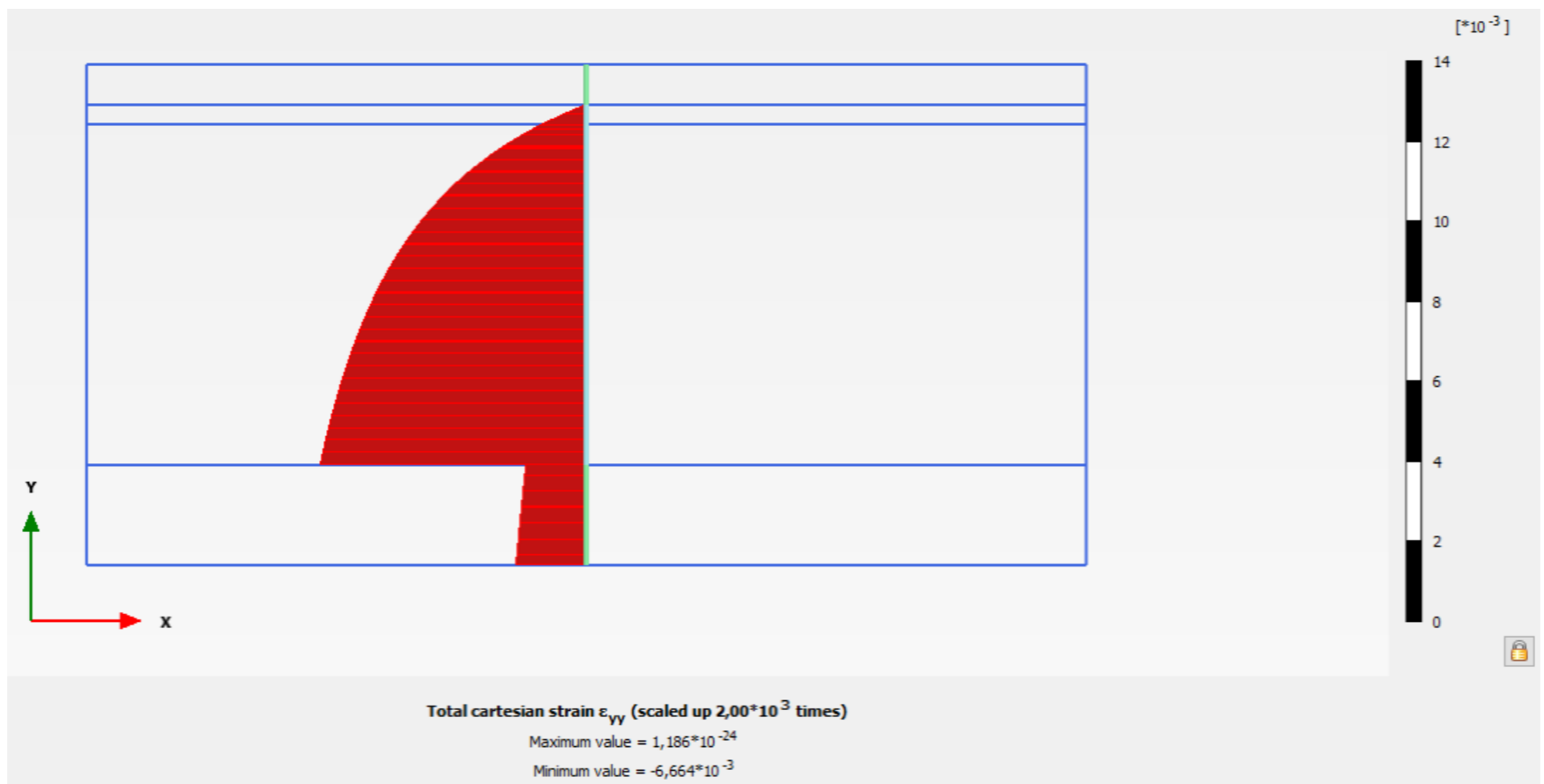
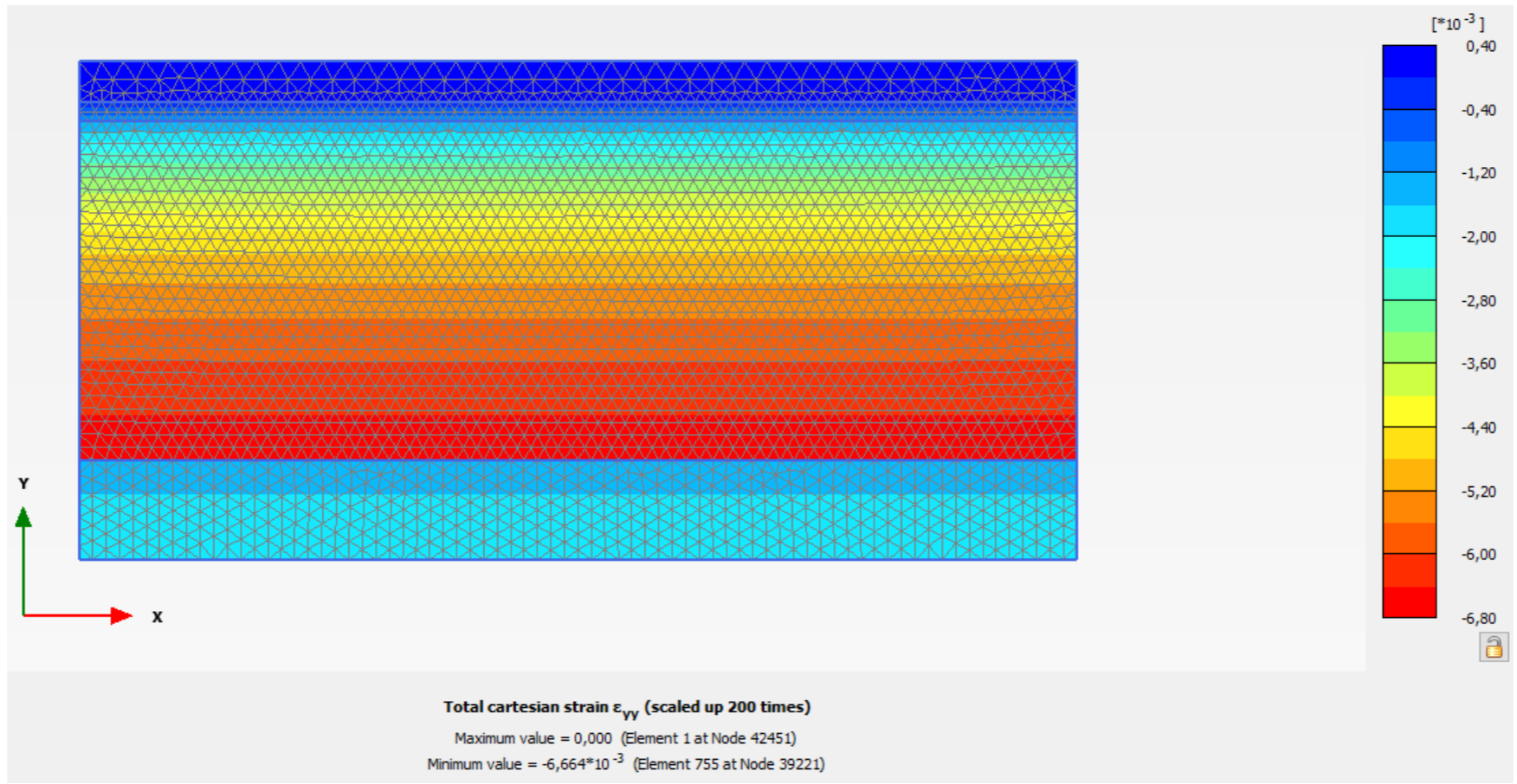
# Vedlegg 35 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt G





# Vedlegg 36 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt G

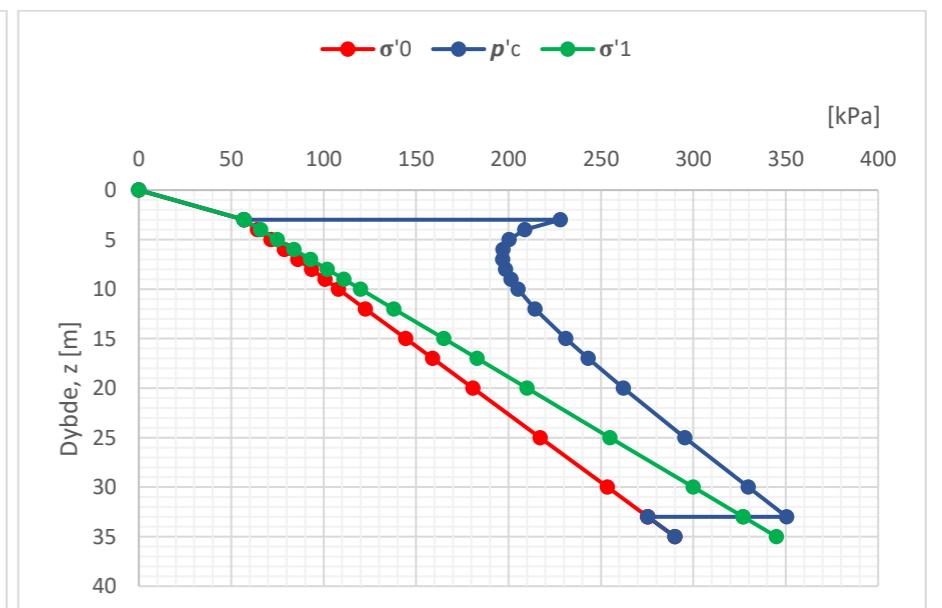
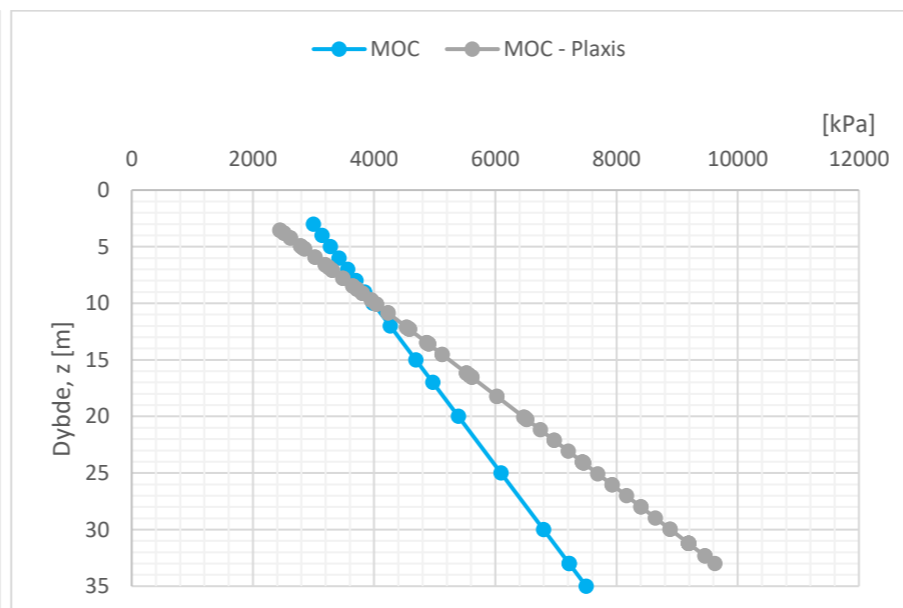
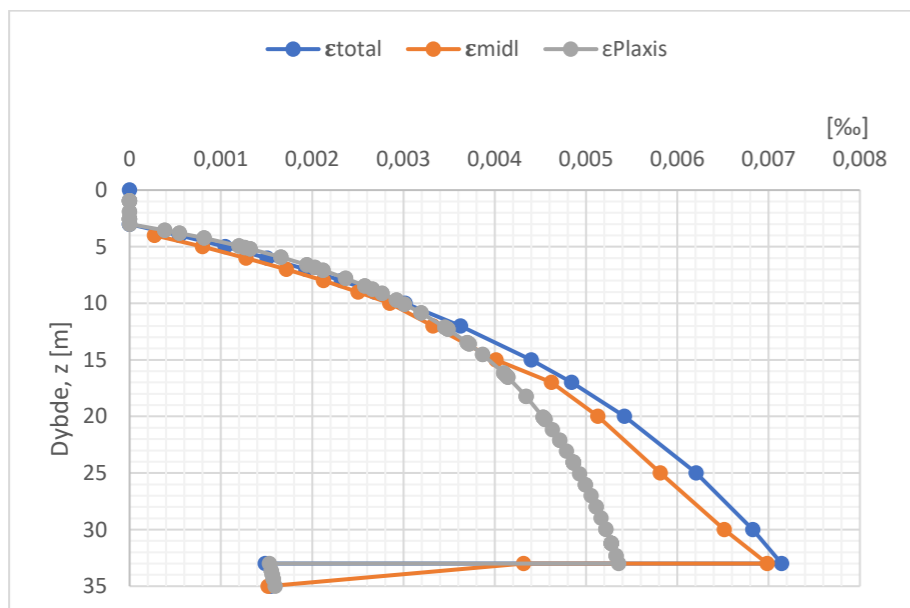
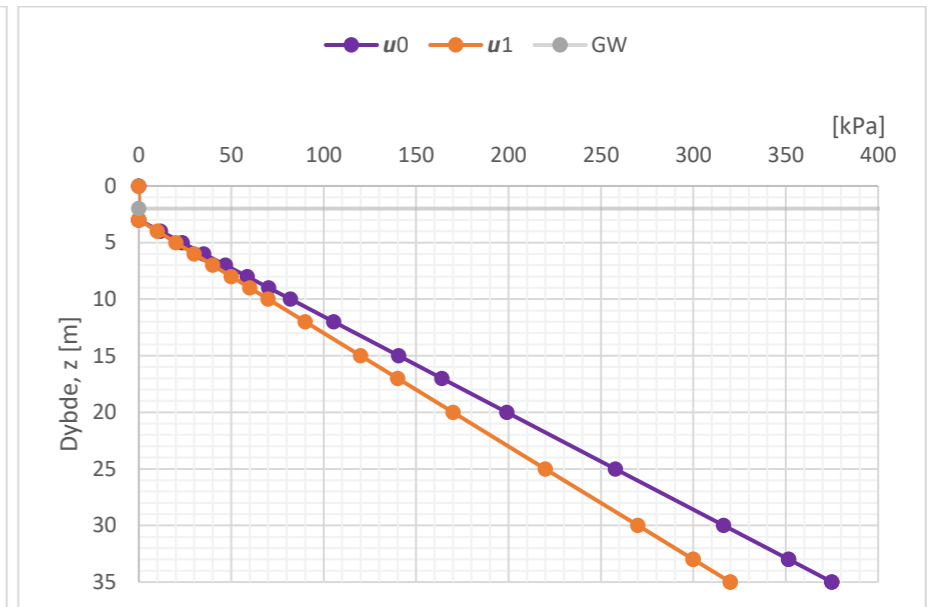
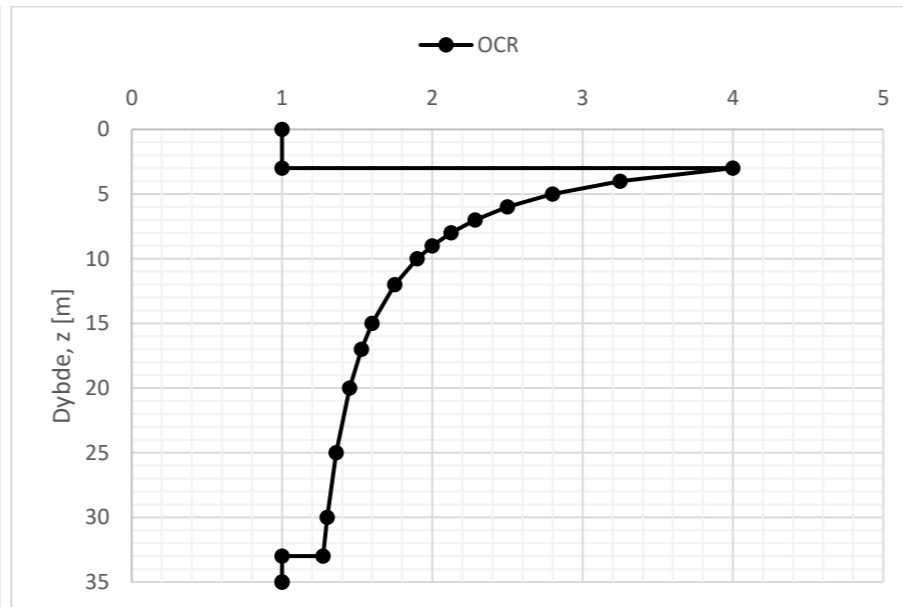
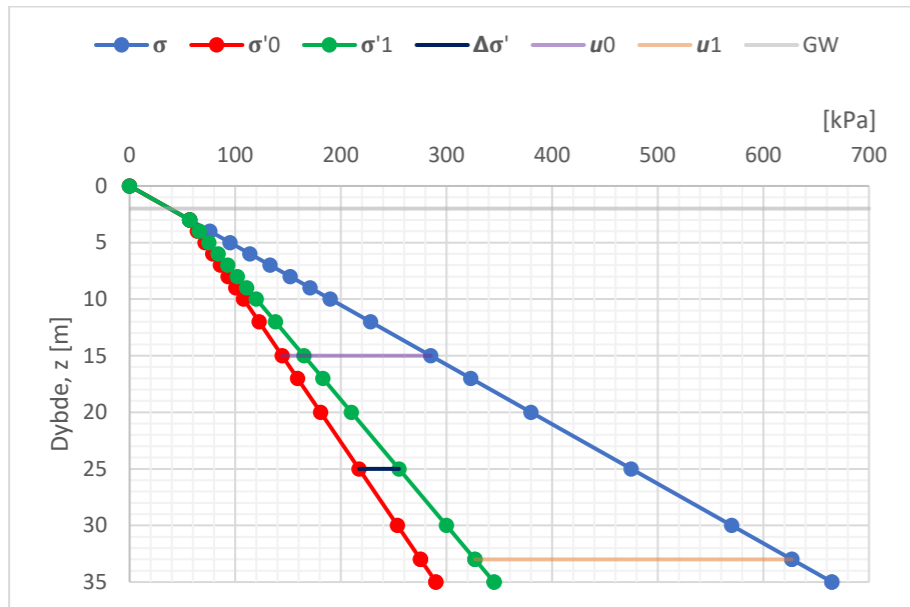




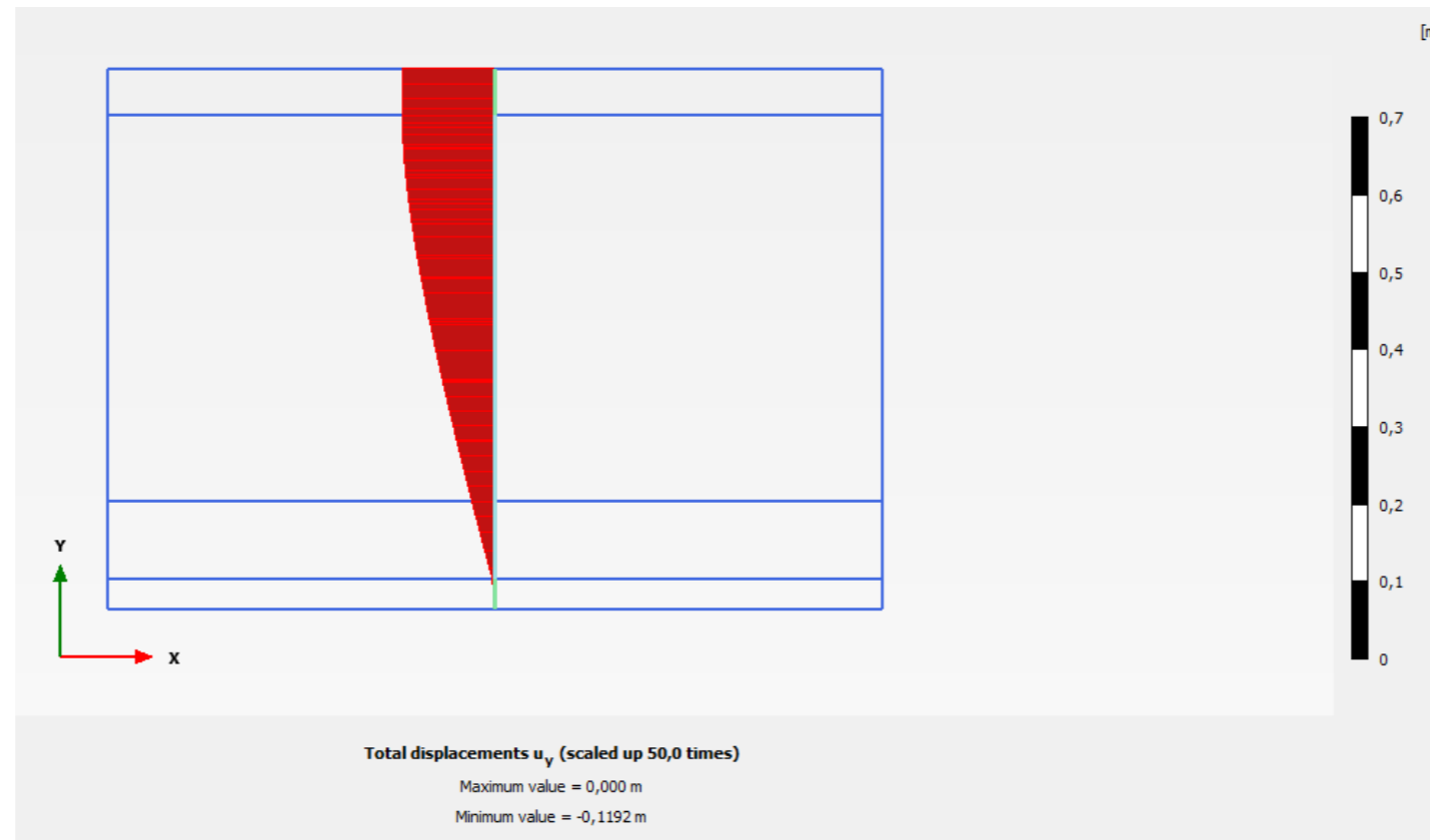
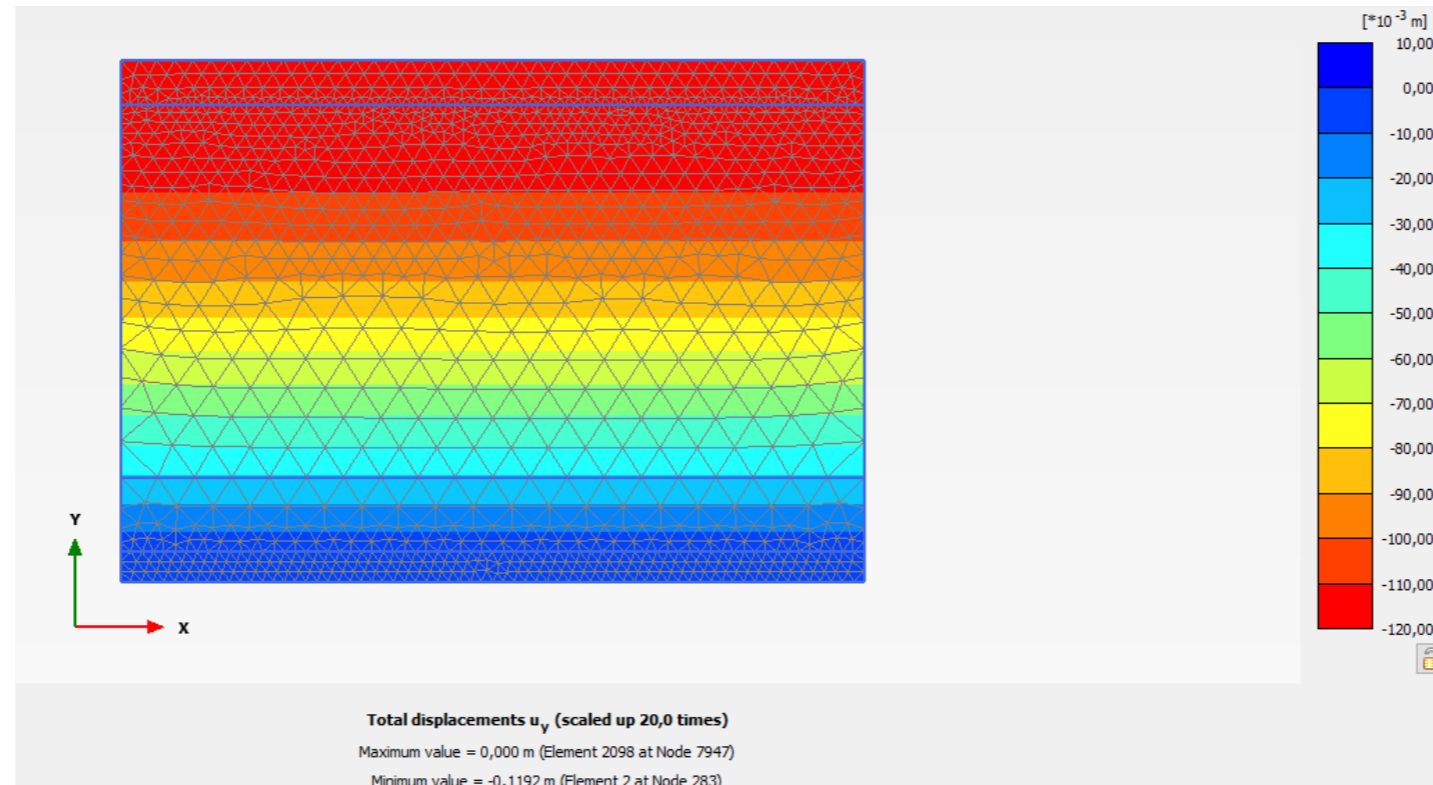
# Vedlegg 37 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt H

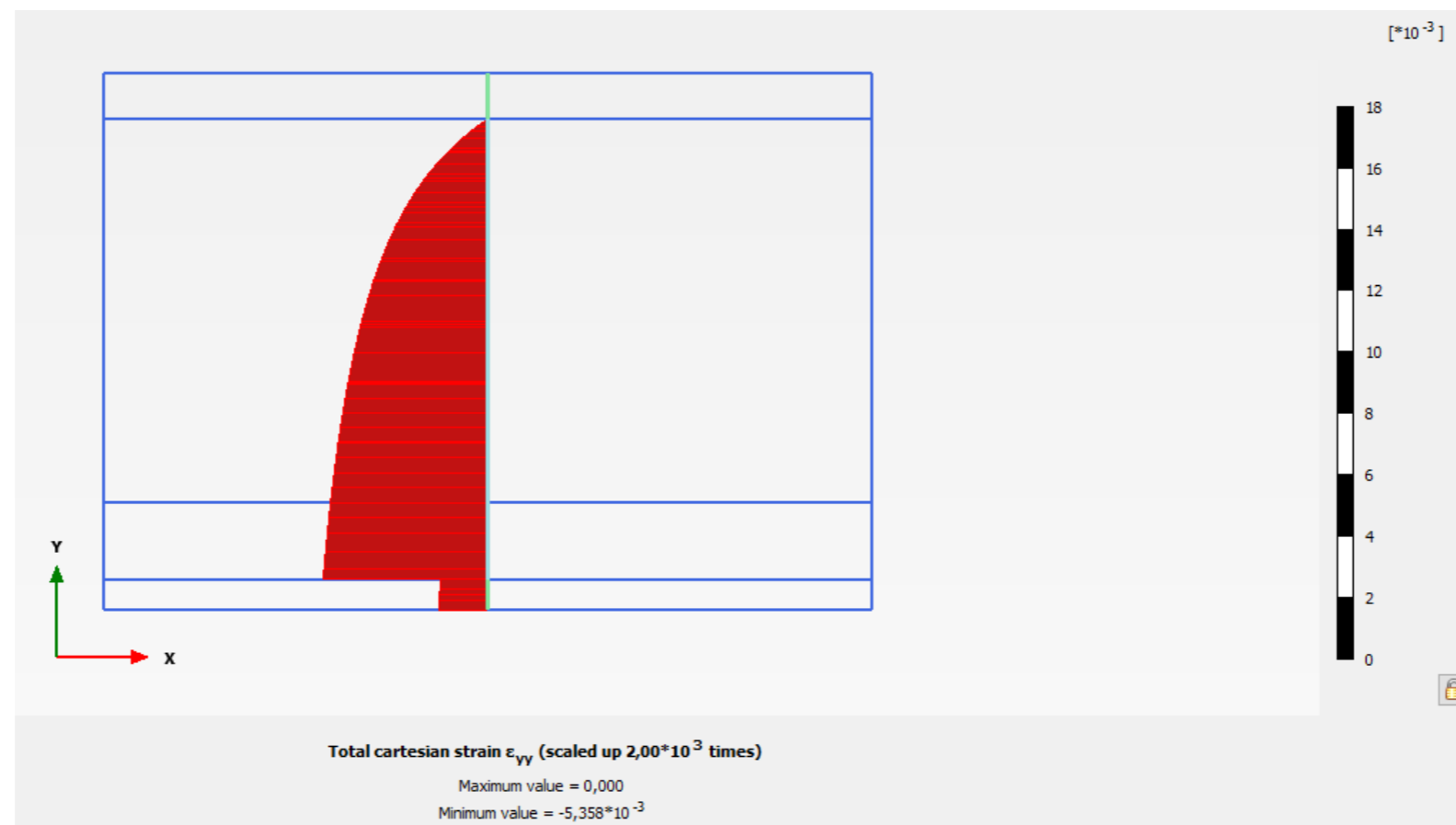
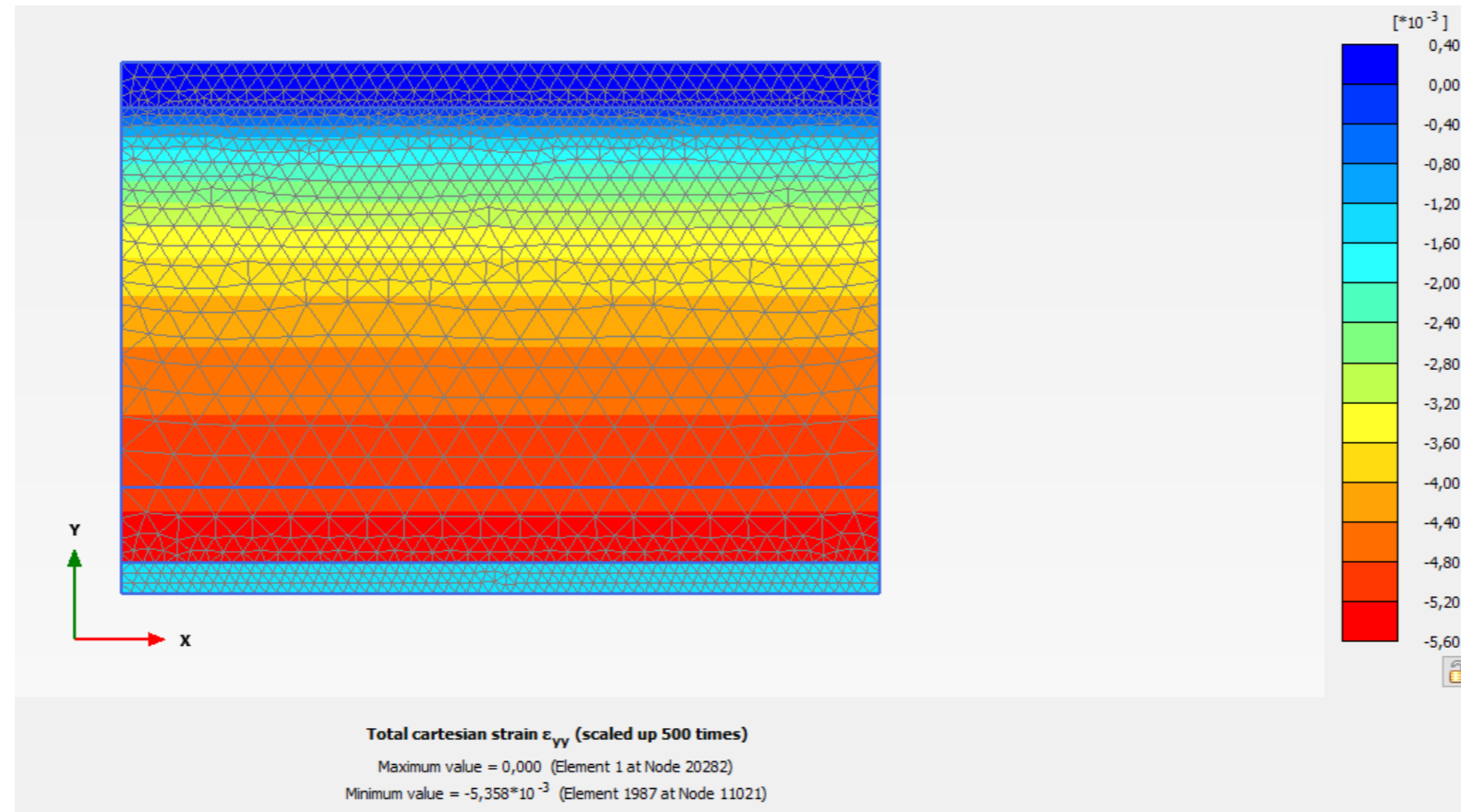
	Kote	z	γ	σ	u <sub>0</sub>	σ' <sub>0</sub>	OCR	p' <sub>c</sub>	u <sub>1</sub>	Δσ'	σ' <sub>1</sub>	p' <sub>c</sub> - σ' <sub>0</sub>	σ' <sub>1</sub> - p' <sub>c</sub>	ε <sub>oc</sub>	ε <sub>nc</sub>	ε <sub>fyll</sub>	ε <sub>total</sub>	ε <sub>midl</sub>	δ	
Fyllmasse	5	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	2	3	19	57	0	57	1	57	0	0	57	0	0	0	0	0	0	0		
Leire	2	3	19	57	0	57	4	228	0	0	57	171	-171	0	0	0	0	0		
Leire	1	4	19	76	11,71875	64,28125	3,25	208,914063	10	1,71875	66	144,632813	-142,91406	0,00054726	0	0	0,00054726	0,00027363	0,273631841	
Leire	0	5	19	95	23,4375	71,5625	2,8	200,375	20	3,4375	75	128,8125	-125,375	0,00104762	0	0	0,00104762	0,00079744	0,797441365	
Leire	-1	6	19	114	35,15625	78,84375	2,5	197,109375	30	5,15625	84	118,265625	-113,10938	0,00150685	0	0	0,00150685	0,00127723	1,277234181	
Leire	-2	7	19	133	46,875	86,125	2,28571429	196,857143	40	6,875	93	110,732143	-103,85714	0,00192982	0	0	0,00192982	0,00171834	1,718336938	
Leire	-3	8	19	152	58,59375	93,40625	2,125	198,488281	50	8,59375	102	105,082031	-96,488281	0,00232068	0	0	0,00232068	0,00212525	2,125249833	
Leire	-4	9	19	171	70,3125	100,6875	2	201,375	60	10,3125	111	100,6875	-90,375	0,00268293	0	0	0,00268293	0,0025018	2,501800967	
Leire	-5	10	19	190	82,03125	107,96875	1,9	205,140625	70	12,03125	120	97,171875	-85,140625	0,00301961	0	0	0,00301961	0,00285127	2,851267336	
Leire	-7	12	19	228	105,46875	122,53125	1,75	214,429688	90	15,46875	138	91,8984375	-76,429688	0,00362637	0	0	0,00362637	0,00332299	6,64598147	
Leire	-10	15	19	285	140,625	144,375	1,6	231	120	20,625	165	86,625	-66	0,0044	0	0	0,0044	0,00401319	12,03956044	
Leire	-12	17	19	323	164,0625	158,9375	1,52941176	243,080882	140	24,0625	183	84,1433824	-60,080882	0,00484277	0	0	0,00484277	0,00462138	9,242767296	
Leire	-15	20	19	380	199,21875	180,78125	1,45	262,132813	170	29,21875	210	81,3515625	-52,132813	0,00542029	0	0	0,00542029	0,00513153	15,39458573	
Leire	-20	25	19	475	257,8125	217,1875	1,36	295,375	220	37,8125	255	78,1875	-40,375	0,00620513	0	0	0,00620513	0,00581271	29,06354515	
Leire	-25	30	19	570	316,40625	253,59375	1,3	329,671875	270	46,40625	300	76,078125	-29,671875	0,00682759	0	0	0,00682759	0,00651636	32,58178603	
Leire	-28	33	19	627	351,5625	275,4375	1,27272727	350,556818	300	51,5625	327	75,1193182	-23,556818	0,00714286	0	0	0,00714286	0,00698522	20,95566502	
Dren	-28	33	19	627	351,5625	275,4375	1	275,4375	300	51,5625	327	0	51,5625	0	0	0,00148683	0,00148683	0,00431484	0	
Dren	-30	35	19	665	375	290	1	290	320	55	345	0	55	0	0	0,00154479	0,00154479	0,00151581	3,031620744	
Fjell	-30	35	19	665	375	290	1	290	320	55	345	0	55	0	0	0	0	0		
																			SUM	140,5004743 mm
																				14,05004743 cm

# Vedlegg 38 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt H



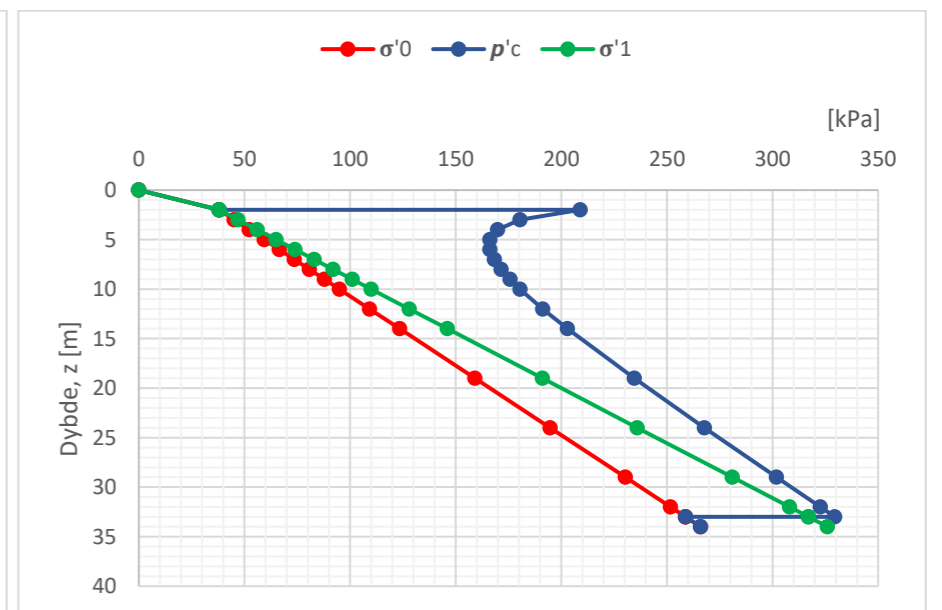
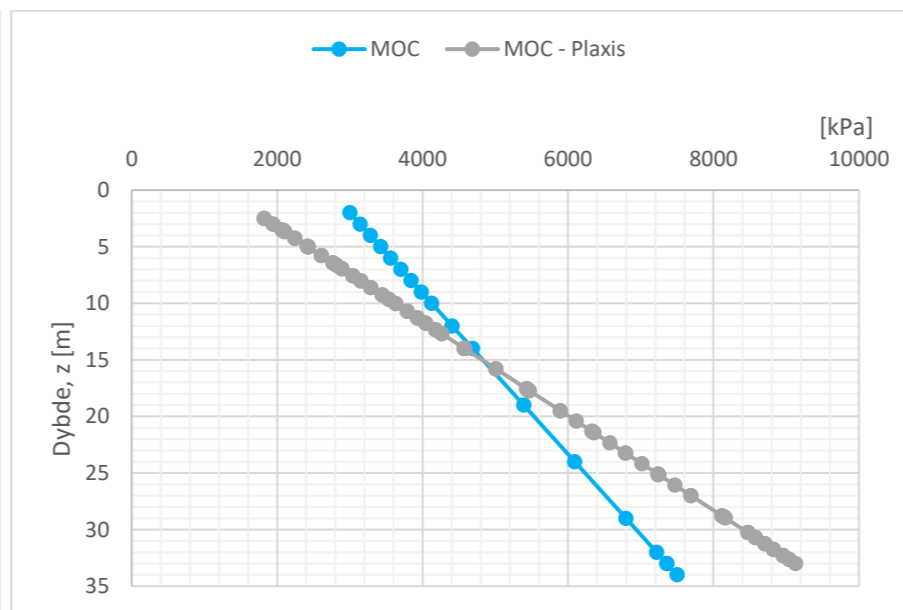
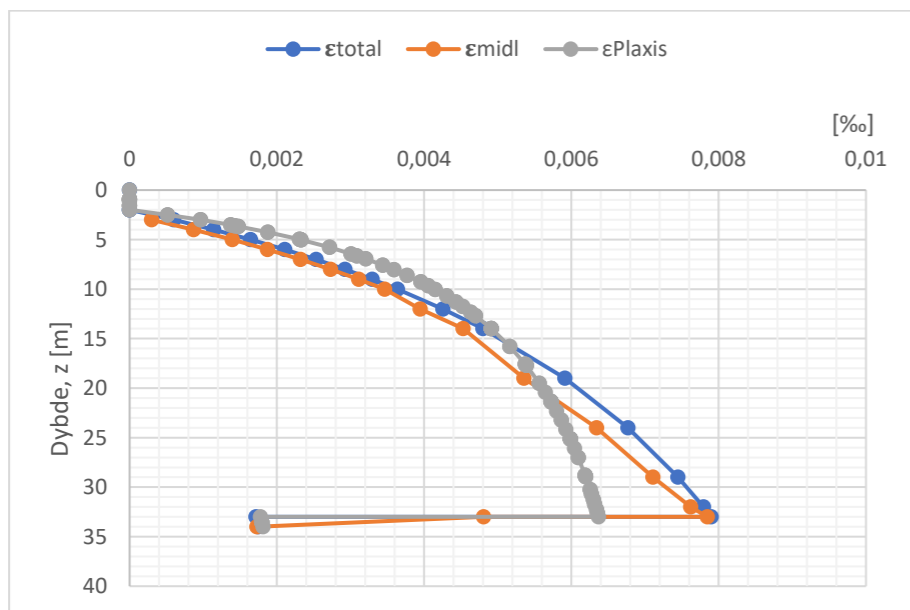
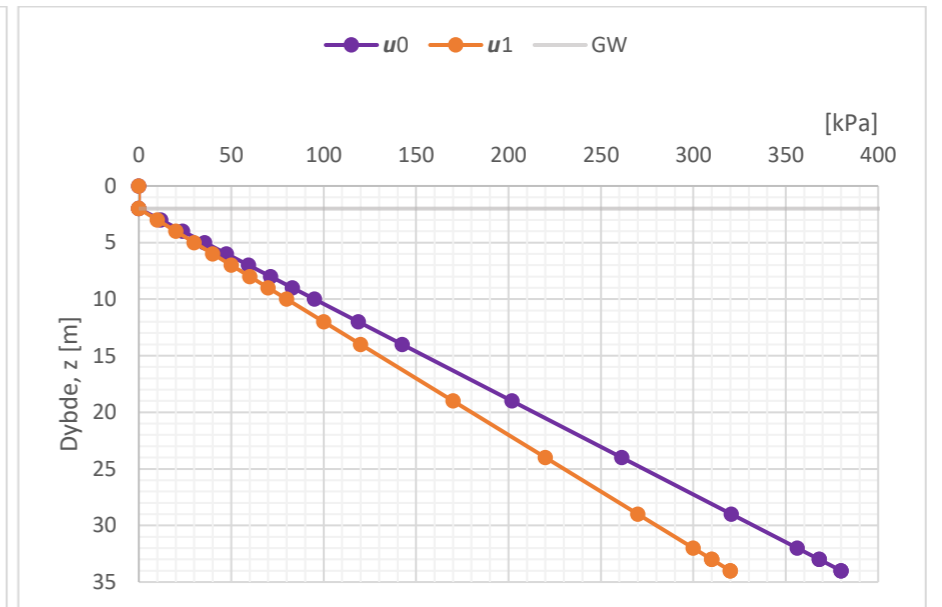
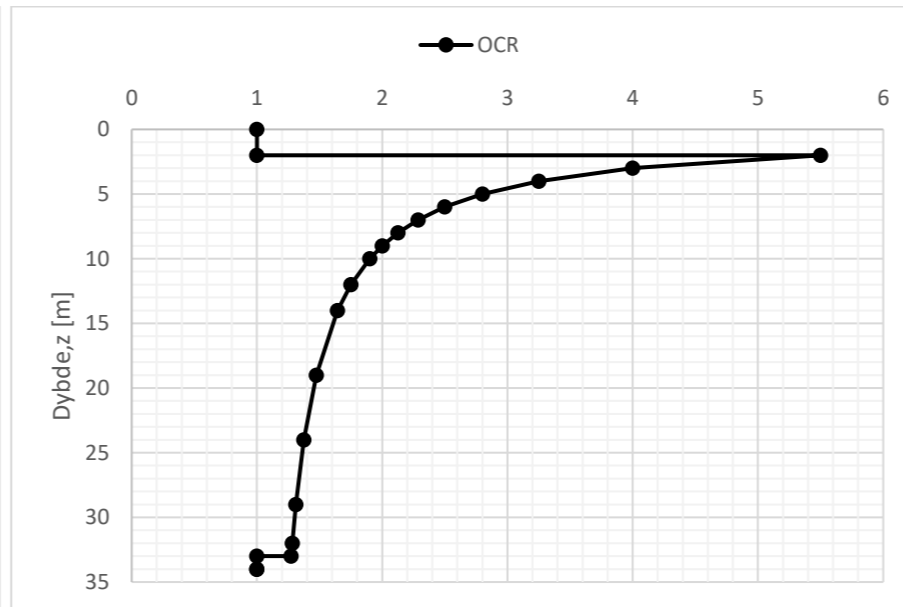
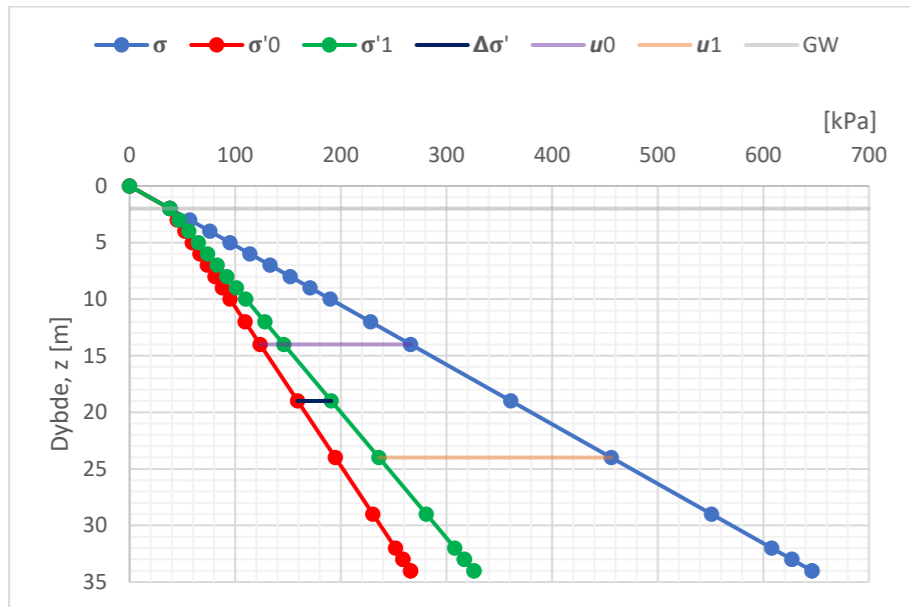
# Vedlegg 39 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt H





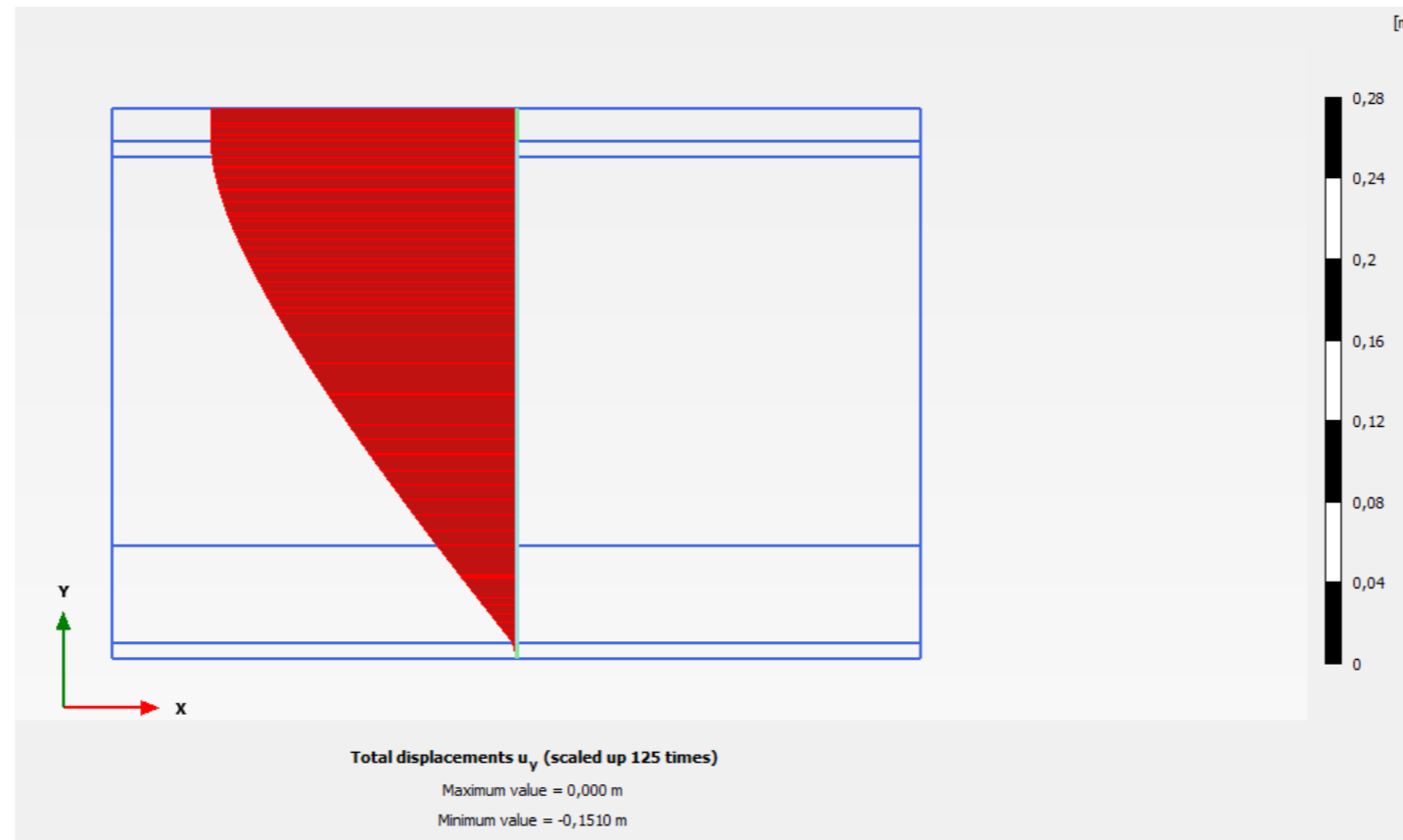
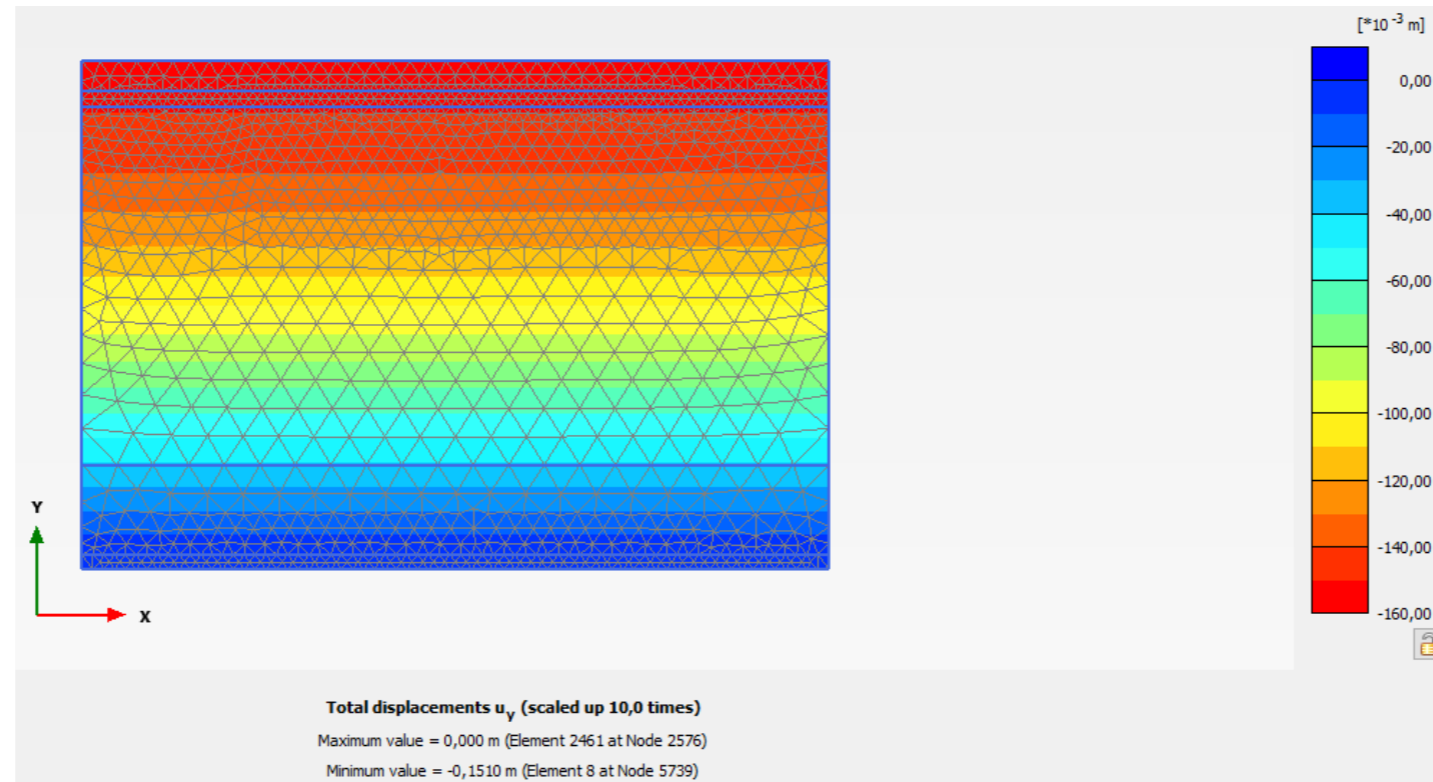


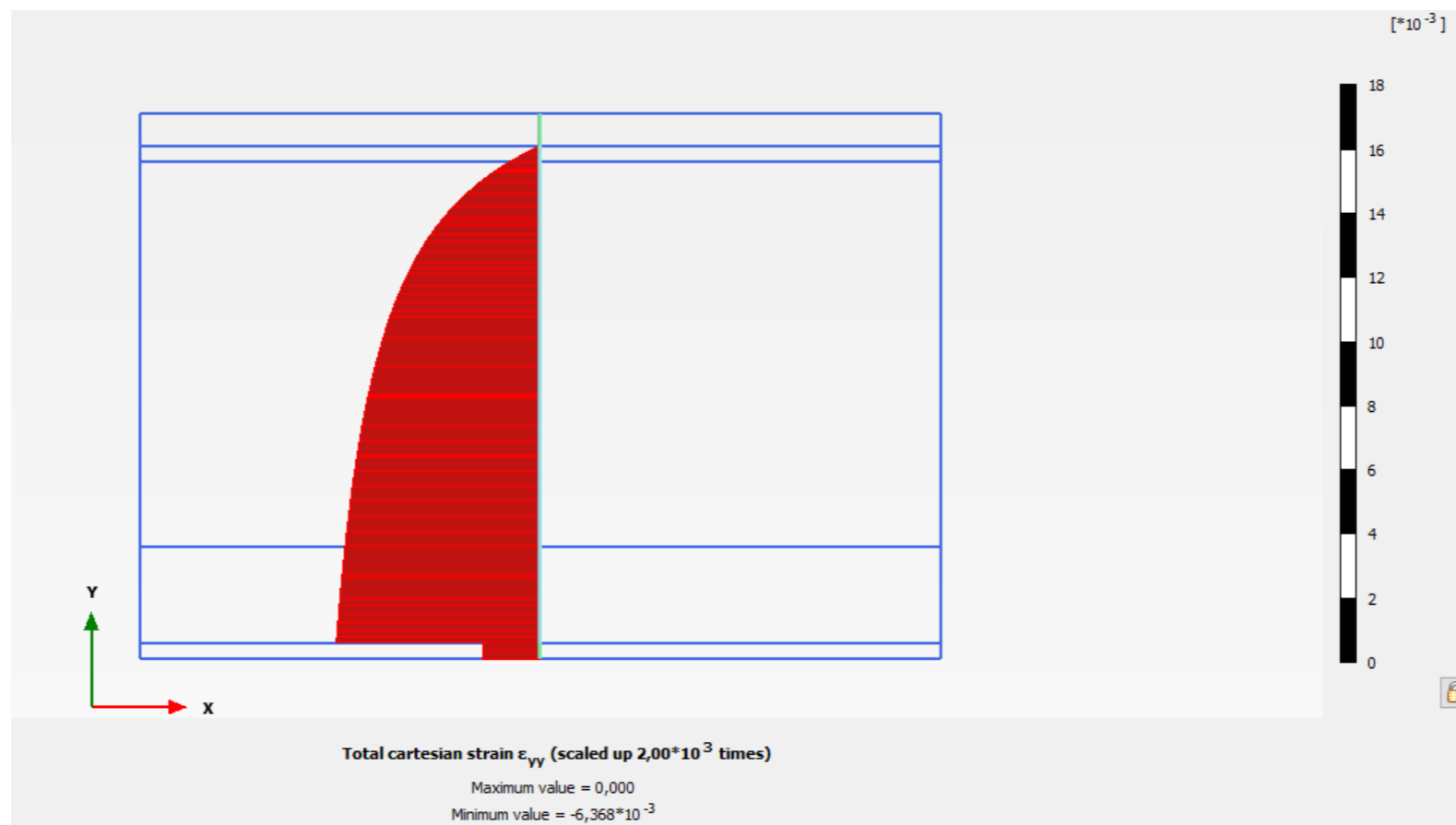
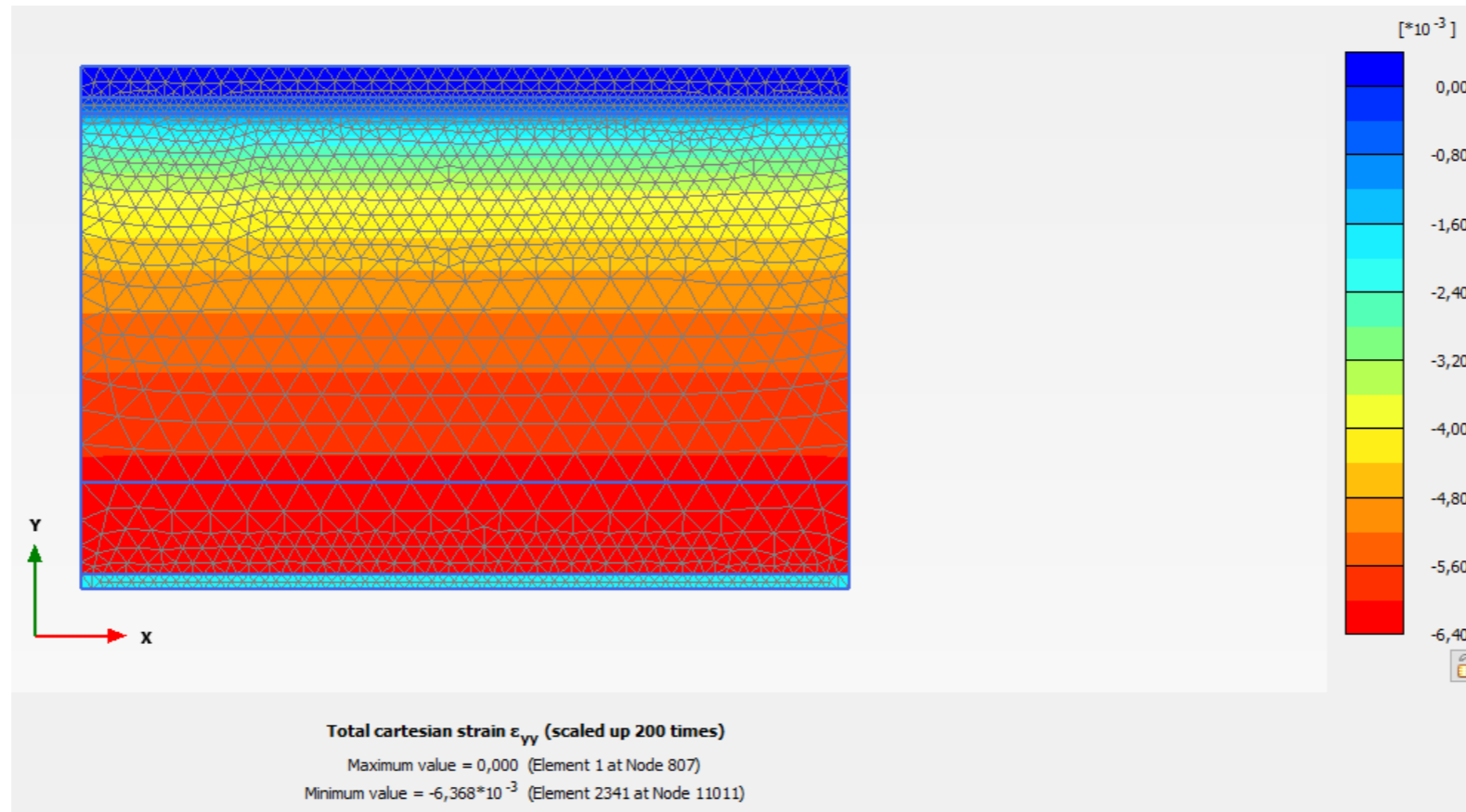
# Vedlegg 41 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt I





# Vedlegg 42 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt I

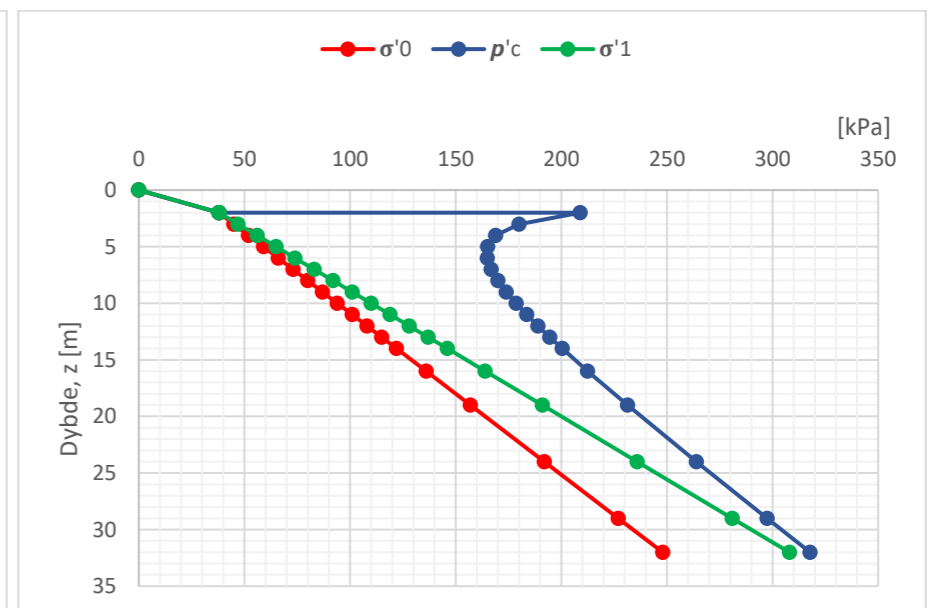
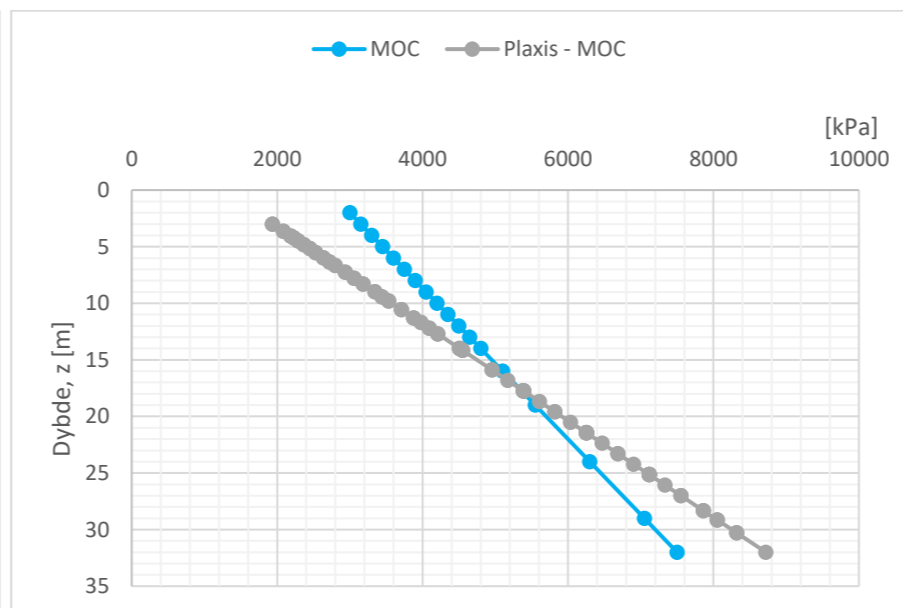
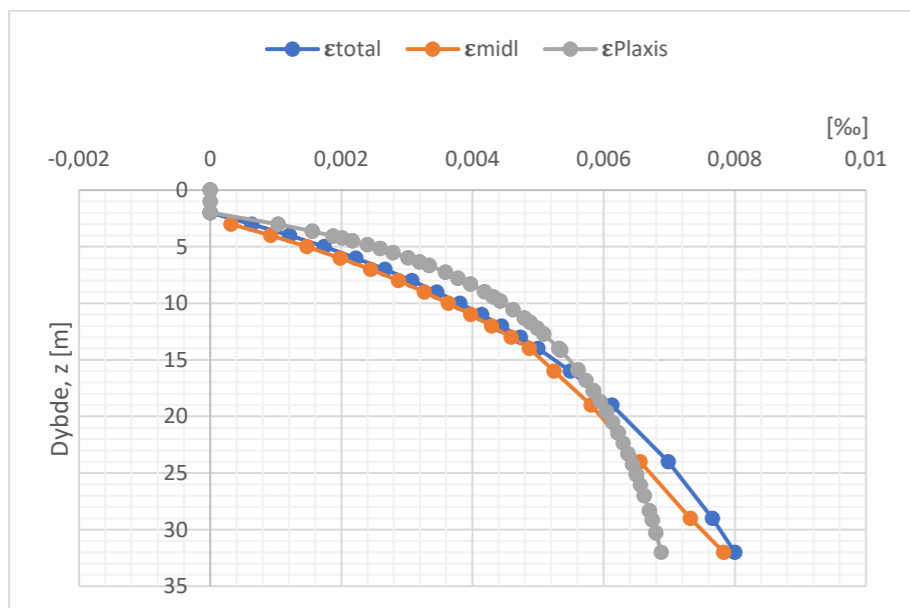
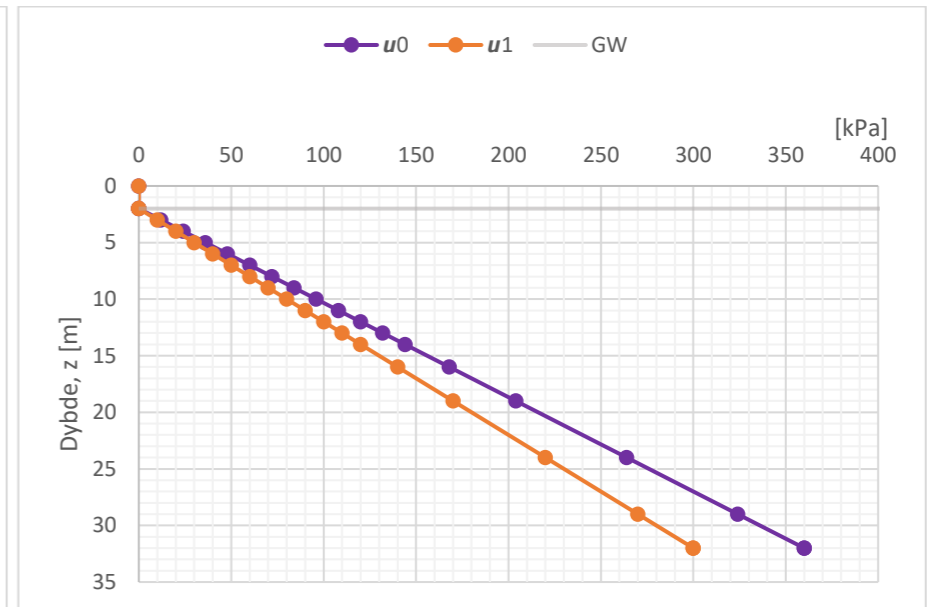
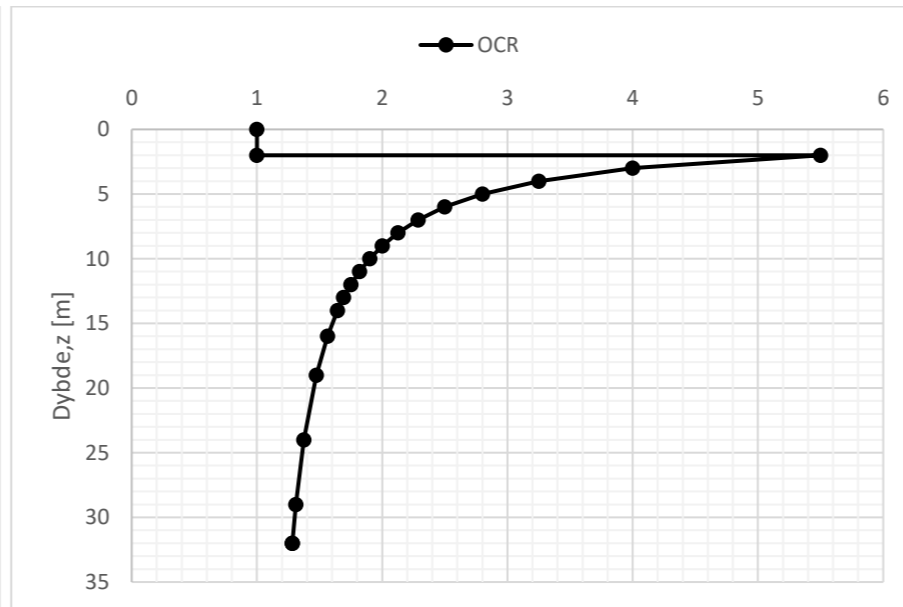
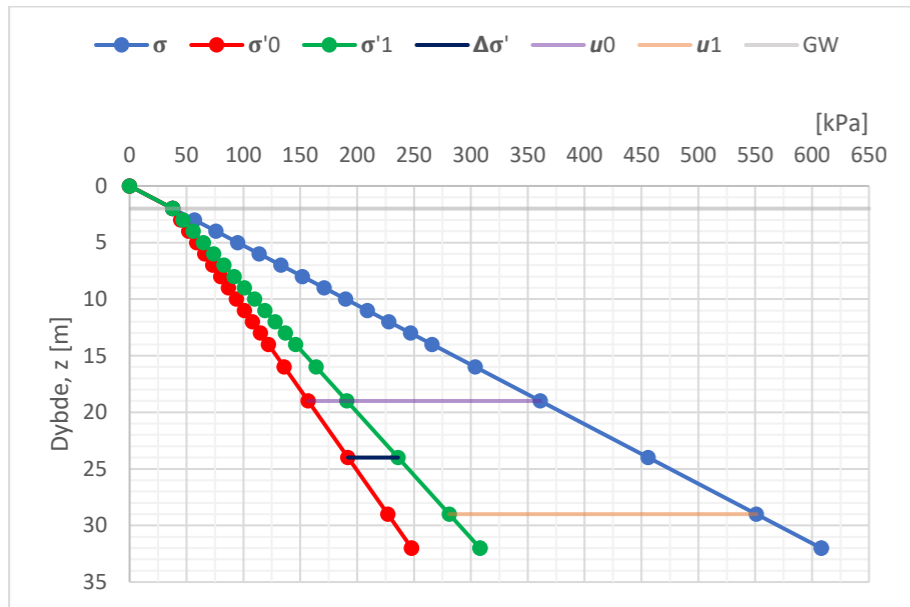




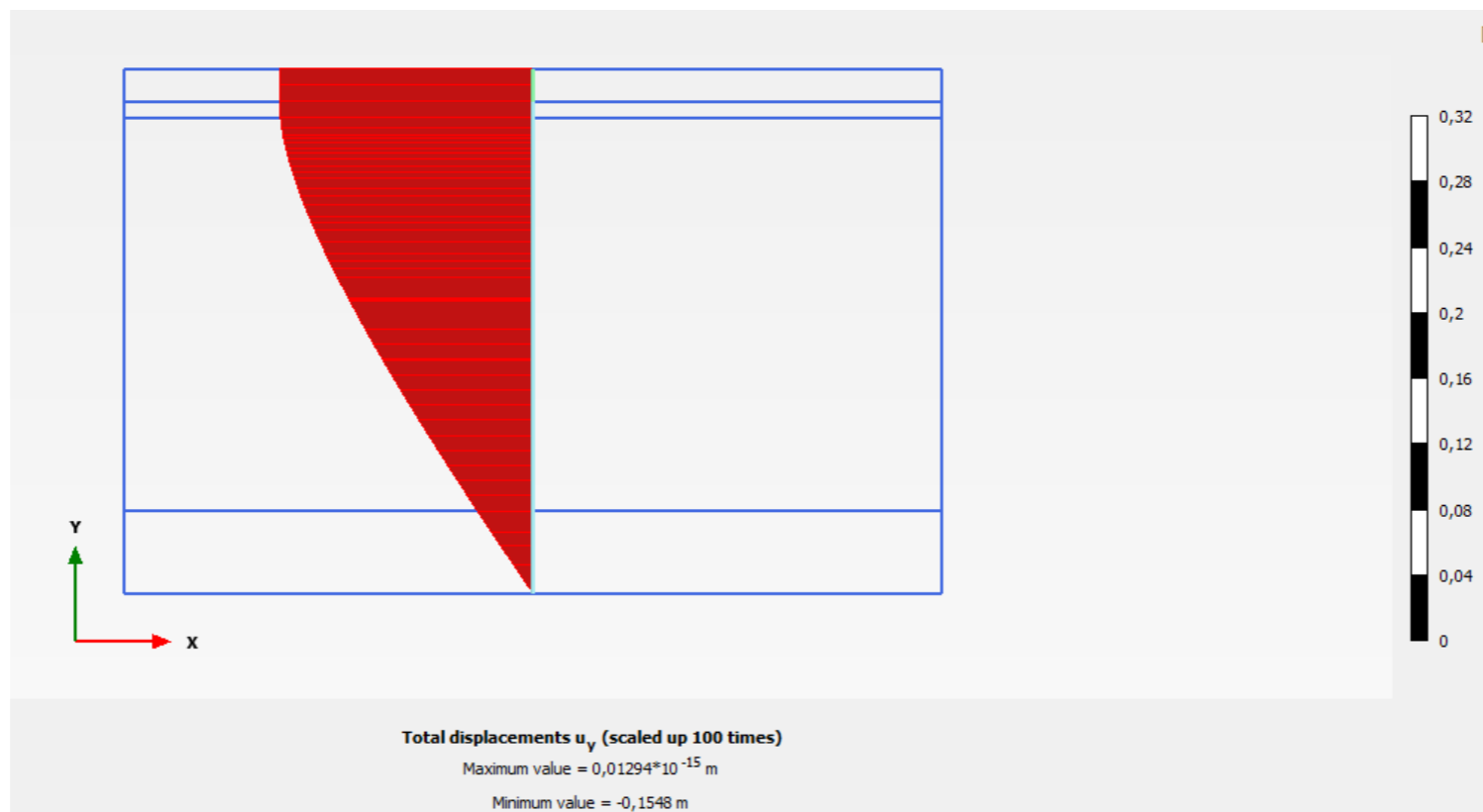
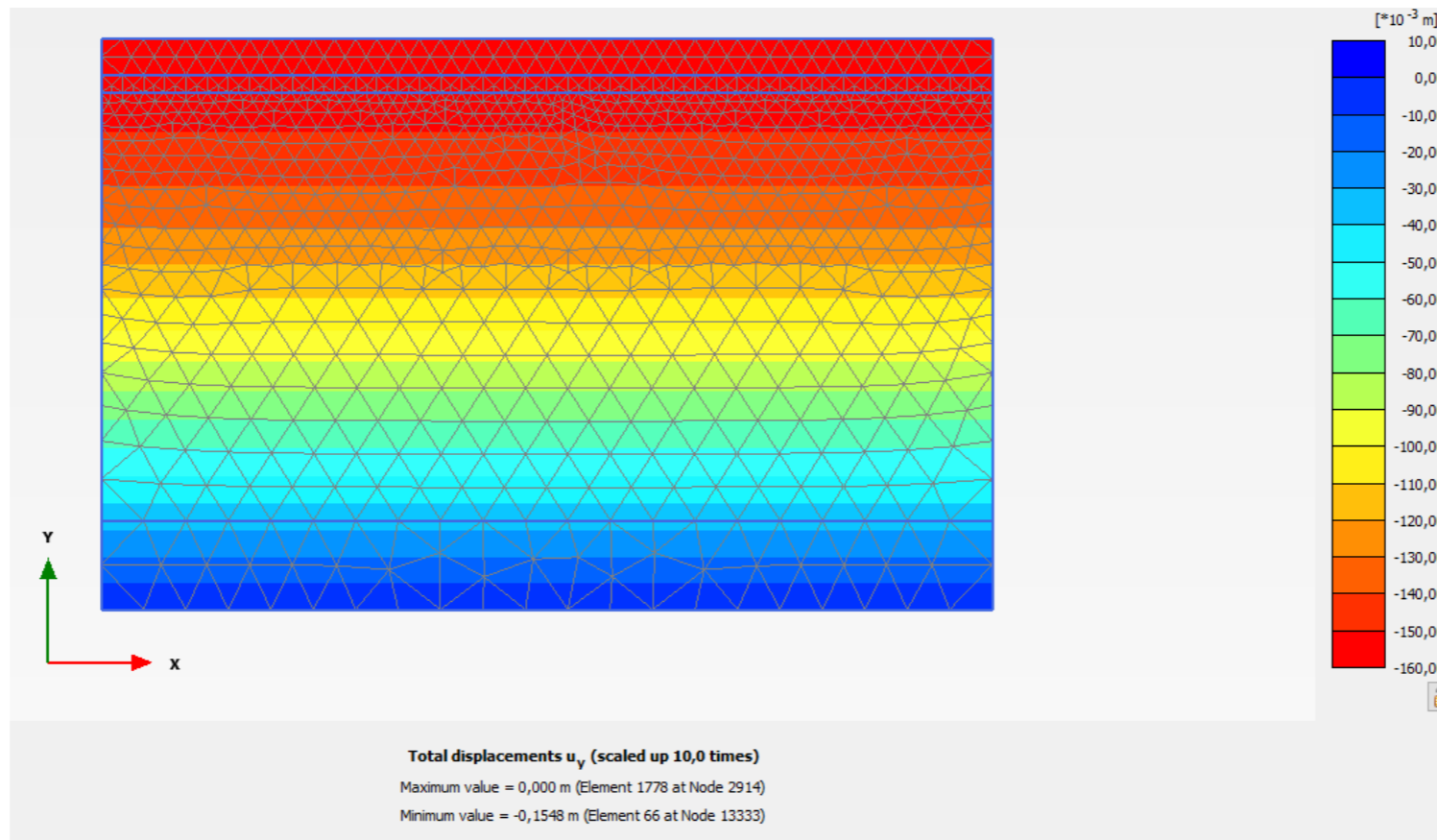
# Vedlegg 43 – Setningsberegninger stålkjerne – Snitt J

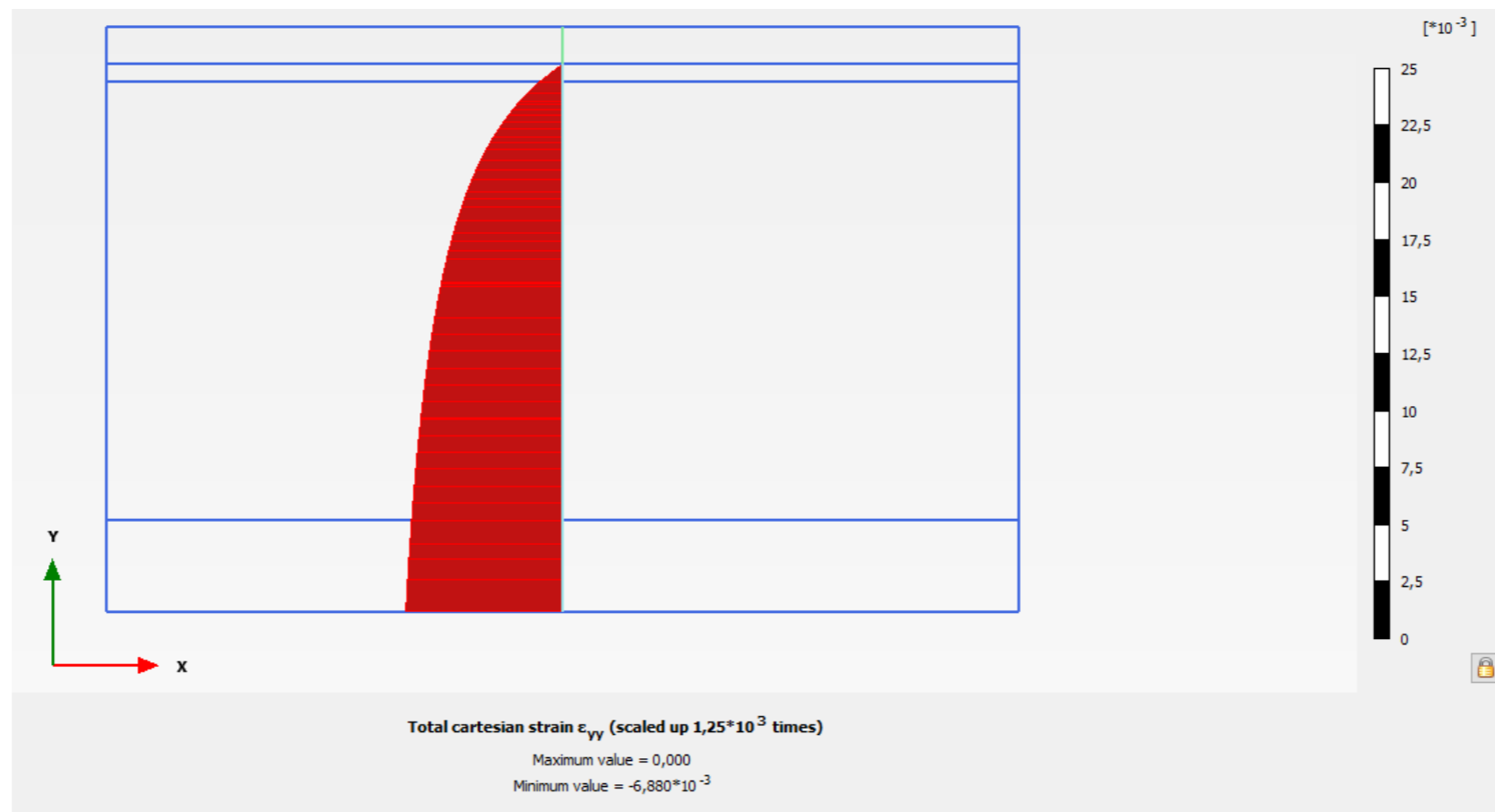
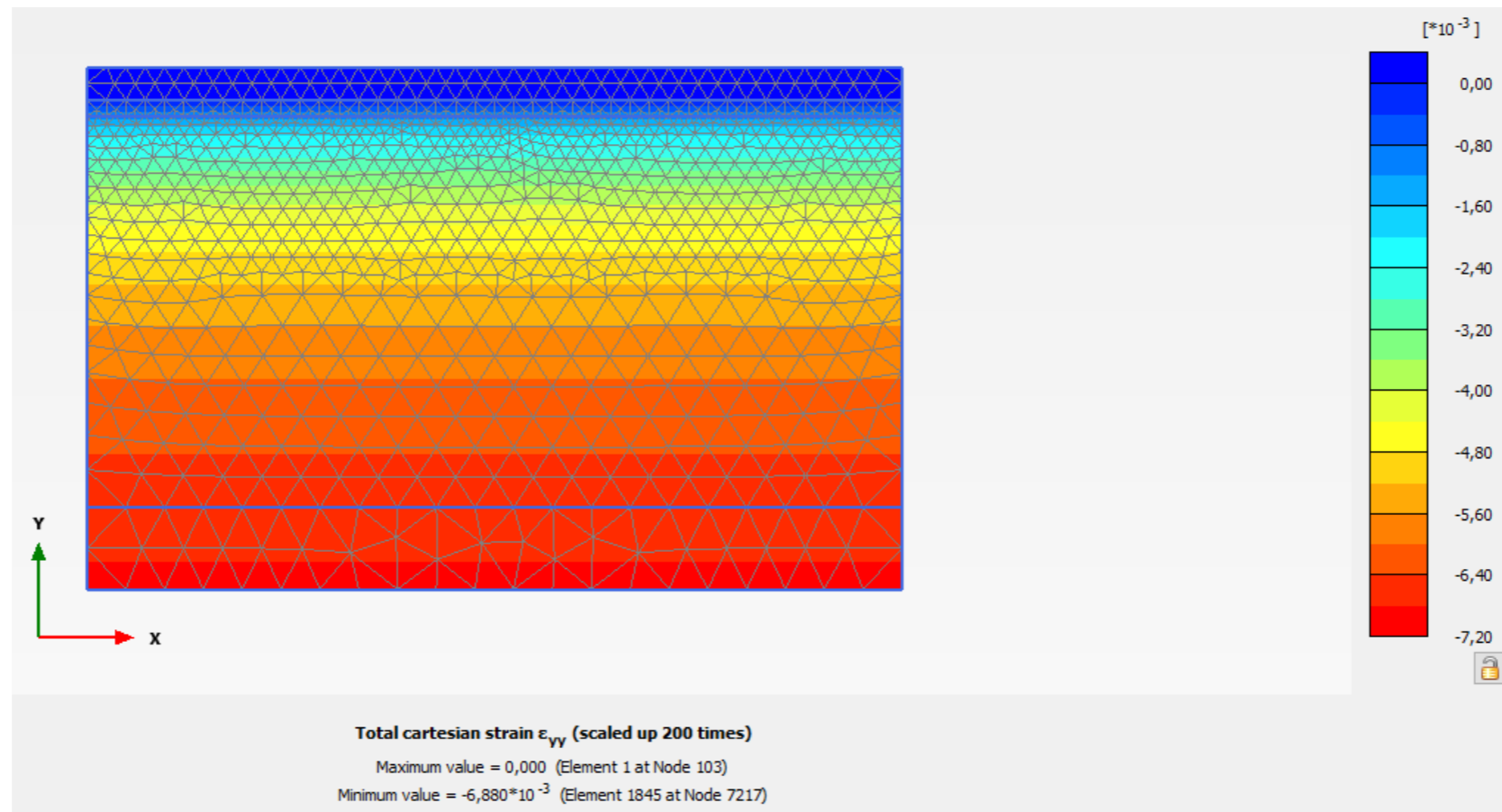
	Kote	z	γ	σ	u <sub>0</sub>	σ' <sub>0</sub>	OCR	p' <sub>c</sub>	u <sub>1</sub>	Δσ'	σ' <sub>1</sub>	p' <sub>c</sub> - σ' <sub>0</sub>	σ' <sub>1</sub> - p' <sub>c</sub>	ε <sub>oc</sub>	ε <sub>nc</sub>	ε <sub>fyll</sub>	ε <sub>total</sub>	ε <sub>midl</sub>	δ	
Fyllmasse	4	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
Fyllmasse	2	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	0	0	0	0	0	0			
Leire	2	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	0	-171	0	0	0	0			
Leire	1	3	19	57	12	45	4	180	10	2	47	135	-133	0,00063492	0	0	0,00063492	0,00031746	0,317460317	
Leire	0	4	19	76	24	52	3,25	169	20	4	56	117	-113	0,00121212	0	0	0,00121212	0,00092352	0,923520924	
Leire	-1	5	19	95	36	59	2,8	165,2	30	6	65	106,2	-100,2	0,00173913	0	0	0,00173913	0,00147563	1,475625823	
Leire	-2	6	19	114	48	66	2,5	165	40	8	74	99	-91	0,00222222	0	0	0,00222222	0,00198068	1,980676329	
Leire	-3	7	19	133	60	73	2,28571429	166,857143	50	10	83	93,8571429	-83,857143	0,00266667	0	0	0,00266667	0,00244444	2,444444444	
Leire	-4	8	19	152	72	80	2,125	170	60	12	92	90	-78	0,00307692	0	0	0,00307692	0,00287179	2,871794872	
Leire	-5	9	19	171	84	87	2	174	70	14	101	87	-73	0,00345679	0	0	0,00345679	0,00326686	3,2668566	
Leire	-6	10	19	190	96	94	1,9	178,6	80	16	110	84,6	-68,6	0,00380952	0	0	0,00380952	0,00363316	3,633156966	
Leire	-7	11	19	209	108	101	1,81818182	183,636364	90	18	119	82,6363636	-64,636364	0,00413793	0	0	0,00413793	0,00397373	3,973727422	
Leire	-8	12	19	228	120	108	1,75	189	100	20	128	81	-61	0,00444444	0	0	0,00444444	0,00429119	4,291187739	
Leire	-9	13	19	247	132	115	1,69230769	194,615385	110	22	137	79,6153846	-57,615385	0,00473118	0	0	0,00473118	0,00458781	4,58781362	
Leire	-10	14	19	266	144	122	1,64285714	200,428571	120	24	146	78,4285714	-54,428571	0,005	0	0	0,005	0,00486559	4,865591398	
Leire	-12	16	19	304	168	136	1,5625	212,5	140	28	164	76,5	-48,5	0,0054902	0	0	0,0054902	0,0052451	10,49019608	
Leire	-15	19	19	361	204	157	1,47368421	231,368421	170	34	191	74,3684211	-40,368421	0,00612613	0	0	0,00612613	0,00580816	17,42448331	
Leire	-20	24	19	456	264	192	1,375	264	220	44	236	72	-28	0,00698413	0	0	0,00698413	0,00655513	32,77563278	
Leire	-25	29	19	551	324	227	1,31034483	297,448276	270	54	281	70,4482759	-16,448276	0,00765957	0	0	0,00765957	0,00732185	36,60925363	
Leire	-28	32	19	608	360	248	1,28125	317,75	300	60	308	69,75	-9,75	0,008	0	0	0,008	0,00782979	23,4893617	
Fjell	-28	32	19	608	360	248	1,28125	317,75	300	60	308	69,75	-9,75	0	0	0	0			
																		SUM	155,4207839	mm
																			15,54207839	cm

# Vedlegg 44 – Setningsberegninger stålkjerne – Grafer – Snitt J



# Vedlegg 45 – Setningsberegninger stålkjerne – Plaxis – Snitt J

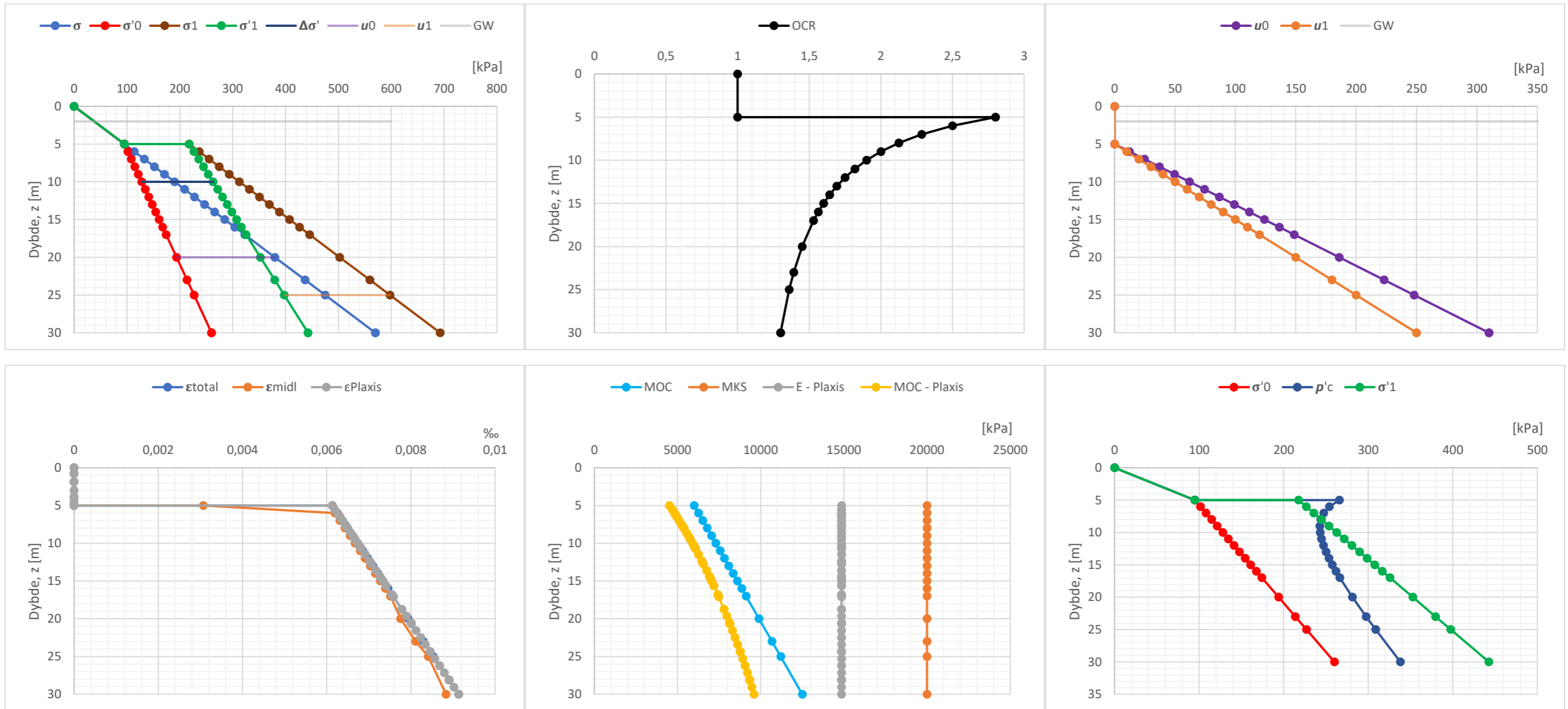




# Vedlegg 46 – Setningsberegninger KS – Snitt A

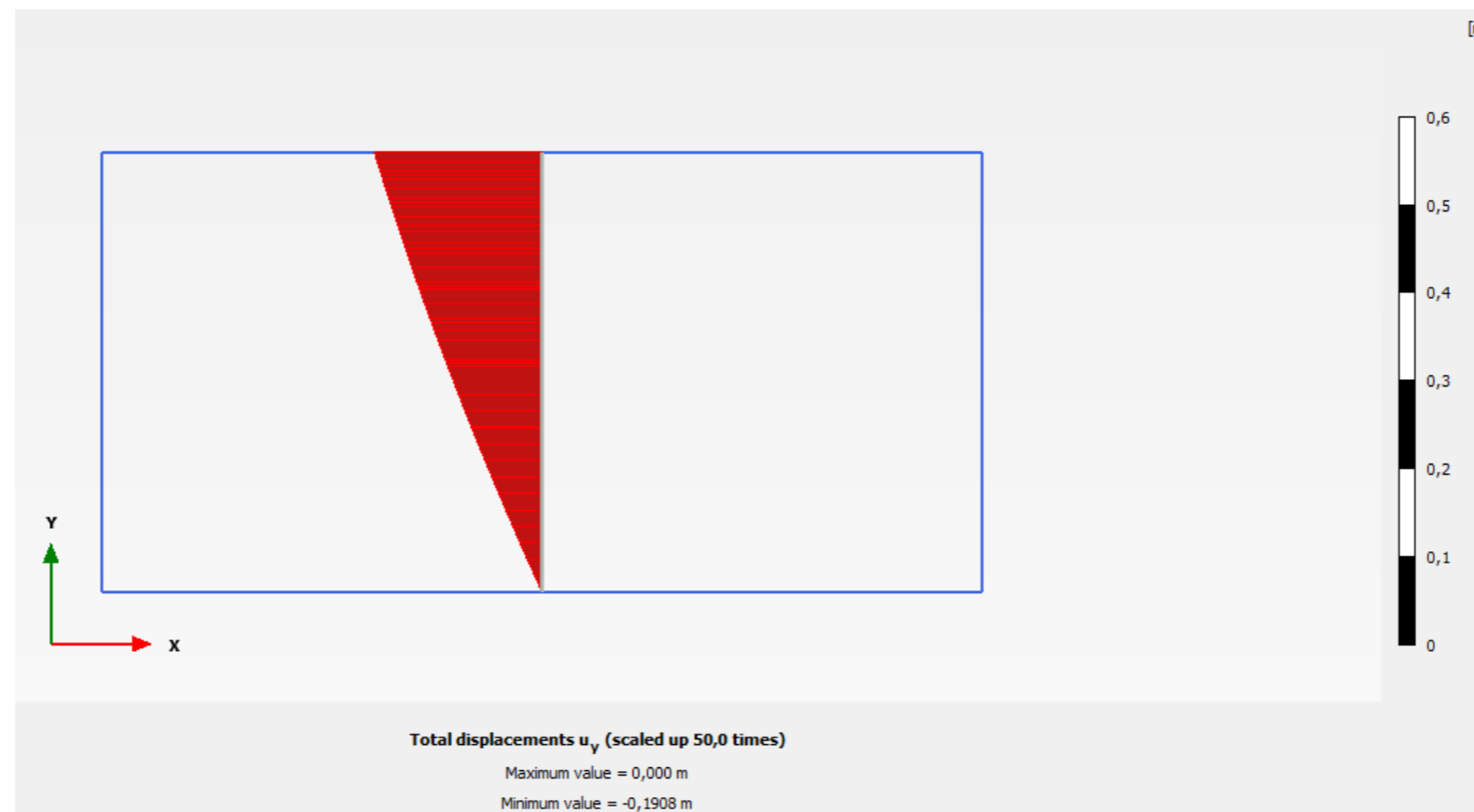
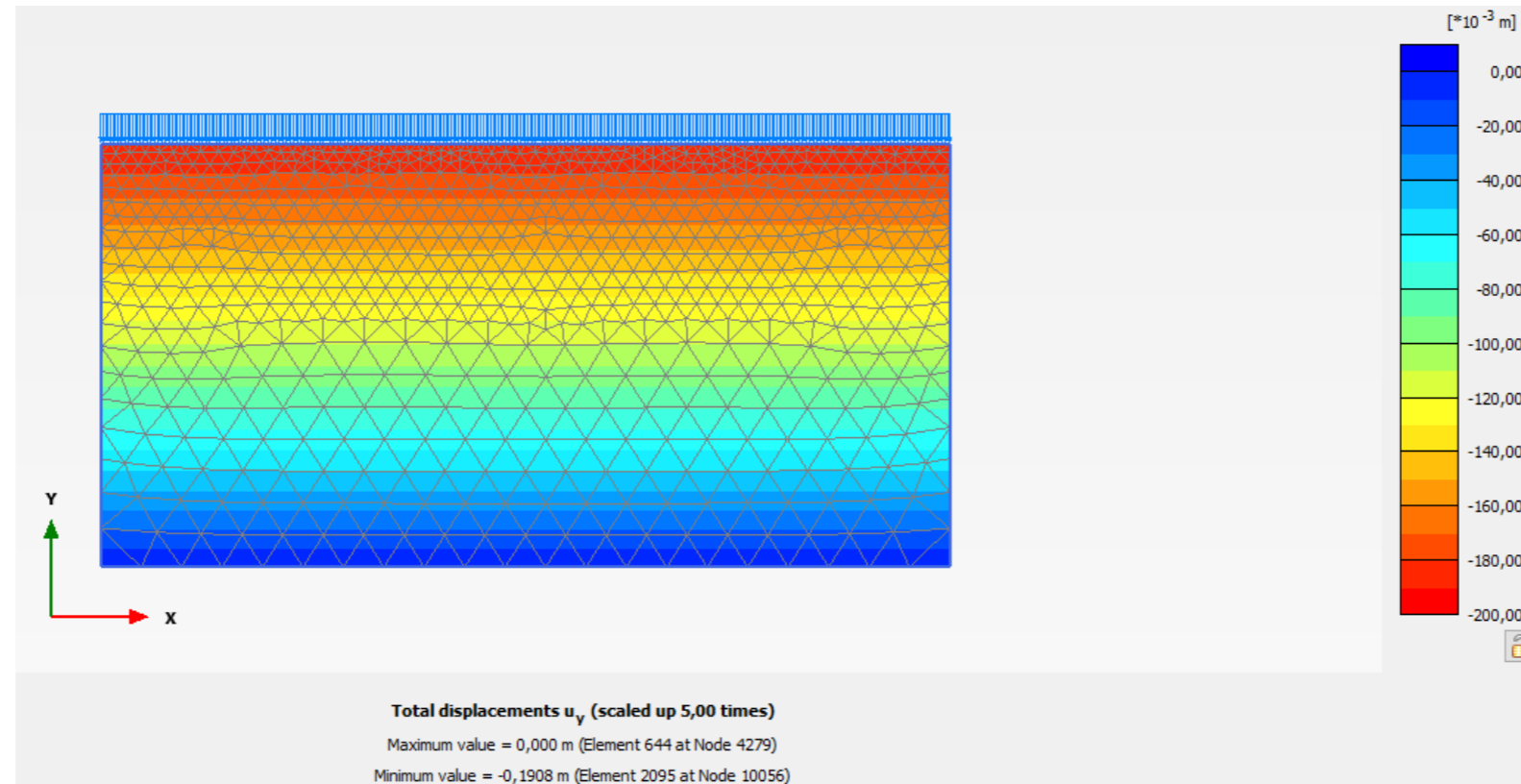
	Kote	z	y	$\sigma_0$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$\sigma_1$	$p'c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$	
Fyllmasse	15	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	10	5	19	95	0	95	1	95	0	0	95	95	0	0	0	0	0	0	0	0	0
KS	10	5	19	95	0	95	2,8	266	0	122,666667	217,666667	217,666667	171	-48,333333	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00306667	0	
KS	9	6	19	114	12,4	101,6	2,5	254	10	125,066667	226,666667	236,666667	152,4	-27,333333	0,00625333	0	0	0,00625333	0,00619333	6,19333333	
KS	8	7	19	133	24,8	108,2	2,28571429	247,314286	20	127,466667	235,666667	255,666667	139,114286	-11,647619	0,00637333	0	0	0,00637333	0,00631333	6,31333333	
KS	7	8	19	152	37,2	114,8	2,125	243,95	30	129,866667	244,666667	274,666667	129,15	0,71666667	0,00649333	0	0	0,00649333	0,00643333	6,43333333	
KS	6	9	19	171	49,6	121,4	2	242,8	40	132,266667	253,666667	293,666667	121,4	10,8666667	0,00661333	0	0	0,00661333	0,00655333	6,55333333	
KS	5	10	19	190	62	128	1,9	243,2	50	134,666667	262,666667	312,666667	115,2	19,4666667	0,00673333	0	0	0,00673333	0,00667333	6,67333333	
KS	4	11	19	209	74,4	134,6	1,81818182	244,727273	60	137,066667	271,666667	331,666667	110,127273	26,9393939	0,00685333	0	0	0,00685333	0,00679333	6,79333333	
KS	3	12	19	228	86,8	141,2	1,75	247,1	70	139,466667	280,666667	350,666667	105,9	33,5666667	0,00697333	0	0	0,00697333	0,00691333	6,91333333	
KS	2	13	19	247	99,2	147,8	1,69230769	250,123077	80	141,866667	289,666667	369,666667	102,323077	39,5435897	0,00709333	0	0	0,00709333	0,00703333	7,03333333	
KS	1	14	19	266	111,6	154,4	1,64285714	253,657143	90	144,266667	298,666667	388,666667	99,2571429	45,0095238	0,00721333	0	0	0,00721333	0,00715333	7,15333333	
KS	0	15	19	285	124	161	1,6	257,6	100	146,666667	307,666667	407,666667	96,6	50,0666667	0,00733333	0	0	0,00733333	0,00727333	7,27333333	
KS	-1	16	19	304	136,4	167,6	1,5625	261,875	110	149,066667	316,666667	426,666667	94,275	54,7916667	0,00745333	0	0	0,00745333	0,00739333	7,39333333	
KS	-2	17	19	323	148,8	174,2	1,52941176	266,423529	120	151,466667	325,666667	445,666667	92,2235294	59,2431373	0,00757333	0	0	0,00757333	0,00751333	7,51333333	
KS	-5	20	19	380	186	194	1,45	281,3	150	158,666667	352,666667	502,666667	87,3	71,3666667	0,00793333	0	0	0,00793333	0,00775333	23,26	
KS	-8	23	19	437	223,2	213,8	1,39130435	297,46087	180	165,866667	379,666667	559,666667	83,6608696	82,2057971	0,00829333	0	0	0,00829333	0,00811333	24,34	
KS	-10	25	19	475	248	227	1,36	308,72	200	170,666667	397,666667	597,666667	81,72	88,9466667	0,00853333	0	0	0,00853333	0,00841333	16,8266667	
KS	-15	30	19	570	310	260	1,3	338	250	182,666667	442,666667	692,666667	78	104,666667	0,00913333	0	0	0,00913333	0,00883333	44,1666667	
Fjell	-15	30	19	570	310	260	1,3	338	250	182,666667	442,666667	692,666667	78	104,666667	0	0	0	0	0		
																				SUM	190,8333333 mm
																					19,08333333 cm

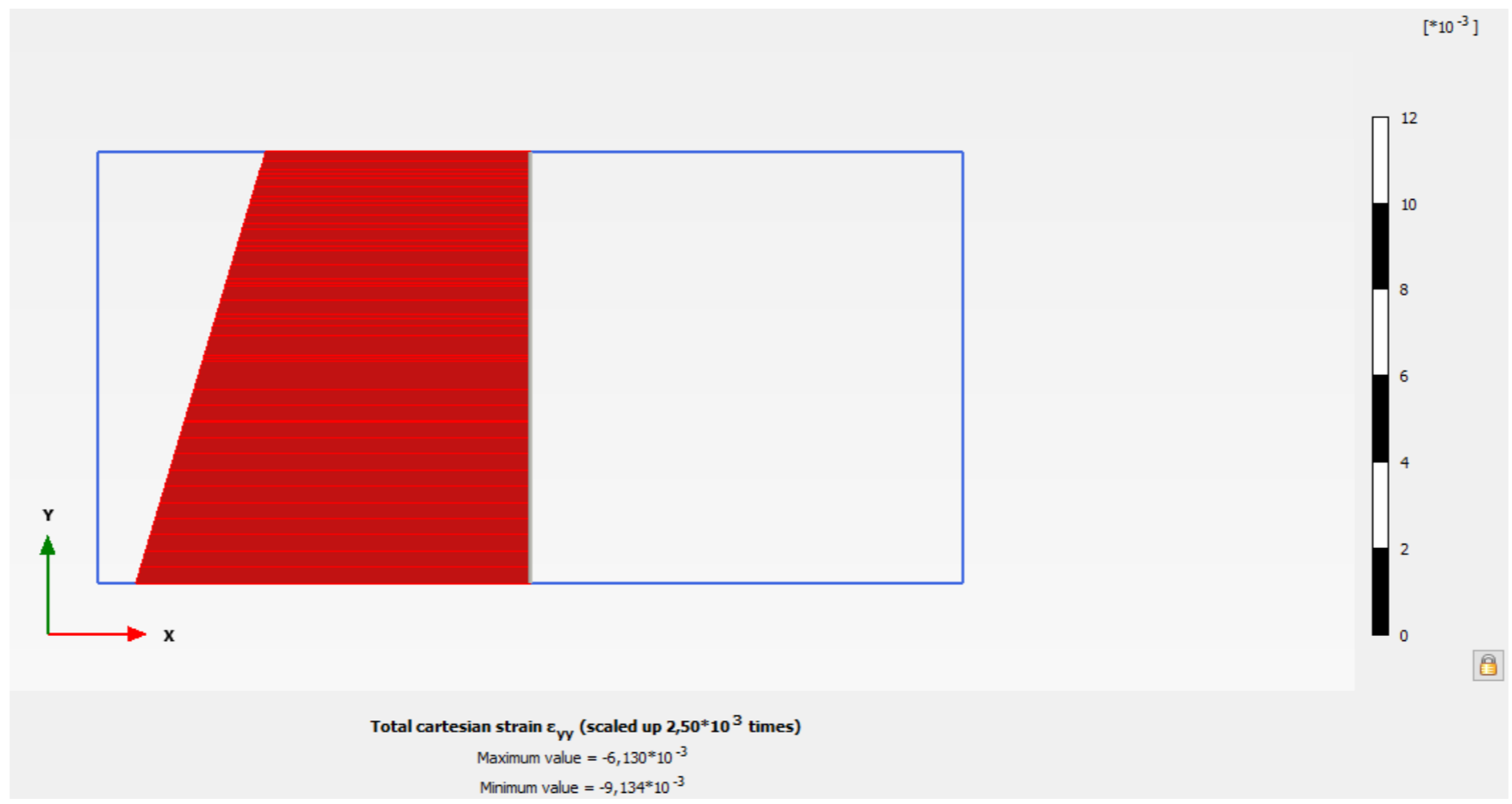
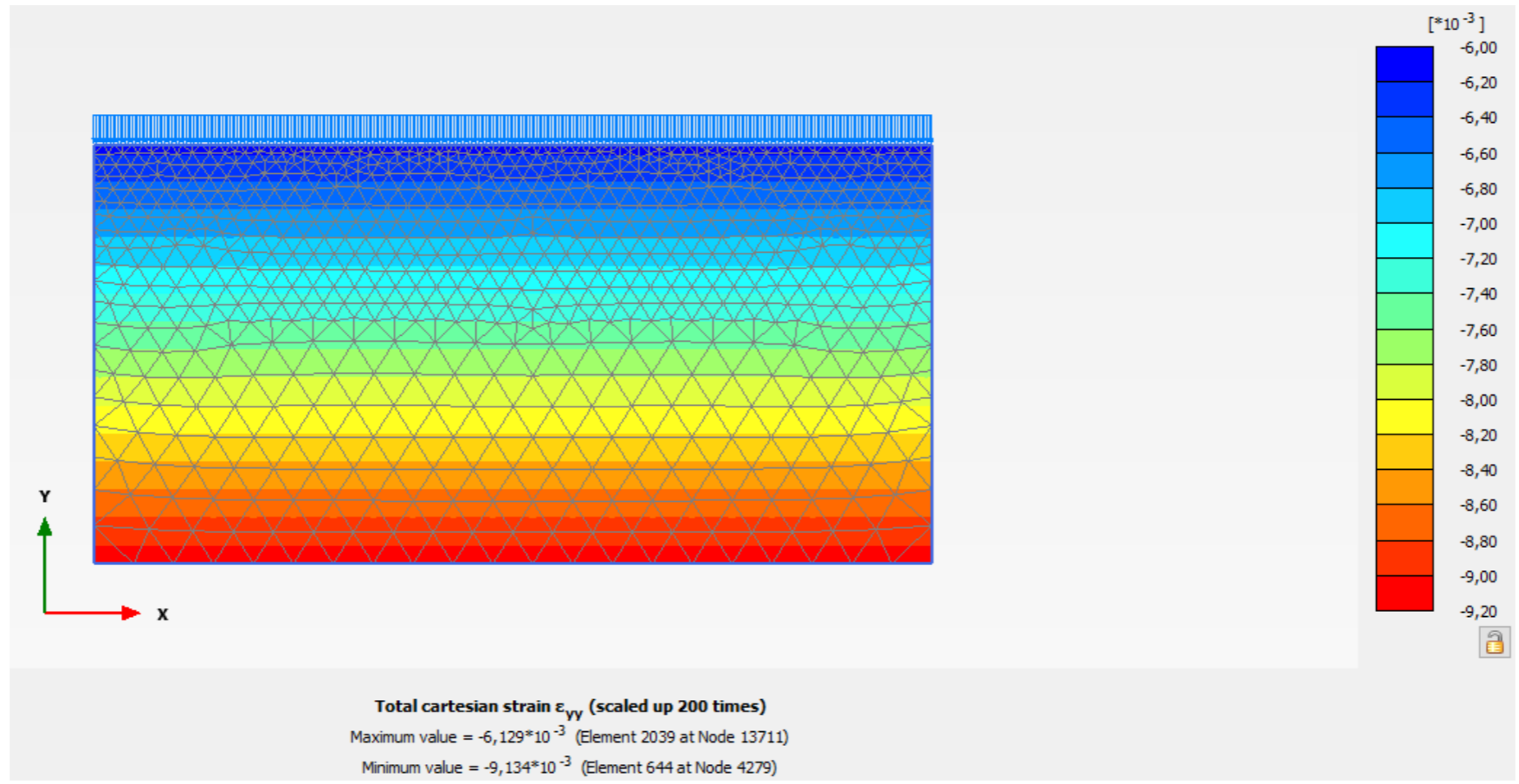
# Vedlegg 47 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt A





# Vedlegg 48 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt A

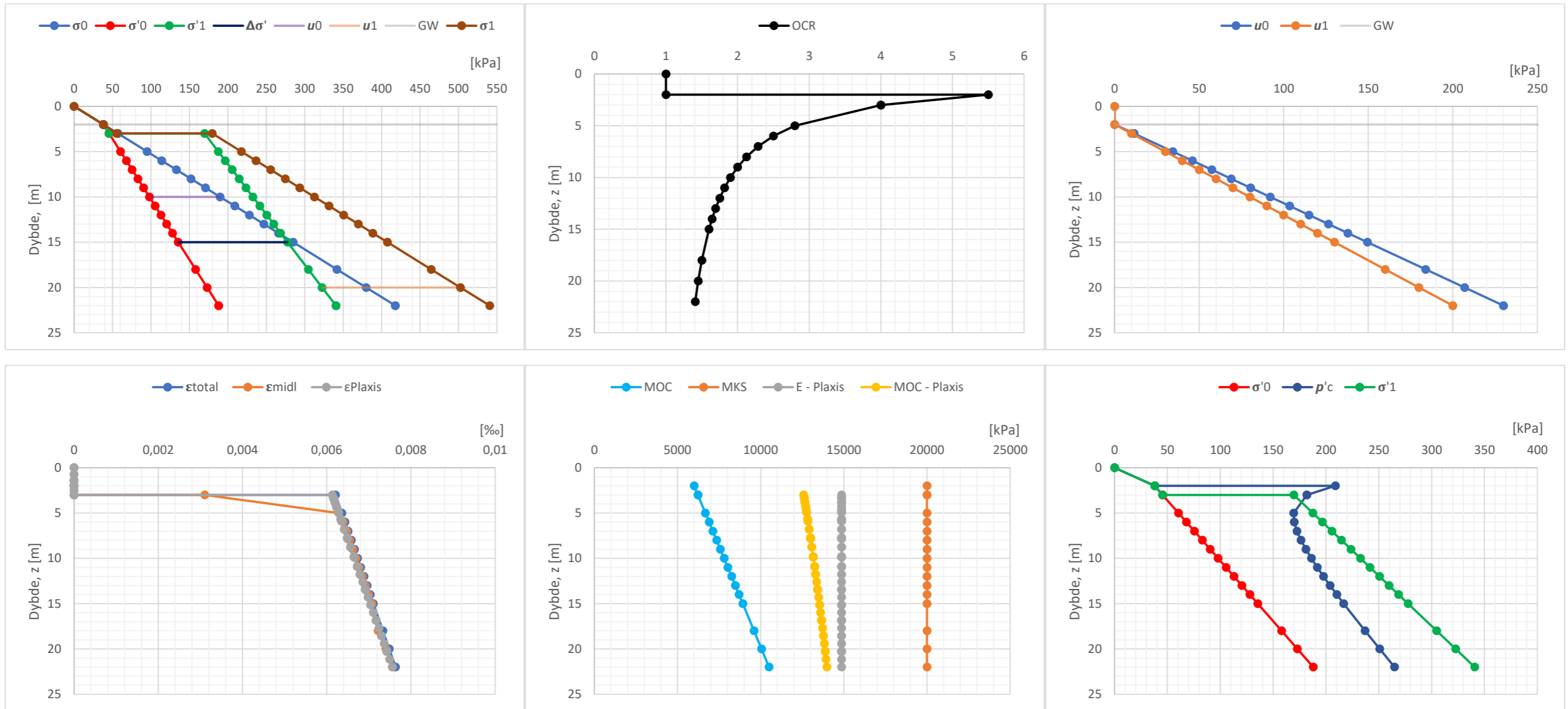




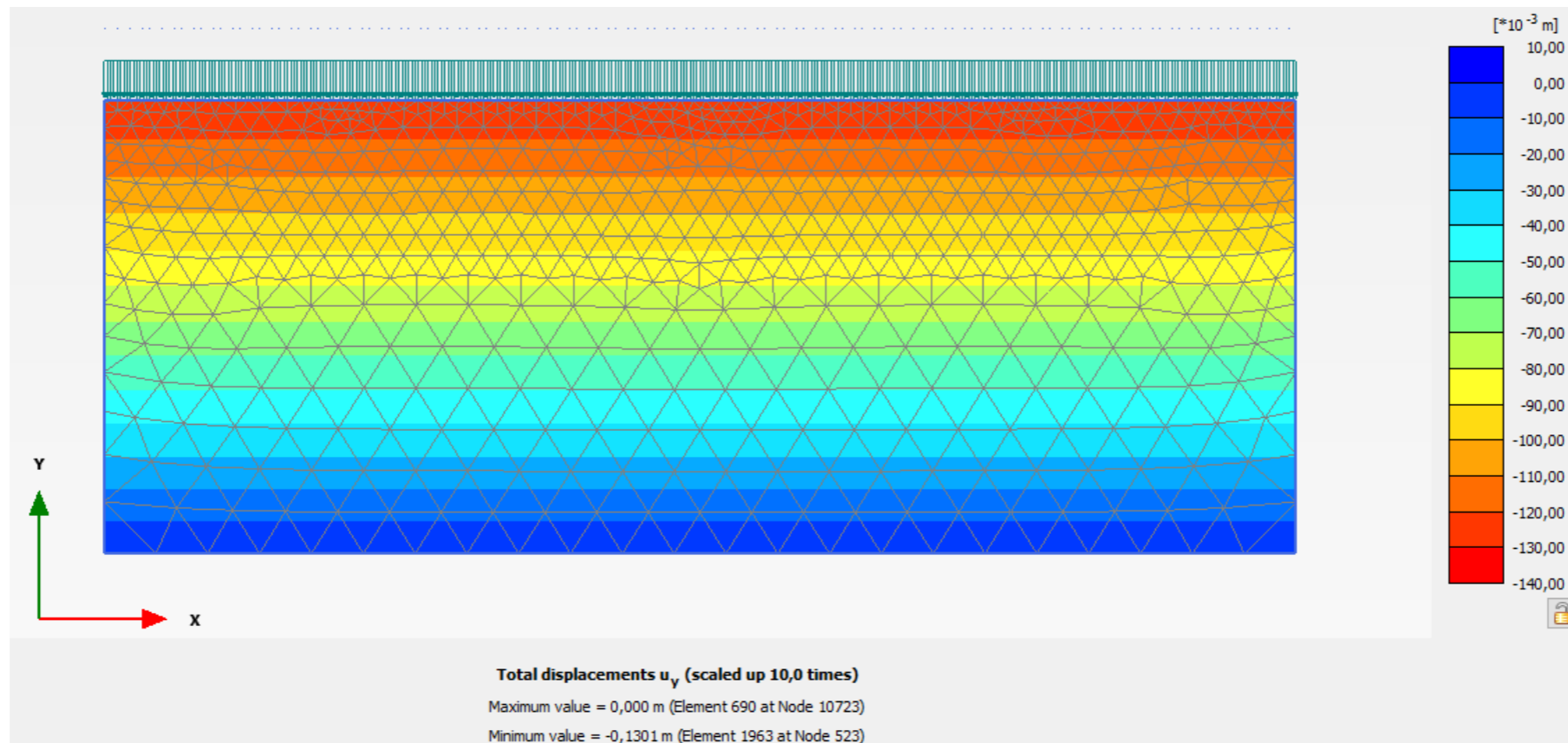
# Vedlegg 49 – Setningsberegninger KS – Snitt B

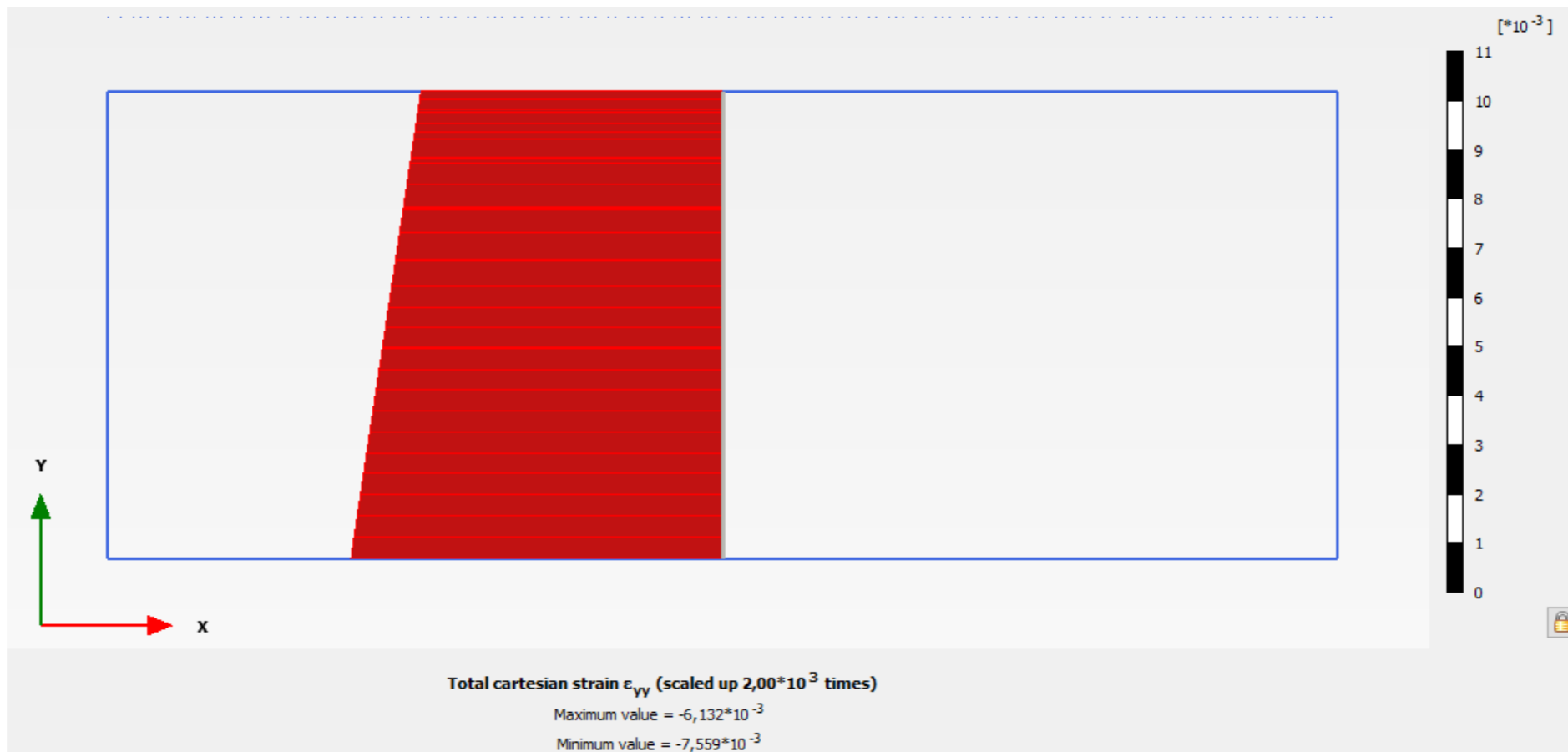
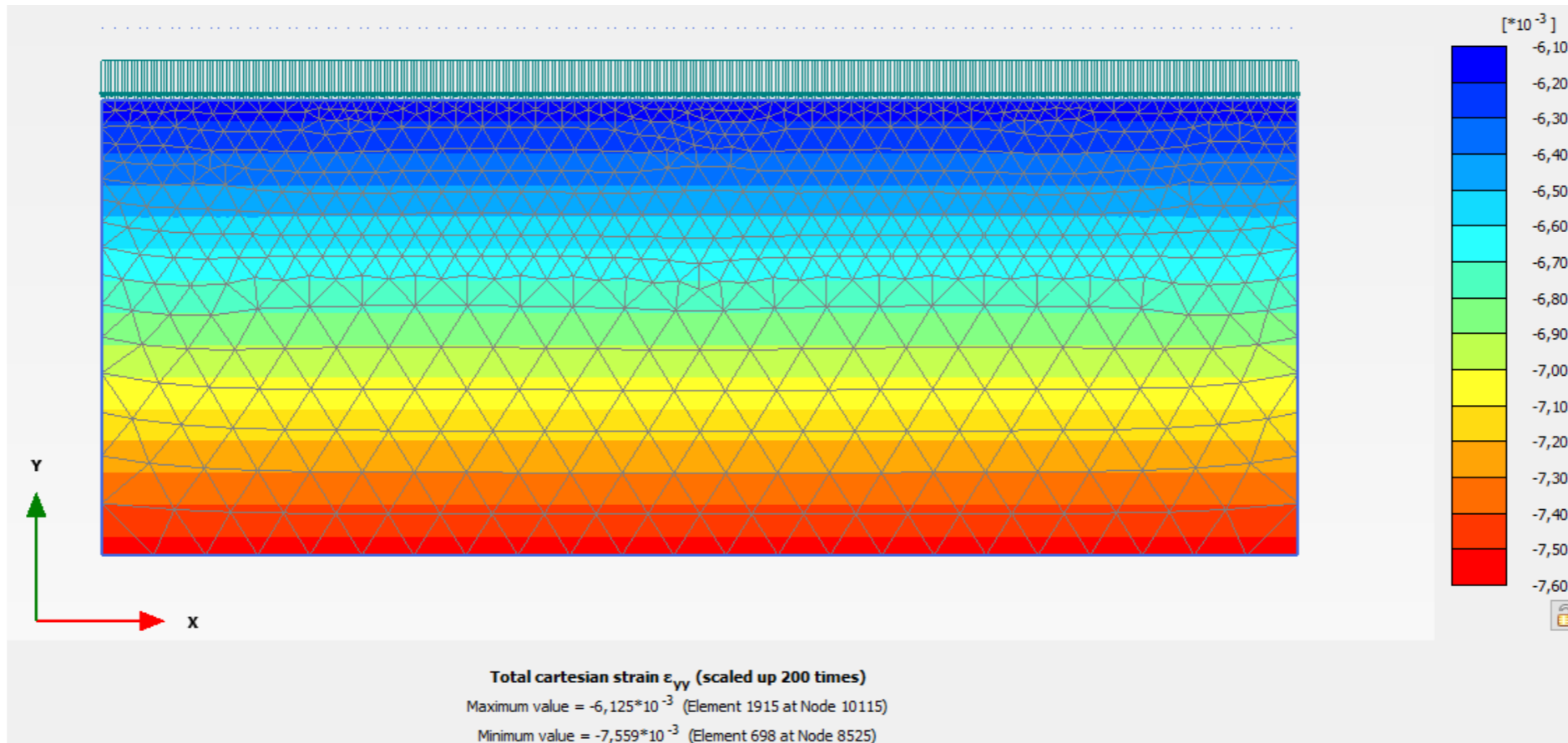
	Kote	z	y	$\sigma_0$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$\sigma_1$	$p'c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$	
Fyllmasse	10	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Fyllmasse	8	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	38	0	0	0	0	0	0	0	0	
KS	8	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	38	0	-171	0	0	0	0	0	0	
KS	7	3	19	57	11,5	45,5	4	182	10	0	45,5	55,5	136,5	-136,5	0	0	0	0	0	0	
KS	7	3	19	57	11,5	45,5	4	182	10	124,166667	169,666667	179,666667	136,5	-12,333333	0,00620833	0	0	0,00620833	0,00310417	0	
KS	5	5	19	95	34,5	60,5	2,8	169,4	30	127,166667	187,666667	217,666667	108,9	18,266667	0,00635833	0	0	0,00635833	0,00628333	12,566667	
KS	4	6	19	114	46	68	2,5	170	40	128,666667	196,666667	236,666667	102	26,666667	0,00643333	0	0	0,00643333	0,00639583	6,39583333	
KS	3	7	19	133	57,5	75,5	2,28571429	172,571429	50	130,166667	205,666667	255,666667	97,0714286	33,0952381	0,00650833	0	0	0,00650833	0,00647083	6,47083333	
KS	2	8	19	152	69	83	2,125	176,375	60	131,666667	214,666667	274,666667	93,375	38,2916667	0,00658333	0	0	0,00658333	0,00654583	6,54583333	
KS	1	9	19	171	80,5	90,5	2	181	70	133,166667	223,666667	293,666667	90,5	42,666667	0,00665833	0	0	0,00665833	0,00662083	6,62083333	
KS	0	10	19	190	92	98	1,9	186,2	80	134,666667	232,666667	312,666667	88,2	46,466667	0,00673333	0	0	0,00673333	0,00669583	6,69583333	
KS	-1	11	19	209	103,5	105,5	1,81818182	191,818182	90	136,166667	241,666667	331,666667	86,3181818	49,8484848	0,00680833	0	0	0,00680833	0,00677083	6,77083333	
KS	-2	12	19	228	115	113	1,75	197,75	100	137,666667	250,666667	350,666667	84,75	52,916667	0,00688333	0	0	0,00688333	0,00684583	6,84583333	
KS	-3	13	19	247	126,5	120,5	1,69230769	203,923077	110	139,166667	259,666667	369,666667	83,4230769	55,7435897	0,00695833	0	0	0,00695833	0,00692083	6,92083333	
KS	-4	14	19	266	138	128	1,64285714	210,285714	120	140,666667	268,666667	388,666667	82,2857143	58,3809524	0,00703333	0	0	0,00703333	0,00699583	6,99583333	
KS	-5	15	19	285	149,5	135,5	1,6	216,8	130	142,166667	277,666667	407,666667	81,3	60,866667	0,00710833	0	0	0,00710833	0,00707083	7,07083333	
KS	-8	18	19	342	184	158	1,5	237	160	146,666667	304,666667	464,666667	79	67,666667	0,00733333	0	0	0,00733333	0,00722083	21,6625	
KS	-10	20	19	380	207	173	1,45	250,85	180	149,666667	322,666667	502,666667	77,85	71,816667	0,00748333	0	0	0,00748333	0,00740833	14,816667	
KS	-12	22	19	418	230	188	1,40909091	264,909091	200	152,666667	340,666667	540,666667	76,9090909	75,7575758	0,00763333	0	0	0,00763333	0,00755833	15,116667	
Fjell	-12	22	19	418	230	188	1,40909091	264,909091	200	152,666667	340,666667	540,666667	76,9090909	75,7575758	0	0	0	0	0	0	
																				SUM	
																					131,4958333 mm
																					13,14958333 cm

# Vedlegg 50 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt B



# Vedlegg 51 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt B

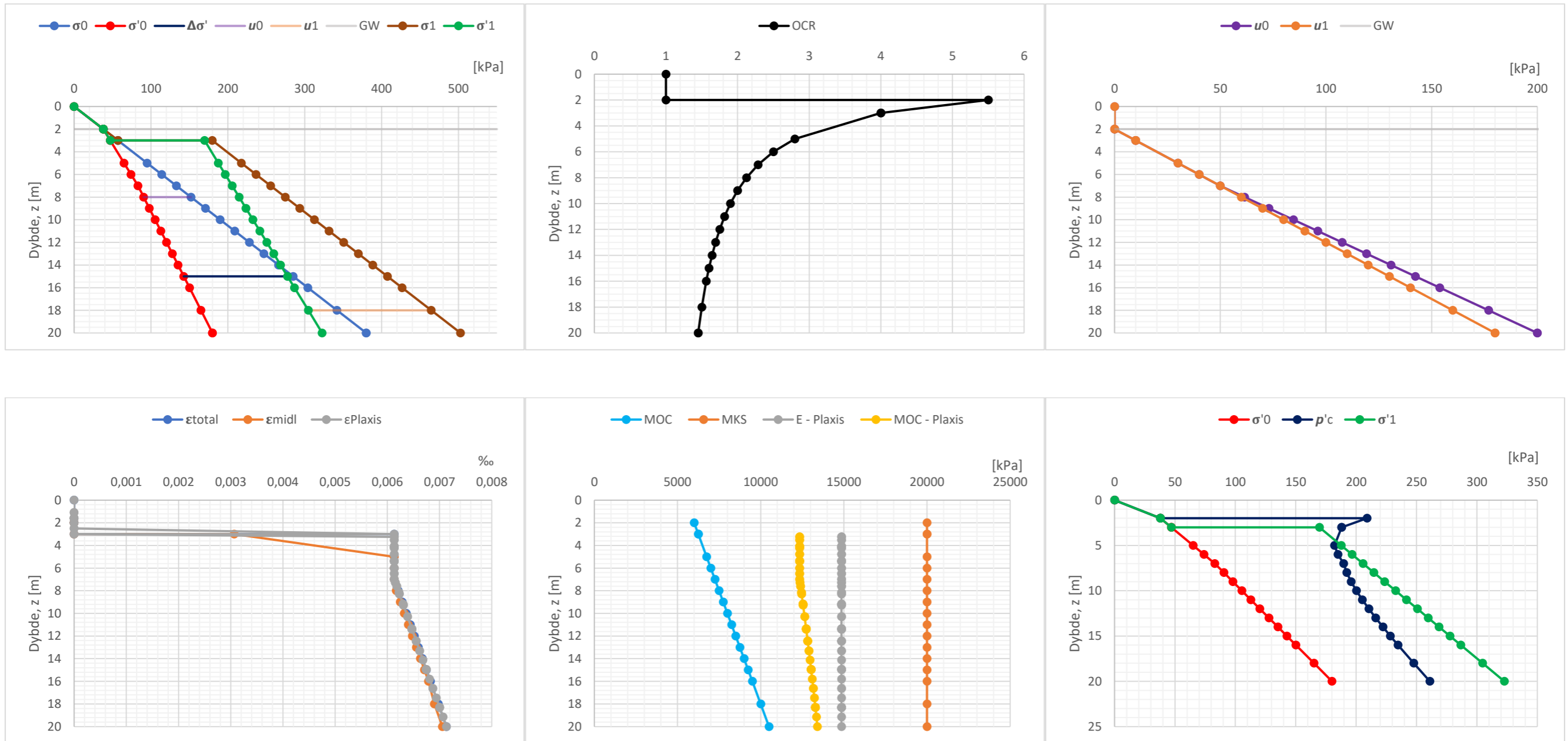




# Vedlegg 52 – Setningsberegninger KS – Snitt C

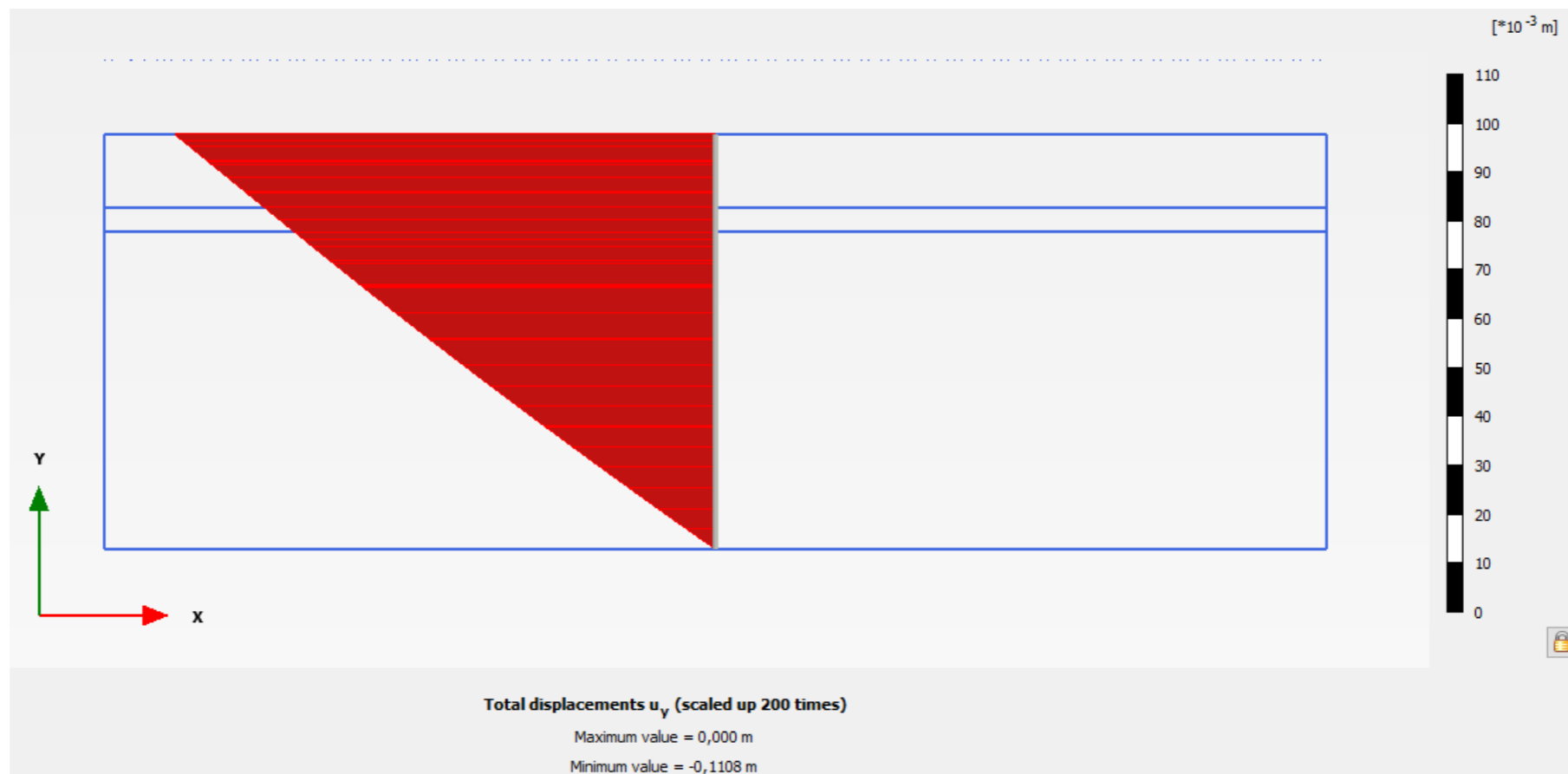
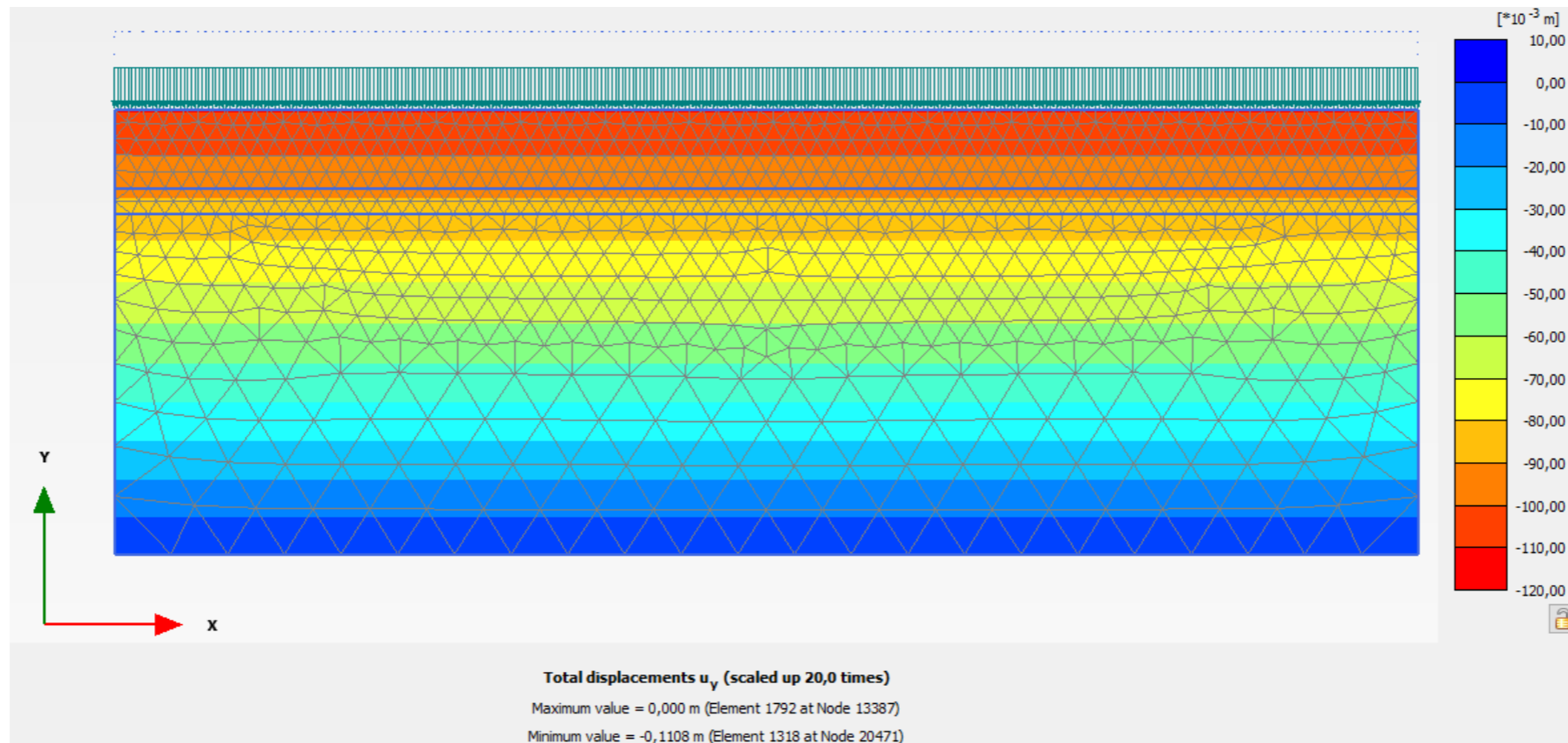
	Kote	z	y	$\sigma_0$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$\sigma_1$	$p'c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$		
Fyllmasse	10	0	19	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	8	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
KS	8	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	38	171	-171	0	0	0	0	0	0	0	
KS	7	3	19	57	10	47	4	188	10	0	47	57	141	-141	0	0	0	0	0	0	0	
KS	7	3	19	57	10	47	4	188	10	122,666667	169,666667	179,666667	141	-18,333333	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00306667	0	0	
KS	5	5	19	95	30	65	2,8	182	30	122,666667	187,666667	217,666667	117	5,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	12,26666667	0	
KS	4	6	19	114	40	74	2,5	185	40	122,666667	196,666667	236,666667	111	11,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
KS	3	7	19	133	50	83	2,28571429	189,714286	50	122,666667	205,666667	255,666667	106,714286	15,952381	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
KS	2	8	19	152	61,5384615	90,4615385	2,125	192,230769	60	124,205128	214,666667	274,666667	101,769231	22,4358974	0,00621026	0	0	0,00621026	0,00617179	6,17179487	0	
KS	1	9	19	171	73,0769231	97,9230769	2	195,846154	70	125,74359	223,666667	293,666667	97,9230769	27,8205128	0,00628718	0	0	0,00628718	0,00624872	6,248717949	0	
KS	0	10	19	190	84,6153846	105,384615	1,9	200,230769	80	127,282051	232,666667	312,666667	94,8461538	32,4358974	0,0063641	0	0	0,0063641	0,00632564	6,325641026	0	
KS	-1	11	19	209	96,1538462	112,846154	1,81818182	205,174825	90	128,820513	241,666667	331,666667	92,3286713	36,4918415	0,00644103	0	0	0,00644103	0,00640256	6,402564103	0	
KS	-2	12	19	228	107,692308	120,307692	1,75	210,538462	100	130,358974	250,666667	350,666667	90,2307692	40,1282051	0,00651795	0	0	0,00651795	0,00647949	6,479487179	0	
KS	-3	13	19	247	119,230769	127,769231	1,69230769	216,224852	110	131,897436	259,666667	369,666667	88,4556213	43,4418146	0,00659487	0	0	0,00659487	0,00655641	6,556410256	0	
KS	-4	14	19	266	130,769231	135,230769	1,64285714	222,164835	120	133,435897	268,666667	388,666667	86,9340659	46,5018315	0,00667179	0	0	0,00667179	0,00663333	6,63333333	0	
KS	-5	15	19	285	142,307692	142,692308	1,6	228,307692	130	134,974359	277,666667	407,666667	85,6153846	49,3589744	0,00674872	0	0	0,00674872	0,00671026	6,71025641	0	
KS	-6	16	19	304	153,846154	150,153846	1,5625	234,615385	140	136,512821	286,666667	426,666667	84,4615385	52,0512821	0,00682564	0	0	0,00682564	0,00678718	6,787179487	0	
KS	-8	18	19	342	176,923077	165,076923	1,5	247,615385	160	139,589744	304,666667	464,666667	82,5384615	57,0512821	0,00697949	0	0	0,00697949	0,00690256	13,80512821	0	
KS	-10	20	19	380	200	180	1,45	261	180	142,666667	322,666667	502,666667	81	61,66666667	0,00713333	0	0	0,00713333	0,00705641	14,11282051	0	
Fjell	-10	20	19	380	200	180	1,45	261	180	142,666667	322,666667	502,666667	81	61,66666667	0	0	0	0	0	0	0	
																					SUM	
																						110,7666667 mm
																						11,07666667 cm

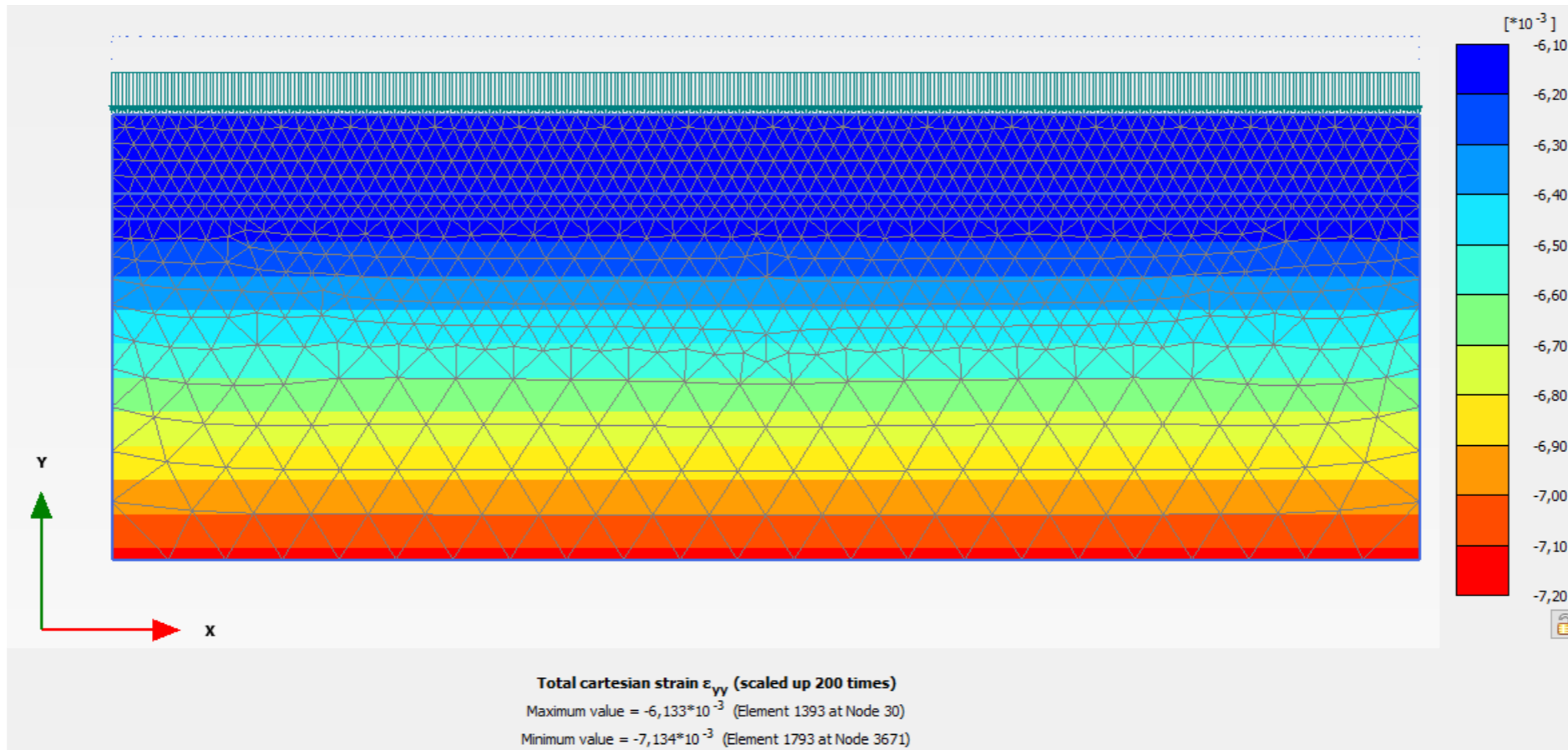
# Vedlegg 53 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt C





# Vedlegg 54 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt C

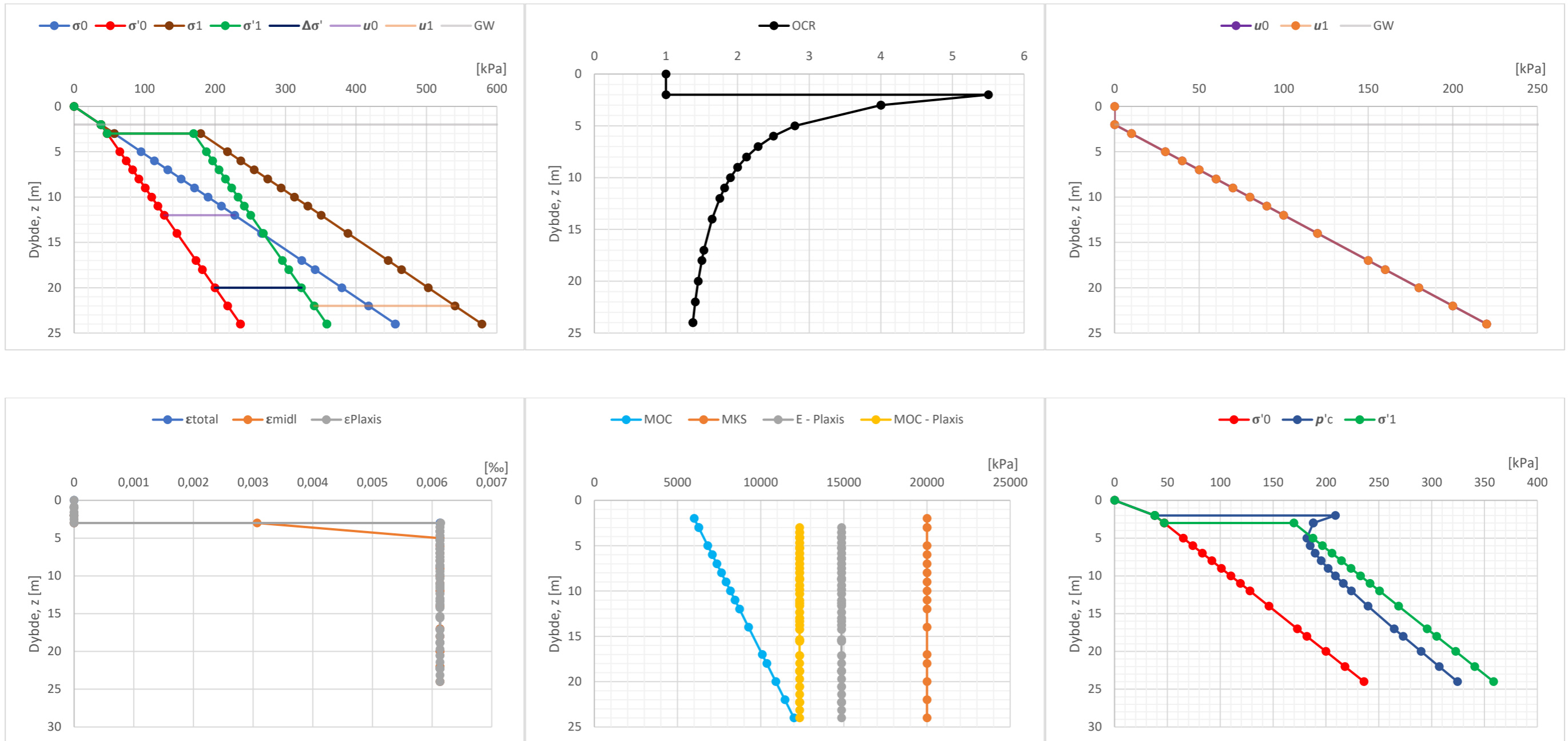




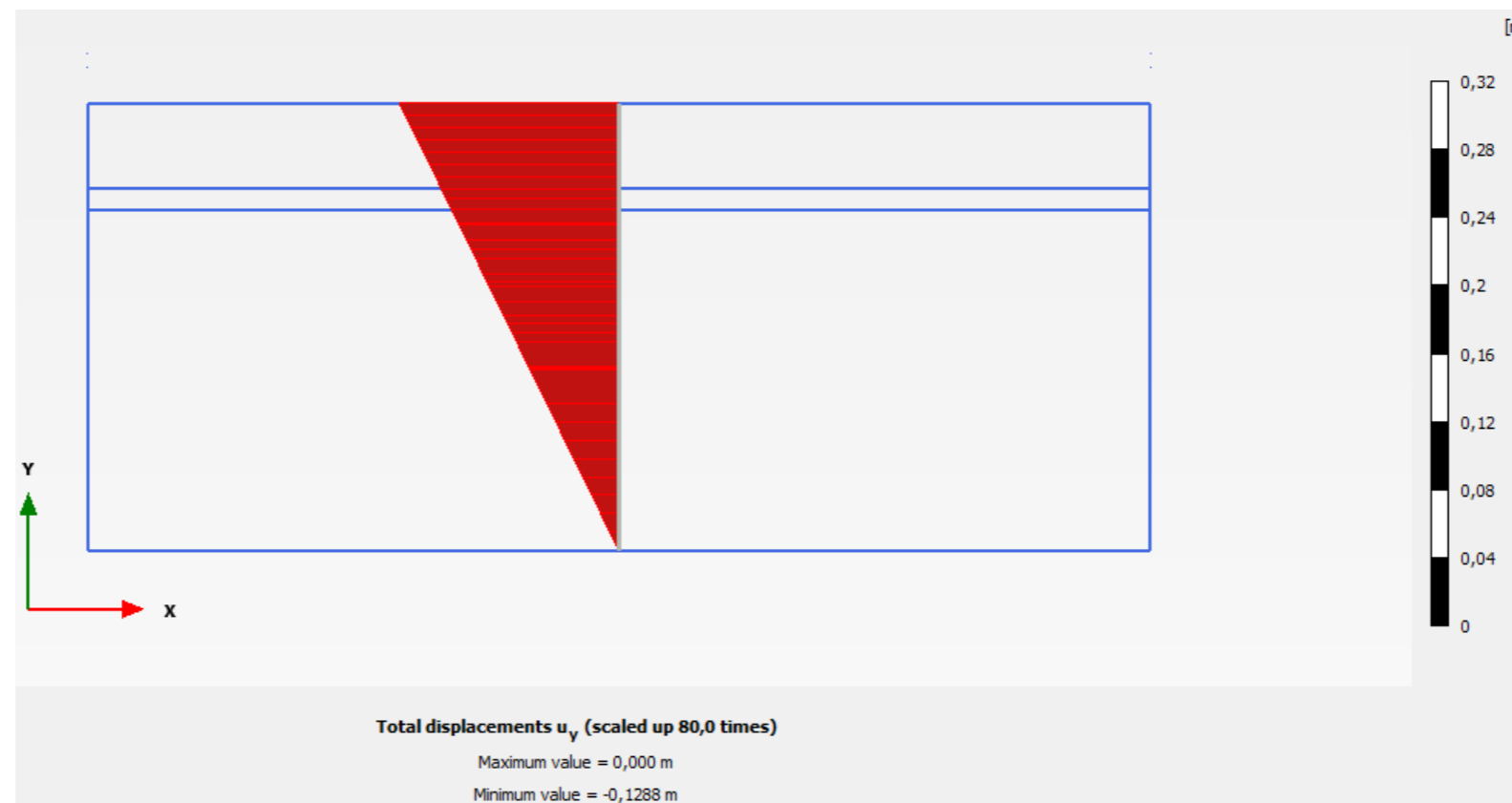
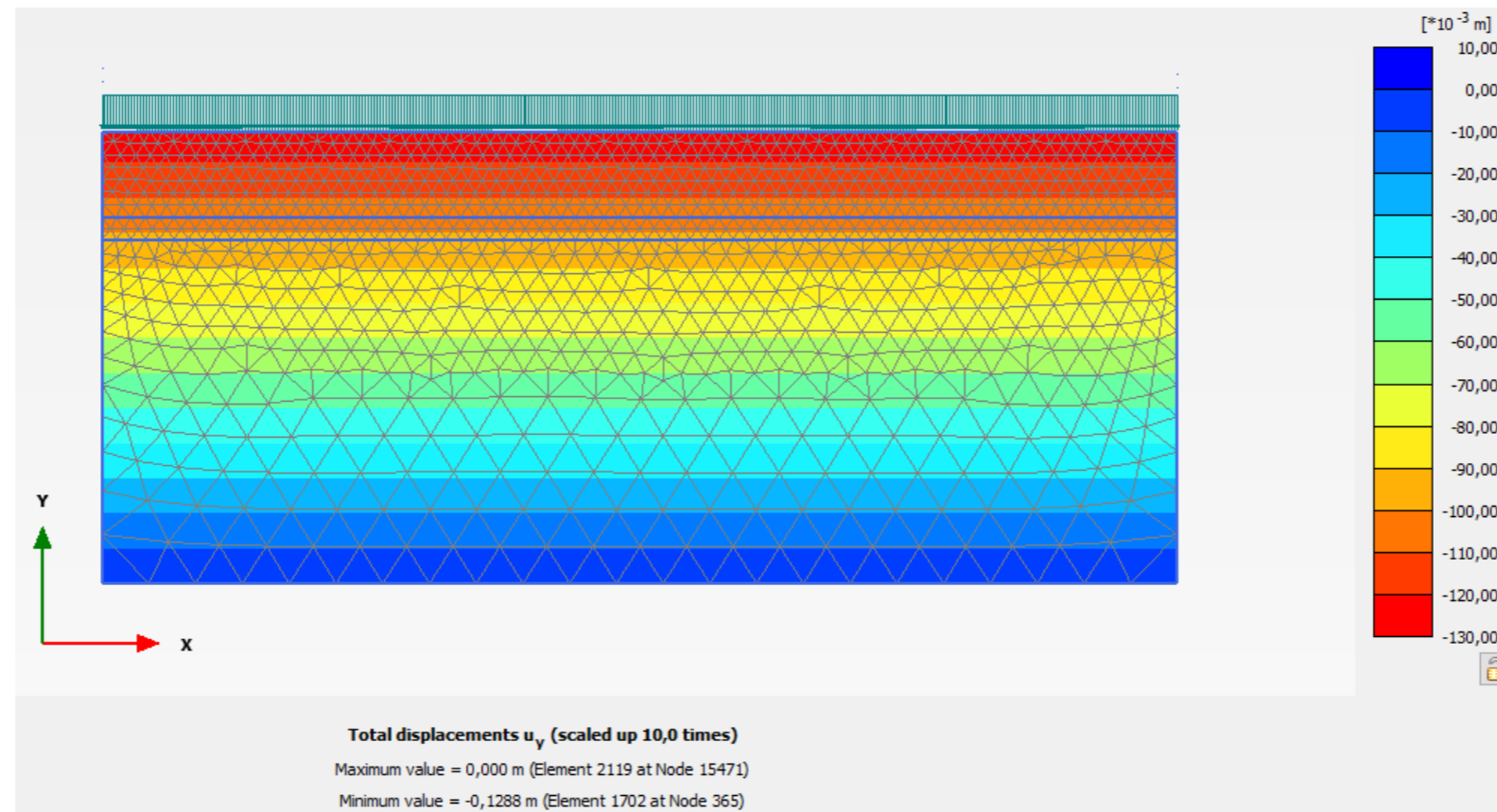
# Vedlegg 55 – Setningsberegninger KS – Snitt D

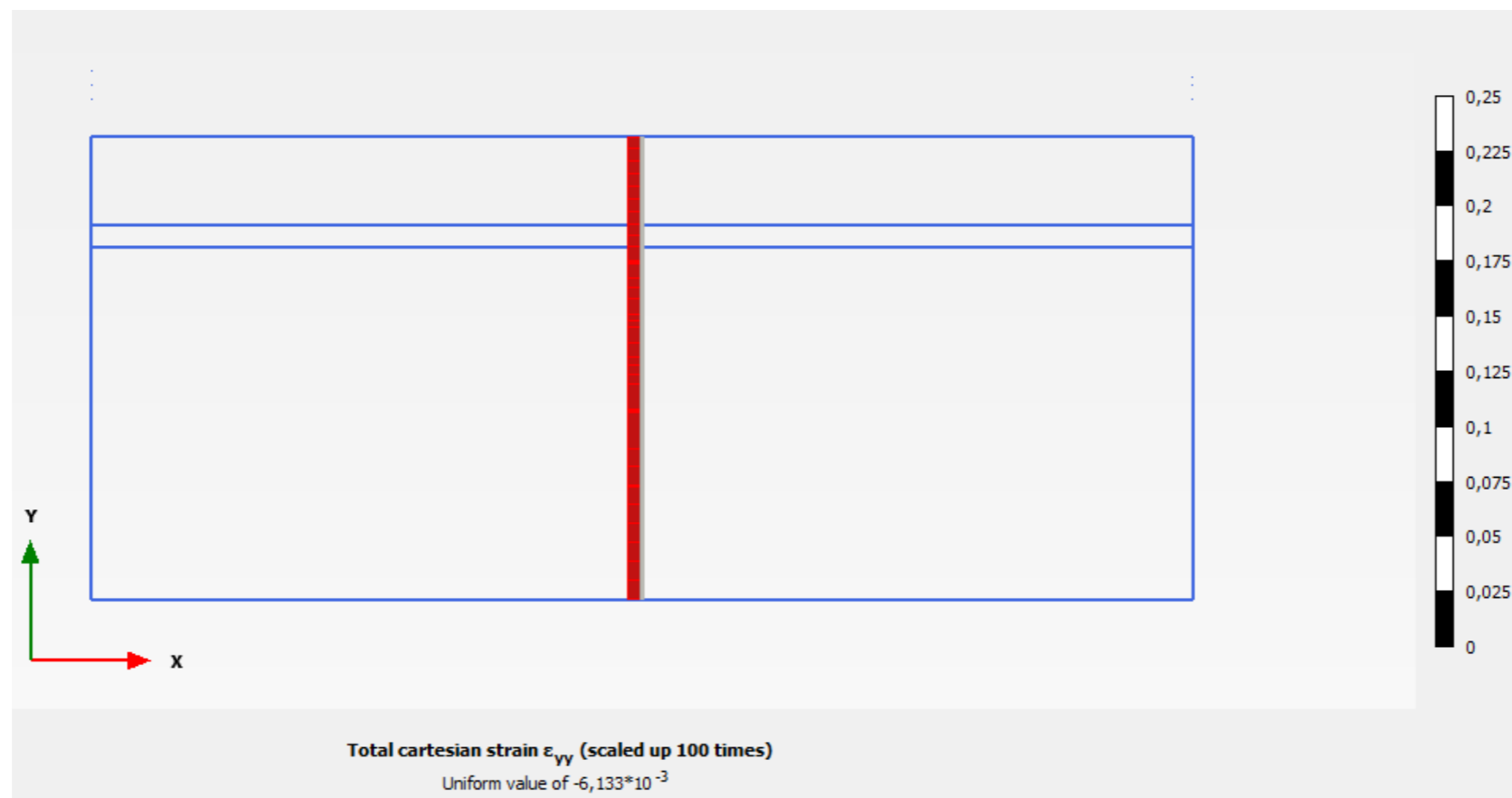
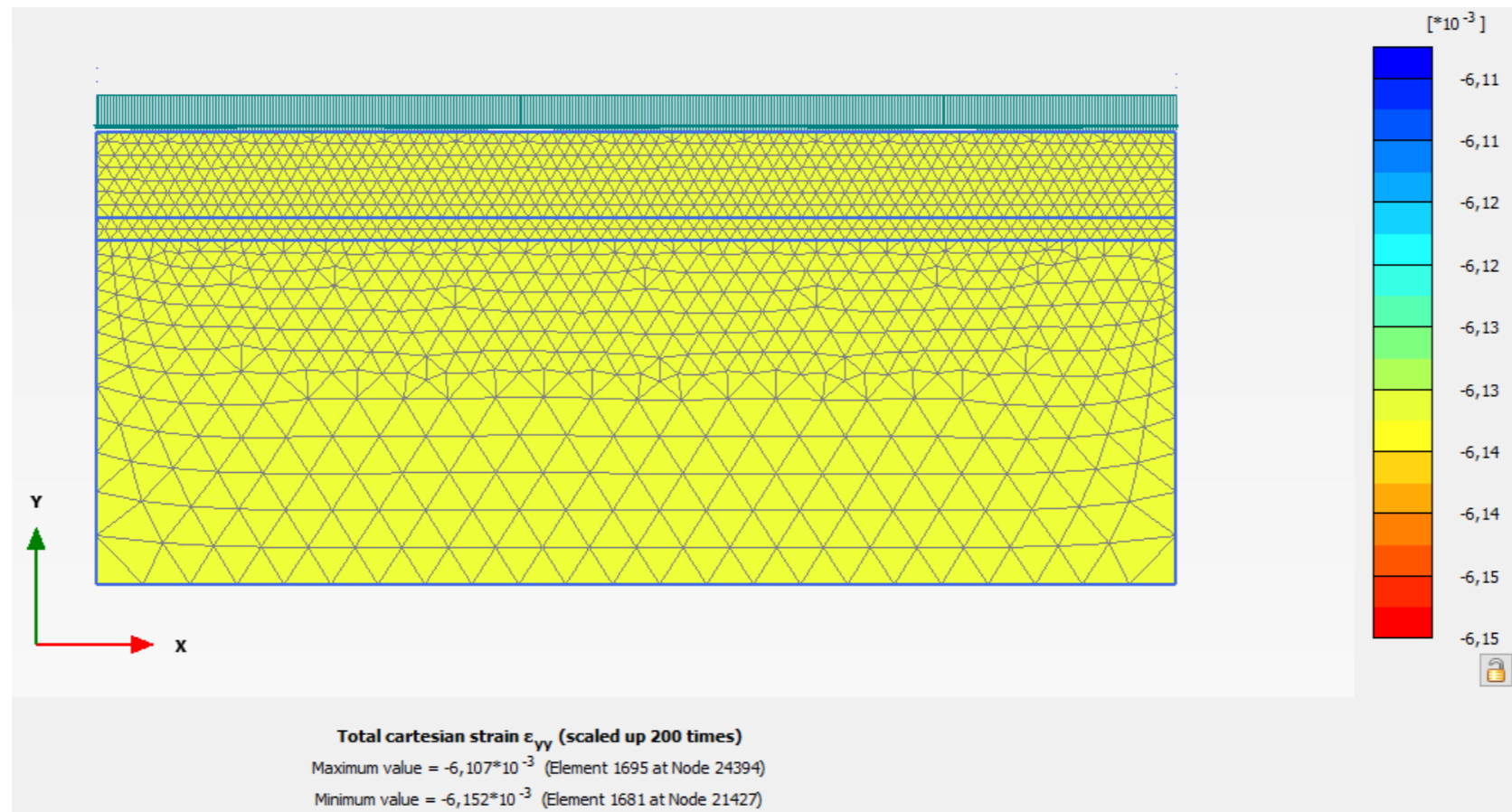
	Kote	z	y	$\sigma_0$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'_c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$\sigma_1$	$p'_c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'_c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$	
Fyllmasse	12	0	19	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Fyllmasse	10	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0
KS	10	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	38	171	-171	0	0	0	0	0	0	0
KS	9	3	19	57	10	47	4	188	10	0	47	57	141	-141	0	0	0	0	0	0	0
KS	9	3	19	57	10	47	4	188	10	122,666667	169,666667	179,666667	141	-18,333333	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00306667	0	0
KS	7	5	19	95	30	65	2,8	182	30	122,666667	187,666667	217,666667	117	5,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	12,26666667	0
KS	6	6	19	114	40	74	2,5	185	40	122,666667	196,666667	236,666667	111	11,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0
KS	5	7	19	133	50	83	2,28571429	189,714286	50	122,666667	205,666667	255,666667	106,714286	15,952381	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0
KS	4	8	19	152	60	92	2,125	195,5	60	122,666667	214,666667	274,666667	103,5	19,16666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0
KS	3	9	19	171	70	101	2	202	70	122,666667	223,666667	293,666667	101	21,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0
KS	2	10	19	190	80	110	1,9	209	80	122,666667	232,666667	312,666667	99	23,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0
KS	1	11	19	209	90	119	1,81818182	216,363636	90	122,666667	241,666667	331,666667	97,3636364	25,3030303	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0
KS	0	12	19	228	100	128	1,75	224	100	122,666667	250,666667	350,666667	96	26,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0
KS	-2	14	19	266	120	146	1,64285714	239,857143	120	122,666667	268,666667	388,666667	93,8571429	28,8095238	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	12,26666667	0
KS	-5	17	19	323	150	173	1,52941176	264,588235	150	122,666667	295,666667	445,666667	91,5882353	31,0784314	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	18,4	0
KS	-6	18	19	342	160	182	1,5	273	160	122,666667	304,666667	464,666667	91	31,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0
KS	-8	20	19	380	180	200	1,45	290	180	122,666667	322,666667	502,666667	90	32,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	12,26666667	0
KS	-10	22	19	418	200	218	1,40909091	307,181818	200	122,666667	340,666667	540,666667	89,1818182	33,4848485	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	12,26666667	0
KS	-12	24	19	456	220	236	1,375	324,5	220	122,666667	358,666667	578,666667	88,5	34,16666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	12,26666667	0
Fjell	-12	24	19	456	220	236	1,375	324,5	220	122,666667	358,666667	578,666667	88,5	34,16666667	0	0	0	0	0	0	0
																					SUM
																					128,8 mm
																					12,88 cm

# Vedlegg 56 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt D



# Vedlegg 57 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt D

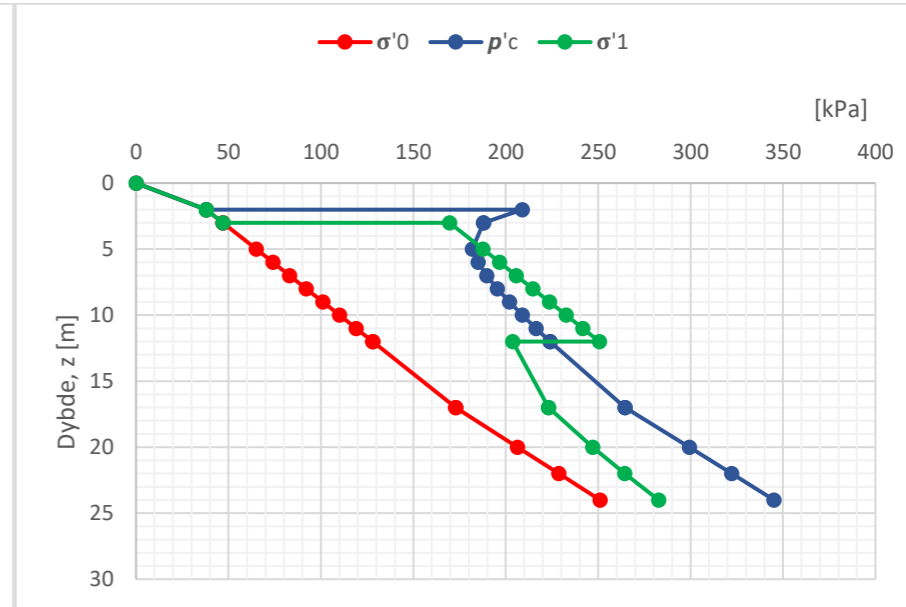
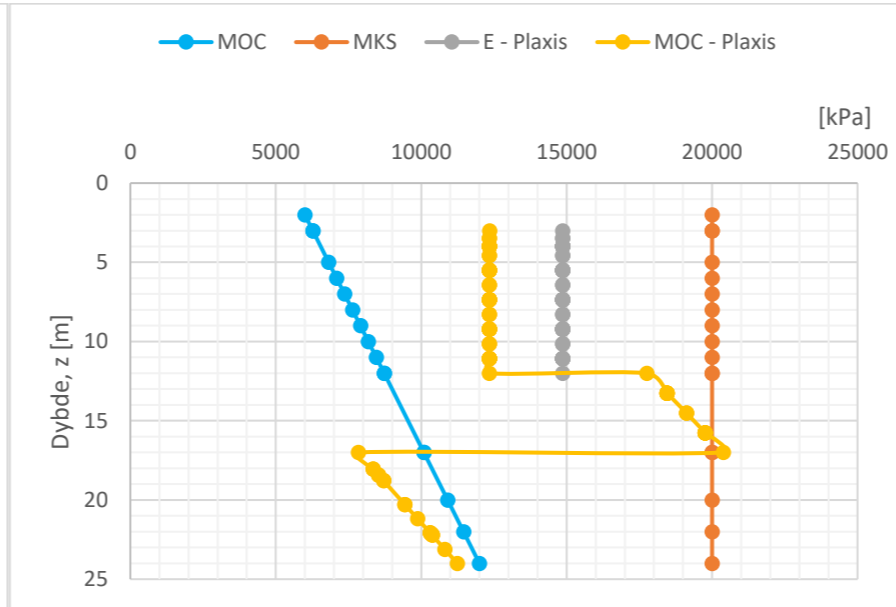
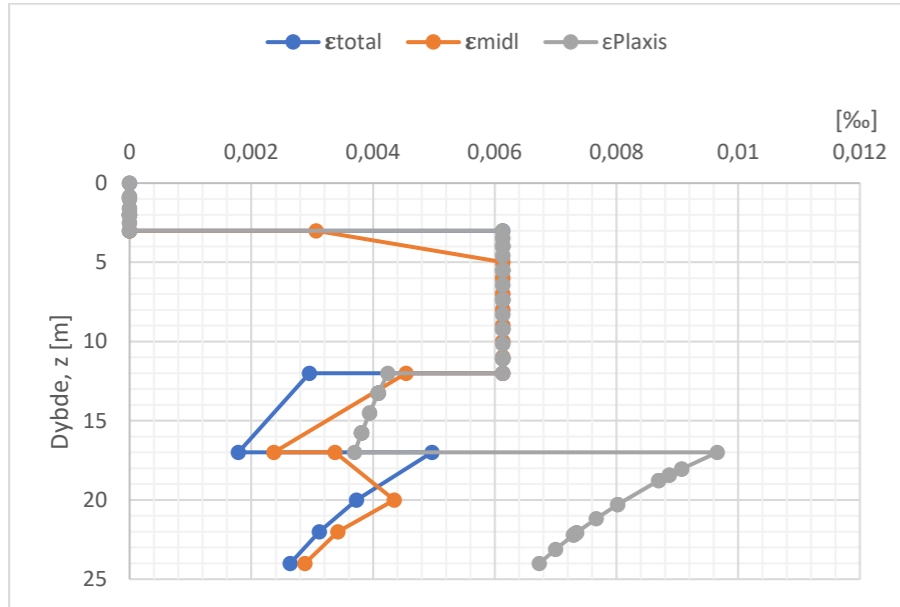
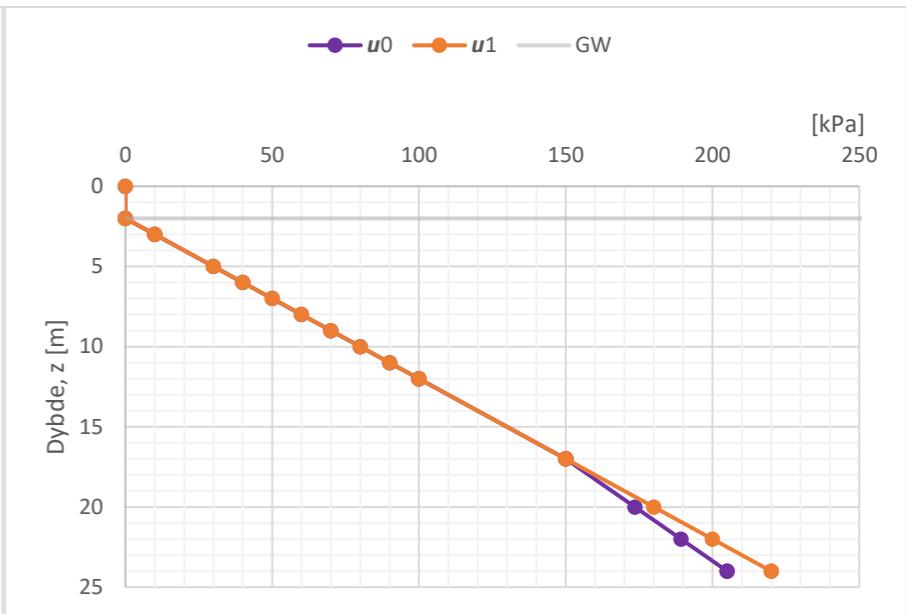
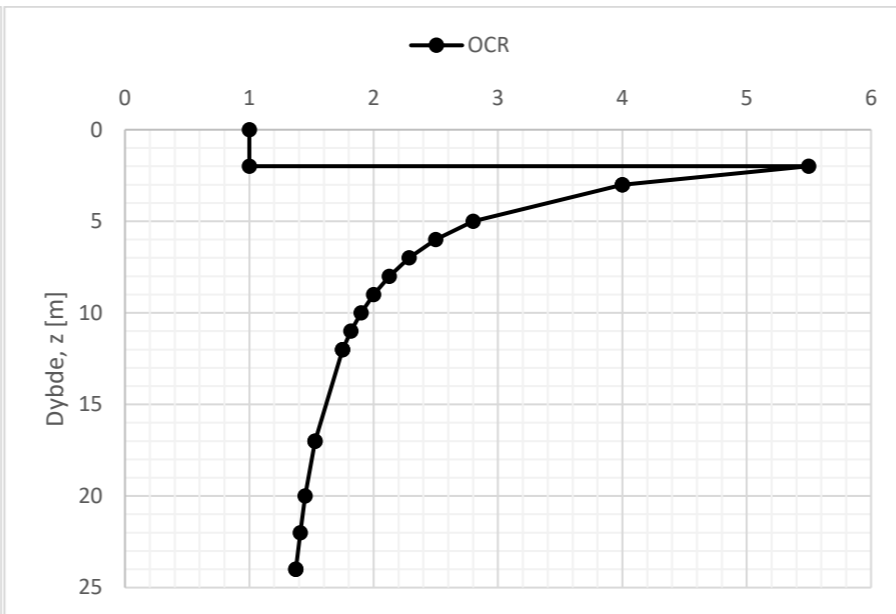
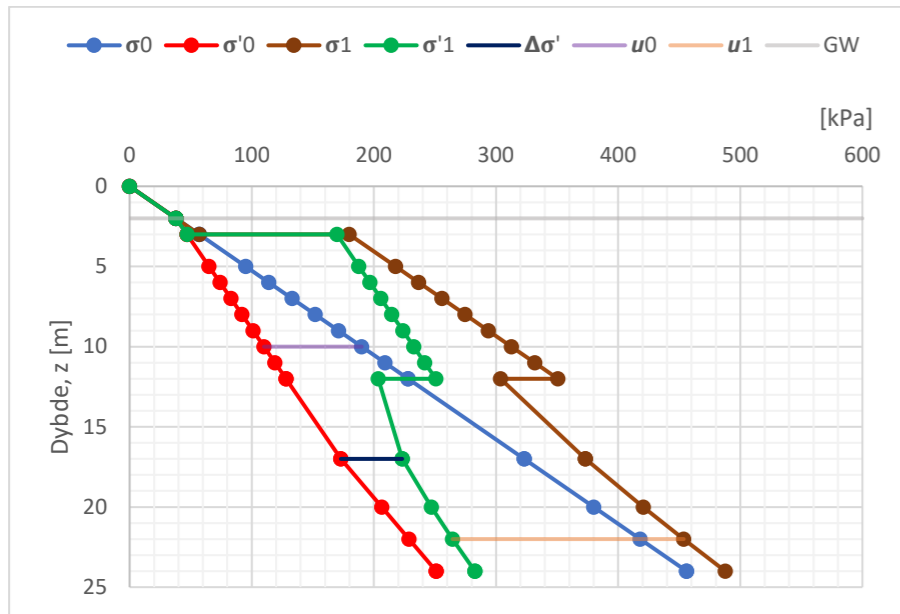




# Vedlegg 58 – Setningsberegninger KS – Snitt E

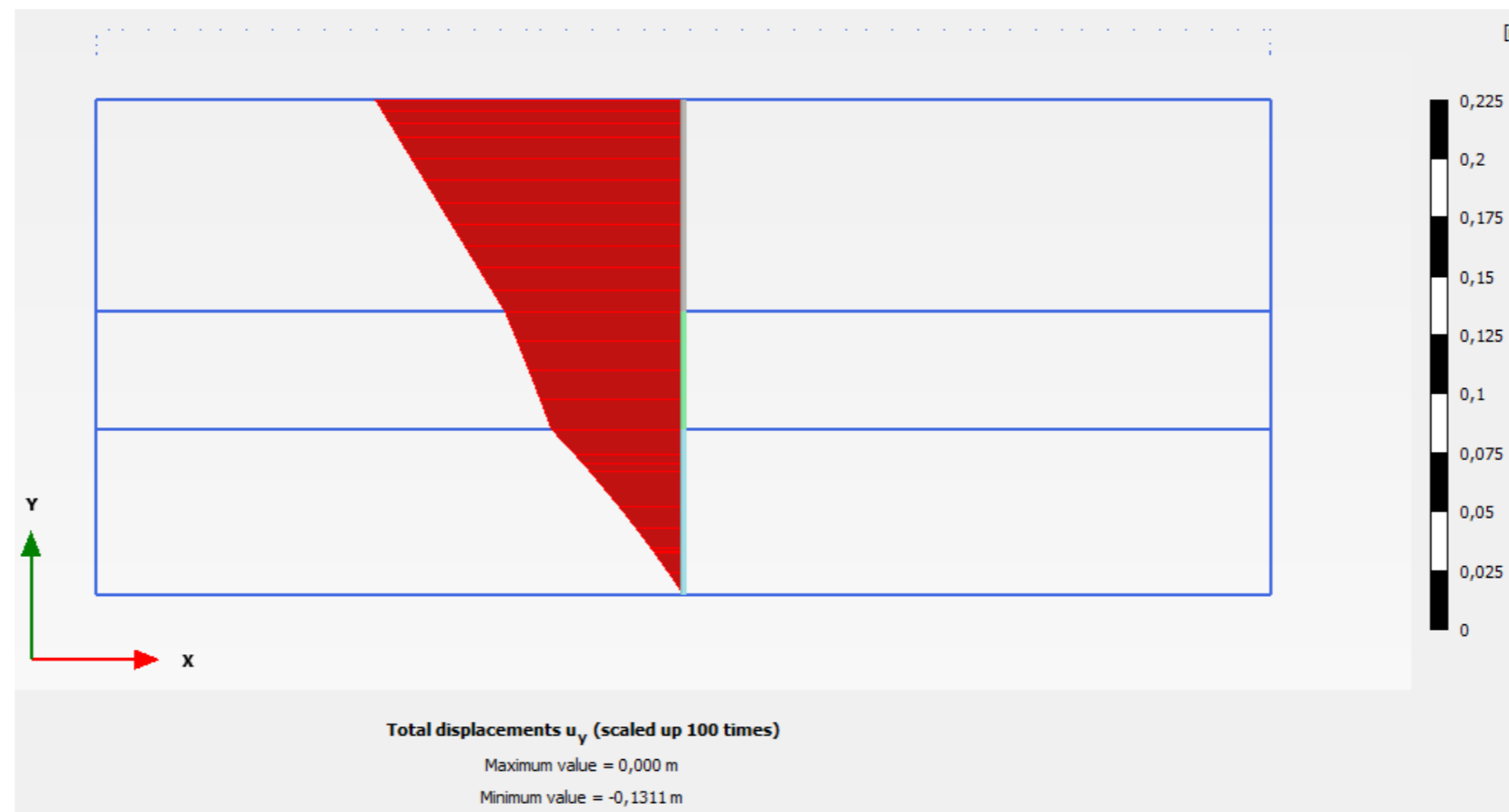
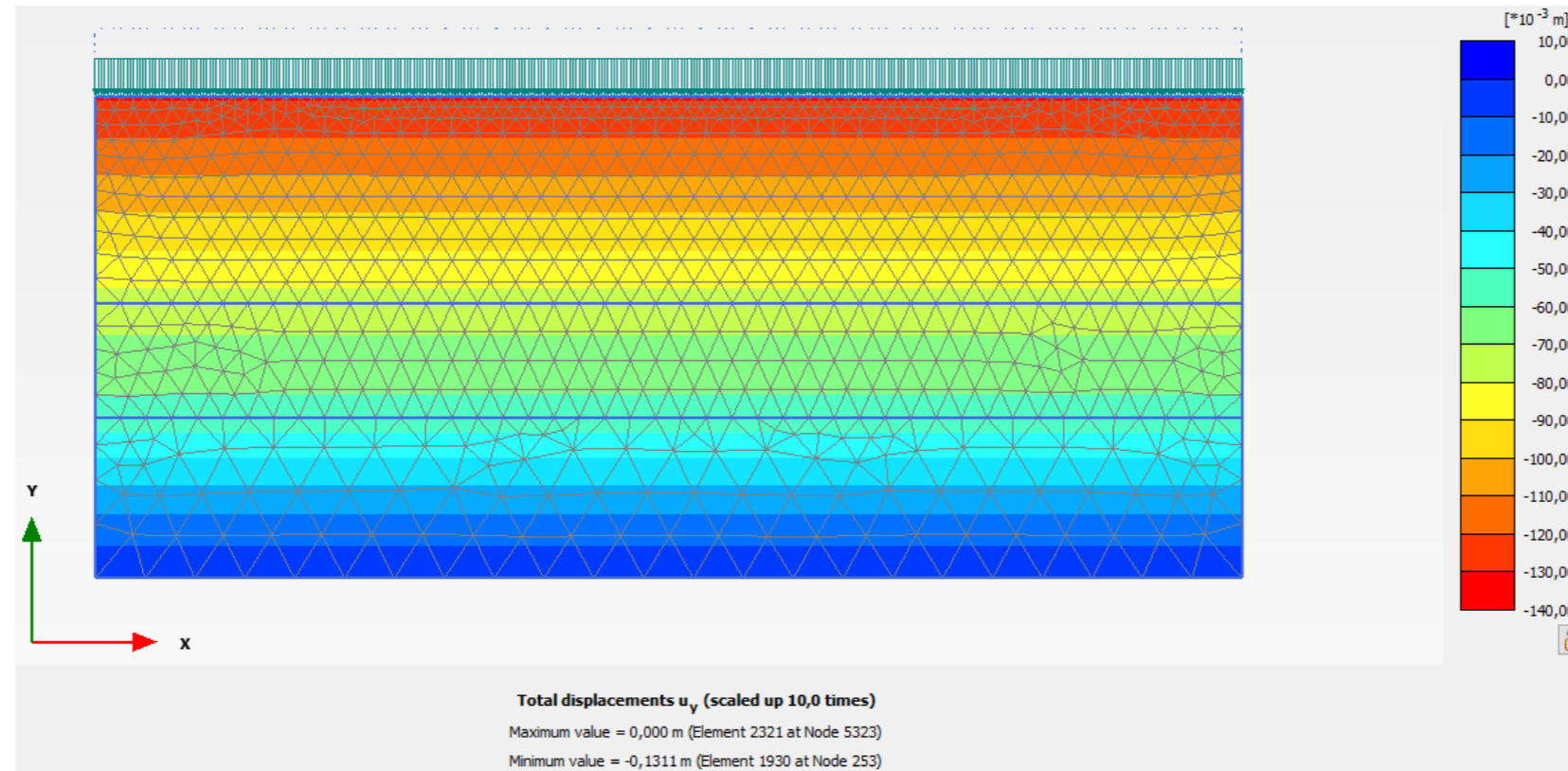
	Kote	z	y	$\sigma_0$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'_c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$\sigma_1$	$p'_c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'_c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$		
Fyllmasse	12	0	19	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	10	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
KS	10	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	38	0	-171	0	0	0	0	0	0	0	
KS	9	3	19	57	10	47	4	188	10	0	47	57	141	-141	0	0	0	0	0	0	0	
KS	9	3	19	57	10	47	4	188	10	122,666667	169,666667	179,666667	141	-18,333333	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00306667	0	0	
KS	7	5	19	95	30	65	2,8	182	30	122,666667	187,666667	217,666667	117	5,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	12,26666667	0	
KS	6	6	19	114	40	74	2,5	185	40	122,666667	196,666667	236,666667	111	11,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
KS	5	7	19	133	50	83	2,28571429	189,714286	50	122,666667	205,666667	255,666667	106,714286	15,952381	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
KS	4	8	19	152	60	92	2,125	195,5	60	122,666667	214,666667	274,666667	103,5	19,16666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
KS	3	9	19	171	70	101	2	202	70	122,666667	223,666667	293,666667	101	21,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
KS	2	10	19	190	80	110	1,9	209	80	122,666667	232,666667	312,666667	99	23,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
KS	1	11	19	209	90	119	1,81818182	216,363636	90	122,666667	241,666667	331,666667	97,3636364	25,3030303	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
KS	0	12	19	228	100	128	1,75	224	100	122,666667	250,666667	350,666667	96	26,66666667	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	6,13333333	0	
Dren	0	12	19	228	100	128	1,75	224	100	75,6666667	203,666667	303,666667	96	-20,333333	0	0	0,00295747	0,00295747	0,0045454	0	0	
Dren	-5	17	19	323	150	173	1,52941176	264,588235	150	50,1559121	223,155912	373,155912	91,5882353	-41,432323	0	0	0,00178546	0,00178546	0,00237147	11,85733021	0	
Leire	-5	17	19	323	150	173	1,52941176	264,588235	150	50,1559121	223,155912	373,155912	91,5882353	-41,432323	0,00497041	0	0	0,00497041	0,00337793	0	0	
Leire	-8	20	19	380	173,571429	206,428571	1,45	299,321429	180	40,6436643	247,072236	420,643664	92,8928571	-52,249193	0,00372567	0	0	0,00372567	0,00434804	13,04411239	0	
Leire	-10	22	19	418	189,285714	228,714286	1,40909091	322,279221	200	35,7414819	264,455768	453,741482	93,5649351	-57,823453	0,00312029	0	0	0,00312029	0,00342298	6,845957331	0	
Leire	-12	24	19	456	205	251	1,375	345,125	220	31,6813302	282,68133	487,68133	94,125	-62,44367	0,00264011	0	0	0,00264011	0,0028802	5,760398955	0	
Fjell	-12	24	19	456	205	251	1,375	345,125	220	31,6813302	282,68133	487,68133	94,125	-62,44367	0	0	0	0	0	0	0	0
																					SUM	92,70779888 mm
																						9,270779888 cm

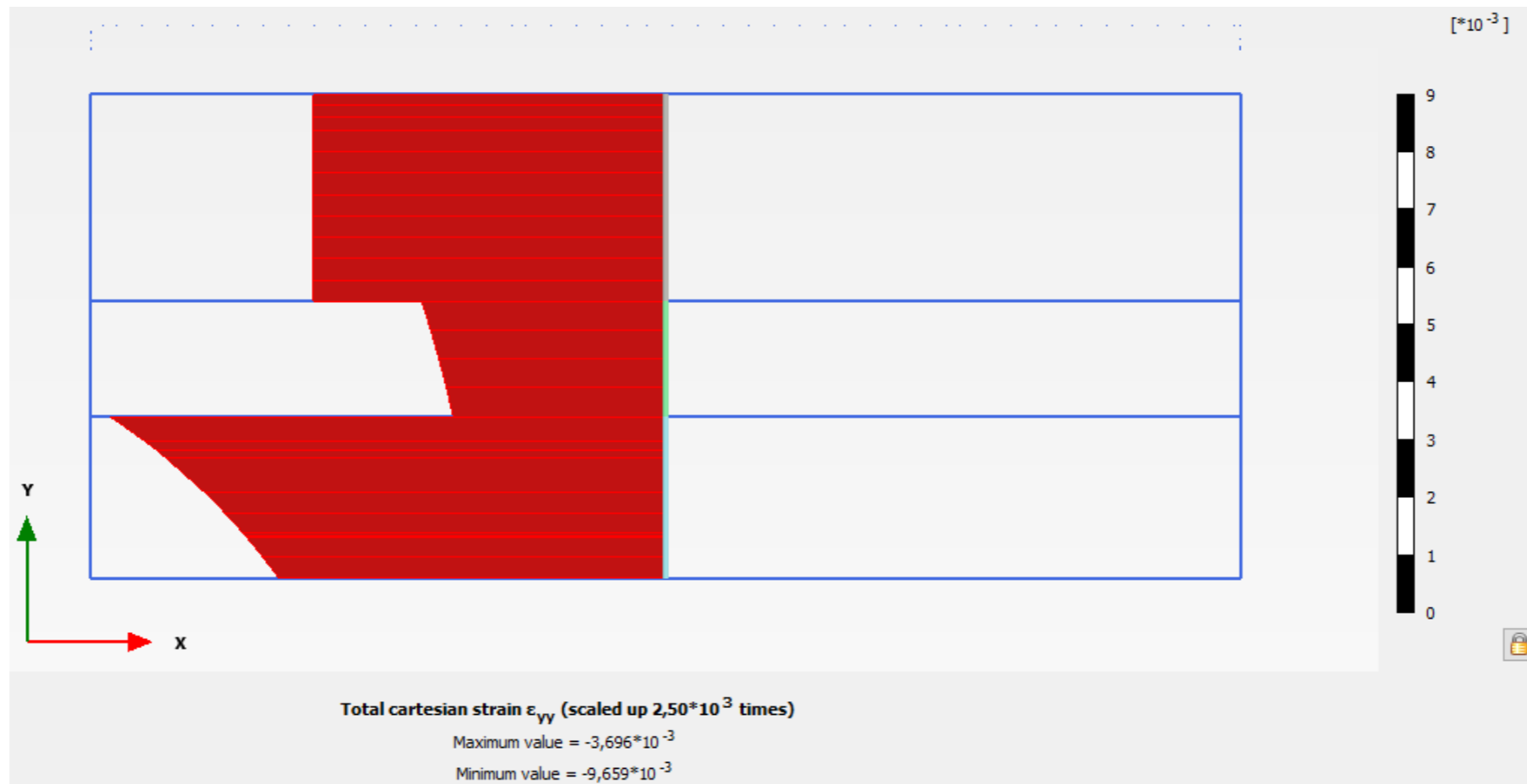
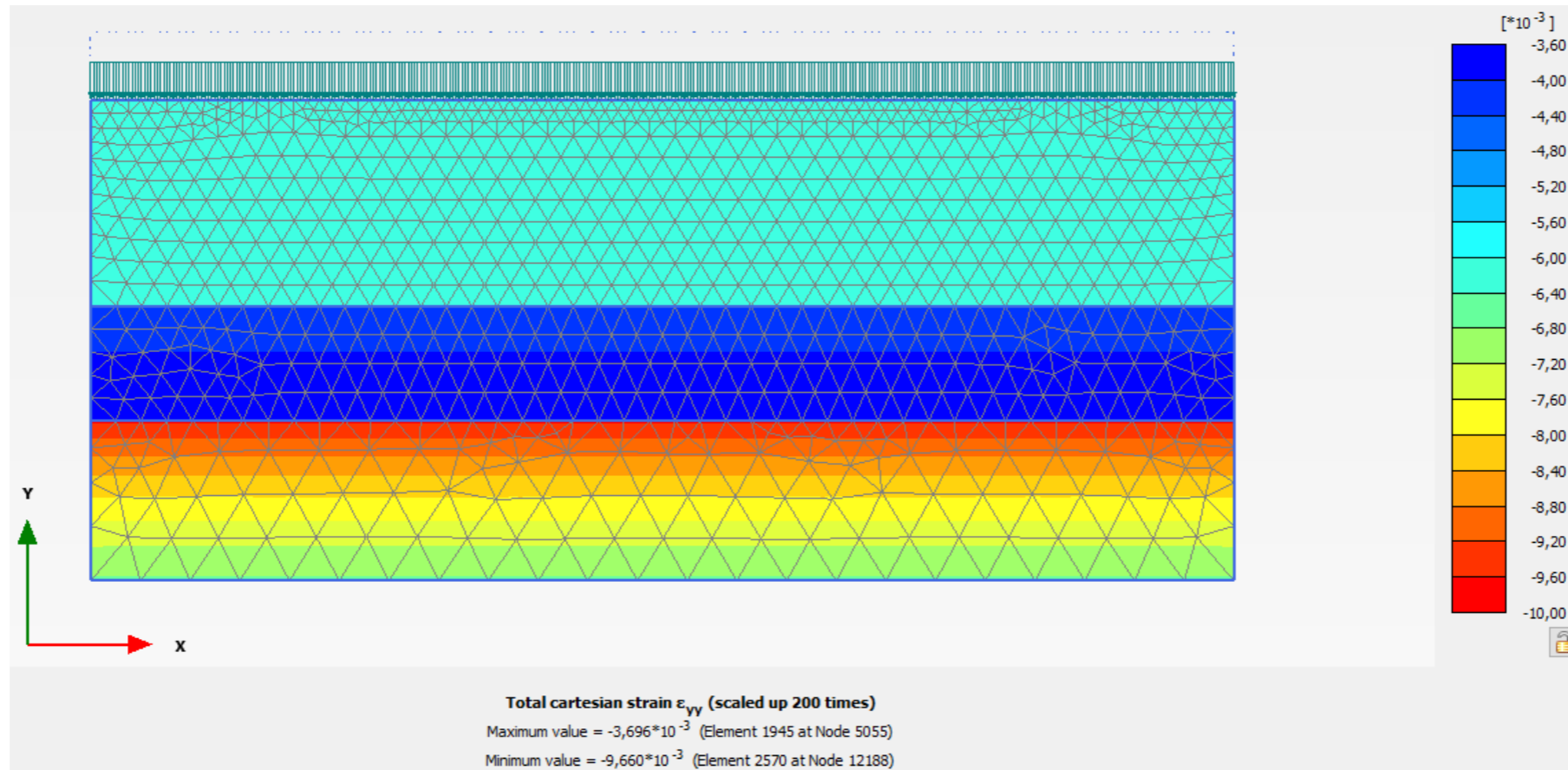
# Vedlegg 59 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt E





# Vedlegg 60 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt E

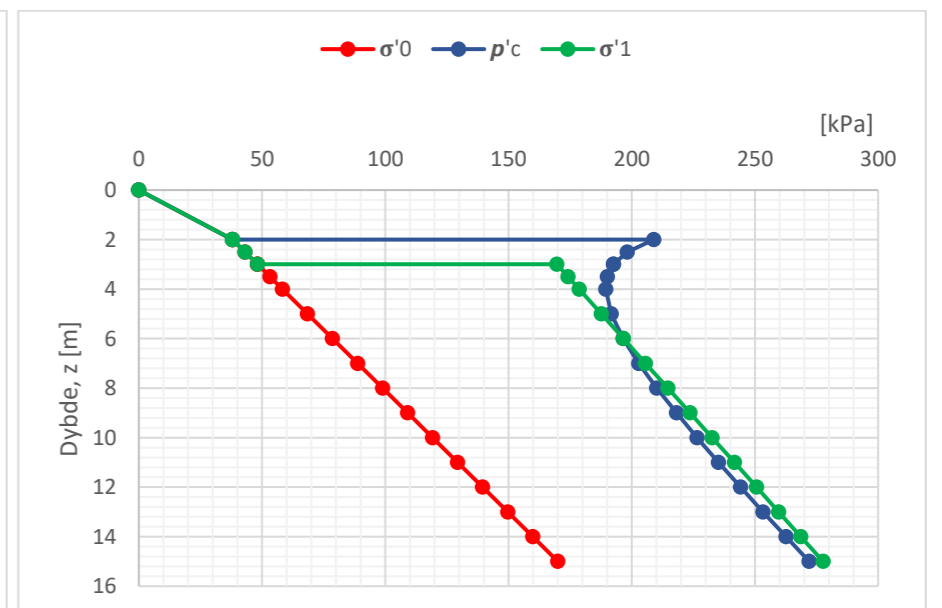
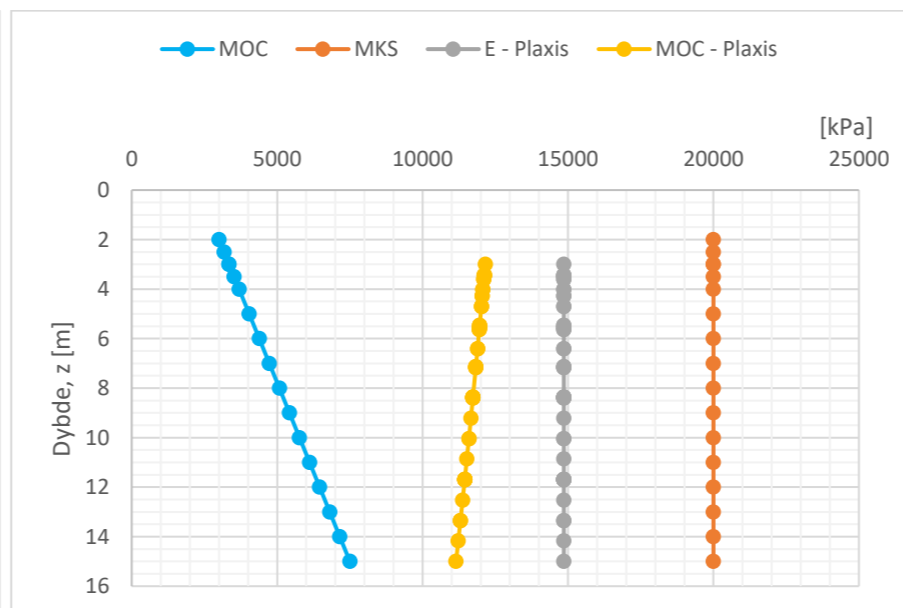
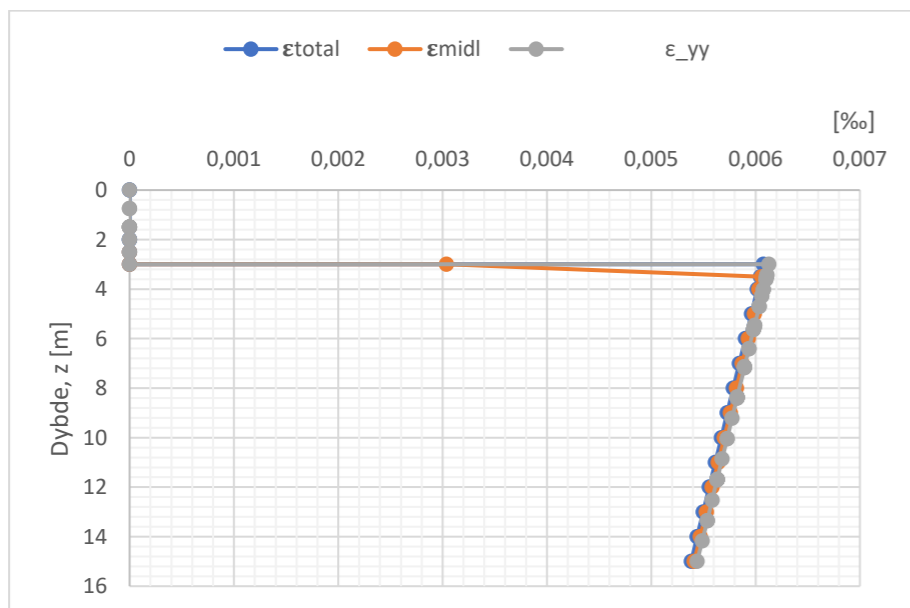
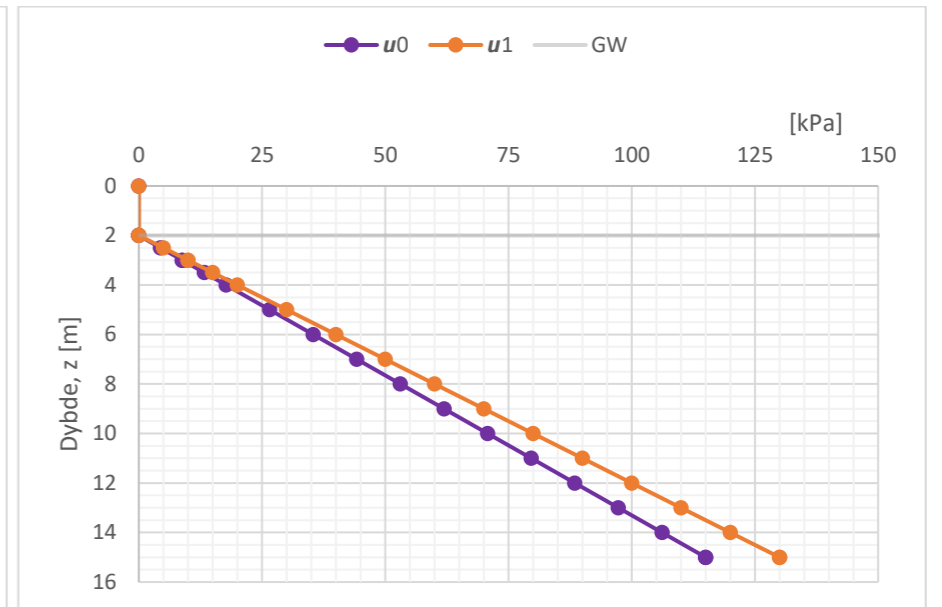
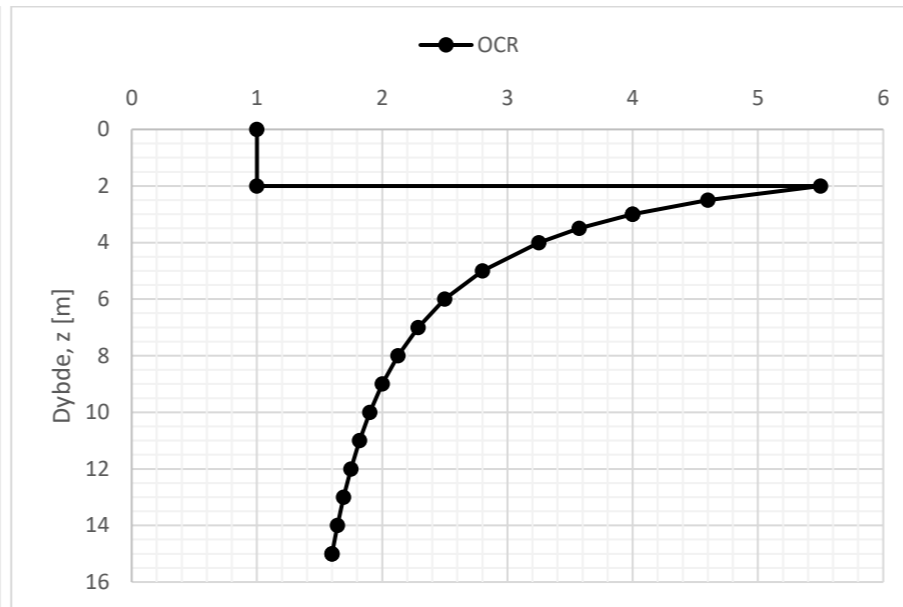
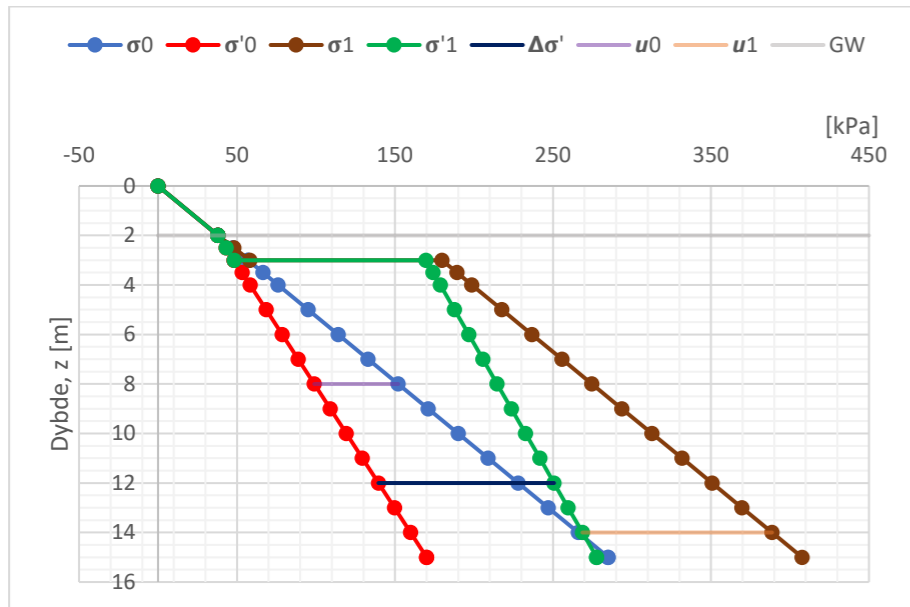




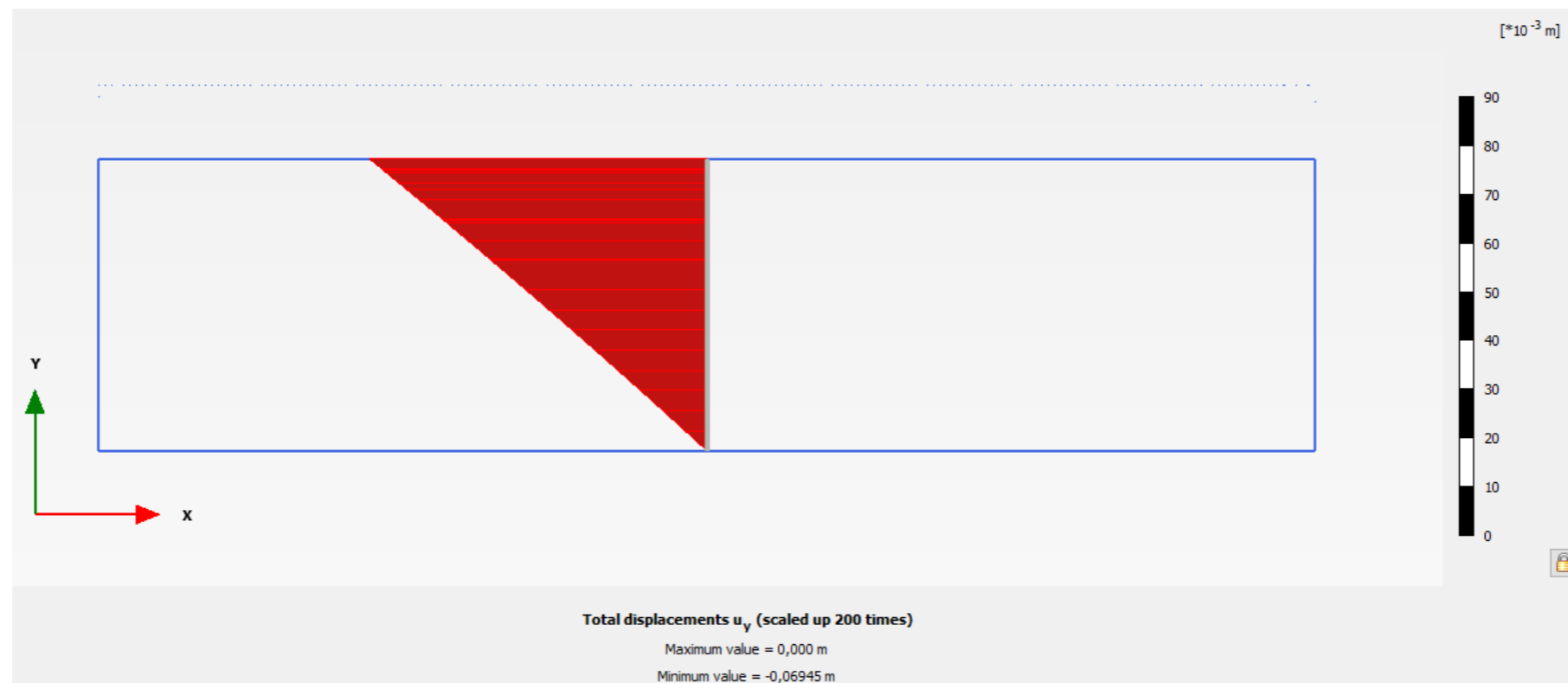
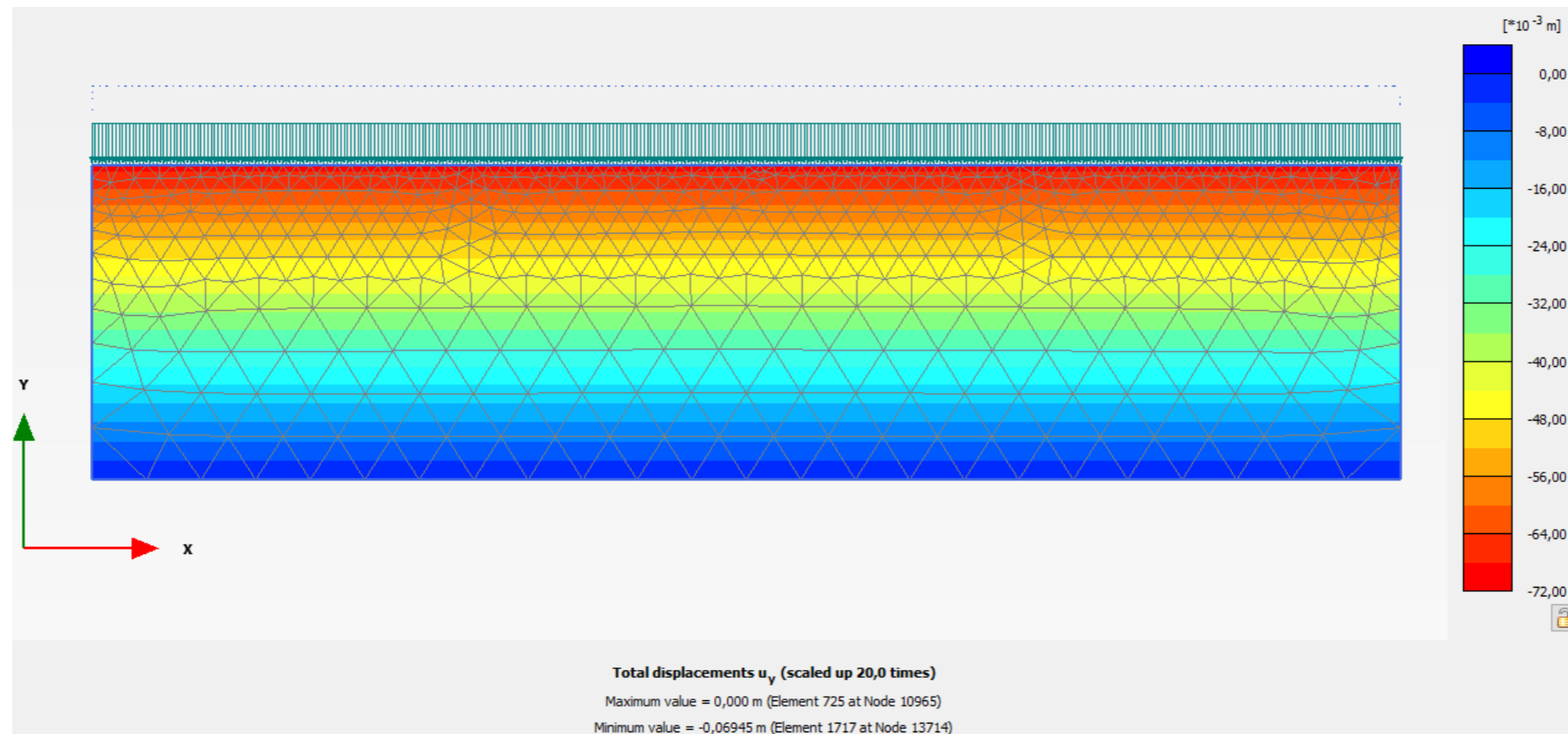
# Vedlegg 61 – Setningsberegninger KS – Snitt F

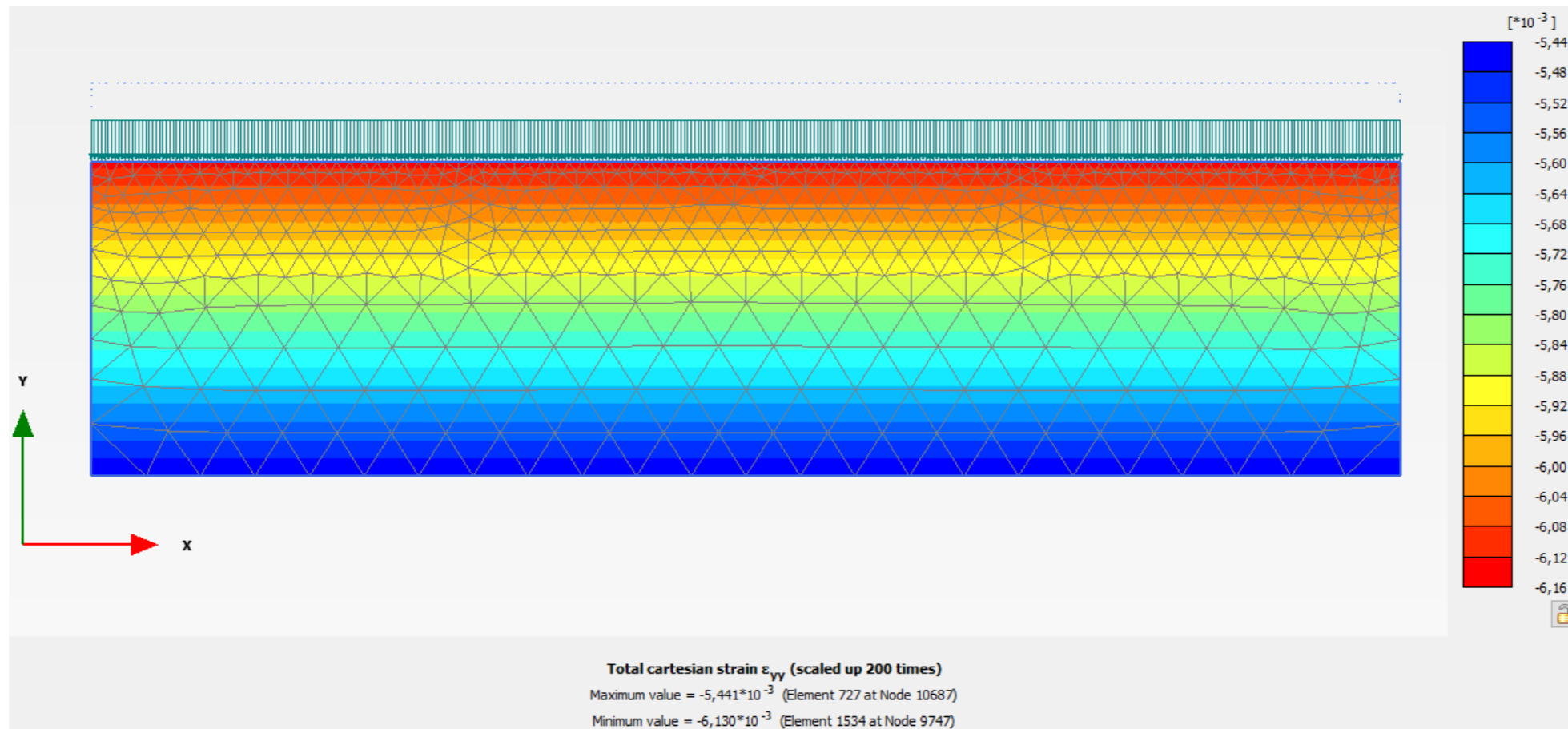
	Kote	z	γ	σ <sub>0</sub>	u <sub>0</sub>	σ <sub>0</sub>	OCR	p' <sub>c</sub>	u <sub>1</sub>	Δσ'	σ' <sub>1</sub>	σ <sub>1</sub>	p' <sub>c</sub> - σ' <sub>0</sub>	σ' <sub>1</sub> - p' <sub>c</sub>	ε <sub>oc</sub>	ε <sub>nc</sub>	ε <sub>fyll</sub>	ε <sub>total</sub>	ε <sub>midl</sub>	δ	
Fyllmasse	10	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	8	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	38	0	0	0	0	0	0	0		
KS	8	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	38	171	-171	0	0	0	0	0		
KS	7,5	2,5	19	47,5	4,42307692	43,0769231	4,6	198,153846	5	0	43,0769231	48,0769231	155,076923	-155,07692	0	0	0	0	0	0	
KS	7	3	19	57	8,84615385	48,1538462	4	192,615385	10	0	48,1538462	58,1538462	144,461538	-144,46154	0	0	0	0	0	0	
KS	7	3	19	57	8,84615385	48,1538462	4	192,615385	10	121,512821	169,666667	179,666667	144,461538	-22,948718	0,00607564	0	0	0,00607564	0,003037821	0	
KS	6,5	3,5	19	66,5	13,2692308	53,2307692	3,57142857	190,10989	15	120,935897	174,166667	189,166667	136,879121	-15,943223	0,00604679	0	0	0,00604679	0,006061218	3,030608974	
KS	6	4	19	76	17,6923077	58,3076923	3,25	189,5	20	120,358974	178,666667	198,666667	131,192308	-10,833333	0,00601795	0	0	0,00601795	0,006032372	3,016185897	
KS	5	5	19	95	26,5384615	68,4615385	2,8	191,692308	30	119,205128	187,666667	217,666667	123,230769	-4,025641	0,00596026	0	0	0,00596026	0,005989103	5,989102564	
KS	4	6	19	114	35,3846154	78,6153846	2,5	196,538462	40	118,051282	196,666667	236,666667	117,923077	0,12820513	0,00590256	0	0	0,00590256	0,00593141	5,931410256	
KS	3	7	19	133	44,2307692	88,7692308	2,28571429	202,901099	50	116,897436	205,666667	255,666667	114,131868	2,76556777	0,00584487	0	0	0,00584487	0,005873718	5,873717949	
KS	2	8	19	152	53,0769231	98,9230769	2,125	210,211538	60	115,74359	214,666667	274,666667	111,288462	4,45512821	0,00578718	0	0	0,00578718	0,005816026	5,816025641	
KS	1	9	19	171	61,9230769	109,076923	2	218,153846	70	114,589744	223,666667	293,666667	109,076923	5,51282051	0,00572949	0	0	0,00572949	0,005758333	5,758333333	
KS	0	10	19	190	70,7692308	119,230769	1,9	226,538462	80	113,435897	232,666667	312,666667	107,307692	6,12820513	0,00567179	0	0	0,00567179	0,005700641	5,700641026	
KS	-1	11	19	209	79,6153846	129,384615	1,81818182	235,244755	90	112,282051	241,666667	331,666667	105,86014	6,42191142	0,0056141	0	0	0,0056141	0,005642949	5,642948718	
KS	-2	12	19	228	88,4615385	139,538462	1,75	244,192308	100	111,128205	250,666667	350,666667	104,653846	6,47435897	0,00555641	0	0	0,00555641	0,005585256	5,58525641	
KS	-3	13	19	247	97,3076923	149,692308	1,69230769	253,325444	110	109,974359	259,666667	369,666667	103,633136	6,34122288	0,00549872	0	0	0,00549872	0,005527564	5,527564103	
KS	-4	14	19	266	106,153846	159,846154	1,64285714	262,604396	120	108,820513	268,666667	388,666667	102,758242	6,06227106	0,00544103	0	0	0,00544103	0,005469872	5,469871795	
KS	-5	15	19	285	115	170	1,6	272	130	107,666667	277,666667	407,666667	102	5,66666667	0,00538333	0	0	0,00538333	0,005412179	5,412179487	
Fjell	-5	15	19	285	115	170	1,6	272	130	107,666667	277,666667	407,666667	102	5,66666667	0	0	0	0	0		
																				SUM	
																					68,75384615 mm
																					6,875384615 cm

# Vedlegg 62 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt F



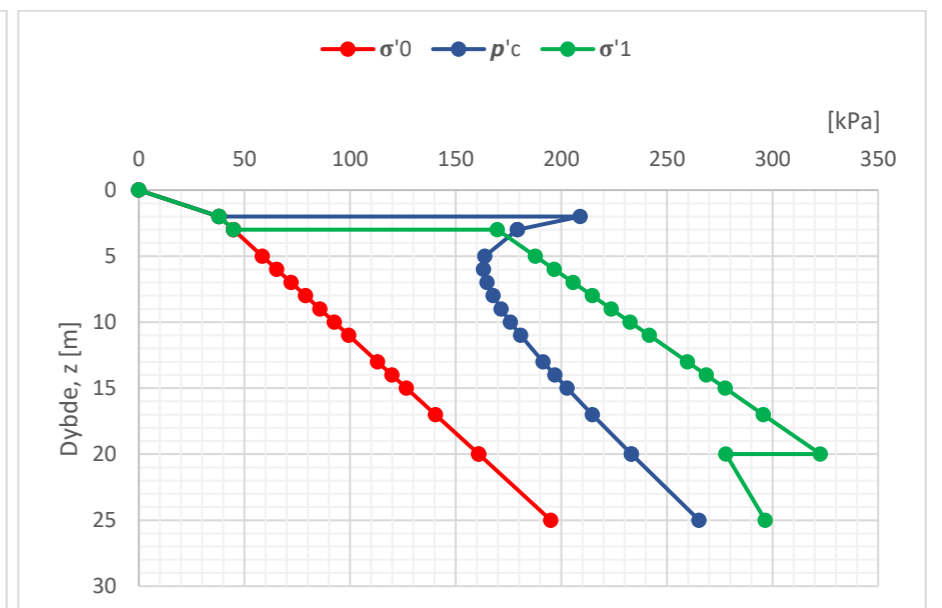
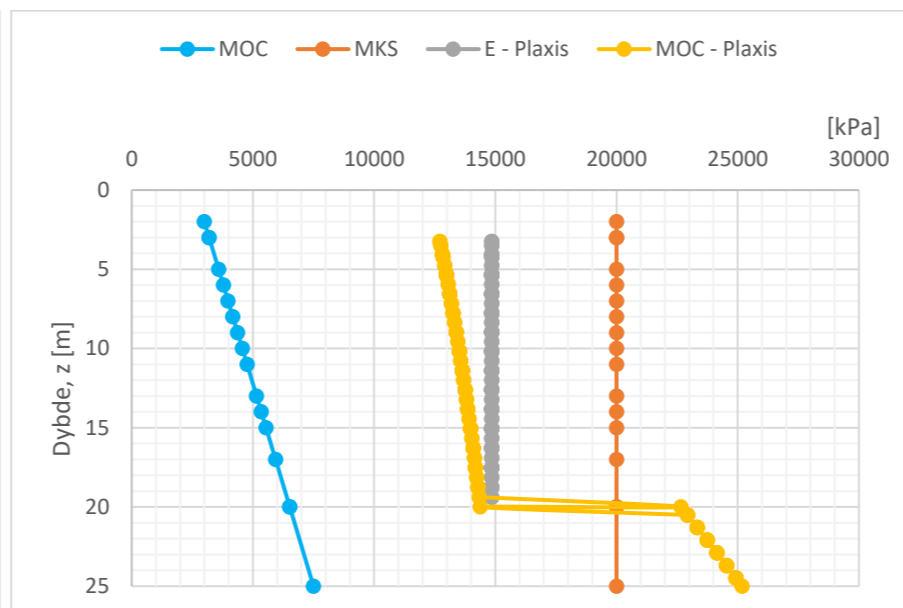
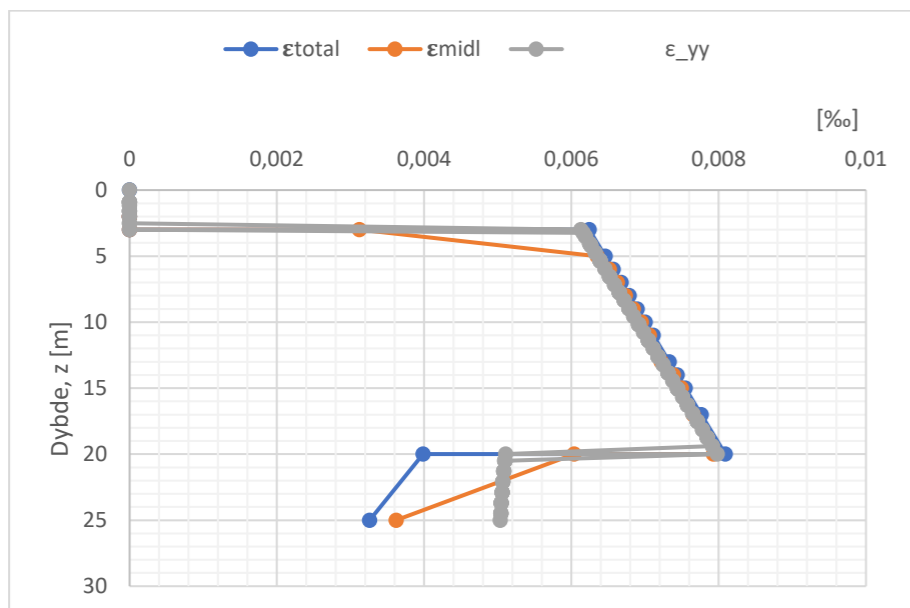
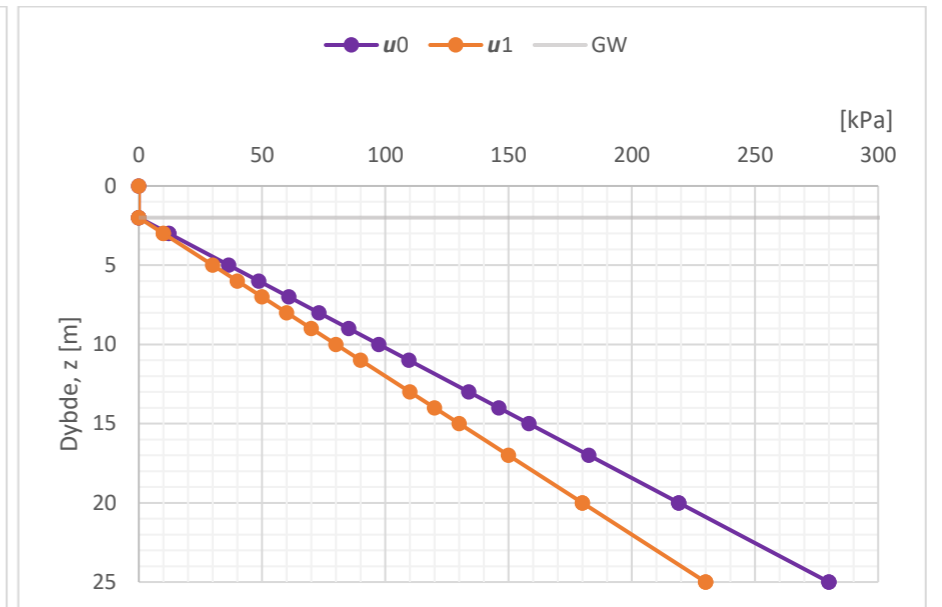
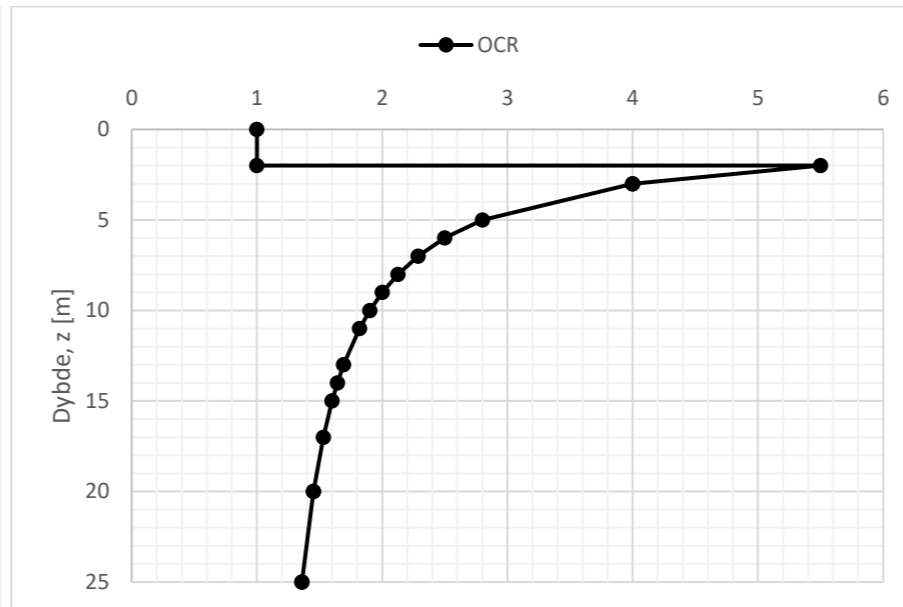
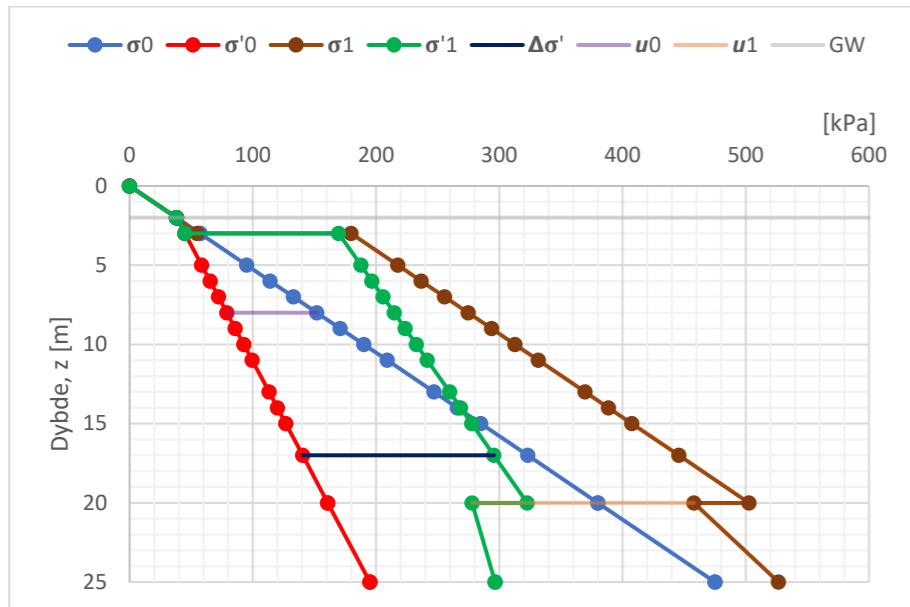
# Vedlegg 63 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt F





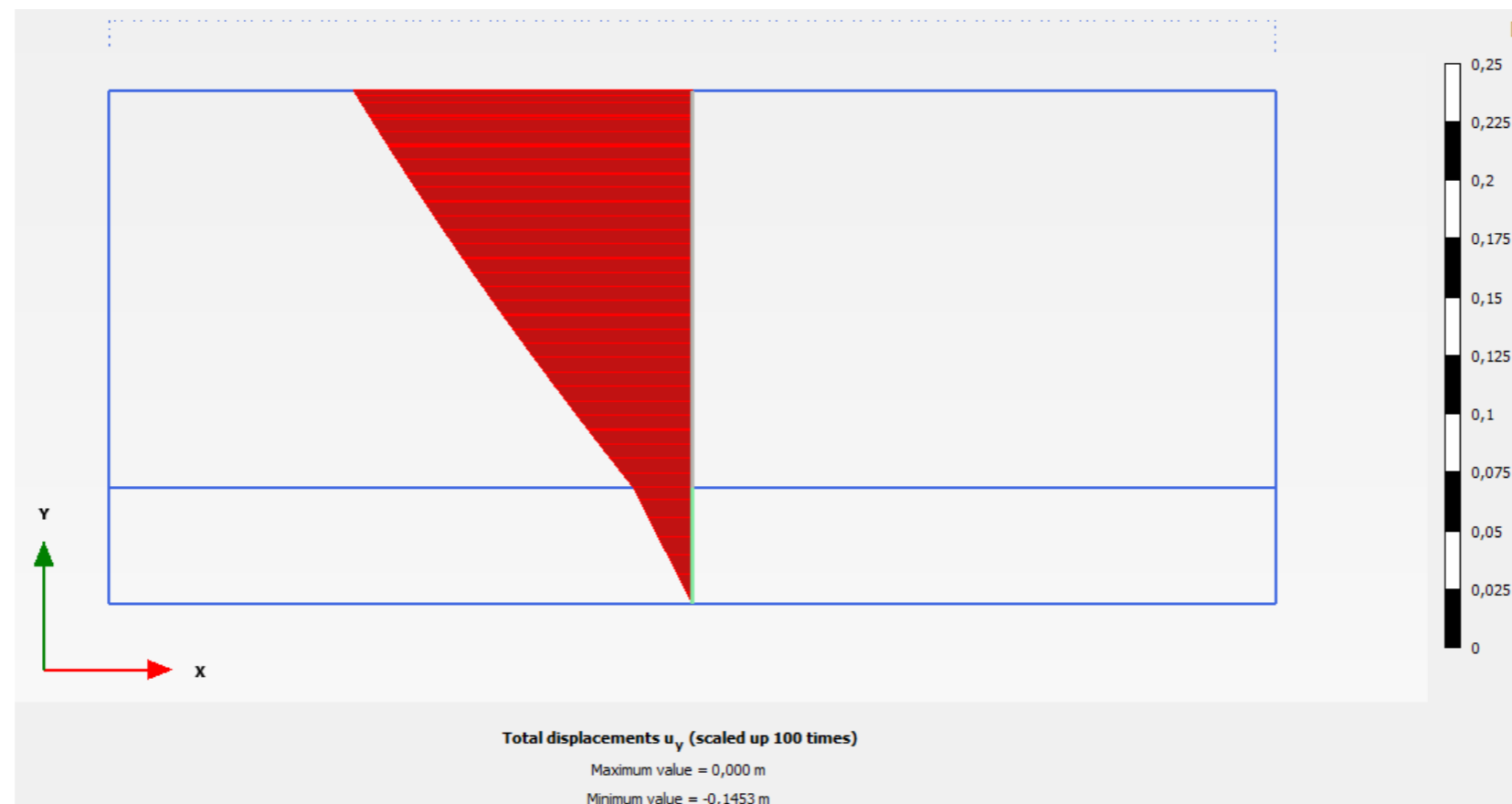
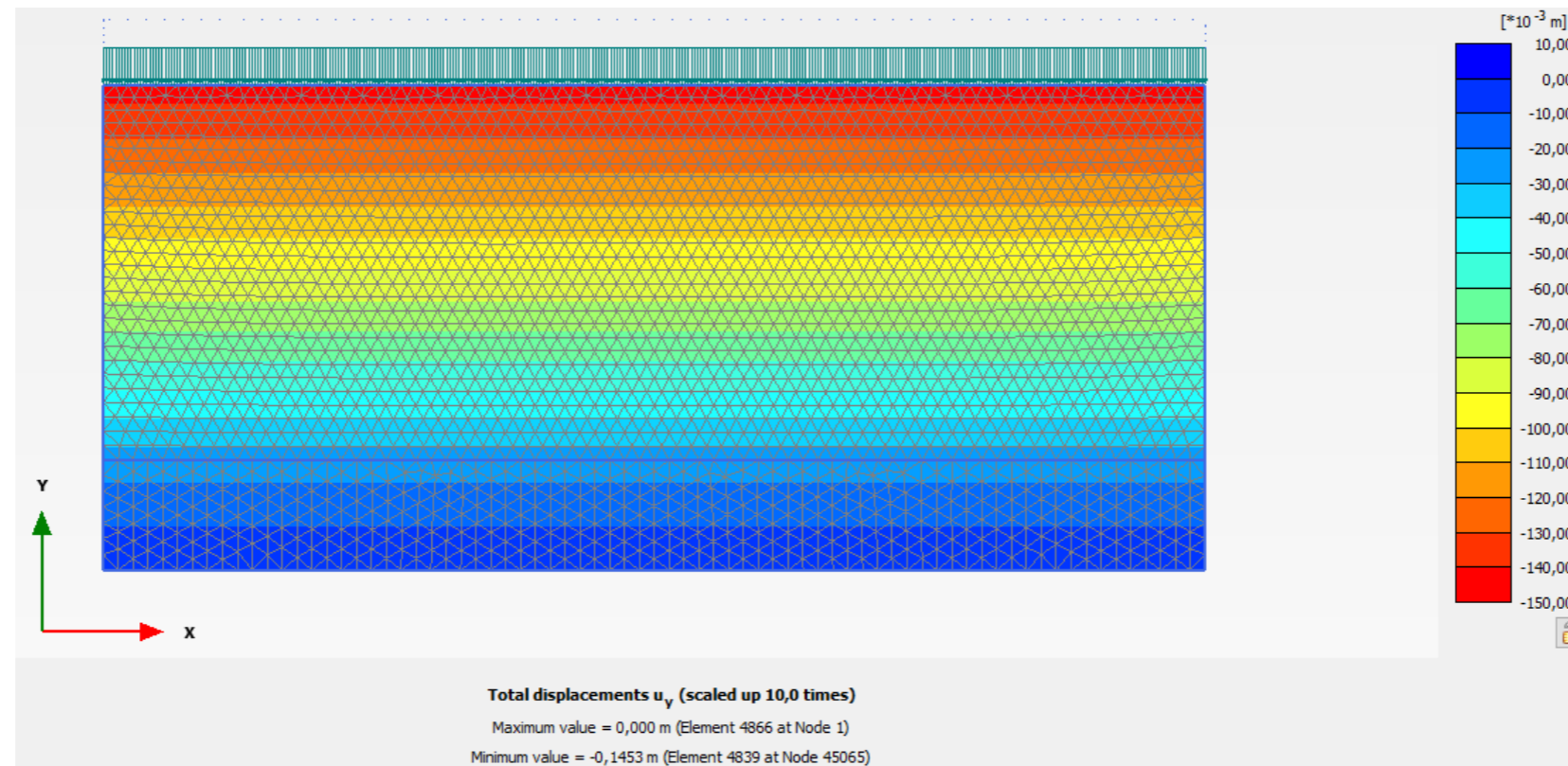


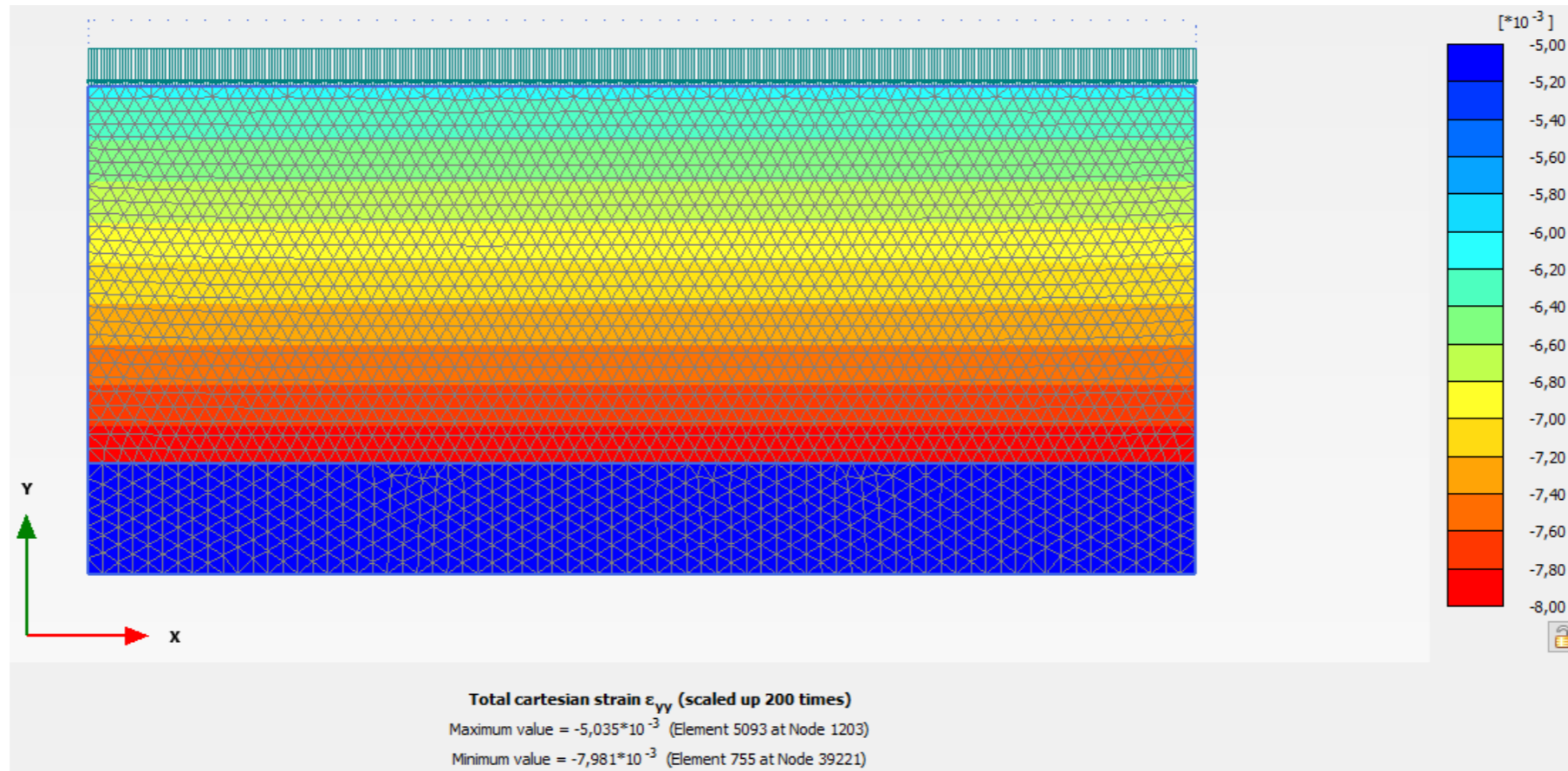
# Vedlegg 65 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt G





# Vedlegg 66 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt G

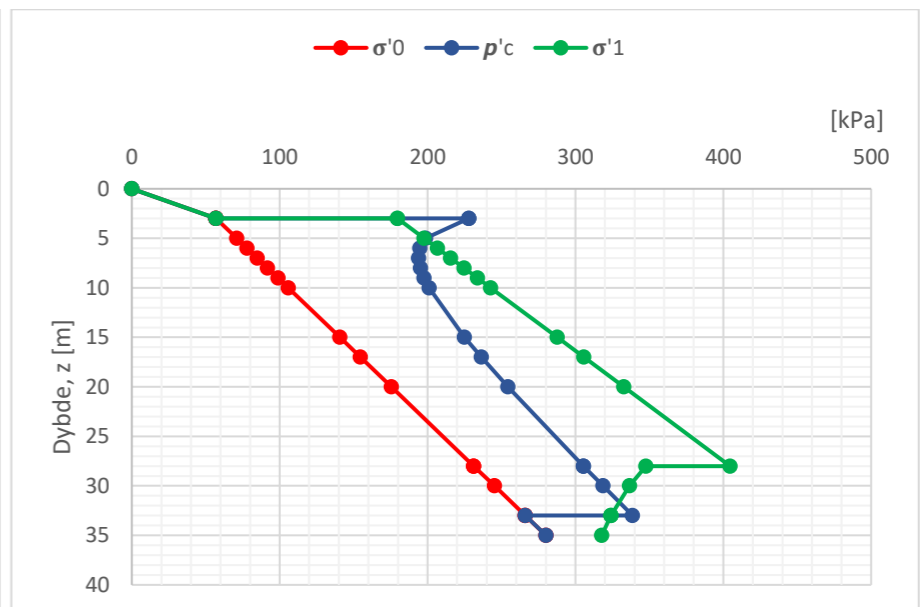
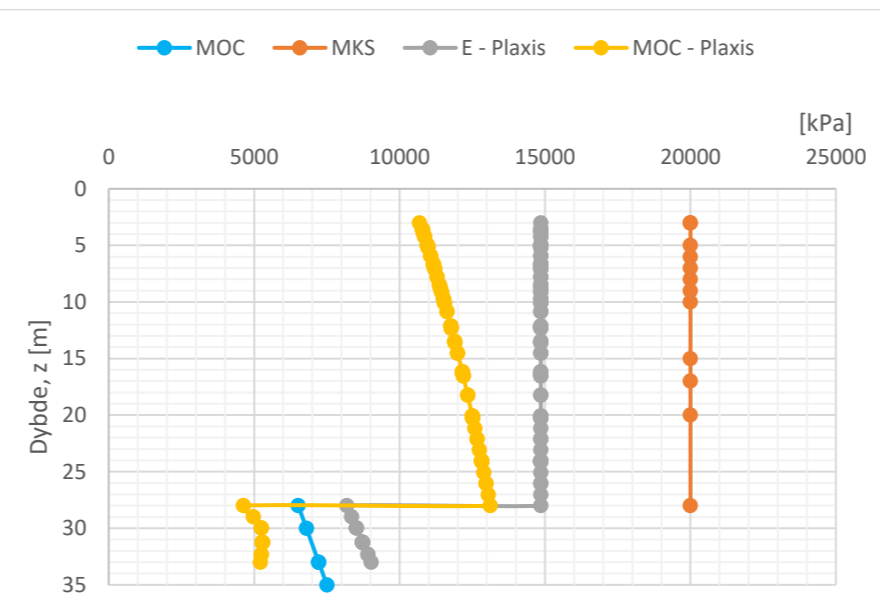
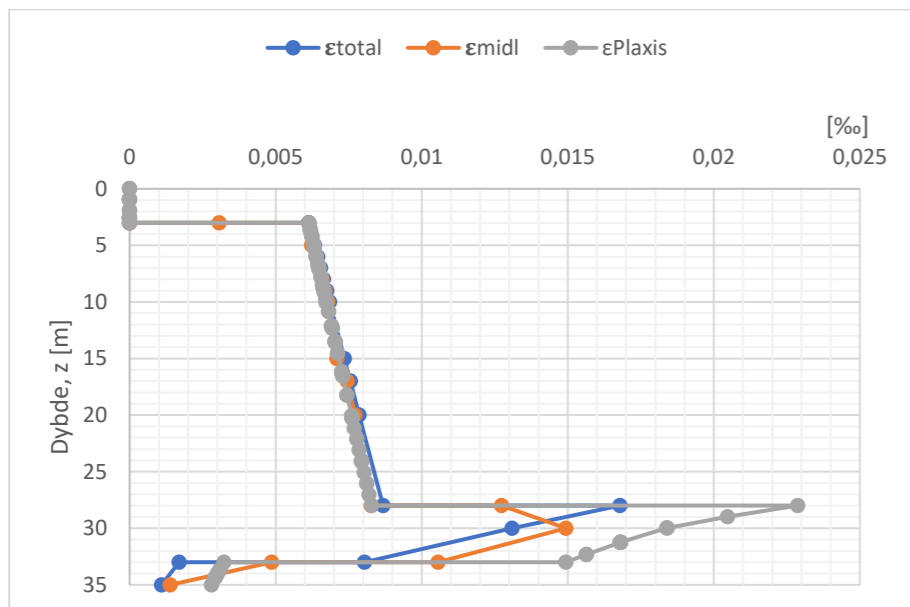
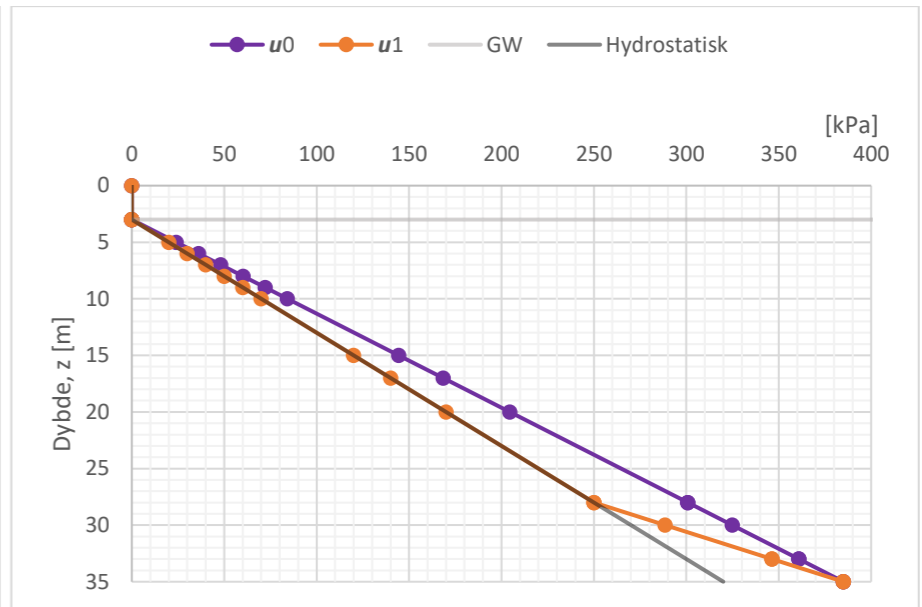
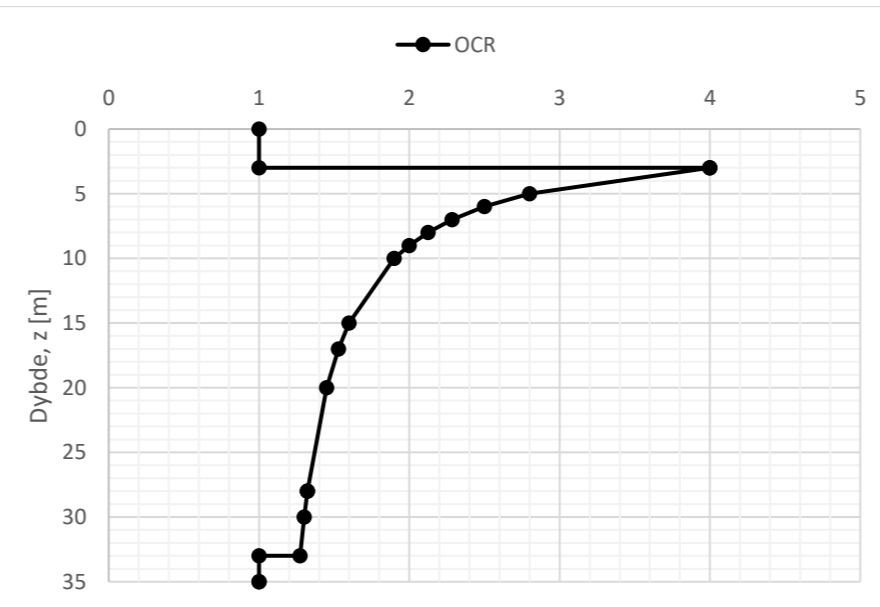
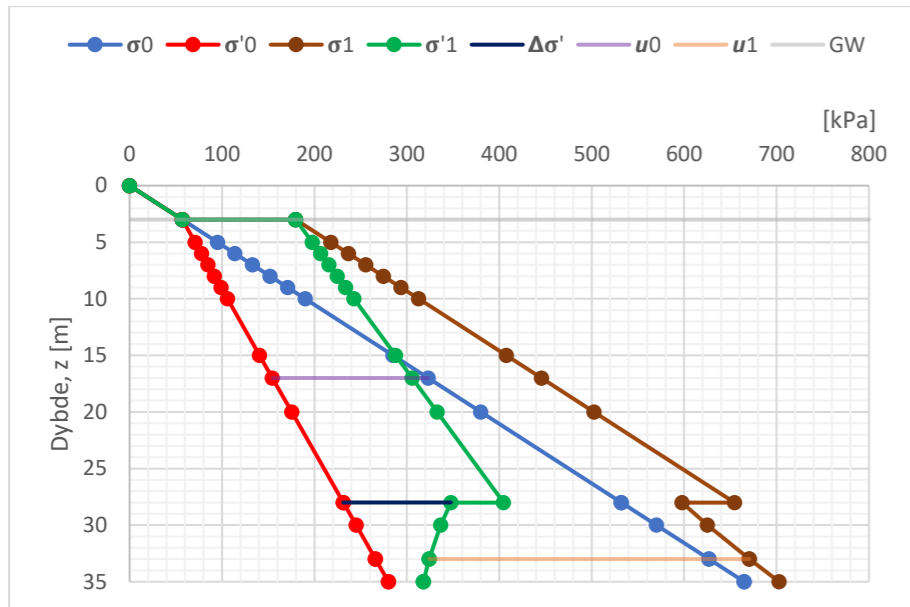




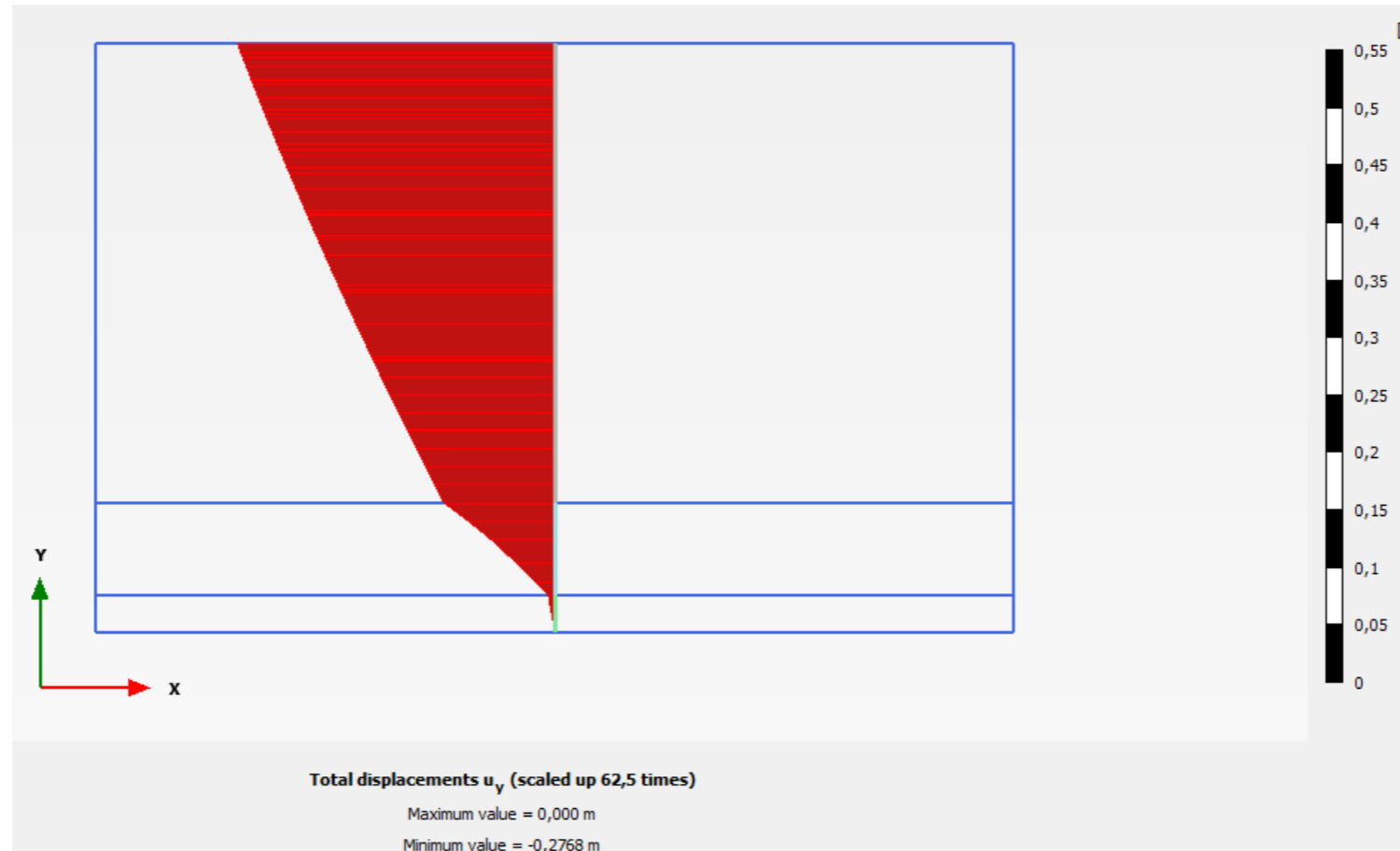
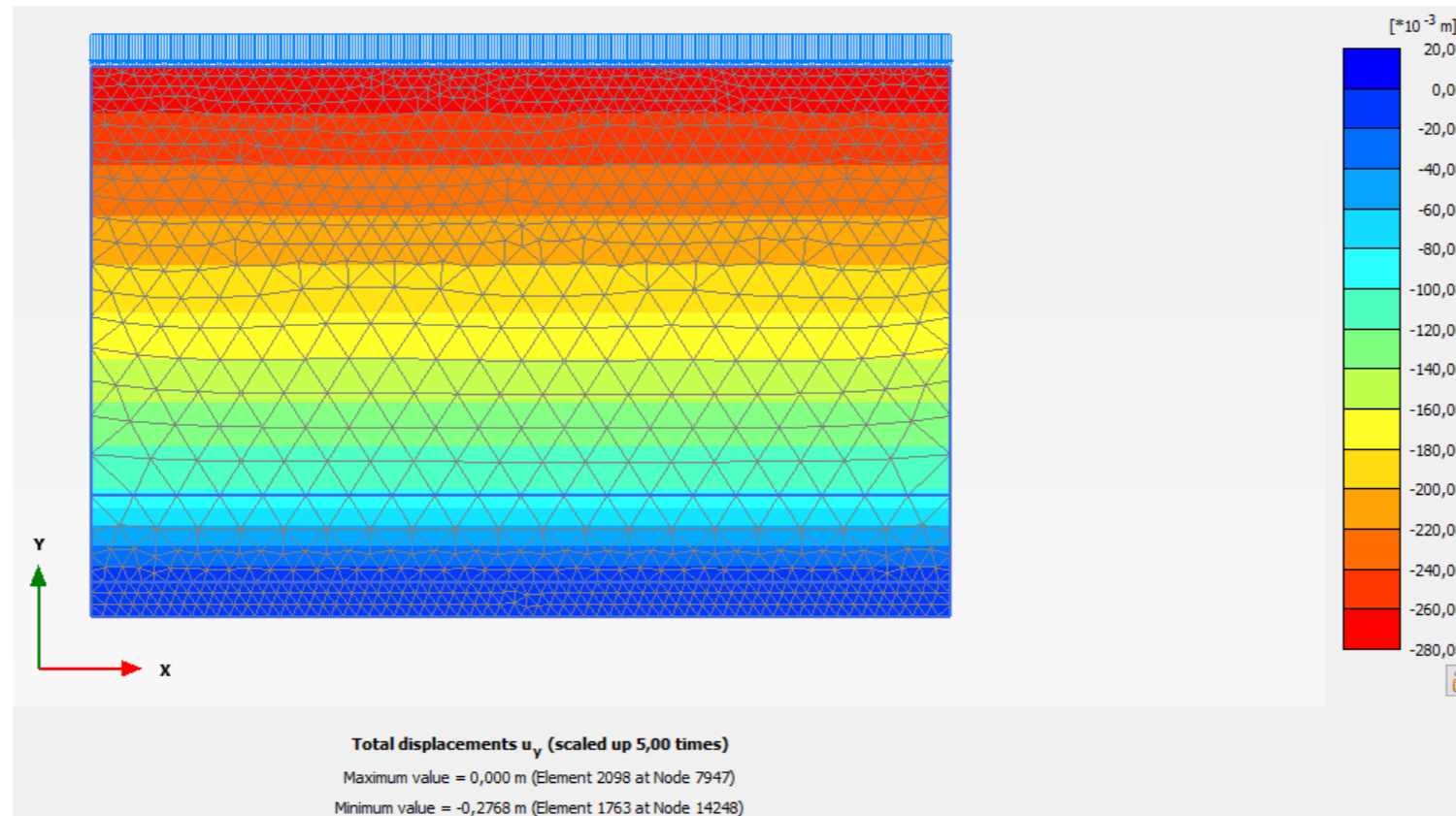
# Vedlegg 67 – Setningsberegninger KS – Snitt H

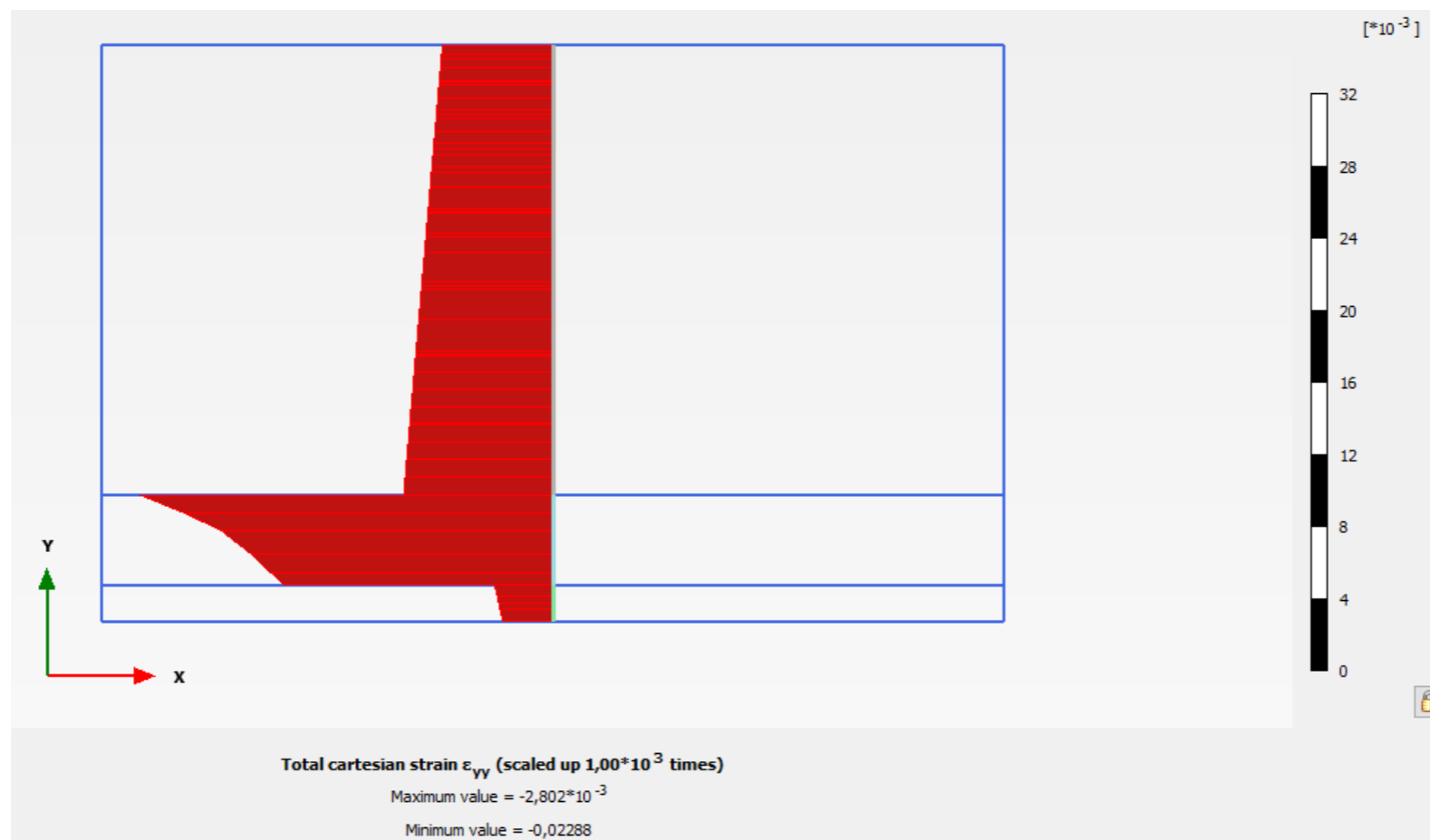
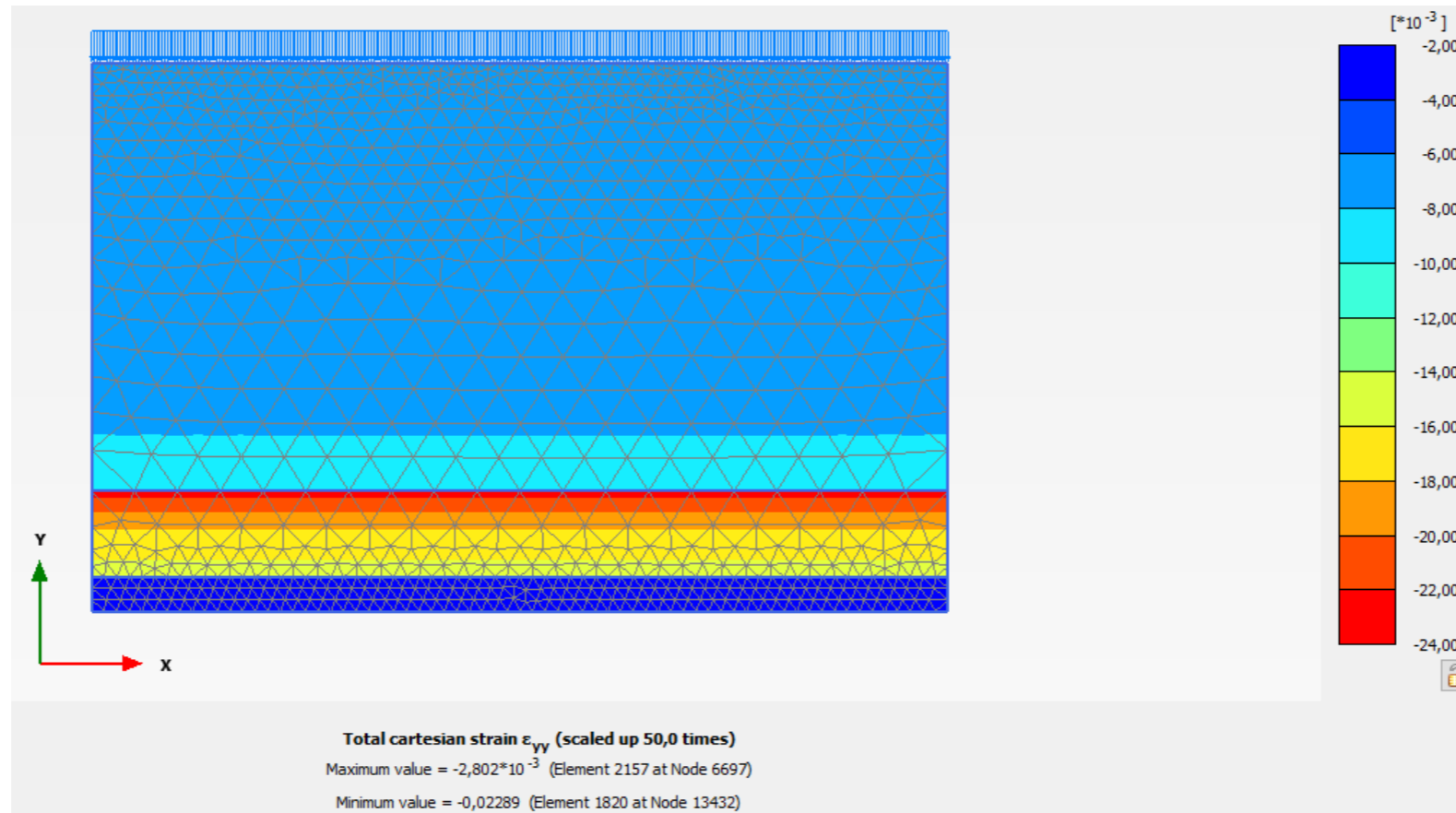
	Kote	z	y	$\sigma_0$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'_c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$\sigma_1$	$p'_c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'_c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$		
Fyllmasse	5	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	2	3	19	57	0	57	1	57	0	0	57	57	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
KS	2	3	19	57	0	57	4	228	0	122,666667	179,666667	179,666667	171	-48,333333	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00306667	0	0	
KS	2	3	19	57	0	57	4	228	0	122,666667	179,666667	179,666667	171	-48,333333	0,00613333	0	0	0,00613333	0,00613333	0	0	
KS	0	5	19	95	24,0625	70,9375	2,8	198,625	20	126,729167	197,666667	217,666667	127,6875	-0,9583333	0,00633646	0	0	0,00633646	0,0062349	12,46979167		
KS	-1	6	19	114	36,09375	77,90625	2,5	194,765625	30	128,760417	206,666667	236,666667	116,859375	11,9010417	0,00643802	0	0	0,00643802	0,00638724	6,387239583		
KS	-2	7	19	133	48,125	84,875	2,28571429	194	40	130,791667	215,666667	255,666667	109,125	21,6666667	0,00653958	0	0	0,00653958	0,0064888	6,488802083		
KS	-3	8	19	152	60,15625	91,84375	2,125	195,167969	50	132,822917	224,666667	274,666667	103,324219	29,4986979	0,00664115	0	0	0,00664115	0,00659036	6,590364583		
KS	-4	9	19	171	72,1875	98,8125	2	197,625	60	134,854167	233,666667	293,666667	98,8125	36,0416667	0,00674271	0	0	0,00674271	0,00669193	6,691927083		
KS	-5	10	19	190	84,21875	105,78125	1,9	200,984375	70	136,885417	242,666667	312,666667	95,203125	41,6822917	0,00684427	0	0	0,00684427	0,00679349	6,793489583		
KS	-10	15	19	285	144,375	140,625	1,6	225	120	147,041667	287,666667	407,666667	84,375	62,6666667	0,00735208	0	0	0,00735208	0,00709818	35,49088542		
KS	-12	17	19	323	168,4375	154,5625	1,52941176	236,389706	140	151,104167	305,666667	445,666667	81,8272059	69,2769608	0,00755521	0	0	0,00755521	0,00745365	14,90729167		
KS	-15	20	19	380	204,53125	175,46875	1,45	254,429688	170	157,197917	332,666667	502,666667	78,9609375	78,2369792	0,0078599	0	0	0,0078599	0,00770755	23,12265625		
KS	-23	28	19	532	300,78125	231,21875	1,32142857	305,539063	250	173,447917	404,666667	654,666667	74,3203125	99,1276042	0,0086724	0	0	0,0086724	0,00826615	66,12916667		
Leire	-23	28	19	532	300,78125	231,21875	1,32142857	305,539063	250	116,447917	347,666667	597,666667	74,3203125	42,1276042	0,01140647	0,00538194	0	0,01678841	0,0127304	0		
Leire	-25	30	19	570	324,84375	245,15625	1,3	318,703125	288,571429	91,3860322	336,542282	625,113711	73,546875	17,8391572	0,01082069	0,00226932	0	0,01309001	0,01493921	29,87842693		
Leire	-28	33	19	627	360,9375	266,0625	1,27272727	338,625	346,428571	58,036306	324,098806	670,527377	72,5625	-14,526194	0,00803966	0	0	0,00803966	0,01056484	31,69451209		
Dren	-28	33	19	627	360,9375	266,0625	1	266,0625	346,428571	58,036306	324,098806	670,527377	0	58,036306	0	0	0,00169132	0,00169132	0,00486549	0		
Dren	-30	35	19	665	385	280	1	280	385	37,7389499	317,73895	702,73895	0	37,7389499	0	0	0,00109203	0,00109203	0,00139168	2,783355009		
Fjell	-30	35	19	665	385	280	1	280	385	37,7389499	317,73895	702,73895	0	37,7389499	0	0	0	0	0	0		
																					SUM	
																					249,4279086	mm
																					24,94279086	cm

# Vedlegg 68 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt H



# Vedlegg 69 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt H

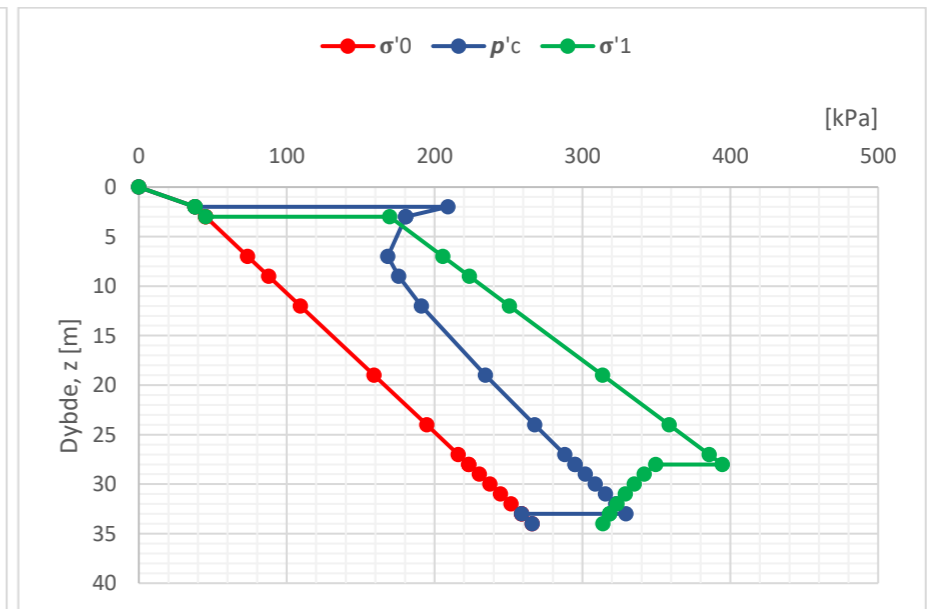
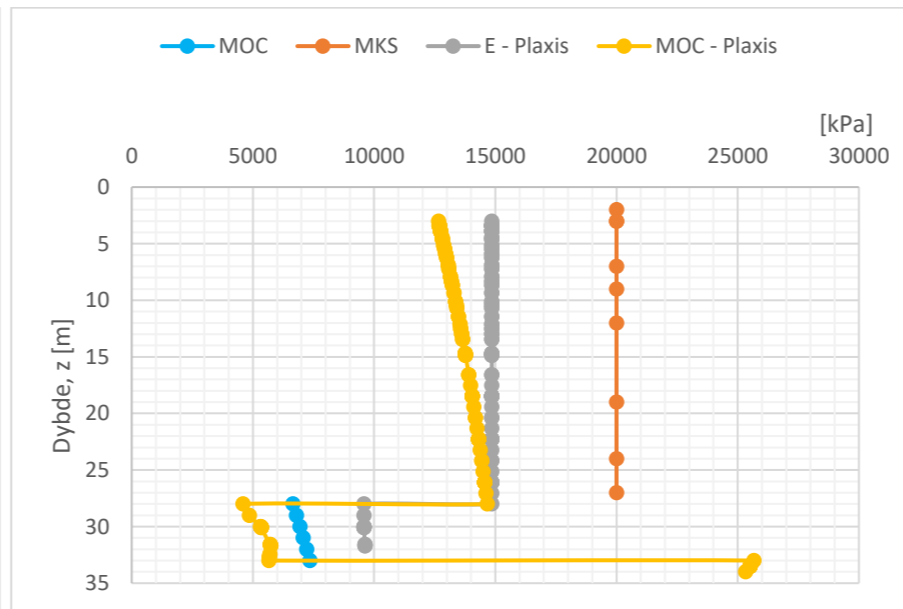
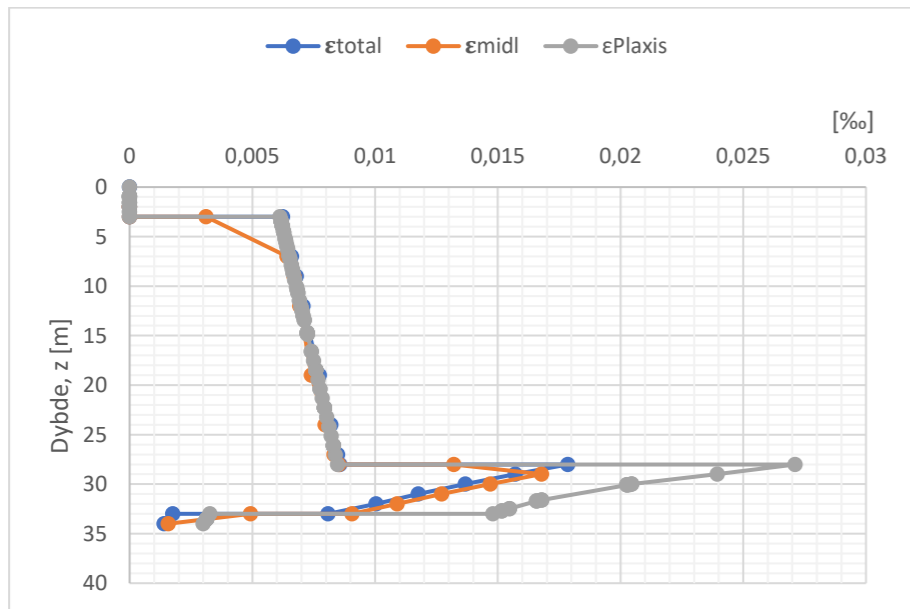
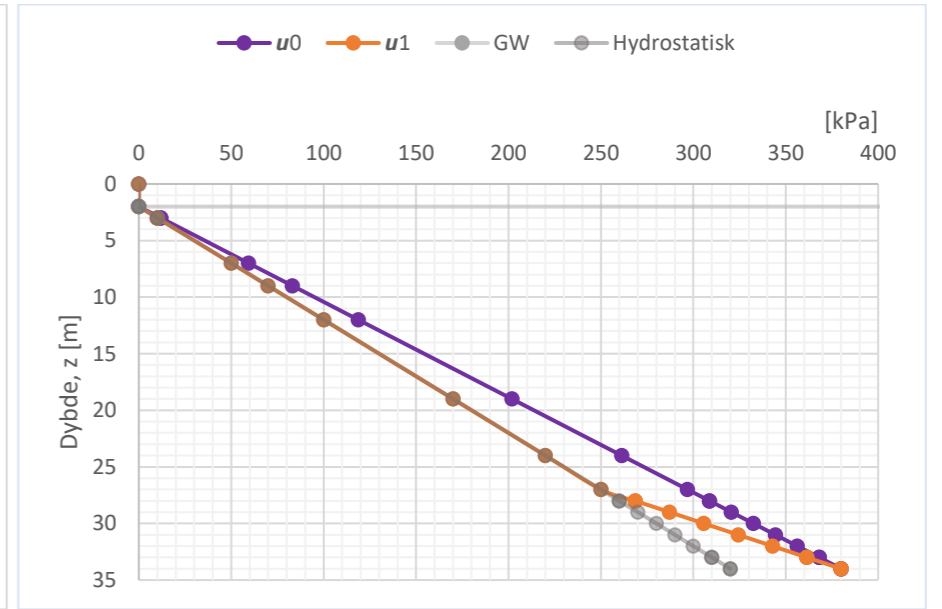
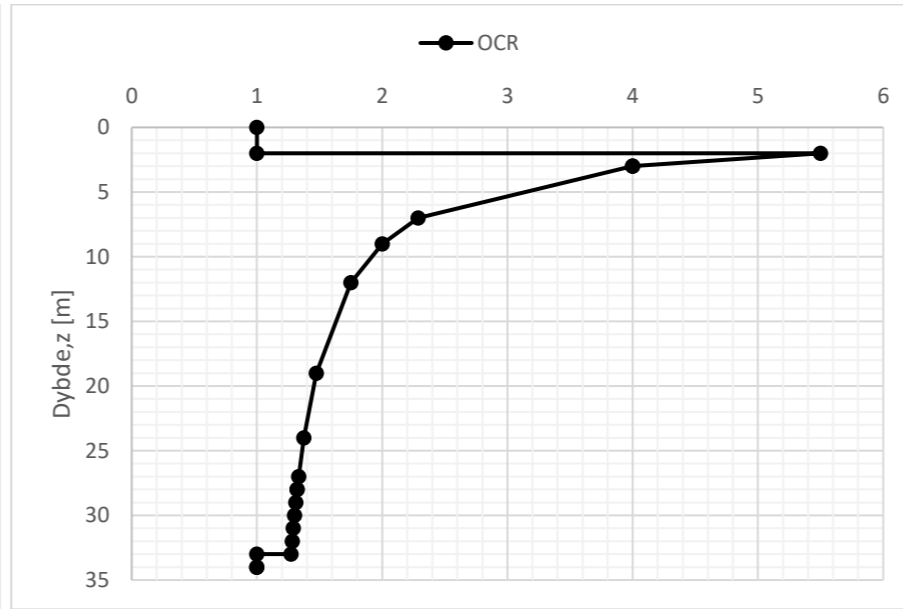
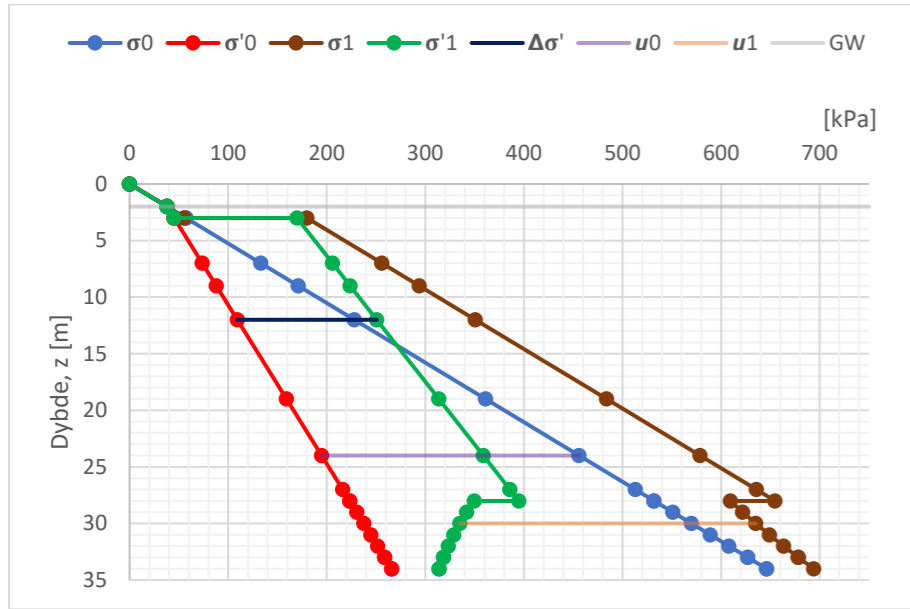




# Vedlegg 70 – Setningsberegninger KS – Snitt I

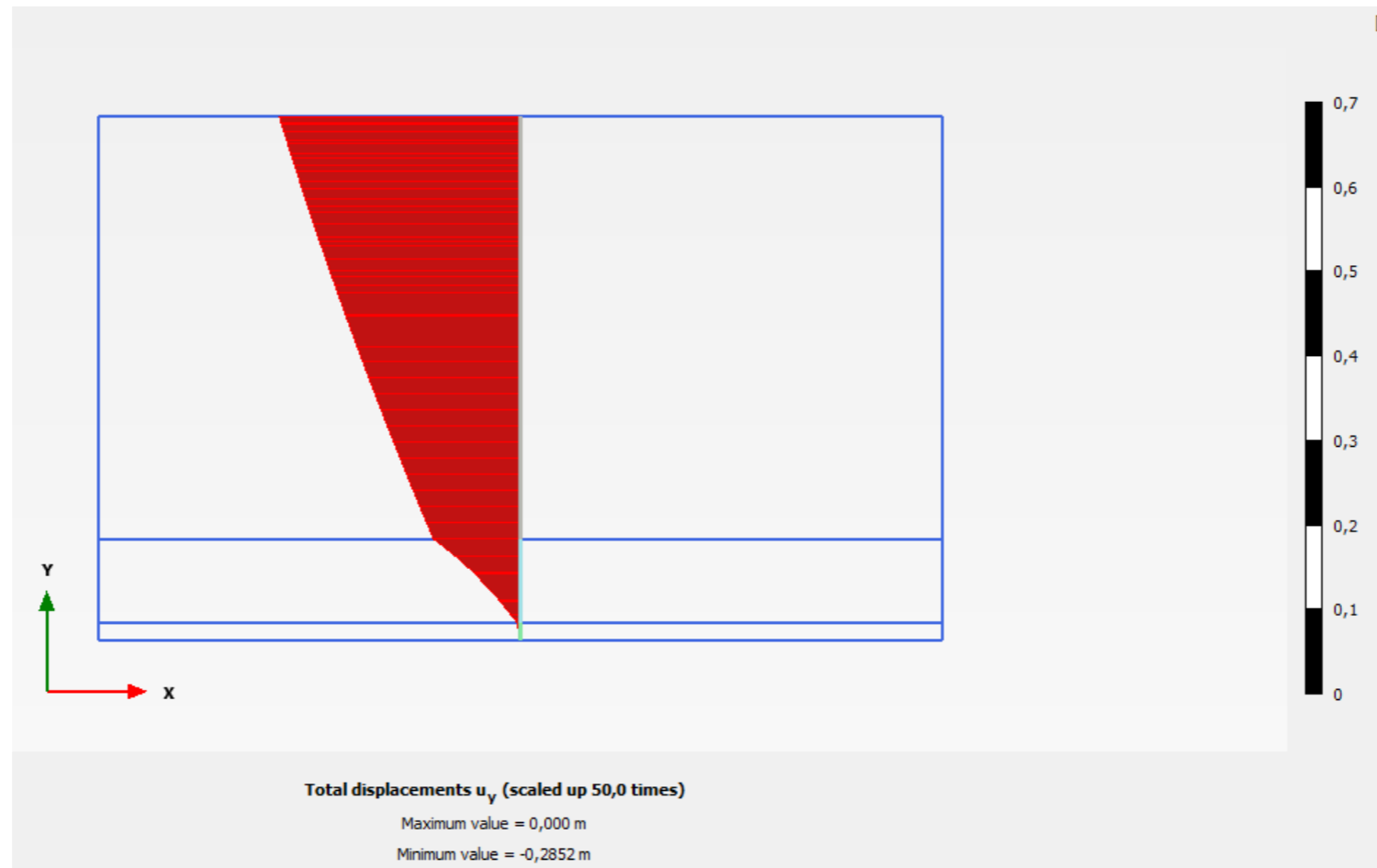
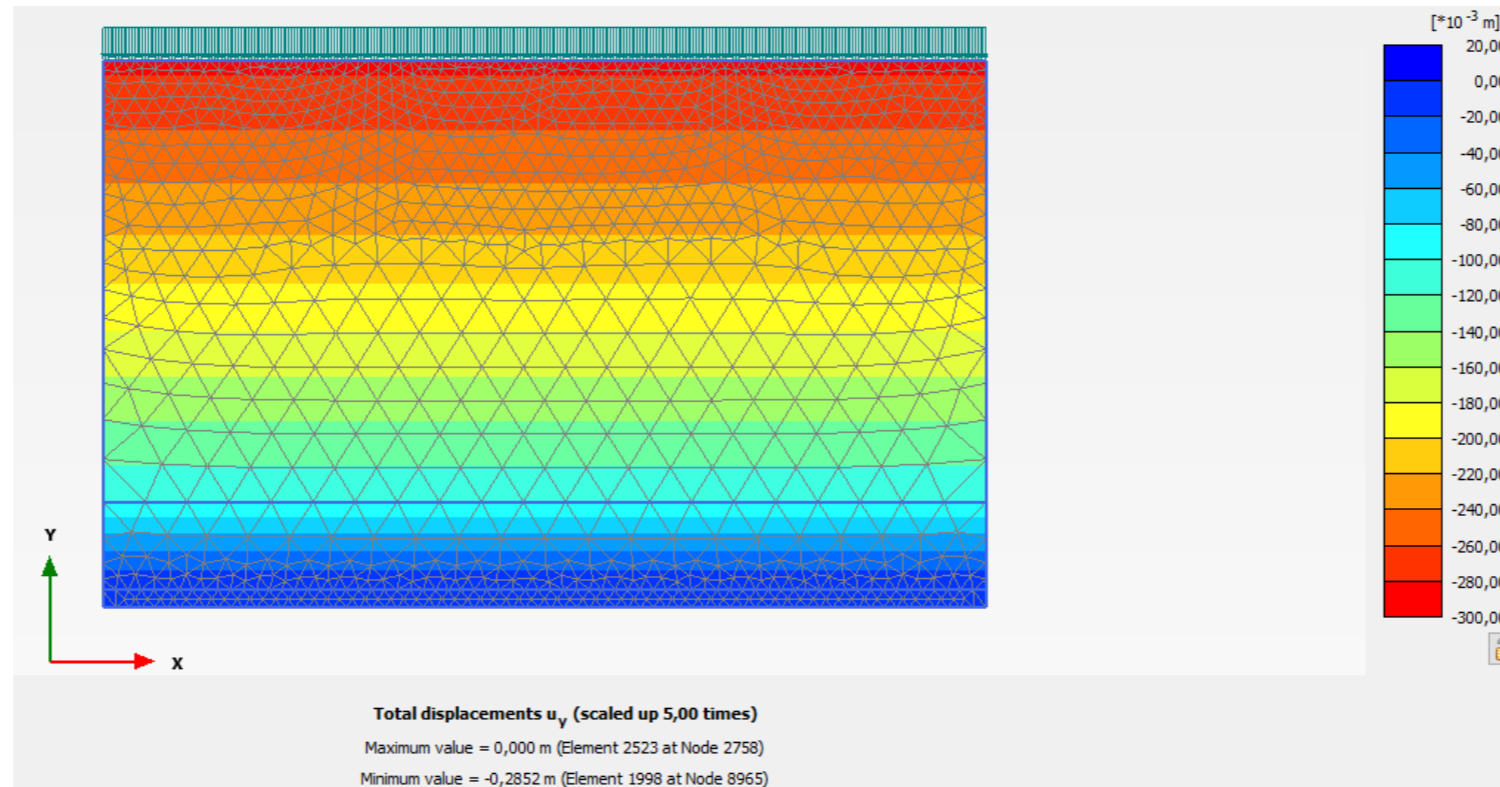
	Kote	z	y	$\sigma_0$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'_c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$\sigma_1$	$p'_c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'_c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$		
Fyllmasse	4	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	2	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
KS	2	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	38	171	-171	0	0	0	0	0	0	0	
KS	1	3	19	57	11,875	45,125	4	180,5	10	0	45,125	55,125	135,375	-135,375	0	0	0	0	0	0	0	
KS	1	3	19	57	11,875	45,125	4	180,5	10	124,541667	169,666667	179,666667	135,375	-10,833333	0,00622708	0	0	0,00622708	0,00311354	0		
KS	-3	7	19	133	59,375	73,625	2,28571429	168,285714	50	132,041667	205,666667	255,666667	94,6607143	37,3809524	0,00660208	0	0	0,00660208	0,00641458	25,65833333		
KS	-5	9	19	171	83,125	87,875	2	175,75	70	135,791667	223,666667	293,666667	87,875	47,9166667	0,00678958	0	0	0,00678958	0,00669583	13,39166667		
KS	-8	12	19	228	118,75	109,25	1,75	191,1875	100	141,416667	250,666667	350,666667	81,9375	59,4791667	0,00707083	0	0	0,00707083	0,00693021	20,790625		
KS	-15	19	19	361	201,875	159,125	1,47368421	234,5	170	154,541667	313,666667	483,666667	75,375	79,1666667	0,00772708	0	0	0,00772708	0,00739896	51,79270833		
KS	-20	24	19	456	261,25	194,75	1,375	267,78125	220	163,916667	358,666667	578,666667	73,03125	90,8854167	0,00819583	0	0	0,00819583	0,00796146	39,80729167		
KS	-23	27	19	513	296,875	216,125	1,33333333	288,166667	250	169,541667	385,666667	635,666667	72,0416667	97,5	0,00847708	0	0	0,00847708	0,00833646	25,009375		
KS	-24	28	19	532	308,75	223,25	1,32142857	295,008929	260	171,416667	394,666667	654,666667	71,7589286	99,6577381	0,00857083	0	0	0,00857083	0,00852396	8,523958333		
Leire	-24	28	19	532	308,75	223,25	1,32142857	295,008929	260	126,291667	349,541667	609,541667	71,7589286	54,5327381	0,01078068	0,00706738	0	0,01784807	0,01320945	0		
Leire	-25	29	19	551	320,625	230,375	1,31034483	301,87069	280	111,52075	341,89575	621,89575	71,4956897	40,0250605	0,01051891	0,0051878	0	0,0157067	0,01677738	16,77738407		
Leire	-26	30	19	570	332,5	237,5	1,3	308,75	300	97,5803399	335,08034	635,08034	71,25	26,3303399	0,01027027	0,00340993	0	0,01368021	0,01469345	14,69345393		
Leire	-27	31	19	589	344,375	244,625	1,29032258	315,645161	320	84,3359918	328,960992	648,960992	71,0201613	13,3158306	0,01003375	0,00172169	0	0,01175544	0,01271782	12,71782308		
Leire	-28	32	19	608	356,25	251,75	1,28125	322,554688	340	71,6796831	323,429683	663,429683	70,8046875	0,87499562	0,00992965	0,00011288	0	0,01004253	0,01089899	10,89898524		
Leire	-29	33	19	627	368,125	258,875	1,27272727	329,477273	360	59,5237623	318,398762	678,398762	70,6022727	-11,07851	0,00808815	0	0	0,00808815	0,00906534	9,065341972		
Dren	-29	33	19	627	368,125	258,875	1	258,875	360	59,5237623	318,398762	678,398762	0	59,5237623	0	0	0,00175414	0,00175414	0,00492115	0		
Dren	-30	34	19	646	380	266	1	266	380	47,7964689	313,796469	693,796469	0	47,7964689	0	0	0,00140479	0,00140479	0,00157947	1,579466825		
Fjell	-30	34	19	646	380	266	1	266	380	47,7964689	313,796469	693,796469	0	47,7964689	0	0	0	0	0	0		
																					SUM	
																						250,7064135 mm
																						25,07064135 cm

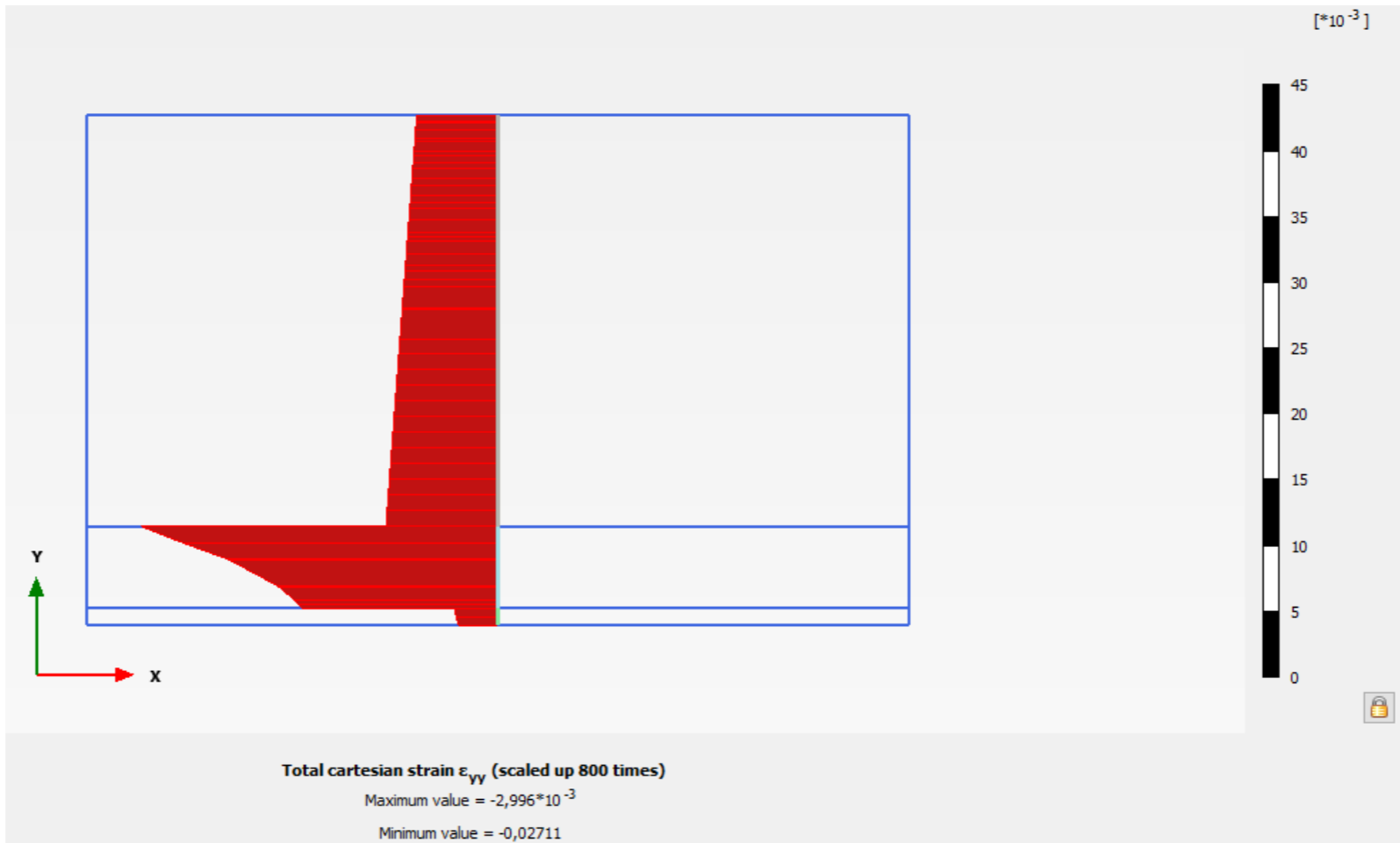
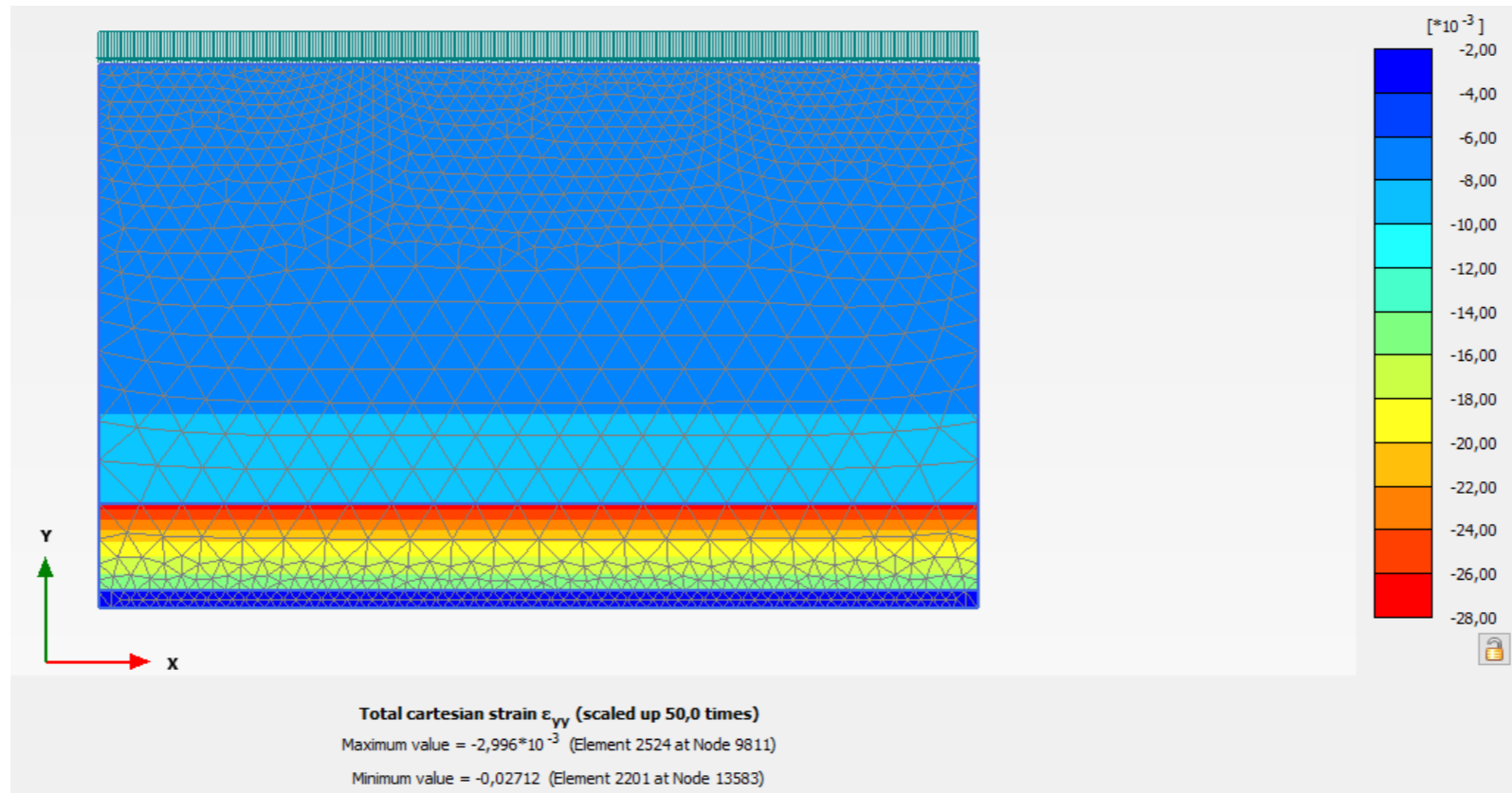
# Vedlegg 71 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt I





# Vedlegg 72 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt I

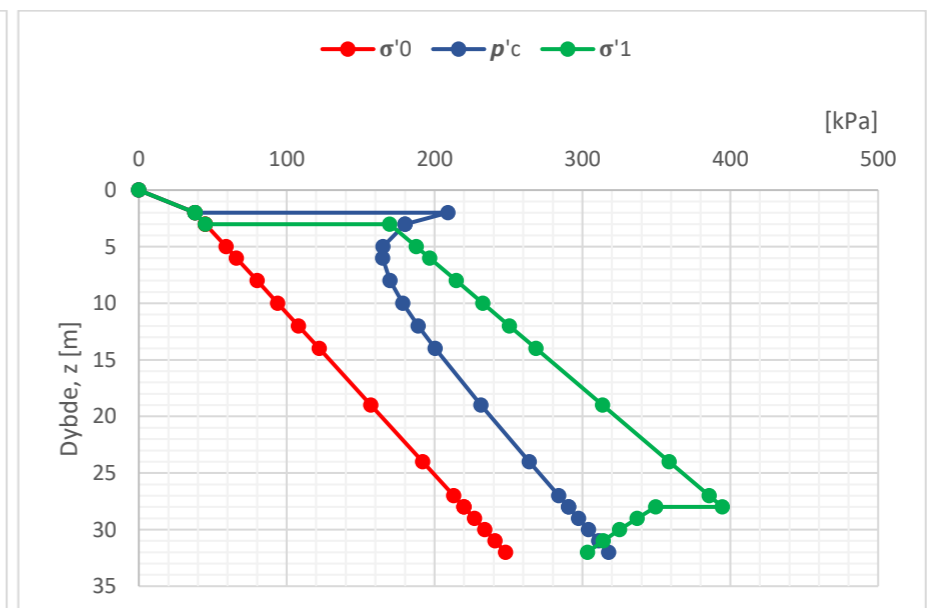
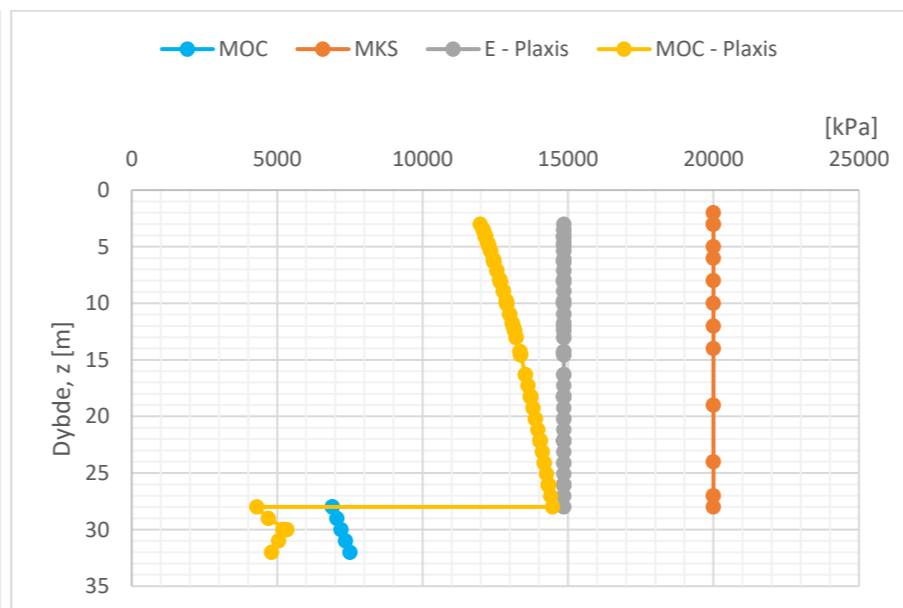
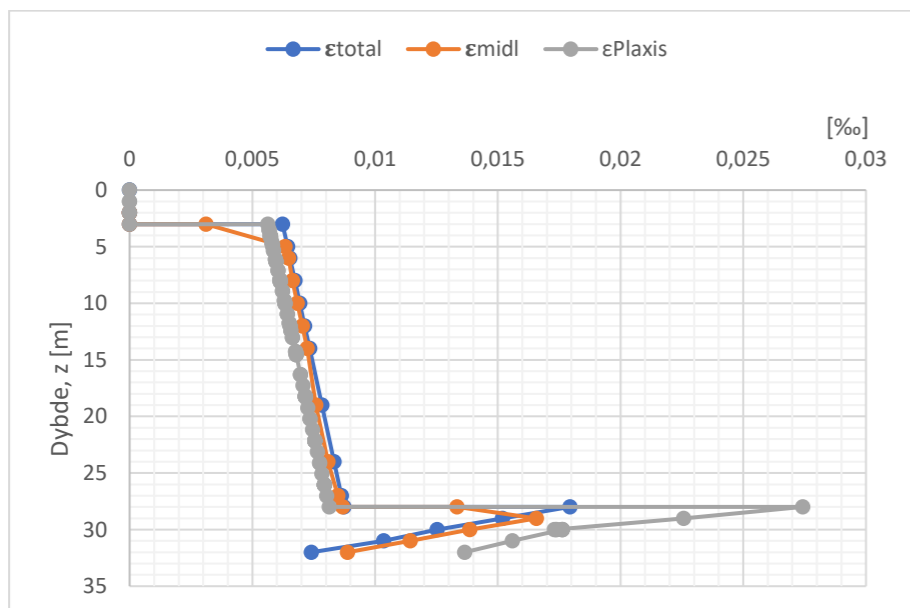
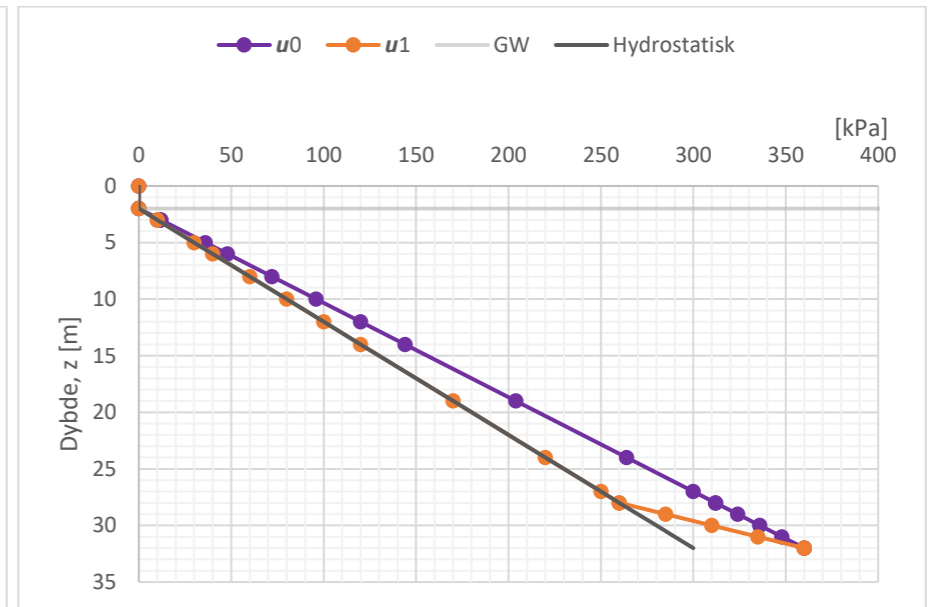
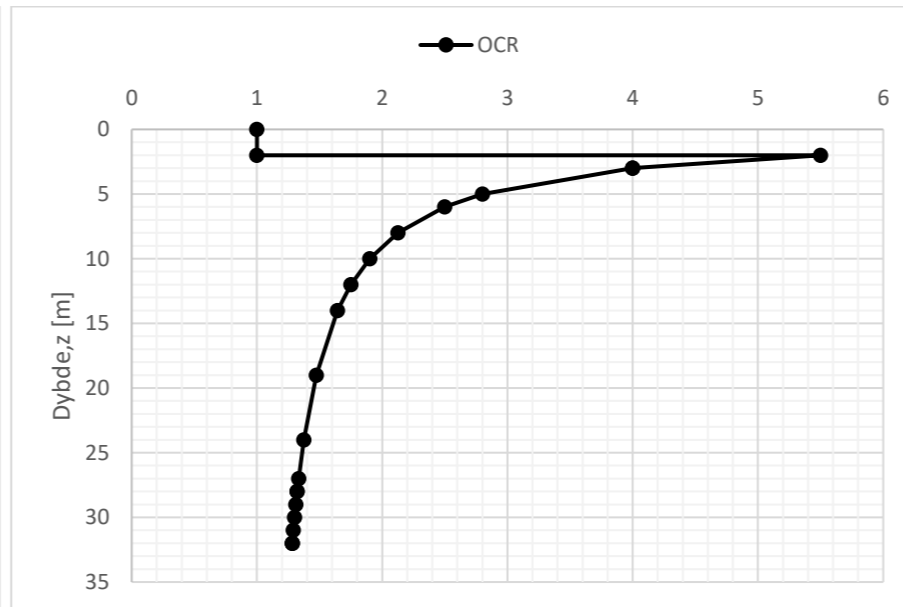
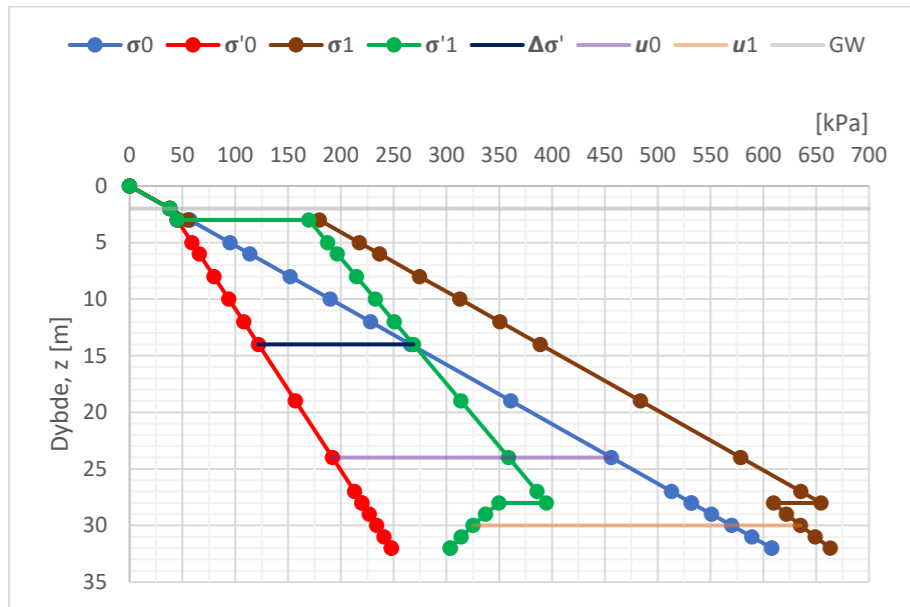




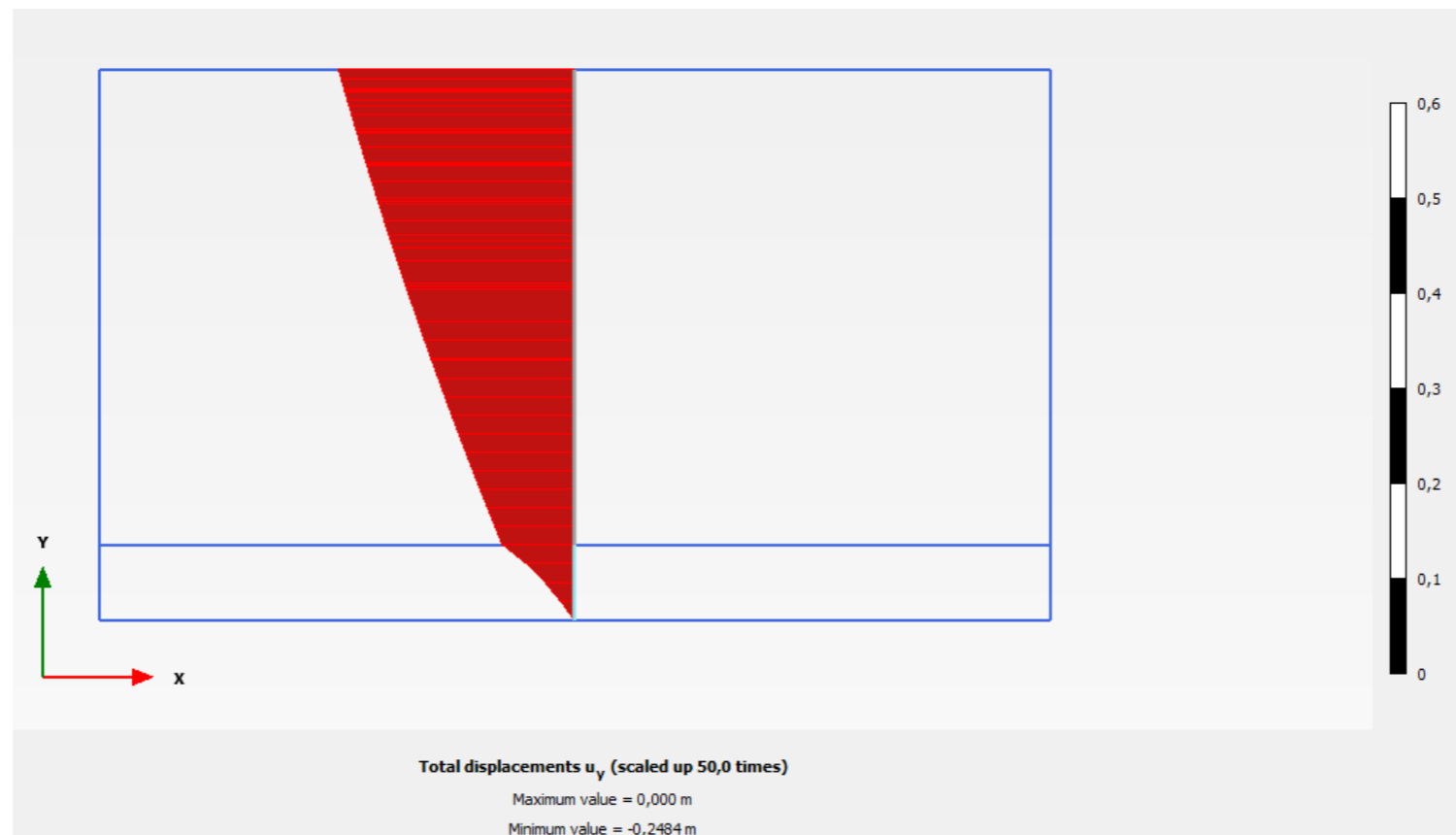
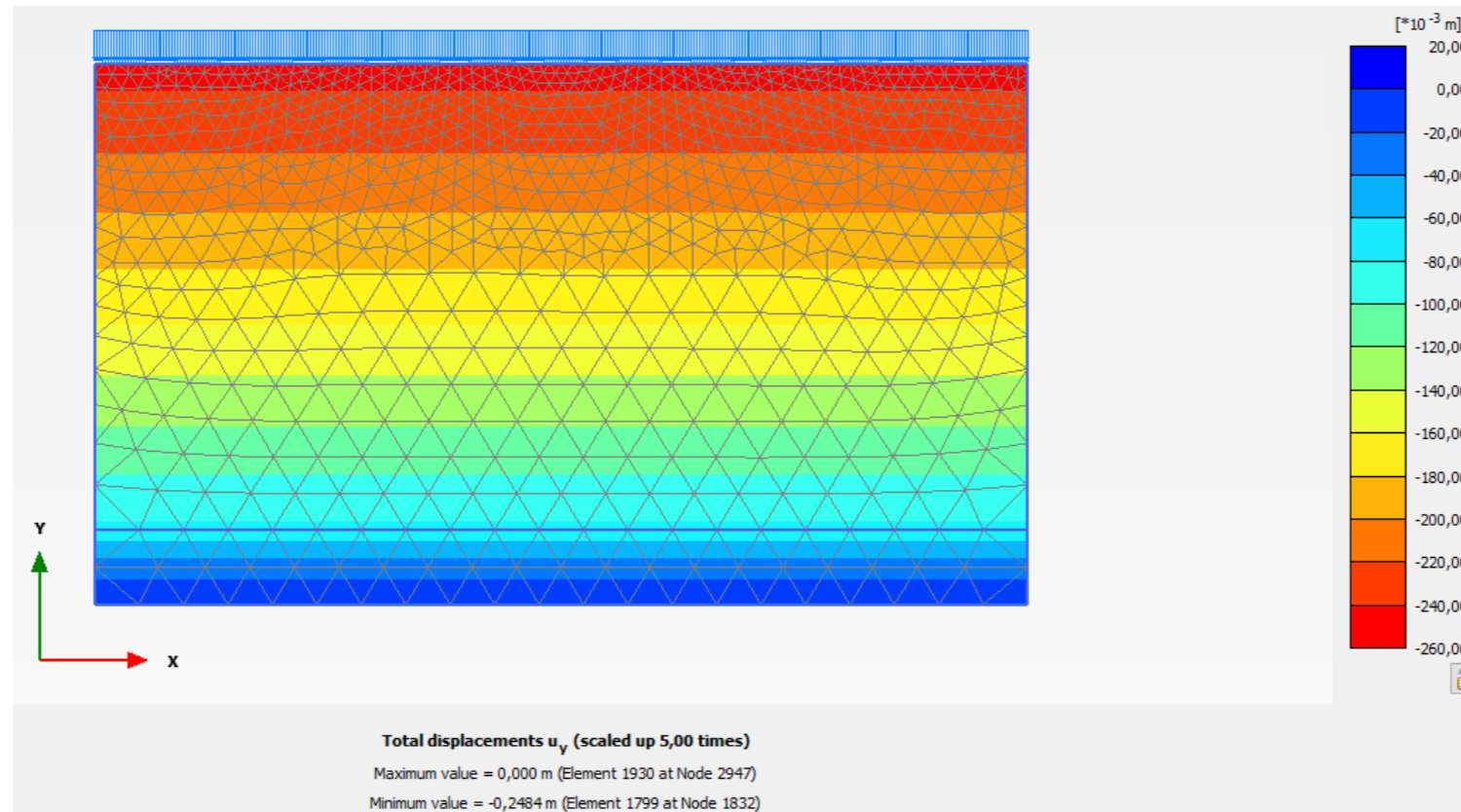
# Vedlegg 73 – Setningsberegninger KS – Snitt J

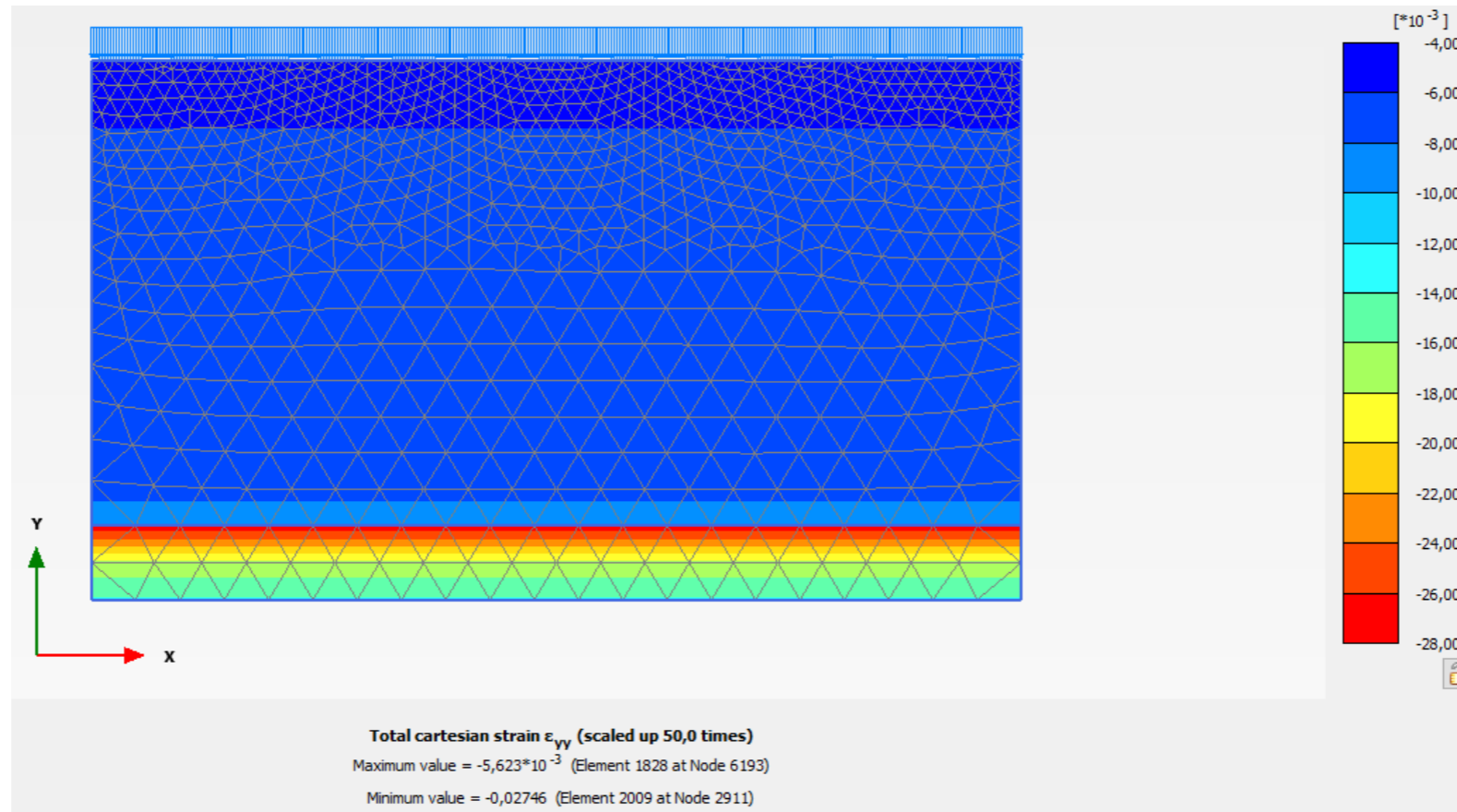
	Kote	z	y	$\sigma_0$	$u_0$	$\sigma'_0$	OCR	$p'c$	$u_1$	$\Delta\sigma'$	$\sigma'_1$	$\sigma_1$	$p'c - \sigma'_0$	$\sigma'_1 - p'c$	$\epsilon_{oc}$	$\epsilon_{nc}$	$\epsilon_{fyll}$	$\epsilon_{total}$	$\epsilon_{midl}$	$\delta$		
Fyllmasse	4	0	19	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Fyllmasse	2	2	19	38	0	38	1	38	0	0	38	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
KS	2	2	19	38	0	38	5,5	209	0	0	38	38	0	-171	0	0	0	0	0	0	0	
KS	1	3	19	57	12	45	4	180	10	0	45	55	135	-135	0	0	0	0	0	0	0	
KS	1	3	19	57	12	45	4	180	10	124,666667	169,666667	179,666667	135	-10,333333	0,00623333	0	0	0,00623333	0,00311667	0	0	
KS	-1	5	19	95	36	59	2,8	165,2	30	128,666667	187,666667	217,666667	106,2	22,466667	0,00643333	0	0	0,00643333	0,00633333	12,666667	0	
KS	-2	6	19	114	48	66	2,5	165	40	130,666667	196,666667	236,666667	99	31,666667	0,00653333	0	0	0,00653333	0,00648333	6,483333	0	
KS	-4	8	19	152	72	80	2,125	170	60	134,666667	214,666667	274,666667	90	44,666667	0,00673333	0	0	0,00673333	0,00663333	13,266667	0	
KS	-6	10	19	190	96	94	1,9	178,6	80	138,666667	232,666667	312,666667	84,6	54,066667	0,00693333	0	0	0,00693333	0,00683333	13,666667	0	
KS	-8	12	19	228	120	108	1,75	189	100	142,666667	250,666667	350,666667	81	61,666667	0,00713333	0	0	0,00713333	0,00703333	14,066667	0	
KS	-10	14	19	266	144	122	1,64285714	200,428571	120	146,666667	268,666667	388,666667	78,4285714	68,2380952	0,00733333	0	0	0,00733333	0,00723333	14,466667	0	
KS	-15	19	19	361	204	157	1,47368421	231,368421	170	156,666667	313,666667	483,666667	74,3684211	82,2982456	0,00783333	0	0	0,00783333	0,00758333	37,916667	0	
KS	-20	24	19	456	264	192	1,375	264	220	166,666667	358,666667	578,666667	72	94,666667	0,00833333	0	0	0,00833333	0,00808333	40,416667	0	
KS	-23	27	19	513	300	213	1,33333333	284	250	172,666667	385,666667	635,666667	71	101,666667	0,00863333	0	0	0,00863333	0,00848333	25,45	0	
KS	-24	28	19	532	312	220	1,32142857	290,714286	260	174,666667	394,666667	654,666667	70,7142857	103,952381	0,00873333	0	0	0,00873333	0,00868333	8,683333	0	
Leire	-24	28	19	532	312	220	1,32142857	290,714286	260	129,666667	349,666667	609,666667	70,7142857	58,952381	0,01024845	0,00769331	0	0,01794175	0,01333754	0	0	
Leire	-25	29	19	551	324	227	1,31034483	297,448276	285	110,010037	337,010037	622,010037	70,4482759	39,5617609	0,00999266	0,00520302	0	0,01519568	0,01656872	16,56871639	0	
Leire	-26	30	19	570	336	234	1,3	304,2	310	91,1852518	325,185252	635,185252	70,2	20,9852518	0,00975	0,00277957	0	0,01252957	0,01386262	13,86262351	0	
Leire	-27	31	19	589	348	241	1,29032258	310,967742	335	73,0576512	314,057651	649,057651	69,9677419	3,08990921	0,00993982	0,00041197	0	0,01035179	0,01144068	11,44067978	0	
Leire	-28	32	19	608	360	248	1,28125	317,75	360	55,5190378	303,519038	663,519038	69,75	-14,230962	0,00740254	0	0	0,00740254	0,00887716	8,877164684	0	
Fjell	-28	32	19	608	360	248	1,28125	317,75	360	55,5190378	303,519038	663,519038	69,75	-14,230962	0	0	0	0	0	0	0	
																					SUM	
																					237,8325177	mm
																					23,78325177	cm

# Vedlegg 74 – Setningsberegninger KS – Grafer – Snitt J

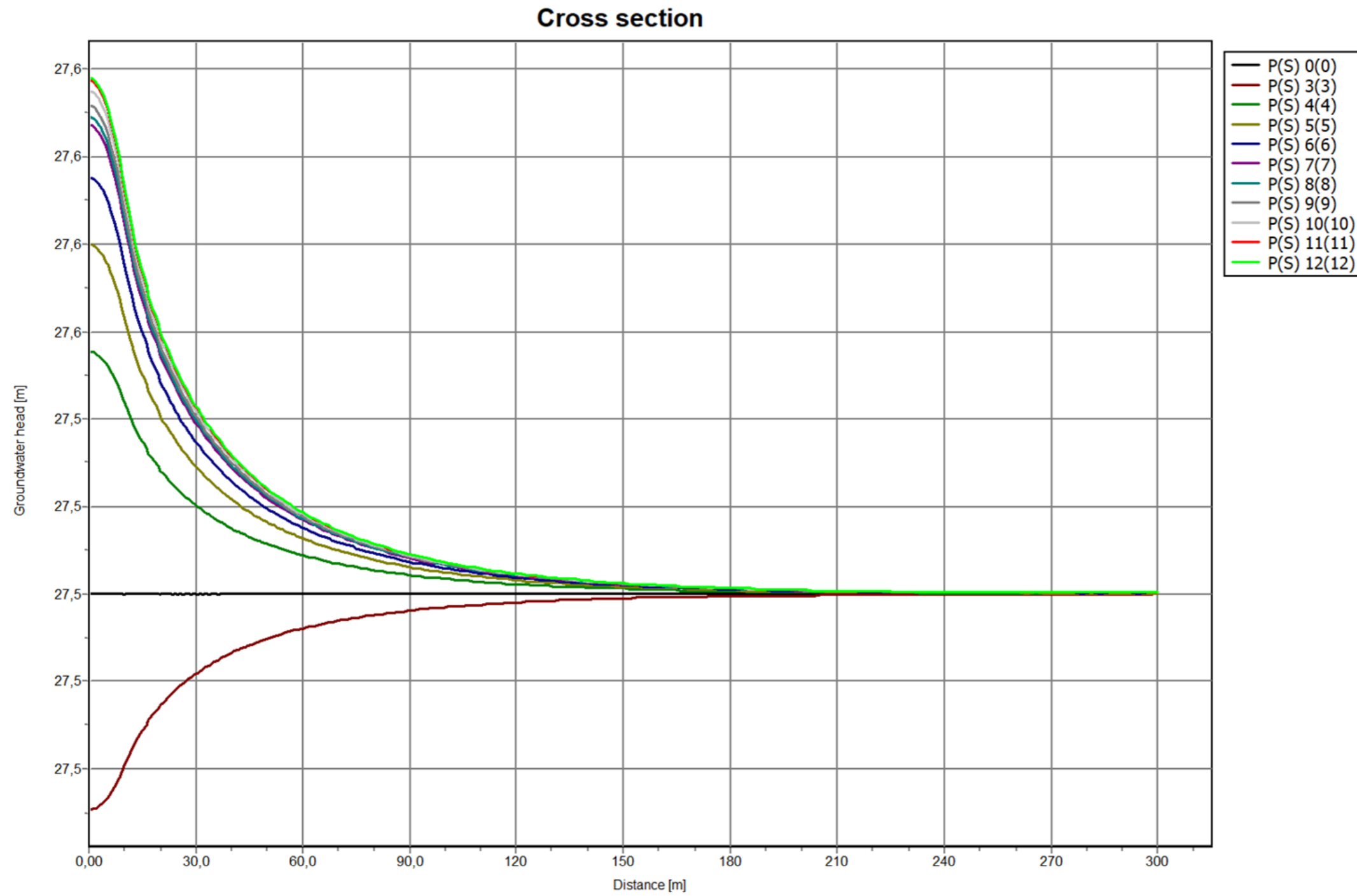


# Vedlegg 75 – Setningsberegninger KS – Plaxis – Snitt J





# Vedlegg 76 – Utvikling i potensialnivå med 2 meter siltig morene



## Vedlegg 77 – Litteraturstudie: Boring av foringsrør

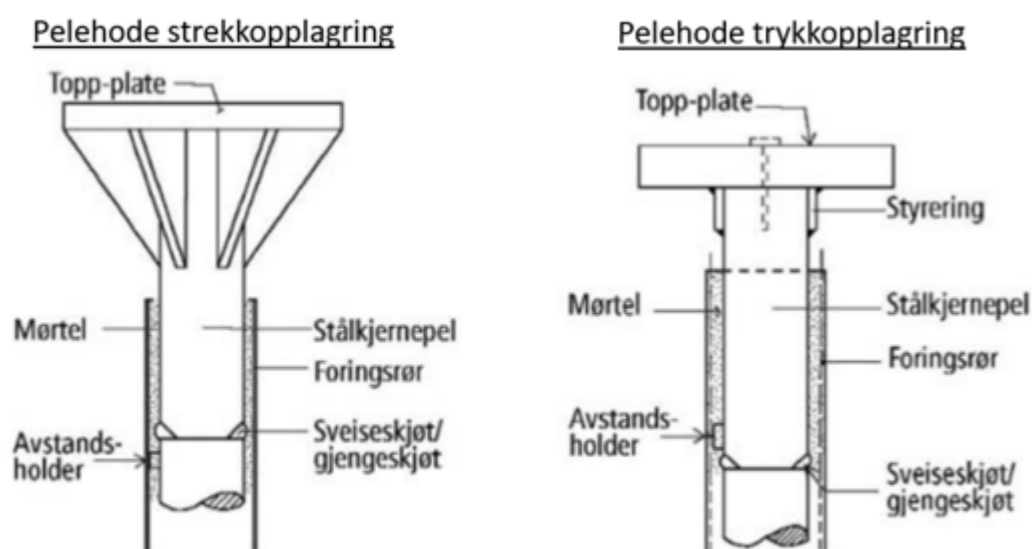
Det er her kapitlet forklart om stålkjernepelers egenskaper, utforming og de ulike installeringsmetodene.

### 1. Generelt

Peler kan i deles inn i kategoriene friksjonspæler og spissbærende peler, eller en kombinasjon av disse. Stålkjernepeler er klassifisert som spissbærende peler som betyr at lasten blir tatt opp i enden av pelen, og består av en sylindrisk stålkjerne installert inne i et foringsrør som er fylt av sementbasert gysmasse. Ved innboring og fastgysing i fjell vil stålkjernepeler kunne ta strekk- og trykkrefter (Den Norske Pelekomite, 2012).

Ved montering kan foringsrøret bores ned i fjell, eller man kan velge å avslutte foringsrøret ved bergoverflaten, og kun bore hullet for stålkjernepelen ned i fjell. Selve foringsrøret blir fungerende som en forskaling til stålkjernen. Etter hullet er etablert senkes stålkjernepelen ned i det mørtelfylte hullet, og stålkjernepelen er installert (Den Norske Pelekomite, 2012).

Pelene skjøtes ved forhåndsfabrikkerte gjenger eller ved sveising på monteringsstedet. Etter installering av pelen sveises det fast en topp-plate for å overføre krefter fra konstruksjonen ned i grunnen. Topp-platenes dimensjon bestemmes etter pelediameter, lastens størrelse, og ut fra hvordan lastene skal overføres fra konstruksjonen til pelen (Den Norske Pelekomite, 2012). Prinsippskisse for stålkjernepeler med opplagring av strekk- og trykkrefter er vist i figur 2.



Figur 2: Prinsippkisse av stålkjernepeler med pelehode. Hentet fra (Den Norske Pelekomite, 2012).

### 2. Rørboringsmetoder

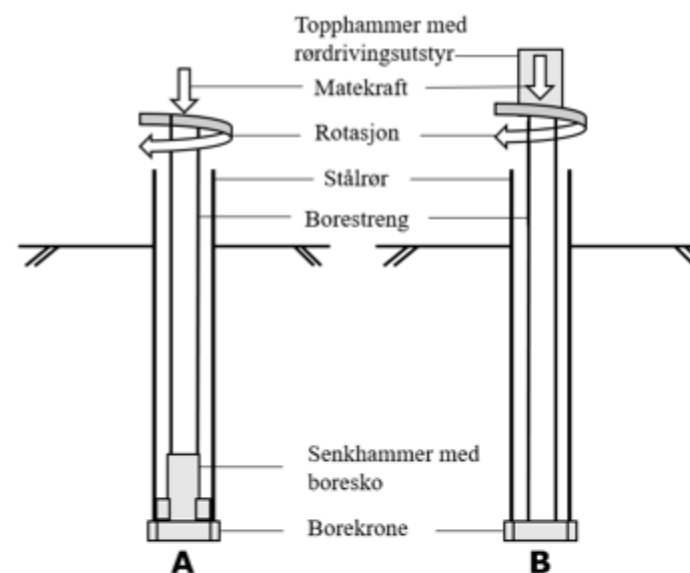
De to vanligste rørboringsmetodene er:

- 1) Toppammerboring med rørdrivingsutstyr.
- 2) Senkammerboring.

Ved topphammerboring med rørdrivingsutstyr tilføres slag- og rotasjonsenergien i toppen av borestrengen, samtidig som rørdrivingsutstyret tilfører slagenergi i toppen av foringsrøret som fører det ned i grunnen. Boringen skjer normalt kun med vannspyling som gir mindre overboring og erosjon, da vann dempes raskere enn luft i løsmasser. Maksimal nedboringdybde er ca. 35-40 meter i friksjonsmasser, mens omtrentlig 60 meter i leire (Den Norske Pelekomite, 2012).

Ved senkammerboring overføres slagenergien fra en hammer plassert rett over borekronen på en påsveiset boresko, mens rotasjonsenergien blir tilført i toppen av borestrengen. På denne måten vil senkammerboring ha mindre energitap som gjør at den kan bore dypere og ha mindre boravvik enn ved topphammerboring. Man kan også benytte senkammer med rørdrivingsutstyr som gjør at man slipper en påsveiset boresko i bunn av foringsrøret (Den Norske Pelekomite, 2012).

Prinsippkisse for topp- og senkammerboring er vist i figur 3.



Figur 3: Prinsippkisse for senk- (A) og topphammerboring (B). Modifisert etter (Den Norske Pelekomite, 2012).

Senkammer er drevet av luft- eller vanntrykk. Ulempen ved senkammer drevet av lufttrykk er at luften kan gå ut i løsmassene slik at det oppstår poretrykksendring, erosjon eller omrøring av omkringliggende løsmasser. For både topphammer- og senkammerboring blir borkaks transportert gjennom borekronen, og opp på innsiden av foringsrøret. Dette gjøres ved at vann- eller lufttrykk tilføres gjennom borestrengen og ut i spyledyser på borekronen (Den Norske Pelekomite, 2012).



### 3. Rørboringsystemer

Foringsrør er klassifisert i to grupper etter hvordan de er produsert, de to gruppene er (Den Norske Pelekomite, 2012):

- Slanke foringsrør, langssveisede.
  - Diameter 88,9 – 329,9 mm, veggtykkelse 4 – 12,5 mm.
- Grove foringsrør, spiralsveisede.
  - Diameter 406,4 – 1220 mm, veggtykkelse 6,3 – 20 mm.

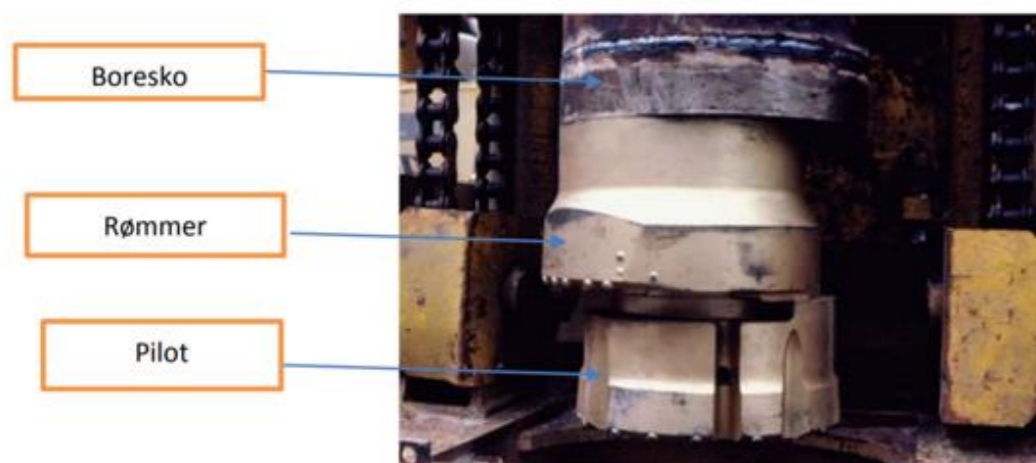
Det er knyttet ulike egenskaper for de ulike boremetodene. Grunnprinsipper for de vanligste boremetodene for stålkernepeper er beskrevet nedenfor.

#### Eksentrisk borsystem

Eksentriske borekroner består av pilotkrone og rømmekrone etterfulgt av et foringsrør som betyr at hullets fulle profil blir boret i en operasjon. To kjente produsenter er Odex og Tubex (Den Norske Pelekomite, 2012).

Metoden kan benyttes for både topp- og senkhammer. Ved bruk av topphammer blir foringsrøret drevet ned i grunnen ved å påføre slagenergien i toppen av foringsrøret. For senkhammerboring sveises det på en boresko i bunn av foringsrøret, for å overføre slagenergien fra senkhammeren over til foringsrøret. Den påsveiste boreskoen gjør at både rømmer- og pilotkronen kan rotere fritt uten at foringsrøret roterer (Veslegard & Simonsen, 2014). Prinsippskisse av eksentrisk borsystem er vist i figur 4.

Ved boring vil pilotkronen fortløpende forbore et hull som rømmekronen borer opp til tilstrekkelig stor nok dimensjon for foringsrøret. Borsystemet er tilgjengelig i rørdiameter 88,9 mm til 327 mm, men ved rørdiameter over 139,7 mm er systemet kun tilgjengelig med senkhammer borutrustning (Veslegard & Simonsen, 2014).



Figur 4: Eksentrisk borsystem med påsveiset boresko for senkhammerboring. Hentet fra (Veslegard & Simonsen, 2014).

Borkaks vil under boring gå gjennom borekronen og transporteres ut foringsrøret. Når hullet er ferdigstilt kan rømmekronen trekkes inn til senter av borestrengen, slik at borekronene kan trekkes opp av hullet. Fordeler og ulemper med eksentrisk boring er vist i tabell 1.

Tabell 1: Fordeler/ulemper ved eksentrisk borekrone (Veslegard & Simonsen, 2014) (Wold, 2016).

Fordeler	Ulemper
<ul style="list-style-type: none"><li>• Lett å trekke opp foringsrør.</li><li>• Kan installeres med små borerigger.</li><li>• Kan benyttes ved de fleste grunnforhold.</li><li>• Lavere pris enn ringborkrone.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Problemer knyttet til fastboring og boravvik ved mornemasser og i grove fyllmasser.</li><li>• Skrenser ved sprengtsteinfylling og ujevn fjelloverflate.</li><li>• Problemer med å trekke inn rømmekrone ved sand- og grusholdig jord.</li><li>• Gir erosjon rundt foringsrør da borkrone sitter foran rør.</li></ul>

#### Sentriske borsystem

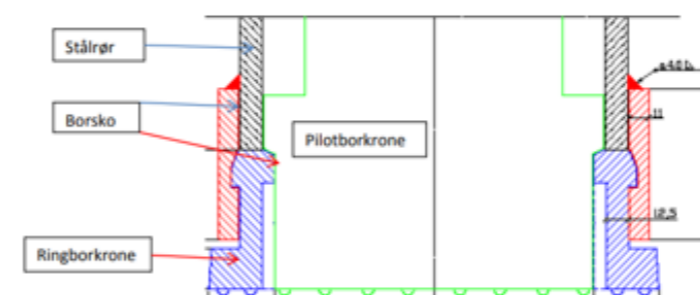
Ved krevende grunnforhold og boring av store rørdiameterer med tykke veggtykkelser er det sentriske borsystemet mer å foretrekke enn det eksentriske borsystemet. Det er her redegjort for de sentriske borsystemene:

- 1) Ringborkrone med pilotkrone.
- 2) Vingeborkrone.

#### Ringborkrone

Ringborkrone med pilotkrone er et sentrisk borsystem som borer hullets fulle profil i en operasjon. To kjente produsenter er Robit og Symmetrix. Borsystemet er tilgjengelig i rørdiameterer fra 88,9 mm til 1016 mm. Ved rørdiameterer over 139,7 mm er systemet kun tilgjengelig med senkhammer borutrustning. Når systemet benyttes til stagboring av tykkvegget rør med topphammer er det gitt betegnelsen OD-gjenget rør, «Overburden drilling» (Veslegard & Simonsen, 2014).

Metoden kan benyttes for både topp- og senkhammer. I likhet med det eksentriske borsystemet bores hullets fulle profil i en operasjon. Slagenergien fra borhammeren til borkronen ved senkhammerboring overføres ved hjelp av en påsveiset boresko på enden av foringsrøret. Dette gjør at ringborkronen roterer sammen med pilotkronen uavhengig av foringsrøret. Ringborkronen har 15-20 mm større diameter enn foringsrøret som vist i figur 5, og er betegnet som en engangskrone da den blir sittende igjen på enden av foringsrøret når hullet er ferdigstilt (Den Norske Pelekomite, 2012).



Figur 5: Prinsippskisse av ringborkrone med pilotkrone. Hentet fra (Veslegard & Simonsen, 2014).

Ved boring av uforet hull i berg med påsveiset boresko er det viktig å huske at pilotkronen må skiftes ut til en mindre borkrone for å kunne passere boreskoen. Dette vil vanligvis føre til 30-70mm reduksjon i berghullets diameter avhengig av boresystem, rørdiameter og veggtykkelser (Den Norske Pelekomite, 2012).

Borkaks vil gå gjennom falser i pilotkronen og transportertes ut på innsiden av foringsrøret ved hjelp av vann- eller luftspyling. Pilotkronen kan enkelt kobles av og på ved en bajonettkobling mellom ringborkronen og pilotkronen. Pilotkroner plassert bak ringborkronen vil gi et sug inn i kronen, og motvirke eventuell økning i poretrykk (Veslegard, 2015). Fordeler og ulemper knyttet til ringborkrone er vist i tabell 2.

**Tabell 2: Fordeler og ulemper ved bruk av ringborkrone med pilotkroner (Den Norske Pelekomite, 2012) (Wold, 2016).**

Fordeler	Ulemper
<ul style="list-style-type: none"> <li>Mindre erosjon enn eksentrisk boring.</li> <li>Rettere hull enn ved bruk av eksentrisk boresystem.</li> <li>Bedre borbarhet i morenemasser og lag med steinblokker enn eksentrisk boresystem.</li> <li>Mer nøyaktig innboring i skrått fjell enn ved eksentrisk boresystem.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Høyere pris enn eksentriske boresystem.</li> <li>Krever tyngre borerigger enn eksentrisk boring.</li> <li>Høyere friksjon fra løsmassene på foringsrøret.</li> </ul>

#### Vingeborkrone

Ved boring med ringborkroner blir vinger rotet eller presset ut med matekraft, se figur 6. På denne måten kan borkronen trekkes opp gjennom foringsrøret når hullet er ferdig boret. Metoden kan benyttes for både topp- og senkhammer. Ved boring med topphammer vil foringsrøret presses ned av topphammeren uten å rotere. For boring med senkhammer presses foringsrøret ned med en rødrivingshammer. Systemet er laget med tanke på å bore tykkvegget foringsrør ved tilsvarende grunnforhold som eksentriske borkroner. (Veslegard & Simonsen, 2014).



**Figur 6: Vingeborkrone med vinger inn- og utfelt ved hjelp av matekraft. Hentet fra (Veslegard & Simonsen, 2014).**

Under boring vil borkaks føres opp og ut på utsiden av borkronen, og kan skje ved bruk av trykkluft og vannspyling. Fordeler og ulemper ved vingeborkrone er beskrevet i tabell 3.

**Tabell 3: Fordeler og ulemper ved vingeborkrone (Veslegard, 2015).**

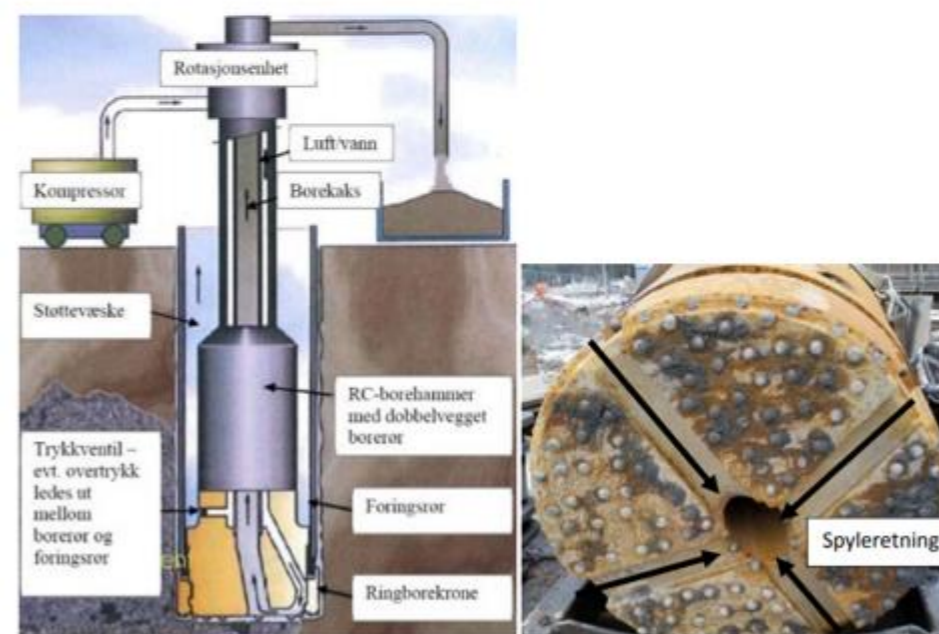
Fordeler	Ulemper
<ul style="list-style-type: none"> <li>Bedre enn eksentriske borkroner på skrått fjell.</li> <li>Borkronen kan i sin helhet tas opp ved ferdigstilling av hullet.</li> <li>Lavere pris enn ringborkrone.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Vanskelig å rotere inn vinger i løsmasser.</li> <li>Begrenset levetid på vinger.</li> <li>Mangler erfaringsgrunnlag ved vanskelige grunnforhold.</li> </ul>

#### Reversibel senkboring RC

Ved grunnforhold med sensitive masser er det viktig å hindre at luft- eller vanntrykk går ut i omkringliggende masser slik at poretrykket øker. Reversibel senkboring er en egnet boremetode for slike grunnforhold, og kan gjennomføres ved to ulike metoder.

Den første boremetoden er med topphammerboring og tilsetning av polymervæske i stedet for vann- eller lufttrykk. Polymervæsken er for å danne et tettende sjikt på utsiden av foringsrøret og foran borkronen. Dette skal bidra til å hindre lekkasje av vann opp langs foringsrøret (Veslegard & Simonsen, 2014).

Den andre metoden er med senkhammerboring. Et foringsrør drives ned ved hjelp av en senkhammer montert over en påsveiset boresko på enden av foringsrøret. Et alternativ til å drive foringsrøret ned, er å benytte en rødrivingshammer som påfører slagenergi i toppen av foringsrøret. Rotasjonsenergien påføres i toppen av borestrengen. Prinsippskisse er vist til venstre i figur 7 (Veslegard & Simonsen, 2014).



**Figur 7: Til venstre: Prinsippskisse for reversibel senkboring. Til høyre: Innoverrettet spyleretning ved pilotkroner for reversibel senkboring. Hentet fra (Veslegard & Simonsen, 2014).**

Borkronen er utformet slik at vann- eller luftstrømmen ved borkronen er rettet innover mot midten av borkronen som illustrert til høyre i figur 7. I motsetning til de

tradisjonelle boremetodene der borkakset ledes opp på utsiden av borestrengen, føres her borkakset opp gjennom borestrengen som består av et dobbelvegget borerør. Borerøret har en spesiell tetting montert rett over senkhammeren som hindrer støttevæske i nå enden av borkronen. Borkaks kan samles lett opp ved overflaten, og eventuelle materialprøver kan tas med god kontroll på dybde (Veslegard & Simonsen, 2014). Fordeler og ulemper er beskrevet i tabell 3.

**Tabell 4: Fordeler og ulemper ved reversibel senkboring (Veslegard, 2015).**

Fordeler	Ulemper
<ul style="list-style-type: none"><li>• Hindrer vann- eller lufttrykk å gå ut i omkringliggende masser under boring.</li><li>• Lett å ta materialprøver sammen med god kontroll på dybde.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Liten inndrift i harde lag.</li><li>• Høy pris.</li><li>• Best egnet for hull diameter 300 mm og større.</li></ul>