

Elin Grendahl

Bruk av ulike jordmodeller i PLAXIS 2D for modellering av spuntkonstruksjoner i typisk norsk leire

Juni 2019



Kunnskap for en bedre verden

Bruk av ulike jordmodeller i PLAXIS 2D for modellering av spuntkonstruksjoner i typisk norsk leire

Elin Grendahl

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2019

Hovedveileder: Professor Steinar Nordal, NTNU

Medveileder: Henning Firman, Norconsult AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg - og miljøteknikk

Forord

Følgende masteroppgave er skrevet i løpet av våren 2019 og markerer avslutningen av min mastergrad innen Bygg- og miljøteknikk, med spesialisering mot geoteknikk. Oppgaven er skrevet ved institutt for bygg- og miljøteknikk, og problemformuleringen er utarbeidet i samarbeid med Henning Firman i Norconsult.

Oppgaven bygger videre på min prosjektoppgave fra høsten 2018, som fokuserte på dype utgravinger og dimensjonering av spuntkonstruksjoner i typisk norsk leire. De store konsekvensene ved en eventuell kollaps av en dyp byggegrep gjør det ekstra viktig å finne ut av hvordan dype utgravinger med tilhørende støttekonstruksjon best skal beregnes. Et viktig aspekt ved dimensjoneringen er å modellere jordoppførselen mest mulig realistisk. Ulike matematiske modeller, som på hver sin måte skal gjenspeile jordas oppførsel, er implementert i PLAXIS for å gjøre nettopp denne jobben. Videre er det ingeniøren sin oppgave å velge korrekt modell for den spesifikke problemstillingen. I denne oppgaven fortsetter arbeidet fra prosjektoppgaven med å studere ulike jordmodeller for å teste om enkelte modeller beskriver jordoppførselen til typisk norsk leire bedre enn andre. Det er med dette et ønske gjennom denne masteroppgaven å komme et skritt nærmere i prosessen med å finne ut av hvordan man best mulig skal regne på dype utgravinger.

I forbindelse med arbeidet har jeg mottatt informasjon og hjelp fra flere hold, som har gjort oppgaven og prosessen både morsommere og enklere. Jeg ønsker å takke NGI og Statsbygg som har vært villige til å distribuere informasjon og måledata fra Prosjekt Nytt Nasjonal-museum. En takk skal også rettes til Jon Rønningen som har jobbet med utviklingen av jordmodellen eADP, som er testet i denne oppgaven. Hans bidrag til forståelse av teorien settes pris på. Også Professor Gustav Grimstad skal ha en stor takk for hjelp til en dypere forståelse av modellen og dens grunnprinsipper. Jeg ønsker videre å rette en spesiell takk til Henning Firman, som med en enorm iver har stilt opp med forslag, forklaringer og hjelp underveis i prosessen. Jeg ønsker også å takke min hovedveileder på NTNU, Professor Steinar Nordal, som alltid har en åpen dør og et godt svar på lur.

Trondheim, 3. juni 2019



Elin Grendahl

Sammendrag

Ved dimensjonering av spuntkonstruksjoner for dype utgravinger er det usikkert hvilken jordmodell som best beskriver de faktiske forholdene i jorda. Det er tidligere gjort flere studier av avstivede, dype utgravinger der resultater fra elementmetodebaserte programvare er testet opp mot resultater i felt. En enkel litteraturstudie gjort av tidligere analyser indikerer at det er et sterkt behov for å ha en god forståelse av ulike jordmodeller som benyttes ved dimensjonering. Hovedfokuset for denne oppgaven er dermed å undersøke hva slags jordmodell som bør benyttes for dimensjonering av spuntkonstruksjoner i dype utgravinger i typisk norsk leire. Da dype utgravinger gjerne tar tid, kan jordoppførselen gå fra å være tilnærmet udrenert mot delvis drenert i løpet av byggeperioden. Dette vil kunne påvirke poretrykket, og dermed også styrken og stivheten i jorda. For å belyse temaet er det utført en samvirkeanalyse av en byggegrøp på *Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum*. Analysen er utført ved bruk av NGI-ADP og eADP modellen. NGI-ADP modellen er en udrenert jordmodell, mens eADP er effektivspenningsbasert og inneholder muligheten for strømningsanalyse og delvis drenerte jordforhold.

Som en del av oppgaven er det fokusert på å danne et solid grunnlag for forståelse av den nye jordmodellen, eADP. Det er blant annet sett på hvordan man i en kryptmodell også er nødt til å ta hensyn til krypt ved bestemmelse av overkonsolideringsraten, *OCR*. Det er anbefalt å gjennomføre en enkel simulering for å undersøke om *OCR* burde økes for å unngå urealistisk store tøyningstater ved initialtilstanden. Videre er det undersøkt hvorvidt skjærstyrken i eADP modellen styres av SHANSEP-prinsippet. Det er funnet en god sammenheng med prinsippet, som viser at eADP modellen har skjærstyrke som endres ved endrede effektivspenninger. Dette er særlig gunstig dersom man skal prosjektere en fylling og ønsker å se på muligheten for å laste på fyllingen trinnvis. Ved en utgraving, som i denne oppgaven, vil skjærstyrken minke med tiden når det graves av. Ved å ignorere denne jordoppførselen vil man kunne underdimensjonere spunten. Det at eADP modellen har en skjærstyrke som endres ved endrede effektivspenninger anses som en av de viktigste prinsippene med tanke på å beskrive jordoppførselen mer realistisk.

Det er også presentert to metoder for å modellere den samtidige effekten av endret grunnvannstand og konsolidering. Den første metoden er å benytte den innebygde beregningstypen *fully coupled flow-deformation* i PLAXIS. Denne beregningstypen krever at man tar hensyn til umettet jord. Den andre metoden er å først endre grunnvannstanden udrenert, før det konsolideres mot en ny poretrykkstilstand. På denne måten kan man se bort fra uønskede effekter ved sug.

Det er også brukt tid på å finne gode og reelle inputparametere som samsvarer for de

to modellene. Parameterne skal også gjenspeile de faktiske jordforholdene i den aktuelle leira godt. Det er videre sett på hvordan resultatene fra de to modellene samsvarer med målinger fra virkeligheten. Herunder er det den horisontale forskyvningen og stagkreftene det er fokusert på. Som forventet, basert på teorien rundt de to jordmodellene, er det eADP modellen som gir størst horisontal forskyvning av spuntveggen. Dette viser seg også å gi den beste tilpasningen til virkeligheten mot slutten av utgravingen. Et grovt overslag viser at det er rimelig å anta at leira er delvis drenert etter at det har gått omtrent et halvt år. Dette tilsvarer når utgravingen har kommet ca. halvveis. Totalt sett er det altså eADP modellen som beregner den dype utgravingen i dette eksempelet best. Den mest fremtredende fordel er at den er effektivspenningsbasert, noe som åpner for å definere skjærstyrken basert på effektivt overlagingstrykk. Dermed er ikke styrken styrt av kotehøyde, slik den er i NGI-ADP modellen. I tillegg gir eADP modellen resultater som i dette tilfellet ligger nærmere virkeligheten, grunnet konsolidering underveis i utgravingen. Likevel har det vist seg å være flere begrensninger med den nye modellen som bør utbedres før det vil være hensiktsmessig å benytte seg av den i normal ingeniørpraksis. Det er anbefalt å fortsette arbeidet med å teste eADP modellen på andre reelle prosjekter.

Abstract

There are uncertainties about what soil model that best describes the actual conditions in the soil, when designing sheet pile wall constructions in deep excavations. Previously, several studies on stiffened, deep excavations have been done where results from element-based software have been tested against results in the field. A simple literature study done on previous analyzes indicate that there is a strong need to have a good understanding of various soil models used in dimensioning. Thus, the main focus of this task is to investigate what kind of soil model that should be used for dimensioning sheet pile constructions in deep excavations in typical Norwegian clay. As deep excavations often take time, the soil behavior can range from being undrained to partially drained during the construction period. This could affect the pore pressure, and thus also the strength and stiffness of the soil. To elucidate the problem, a analysis of a building pit in the New National Museum in Oslo has been carried out. The analysis was performed using the NGI-ADP and eADP model. The NGI-ADP model is an undrained soil model, while the eADP is effective stress based and contains the possibility of flow analysis and partially drained soil conditions.

It is focused on forming a solid foundation for understanding the new soil model, eADP. It is highlighted how, in a creep model, it is also necessary to take creep into account when determining the over-consolidation rate, *OCR*. It is recommended to carry out a simple numerical creep simulation to see if *OCR* should be increased to avoid unrealistically large strain rate at initial state. Furthermore, it has been examined whether the shear strength of the eADP model is governed by the SHANSEP principle. A good correlation with the principle has been found, which shows that the eADP model has shear strength that changes with changing effective stresses. This is especially beneficial if one are planning a filling and want to look at the possibility of step by step loading. In an excavation, as in this task, the shear strength decreases as it is excavated. By ignoring this soil behavior one can underdimension the sheet pile wall. The fact that the eADP model has a shear strength that changes with changing effective stresses is considered one of the most important principles in terms of describing soil behavior more realistically.

Two different methods for modeling the simultaneous effect of changed groundwater level and consolidation is also presented. The first method is to use the embedded calculation type "fully coupled flow deformation" in PLAXIS. This calculation type requires good knowledge of unsaturated soil. The second method is to first change the groundwater level undrained, before it is consolidated against a new steady state condition. In this way, unwanted effects of suction can be ignored.

There has also been found good and realistic input parameters that coincides for the two

models. The parameters should also reflect the actual soil conditions of the clay on site well. Further, it is seen how the results from the two models correspond with actual measurements. It is focused on the horizontal displacement and the strut forces. As expected, based on the theory of the two soil models, the eADP model provides the greatest horizontal displacement of the sheet pile wall. This also turns out to provide the best fit to reality towards the end of the excavation. A rough estimate shows that it is reasonable to assume that the clay has been partially drained after about half a year. This is when the excavation is about halfway. Overall, it is the eADP model that best calculates the deep excavation in this example. The most prominent advantage is that it is effective stress based, which allows to define the shear strength based on effective earth pressure. Thus, the strength is not controlled by the height above sea level, as it is in the NGI-ADP model. In addition, the eADP model provides results that in this case are closer to reality, due to consolidation during the excavation process. Nevertheless, there have been several limitations with the new model which should be rectified before it will be appropriate to use it in normal engineering practice. It is recommended to continue work on testing the eADP model on other real projects.

Innhold

1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemformulering og avgrensning av oppgaven	1
1.2.1 Mål og tilnærming	2
1.2.2 Begrensning av oppgaven	3
1.3 Oppgavens oppbygning	3
2 Dype utgravinger	5
2.1 Dype utgravinger og elementmetoden	6
2.2 Case: Nicoll Highway	6
2.2.1 Evaluering av geoteknisk prosjektering, skjærstyrke	7
2.2.2 En mer nøyaktig jordmodell	8
3 Teoretisk grunnlag	11
3.1 Jordtrykk	11
3.2 PLAXIS 2D og elementmetoden	12
3.2.1 Elementmetoden	12
3.2.2 PLAXIS 2D	13
3.3 Jordmodellen Mohr-Coulomb	13
3.4 Jordmodellen Hardening Soil	14
3.5 Jordmodellen NGI-ADP	15
3.5.1 Formulering av modellen	16
3.5.2 Input-parametere i NGI-ADP modellen	18
3.6 Jordmodellen eADP	18
3.6.1 Formulering av modellen	19
3.6.2 Input-parametere i eADP modellen	22
3.7 Udrenert og drenert oppførsel av jord	22
3.7.1 Jordoppførselen i PLAXIS 2D	24
4 Illustrasjon av grunnleggende prinsipper i eADP	27
4.1 Tidsavhengighet i eADP modellen	27
4.1.1 Kryp	28
4.1.2 Relaksasjon	29
4.1.3 Tøyningshastighet	30
4.2 OCR i en kryptmodell	31
4.2.1 Simulering av krypt over tid	32

4.2.2	Påvirkning av OCR på skjærstyrken	33
4.3	Udrenert skjærstyrke	34
4.3.1	SHANSEP-prinsippet	34
4.3.2	Udrenert skjærstyrke ved endrede effektivspenninger	36
4.4	Modellering av strømning i PLAXIS 2D	38
4.4.1	Fully coupled flow-deformation vs. consolidation	39
4.4.2	Resultater fra analysen	40
5	Byggegroppen ved Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum	43
5.1	Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum	43
5.1.1	Valg av referanseprosjekt	44
5.2	Grunnforhold	45
5.3	Valg av beregningssnitt	46
5.4	Utforming og utførelse	47
5.4.1	Innmåling av helningsmålere	49
6	Tilbakeregning av spuntveggen	53
6.1	Jordtype, berg og poretrykk	53
6.1.1	Lagdeling	53
6.1.2	Antatt berg	55
6.1.3	Poretrykk	55
6.2	Inputparametere	57
6.2.1	Valg av indeksparametere	57
6.2.2	Overkonsolidering og hviletrykk	58
6.2.3	Valg av styrkeparametere	60
6.2.4	Valg av setningsparametere	62
6.2.5	Benyttede parametere	63
6.3	Modellering i PLAXIS 2D	64
6.3.1	Modellering av berg	66
6.3.2	Modellering av poretrykk og strømning	66
6.3.3	Modellering av spunt og stag	68
6.3.4	Faser	70
7	Resultater	73
7.1	Målinger fra inklinometer	73
7.2	Stagkraftmålere	76
7.3	Tilbakeregning med NGI-ADP modellen	77
7.3.1	Horisontal deformasjon fra NGI-ADP modellen	77
7.3.2	Stagkrefter fra NGI-ADP modellen	81
7.4	Tilbakeregning med eADP modellen	81
7.4.1	Horisontal deformasjon fra eADP modellen	82
7.4.2	Stagkrefter fra eADP modellen	87
7.5	Samlede resultater	88
8	Diskusjon av resultater	89
8.1	Horisontal forskyvning	89
8.1.1	Feilkilder og usikkerheter	91
8.2	Stagkrefter	92

8.2.1	Feilkilder i modellering av stag	94
8.2.2	Sammenhengen mellom stagkrefter og deformasjon	95
8.3	Poretrykksoppbygning og jordtrykk	95
8.3.1	Poretrykksoppbygning	96
8.3.2	Feilkilder ved drenering	97
8.4	Udrenert eller drenert beregning?	97
8.5	Begrensninger og mangler i eADP modellen	98
8.5.1	Mangler i Output	98
8.5.2	Konstant skjærstyrke	99
8.5.3	Valg av beregningstype	99
8.5.4	Interface-problem	100
8.5.5	Numeriske problemer, mesh og origoproblematikk	100
9	Konklusjon og videre arbeid	103
9.1	Konklusjon	103
9.2	Forslag til videre arbeid	104
	Bibliografi	105
A	Forkortelser	111
B	Modellering av strømning	113
C	Vedlegg til Kapittel 5	117
D	Vedlegg til Kapittel 6	123
E	Tilpasning av inputparametere	131
E.1	Sammenstilling av indeksparametere	132
E.2	Tilpasning av overkonsolideringsraten, OCR	137
E.2.1	OCR basert på tidligere overlaging	137
E.2.2	OCR basert på kryp	139
E.3	Tilpasning av udrenert skjærstyrke	140
E.3.1	Kontroll av styrkeparametere	141
E.4	Tilpasning av initiell mobilisering	144
F	Resultater fra tilbakeregningen	147
F.1	Resultater fra tilbakeregning med NGI-ADP modellen	149
F.2	Resultater fra tilbakeregning med eADP modellen	160
G	Supplerende resultater	173
H	Benyttede materialparametere	183

Tabeller

3.1	Inputparametere i NGI-ADP modellen	18
3.2	Inputparametere i eADP modellen	22
4.1	Inputparametere i det idealiserte eksempelet	28
5.1	Hendelsesforløpet under utgravningen	49
6.1	Lagdeling basert på utførte grunnundersøkelser	54
6.2	OCR basert på tolkning av CTPU i borhull 12	58
6.3	Valgte inputparametere for OCR basert på både tidligere overlaging og kryp	59
6.4	Valgte inputparametere for K'_0	59
6.5	Valgte inputparametere for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}}$ basert på tolkning av CTPU i borhull 12	60
6.6	Initiell mobilisering, τ_0/s_u^A , basert på K'_0	61
6.7	Valgte inputparametere i NGI-ADP modellen	63
6.8	Valgte inputparametere i eADP modellen	64
6.9	Oversikt over egenskapene til stagen	70
7.1	Maksimal horisontal forskyvning av spuntene ved ulike utgravingstrinn	88
E.1	OCR basert på tolkning av CTPU i borhull 12	137
E.2	Oppdatert OCR basert på kryptest over ti år	139
E.3	Valgte inputparametere for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}}$ basert på tolkning av CTPU i borhull 12	140
E.4	Overrskt over input i triaksialsimuleringen i Soil Test for verifisering av valgt skjærstyrke	142
E.5	Valgte inputparametere for τ_0/s_u^A	144

Figurer

2.1	Eksempler på utgravning med spuntvegg som støttekonstruksjon. Hentet fra Vegdirektoratet, Statens Vegvesen (2014).	5
2.2	Oversiktsbilde av byggegropen etter kollaps (Endicott, 2015).	7
2.3	Resultater fra sammenligningen av ulike udrenerte skjærstyrkeprofiler (a) og deformasjon i støttekonstruksjonen (b) (Whittle and Davies, 2006).	8
2.4	Sammenligning av beregnede og målte verdier av horisontal deformasjon av støttekonstruksjonen (Corral and Whittle, 2010).	9
3.1	Definisjon av grensetilstander for aktivt og passivt jordtrykk i forhold til konstruksjonens forskyvning. Hentet fra (Aarhaug, 1984).	12
3.2	Trekantet element med 15 noder er anbefalt for en nøyaktig beregning i PLAXIS 2D	13
3.3	Illustrasjon av den lineær-elastisk perfekt plastiske Mohr-Coulomb modellen. Hentet fra Nordal (2018a).	14
3.4	Presentasjon av bruddflaten til Hardening Soil modellen i hovedspenningstilstand for jord med null kohesjon. Figuren er hentet fra Brinkgreve (2017)	15
3.5	Anisotrop belastningstilstand i en skråning, samt et typisk fasthetsprofil. Figuren er hentet fra Eidsvig (2014).	16
3.6	Typisk forskjell i herdingsrespons i trykk og strekk, hentet fra (Grimstad et al., 2012).	17
3.7	Flytkriteriet i NGI-ADP modellen for plan-tøyning vist ved deviatorspenninger. Hentet fra (Grimstad et al., 2012).	17
3.8	Referanseflaten i hovedspenningsrommet er en ellipsoide, med Lade-Duncan bruddkriteriet i det deviatoriske tverrsnittet. Figuren viser et tilfelle uten (a) og med (b) anisotropi	20
3.9	Definisjonen av destruktering for en rotert MCC-flyteflate. Rotasjonen gir anisotropi. (Tilpasset fra Rønningen, 2019)	20
3.10	Effekten av destruktering i en ødomertest (venstre) og en udrenert triaxial kompresjonstest (høyre). (Tilpasset fra Rønningen, 2019)	21
3.11	Effektene av tidsavhengighet i eADP modellen	21
3.12	q-p'-plot av effektivspenningsstien (ESP) og totalspenningsstien (TSP) i udrenert leire for det lineær elastiske området	23
3.13	Overgangen fra udrenerte til drenerte forhold grunnet dissipering av porevann. Hentet fra Nordal (2018a).	24
3.14	Illustrasjon av spenningsstien ved udrenert analyse for Mohr-Coulomb modellen (1) og virkelighet (2). Hentet fra Brinkgreve (2017)	25

4.1	Effektene av kryp i eADP modellen.	28
4.2	Input i SoilTest General for å simulere kryp	29
4.3	Effektene av relaksasjon i eADP modellen.	29
4.4	Input i SoilTest General for å simulere relaksasjon	30
4.5	Input i SoilTest General for å simulere påvirkning av tøyningshastighet	30
4.6	Effektene av endring av tøyningshastighet i eADP modellen	31
4.7	Effekten av OCR på krypraten. Figurene viser at økt OCR minker krypraten	32
4.8	Total vertikal deformasjon av leira i løpet av ti år plottet mot OCR. Den rette, stiplede linjen markerer grensen for neglisjerbare deformasjoner	33
4.9	Kontroll av skjærstyrken med oppdatert OCR basert på kryp	33
4.10	Eksempel på normalisert oppførsel ved bruk av idealiserte triaksial trykk test data for homogen, normalkonsolidert leire. Hentet fra Ladd and Foott (1974)	34
4.11	Variasjon av s_u/σ'_{vo} med OCR for fem ulike leirer. Hentet fra Ladd and Foott (1974)	35
4.12	Normalisert skjærstyrke mot OCR for typisk norsk leire basert på laboratorieforsøk med høykvalitets blokkprøver. Figuren er originalt fra Karlsrud and Hernandez-Martinez (2013), men er tilpasset av Thakur et al. (2016)	36
4.13	Eksempel på oppsett av simuleringen gjort i Soil Test General, for å undersøke hvordan den udrenerte skjærstyrken endres med endrede effektivspenninger	37
4.14	Resultatet fra simuleringene vist i et q - p'-plot	37
4.15	Sammenligning av udrenert skjærstyrke, funnet fra laboratoriesimuleringer og SHANSEP	38
4.16	Den idealiserte byggegroppen, slik den er modellert i PLAXIS 2D	39
4.17	Sammenligning av excess poretrykk for de to beregningsmodellene	41
5.1	Oversikt over det nye nasjonalmuseet. Foto: MIR (illustr)/Statsbygg. Arkitekt: Kleihues + Schuwerk	43
5.2	Plassering av det nye nasjonalmuseet i Oslo sentrum. Kartutsnittet er hentet fra Google Maps	44
5.3	Oversiktsbilde av byggegroppa underveis i byggefasen den 03.07.15. Bildet er hentet fra Statsbygg sine nettsider, foto: Ken Opprann/Statsbygg.	45
5.4	Oversikt over snitt der inklinometere er installert. Mottatt fra NGI	47
5.5	Snitt av spuntveggen i Akse 9, mottatt fra NGI	48
5.6	Situasjonsbilde av spuntten langs E18 rampene tatt den 06.05.15. Mottatt fra NGI	49
5.7	Oversikt over definisjon av A - og B - retninger, sammen med fortegnet for målt deformasjon	50
5.8	Resultat av de tre første helningsmålingene for kanal NNM2. Mottatt fra NGI	51
6.1	Figuren viser et utsnitt av profil Akse 4 - 4. Hentet fra Jensen (2013).	54
6.2	Figuren viser beregningssnittet slik det er modellert i PLAXIS 2D	55
6.3	Figuren viser resultatet fra poretrykksavlesningen i Pz1009, Pz1001 og Pz1002, samt vanninfiltrasjonsbrønn nummer IB3. Figuren er mottatt fra NGI.	56
6.4	Kvaliteten på meshet til de to jordmodellene, der fine mesh er benyttet	65
6.5	Eksempel på hvordan vannet kan strømme under tuppen av spuntten	67
6.6	Utklipp av <i>groundwater</i> -fanen i PLAXIS, der parameterne er endret for å ignorere sug opp i tørrskorpa	68

6.7	Modellens oppbygning i tre ulike faser	71
6.8	Oppbygning av faser i de to ulike jordmodellene	72
7.1	Målt horisontal deformasjon av spunten for samtlige byggetrinn. Stagrader og utgravingstrinn er også markert. Rådata er mottatt fra NGI	75
7.2	Målte stagkrefter i alle fire stagrader på det aktuelle beregningssnittet. Rådata er mottatt fra NGI	76
7.3	Målt og beregnet horisontal forskyvning av spuntveggen etter at traubunn er oppnådd. Rådata er mottatt fra NGI. Beregningene er gjort med NGI-ADP modellen	78
7.4	Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet	79
7.5	Målte og beregnede stagkrefter i alle fire stagrader på det aktuelle beregningssnittet. Rådata er mottatt fra NGI. Beregnede krefter er funnet med NGI-ADP modellen	81
7.6	Målt og beregnet horisontal forskyvning av spuntveggen etter at traubunn er oppnådd. Rådata er mottatt fra NGI. Beregningene er gjort med eADP modellen	83
7.7	Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet	84
7.8	Målte og beregnede stagkrefter i alle fire stagrader på det aktuelle beregningssnittet. Rådata er mottatt fra NGI. Beregnede krefter er funnet med eADP modellen	87
8.1	Relativ deformasjon av spunten fra gravenivå 2 til stagnivå 2	90
8.2	Målt og beregnet horisontal forskyvning av spunten etter at hele byggegroppa er gravd ut	90
8.3	Relativ forskyvning av spunten fra stagnivå 1 til gravenivå 2	93
8.4	Modifisert stagkraft etter at det store hoppet ved utgraving til gravenivå 2 og 3 er neglisjert	94
8.5	Totalt jordtrykk bak spunten for fasen der traubunn er oppnådd	96
B.1	NGI-ADP modellens oppbygning og strømningsbetingelser	113
B.2	Oppbygning av faser i de to ulike beregningsmodellene	114
B.3	Sammenligning av excess poretrykk	115
B.4	Sammenligning av steady state poretrykk	116
C.1	Oversiktsplan over byggegroppen PNN, med markering av planlagt spunt. Utklippet er mottatt fra NGI	118
C.2	Spuntoppriss for spunt mot E18-rampene. Tegnet og mottatt fra NGI	119
C.3	Plan for kalksementstabilisering. Tegnet og mottatt fra NGI	120
C.4	Flytskjema over fremdriftsplanen i prosjektet for det aktuelle beregningssnittet. Utarbeidet basert på tilsendt informasjon fra NGI	121
D.1	Totalsonderingsprofil 12 benyttet til å tolke lagdelingen i det aktuelle området. Hentet fra Jensen (2013)	124

D.2	Totalsonderingsprofil 20 benyttet til å tolke lagdelingen i det aktuelle området. Hentet fra Jensen (2013)	125
D.3	Utsnitt av bergkotekart mottatt av NGI som en del av den geotekniske data-rapporten Jensen (2013)	126
D.4	Målepunkt for setninger og poretrykk. Mottatt fra NGI	127
D.5	Oversiktsplan vanninnfiltrasjonsbrønner. Tegnet og mottatt fra NGI	128
D.6	Temperaturmålinger fra samtlige spuntoppriss. Det aktuelle spuntopprisset er A (rød og sort linje). Figuren er mottatt fra NGI	129
E.1	Sammenstilling av tyngdetetthet. Utarbeidet av og mottatt fra NGI	132
E.2	Sammenstilling av vanninnhold. Utarbeidet av og mottatt fra NGI	133
E.3	Sammenstilling av plastisitetsindeks. Utarbeidet av og mottatt fra NGI	134
E.4	Sammenstilling av skjærfasthet - konus og enaks. Utarbeidet av og mottatt fra NGI	135
E.5	Sammenstilling av skjærfasthet - CPTU og valgte styrkeprofiler. Utarbeidet av og mottatt fra NGI	136
E.6	Plot av hvordan overkonsolideringsraten, OCR, varierer med dybden basert på CTPU korrelasjoner fra Karlsrud et al. (2005).	138
E.7	Totale deformasjoner etter ti år med OCR som beskrevet i Underkapittel E.1	139
E.8	Plot av hvordan skjærstyrken basert på $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma'_{v,0}}$ -faktorer, samt det anbefalte styrkeprofillet gitt av Formel E.2 varierer med dybden.	141
E.9	Resultater fra simuleringen av triaksoaltestene i Soil Test for å kontrollere valgt skjærstyrke. Figuren viser også hvordan helningen på kurvene fem til toppunktet samsvarer for de to modellene. Dette indikerer at input for stivheten er lik for de to jordmodellene	143
E.10	Plot av hvordan den initielle mobiliseringen varierer med dybden. Det er også lagt inn linjer som definerer de konstante, representative verdiene som er valgt som input i modellen for de ulike leirlagene	145
F.1	Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet	149
F.2	Målte og beregnede stagkrefter i alle fire stagrader på det aktuelle beregningssnittet. Rådata er mottatt fra NGI. Beregnede krefter er funnet med NGI-ADP modellen	158
F.3	Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet	160
F.4	Målte og beregnede stagkrefter i alle fire stagrader på det aktuelle beregningssnittet. Rådata er mottatt fra NGI. Beregnede krefter er funnet med eADP modellen	172
G.1	Relativ deformasjon av spunten fra gravenivå 2 til stagnivå 2	174
G.2	Målt og beregnet horisontal forskyvning av spunten etter at hele byggegropa er gravd ut	175
G.3	Excess poretrykk, p_{excess} , i leira for fasen der stagrad 4 er oppspent	176
G.4	Mobilisert skjærstyrke, τ_{mob} , i leira for fasen der traubunn er oppnådd	177

G.5	Totalt jordtrykk bak spunten for fasen der traubunn er oppnådd	178
G.6	Excess poretrykk, p_{excess} , i leira ved slutten av utgraving og i tiden etterpå, slik det er beregnet med eADP modellen	179

Kapittel 1

Innledning

1.1 Bakgrunn

Ved dimensjonering av spuntkonstruksjoner for dype utgravinger i leire, kan det være vanskelig å vite hvilken jordmodell som best beskriver de faktiske forholdene i jorda. I prosjektoppgaven som ble utarbeidet høsten 2018 ble to ulike jordmodeller analysert ved bruk av PLAXIS 2D (Grendahl, 2018). Hovedfokuset da var å undersøke hva slags jordmodell som bør benyttes for dimensjonering av spuntkonstruksjoner i typisk norsk leire. Det ble ikke funnet noen fasit i denne oppgaven, men analysen pekte på flere problemstillinger ved de ulike jordmodellene. Oppgaven viste at dersom man benytter Hardening Soil modellen, vil skjærstyrken på passiv side av spunten overvurderes. Dette skyldes først og fremst mangel på modellering av anisotropi i jorda, og vil kunne gi misledende resultater. For NGI-ADP modellen viste det seg at valg av aktiv skjærstyrke kan være kritisk, da resultatene fra denne modellen mobiliserer aktiv skjærstyrke veldig raskt.

Med bakgrunn i dette er det ønskelig å se nærmere på modellering av dype utgravinger i typisk norsk leire. Det er tidligere gjort mange studier av avstivede, dype utgravinger der resultater fra elementmetodebasert programvare er testet opp mot resultater i felt. En enkel litteraturstudie av tidligere analyser er gitt i Kapittel 2. Generelt viser studiene at valg av jordmodell kan være kritisk ved beregning og dimensjonering av dype, avstivede utgravinger. Studiene trekker frem viktigheten av anisotropi i leira, samt muligheten til å modellere med gode parametere i en mer avansert jordmodell.

1.2 Problemformulering og avgrensning av oppgaven

Hovedfokuset for oppgaven er å undersøke hvordan man best mulig kan regne på dype utgravinger og jordtrykk i typisk norsk leire. Da dype utgravinger gjerne tar tid, kan jordoppførselen gå fra å være tilnærmet udrenert mot delvis drenert i løpet av byggeperioden. Dette vil kunne påvirke poretrykket, og dermed også styrken i jorda, og dermed dimensjonering av spunt og avstivning. For å belyse temaet er det utført en samvirkeanalyse av et beregningssnitt tatt gjennom byggegrøpa for det nye Nasjonalmuseet, der NGI har vært

rådgivende ingeniør for geoteknikken i prosjektet. Analysen er utført ved bruk av ulike jordmodeller i PLAXIS for å belyse likheter og ulikheter i både input og i output. En viktig del av oppgaven er å tilpasse parametere i de respektive jordmodellene mot eksisterende grunnundersøkelser. Parameterne må representere jorda i området mest mulig realistisk, da resultatene fra modellene skal diskuteres opp mot målinger fra felt. Dermed holder det ikke å bare tilpasse parameterne for de to ulike jordmodellene opp mot hverandre. Etter at ovennevnte er gjort består oppgaven i å sammenligne horisontal forskyvning av spunten, samt opptredende stagkrefter. Med dette er ønsket å komme frem til hvilken av modellene som modellerer den dype utgravningen best.

1.2.1 Mål og tilnærming

Ut i fra ovennevnte problemformulering er det kommet frem til følgende problemstilling:

Hvordan kan man best mulig regne på dype utgravninger i typisk norsk leire? Vil valg av jordmodell påvirke resultatene fra elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D nevneverdig?

For å komme frem til et svar på problemstillingen er det satt opp følgende delmål:

1. Gjennomføre en enkel litteraturstudie for å kartlegge problemets relevans
2. Legge et teoretisk grunnlag for forståelse av de ulike jordmodellene
3. Finne reelle og representative parametere for jorda i området
4. Bygge opp en realistisk modell i PLAXIS 2D som representerer byggegroppa og det aktuelle beregningssnittet
5. Undersøke hvilken påvirkning delvis drenerte jordforhold har på deformasjonen av spuntkonstruksjonen og krefter i stagene
6. Sammenligne resultatene opp mot felt-målinger

Det første delmålet skal besvares ved en litteraturstudie av relevant informasjon om dype utgravninger og elementmetoden. Det vil bli fokusert på å finne artikler som omhandler tilbakeregning av byggegroper i elementmetodeprogram med ulike jordmodeller.

For delmål to skal det gjennomføres en litteraturstudie av de ulike jordmodellene som skal benyttes i analysen. Dette gjøres først og fremst ved å lese og oppsummere relevant litteratur. For å få en dypere forståelse av den nye jordmodellen, eADP, skal det også gjennomføres en analyse av de grunnleggende prinsippene i modellen, ved bruk av et idealisert eksempel og simulerte laboratorietester.

Det tredje delmålet skal besvares ved å se på grunnundersøkelser fra det aktuelle prosjektet. Ved mangel på gode grunnundersøkelser, skal tidligere erfaringer og korrelasjoner fra ulike publikasjoner benyttes. Det finnes i dag en god del publikasjoner som inneholder anbefalte parametere for typisk norsk, marin leire, som er jordtypen i det aktuelle området. Enkelte av materialparameterne skal videre kontrolleres både opp mot hverandre og opp mot grunnundersøkelsene. Dette skal gjøres i PLAXIS, Soil Test.

For delmål tre skal det aktuelle beregningssnittet modelleres i elementmetodeprogrammet PLAXIS 2D. For å gjøre dette så realistisk som mulig, må lagdeling, geometri og hendelses-

forløpet stemme overens med virkeligheten. Til dette er det benyttet arbeidstegninger fra prosjektet, mottatt fra NGI. Hendelsesforløpet er også mottatt fra NGI.

Et av aspektene ved oppgaven er å undersøke hvorvidt jordmodellen som tar hensyn til det lange tidsperspektivet ved utgraving av en dyp byggegrop, modellerer gropa mer realistisk enn en modell som ikke gjør det. Dette undersøkes ved å sammenligne resultater fra to ulike jordmodeller, der kun den ene tar hensyn til kryp, konsolidering og strømming av porevann. Ellers er grunnlaget i modellene ganske like.

Det siste delmålet skal besvares ved å undersøke hvordan resultatene fra de ulike jordmodellene stemmer med målinger fra et fysisk prosjekt. Det valgte prosjektet er *Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum* i Oslo, og dette vil bli presentert i Kapittel 5.

1.2.2 Begrensning av oppgaven

Oppgaven er begrenset til kun å se på de to jordmodellene NGI-ADP og eADP. I prosjektoppgaven utarbeidet høsten 2018 ble det som nevnt også sett på bruk av Hardening Soil modellen. I PLAXIS 2D finnes det flere jordmodeller som kunne være aktuelle å studere, men det er ikke funnet plass til det i denne oppgaven. Begge de to valgte jordmodellene inkluderer anisotropi, noe som er trukket frem som særlig viktig ved valg av jordmodell, se Kapittel 2. Analysen vil gjøres kun på ett snitt av spunten for å sikre kvalitet fremfor kvantitet i både input og output. Valg av profil blir presentert i Underkapittel 5.3. Det presiseres også at oppgaven i all hovedsak tar for seg problemstillingen ved dimensjonering og avstivning av spunt. Den vil derfor ikke gi noen svar på hvilken materialmodell som bør benyttes for andre problemstillinger. Videre bør resultatene verifiseres gjennom flere tilbakeregninger.

1.3 Oppgavens oppbygning

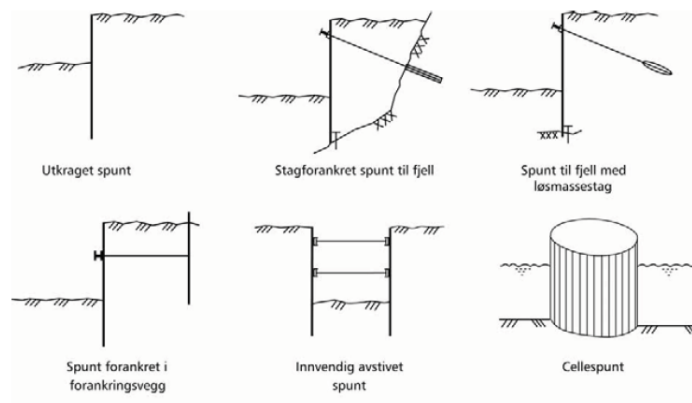
Videre i oppgaven er det i Kapittel 2 gitt en kort introduksjon til dype utgravinger og potensielle konsekvenser ved feil prosjektering av eventuelle støttekonstruksjoner, med referanse til et prosjekt i Singapore. Kapittel 3 presenterer teori for å danne det nødvendige teoretiske grunnlaget for oppgaven. Etter at den grunnleggende teorien er presentert, er enkelte av hovedprinsippene i eADP modellen grundigere analysert ved bruk av et idealisert eksempel i Kapittel 4. Videre presenterer Kapittel 5 det relevante referanseprosjektet i denne oppgaven. Valg av beregningssnitt for spunten er presentert, sammen med grunnforhold, geometri og opprinnelig utførelse. Deretter blir selve beregningsmodellen presentert i Kapittel 6, med valgte parametere, oppbygning og geometri. I Kapittel 7 presenteres resultatene fra analysen før disse diskuteres i Kapittel 8. Til slutt blir det gitt en oppsummering av oppgaven, med konklusjon og forslag til videre arbeid i Kapittel 9.

Liste over samtlige figurer og tabeller er gitt etter innholdsfortegnelsen. Vedlegg er gitt i slutten av rapporten. Vedleggene omfatter blant annet mottatt informasjon fra NGI, en grundigere begrunnelse for valg av enkelte parametere, samt supplerende resultater utover det som er presentert i Kapittel 7. En tabell med samtlige benyttede parametere er også gitt i Vedlegg H.

Kapittel 2

Dype utgravinger

Dype utgravinger er store og gjerne kompliserte elementer av et byggeprosjekt. Ved bygging i urbane strøk er plassen ofte begrenset og muligheten for å etablere en byggegrop ved åpne graveskråninger er ikke tilstedet. I stedet må byggegropene etableres med vertikale vegger. I dette tilfellet kreves støttekonstruksjoner for å hindre at jorda raser og byggegropa dermed kollapser. Dette kan gjøres på ulike måter, der en støttekonstruksjon ved en spunt vil være en type. [Store Norske Leksikon \(2018\)](#) definerer en spuntvegg som “en konstruksjon som brukes til å omgi eller avgrense utgravinger på land eller i sjøen”. Normalt betegner vi kun stålvegger av spuntnåler som en spunt, mens det også finnes slissevegger, rørspunter og sekantvegger. Byggegroppen etableres ved at spunten eller veggen rammes, bores eller støpes ned til ønsket dybde, før man graver ut jorden i forkant av spunten og eventuelt fjerner vann. For å oppnå likevekt kan spunten støttes opp ved enten å bak-forankres til fjell eller faste masser, eller ved innvendig avstivning. Ved enkelte tilfeller vil spunten kunne stå av seg selv som utkraget spunt, ved at aktivt og passivt jordtrykk danner likevekt. Figur 2.1 viser eksempler på ulike anvendelser av spunt ved utgraving.



Figur 2.1: Eksempler på utgraving med spuntvegg som støttekonstruksjon. Hentet fra [Vegdirektoratet, Statens Vegvesen \(2014\)](#).

2.1 Dype utgravinger og elementmetoden

En støttekonstruksjon, som beskrevet over, kalles gjerne en samvirkekonstruksjon, da den tar inn effekten av jorda, støttekonstruksjonen og måten disse interagerer på. Elementmetoden er spesielt godt egnet til å analysere slike problemer, og er brukt i stor grad i praktisk geoteknikk i dag. (En nærmere beskrivelse av elementmetoden og dens bruk i beregningsprogrammet PLAXIS 2D er presentert i Underkapittel 3.2.) I en slik analyse stilles det spørsmål rundt korrekt måte å representere responsen av jorda. Hvor mange parametere er nødvendig for å modellere korrekt? Hvilke antagelser kan man gjøre? Og ikke minst, hvilken jordmodell beskriver oppførselen til jorda best? Det er tidligere gjort mange studier av avstivede, dype utgravinger der resultater fra elementmetodebaserte programvare er testet opp mot resultater i felt.

[Finno et al. \(1991\)](#) evaluerer effekten av valg av jordmodell ved å benytte tre ulike jordmodeller, der inputparameterne er de samme. På denne måten ser de direkte på forskjeller i modellene, uten påvirkning fra valg av parametere. De tre jordmodellene er videre sammenlignet med observerte resultater for deformasjon av en dyp, avstivet byggegrøp. Studien trekker frem at de to isotropiske jordmodellene gir en stivere oppførsel, med mindre deformasjoner. Dermed underdimensjonerer de spuntveggen. Den anisotropiske modellen har minst passiv motstand og får dermed større deformasjoner. Det er denne modellen som ligger nærmest de faktiske målingene fra felt. Basert på disse funnene konkluderer [Finno et al. \(1991\)](#) med at alle elementmetodeberegninger på dype, avstivede utgravinger bør gjøres med en anisotrop jordmodell, da det er den passive jordresponsen som kontrollerer oppførselen av utgravningen. Videre hevder de at ingen av jordmodellene klarte å representere den observerte deformasjonen av utgravningen helt korrekt, grunnet mangel på å modellere “strain localization”.

En lignende studie er gjort av [Tang and Kung \(2010\)](#), der de ser på effekten av valg av jordmodell for å modellere deformasjoner grunnet utgravning ved bruk av elementmetoden. Studien konkluderer med at bruken av en mer avansert jordmodell er sterkt anbefalt fremfor en lineærelastisk, perfekt-plastisk modell. De peker spesielt på muligheten til å modellere anisotropi, høy initialstivhet ved små tøyninger, samt en egen av-/pålastingsstivet, for å øke nøyaktigheten i beregningene. Et annet aspekt som [Tang and Kung \(2010\)](#) trekker frem er om det er tilstrekkelig korrekt å anta at man kan regne på utgravinger i leire som udrenert. Grunnet den lange byggeperioden ved dype utgravinger, er det mulig at leira går mot et delvis drenert tilfelle. Dette vil kunne variere med lokale forhold. Denne problemstillingen er tatt videre av blant annet NTNU ved PhD-kandidat Jon Rønningen, og vil være et av aspektene som analyseres i Kapittel 6-8.

I det videre er et lengre case presentert for å understreke viktigheten av korrekte beregninger ved dimensjonering av dype byggegrøper.

2.2 Case: Nicoll Highway

I praktisk geoteknikk er sikkerhet viktig, men likevel skjer det noen ulykker. [Endicott \(2015\)](#) har tatt opp dette problemet og nevnt enkelte caser der dype utgravinger har kollapset. Som hovedeksempel trekker artikkelen frem katastrofen ved Nicoll Highway i Singapore,

som skjedde i 2004. Artikkelen forsøker å trekke frem hva som ble gjort i etterkant for å hindre at ikke lignende katastrofer skal inntreffe. Nedenfor er også andre artikler som ser på denne kollapsen presentert.

Den aktuelle byggegropa skulle graves ut i fyllmasser over marin leire. Gropa var over 30 m dyp og 20 m bred, og skulle midlertidig støttes opp av membranvegger på 0,8 m tykkelse, med ti nivåer innvendig avstivning. Selve kollapsen skjedde ved utgravning på niende nivå, ved omtrent 30 m dybde. På dette tidspunktet var de ni øverste stiverne montert. Figur 2.2 viser et oversiktsbilde av byggegropen etter kollapsen.

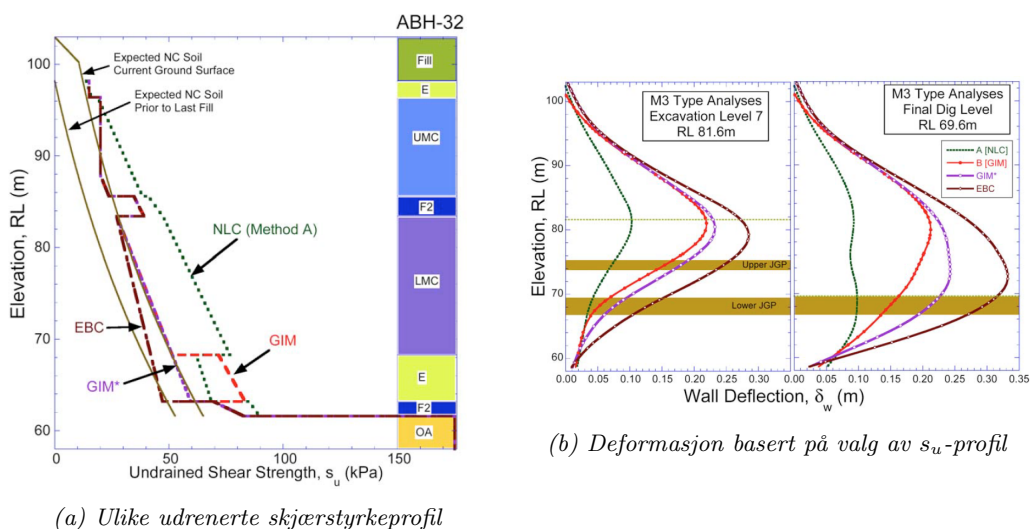


Figur 2.2: Oversiktsbilde av byggegropen etter kollaps (Endicott, 2015).

I etterforskningen etter kollapsen kom det frem at upassende bruk av programvare for å designe støttekonstruksjonen var en av hovedårsakene til kollapsen (Endicott, 2015). PLAXIS var benyttet. Kort oppsummert var skjærstyrken i leira overestimert, noe som førte til underestimert av både horisontal deformasjon og momenter i veggen. Det er i ettertid utført flere tilbakeberegninger og analyser av de utførte beregningene, der denne problemstillingen belyses (Whittle and Davies, 2006), (Corral and Whittle, 2010).

2.2.1 Evaluering av geoteknisk prosjektering, skjærstyrke

Whittle and Davies (2006) har gjennomført en studie på den samme kollapsen ved Nivoll Highway, der de ser på uforsiktig bruk av skjærstyrke. I de originale beregningene som ble benyttet på støttekonstruksjonen var den lineær-elastisk, perfekt-plastiske jordmodellen Mohr Coulomb brukt for å representere jordoppførselen i området. I beregningene ble det benyttet effektive skjærstyrkeparametere, c' og ϕ' , for å beskrive den udrenerte oppførselen av jorda. Dette betegnes som Metode A. I den senere analysen av Whittle og Davis ble Metode B benyttet, der man anvender et udrenert skjærstyrkeprofil direkte. Forfatterne brukte ulike metoder for å bestemme skjærstyrkeprofilen med dybden, deriblant kjente empiriske sammenhenger, samt en sammenligning mot *piezocone penetration resistance*-data. Analysen viste at samtlige s_u -profiler som forfatterne kom frem til med Metode B var tydelig lavere enn det s_u -profilen som ble benyttet i den originale beregningen, gjort med Metode A, se Figur 2.3a.



(a) Ulike udrenerte skjærstyrkeprofil

(b) Deformasjon basert på valg av s_u -profil

Figur 2.3: Resultater fra sammenligningen av ulike udrenerte skjærstyrkeprofiler (a) og deformasjon i støttekonstruksjonen (b) (Whittle and Davies, 2006).

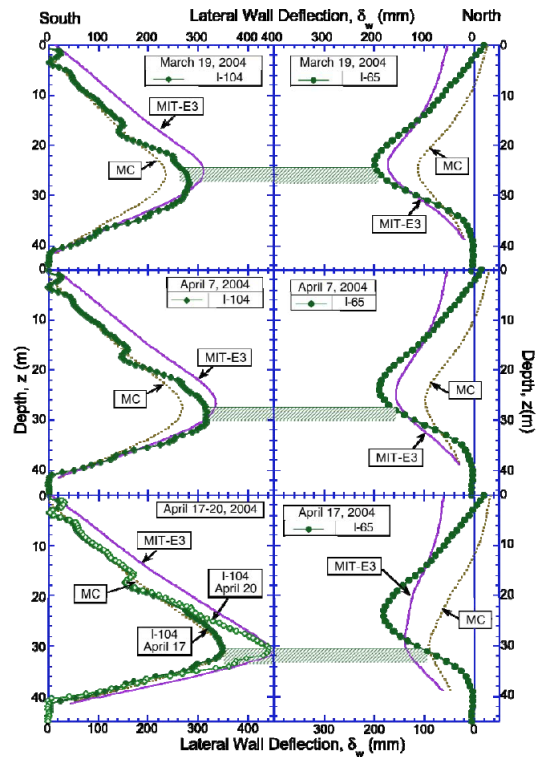
Resultatet av beregningene i PLAXIS med de nye s_u -profilene er vist i Figur 2.3b. Her kommer det tydelig frem at overestimeringen av den udrenerte skjærstyrken gir mindre enn halvparten så store deformasjoner av veggen. Altså var støttekonstruksjonen grovt underestimert. Dermed klarte ikke støttesystemet til utgravningen å omfordele kreftene etter at innspenningen på det niende nivået gikk til brudd, og gropa kollapset.

Den nye beregningen med Metode B ble også utført med den enkle jordmodellen Mohr Coulomb. Generelt vil kompleksiteten, størrelsen og viktigheten av dette prosjektet gjøre at en mer komplisert jordmodell er anbefalt. Men mer komplisert modell krever mer informasjon om grunnforholdene enn det som var til stedet både før og rett etter kollapsen. En mer nøyaktig tilbakeregning av støttekonstruksjonen ved Nicoll Highway ble derfor ikke utført før i 2010 av Corral og Whittle (Corral and Whittle, 2010).

2.2.2 En mer nøyaktig jordmodell

Den nye analysen ble utført med jordmodellen MIT-E3, som simulerer effektiv spenning-tøyning-styrke oppførsel og tar hensyn til anisotropi (Corral and Whittle, 2010). I analysen er det flere og bedre grunnundersøkelser og laboratorietester av jorda, som gir bedre og mer kompliserte materialparametere.

Resultatet fra analysen er sammenlignet med målinger fra inklinometere som var installert før kollapsen, samt med analysen som ble utført av Whittle and Davies (2006). Analysen utført med MIT-E3 modellen gir noe større deformasjoner av veggen enn det den tidligere analysen utført med Mohr Coulomb viser, se Figur 2.4. Generelt er den nye analysen mer samsvarende med verdier fra de målte horisontale deformasjonene. Forbedringen er beskjeden, men til stedet og viser fordelene av å benytte en mer komplisert jordmodell i beregningene.



Figur 2.4: Sammenligning av beregnede og målte verdier av horisontal deformasjon av støttekonstruksjonen (Corral and Whittle, 2010).

Det presiseres at samtlige analyser er mer omfattende enn det som fremstilles her, og at kollapsen alene ikke skyldes feil i beregninger av deformasjoner. Andre faktorer er også nevnt i artikkelen, men ikke trukket frem her. Poenget med case-analysen er å få frem viktigheten av å forstå PLAXIS og de fordeler og ulemper de ulike jordmodellene innehar. Fra tilbakeregningene trekker Endicott (2015) frem viktigheten av å forstå hvordan valgte programvare fungerer og hvilken metode og jordmodell man burde benytte til hvilken tid.

This is only one example of the use of powerful computer program for which the numerical computations had not been fully understood.

Endicott (2015)

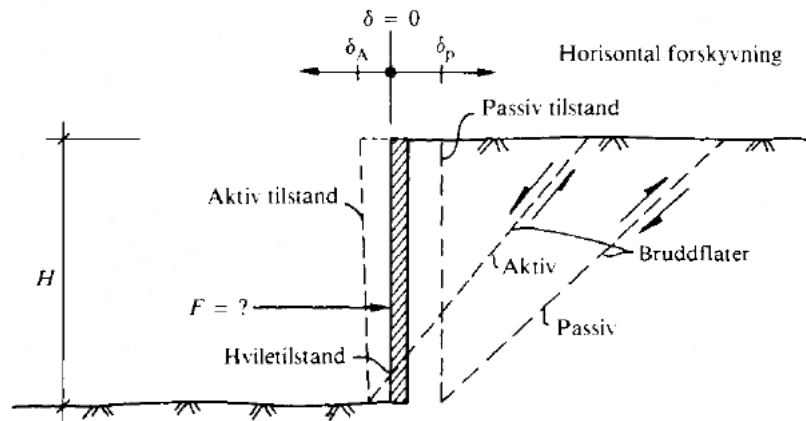
Kapittel 3

Teoretisk grunnlag

I denne oppgaven er to ulike jordmodeller i beregningsprogrammet PLAXIS 2D sammenlignet. I følgende kapittel presenteres utvalgt teori for å danne et grunnlag for denne analysen. Kapittelet presenterer først den generelle teorien knyttet til bruk av elementmetoden og beregningsprogrammet PLAXIS 2D. Videre er ulike jordmodeller presentert i en enkel litteraturstudie. Til slutt er forskjellen mellom udrenerte og drenerte jordforhold forklart.

3.1 Jordtrykk

For at en støttekonstruksjon skal stå stabilt, må det være likevekt mellom kreftene. Ved likevekt vil ikke konstruksjonen få noen horisontal forskyvning. Dersom konstruksjonen ikke har beveget seg er det en hviletilstand med et hviletrykk (Aarhaug, 1984). Dersom konstruksjonen får relativ bevegelse i forhold til jorda, oppstår et aktivt eller passivt jordtrykk. I følge Emdal et al. (2014) er jordtrykk definert som “de spenningskomponentene (normal og skjær) som oppstår i en vertikal grenseflate mellom jord og konstruksjon”. Vi skiller altså mellom aktivt og passivt jordtrykk. Forskjellen defineres ut i fra konstruksjonens, for eksempel spuntveggen, bevegelse i forhold til jorden, se Figur 3.1. Aktivt jordtrykk oppstår når jorden trykker på konstruksjonen. Det vil si at konstruksjonen har en forskyvning bort fra jorda. I figuren vil dette være mot venstre, der jorden kollapser og faller inn mot konstruksjonen. Her er horisontalspenningene på et jordelement mindre eller lik vertikalspenningene. Passivt jordtrykk oppstår ved motsatt situasjon, dvs. når konstruksjonen trykker mot jorden (her at veggen har en forskyvning mot høyre). Da vil horisontalspenningene være større eller lik vertikalspenningene. I beregninger skiller vi mellom aktivt og passivt jordtrykk ved hjelp av ulike jordtrykkskoeffisienter. Disse koeffisientene kan enten finnes ved bruk av formelverk eller ferdig utviklede diagrammer.



Figur 3.1: Definisjon av grensetilstander for aktivt og passivt jordtrykk i forhold til konstruksjonens forskyvning. Hentet fra (Aarhaug, 1984).

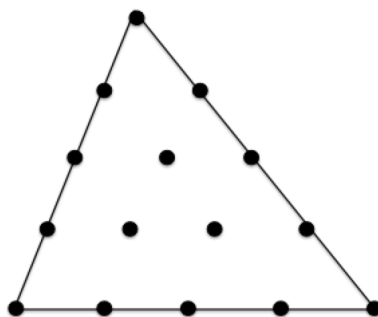
3.2 PLAXIS 2D og elementmetoden

PLAXIS 2D er et verktøy basert på elementmetoden, som er utviklet for å kunne simulere geotekniske problemstillinger, herunder deformasjon, stabilitet og grunnvannstrømning (Brinkgreve, 2017). Elementmetoden (Finite Element Method, FEM) er en numerisk løsningsmetode for å løse matematiske problemer som vanskelig lar seg løse analytisk (Bell, 2018). For eksempel er det vanskelig å beregne krefter og spenninger på en dyp utgraving med flere stager, slik som er analysert i denne oppgaven.

3.2.1 Elementmetoden

Elementmetoden baserer seg på å dele et større problem opp i mindre elementer, enten trekkanter eller firkanter (i 2D). Videre baserer metoden seg på forskyvningsprinsippet, som innebærer at man studerer responsen av påførte krefter i form av deformasjoner og forskyvninger. Elementene er definert gjennom krefter og forskyvninger i nodene. Enhver node har et sett frihetsgrader som definerer elementets evne til deformasjon, forskyvning og rotasjon. Disse egenskapene skal svare til problemets differensialligning. Sammen med knutepunktene samsvarende krefter, defineres da systemligningen gjennom et krav om kinematisk kompatibilitet og statisk likevekt (Bell, 2018).

Elementmetoden er en tilnærmet løsningsmetode, og vil ikke nødvendigvis gi eksakte svar. Særlig avledede størrelser, som momenter og dermed spenninger og tøyninger, kan ha mindre grad av nøyaktighet grunnet derivasjon av den antatte forskyvningsformen som opptrer i differensialligningen (Bell, 2018). Dermed vil heller ikke PLAXIS gi helt eksakte svar i sin utregning. En god forståelse av elementmetoden og eventuelle begrensninger ved bruk av denne, er derfor viktig når man benytter PLAXIS i geotekniske beregninger.



Figur 3.2: Trekantet element med 15 noder er anbefalt for en nøyaktig beregning i PLAXIS 2D

3.2.2 PLAXIS 2D

I PLAXIS 2D benyttes trekantede elementer med 6 eller 15 noder for å analysere problemer (se Figur 3.2). Flere noder vil gi større nøyaktighet i utregningen. Dermed er 15-noders-elementet foretrukket og satt som standard i PLAXIS (Nordal, 2018a). I beregningen utfører programmet flere iterasjoner frem til man oppnår likevekt. I resultatene kan man da lese av blant annet deformasjoner, setninger, krefter og spenninger i jord og konstruksjonselementer. Programmet har et enkelt brukergrensesnitt som de fleste kan forstå og benytte. Man får en grafisk fremstilling av modellen, der brukeren kan beskrive geometrien, materialene og eventuelle laster og andre betingelser. Videre genererer PLAXIS automatisk oppdelingen av elementene, det såkalte *meshet*. Brukeren kan selv velge finheten av meshet, der et finere mesh betyr at modellen deles opp i flere elementer. Flere elementer vil gi mer nøyaktighet i beregningene. Videre kan brukeren definere rekkefølgen på modellens ulike faser, for eksempel utgravning, fylling, eller lignende. Deretter kan brukeren se resultatene i skalerte figurer der blant annet deformasjoner, spenninger og krefter enkelt hentes ut.

Videre er det presisert i PLAXIS-manualen (Brinkgreve, 2017) at nøyaktigheten av resultatene ikke bare er avhengig av finheten til meshet, men også brukeren kunnskap om de ulike jordmodellene og eventuelle begrensninger som disse innehar. En jordmodell er en innebygd matematisk modell i PLAXIS som definerer jordens oppførsel. De ulike jordmodellene som er implementert i PLAXIS har ulik grad av nøyaktighet og egner seg ikke alltid til alle typer materialer. Det er derfor viktig å ha en god forståelse av de ulike jordmodellene. Videre vil derfor teorien bak enkelte av disse jordmodellene bli gjennomgått. Det er her særlig lagt vekt på teorien bak NGI-ADP og eADP modellen, da det er disse som er benyttet i analysen i Kaittel 6. To andre modeller kommenteres også som en referanse for sammenligning med de to overnevnte.

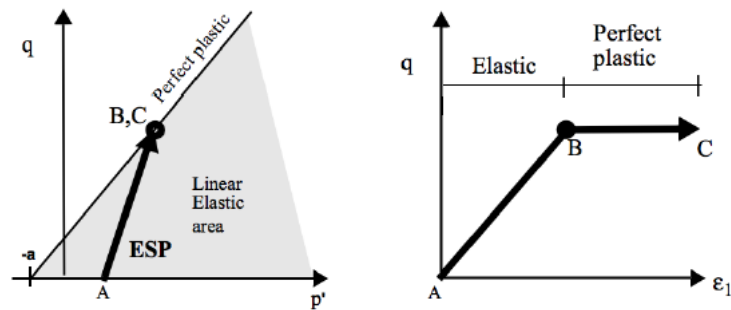
3.3 Jordmodellen Mohr-Coulomb

Mohr-Coulomb modellen er ikke benyttet direkte i det praktiske eksempelet i denne oppgaven, men er omtalt som en referanse for sammenligning med de mer avanserte jordmodellene som presenteres i Underkapittel 3.5 og 3.6.

Mohr-Coulomb er en lineær-elastisk perfekt plastisk modell. Den antas å være den viktigste bruddmodellen innen geoteknikk og for beregning av styrke av jord (Nordal, 2018a). Modellen er enkel i form av at den krever få inputparametere, men nøyaktigheten av modellen blir derfor også noe mindre. Jordens styrke er definert ved bruddtilstanden, som igjen er definert av en rett linje etter Coulombs lov (Coulomb, 1776), se Ligning 3.1.

$$\tau_f = c + \sigma' \cdot \tan(\phi) = (\sigma' + a) \cdot \tan(\phi) \quad (3.1)$$

Her er c kohesjonen til jorda, ϕ er friksjonsvinkelen, og a er attraksjonen. Etter brudd antas materialet å være perfekt plastisk, se Figur 3.3. Modellen vil derfor kunne modellere permanente, ikke-reversible deformasjoner og gir et mer realistisk bilde av jordoppførsel enn en rent elastisk modell.



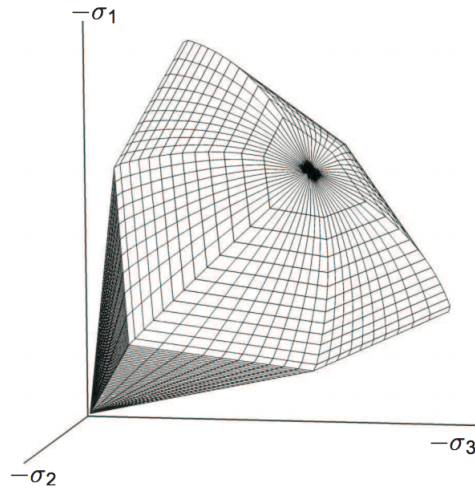
Figur 3.3: Illustrasjon av den lineær-elastisk perfekt plastiske Mohr-Coulomb modellen. Hentet fra Nordal (2018a).

3.4 Jordmodellen Hardening Soil

Jordmodellen Hardening Soil (HS) er en av de mer avanserte modellene i PLAXIS. Modellen ble utviklet for å modellere sand, men har blitt videreutviklet til også å kunne modellere andre jordtyper. I denne oppgaven er ikke HS modellen benyttet til å modellere leira, men til å beskrive fyllmassene og tørrskorpa. En overordnet beskrivelse av modellen er likevel tatt med for enklere å kunne forstå de andre avanserte jordmodellene som beskrives senere. Jordmodellene har en del fellestrekk og motsetninger som gjør det enklere å forstå teorien og bruken av de ulike modellene. Teorien bak HS modellen er basert på publikasjonen av Schanz et al. (1999).

Hardening Soil modellen benytter de samme styrkeparameterne som Mohr-Coulomb modellen, nemlig friksjonsvinkelen, ϕ , og attraksjonen, a , men skiller seg fra MC modellen ved at den har en mer komplisert og nøyaktig beskrivelse av stivheten. HS modellen skiller mellom stivhet ved førstegangspålastning og ved av-/pålastning. I tillegg skiller HS modellen seg ut ved at den har en kombinert bruddflate som tar hensyn til herding både ved skjær og ved kompresjon. Dette gjør at modellen kan modellere henholdsvis irreversible, plastiske tøyninger grunnet deviatorisk spenning ved førstegangs-pålastning og irreversible plastiske tøyninger grunnet kompresjon i ødometer- eller isotropisk pålastning (Schanz et al., 1999). Som Figur 3.4 viser, kan den totale bruddflaten ses på som en “kjegle” og et “lokk”. Det

er Coulomb-kriteriet som avgrensner bruddflaten ved skjærherding (“kjeglen”). Prekonsolideringsspenningen, p'_c , definerer posisjonen til “lokket” som gir bruddflaten ved kompresjons-herding (Nordal, 2018a).



Figur 3.4: Presentasjon av bruddflaten til Hardening Soil modellen i hovedspenningstilstand for jord med null kohesjon. Figuren er hentet fra Brinkgreve (2017)

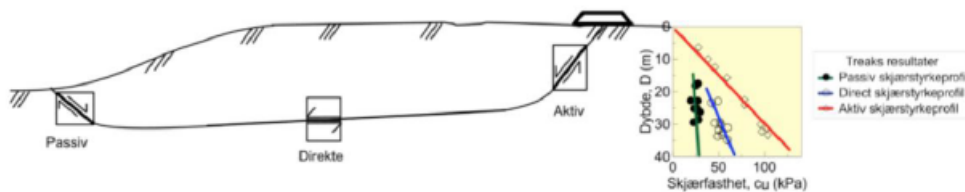
Som nevnt over har Hardening Soil modellen en mer nøyaktig beskrivelse av stivheten enn blant annet Mohr-Coulomb modellen. En viktig forskjell er at stivheten er spenningsavhengig, dvs. at stivhetene øker med økt spenning i jorda. Dermed vil HS modellen gi en mye mer nøyaktig representasjon av det som faktisk skjer i jorda, da vi vet at stivheten ikke er konstant i hele jordvolumet. Rent praktisk løser PLAXIS dette ved at man setter inn tre ulike parametere for stivheten. Den første er E_{50}^{ref} som er stivheten ved 50% av maksimal skjærstyrke ved referansetrykket, $p_{ref} = 100$ kPa, i en drenert treaksial test. Den andre stivhetsparameteren relaterer seg til elastisk stivhet ved av- og pålasting, E_{ur}^{ref} . Begge parameterne gir en ikke-lineær stivhetsmodul som er avhengig av spenningen i jorda. Den tredje stivhetsparameteren som tas inn i HS modellen, er en ødometerstivhet for endimensjonal kompresjon, E_{oed}^{ref} (Schanz et al., 1999).

3.5 Jordmodellen NGI-ADP

Jordmodellen NGI-ADP er en annen avansert jordmodell i PLAXIS. Modellen ble utviklet for å modellere udrenert leire og silt. Den kan også benyttes på drenerte beregninger, men da med noen begrensninger. I det følgende gis en overordnet beskrivelse av jordmodellen, basert på teorien som er grundigere forklart i publikasjonen av Grimstad et al. (2012).

NGI-ADP modellen er basert på anisotrop, udrenert skjærstyrke, s_u , i motsetning til HS modellen, der den udrenerte skjærstyrken hentes ut indirekte fra en effektivspenningsbasert modell. Som HS modellen, er også NGI-ADP utviklet slik at stivheten er mer realistisk representert via flere parametere. I tillegg er den udrenerte skjærstyrken nøyte representert med ulike verdier for aktiv (A), direkte (D) og passiv (P) skjærstyrke. De ulike skjærstyrkene er

tatt med i modellen via anisotropifaktorer (Grimstad et al., 2012). I NVEs publisasjon om anisotropifaktorer er anisotropi forklart med at “udrenert skjærfasthet av leire er avhengig av hvilken retning tøyningssendringen i leira får i forhold til retning på in-situ spenninger/spenningshistorie og i forhold til lagringsstrukturen for leirmineralene” (Eidsvig, 2014). Styrken vil dermed variere langs en bruddflate. Forholdet mellom de ulike anisotropifaktorene og deres påvirkning av skjærfastheten er vist i Figur 3.5. Som det fremkommer av figuren er den aktive udrenerte skjærstyrken høyere enn den passive. Den direkte skjærtstyrken ligger et sted mellom den passive og aktive.



Figur 3.5: Anisotrop belastningstilstand i en skråning, samt et typisk fasthetsprofil. Figuren er hentet fra Eidsvig (2014).

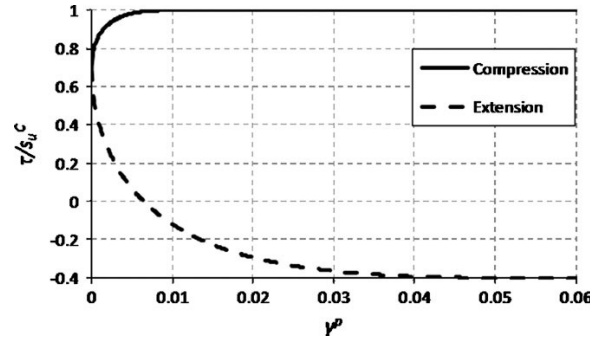
For en utgraving lik den som er benyttet i denne oppgaven, vil det være avgjørende at skjærstyrken er representert korrekt. Ved å benytte en redusert passiv skjærstyrke på passiv side av spunten, vil man få en helt annen situasjon enn om man overestimerer styrken slik blant annet HS modellen gjør. Dette avhenger også av stivheten i jorda og utnyttet skjærstyrke. Dette er nærmere diskutert i prosjektoppgaven utarbeidet høsten 2018 (Grendahl, 2018). Normalt vil man benytte en treaksial kompresjonstest for å definere aktiv skjærstyrke, s_u^A , treaksial strekktest for å definere passiv skjærstyrke, s_u^P , og direkte skjærttest for å definere direkte skjærstyrke, s_u^{DSS} . Merk at forholdet mellom aktiv styrke og styrken fra treaksial kompresjonstest ikke er helt lik, da aktiv styrke er fra plan tøyning, mens treaks er en aksesymmetrisk test (Grimstad et al., 2012). Forholdet mellom aktiv skjærstyrke og strekkstyrken settes til $s_u^A/s_u^C = 0,99$ i PLAXIS (Brinkgreve, 2017).

3.5.1 Formulering av modellen

NGI-ADP modellen tar utgangspunkt i bruddkriteriet til Tresca. Denne er videreutviklet til å ta høyde for anisotropien, dvs. forskjellen mellom kapasiteten ved aktiv og passiv pålastning. Her innføres det en spenningsretningsbasert herdingsparameter, κ , for å ta hensyn til forskjellen i bruddtøyning (Grimstad et al., 2012), se Ligning 3.2.

$$\kappa = 2 \cdot \frac{\sqrt{\gamma^p/\gamma_f^p}}{1+\gamma^p/\gamma_f^p} \quad \text{når } \gamma^p < \gamma_f^p, \text{ hvis ikke er } \kappa = 1 \quad (3.2)$$

γ^p er plastisk skjærtøyning og γ_f^p er plastisk bruddtøyning. Figur 3.6 viser herdingsresponsen i trykk og strekk der $\gamma_{fC}^p = 0,01$, $s_u^E/s_u^C = 0,4$ og $\gamma_{fE}^p = 0,05$.



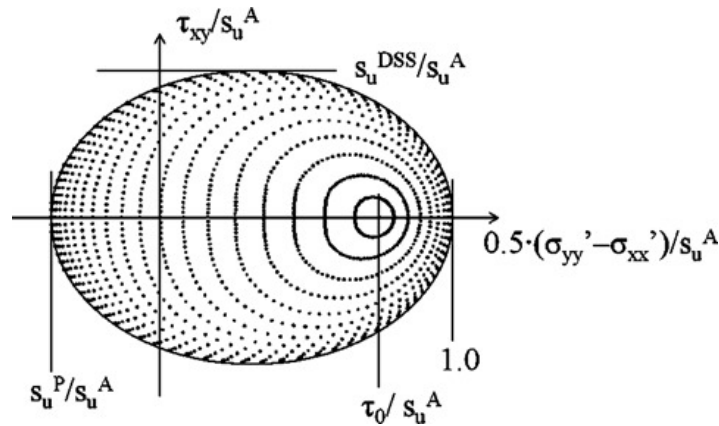
Figur 3.6: Typisk forskjell i herdingsrespons i trykk og strekk, hentet fra (Grimstad et al., 2012).

I plan tøyning er flytekriteriet videre modifisert til følgende formel (Grimstad et al., 2012):

$$F = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{yy} - \sigma_{xx}}{2} - (1 - \kappa) \cdot \tau_0 - \kappa \cdot \frac{s_u^A - s_u^P}{2}\right)^2 + \left(\tau_{xy} \cdot \frac{s_u^A - s_u^P}{2 \cdot s_u^{DSS}}\right)^2} - \kappa \cdot \frac{s_u^A - s_u^P}{2} = 0 \quad (3.3)$$

I Formel 3.3 er s_u^A , s_u^{DSS} og s_u^P henholdsvis aktiv, direkte og passiv, udrenert skjærstyrke. τ_0 er in situ mobilisert skjærstyrke. Bruddflaten i NGI-ADP modellen bruker elliptisk interpolasjon mellom bruddtøyningen i trykk, direkte skjær og strekk. Figur 3.7 viser bruddflaten for plan tøyningssituasjon slik den er definert i Formel 3.3. Fra figuren kan man se at de ulike styrkene er definert relativt til den aktive, udrenerte skjærstyrken. Figuren viser også ADP-forholdet slik at aktiv skjærstyrke er størst og passiv skjærstyrke er minst.

Modellen er forenklet til å gjelde for leire med horisontal terrengoverflate (Grimstad et al., 2012). Dette er en begrensning som det er viktig å være klar over. Skjærstyrken, og dermed stivheten via forholdet G_{ur}/s_u^A , vil være definert med y-koordinaten, og ikke dybde under terreng. I praksis er det gjerne slik at styrken øker med dybde under terreng, og ikke relativt til kotehøyde. Dette er en begrensning som det er viktig å være klar over dersom man har en naturlig skråning med hellende terreng i det praktiske problemet som skal modelleres.



Figur 3.7: Flytekriteriet i NGI-ADP modellen for plan-tøyning vist ved deviatorspenninger. Hentet fra (Grimstad et al., 2012).

3.5.2 Input-parametere i NGI-ADP modellen

I det følgende gis en kort oppstilling av de ulike input-parametere i NGI-ADP modellen, slik de er presentert i PLAXIS-manualen [Brinkgreve \(2017\)](#), se Tabell 3.1.

Tabell 3.1: Inputparametere i NGI-ADP modellen

<i>Parameter</i>	<i>Beskrivelse</i>	<i>Enhet</i>
$\frac{G_{ur}}{s_u^A}$	Forholdet mellom skjærmodul for av-/pålasting og (plan tøyning) aktiv skjærstyrke	[-]
γ_f^C	Skjærtøyning ved brudd i treaksial kompresjon	[%]
γ_f^E	Skjærtøyning ved brudd i treaksial strekk	[%]
γ_f^{DSS}	Skjærtøyning ved brudd i direkte skjærforsøk	[%]
$s_{u,ref}^A$	Referanse (plan tøyning) aktiv skjærstyrke	[kN/m ² /m]
$\frac{s_u^{TxC}}{s_u^A}$	Forholdet mellom treaksial kompresjons skjærstyrke og (plan tøyning) aktiv skjærstyrke (normalt 0,99)	[-]
y_{ref}	Referansedybde	[m]
$s_{u,inc}^A$	Økning av skjærstyrke med dybden	[kN/m ² /m]
$\frac{s_u^P}{s_u^A}$	Forholdet mellom (plan tøyning) passiv skjærstyrke og (plan tøyning) aktiv skjærstyrke	[-]
$\frac{\tau_0}{s_u^A}$	Initial mobilisering (normalt 0,7)	[-]
ν'	Poisson ratio (normalt 0,3)	[-]

3.6 Jordmodellen eADP

Naturlige leirer har en kompleks oppførsel som for eksempel inkluderer effekter fra forkonsolidering, anisotropi, ikke-linearitet, spenningsavhengighet, kryp, destruktering og dilatans. I tillegg er jordens oppførsel kontrollert av effektivspenninger. Jordmodellen NGI-ADP tar inn flere av de overnevnte effektene, men er som beskrevet basert på totalspenninger, ikke effektivspenninger. Jordas oppførsel kan dermed ikke bli helt reelt beskrevet med denne modellen, da den ikke kan ta hensyn til endringer i effektivspenningene pga. delvis drenering. Det utvikles derfor i dag en effektivspenningsbasert jordmodell for bløte skandinaviske leirer ved NTNU av PhD kandidat Jon Rønningen. Modellen er implementert i PLAXIS som en *user defined soil model* (heretter UDSM), en bruker-definert jordmodell. Modellen er i tidligere litteratur omtalt som *Geofuture Soft Clay Model*, men er i denne oppgaven omtalt som *eADP modellen*, etter ønske fra veileder Steinar Nordal. Navnet er valgt da modellen er effektivspenningsbasert, samt at den bygger blant annet på NGI-ADP modellen og anisotropi. I det følgende gis en overordnet beskrivelse av jordmodellen, basert på teorien som er grundigere forklart i [Rønningen \(2017\)](#), [Rønningen \(2019\)](#) og [Rønningen et al. \(2014\)](#).

eADP modellen er en pragmatisk modell for bløte, skandinaviske leirer og er som NGI-ADP modellen basert på anisotropi (se Underkapittel 3.5). I tillegg tar modellen blant annet inn

effektene av tidsavhengighet og destruktering. Den er basert på jordmodeller som er i bruk i dag og på teorien bak (visco-) plastisitet. Formuleringen er lignende n-SAC modellen av Grimstad and Degago (2010), men med tillegg og forenklinger for å skreddersy en modell for praktisk geoteknikk (Rønningen et al., 2014). Da modellen er effektivspenningsbasert kan den benyttes til å modellere konsolidering og strømming av porevann. Modellen har derfor mulighet til å modellere tilfellet der den udrenerte leira går mot drenerte forhold, for eksempel ved dype utgravinger.

Det er likevel den udrenerte skjærstyrken som er input i modellen, men den udrenerte skjærstyrken styres av effektivspenningene. Dette innebærer at et sett effektivspenningsbaserte materialparametere beregnes ved en optimaliseringsalgoritme i eADP modellen slik at modellen produserer den udrenerte styrken som en input dersom udrenerte forhold velges. Prinsippet følger hovedtrekkene i SHANSEP (Ladd and Foott, 1974) der s_u er gitt av forkonsolideringen, se Underkapittel 4.3.1. Effektivspenningsparameterne gir styrke som er kontrollert av effektivspenninger, og dermed også endringer i den udrenerte skjærstyrken over tid som følge av volumendringer. Dermed vil skjærstyrken endre seg med konsolidering.

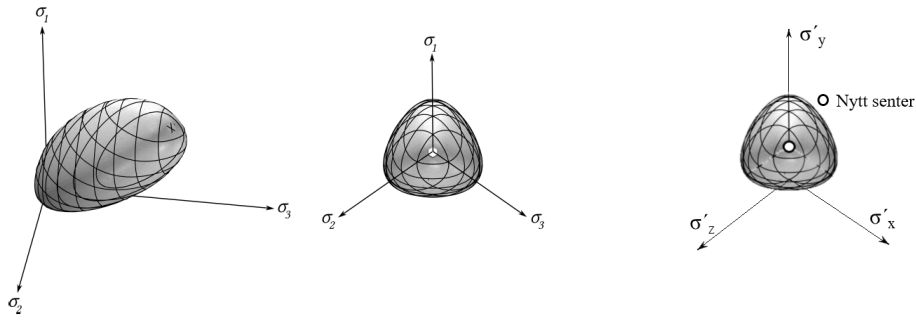
3.6.1 Formulering av modellen

I følge Rønningen (2019) kan de avanserte modellene som eADP er basert på, forenkles til Modified Cam Clay (MCC) dersom visse parametere settes til null. Utover de klassiske MCC ligningene er følgende tilleggseffekter lagt til:

- Generalisering fra 2D til 3D
- Destruktering
- Rotasjon av flyteflaten
- Ikke-assosiert flytning
- Tidsavhengighet

I tillegg er det lagt til en optimaliseringsrutine som beregner effektive spenningsparametere ut fra en gitt anisotrop udrenert skjærstyrke.

I hovedspenningsrommet er to flater, (1) referanseflaten og (2) det plastiske potensialet, representert ved en ellipsoide, med et deviatorisk tverrsnitt i π -planet som følger Lade-Duncan bruddkriteriet, se Figur 3.8a. De to flatene kan endre størrelse, form og retning uavhengig av hverandre grunnet en *ikke-assosiert* flyteregel. Dermed kan anisotropi, av/pålasting, destruktering og tidsavhengighet modelleres. Anisotropi er lagt inn i modellen ved at referanseflaten kan rotere (Rønningen, 2017), se illsutrasjon i Figur 3.9. For full utledning av relevante formler vises det til oppnevnte kilder.



(a) Referanseflaten i hovedspenningsrommet. Hentet fra Rønningen (2017) (b) Referanseflaten og sentret flyttes opp ved rotasjon

Figur 3.8: Referanseflaten i hovedspenningsrommet er en ellipsoide, med Lade-Duncan bruddkriteriet i det deviatoriske tverrsnittet. Figuren viser et tilfelle uten (a) og med (b) anisotropi

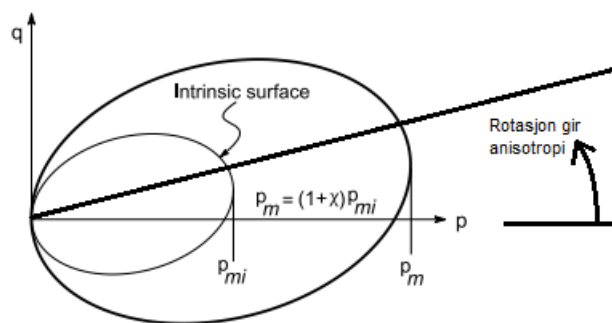
Destrukturering

Naturlig leire har en struktur som kan bli ødelagt ved påført tøyning. Effekten av destrukturering er definert ved en enkelt parameter χ som angir graden av struktur, se Formel 3.4 (Rønningen et al., 2014). Konseptet er også vist i Figur 3.9.

$$p_m = (1 + \chi)p_{mi} \quad (3.4)$$

p_m er nåværende størrelse på flyteflaten og p_{mi} er flaten der strukturen er fullstendig degradert. Strukturen ødelegges gradvis ved belastning for $\chi > 0$, mens ved $\chi = 0$ finnes ingen struktur. I illustrasjonen i Figur 3.9 er parameteren $\chi \approx 2$. Strukturell degradering betyr at χ minker når plastiske tøyninger påføres, se Formel 3.5 (Rønningen, 2019).

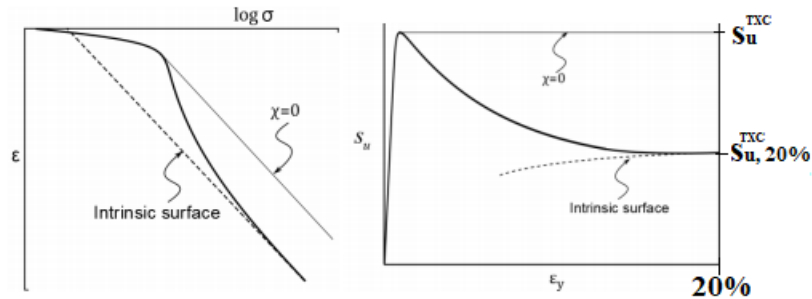
$$d\chi = -\chi \cdot a_v \sqrt{(d\epsilon_v^p)^2 + \omega^2 \cdot (d\epsilon_q^p)^2} \quad (3.5)$$



Figur 3.9: Definisjonen av destrukturering for en rotert MCC-flyteflate. Rotasjonen gir anisotropi. (Tilpasset fra Rønningen, 2019)

Effekten av destrukturering kan for eksempel ses i en ødometertest der man får større tøy-

ninger eller mindre stivhet når prøven destruktureres. I en triaxtest kan man få post peak softening grunnet destrukturering og lavere udrenert skjærstyrke, se Figur 3.10. Det er inputparameteren $s_{u,20\%}^{TXC}$ som definerer effekten av mengde, eller grad av *post-peak softening*, som vist i figuren.

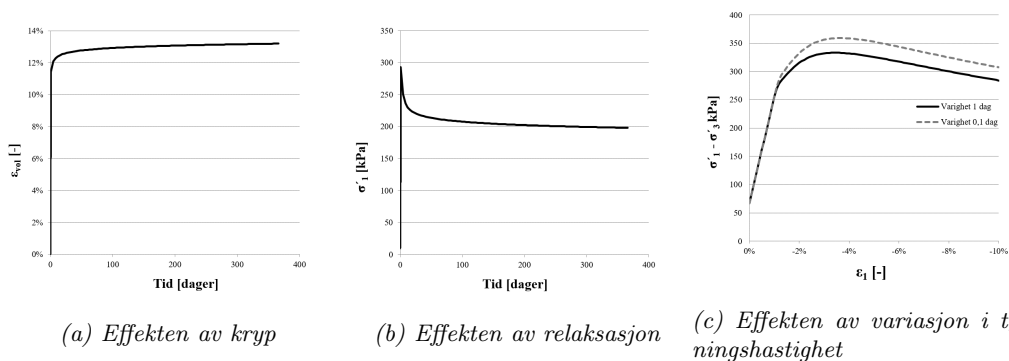


Figur 3.10: Effekten av destrukturering i en ødometertest (venstre) og en udrenert triaxial kompresjonstest (høyre). (Tilpasset fra Rønningen, 2019)

Tidsavhengighet

Ved at en plastisk faktor avhenger av tid vil effektene av kryp, relaksasjon og variasjon av tøyningshastighet inkluderes i modellen. Kryp kan defineres som tøyninger som oppstår med tid uten at det er endring i effektivspenningene. Formuleringen som er lagt inn i modellen gjør at kryp gir en grad av over-konsolidering med tid. Figur 3.11a viser hvordan tøyningene øker i løpet av et år, der det ikke er noen spenningsendring. Relaksasjon kan ses i Figur 3.11b, der tøyningen holdes konstant, noe som innebærer at spenningen minker i løpet av et år. Effektene av tøyningshastighet kan ses fra Figur 3.11c der økning i tøyningshastighet gir økt skjærstyrke. I eksempelet er det en økning i udrenert skjærstyrke på ca. 7,7% ved 10 ganger så rask triaxtest.

Samtlige eksempler i Figur 3.11 er laget i SoilTest kun som en illustrasjon av tidsavhengigheten. Underkapittel 4.1 gir en dypere forklaring til hvordan resultatene i figuren er kommet til, med gjengivelse av ulike betingelser og type laboratorietest.



(a) Effekten av kryp

(b) Effekten av relaksasjon

(c) Effekten av variasjon i tøyningshastighet

Figur 3.11: Effektene av tidsavhengighet i eADP modellen

Effekten av konsolidering

Siden eADP modellen er effektivspenningsbasert kan man analysere effekten av konsolidering. Den udrenerte skjærstyrken, s_u , vil endre seg med konsolidering avhengig av lastsituasjon. Ved økte effektivspenninger øker også den udrenerte skjærstyrken. Tilsvarende vil s_u minke ved avlastning, for eksempel ved en utgravning. Dersom utgravningen får konsolidere vil jorda svulle og poretrykk kan øke og effektivspenningene kan minke, noe som fører til reduksjon i styrken. Konseptet tilsvarer hovedtrekkene i SHANSEP (Ladd and Foott, 1974) som er en metode der skjærstyrken i bløt leire knyttes til overkonsolideringen i jorda og dagens spenningssituasjon, se Underkapittel 4.3.1.

3.6.2 Input-parametere i eADP modellen

I det følgende gis en kort oppstilling av ulike input-parametere i eADP modellen, slik de er presentert i manualen av Rønningen (2017), se Tabell 3.2.

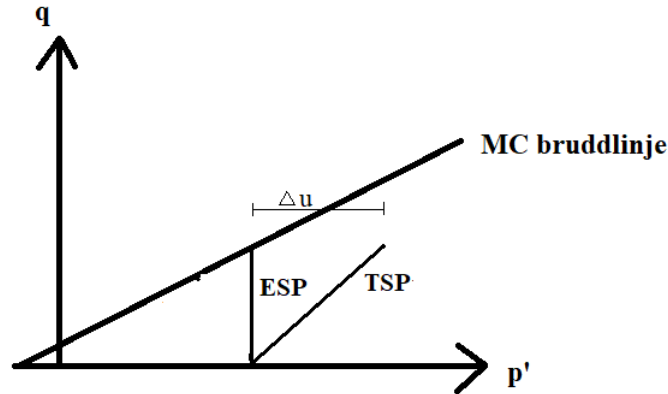
Tabell 3.2: Inputparametere i eADP modellen

<i>Parameter</i>	<i>Beskrivelse</i>	<i>Enhet</i>
$\frac{G_{ur}}{\sigma_{y,o}}$	Normalisert skjærstivhet	[-]
m_{nc}	Janbu (nc) ødometermodul	[-]
m_{oc}	Janbu (oc) ødometermodul	[-]
r_{si}	Tidsmotstandstall	[-]
$s_{20\%}^{TXC}$	Forholdet mellom udrenert skjærstyrke ved toppunkt og ved 20% tøyning i triaxial kompresjon	[-]
$\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{y,o}}$	Normalisert udrenert skjærstyrke i triaxial kompresjon	[-]
$\frac{s_u^{TXE}}{s_u^{TXC}}$	Forholdet mellom udrenert skjærstyrke i triaxial strekk og trykk	[-]
$\frac{\Delta \epsilon_y}{\Delta t} _{s_u}$	Tøyningsraten der inputen over er bestemt	[per dag]
ϕ_{cs}	Friksjonsvinkel	[°]
K_0^{NC}	Asymptoten mellom horisontal og vertikal effektivspenning i en ødometer	[-]
OCR	Grad av overkonsolidering	[-]

3.7 Udrenert og drenert oppførsel av jord

I denne oppgaven er det regnet på et tilfelle der jorden består av leire. Leire er en kohesjonsjordart med lav permeabilitet, noe som gjør at porevannet ikke kan dissipere over kort tid. Poretrykket er “fanget” og vil ikke bevege seg. Dette betegnes som et udrenert tilfelle. For den lineærelastiske modellen Mohr-Coulomb vil endringen i poretrykk være gitt direkte av endringen i total middelspenning i det udrenerte tilfellet (Nordal, 2018a). Det

vil si at en endring i den totale middelspenningen ikke endrer den effektive middelspenningen i kornskjelettet, men kun gir en momentan poretrykksøkning, se Figur 3.12. Fra dette kan det konkluderes at i den udrenerte tilstanden er skjærstyrken konstant og uavhengig av middelsspenningsnivået. Dermed er bruddkriteriet definert ved at den maksimale skjærspenningen ved brudd er den udrenerte skjærstyrken, s_u (Emdal et al., 2014). Videre er leire ikke lineærelastisk og vil i virkeligheten ikke få en vertikal effektivspenningssti, men heller en spenningssti som bøyer seg mot venstre grunnet kontraktans, se Figur 3.14.



Figur 3.12: q - p' -plot av effektivspenningsstien (ESP) og totalspenningsstien (TSP) i udrenert leire for det lineær elastiske området

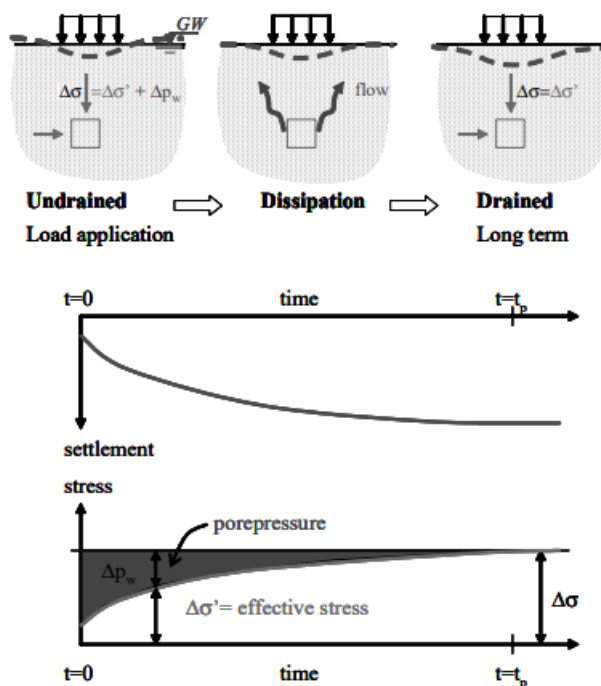
I en drenert tilstand har vi derimot en situasjon der en spenningsendring fører med seg en endring i effektivspenninger. Dette krever at jordmaterialet er belastet over lengre tid slik at porevannet får anledning til å dreneres bort. Grensen mellom drenert og udrenert tilstand er noe uklar. Nordal (2018a) nevner at et røft estimat for varigheten av den udrenerte perioden er gitt av konsolideringstiden, t_p . Han antyder at den udrenerte oppførselen av jorda dominerer i størrelsesorden frem til $t = 0,1 * t_p$. Konsolideringstiden er gitt av Formel 3.6.

$$t_p = \frac{H^2}{c_v} \quad (3.6)$$

$c_v = M \cdot k / \gamma_w$ og kalles konsolideringskoeffisienten. Fra formelen ser man at varigheten av den udrenerte fasen er kontrollert av dreneringsveien (H), ødometermodulen (M) og permeabiliteten (k).

Overgangen fra udrenert til drenert tilstand skjer ved at noe av poretrykket grunnet av/pålastning dissiperer gjennom en konsolideringsprosess, se Figur 3.13. Tilstanden mellom de to ytterpunktene betegnes gjerne som delvis drenert. Et praktisk eksempel som karakteriserer de ulike tilstandene kan være en utgravning. En grunn og liten byggegrop vil ta kort tid å grave ut. Dermed er det naturlig å anta at leira viser en udrenert oppførsel i dette tilfellet, da porevannet ikke rekker å dissipere. Men dersom man har en dypere og større byggegrop er det naturlig å anta at selve byggegropsessen tar lengre tid. Dermed er det mer rom for at noe av porevannet dissiperer. Man får dermed en delvis drenert tilstand. Generelt kan man si at for avlastningsanalyser vil lang tids-aspektet være kritisk grunnet redusert poretrykk i løpet av utgravningen. Tilsvarende er den udrenerte tilstanden kritisk

for pålasting, da dissipering av porevannet her vil stabilisere fyllingen (Nordal, 2018a).



Figur 3.13: Overgangen fra udrenerte til drenerte forhold grunnet dissipering av porevann. Hentet fra Nordal (2018a)

3.7.1 Jordoppførselen i PLAXIS 2D

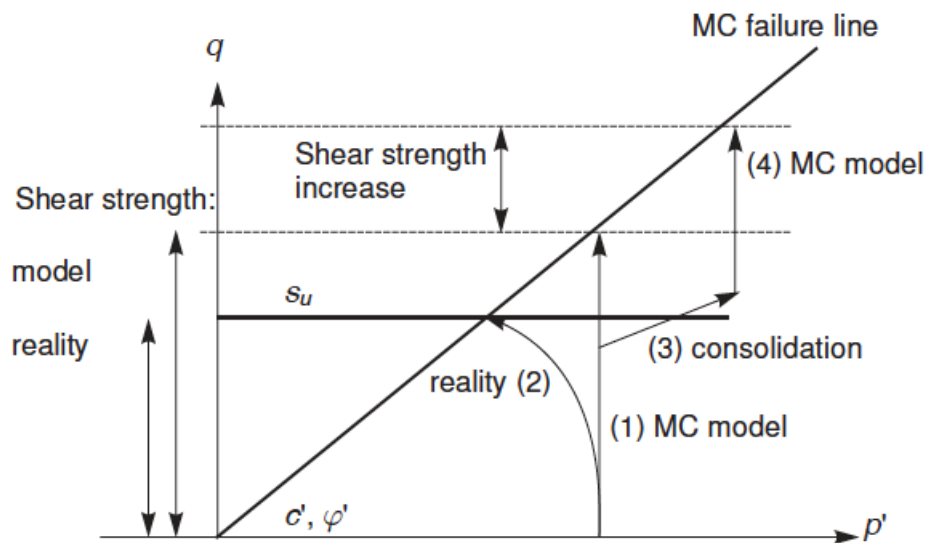
I NGI-ADP modellen analyseres den udrenerte leira via totalspenningsanalyse og udrenert skjærstyrke, s_u . I Hardening Soil (HS) modellen derimot, benyttes effektivspenninger også for den udrenerte analysen. La oss benytte den lineærelastiske modellen Mohr-Coulomb (MC) for å enklere forklare hvordan dette gjøres i PLAXIS.

Dersom vi antar inkompressibelt vann, vil vi ikke ha noen endring i volumet for udrenerte tilfeller. Dette gjør at endringen i poretrykket, Δu , er definert av endringen i total middelspenning, Δp , se Figur 3.12. I PLAXIS kjøres, eksempelvis for Mohr-Coulomb modellen, en udrenert analyse der inputen er effektivspenningsbasert, ved at porevannet gis stor stivhet, slik at $\Delta p' = 0$ (Brinkgreve, 2017). Dermed vil effektivspenningsstien i den elastiske delen av analysen bli vertikal, se Figur 3.14(1). Dette vil generelt kunne overestimere den udrenerte skjærstyrken. For mer avanserte modeller, som Hardening Soil, er også effekten av redusert middelspenning, p' , grunnet skjærindusert poretrykk tatt med. Da er ikke lenger effektivspenningsstien vertikal. Resultatet ved å benytte HS modellen vil ligge mellom “reality”(2) og “MC model” (1), se Figur 3.14. Dermed får man en mer realistisk skjærstyrke.

Som nevnt i Underkapittel 3.6 gjøres denne analysen litt annerledes for eADP modellen. Det er den udrenerte skjærstyrken som er input i modellen, men den udrenerte skjærstyrken styres av effektivspenningene. Prinsippet følger hovedtrekkene i SHANSEP (Ladd and Foott, 1974), der s_u er gitt av forkonsolideringen, se Underkapittel 4.3.1. Effektivspennings-

parameterne gir styrke som er kontrollert av effektivspenninger, og dermed også endringer i den udrenerte skjærstyrken over tid som følge av volumendringer. Dermed vil skjærstyrken endre seg med konsolidering.

Det finnes altså flere måter å modellere udrenert skjærstyrke i PLAXIS. I det videre er dette belyst i en praktisk analyse av en utgravning på Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum. Et av målene med analysen er å undersøke hvorvidt det er korrekt å modellere utgravningen med udrenerte forhold (NGI-ADP) eller delvis drenerte forhold (eADP med mulighet for konsolidering). Før denne analysen er gjort, er enkelte av hovedaspektene i eADP modellen belyst med et mer idealisert eksempel.



Figur 3.14: Illustrasjon av spenningsstien ved udrenert analyse for Mohr-Coulomb modellen (1) og virkelighet (2). Hentet fra [Brinkgreve \(2017\)](#)

Kapittel 4

Illustrasjon av grunnleggende prinsipper i eADP

En god forståelse av den nye eADP modellen er viktig dersom modellen skal implementeres i bransjens praksis. Enkelte av modellens prinsipper og konsepter er derfor grundigere forklart i dette kapitlet. Analysen er en illustrasjon av grunnleggende egenskaper og skal være en innledning for å forklare modellen ytteligere enn det teorien i Underkapittel 3.6 gjør. Det er benyttet et idealisert eksempel, samt enkle virtuelle laboratorieforsøk for å vise frem prinsippene på en enkel måte. I tillegg er mer teori rundt prinsippene presentert.

Hovedprinsippene det er sett på i dette kapitlet er hvordan *OCR* oppfører seg i en krypmodell, hvordan skjærstyrken endrer seg med endret effektivspenning, samt hvordan man kan modellere både strømming og konsolidering enklest mulig. I tillegg er effektene av tidsavhengighet grundigere forklart. Videre inneholder Kapittel 6-8 bruk av eADP modellen på et reelt prosjekt, der lærdommen fra følgende kapittel er benyttet. Dette kapittel er altså ment som en illustrasjon av grunnleggende egenskaper, mens den resterende delen av oppgaven tester modellen på et praktisk prosjekt.

4.1 Tidsavhengighet i eADP modellen

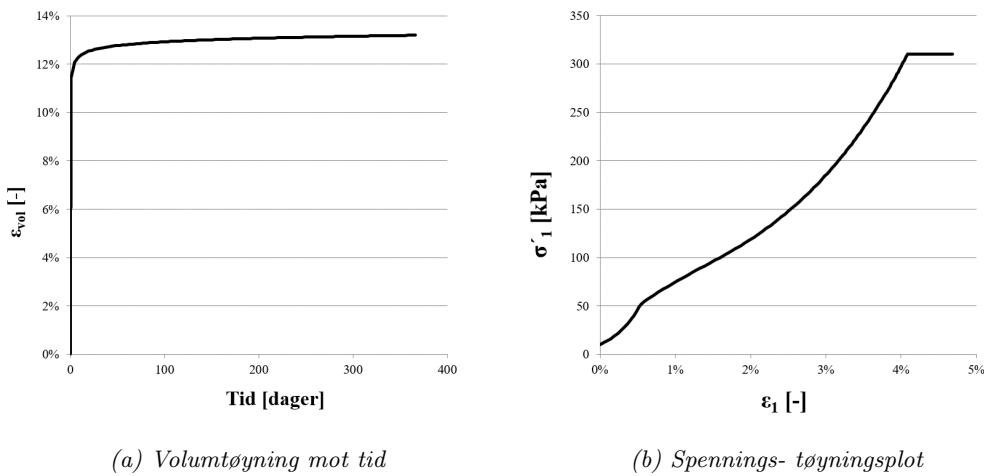
Som nevnt i Underkapittel 3.6 tar eADP modellen høyde for ulike tidseffekter ved at en plastisk faktor avhenger av tid. Dermed vil effektene av kryp, relaksasjon og variasjon av tøyningshastighet inkluderes i eADP modellen. Følgende underkapittel inneholder en nærmere forklaring til hvordan de ulike aspektene ved tidsavhengighet kan ses i virtuelle laboratorietester, utført med programvaren Soil Test i PLAXIS. Inputparametere som er benyttet i testene er gjengitt i Tabell 4.1.

Tabell 4.1: Inputparametere i det idealiserte eksempelet

<i>Parameter</i>	<i>Verdi</i>	<i>Enhet</i>
$\frac{G_{ur}}{\sigma_{y,o}}$	70	[-]
m_{nc}	20	[-]
m_{oc}	100	[-]
r_{si}	600	[-]
$s_{20\%}^{TXC}$	0,7	[-]
$\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{y,o}}$	0,35	[-]
$\frac{s_u^{TXE}}{s_u^{TXC}}$	0,4	[-]
$\frac{\Delta\epsilon_y}{\Delta t} _{s_u}$	0,1	[per dag]
ϕ_{cs}	28	[°]
K_0^{NC}	0,6	[-]
OCR	5	[-]

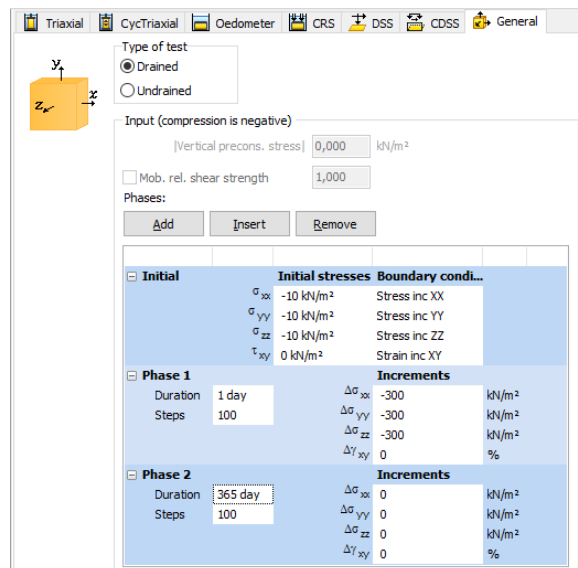
4.1.1 Kryp

Kryp er tøyninger som oppstår med tid, også etter ferdig konsolidering, uten at det er endring i effektivspenningene. Formuleringen som er lagt inn i modellen gjør at kryp gir en grad av over-konsolidering med tid. Dette er grundigere beskrevet i Underkapittel 4.2. Effekten av kryp kan for eksempel simuleres spenningsstyrt i drenerte forhold i SoilTest *General* med input og faser som vist i Figur 4.2. Her ser man at spenningene holdes konstante ($\Delta\sigma = 0$) over et år (365 dager) i fase to.



Figur 4.1: Effektene av kryp i eADP modellen.

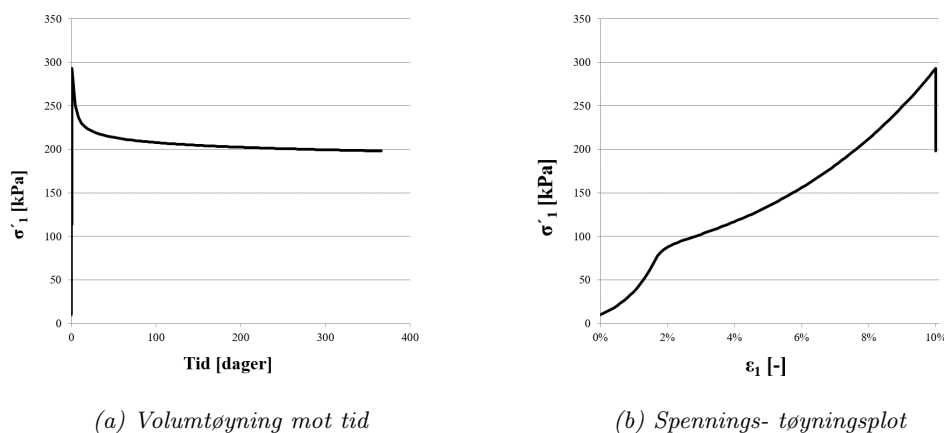
Resultatet av simuleringen kan blant annet ses i et plot av volumtøyningene mot tid, se Figur 4.1a. Her ser man at tøyningene øker med tiden for konstant effektivspenning. Økningen er størst under pålasting den første dagen, men det er også en økning på rundt 2% etter dette. Her holdes altså effektivspenningene konstante. Dette fremkommer av Figur 4.1b, som viser at vertikal effektivspenning holdes konstant, mens tøyningene øker.



Figur 4.2: Input i SoilTest General for å simulere kryp

4.1.2 Relaksasjon

Relaksasjon betyr i dette tilfellet at spenningene minker, mens tøyningene holdes konstant. Effekten av relaksasjon kan for eksempel simuleres tøyningsstyrt som en ødometer i drenerte forhold i SoilTest General med input og faser som vist i Figur 4.4. Her ser man at tøyningene holdes konstante ($\Delta\epsilon = 0$) over et år (365 dager) i fase to.

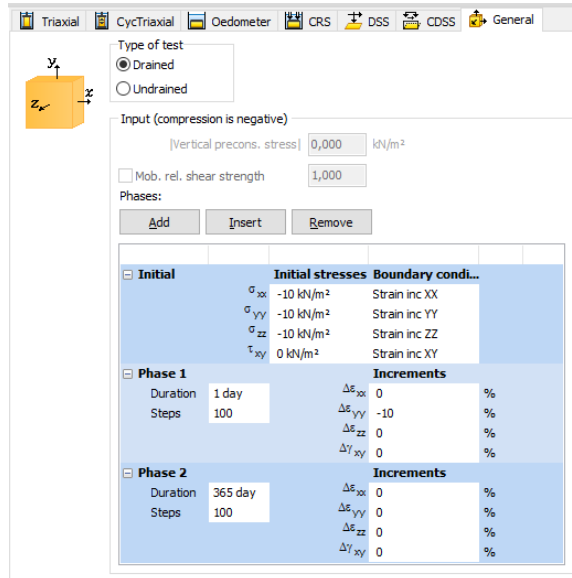


(a) Volumtøyning mot tid

(b) Spennings- tøyningsplot

Figur 4.3: Effektene av relaksasjon i eADP modellen.

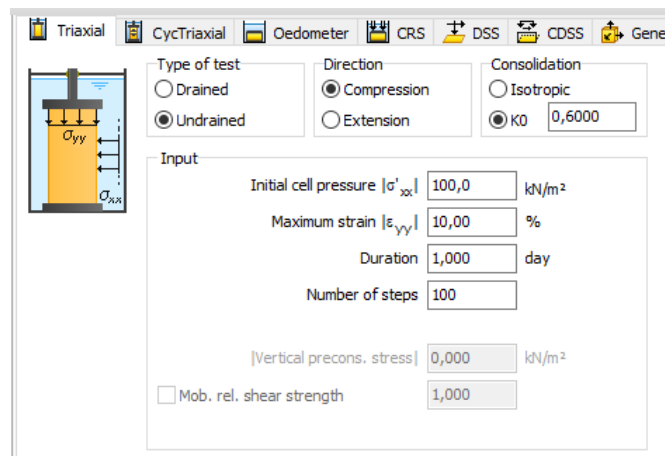
Resultatet av simuleringen kan blant annet ses i et plot av effektivspenningene mot tid, se Figur 4.3a. Her ser man at spenningene minker med tiden. Samtidig ser man av 4.3b at tøyningene holdes konstant mens effektivspenningene minker.



Figur 4.4: Input i SoilTest General for å simulere relaksasjon

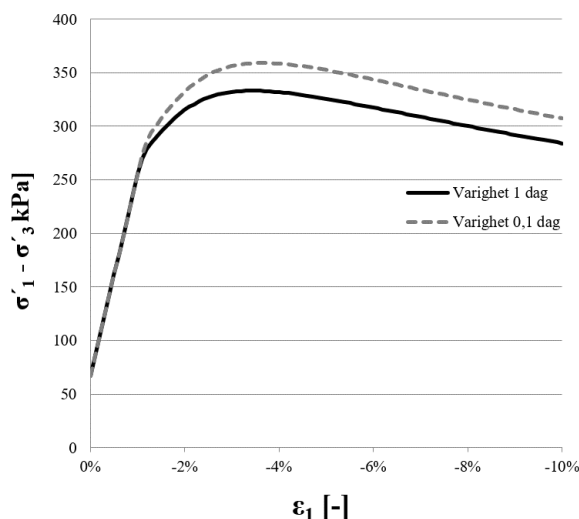
4.1.3 Tøyningshastighet

Endring av tøyningshastigheten vil kunne endre skjærstyrken til jorda. Effekten av tøyningshastigheten vil variere med ulik input, men generelt vil resultatet være at skjærstyrken øker dersom tøyningshastigheten er raskere. Effekten av tøyningshastighet kan for eksempel simuleres i en udrenert triaxtest i SoilTest, med input som i Figur 4.5. Merk at her er *Duration* 1,000 day. Det er denne inputen som endres til 0,100 for simuleringen med en ti ganger så rask tøyningshastighet. Ellers holdes all annen input lik for de to simuleringene.



Figur 4.5: Input i SoilTest General for å simulere påvirkning av tøyningshastighet

Resultatet av simuleringen kan blant annet ses i et plot av deviatorspenningene mot tøyning. Her kommer det frem at spenningen, og dermed skjærstyrken, er høyere for raskere tøyningshastighet. I eksempelet er det en økning i udrenert skjærstyrke på ca. 7,7% ved 10 ganger så rask triaxtest, se Figur 4.6.



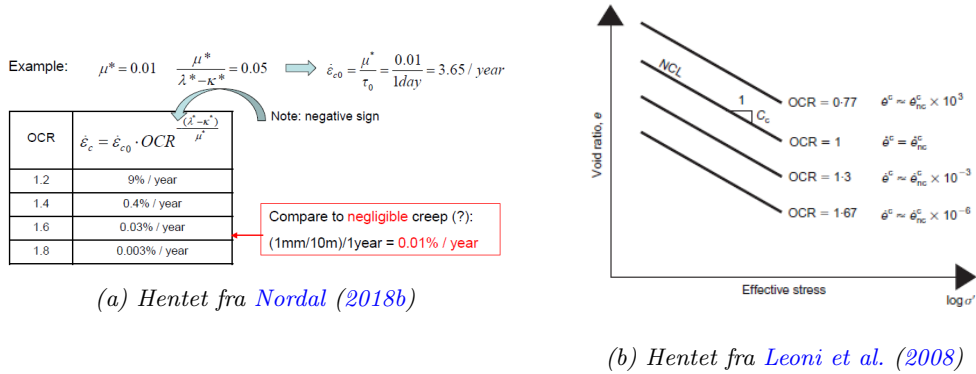
Figur 4.6: Effektene av endring av tøyningshastighet i eADP modellen

4.2 OCR i en krypmodell

eADP er en jordmodell som tar hensyn til kryp. Det vil si at jorda får setninger over tid uten at det tilføres endring i spenningene. Kryptøyningene er svært avhengig av overkonsolideringsraten, OCR , via et logaritmisk forhold. Det vil si at å benytte en lav OCR for en normalkonsolidert leire, ikke nødvendigvis er korrekt for en krypmodell. Rent praktisk er tanken at jordlaget har foreldet gjennom geologisk historie siden avsetningen for mange hundre år siden. Formuleringen av forholdet mellom krypraten og OCR er hentet fra jordmodellen Soft Soil Creep (SSC) og kan uttrykkes via Formel 4.1. For utledning av formelen og forklaring av de ulike symbolene vises til PLAXIS manualen (Brinkgreve, 2017).

$$\epsilon_v^c = \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} = \frac{\mu^*}{\tau} OCR^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \quad (4.1)$$

Formelen fører til at en lav OCR vil gi store kryptøyninger på ubelastet terreng. Figur 4.7 viser to eksempler på hvordan tøyningssraten varierer med endret OCR . For eksempelet i Figur 4.7a er det nødvendig å øke OCR til 1,6 for å få neglisjerbare kryptøyninger i løpet av et år. Tilsvarende viser eksempelet i Figur 4.7b at OCR må være minst 1,3 for denne leira.



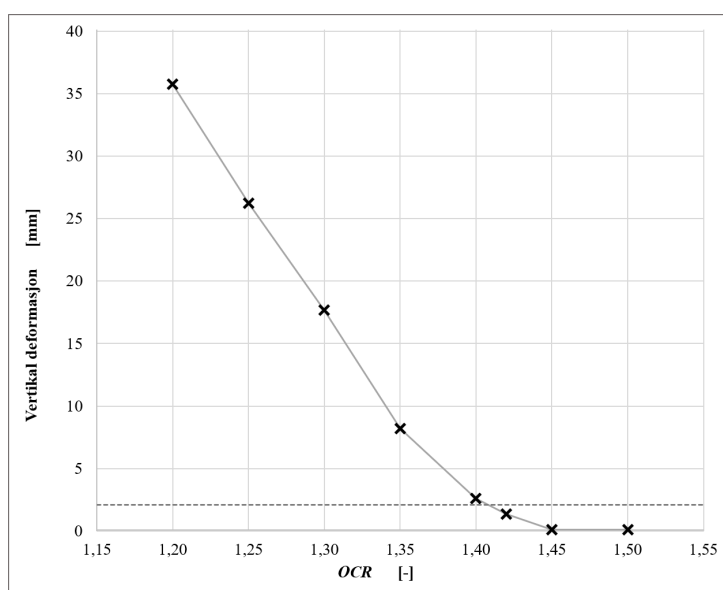
Figur 4.7: Effekten av OCR på krypraten. Figurene viser at økt OCR minsker krypraten

Basert på det overnevnte anbefaler Brinkgreve (2017) å sette en $OCR > 1,0$ ved bruk av Soft Soil Creep modellen. Dette for å unngå urealistisk store kryptøyninger i initialtilstanden. Tilsvarende bør være praksis ved bruk av eADP modellen, da denne baserer seg på samme formulering av kryptet som SSC. Rent praktisk anbefales det å kjøre en simulering av kryptøyningene over en lengre periode (f. eks 10 år), der en øker OCR til tøyningene i løpet av denne perioden er ubetydelige. Testen kjøres for å kontrollere at parameterne indikerer at dagens initielle situasjon er korrekt modellert.

Det er viktig å påpeke at den OCR som nå legges inn i modellen er basert både på kryp og på overlaging. Hviletrykkskoeffisienten, K'_0 , avhenger av OCR via Formel 6.2. Dette forholdet gjelder kun for den OCR som kommer fra overlagingen, og ikke fra kryp. K'_0 -verdien endres ikke nevneverdig i et 1D kryp tilfellet, siden dette krever $d\epsilon_1^{vp} = d\epsilon_v^{vp}$, slik at spenningsituasjonen er fastholdt. Altså, dersom man spesifiserer en OCR i PLAXIS som er basert på kryp, så må K'_0 -verdien manuelt settes tilbake til den verdien man tror på basert på for eksempel en nært normalkonsolidert leire (Nordal, 2018b).

4.2.1 Simulering av kryp over tid

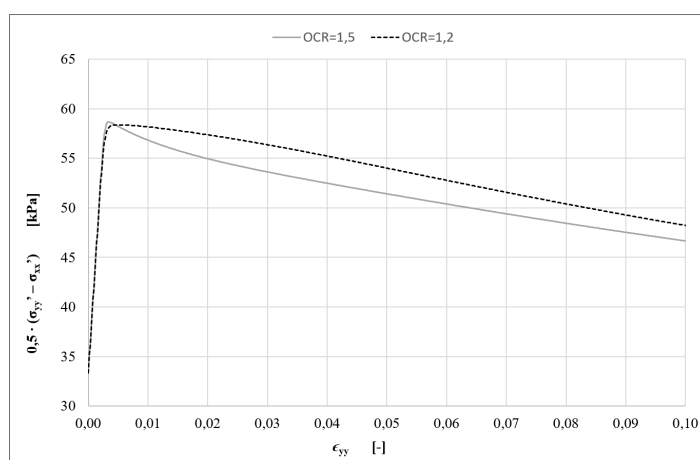
Basert på det overnevnte er det gjennomført en simulering av kryp over tid i PLAXIS for å illustrere prinsippet nærmere. Simuleringen er gjennomført på en svært enkel modell der jorda kun består av ett leirmateriale. Parameterne er som beskrevet i Tabell 4.1, med unntak av $r_{si} = 500$ og $OCR = 1,2$. Videre er simuleringen gjennomført ved å opprette en fase etter initialfasen, der geometri, laster, og dermed spenninger, er uendret. Fasen er satt til å konsolidere i 10 år. Videre er OCR økt frem til total deformasjon i leirlaget i løpet av de ti årene er mindre enn ca. 2 mm. Dette gir resultatet som er vist i Figur 4.8. Som figuren viser må $OCR > 1,4$ for at de totale vertikale deformasjonene skal være neglisjerbare etter ti år.



Figur 4.8: Total vertikal deformasjon av leira i løpet av ti år plottet mot OCR. Den rette, stiplede linjen markerer grensen for neglisjerbare deformasjoner

4.2.2 Påvirkning av OCR på skjærstyrken

OCR er en parameter som har betydning også for andre ting enn kryptøyningen. Blant annet er skjærstyrken til en viss grad definert av overkonsolideringen, se Underkapittel 4.3.1. En høy OCR og en lav skjærstyrke er vanskelig å tilpasse numerisk. De to parameterne er knyttet sammen via flyteflaten som er presentert i Figur 3.8. For å oppnå en lav skjærstyrke og samtidig en høy OCR må denne flyteflaten strekkes ut. For å kontrollere at ikke den initielle skjærstyrken har endret seg nevneverdig ved økt OCR, er det gjort en enkel kontroll av med $OCR = 1,5$. Kontrollen er gjort i Soil Test, på samme måte som beskrevet i Vedlegg E.3.1. Denne kontrollen viser at skjærstyrketaket bare så vidt endrer seg, se Figur 4.9. Skjærstyrken etter toppunktet reduseres noe, men generelt er ikke forskjellen mellom $OCR = 1,2$ og $OCR = 1,5$ stor.



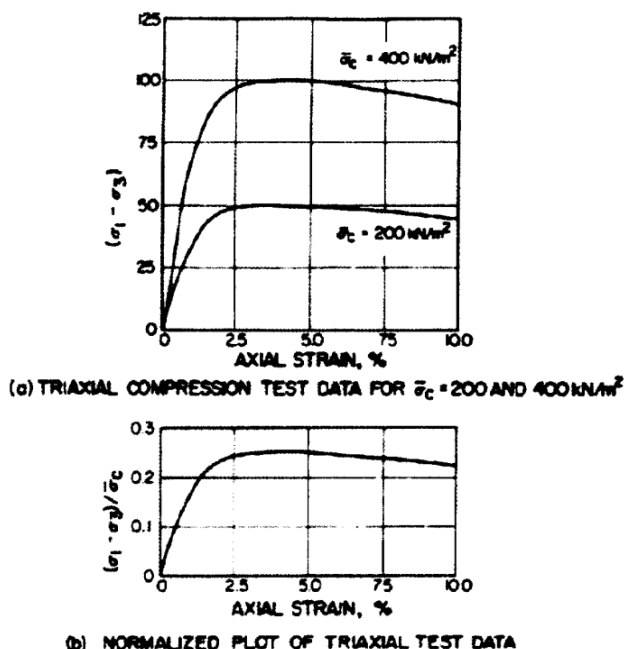
Figur 4.9: Kontroll av skjærstyrken med oppdatert OCR basert på kryp

4.3 Udrenert skjærstyrke

Som nevnt i Underkapittel 3.6 styres den udrenerte skjærstyrken blant annet av effektivspenningene. Prinsippet følger hovedtrekkene i SHANSEP, der s_u er gitt av forkonsolideringen (Ladd and Foott, 1974). Dermed vil den udrenerte skjærstyrken endres ved endrede effektivspenninger. Følgende underkapittel tar for seg hvordan dette er implementert i eADP modellen. Målet er å finne ut av hva skjærstyrken er når vi endrer effektivspenningene, og dermed OCR . Analysen er gjort ved bruk av virtuelle laboratorieforsøk i SoilTest. I forkant av analysen er teorien bak SHANSEP-prinsippet presentert.

4.3.1 SHANSEP-prinsippet

SHANSEP står for *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties* og er et konsept som beskriver hvordan den udrenerte skjærstyrken i jorda kan finnes ut i fra spenningshistorien. SHANSEP er basert på normalisert jordoppførsel. Forskning har vist at resultater fra tester på leirer med samme OCR gir tilsvarende egenskaper for styrke og spennings-tøyning, når det er normalisert med hensyn på vertikal konsolideringsspenning. Dette er uavhengig av tidligere maksimalt trykk grunnet ulik konsolideringsspenning (Ladd and Foott, 1974). Normaliseringsprinsippet er vist i Figur 4.10, der spennings-tøyningskurvene for de to testene blir plottet opp på hverandre når de er normalisert over konsolideringsspenningen. Merk at figuren viser et idealisert tilfelle og at den normaliserte oppførselen ikke er like perfekt i virkeligheten. Likevel er feilen innenfor 10% av gjennomsnittet, så den normaliserte jordoppførselen ser ut til å gjelde for de fleste kohesjonsjordarter.



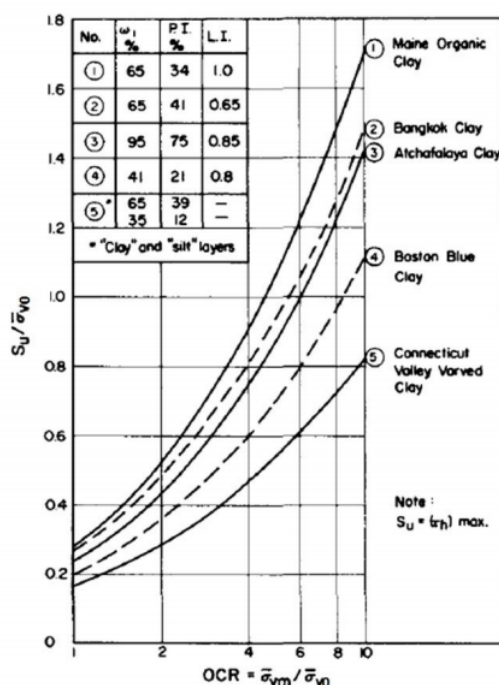
Figur 4.10: Eksempel på normalisert oppførsel ved bruk av idealiserte triaksial trykk test data for homogen, normalkonsolidert leire. Hentet fra Ladd and Foott (1974)

Den normaliserte jordoppførselen er tatt videre inn i et konsept som kalles NSP (Normalized Soil Parameter). Konseptet bygger på at jord som viser normalisert oppførsel kan testes ved ulike OCR og med det oppnå resultater som kan anvendes på in situ spenningsforhold. Det mest brukte NSP-forholdet er s_u/σ'_{vo} , altså udrenert skjærstyrke normalisert over nåværende vertikal effektivspenning. Figur 4.11 illustrerer hvordan data fra fem ulike leire viser den samme trenden av økende s_u med økende OCR . Ladd and Foott (1974) presiserer at NSP ikke er gjeldene for kvikkleire eller naturlig sementerte leirer, da disse inneholder en struktur som blir svært endret under konsolidering.

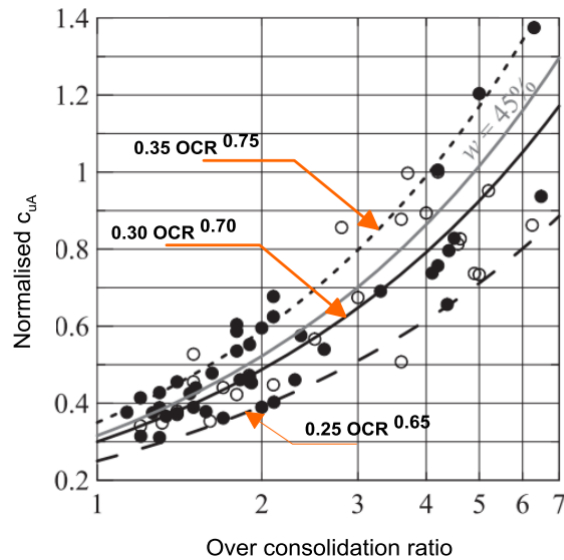
SHANSEP-metoden består altså av å evaluere spenningshistorien til leira for å kunne bestemme hvordan OCR varierer med dybden, samt å benytte gode NSP-verdier. Prinsippet følger Formel 4.2.

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} = a \cdot OCR^b \quad (4.2)$$

Her er $a = s_u/\sigma'_{vo}$ for normalkonsolidert leire ($OCR = 1$), mens b gir graden av "hukommelse" i leira og er en empirisk eksponent som må bestemmes fra laboratorieforsøk. Parameteren a varierer typisk mellom 0,25 og 0,35 for norske leirer, mens b varierer mellom 0,65 og 0,75 (Thakur et al., 2016). a - og b -parameterne finnes ved å finne det lineære forholdet mellom $\log(s_u/\sigma'_{vc})$ og $\log(OCR)$. Figur 4.12 viser forholdet mellom den normaliserte skjærstyrken og OCR , sammen med tre trender der $a = 0,25$ og $b = 0,65$ markerer nederste linje og $a = 0,35$ og $b = 0,75$ markerer øverste linje. Trendene er basert på triaks trykktester av høykvalitets blokkprøver, der de fylte sirklene markerer prøver med sensitivitet over 15 og de hule sirklene markerer prøver med $S_t < 15$.



Figur 4.11: Variasjon av s_u/σ'_{vo} med OCR for fem ulike leirer. Hentet fra Ladd and Foott (1974)



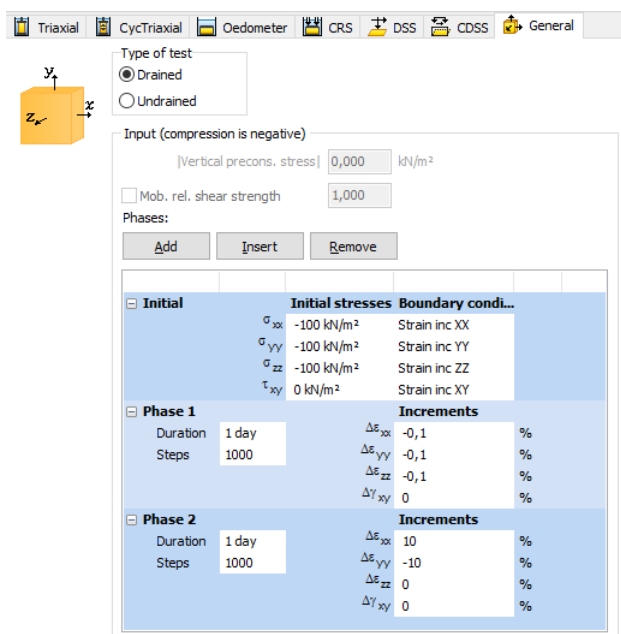
Figur 4.12: Normalisert skjærstyrke mot OCR for typisk norsk leire basert på laboratorieforsøk med høykvalitets blokkprøver. Figuren er originalt fra [Karlsrud and Hernandez-Martinez \(2013\)](#), men er tilpasset av [Thakur et al. \(2016\)](#)

4.3.2 Udrenert skjærstyrke ved endrede effektivspenninger

For å belyse hvordan skjærstyrken endres ved endrede effektivspenninger er det gjennomført virtuelle laboratorieforsøk i programvaren Soil Test. Inputparameterne er som beskrevet i Tabell 4.1, med unntak av $r_{si} = 500$ og $OCR = 1,5$. Målet er å simulere en situasjon der vi enten laster på eller laster av en leirprøve. Av-/pålastingen vil føre til en endring i effektivspenningene. Basert på teorien beskrevet over, skal dette videre føre til en endring i skjærstyrken. De virtuelle testene gjøres i Soil Test *General*, der man selv kan styre type test og dreneringsforhold. I tillegg kan man legge inn flere faser, slik at det er mulig å ha full kontroll over endring i tøyninger og spenninger. Det er valgt å kjøre samtlige tester tøyingsstyrt. Det vil si at det settes på en endring i tøyningene som videre vil gi en endring i spenningene.

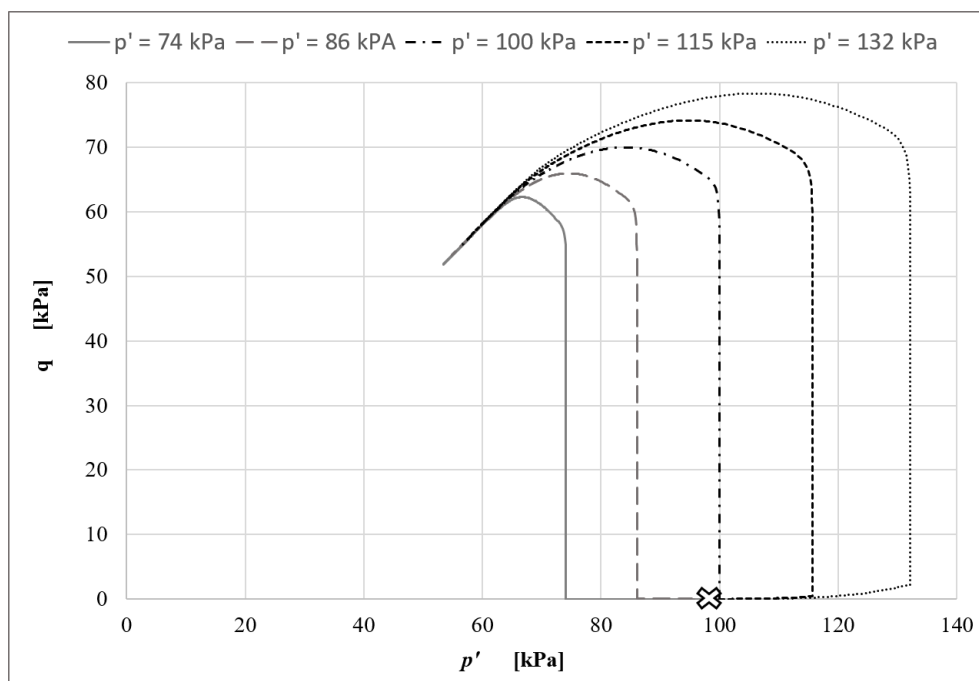
Det er tatt utgangspunkt i en initiell spenningstilstand der leirprøven har et isotropt trykk med en middelspenning, $p' = 100$ kPa. Med input $s_u/\sigma'_{vo} = 0,35$, skal dette gi en initiell udrenert skjærstyrke på 35 kPa. Dette er kontrollert i Soil Test *General* ved å kjøre en *plane strain* test der $\Delta\epsilon_{xx} = 10\%$ og $\Delta\epsilon_{yy} = -10\%$. Resultatet leses av i et $q - p'$ -plot, der $s_u = q/2$. Som forventet gir testen $q = 70$ kPa $\rightarrow s_u = 35$ kPa.

Videre endres spenningssituasjonen i leirprøven ved å legge til en fase etter initialfasen der tøyningene endres isotropt. For eksempel vil en endring på $\Delta\epsilon = -0,1$ øke middelspenningen til $p' = 132$ kPa. Tilsvarende vil en endring på $\Delta\epsilon = 0,1$ minke middelspenningen til $p' = 74$ kPa. For å kontrollere hva den udrenerte skjærstyrken er blitt etter spenningsendringen kjøres den samme *plane strain* testen som beskrevet over. Figur 4.13 viser et eksempel på hvordan simuleringen er satt opp i Soil Test *General* for tilfellet der leirprøven får økte effektivspenninger.



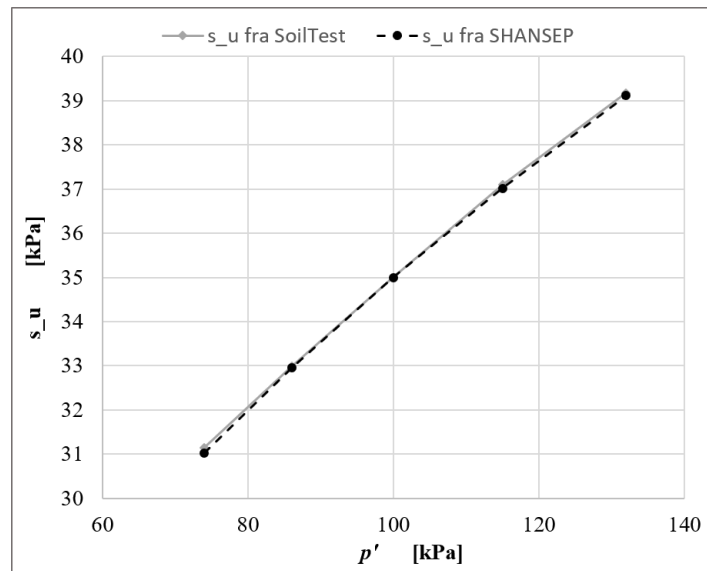
Figur 4.13: Eksempel på oppsett av simuleringen gjort i Soil Test General, for å undersøke hvordan den udrenert skjærstyrken endres med endrede effektivspenninger

Totalt er det gjennomført fem simuleringer på leirprøven. Resultatet fra samtlige simuleringer er vist i et $q - p'$ -plot i Figur 4.14. Som det fremkommer av figuren får leirprøven større deviatorspenning, q , og dermed skjærstyrke, s_u , ved økt middelspenning, p' .



Figur 4.14: Resultatet fra simuleringene vist i et $q - p'$ -plot

Videre er det undersøkt hvorvidt denne endringen i skjærstyrke følger SHANSEP-prinsippet. Det viser seg at ved å benytte parameterne $b = 0,60$ og dermed $a = \frac{s_u/\sigma'_{vo}}{OCR^b} = \frac{0,35}{1,5^{0,60}} = 0,274$, får man en omtrent perfekt tilpasning med resultatet vist over. For eksempel vil man ved en avlastning til 74 kPa få en $OCR_{ny} = \frac{p'_c}{p'} = \frac{p'_0 \cdot OCR}{p'} = \frac{150}{74} = 2,03$. Ved å benytte SHANSEP-ligningen fra Formel 4.2 får vi en udrenert skjærstyrke, $s_u = 0,274 \cdot 2,03^{0,6} \cdot 74 = 31$ kPa. Tilsvarende fremgangsmåte er benyttet for å estimere samtlige skjærstyrker med SHANSEP-prinsippet. Figur 4.15 viser hvordan den udrenerte skjærstyrken funnet fra labsimuleringen passer overens med den skjærstyrken man ville forventet fra SHANSEP. Som det fremgår av figuren er tilpasningen omtrent helt perfekt. Det største avviket er kun på 0,38%.



Figur 4.15: Sammenligning av udrenert skjærstyrke, funnet fra laboratoriesimuleringer og SHANSEP

4.4 Modellering av strømning i PLAXIS 2D

eADP modellen er effektivspenningsbasert og åpner derfor for å modellere konsolidering og strømning over tid. Med strømning menes strømning av grunnvann i tillegg til eventuelt overflødig poretrykk som dissiperer under konsolidering. Når man skal analysere den samtidige utviklingen av deformasjoner og poretrykk i jorda grunnet tidsavhengige effekter kan beregningstypen *Fully coupled flow-deformation* i PLAXIS benyttes (Brinkgreve, 2017). Forskjellen på denne beregningstypen og en vanlig konsolideringsanalyse er at en *fully coupled flow-deformation* analyse regner direkte på det totale poretrykket og ikke bare på *excess* poretrykk. Det vil si at både vannstrømning og konsolidering kan beregnes samtidig. Dette er aktuelt for eksempel ved modellering av en tørr utgraving, der grunnvannet endres underveis som gropa graves ut, samtidig som konsolidering fører til en endring i poretrykket.

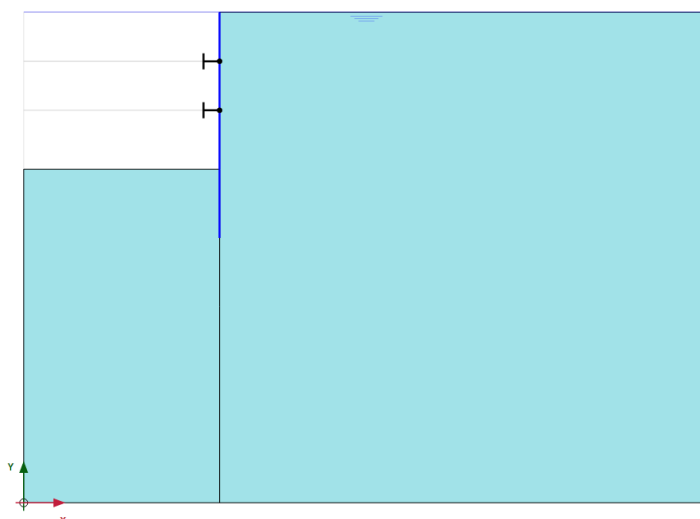
Ulempen med å benytte denne beregningstypen er at delvis mettede soner kan bli et problem som må beskrives mer i detalj. Blant annet må den umettede jordas evne til sug (positivt poretrykk) begrenses. Den enkleste måten å kontrollere dette er å huke av for *Ignore suction* (Brinkgreve, 2017). Dette er desverre ikke mulig i den nye eADP modellen. Dermed kan sug

i umettet jord føre til feil i resultatene. Ved å benytte beregningstypen *Consolidation* kan man derimot ignorere sug. Problemet med denne beregningstypen er at beregningen ikke tar hensyn til strømning grunnet endring av grunnvannstanden. Ved bruk av *consolidation* vil beregningen konsolidere tilbake til utgangspunktet for grunnvannet, selv om man egentlig ønsker å konvergere mot en ny langtidstilstand med strømning under spunten og inn i en tørr byggegrop.

4.4.1 Fully coupled flow-deformation vs. consolidation

Ønsket er altså å kjøre en beregning som finner korrekt endring i poretrykket, som kommer av at man laster av, samt av forskjellen mellom ny og gammel grunnvannstand i den tørre byggegropa. De to beregningstypene som er implementert i PLAXIS i dag innehar begge både fordeler og ulemper, som beskrevet over. *Fully coupled flow-deformation* får til den ønskede beregningen, men mangler muligheten til å lett kunne ignorere sug. Da vil det kanskje være enklere å benytte den mer kjente typen, *consolidation*. Målet er dermed å få klassisk konsolidering til å gi tilsvarende resultater som en *Fully coupled flow-deformation*-analyse. På denne måten kan man unngå å sette seg inn i oppførselen av umetta jord.

For å svare på problemstillingen over er det benyttet en svært enkel, idealisert modell av en utgraving. Jorda består kun av ett leirmateriale. Inputparameterne er som gitt i Tabell 4.1, med unntak av $r_{si} = 500$. I tillegg er overkonsolideringsraten økt til $OCR = 1,5$, basert på analysen gjennomført i Underkapittel 4.2.1. Utgravingen er 8 meter dyp og gjøres i tre trinn. Utgravingen skal gjøres tørr. Byggegroppen er oppspent av to innvendige avstivere med aksialstivhet $EA = 45000kN$. Det er også sett bort fra bruk av interfacer langs spunten. Den idealiserte byggegropa er vist i Figur 4.16.



Figur 4.16: Den idealiserte byggegropa, slik den er modellert i PLAXIS 2D

Byggegroppa skal graves ut i tre trinn, der grunnvannstanden senkes underveis som groppa graves ut. Det er som kjent ikke mulig å endre grunnvannstanden i en fase med beregningstypen *consolidation*. Derfor er det lagt inn en fase før konsolideringen, som senker grunnvannet til ønsket nivå, før det graves ut udrenert. Denne fasen gjøres med beregningstypen *plastic* og

poretrykksberegning som *Steady state groundwater flow*. På denne måten blir det dannet en slutttilstand som det vil konsolideres tilbake til etter utgraving og senking av grunnvann. Rent praktisk kan man tenke på det som at man flytter det tidligere vanntrykket over til excess poretrykk, som senere skal konsolideres bort over tid. Figur B.2 viser hvordan fasene er laget for de to ulike beregningsmodellene.

4.4.2 Resultater fra analysen

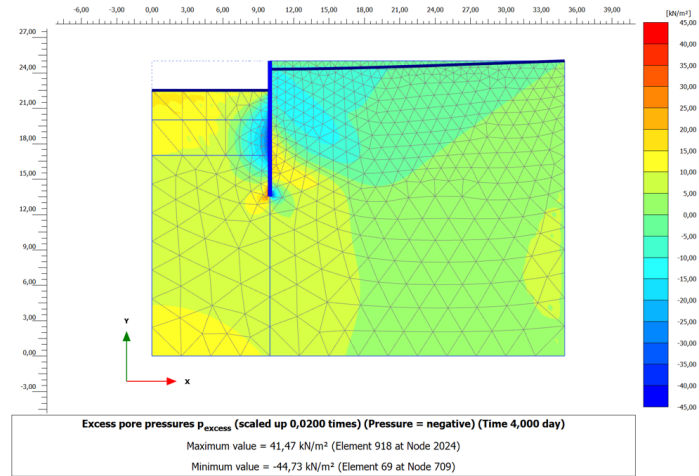
For å ha kontroll over hvordan poretrykket endrer seg gjennom utgravingen er det valgt å lage en egen fase der grunnvannet senkes, før det kommer en ny fase der jorda graves ut. For den øverste delen av utgravingen vil det si at det først oppstår et excess poretrykk på $p_{excess} = -25$ kPa grunnet senking av grunnvann på 2,5 m. Det negative fortegnet indikerer trykk. Videre graves det av 2,5 m med jord, som gir et sug på $p_{excess} = 18,5 \cdot 2,5 - 25 = 21$ kPa. Uten grunnvannsenkingen ville overtrykket vært på 46 kPa.

Figur 4.17 viser en sammenligning av excess poretrykk funnet ved de ulike beregningsmodellene etter første del av utgravingen. Som det fremkommer av figuren er det en liten forskjell, men denne er minimal. Den lille forskjellen kan blant annet skyldes at modellen som benytter *fully coupled flow-deformation* gjennom alle utgravingstrinn får en ekstra dag med konsolidering. Dermed anses rutinen der man først graver ut og senker grunnvann udrenert, før det konsolideres, som god nok. Altså er det funnet en måte å komme seg forbi bruken av *fully coupled flow-deformation*, dersom man ønsker å se bort fra oppførselen til umettet jord.

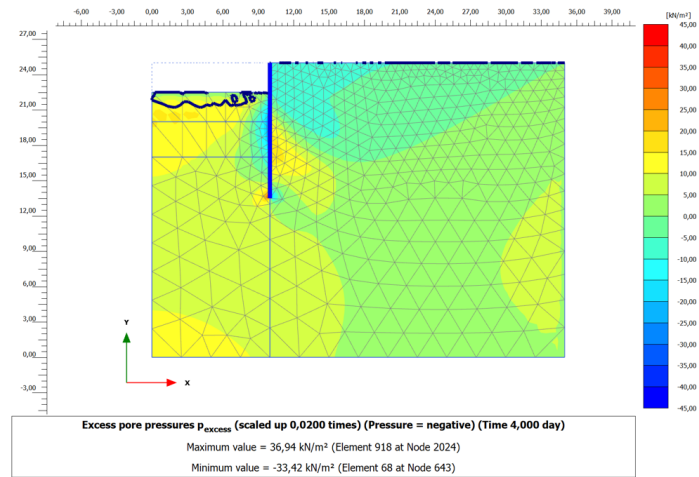
Vedlegg B gir en utdypning av hvordan analysen i dette underkapittelet er bygget opp. I tillegg er resultater for excess poretrykk sammenlignet for de to beregningsmodellene etter hvert utgravingstrinn. Det er også tatt med et resultat etter at det er konsolidert i et år etter ferdig utgraving.

Noe av det viktigste å ta med seg fra analysen er hvordan man må modellere for å danne en ny *steady state* tilstand etter senking av grunnvannet. Figur B.4 viser hvordan begge beregningene gir så og si den samme *steady state* tilstanden etter alle utgravingstrinn. Merk at det er fullt mulig å grave ut og endre grunnvannet i samme fase. Dette er kun splittet opp i to faser for å ha kontroll på hvordan p_{excess} endrer seg.

4.4. MODELLERING AV STRØMNING I PLAXIS 2D



(a) Modell med konsolidering



(b) Modell med Fully coupled flow-deformation

Figur 4.17: Sammenligning av excess poretrykk for de to beregningsmodellene

Kapittel 5

Byggegruppen ved Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum

For å belyse temaet i denne oppgaven er det valgt å se på et konkret eksempel fra en reell byggegroup. Byggegruppen er en del av prosjektet *Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum*. I det videre er det gitt en kort introduksjon til prosjektet, før grunnforhold, valg av beregningssnitt og dens geometri og opprinnelig utførelse er presentert.

5.1 Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum

Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum (PNN) er initiert av Kulturdepartementet og vil bli Nordens største kunstmuseum. Museet skal samle de visuelle kunstene billedkunst, kunsthåndverk, design og arkitektur ([Statsbygg, 2016](#)).



Figur 5.1: Oversikt over det nye nasjonalmuseet. Foto: MIR (illustr)/Statsbygg. Arkitekt: Kleihues + Schuwerk

Figur 5.1 viser en illustrasjon av hvordan det nye nasjonalmuseet blir seende ut ved ferdig bygging. Prosjektet hadde byggestart i 2014 og skal etter planen ferdigstilles i løpet av 2019. Prosjektet har en kostnadsramme på 6 milliarder (per 01.09.2018) og et brutto bygningsareal på ca. 54 600 kvm. Det nye nasjonalmuseet er tegnet av arkitektkontorene Kleihues + Schuwerk og det er Rambøll som har stått for prosjekteringen (Statsbygg, 2016). NGI er hentet inn som rådgivende ingeniør for geoteknikken i prosjektet. Det nye museet er plassert på Vestbanen, mellom Rådhuset og Aker Brygge, i Oslo sentrum. Det originale stasjonsbygget (i dag benyttet som Nobels Fredssenter) blir stående i front av museet. Figur 5.2 viser plasseringen av det nye nasjonalmuseet i Oslo sentrum. Byggegroppen er dyp og det skal derfor spuntes rundt hele byggegroppen.



Figur 5.2: Plassering av det nye nasjonalmuseet i Oslo sentrum. Kartutsnittet er hentet fra Google Maps

5.1.1 Valg av referanseprosjekt

Før et referanseprosjekt ble valgt ble det satt opp en liste med kriterier for valg av case. Listen inneholdt følgende:

- Dyp utgravning
- Flatt terreng bak byggegroppa
- Enkle grunnforhold, leire, gjerne siltig
- Tilgang på gode grunnundersøkelser, helst treaksforsøk og ødometerforsøk
- Tilgang på måledata fra felt, herunder inklinometer og stagkraftmålere

Det viste seg å være noe vanskelig å finne et prosjekt som tilfredstilte samtlige krav, særlig fordi det ikke er så mange prosjekter som har instrumentert byggegropp. Det ble blant annet sett på å benytte en byggegropp på Sørenga, for det nye Diechmannsbiblioteket. Gropa viste seg likevel å være uegnet da hele området rundt Sørenga siger utover mot fjorden, samt at mye av løsmassene består av fyllmasser. Til slutt ble Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum

valgt, og NGI og Statsbygg sa seg villige til å distribuere informasjon om grunnforholdene og måledata fra den instrumenterte byggegropa.

Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum er valgt som et referanseprosjekt i denne oppgaven da den inneholder en stor, og enkelte steder dyp, byggegrop. Figur 5.3 viser en oversikt over den store byggegropa. Da gropa befinner seg i Oslo sentrum ble det også antatt at stedlige masser skulle bestå av leire, noe som har vist seg å stemme. Da gropa er av et såpass stort omfang som beskrevet over ble det også antatt at gropa hadde stått åpen i en god stund under bygging, noe som kan resultere i konsolidering. Dermed blir modellering med den nye jordmodellen eADP spesielt interessant. Det er også tilgang på en god del grunnundersøkelser, men det er desverre mangel på både treaksforsøk og ødometerforsøk. Byggegropa er instrumentert flere steder, noe som ga rom for å velge et best mulig beregningsnett. Ulempe med byggegropa er at det er store områder med KS-stabilisering, noe som gjør at leira på passiv side av spunten er forsterket. Dette senker noe relevansen av en anisotrop modell, i tillegg til at det kan være vanskelig å modellere KS-stabilisert leire korrekt. I tillegg er det som sagt mangel på avanserte laboratorieforsøk for leira. Likevel er Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum den klart beste casen av de det er sett på som alternativer, og det er derfor valgt å gå videre med dette prosjektet som referanseprosjekt.



Figur 5.3: Oversiktsbilde av byggegropa underveis i byggefasen den 03.07.15. Bildet er hentet fra Statsbygg sine nettsider, foto: Ken Opprann/Statsbygg.

5.2 Grunnforhold

Følgende utdrag om grunnforholdene på den aktuelle tomten er hentet fra den geotekniske datarapporten utarbeidet av NGI (Jensen, 2013):

“Ved prøvegravinger er det registrert fyllmasser av sprengstein i inntil 1 meters tykkelse i tomten. Videre i dybden er det registrert blandede masser av sand, grus og stein med inn-

slag av tegl, treverk og flis. Total tykkelse av fyllmasser varierer generelt fra ca. 1,5 til ca. 2,5 meter.”...“Naturlig avsatte løsmasser under fyllmassene er leire. Overkant av leire er påtruffet i dybder fra ca. 1,5 til ca 2,5 meter under generelt terrengnivå, ved ca. kote 0 til kote + 1. Prøveserier antyder tykkelse av en øvre tørrskorpe på inntil ca. 2 meter. Derunder er det tilnærmet normalkonsolidert leire, som stedvis er siltig og som har innslag av sand og grus i dybder under ca. 8 – 10 meter. Leira har relativt lav skjærstyrke.”...“Flere av totalsonderingene indikerer mulig sensitiv / kvikk leire. Det er i forbindelse med supplerende grunnundersøkelser likevel ikke påvist kvikkleire (meget sensitiv leire), ved laboratorieforsøk på opptatte prøver.”...“Leirlaget strekker seg i hovedsak ned til berg. Stedvis er det påvist lag av 1-2 meters mektighet med antatt fastere masser/morene over berg.”...“Grunnvannstanden i området antas å korrespondere med havnivået, som har en middelvannstand ved kote -0,4 meter.”...“Dybder til antatt berg er fra ca. 2 til ca. 20 meter under terreng i området.”...“Bergoverflaten kan stedvis være meget bratt.”

5.3 Valg av beregningssnitt

Kriteriene for valg av beregningssnitt er tilsvarende som for valg av referanseprosjekt, se Underkapittel 5.1.1. Figur C.1 viser en oversiktsplan over det nye museet, der spunten er markert. Som det fremkommer av figuren er det spunt både langs omrisset av bygget, men stedvis også på innsiden. Det er altså mange ulike områder å velge mellom når et beregningssnitt skal velges. Figur C.3 viser en oversikt over hvor det er planlagt kalksementstaabilisering i byggegropa. Dette vil også påvirke valg av beregningssnitt. Det viktigste ved valg av beregningssnitt er likevel først og fremst at det er installert helningsmålere med inklinometer og eventuelt stagkraftmålere.

Det er totalt installert åtte helningsmålere med inklinometer i byggegropa. Disse er plassert som vist i Figur 5.4. I tillegg er det på fire steder installert stagkraftmålere. Spunten mot E18-rampene viste seg å være mest interessant. Figur C.2 i Vedlegg C viser opprisset av denne spunten. Vedlegget viser at spunten har to helningsmålere montert på seg, samt stagkraftmålere i ett snitt. Gropa langs denne spunten er relativt dyp, da traubunn ligger ca. 8,8 m under terreng. Basert på tegningene i Vedlegg C, samt grunnundersøkelsene som er presentert i den geotekniske datarapporten (Jensen, 2013), er det valgt ut to relevante beregningssnitt. Disse ligger altså begge langs akse A, på spunten mot E18-rampene. Følgende lister oppsummerer fordeler og ulemper med de to snittene:

Akse A, snitt 4, for spunt langs E18-ramper

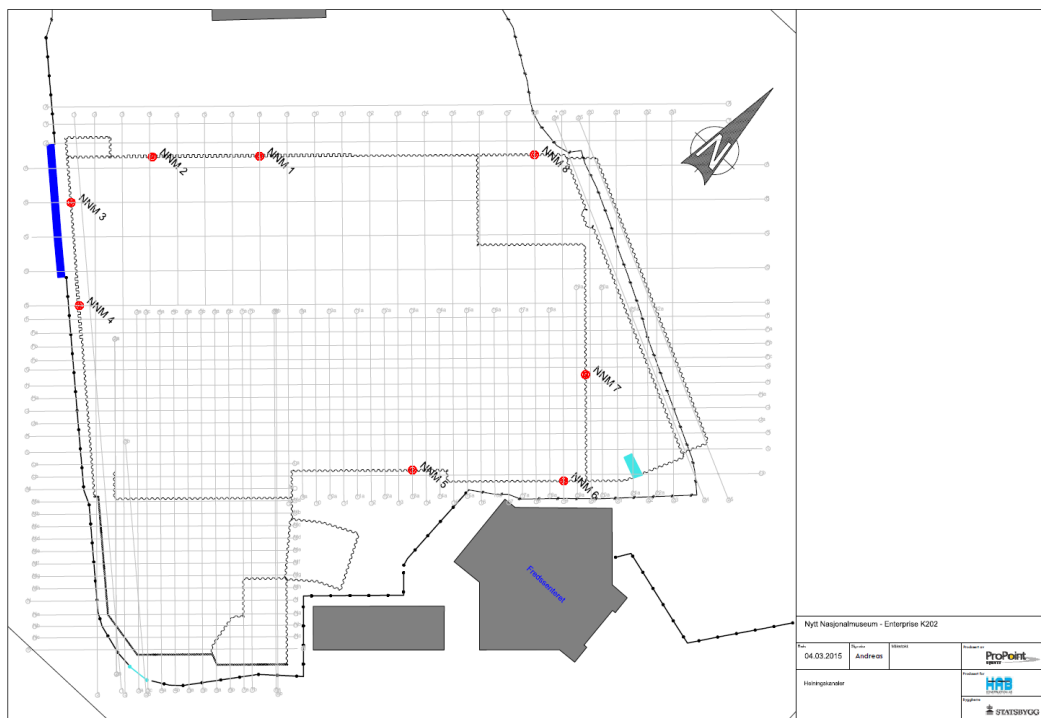
- + flatt terreng bak spunt
- + utenfor KS-stabilisert område
- + både helningsmåler og stagkraftmåler
- kan påvirke 2D-beregningen at snittet ligger nær et hjørne
- + tilgang på flere totalsonderinger, samt prøveserie og CPTU
- mangler ødometerforsøk og triaksforsøk
- ganske kort til berg under traubunn

- + dyp utgravning, flere stagrader

Akse A, snitt 8, for spunt langs E18-ramper

- + flatt terreng bak spunt
- innenfor KS-stabilisert område
- kun helningsmåler
- + snitt plassert midt på spunt uten påvirkning fra hjørneeffekter
- + tilgang på flere totalsonderinger
- mangler CPTU, ødometerforsøk og triaksforsøk
- + et stykke til berg under traubunn
- + dyp utgravning, flere stagrader

Basert på overnevnte lister er det snitt 4 som egner seg best, og som derfor er valgt å modeller i denne oppgaven. Utforming av selve modellen er presentert i Kapittel 6.



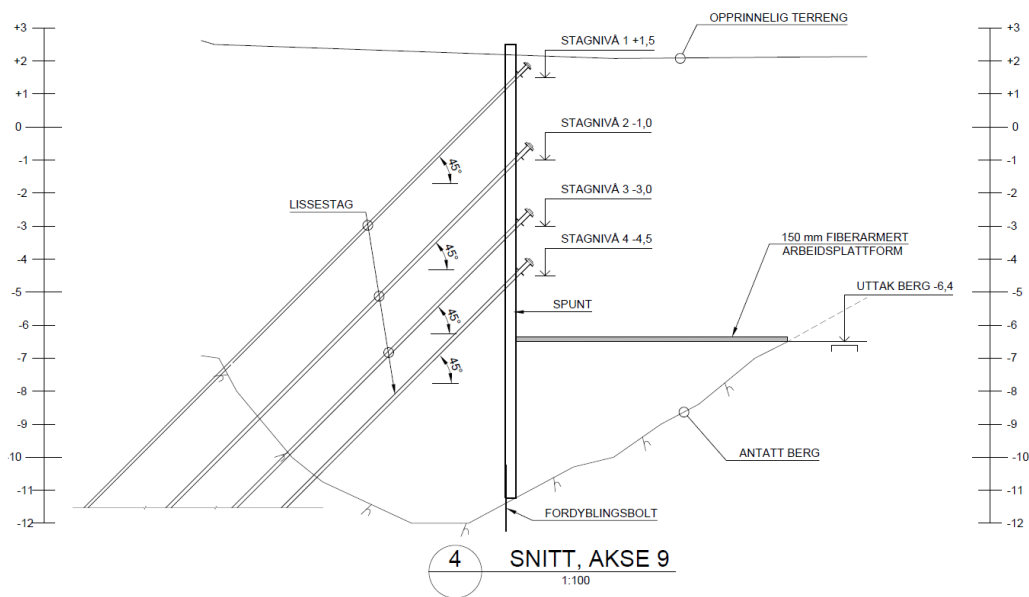
Figur 5.4: Oversikt over snitt der inklinometere er installert. Mottatt fra NGI

5.4 Utforming og utførelse

Byggegrepens geometri og utforming er mottatt fra NGI. Figur 5.5 viser hvordan byggegrøpa er etablert med spunt og stag for det aktuelle beregningssnittet. Merk at denne figuren viser

til Akse 9, mens det aktuelle snittet i denne oppgaven er Akse 4. Dette skyldes at det kun er mottatt tegning for Akse 9, men de to aksene ligger på samme snitt og skal utføres på samme måte og med samme geometri.

Spunten i det aktuelle beregningssnittet er av typen "Larrsen 430". Spunten rammes og fordybles til berg, og vil dermed ikke ha horisontal eller vertikal forskyvning i bunnen. Spunten er kappet ved kote +2,6. Det er totalt fire stagrader med helning 45° og senteravstand 2,4 m. Stagene består av ulik mengde lisser, som bores til berg og forspennes før utgraving. Kref-tene fordeles langs spuntveggen ved hjelp av puter. Det graves trinnvis ned til en dybde 0,5 m under stagraden. Dette gjøres for at det skal være praktisk mulig å installere stagraderne. Etter utgravingen og oppspenning av stag graves det videre til neste nivå. Dette repeteres fram til traubunn er nådd ved kote -6,4.



Figur 5.5: Snitt av spuntveggen i Akse 9, mottatt fra NGI

Figur 5.6 viser et situasjonsbilde under utgraving. Her kommer blant annet det store omfanget av utgravingen frem, i tillegg til at man ser hvordan stagene består av en mengde lisser, forankret til puter som strekker seg langs hele spunten. Hendelsesforløpet med tidspunkter for de ulike byggetrinnene er mottatt fra NGI. Tabell 5.1 viser en overordnet oversikt over de ulike byggetrinnene. En full oversikt over samtlige byggetrinn, med referanse til når ulike målinger er tatt, når utgraving starter og slutter og lignende er vist i et flytskjema i Figur C.4. Hendelsesforløpet indikerer at utgravingen tar en god stund, noe som underbygger teorien om at leira går mot drenerte forhold underveis i byggeprosessen.

Tabell 5.1: Hendelsesforløpet under utgravningen

<i>Dato</i>	<i>Hendelse</i>
10.09.14	Spunten rammes til antatt berg
14.11.14	Referansemåling av helningskanaler
17.12.14	Utgravning nivå 1, til kote +1,0 oppnådd
10.03.14	Oppspenning stagrad 1 i kote +1,5 til 580 kN
11.05.14	Utgravning nivå 2, til kote -1,5 oppnådd
27.05.14	Oppspenning stagrad 2 i kote -1,0 til 880 kN
15.06.14	Utgravning nivå 3, til kote -3,5 oppnådd
24.06.14	Oppspenning stagrad 3 i kote -3,0 til 1000 kN
06.07.14	Utgravning nivå 4, til kote -5,0 oppnådd
14.07.14	Oppspenning stagrad 4 i kote -4,5 til 1180 kN
04.08.14	Utgravning traubunn, til kote -8,5 oppnådd

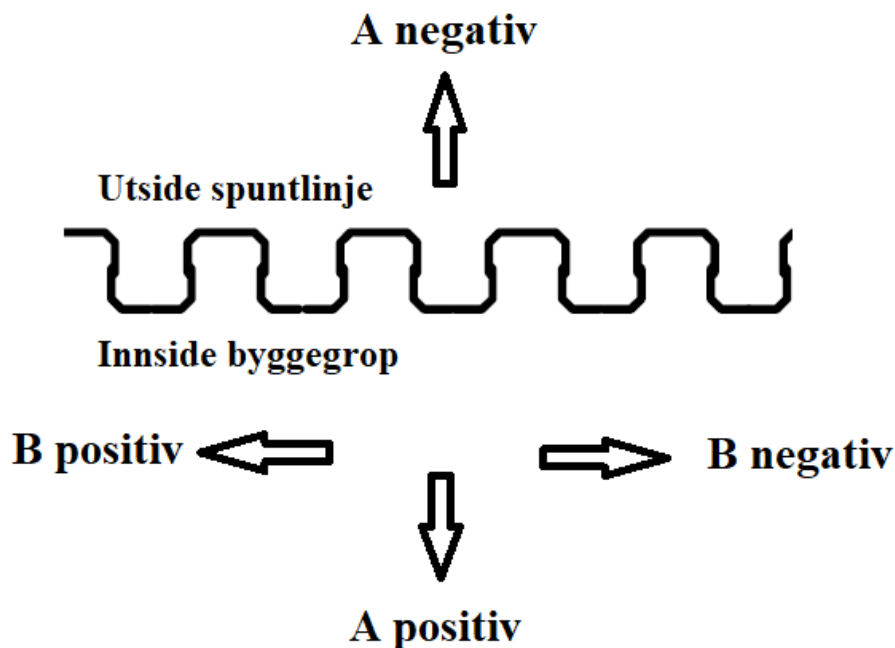


Figur 5.6: Situasjonsbilde av spunten langs E18 rampene tatt den 06.05.15. Mottatt fra NGI

5.4.1 Innmåling av helningsmålere

Inklinometerne er satt ned i helningskanaler som er installert på åtte ulike steder langs spunten (se plassering på Figur 5.4). Helningen på inklinometerne er representert i to ulike retninger, såkalt A - og B - retning. Her er A - retning definert som retningen normalt på

spuntlinjen. B - retningen er definert 90° på A - retningen, som tilsvarer retningen langs med spunten. Videre er målingene utført slik at positive A - verdier tilsier en helning/deformasjon inn i byggegropen. Tilsvarende er alle målinger med B - retning utført slik at positive verdier er i retning mot høyre når man står utenfor spuntlinjen og ser inn mot byggegropen (NGI, 2015). Figur 5.7 viser hvordan A - og B - målingene er definert.

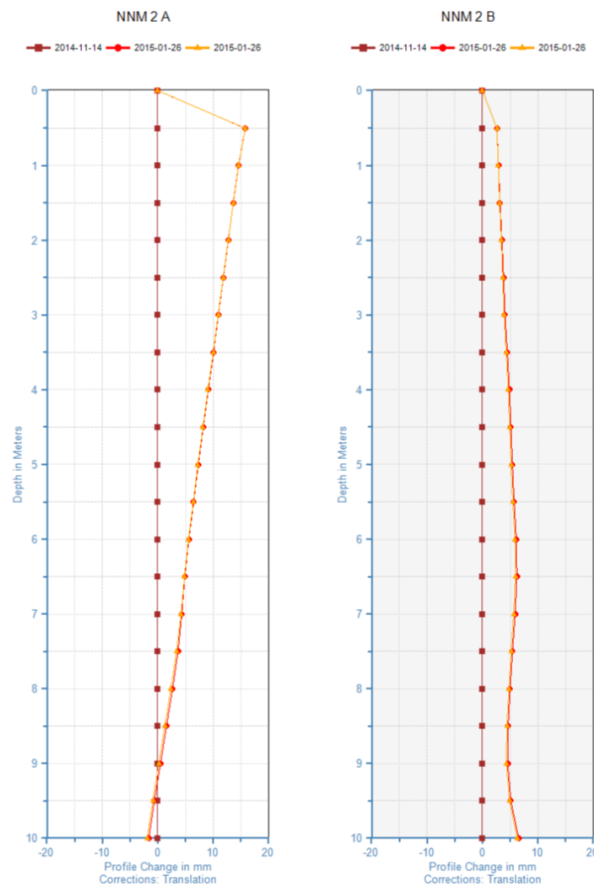


Figur 5.7: Oversikt over definisjon av A - og B - retninger, sammen med fortegnet for målt deformasjon

Flere av inklinometerkanalene ble ikke installert helt ned til berg. Dette gjelder blant annet for det aktuelle beregningssnittet i denne oppgaven, altså inklinometermåling NNM 2, ref. Figur 5.4. NGI (2015) begrunner dette avviket med at foringsrøret for inklinometerkanalene trolig har blitt delvis fylt med jord i bunnen. Dermed får man ikke et sikkert fastholdt referansepunkt i bunnen av kanalene, slik som forutsatt. Dermed er referansen for helningsmålingene etablert i toppen av hver kanal. Dette avviket gjør også at alle målingene slutter ved kote -8,0, altså noe over spuntfoten som står på kote -8,5.

Det er gjennomført en referansemåling av inklinometerkanalene den 14.11.2014. Dette er en nullmåling som gjøres slik at alle senere målinger får deformasjoner relativt til denne. Målingen er gjennomført av NGI. Videre er det gjennomført to målerunder av inklinometerkanalene den 26.01.2015 for å verifisere nøyaktigheten av målingene.

Figur 5.8 viser resultatet av de tre første helningsmålingene for kanal NNM 2. Som det fremkommer av figuren ligger de to målingene fra 26.01.2015 omtrent helt ovenpå hverandre. Altså virker nøyaktigheten av målingene gode. Men NGI (2015) presiserer at resultatene fra de første målingene indikerer at det er noe unøyaktighet i innmåling av enkelte inklinometerkanaler. Dette skyldes at bunnen av kanalen har forskjøvet seg relativt mye (7-8



Figur 5.8: Resultat av de tre første helningsmålingene for kanal NNM2. Mottatt fra NGI

mm i A-retning) i forhold til referansemåling. Dette gjelder spesielt kanal NNM 1 og 5. For NNM 2 ser man av figuren at forskyvningen kun er ca. 1,9 mm. En slik forskyvning virker imidlertid ikke sannsynlig, da bunnen av spunten skal være festet til berg med en dybel. Den lille unøyaktigheten må likevel tas med i beregningen når deformasjonen av spunten skal diskuteres senere. Etter diskusjon med geoteknikker i NGI er det besluttet å korrigere for avviket i bunnen ved å forskyve hele målingen 1,9 mm mot høyre langs hele dybden av spunten. Tilvarende korrigerer er også gjort for en senere måling tatt den 05.05.2015, av samme grunn. Resterende mottatte resultater har null forskyvning i bunnen og er dermed ikke korrigert. Resultatet fra samtlige helningsmålinger gjennom store deler av byggefasen er mottatt fra NGI og presentert i Underkapittel 7.1.

Kapittel 6

Tilbakeregning av spuntveggen

Den aktuelle spuntveggen på Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum presentert i Kapittel 5 er tilbakeregnet i elementprogrammet PLAXIS 2D ved å benytte to ulike jordmodeller på leira. NGI-ADP modellen modellerer den udrenerte oppførselen, mens eADP modellen også trekker inn konsolidering mot drenerte jordforhold. Følgende kapittel gir en beskrivelse av hvordan det aktuelle beregningsnittet er modellert i PLAXIS 2D, med alt fra lagdeling, geometri av spunt, stag og utgravningsnivå til valg av materialparametere. Eventuelle forenklinger og antagelser som er tatt underveis er også presentert.

6.1 Jordtype, berg og poretrykk

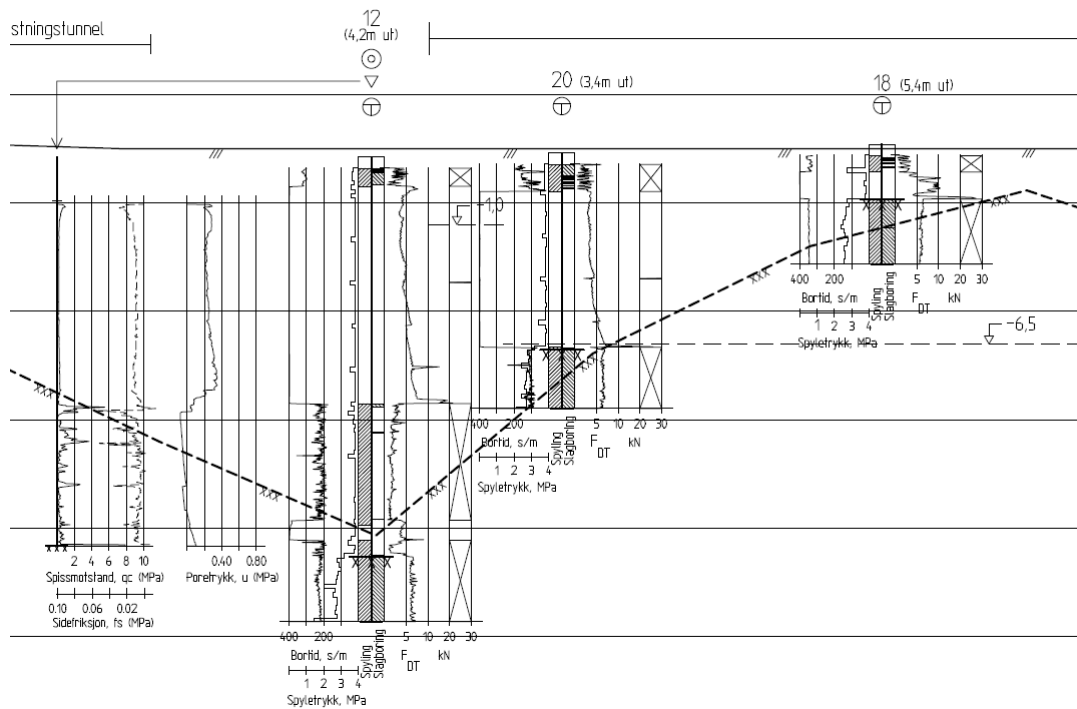
Følgende undekapittel inneholder en oversikt over hvordan jordforholdene er i området. Først er lagdelingen presentert, før antatt berg er kommentert. Videre er det gitt en oversikt over poretrykksforholdene i området. Selve modelleringen av dette er først presentert i Underkapittel 6.3.

6.1.1 Lagdeling

Lagdelingen i det aktuelle området er basert på beskrivelsen av grunnforholdene (se Underkapittel 5.2) og aktuelle totalsonderinger gitt i den geotekniske datarapporten utarbeidet av NGI (Jensen, 2013). Figur 6.1 viser et utsnitt av profil Akse 4 - 4, som følger det aktuelle beregningsnittet. Spunten går på tvers omtrent ved totalsondering nummer 20. Figuren viser at antatt berggrunn er svært bratt i området (markert med stiplet linje). Terrenget i området er relativt flatt og ligger hovedsakelig på kote +2,3. Totalsonderingene (vist i større format i Vedlegg D, Figur D.1 og D.2) indikerer at jorda består av et lag med fyllmasser over leire, ned til berg. Det er også antatt et lite lag med tørrskorpe mellom fyllmassene og leira. Denne antakelsen kommer først og fremst fra de høye verdiene for skjærstyrke i konus- og enakstestene i dybdene rundt kote 0, se Figur E.4. Det er videre antatt at tørrskorpa slutter i overgangen ved antatt grunnvannstand. Grunnvannstanden er satt til middelvannstanden, som i området ligger på kote -0,4. Videre er det valgt å dele leira inn i fire leirlag. Dette skyldes først og fremst ulikheter i inputparametere. Dette er presentert i Underkapittel 6.2. Den

KAPITTEL 6. TILBAKEREGNING AV SPUNTVEGGEN

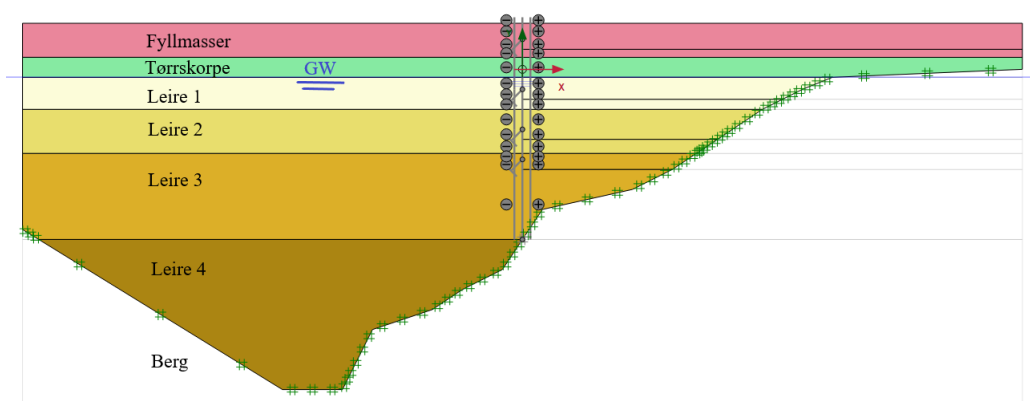
tolkede lagdelingen i området er gitt i Tabell 6.1. Figur 6.2 viser hvordan beregningsnittet er modellert i PLAXIS 2D med den nevnte lagdelingen.



Figur 6.1: Figuren viser et utsnitt av profil Akse 4 - 4. Hentet fra Jensen (2013).

Tabell 6.1: Lagdeling basert på utførte grunnundersøkelser

Kotehøyde [moh]	Jordbetegnelse [-]
+ 2,3 → + 0,6	Fyllmasser
+ 0,6 → - 0,4	Tørreskorpe
- 0,4 → - 2,0	Leire 1
- 2,0 → - 4,2	Leire 2
- 4,2 → - 8,5	Leire 3
- 8,5 →	Leire 4



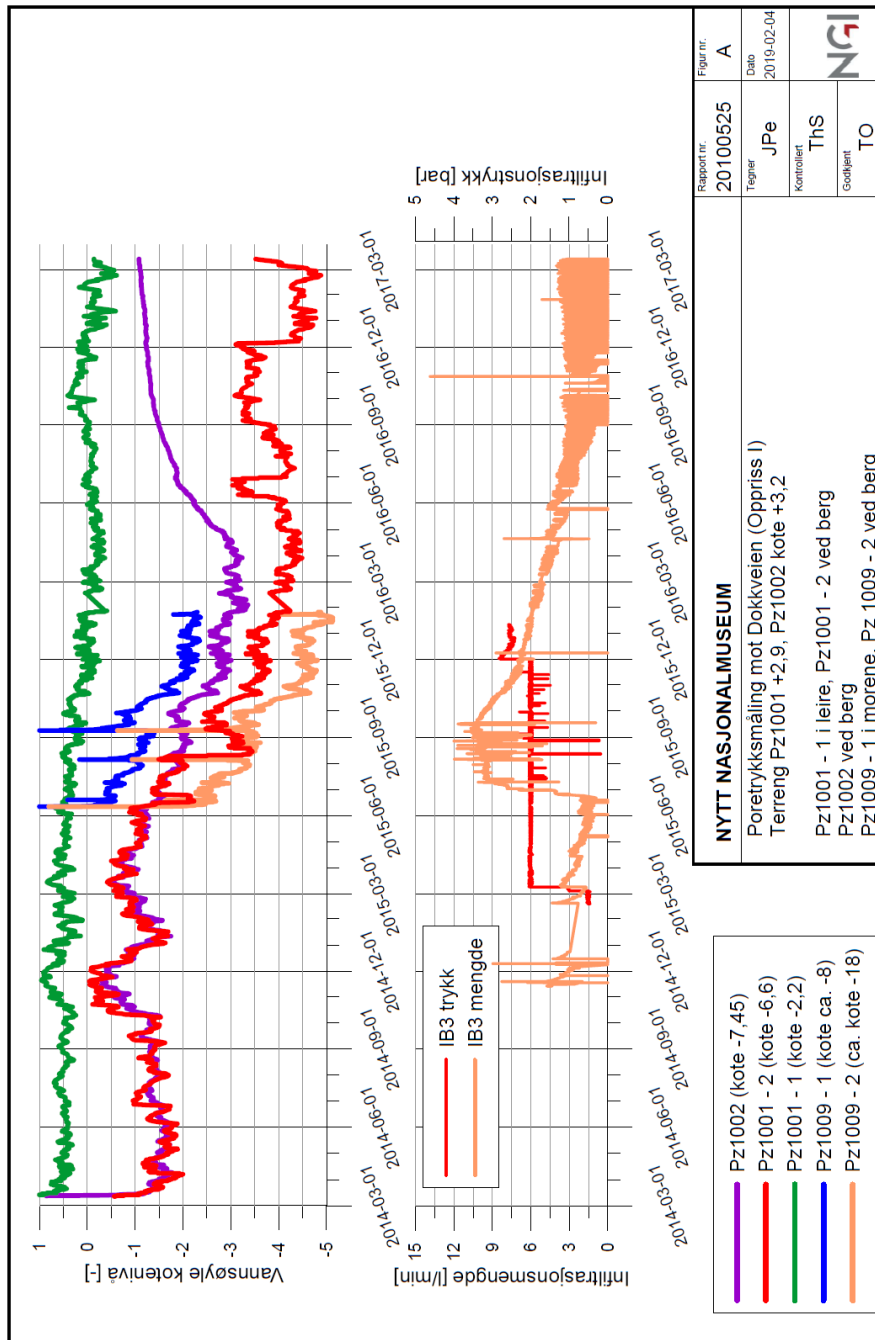
Figur 6.2: Figuren viser beregningssnittet slik det er modellert i PLAXIS 2D

6.1.2 Antatt berg

Som det fremkommer av Figur 6.1 er berggrunnen svært bratt i det aktuelle snittet. Generelt varierer berggrunnen mye i hele byggegropa. For å få en så reell beskrivelse av berget som mulig er det valgt å legge inn antatt berg basert på bergkotecart, mottatt av NGI. Et utsnitt av bergkotecartet er vist i Figur D.3 i Vedlegg D. Høydedata er manuelt avlest for snittet gjennom Akse 4 - 4. Resultatet av hvordan antatt berggrunn varierer i snittet er vist i Figur 6.2 som linjen merket med grønne kryss.

6.1.3 Poretrykk

Jensen (2013) nevner at grunnvannstanden i området antas å korrespondere med havnivået, som i området ligger på kote -0,4. Det er satt ned poretrykksmålere i syv punkter rundt i byggegropa. Plassering av poretrykksmålerene er vist i Figur D.4 i Vedlegg D. Pz1007 fremkommer ikke av figuren, men det antas at denne er plassert i samme området som Pz1006. I tillegg til poretrykksmålere er det installert fire vanninnfiltrasjonsbrønner for å holde kontroll på poretrykket. Disse er plassert som vist i Figur D.5 i Vedlegg D. Det er poretrykksmåleren Pz1009 og vanninnfiltrasjonsbrønn nummer IB3 som ligger nærmest det aktuelle beregningssnittet i denne oppgaven. Figur 6.3 viser resultatene fra poretrykksavlesningen og vanninnfiltrasjonsbrønnen. Poretrykksmålerne indikerer at det ikke er hydrostatisk poretrykk ved berg. Jensen (2013) mener dette trolig har sammenheng med drenasje inn i tunnelene under løsmassene. Poreundertrykket kan ses fra figuren ved at et piezometer som er satt dypere (f. eks. Pz1009-2, oransje linje) ligger på et lavere potensialnivå enn et piezometer som er satt grunnere (f. eks. Pz1009-1, blå linje). Det er et hydrostatisk poretrykk dersom piezometere i ulike dybder ligger på samme potensialnivå. I tillegg til denne observasjonen viser målingene at potensialnivået synker underveis i byggeprosessen når gravingen begynner. Pz1009 ble også installert noe sent, slik at det først finnes målinger fra juni 2015. På dette tidspunktet var det gravd ut og oppspent stagrader til nivå 2. Videre har piezometret blitt defekt rundt nyttår 2016. Dette er likevel etter at traubunn er nådd i det aktuelle beregningssnittet, så poretrykksmåleren dekker det meste av utgravingen.



Figur 6.3: Figuren viser resultatet fra poretrykksavlesningen i Pz1009, Pz1001 og Pz1002, samt vanninfiltrasjonsbrønn nummer IB3. Figuren er mottatt fra NGI.

Vanninfiltrasjonsbrønnen er satt ned for å kontrollere vanntrykket ved berggrunnen underveis i utgravingen. Utgraving kan føre til at noe av vannet siger ut i gropa, selv om det egentlig er ønskelig at det skal være tett fra bakside til forside spunt. Siget fører til senket poretrykk bak spuntveggen. Det er derfor ved enkelte anledninger pumpet inn vann i berggrunnen for å opprettholde nivået på vanntrykket ved berg, slik det var før utgraving begynte.

6.2 Inputparametere

Inputparameterne for leira er valgt basert på tilgjengelige grunnundersøkelser (se Vedlegg E.1), tidligere erfaringer og korrelasjoner fra ulike publikasjoner som [Janbu \(1985\)](#), [Janbu \(1970\)](#) og [Karlsruud and Hernandez-Martinez \(2013\)](#). Sistnevnte artikkel er i all hovedsak benyttet der det er mangel på laboratorietester. Artikkelen omfatter en utredning av en rekke korrelasjoner for valg av både stivhet- og styrkeparametere for norske leirer, basert på ulike indeksparametere. Artikkelen og dens konklusjoner anses som et bedre grunnlag for valg av parametere enn tidligere publikasjoner, da den har testet på høykvalitets blokkprøver, og ikke 54mm sylindrerprøver, slik som tidligere forskning av blant andre [Janbu \(1985\)](#). Annen litteratur er brukt som støtte og verifikasjon der det er mulig. Følgende underkapittel diskuterer valg av sentrale parametere for leira, samt enkelte parametere for fyllmassene. Aktuelle parametere er de som er listet opp i Tabell 3.1 og 3.2.

6.2.1 Valg av indeksparametere

Valg av indeksparametere er i all hovedsak basert på en sammenstilling av indekstesting gjort av NGI, se Vedlegg E.1.

Tyngdetetthet

Tyngdetetthet er valgt basert på NGIs sammenstilling av indekstesting, med fokus på borhull 12, da dette er nærmest det aktuelle beregningssnittet, se Figur E.1 i Vedlegg E.1. Valgt parameter er $\gamma = 18,5kN/m^2$.

Vanninnhold

Vanninnholdet er valgt basert på NGIs sammenstilling av indekstesting, med fokus på borhull 12, da dette er nærmest det aktuelle beregningssnittet, se Figur E.2 i Vedlegg E.1. Valgt parameter er $w = 40\%$.

Plastisitetsindeks

Plastisitetsindeksen er valgt basert på NGIs sammenstilling av indekstesting, med fokus på borhull 12, se Figur E.3 i Vedlegg E.1. Valgt parameter er $I_p = 16$.

Sensitivitet

Sensitivitet brukes ikke direkte som inputparameter, men blir til en viss grad benyttet i valg av andre parametere i henhold til korrelasjoner gitt i [Karlsruud and Hernandez-Martinez \(2013\)](#). Her er det skilt mellom sensitiv leire ($S_t > 15$) og lite sensitiv leire ($S_t < 15$). Indekstesting gjort i borhull 12 (oppgitt i vedlegget til datarapporten av [Jensen \(2013\)](#)) viser at sensitiviteten er lavere enn 15 for alle dybder, noe som tilsvarer lite sensitiv leire.

Friksjonsvinkel

Friksjonsvinkelen er valgt basert på korrelasjoner i [Karlsrud and Hernandez-Martinez \(2013\)](#) og anbefalte jordparametere i [Vegdirektoratet, Statens Vegvesen \(2014\)](#), grunnet mangel på triaxialforsøk. For nær normalkonsoliderte leirer viser Figur 30 i artikkelen en trend der friksjonsvinkelen, ϕ , varierer mellom 24-32 °. Håndbok V220 anbefaler en verdi ned mot 20 for bløte leirer. Da den udrenerte skjærstyrken i leira er relativt lav (se Underkapittel 6.2.3), er det valgt å også sette en lav friksjonsvinkel. Valgt parameter er $\phi = 24^\circ$.

Parametere for fyllmassene

Parametere for fyllmassene er hentet fra [Vegdirektoratet, Statens Vegvesen \(2014\)](#) sine erfaringsparametere, basert på at fyllingen består av sand, grus og stein. Valgte parametere er $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 38^\circ$, $\tan \phi = 0,78$ og $a = 0 \text{ kPa}$.

6.2.2 Overkonsolidering og hviletrykk

Overkonsolidering, OCR

I datarapporten fra NGI kommer det frem at leira er tilnærmet normalkonsolidert ([Jensen, 2013](#)). Normalt vil det tilsi en verdi mellom 1,2 – 1,4 ([Vegdirektoratet, Statens Vegvesen, 2014](#)). I tillegg til denne opplysningen er valg av *OCR*, og derav overkonsolideringsspenningen p'_c , bestemt fra korrelasjon mellom *OCR* og CTPU etter [Karlsrud et al. \(2005\)](#). Artikkelen omhandler flere CPTU korrelasjoner for leire, og er spesielt egnet for norske marine leirer. Artikkelen anbefaler å velge *OCR* basert på spissmotstanden, q_t , og effektivspenningene i leira via Formel 6.1 for leirer med lav sensitivitet, $S_t < 15$.

$$OCR = (Q_t/3)^{1,2} \quad (6.1)$$

Her er $Q_t = (q_t - \sigma_{vo})/\sigma'_{vo}$. Altså vil *OCR* variere med dybden. Vedlegg E.2 gir en utdypning av hvordan *OCR* er valgt basert på overnevnte korrelasjon. Det er valgt å dele leira inn i fire leirlag med ulik *OCR*, da modellen tar inn *OCR* som en konstant i inputen. Valgt *OCR* basert på tidligere overlaging for de ulike dybdene er gitt i Tabell 6.2.

Tabell 6.2: *OCR* basert på tolkning av CTPU i borhull 12

Kotehøyde [moh]	Verdi [-]
- 0,4 → - 2,0	2,4
- 2,0 → - 4,2	1,4
- 4,2 → - 8,5	1,1
- 8,5 →	1,0

Overnevnte *OCR* er altså basert på tidligere overlaging. Som nevnt i Underkapittel 4.2 må man i en kryptmodell, slik som eADP, også ta hensyn til krypt ved valg av *OCR*. Oppdatert *OCR* basert på både overlaging og krypt er gitt i Tabell 6.3. Det er disse verdiene som er benyttet i analysen i denne oppgaven. En full utredning av hvordan de ulike *OCR*-verdiene er funnet er gitt i Vedlegg E.2.

Tabell 6.3: Valgte inputparametere for *OCR* basert på både tidligere overlaging og krypt

Kotehøyde [moh]	Verdi [-]
- 0,4 → - 2,0	2,4
- 2,0 → - 4,2	1,6
- 4,2 → - 8,5	1,6
- 8,5 →	1,6

Hviletrykk, K'_o

Formel 6.2 gir en sammenheng mellom overkonsolideringen og hviletrykkskoeffisienten (Brinkgreve, 2017).

$$K_{o,x} = \frac{\sigma_{xx}^{r0}}{\sigma_{yy}^{r0}} = K_0^{nc} \cdot OCR - \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} (OCR - 1) \quad (6.2)$$

Her er $K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$ (med $\phi = 24^\circ$) og $\nu_{ur} = 0,2$. Som det er presisert i Underkapittel 4.2 skal *OCR* i Formel 6.2 være den *OCR* som kun er basert på tidligere overlaging, og ikke på krypt. Dette skyldes at K'_o -verdien ikke endres nevneverdig i et 1D krypt tilfellet, siden dette krever $d\epsilon_1^{vp} = d\epsilon_v^{vp}$, slik at spennings situasjonen er fastholdt (Nordal, 2018b). Dermed er det *OCR* fra Tabell 6.2 som er input i formelen. Merk at den høye verdien for *OCR* i det øverste laget gir en hviletrykkskoeffisient, $K'_o > 1,0$. Dette virker usannsynlig for noe som er beskrevet som en nært normalkonsolidert leire. Dermed er det valgt å sette verdien i det øverste laget ned til $K'_o = 0,83$. For de tre nederste lagene er K'_o bestemt direkte fra Formel 6.2. Resultatet gir en hviletrykkskoeffisient for de ulike leirlagene som oppgitt i Tabell 6.4.

Tabell 6.4: Valgte inputparametere for K'_o

Kotehøyde [moh]	Verdi [-]
- 0,4 → - 2,0	0,83
- 2,0 → - 4,2	0,73
- 4,2 → - 8,5	0,63
- 8,5 →	0,59

6.2.3 Valg av styrkeparametere

Valg av styrkeparametere er gjort delvis fra sammenstilling av enaks-, konus- og CPTU-forsøk utført av NGI (se Vedlegg E.1), samt fra utvalgt litteratur.

Udrenert skjærstyrke

Det udrenerte skjærstyrkeprofil er valgt basert på tolket profil av NGI, se Figur E.5 i Vedlegg E.1. En utdypning av hvordan den udrenerte skjærstyrken er tilpasset for de ulike jordmodellene er gitt i Vedlegg E.3. Her fremkommer hvordan det anbefalte skjærstyrkeprofil er valgt, og hvordan input i eADP modellen er tilpasset for å stemme så godt som mulig med dette profilet. Vedlegget inneholder også en kontroll av hvordan skjærstyrken i de ulike jordmodellene stemmer overens med hverandre. Denne kontrollen er gjort ved å simulere udrenerte triaksialforsøk i Soil Test.

Udrenert aktiv skjærstyrkeprofil er definert etter Formel 6.3. Dette profilet legges direkte inn i NGI-ADP modellen.

$$\begin{aligned}
 s_u^A &= 22kPa && \text{for kote } +0 \rightarrow -4,2 \\
 s_u^A &= 22kPa + 3(z - 4,2) && \text{for kote } -4,2 \rightarrow -8,5 \\
 s_u^A &= 34,9kPa + 4,6(z - 8,5) && \text{for kote } -8,5 \rightarrow
 \end{aligned}
 \tag{6.3}$$

I eADP modellen legges skjærstyrken inn via parameteren $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma'_{v,o}}$. Altså er skjærstyrken blant annet avhengig av effektivspenningene, og vil dermed variere med dybden. Det er dermed ikke mulig å legge inn en konstant skjærstyrke for de øverste leirlagene, slik NGI-ADP modellen gjør. Dermed er det valgt å legge inn ulike faktorer for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma'_{v,o}}$ for de ulike leirlagene, slik at profilet skal ligge så nært det anbefalte styrkeprofil som mulig. De valgte verdiene for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma'_{v,o}}$ for de ulike leirlagene er gitt i Tabell 6.5.

Tabell 6.5: Valgte inputparametere for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma'_{v,o}}$ basert på tolkning av CTPU i borhull 12

Kotehøyde [moh]	Verdi [-]
- 0,4 → - 2,0	0,40
- 2,0 → - 4,2	0,30
- 4,2 → - 8,5	0,28
- 8,5 →	0,32

Normalisert *post peak* styrke

I eADP modellen tas graden av destrukturering inn via en normalisert parameter for *post peak* styrke. I mangel på triaksialforsøk er denne parameteren bestemt etter Karlsrud and

Hernandez-Martinez (2013). Figur 26 i artikkelen viser en stor spredning mellom ca. $s_u^{20\%} = 0,45 - 0,7$ for sensitivitet, $S_t < 15$. Tyngdepunktet ser ut til å ligge rundt 0,6. Valgt parameter for *post peak* styrke er dermed $s_u^{20\%} = 0,6$.

Anisotropifaktorer

Anisotropifaktorene er bestemt ut i fra en sammenligning mellom ulik litteratur. Vegdirektoratet, Statens Vegvesen (2014) pkt. 2.9.4 anbefaler verdier som tilsvarer $\frac{s_u^D}{s_u^A} = \frac{1,0}{1,5} = 0,67$ og $\frac{s_u^P}{s_u^A} = \frac{0,5}{1,5} = 0,33$. Eidsvig (2014) gir en anbefaling basert på plastisitetsindeks, som i dette tilfellet gir verdiene $\frac{s_u^D}{s_u^A} = 0,63 + 0,00425(I_p - 10) = 0,66$ og $\frac{s_u^P}{s_u^A} = 0,35 + 0,00375(I_p - 10) = 0,3725$ (når $I_p = 16$ som beskrevet over). Karlsrud and Hernandez-Martinez (2013) anbefaler å bestemme anisotropifaktorene basert på vanninnhold, noe som gir (med $w = 40\%$) $\frac{s_u^D}{s_u^A} = 0,00447w + 0,454 = 0,63$ og $\frac{s_u^P}{s_u^A} = 0,0029w + 0,277 = 0,39$.

Samtlige korrelasjoner og anbefalinger ser ut til å stemme noen lunde overens. En samlet vurdering gir følgende valg av anisotropifaktorer:

$$\frac{s_u^D}{s_u^A} = 0,67 \text{ og } \frac{s_u^P}{s_u^A} = 0,37.$$

Initiell mobilisering

For NGI-ADP modellen er en av inputparameterne den initielle mobiliseringen. Denne settes normalt til 0,7, men dersom leira er noe overkonsolidert med en $K'_0 > 0,6$, så bør den initiale mobiliseringen, τ_0/s_u^A , endres fra det som er normal input i PLAXIS (Brinkgreve, 2017). τ_0/s_u^A er avhengig av K'_0 via Formel 6.4.

$$\frac{\tau_0}{s_u^A} = \frac{0,5 \cdot (1 - K'_0) \cdot \sigma'_y}{s_u^A} \quad (6.4)$$

Da σ'_y endres med dybden vil også den initielle mobiliseringen endres med dybden. I tillegg har vi fra Underkapittel 6.2.2 at K'_0 har ulik verdi for ulike dybder. Resultatet av analysen er vist i Vedlegg E.4. I PLAXIS settes parameteren τ_0/s_u^A inn som en konstant. Det er derfor besluttet å sette inn en gjennomsnittsverdi for τ_0/s_u^A i de fire ulike leirlagene i NGI-ADP modellen. De valgte verdiene er vist i Tabell 6.6.

Tabell 6.6: Initiell mobilisering, τ_0/s_u^A , basert på K'_0

Kotehøyde [moh]	Verdi [-]
- 0,4 → - 2,0	0,22
- 2,0 → - 4,2	0,45
- 4,2 → - 8,5	0,65
- 8,5 →	0,65

6.2.4 Valg av setningsparametere

I mangel på ødometerforsøk er setningsparametere i all hovedsak basert på litteratur. Inputten for stivhet er noe ulik for de to jordmodellene som er benyttet i analysen, men samtlige utredninger blir gått igjennom i dette underkapittelet. En oversikt over hvilke parametere som er benyttet i de ulike modellene er gitt i Underkapittel 6.2.5.

Janbu stivhetsmoduler

Janbu modulen m_{nc} er valgt basert på Figur 12 i [Karlsruud and Hernandez-Martinez \(2013\)](#) som også inneholder tidligere foreslåtte korrelasjoner fra [Janbu \(1985\)](#). Valget er basert på vanninnhold og gir som en middelværdi $m_{nc} = 319w^{-0,76} = 19,33$ med vanninnhold på $w = 40\%$. Valgt parameter for Janbu (nc)-ødometermodul er dermed $m_{nc} = 20$. [Nordal \(2018a\)](#) foreslår en faktor på fem mellom Janbu (oc)- og (nc)-ødometermodulen for norske leirer. Dette gir en Janbu (oc)-ødometermodul, $m_{oc} = 100$. Her er m_{oc} sekant modulen i det overkonsoliderte området, mens m_{nc} er sekant modulen i det normalkonsoliderte området.

Skjærtøyning ved brudd

[Brinkgreve \(2017\)](#) anbefaler verdier for skjærtøyningen ved brudd for henholdsvis trykk-, direkte skjær- og strekkbelastning som følger: $\gamma_F^C = 0,5-4\%$, $\gamma_F^{DSS} = 2-5\%$ og $\gamma_F^E = 3-8\%$. Verdiene bør egentlig velges basert på laboratorieforsøk, men i mangel på dette er det valgt å benytte gjennomsnittsverdier fra [Karlsruud and Hernandez-Martinez \(2013\)](#) for lite sensitiv leire (Figur 31 i artikkelen). Valgte verdier for skjærtøyningen ved brudd er dermed $\gamma_F^C = 1\%$, $\gamma_F^{DSS} = 3\%$ og $\gamma_F^E = 5\%$.

Skjærstivhet

De to aktuelle jordmodellene har noe ulik input for skjærmodulen, men begge bør egentlig baseres på laboratorieforsøk. I mangel på dette er korrelasjonene fra [Karlsruud and Hernandez-Martinez \(2013\)](#) benyttet. Figur 33 i artikkelen gir $\frac{G_{ur}}{s_A^2} = 250$ for NGI-ADP modellen og $\frac{G_{ur}}{\sigma_{v,o}} = 75$ for eADP modellen.

Merk at dette gir $\frac{s_u^{TxC}}{\sigma_{v,o}} = \frac{75}{250} = 0,3$, noe som stemmer godt overens med den valgte parameteren for skjærstyrke i de tre dypeste leirlagene i eADP modellen.

Tidsmotstandstallet

Tidsmotstandstallet, r_{si} , bør egentlig baseres på ødometerforsøk, men i mangel på dette er korrelasjonen fra [Janbu \(1970\)](#) benyttet. Variasjonene for valg av motstandstall er relativt store med anbefalte verdier mellom $r_{si} = 100 - 300$ for bløt leire, $r_{si} = 200 - 1000$ for middels bløt leire og $r_{si} = 100 - 500$ for silt. Da den aktuelle leira er karakterisert som bløt til middels bløt med enkelte innslag av silt er valgt parameter $r_{si} = 500$.

Kontroll av stivhetsparameterne

Som en kontroll av de valgte stivhetsparameterne for de ulike jordmodellene, er det valgt å gjennomføre en simulert triaksialtest. Testen er gjennomført i seks ulike dybder. Dette er gjort for å kontrollere at initiell input i de to modellene er så like som mulig, slik at ulikheter i input ikke skal ha påvirkning på resultatene. Triaksialforsøkene er simulert udrenert og anisotrop ved et celletrykk, $|\sigma'_3|$, som tilsvarer initial effektivspenning i horisontal retning. Analysen er forklart i Vedlegg E.3.1. Resultatet er sammenlignet i et $\epsilon_{yy} - 0,5(\sigma_{yy} - \sigma_{xx})$ - plot. Her kommer stivheten i de to jordmodellene frem som helningen på kurven frem til toppunktet. Resultatet fra de ulike testene er vist i Figur E.9 og viser at samtlige tester gir en helning, og dermed en stivhet, som er omtrent helt lik for de to jordmodellene. De valgte parameterne for stivhet anses derfor som tilfredsstillende.

6.2.5 Benyttede parametere

I det følgende gis en oppsummering av de mest sentrale parameterne som er valgt som input for de to ulike jordmodellene. Tabell 6.7 gir en oversikt over valgte parametere i NGI-ADP modellen, mens Tabell 6.8 gir en oversikt over valgte parametere i eADP modellen. En full oversikt over parameterne som er benyttet for samtlige jordmodeller og lag er gitt i Vedlegg H. Her fremkommer også parameterne for fyllmassene og tørrskorpa.

Tabell 6.7: Valgte inputparametere i NGI-ADP modellen

<i>Parameter</i> Kotehøyde	<i>Leire 1</i> -0,4 → -2,0	<i>Leire 2</i> -2,0 → -4,2	<i>Leire 3</i> -4,2 → - 8,5	<i>Leire 4</i> -8,5 →	<i>Enhhet</i> [moh]
$\frac{G_{ur}}{s_u^A}$	250	250	250	250	[-]
γ_f^C	1	1	1	1	[%]
γ_f^E	5	5	5	5	[%]
γ_f^{DSS}	3	3	3	3	[%]
$s_{u,ref}^A$	22	22	22	34,9	[kN/m ² /m]
$\frac{s_u^{TXC}}{s_u^A}$	0,99	0,99	0,99	0,99	[-]
y_{ref}	0	0	-4,2	-8,5	[moh]
$s_{u,inc}^A$	0	0	3	4,6	[kN/m ² /m]
$\frac{s_u^P}{s_u^A}$	0,37	0,37	0,37	0,37	[-]
$\frac{s_u^{DSS}}{s_u^A}$	0,67	0,67	0,67	0,67	[-]
$\frac{\tau_0}{s_u^A}$	0,22	0,45	0,65	0,65	[-]
ν'	0,3	0,3	0,3	0,3	[-]
K'_0	0,83	0,73	0,63	0,59	[-]

Tabell 6.8: Valgte inputparametere i eADP modellen

<i>Parameter</i> Kotehøyde	<i>Leire 1</i> -0,4 → -2,0	<i>Leire 2</i> -2,0 → -4,2	<i>Leire 3</i> -4,2 → - 8,5	<i>Leire 4</i> -8,5 →	<i>Enhet</i> [moh]
$\frac{G_{ur}}{\sigma_{y,o}}$	75	75	75	75	[-]
m_{nc}	20	20	20	20	[-]
m_{oc}	100	100	100	100	[-]
r_{si}	500	500	500	500	[-]
$s_{20\%}^{TXC}$	0,6	0,6	0,6	0,6	[-]
$\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{y,o}}$	0,40	0,30	0,28	0,32	[-]
$\frac{s_u^{TXE}}{s_u^{TXC}}$	0,37	0,37	0,37	0,37	[-]
$\frac{\Delta \epsilon_y}{\Delta t} _{s_u}$	0,1	0,1	0,1	0,1	[per dag]
ϕ_{cs}	24	24	24	24	[°]
K'_0	0,83	0,73	0,63	0,59	[-]
OCR	2,4	1,6	1,6	1,6	[-]

6.3 Modellering i PLAXIS 2D

Det aktuelle beregningssnittet er modellert i PLAXIS 2D, i plan tøyingsstilstand med et 15 noders element. Det er benyttet to ulike jordmodeller på leira; NGI-ADP og eADP. Dette gjøres for å sammenligne og undersøke hvilken av modellene som gir resultater nærmest virkeligheten. I eADP modellen er beregningsmodellen *Undrained (A)* benyttet, da dette er en effektivspenningsbasert jordmodell. I NGI-ADP modellen er styrken gitt av udrenerte parametere, og dreneringstypen *Undrained (B)* er benyttet. Bakgrunnen for å velge *(B)* og ikke *(C)* er at man i *(B)* har muligheten til å oppdage eventuelle uønskede effekter knyttet til poreundertrykk i løsmassene. Videre er tørrskorpa og fyllmassene modellert med Hardening Soil. Det er valgt å la lagdelingen være horisontal. Full oversikt over parametere for de ulike jordmodellene er gitt i Vedlegg H.

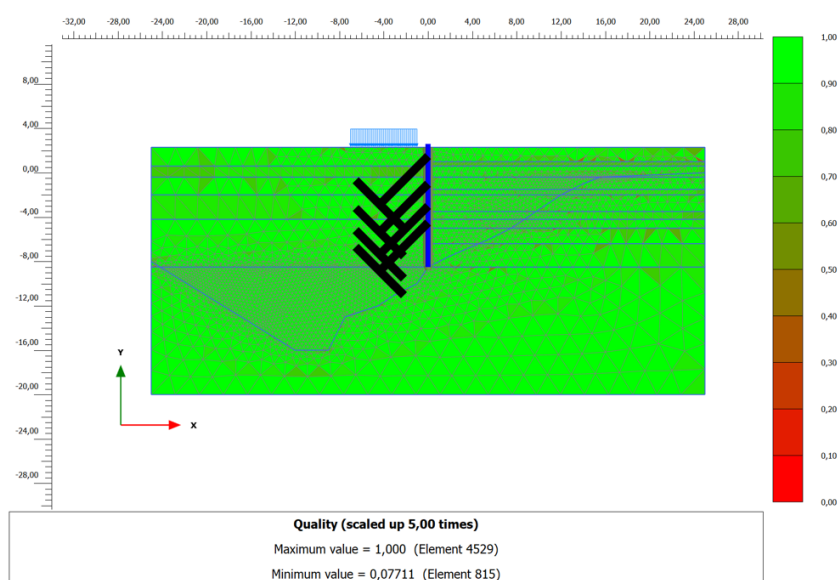
Terrenglast

Det er satt på terrenglast i bakkant av utgravningen. Denne lasten representerer nyttelasten av blant annet anleggstrafikk, snølaster og lignende. Lasten er satt til 5 kN/m/m. Den er plassert en meter fra spuntveggen og over et område på 6 meter.

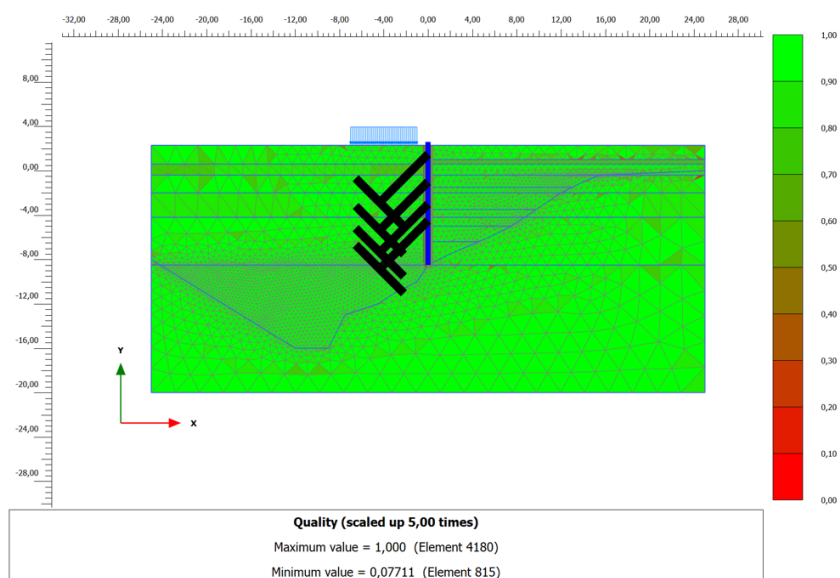
Mesh

Det er valgt å benytte *fine* mesh i modellen. Finheten i meshet til en modell angir oppdelingen av elementer. Et finere mesh vil dele jordvolumet inn i flere elementer, og dermed gi noe

høyere nøyaktighet i beregningen. Men med økt finhet vil også simuleringstiden gå opp. Det er derfor ikke valgt å meshe opp mot det aller fineste. Resultatet av kvaliteten på meshet er vist i Figur 6.4 for de to modellene. Som det fremkommer av figurene er kvaliteten relativt god for begge modellene. I enkelte områder er kvaliteten dog noe lag. Dette skyldes mest sannsynlig linjen som definerer den bratte berggrunnen. Dette gjør at noen av elementene rundt denne linjen får en rar og ugunstig form.



(a) Kvaliteten på meshet til NGI-ADP modellen



(b) Kvaliteten på meshet til eADP modellen

Figur 6.4: Kvaliteten på meshet til de to jordmodellene, der fine mesh er benyttet

6.3.1 Modellering av berg

Berggrunnen er som nevnt svært variert, men det aktuelle beregningsnittet ser ut til å representere plain-strain situasjonen for spunten, altså at berget skråner der spunten rammes. Geometrien for antatt berg er lest av fra bergkotecart, mottatt fra NGI. Et utsnitt av bergkotecartet er vist i Figur D.3 i Vedlegg D. Høydedata er manuelt avlest for snittet gjennom Akse 4 - 4. Berget er modellert som en *line displacement* som settes til *fixed* fra og med initialfasen. På denne måten kan den antatte bergflaten modelleres med ugjenvheter, og berget kan ikke få deformasjon eller forskyvning i noen retning. Alt jordvolum under denne linjen deaktiveres i alle faser. Videre er grunnvannsstrømning satt til *closed* gjennom berglinjen.

6.3.2 Modellering av poretrykk og strømning

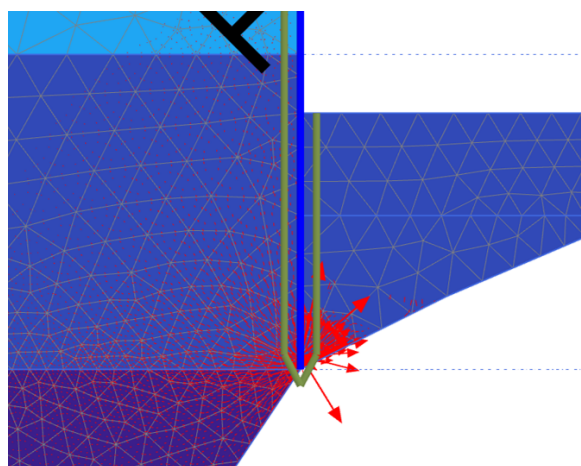
I og med at eADP modellen beregner vannstrømning, mens NGI-ADP modellen ikke gjør det, er de to beregningsmodellene modellert noe ulikt når det kommer til strømning. Med strømning menes strømning av grunnvann i tillegg til eventuelt overflødig poretrykk som dissiperer under konsolidering. Der ikke annet er kommentert er modelleringen lik for de to beregningsmodellene.

Grunnvannet er lagt inn ved middelvannstand i området, dvs. på kote -0,4. Dette tilsvarer skillet mellom tørrskorpa og det øverste leirlaget. Videre er poretrykket modellert ved at de utgravde jordvolumene (deaktiverte jordvolumene) settes *cluster dry* i det de graves ut. Dermed holdes selve byggegrøpa tørr. For NGI-ADP modellen er ikke strømning med i beregningen, så poretrykksberegningen er satt til *phreatic*, som vil si hydrostatisk. Det er altså sett bort i fra det underhydrostatiske poretrykket som fremkommer fra piezometermålingene i Figur 6.3. Dette skyldes at målingene er noe usikre grunnet sen installasjon. Berget anses som vanntett og stenges for vanngjennomstrømning i begge modellene ved å sette hele linjen som definerer berget til *closed*. Dermed kan vannet kun bevege seg i selve jordvolumet. Det er altså valgt å se bort i fra eventuelt sig ned i tunnellene som ligger i berget under løsmassene.

Strømning gjennom og under spunten

Spunten skal ideelt sett monteres vanntett og må derfor stenges for vanngjennomstrømning i modellen. Dette gjøres ved at interfacen langs spunten er satt til *impermeable*. Videre er det antatt at spunten ikke er helt vanntett i bunnen. Spunten rammes kun til berg og ikke inn i berget. Dette åpner for små sprekker langs den skrå og ujevne bergbunnen der vannet kan strømme. Dette er modellert ved at interfacen langs de nederste 20 cm av spunten er deaktivert i *flow conditions* (huket bort for "Active in flow"). Den nederste delen av interfacen er fortsatt aktivert i *staged construction*. Dette er mulig fordi aktivering av interfacen i de to modusene er uavhengige av hverandre. Dermed kan man ha en aktiv interface som reduserer kontaktfriksjonen mellom jord og spunt, samtidig som man har en deaktivert interface i strømning slik at vann kan strømme tvers gjennom spunten (Gouw Dr, 2014). På denne måten kan noe av vannet i leira dissipere og strømme mot lavere potensiale slik Figur 6.5 viser. Merk at interfacene er aktivert (grønne) også rundt tuppen av spunten. Dette er altså

fordi de er aktivert i *staged construction*, men slått av i strømningsmodus. Strømning under spunten er kun aktuelt for eADP modellen, da strømning ikke er mulig i NGI-ADP modellen.

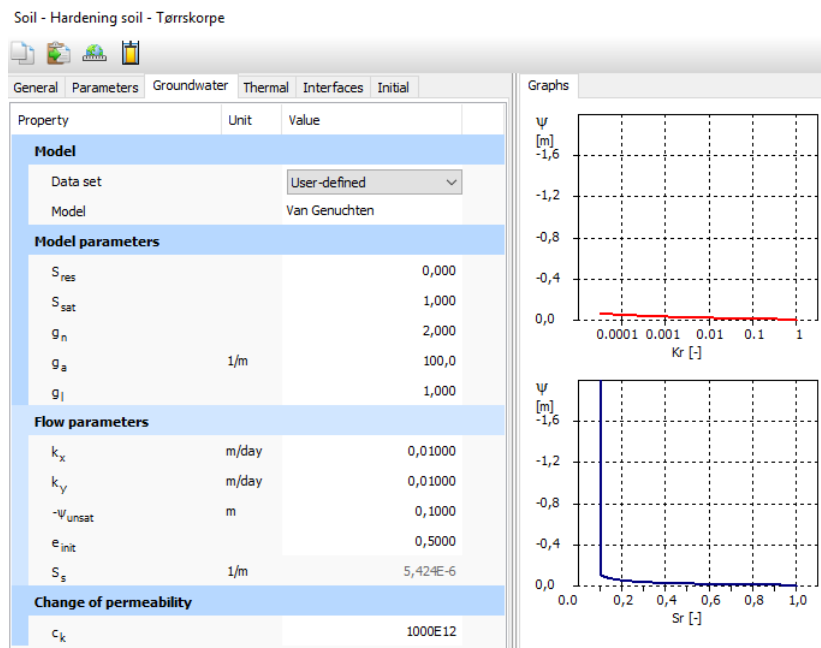


Figur 6.5: Eksempel på hvordan vannet kan strømme under tuppen av spunten

Modellering av strømning i eADP modellen

For eADP modellen er strømning av vann tillatt, i og med at modellen er effektivspenningsbasert. I tillegg til at de utgravede jordvolumene er satt cluster dry, må også grunnvannstanden på innsiden av byggegropa senkes ved hvert utgravingsnivå. Dette er gjort ved å definere en *head* tilsvarende kotehøyden i traubunn på det aktuelle utgravingsnivået. På denne måten etableres en ny *steady state* tilstand hver gang det graves ut jordvolum.

Videre er beregningstypen satt til *Fully coupled flow-deformation*. Valget er tatt på bakgrunn av at utgravingen skal gjøres tørr, noe som gir en endring av grunnvannstanden. Dermed må både vannstrømning og konsolidering kunne beregnes samtidig. Underkapittel 4.4 gir en grundigere forklaring til dette. Underkapittelet beskriver også hvordan umetta jord kan bli et problem ved bruk av beregningstypen *fully coupled flow-deformation*. Det er likevel valgt å benytte beregningstypen og heller se nærmere på den umettede jordas evne til sug (positivt poretrykk). Tørrskorpa er egentlig delvis mettet og vil derfor kunne ta sug, men som ingeniør tror vi ikke på at dette suget gjør at jorda kan holde spunten oppe. Derfor er det forsøkt å finne en måte å ignorere dette suget på. Dette er gjort ved å endre parameterne i *Groundwater*-fanen for tørrskorpematerialet, slik at vi kan anta at denne er tørr. Det er laget en brukerdefinert kurve der satureringen ligger på 0,1m. Det vil si at over 10 cm opp i tørrskorpa skal det være helt tørt. Rett over grunnvannstanden er permeabiliteten lik referansepermeabiliteten, men denne minker da mot null ti cm opp i tørrskorpa, se Figur 6.6. Dette er ikke en ideell løsning, men den anses som god nok. Alternativet ville ha vært å modellere fasene som beskrevet i Underkapittel 4.4, ved udrenert utgraving og endring av grunnvannstanden, før det konsolideres. Alternativet er ikke valgt i denne oppgaven, da utgravingen består av veldig mange faser.



Figur 6.6: Utklipp av groundwater-fanen i PLAXIS, der parameterne er endret for å ignorere sug opp i tørrskorpa

Permeabiliteten

Permeabiliteten vil være med å avgjøre hvor fort porevannet kan dissipere fra leira. For NGI-ADP modellen er leire antatt udrenert, så permeabiliteten settes her til null, $k = 0$. For eADP modellen er konsolidering tillatt. Dermed må en verdi, $k \neq 0$, settes inn. For en *fully coupled flow-deformation* analyse er det permeabiliteten som bestemmer dreneringskapasiteten til leira, og ikke dreneringstypen (drenert/udrenert).

For å få et godt tall på permeabiliteten i området er det sett gjennom gamle datarapporter for prosjekter som er gjort i nærheten av det relevante prosjektet. Rapporten av [Robsrud \(1991\)](#) inneholder blant annet ødometer- og treaksialforsøk som er utført på leire i forbindelse med utarbeidelse av Vestbanekrysset. Grunnundersøkelsene er tatt rett i nærheten av prosjektet i denne oppgaven. Rapporten er mottatt fra Undergrunnskartverket, og viser en gjennomsnittlig permeabilitet i området på $k = 0,013m^2/år \approx 3,6 \cdot 10^{-5}m^2/dag$. Det er valgt å benytte denne verdien i denne oppgaven.

6.3.3 Modellering av spunt og stag

Spuntveggen

Spuntveggen i det aktuelle beregningssnittet er av typen Larsson 430. Den er modellert som en *Plate* i PLAXIS, og som et elastisk materiale med bøyestivheter $EI = 718 \cdot 10^3 kNm^2/m$ og aksialstivhet $EA = 8,9 \cdot 10^9 kN/m$. Vekten av spunten er $w = 2,345 kN/m/m$.

Spuntveggen som tilbakeregnes er rammet ned til berg, og det antas derfor at det ikke vil oppstå vertikale eller horisontale forskyvninger ved foten av spunten. Dette er modellert i

PLAXIS ved å sette på en *Point displacement* i bunnen av spunten som er satt til *fixed* for både horisontale og vertikale forskyvninger. Det er videre antatt at spunten er vanntett, så spunten lukkes for gjennomstrømming i alle faser, med unntak av ved tuppen, se forklaring over.

Interface

Det er modellert med *interfaceelementer* på begge sider av spuntveggen. Dette gjøres for å unngå numeriske problemer i samvirkekonstruksjonen. Ruhetsforholdet mellom spuntveggen og tilstøtende jord settes til $R_{inter} = 0,6$. Dette valget er basert på at det antas at rammingen av spunten omrører jorda, noe som vil minke heften mellom spuntveggen og jorda. Ruhetsforholdet fungerer som en reduksjonsfaktor for styrke og stivhet i overgangen fra jord til konstruksjon.

Det viste seg å være et interfaceproblem med eADP modellen, der modellen kolliderer dersom spuntveggen blir modellert med interfaceelementer. Dette skyldes at den brukerdefinerte modellen ikke sier noe om tilknytningen til interfacen. Problemet er løst ved å lage et eget interface-materiale med jordmodellen Mohr Coulomb. Dette materialet tilkjennes tilsvarende stivhets- og styrkeparametrene som er funnet for leira. Deretter settes interfacematerialet til *custom* i stedet for *from adjacent soil*. Mohr Coulomb materialet er satt til *Undrained (B)* som tilsvarer dreneringstypen der stivheten er effektivspenningsbasert og styrken er definert fra udrenerte parametre. Det vil si at styrketaket til interfacen er definert fra den udrenerte skjærstyrken og vil ikke endres ved endrede effektivspenningsparametre. Dermed kan styrken inntil interfacen være noe overestimert i eADP modellen, da skjærspenningene i denne modellen minker ved lavere effektivspenninger. Feilen antas likevel å være av så liten betydning at valget blir stående. Valget underbygger også den noe lave verdien for ruhetsforholdet, som ellers kunne vært satt opp mot $R_{inter} \approx 0,8$. Videre er den nederste delen av interfacen deaktivert i *flow conditions*-fanen. Dette skyldes at noe strømming skal være tillatt under tuppen av spunten, se forklaring over.

Stag

Stagene er modellert som *fixed-end-anchor* elementer da de skal bores til berg. Som det fremkommer av arbeidstegningen i Figur 5.5 skal stagene modelleres med 45° vinkel mot spuntveggen og med en senteravstand på 2,4 m. Lengden på stagene er modellert slik at de går en ekstra meter inn i berg. Dette gjøres på bakgrunn av at det antas at stagene har tøyning et stykke inn i injeksjonssonen i berget. Etter boring spennes stagene opp til en forspenningslast. Antall lisser, lengde, aksialstivheten og oppspenningskraften for de ulike stagradene er gitt i Tabell 6.9.

Tabell 6.9: Oversikt over egenskapene til stagene

<i>Stagrad</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
Stagnivå [moh]	+1,5	-1,0	-3,0	-4,5
Antall lisser	10	12	15	15
Lengde [m]	20 + 1	18 + 1	18 + 1	18 + 1
Aksialstivhet [kN]	294000	352800	441000	441000
Oppspenningskraft [kN]	580	880	1000	1180

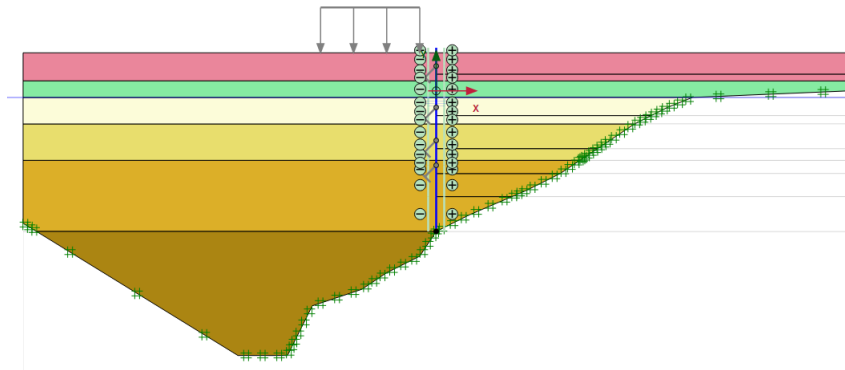
6.3.4 Faser

Modellen er bygget opp ved hjelp av ulike faser. Den første fasen, *initial phase*, skal gjenskape den initielle spenningstilstanden i jorda. Dvs. hvordan spenningene i jorda er fordelt basert på gitt input, før noe graves ut. Da terrenget er antatt å være horisontalt er beregningstypen satt til K0-prosedyre. Etter initialfasen settes alle deformasjoner til null.

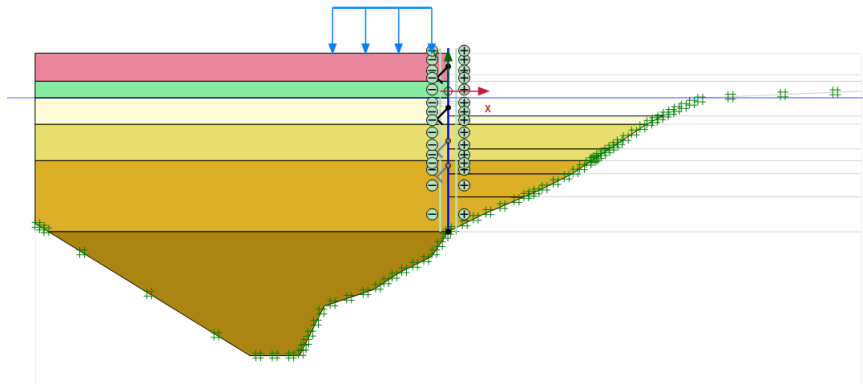
I neste fase aktiveres (rammes) spuntten med interfacer. Videre aktiveres nyttelaster. Deretter nullstilles alle deformasjoner ved å huke av for *reset displacement to zero*. Dette gjøres fordi deformasjonene av spuntveggen skal sammenlignes opp mot inklinometermålinger fra felt. Disse inklinometermålingene er tatt etter at spuntten ble etablert.

Videre graves byggegropen trinnvis ut. Det graves til et nivå 0,5 m under stagnivå, før staget etableres. Så graves det videre til neste stagnivå. Dette gjentas frem til det er gravd ut til traubunn. Utgraving simuleres ved å deaktivere det jordlaget som skal graves ut. Figur 6.7 viser hvordan modellen ser ut etter initialfasen, der spunt og interface er aktivert (6.7a), modellen midt i simuleringen, der det er halvveis gravd ut og to stag er oppspent (6.7b), og modellen i siste fase, der traubunn er nådd (6.7c).

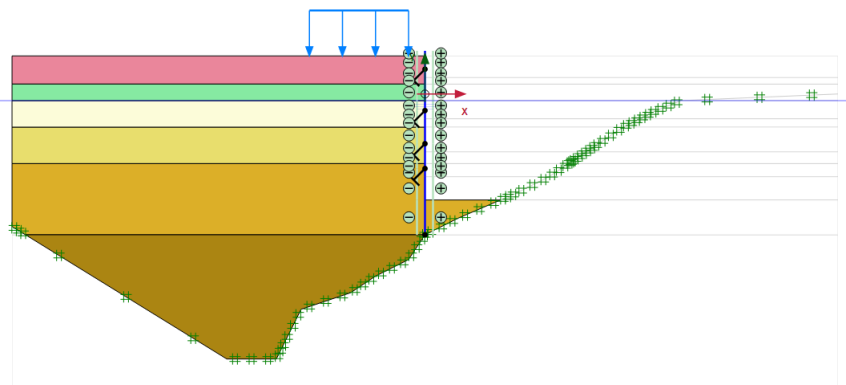
For NGI-ADP modellen er samtlige faser etter initialfasen gjennomført med beregningstypen *Plastic*. Her er det ikke tatt hensyn til vannstrømning og konsolidering. I eADP modellen derimot, er dette gjort. Dette gjøres ved at beregningstypen er satt til *Fully coupled flow-deformation*, med et tidsintervall. Forklaringen til denne beregningstypen er gitt over i Underkapittel 6.3.2. Tidsintervallene gjenspeiler hendelsesforløpet som er gitt i Tabell 5.1, samt nærmere beskrevet i Figur C.4 i Vedlegg C. Fasene er bygget opp slik at de ender den dagen en ny del av byggefasen er nådd. For eksempel er fasen for oppspenning av stagrad 1 satt til én dag. Videre er det en fase som varer i 56 dager før det gjøres en måling av inklinometeret den 05.05.2015. Deretter kommer en fase der gravetrinn to graves ut i løpet av seks dager, før byggegropen står åpen i en ny fase i 11 dager frem til neste måling. På denne måten tar eADP modellen inn tidsaspektet ved utgravning av en dyp byggegrop. Figur 6.8 viser hvordan fasene er bygget opp i NGI-ADP modellen (6.8a) og i eADP modellen (6.8b).



(a) Ramming av spunt, før aktivering av nyttelaster.



(b) Midt i utgravingen, der halve gropa er gravd ut og to stagrader er oppspent



(c) Traubunn nådd og alle stag aktivert og oppspent.

Figur 6.7: Modellens oppbygning i tre ulike faser

KAPITTEL 6. TILBAKEREGNING AV SPUNTVEGGEN

	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Spunt [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	1,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Last [Phase_11]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	1,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Grave 1 [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	2,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Stag 1 [Phase_3]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	3,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave 2 [Phase_4]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	4,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag 2 [Phase_5]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	5,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave 3 [Phase_6]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	6,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag 3 [Phase_7]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	7,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave 4 [Phase_8]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	8,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag 4 [Phase_9]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	9,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Traubunn [Phase_10]	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,000 day	9,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(a) NGI-ADP modellens oppbygning

	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Spunt [Phase_1]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	1,000 day	1,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Last [Phase_11]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	1,000 day	2,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Grave 1 [Phase_2]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	33,00 day	35,00 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Måling 26.01.15 [Phase_23]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	40,00 day	75,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Kons grave 1 [Phase_12]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	42,00 day	117,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag 1 install [Phase_3]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	1,000 day	118,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Kons stag 1 [Phase_18]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	56,00 day	174,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave 2 [Phase_4]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	6,000 day	180,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Måling 22.05.15 [Phase_19]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	11,00 day	191,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Kons grave 2 [Phase_13]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	4,000 day	195,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag 2 install [Phase_5]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	1,000 day	196,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Kons stag 2 [Phase_20]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	14,00 day	210,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave 3 [Phase_6]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	5,000 day	215,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Kons grave 3 [Phase_21]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	8,000 day	223,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag 3 install [Phase_7]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	1,000 day	224,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave 4 [Phase_8]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	12,00 day	236,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Måling 06.07.15 [Phase_24]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	7,000 day	243,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag 4 install [Phase_9]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	1,000 day	244,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Kons stag 4 [Phase_22]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	8,000 day	252,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Traubunn [Phase_10]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	14,00 day	256,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Måling 19.08.15 [Phase_14]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	14,00 day	280,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Måling 01.09.15 [Phase_15]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	13,00 day	293,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Måling 15.09.15 [Phase_16]	Fully coupled flow	Staged construction	Fully coupled flc	14,00 day	307,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(b) eADP modellens oppbygning

Figur 6.8: Oppbygning av faser i de to ulike jordmodellene

Kapittel 7

Resultater

Følgende kapittel inneholder resultatene fra tilbakeregningen som er gjennomført i denne oppgaven. Først er de målte verdiene fra felt presentert, basert på rådata mottatt fra NGI. Deretter er disse målingene sammenlignet med resultatene fra beregningene utført med de to jordmodellene i PLAXIS. Sammenligningen er fremstilt slik at resultatene fra NGI-ADP modellen og eADP modellen sammenlignes med målingene fra felt, og ikke opp mot hverandre. Samtlige resultater som er presentert i dette kapitlet er også kort kommentert. En mer omfattende diskusjon av resultatene er gitt i Kapittel 8. Samtlige figurer fra tilbakeregningen er presentert i større format i Vedlegg F. I tillegg er enkelte utvalgte resultater av poretrykksoppbygning og skjærstyrke presentert i Vedlegg G. Disse resultatene er brukt for å støtte opp om diskusjonen rundt likheter og ulikheter i hovedresultatene, og er derfor ikke presentert direkte i følgende kapittel. Det er med det valgt å fokusere på resultatene av horisontal forskyvning og stagkrefter.

7.1 Målinger fra inklinometer

Måledataen fra inklinometeret som er installert på det aktuelle beregningsnittet er mottatt fra NGI. Rådataen er behandlet i Excel for å presentere den horisontale deformasjonen av spuntten mot kotehøyde. Rådataen består av A - og B - målinger, som forklart i Underkapittel 5.4.1. Det er tatt målinger av den horisontale deformasjonen for hver halve meter nedover med dybden. Når horisontal deformasjon fra inklinometerne skal sammenlignes med beregnede resultater er det deformasjonen normalt på spuntlinjen som er av interesse. Det vil si at det er A - målingen som skal benyttes. Det kan argumenteres med at man bør benytte en kombinasjon av A - og B - målingen, da inklinometeret kan ha rotert noe inne i helningskanalen ved installasjon. Da det ikke finnes noen informasjon som hverken underbygger eller motbeviser denne påstanden, er det valgt å anta at A - målingen representerer den korrekte horisontale deformasjonen normalt på spuntlinjen. B - målingene er derfor ikke presentert som en del av resultatene.

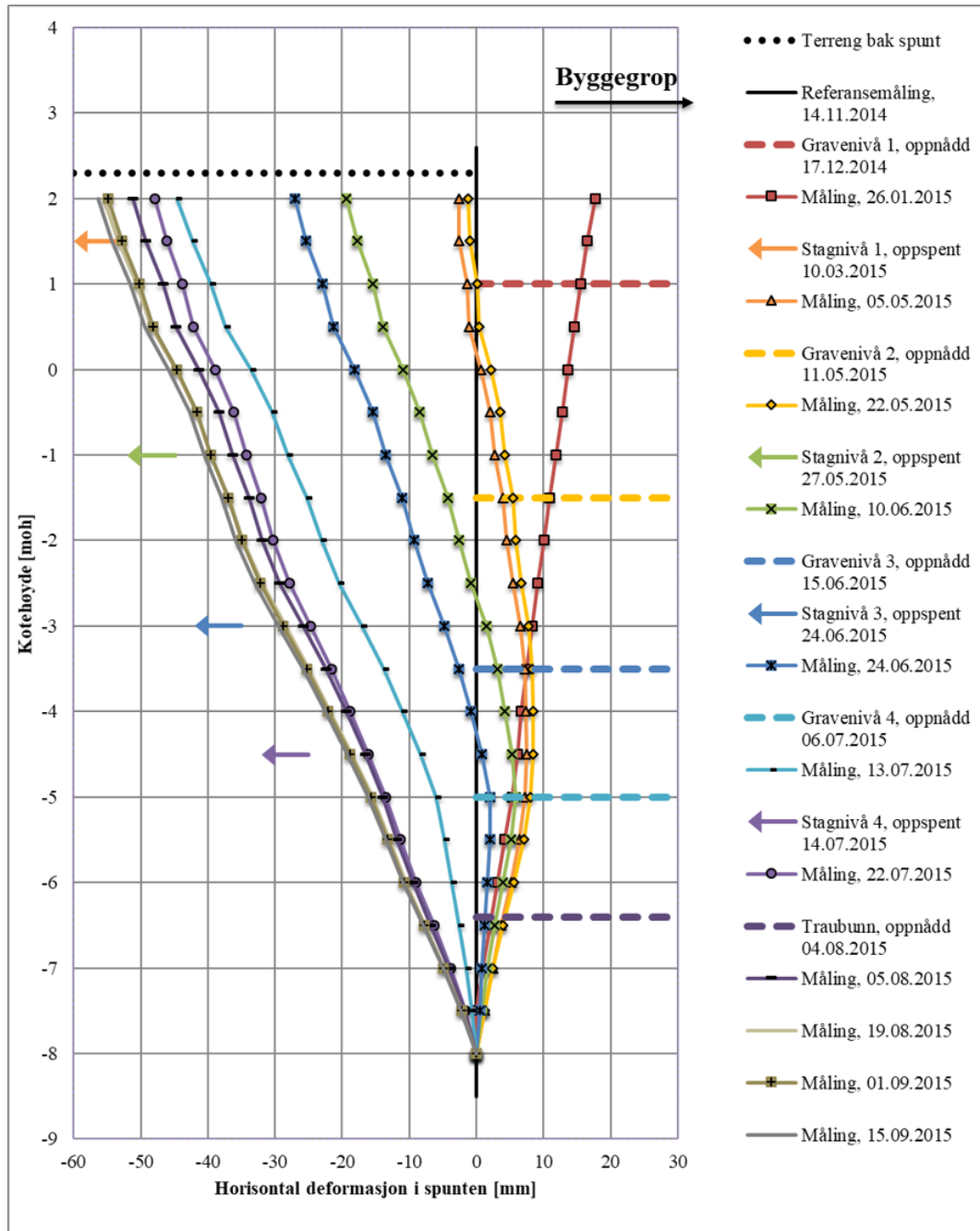
Resultatet av helningsmålingene er vist i Figur 7.1. I figuren vises samtlige mottatte målinger for den aktuelle inklinometeren, NNM 2. Deformasjon som har oppstått før referansemålingen den 14.11.2014 er neglisjert. Dette er også neglisjert i PLAXIS-modellene ved at det

etter spuntramming er huket av for *reset displacement to zero* (se forklaring i Underkapittel 6.3.4). Dermed er alle målinger av horisontale deformasjoner, både fra felt og fra PLAXIS, relative til referansemålingen.

Figuren viser også samtlige utgravingstrinn med dato. Datoen refererer til den dagen utgravingsnivået er oppnådd, i henhold til hendelsesforløpet som er vist i Figur C.4 i Vedlegg C. Videre er diagrammet utformet slik at målingen som er gjort i etterkant av utgravingen og tilhørende kotehøyde for traubunn er markert i samme farge. Tilsvarende fremgangsmåte er benyttet for å markere hvor og når de ulike stageradene er oppspent, sammen med målingen som hører til dette byggetrinnet. I tillegg er det valgt å fargekode alle målingene slik at de følger regnbuens farger. Det vil si at rød farge markerer den første målingen og lilla farge markerer den siste målingen der traubunn er nådd. I tillegg finnes tre målinger etter traubunn er nådd. Disse er markert i ulike bruntoner. På denne måten skal det være enklere å lese diagrammet. I utgangspunktet er det tatt målinger etter hvert byggetrinn. Det vil si at inklinometeret er avlest både etter at en utgraving er oppnådd og etter at en ny stagerad er oppspent. Merk at det ikke finnes noen måling av spuntens horisontale deformasjon etter at stagerad 3 ble spent opp og før utgraving av nivå 4 ble påbegynt. Målingen som er tatt 24.06.2015 er tatt rett i forkant av at staget ble oppspent. Dette kommer frem av figuren ved at den neste målingen som er tatt 13.07.2015 (etter utgraving av nivå 4) er forskjøvet langt mot venstre. Kun kraftig oppspenning i stagnerad 3 kunne ført til denne forskyvningen på så kort tid.

Som det fremkommer av figuren viser de fleste målingene negativ horisontal deformasjon. Fra forklaringen i Figur 5.7 vet vi at dette betyr at spunten beveger seg bort fra byggegropa. Normalt ville man kunne anta at jordtrykket bak spunten og utgravingen foran gjør at spunten beveger seg litt inn mot byggegropa. Den negative forskyvningen kan forklares med at stageradene er oppspent med relativt store krefter, noe som trekker spunten vekk fra byggegropa. Fra Figur 7.1 kan dette ses ved at en måling gjort i etterkant av oppspenning er lengre mot venstre enn den tidligere målingen fra et utgravingstrinn (se f. eks. gul og grønn linje). Tilsvarende viser målingene etter utgravinger at spunten beveger seg litt inn mot byggegropa igjen, altså i positiv retning. Basert på det overnevnte kan det konkluderes med at helningsmålingene virker pålitelige, da de følger et forløp som er naturlig basert på utgraving og oppspenning. I tillegg viser målingene en jevn deformasjon med dybden, uten store variasjoner, sikksakkmønster eller lignende. De tre målingene som er tatt etter at traubunn er nådd (markert i ulike bruntoner i figuren) viser at den horisontale deformasjonen stabiliserer seg med tiden.

Maksimal deformasjon av spunten er målt en stund etter at traubunn er nådd og er i toppen av spunten. Den horisontale deformasjonen er her på -56,4 mm. Relativt til gravedybden tilsvarer dette 0,66 %. Dette er ganske stor deformasjon som skyldes store krefter i stageradene. Resultatene fra stagkraftmålerne er vist i Underkapittel 7.2.

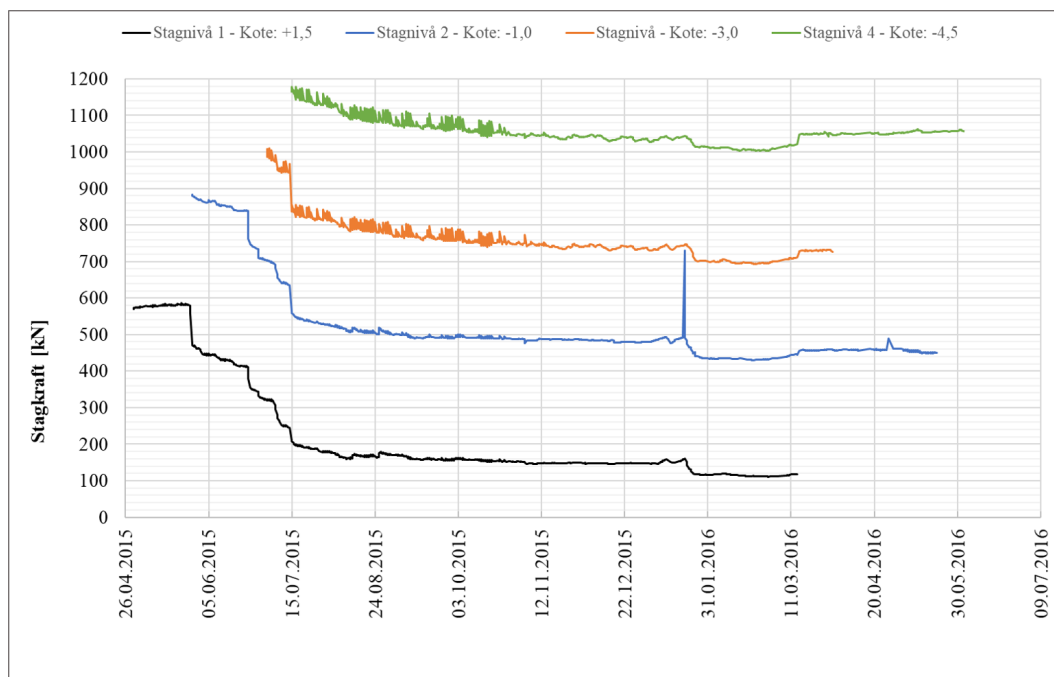


Figur 7.1: Målt horisontal deformasjon av spunten for samtlige byggetrinn. Stagner og utgravings-trinn er også markert. Rådata er mottatt fra NGI

7.2 Stagkraftmålere

Måledataen fra lastcellene som gir opp tredende stagkrefter er mottatt fra NGI. Avlesningen av stagkreftene er gjort kontinuerlig over en lengre periode på 13 måneder. Figur 7.2 viser resultatet av stagkreftene. Det er installert en lastcelle per stegrad, slik at stagkreftene i alle de fire stegradene er representert i diagrammet. Den observante leser vil oppdage at starten på de ulike grafene ikke samsvarer helt med når stagene ble oppspennt, i henhold til Tabell 5.1. Blant annet starter grafen til stagnivå 1 i slutten av april, mens staget ble oppspennt allerede 10.03.2015. Avviket skyldes at lastcellene ble installert litt etter oppspenning, og dermed begynte avlesningen litt sent. Som det fremkommer av figuren er stagnivå 1 installert først og får dermed registrerte målinger før de andre stagnivåene. Videre ser man at stagkreftene i allerede installerte stegrader minker betraktelig i det en ny stegrad installeres. Over tid minker generelt stagkreftene. Dette skyldes trolig krypeffekter som oppstår mellom hvert byggetrinn, samt dissipering av poretrykk. Etter at samtlige stegrader er installert viser diagrammet at stagkreftene holder seg relativt stabile over en lang periode. Dette tyder på at deformasjonene av veggen har stabilisert seg, slik også inklinometermålingene viste.

Rundt årsskifte 2015/2016 skjer det en endring i samtlige stagkrefter. Kreftene øker først frem mot og over nyttår, før de kjapt minker betraktelig. Dette skyldes temperatureffekter. I slutten av 2015 var det først kaldt, som gjorde at det oppsto et teletrykk mot veggen. Så ble det raskt en veldig mild vinter, slik at stagene slakket opp og brukte litt tid på å stabilisere seg igjen. Med tanke på tilbakeregningen er det tidsperspektivet frem til nyttår som er av interesse. Endringen som foreligger i stagkreftene etter nyttår har dermed ingenting å si for tilbakeregningen.



Figur 7.2: Målte stagkrefter i alle fire stegrader på det aktuelle beregningssnittet. Rådata er mottatt fra NGI

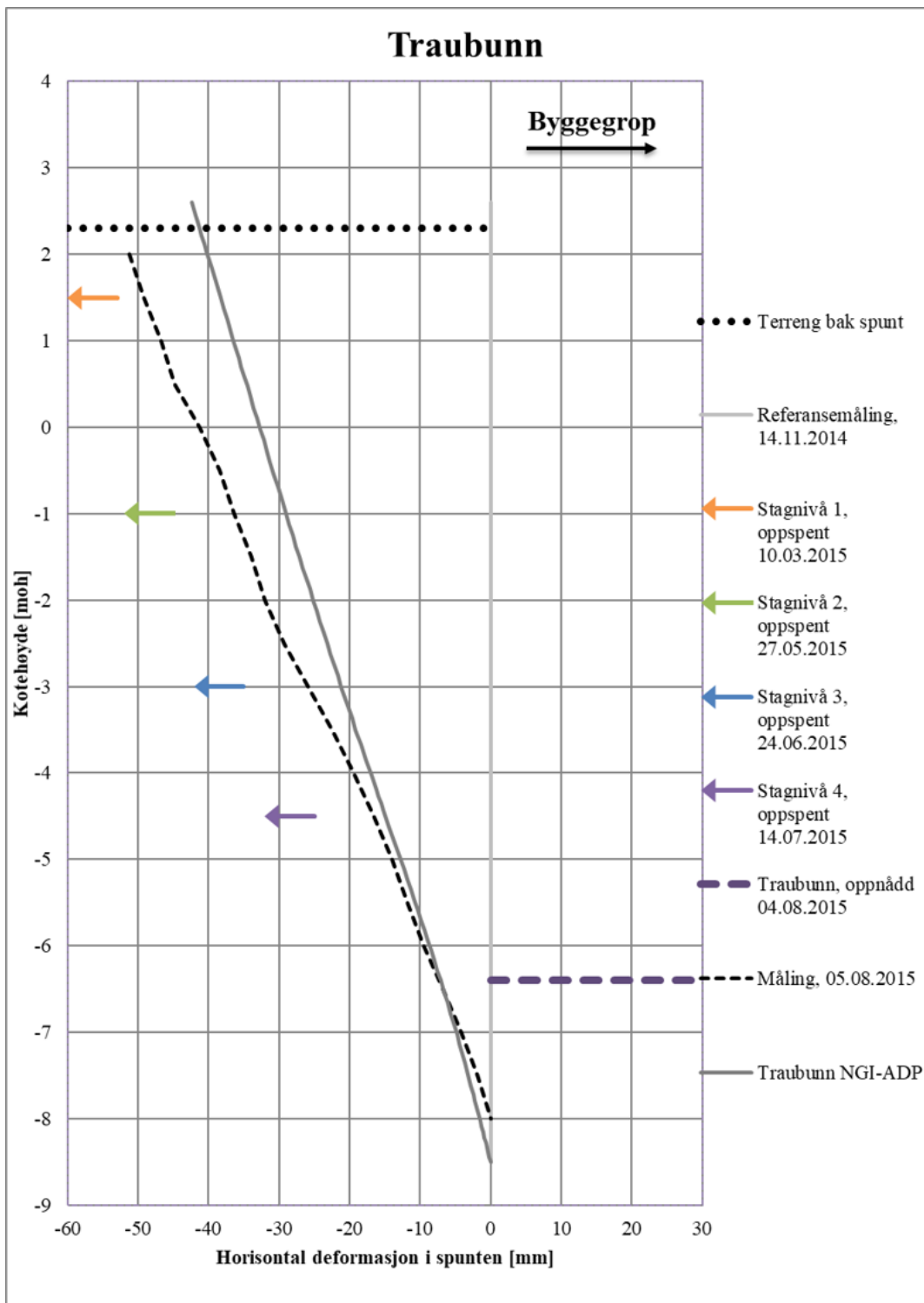
7.3 Tilbakeregning med NGI-ADP modellen

I den første tilbakeregningen som er gjort av spuntveggen er leira modellert med jordmodellen NGI-ADP. Leira er her antatt å ha udrenert oppførsel gjennom hele byggefasen. Resultatene fra tilbakeregningen i PLAXIS 2D er sammenlignet med målte data fra felt, slik de er beskrevet i Underkapittel 7.1 og 7.2. Resultatene er også kort kommentert. Samtlige figurer i dette underkapittelet finnes også i større format i Vedlegg F.1.

7.3.1 Horisontal deformasjon fra NGI-ADP modellen

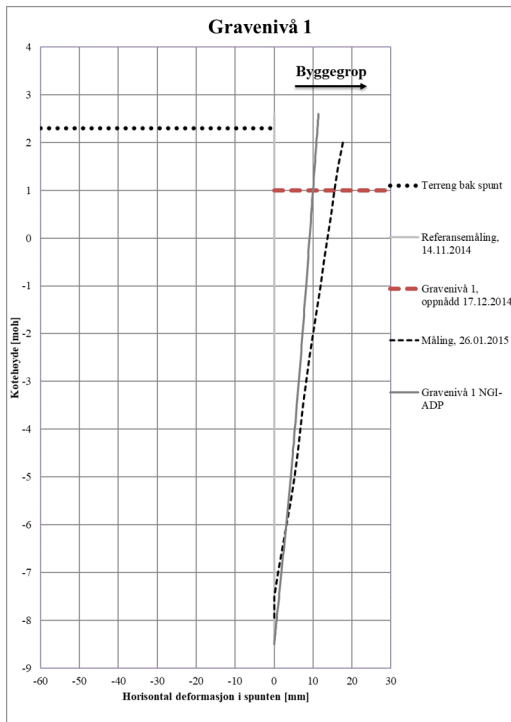
Figur 7.3 viser horisontal deformasjon av spunten i det aktuelle beregningssnittet for tidspunktet etter at traubunn er nådd. Her er målte forskyvninger markert i sort stiplet linje, mens tilbakeregningen gjort med NGI-ADP modellen er markert i grå heltrukken linje. Samtlige stagrader og endelig utgravingsnivå for traubunn er også markert. Disse markeringene har samme fargekode som i Figur 7.1. Fra figuren ser vi at tilbakeregningen avviker noe med de målte verdiene. NGI-ADP modellen gir en mindre horisontal forskyvning mot venstre, det vil si ut av byggegropa. Den største differansen finnes i toppen av spunten og er på 9 mm. Videre ser man av figuren at deformasjonsforløpet med dybden er omtrent likt for de to grafene. Det er altså først og fremst verdien og ikke formen på forskyvningen som ikke stemmer overens.

Figur 7.4 viser sammenligningen av den horisontale deformasjonen for øvrige byggetrinn, fra utgraving av første nivå, via installasjon av stagrader, og frem til utgraving av traubunn. Oppnådd utgravingsdybde og foreløpige installerte stag er markert for de ulike byggetrinnene. Fargekodingen er som beskrevet for Figur 7.3. De siste tre målingene som er tatt fra felt (markert i bruntoner i Figur 7.1) viser at deformasjonen øker noe, men stabiliserer seg med tid. I NGI-ADP modellen endrer ikke den horisontale deformasjonen seg noe etter at siste byggetrinn er nådd. Dette kommer av at beregningen er gjennomført med udrenerte betingelser, der det ikke er noen endringer i effektivspenninger med tiden etter siste utgraving. Det finnes derfor ingen sammenligning av horisontal deformasjon etter at traubunn er nådd, da aspektet med konsolidering ikke er hensyntatt ved denne beregningsmodellen. En lengre diskusjon rundt resultatene er gitt i Underkapittel 8.1.

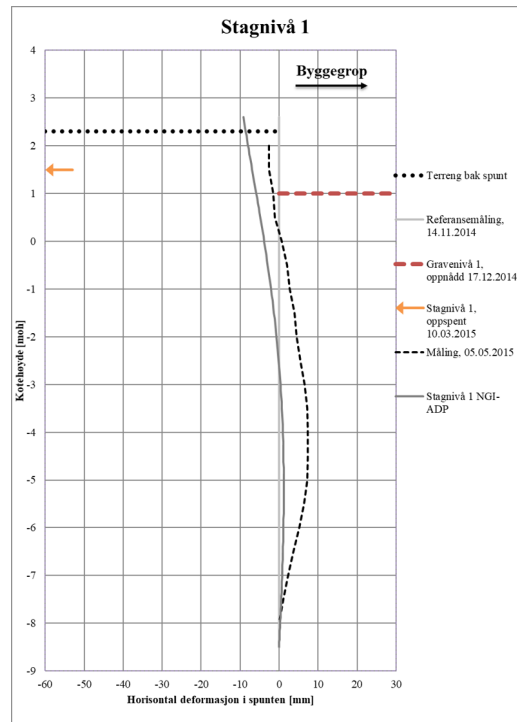


Figur 7.3: Målt og beregnet horisontal forskyvning av spuntveggen etter at traubunn er oppnådd. Rådata er mottatt fra NGI. Beregningene er gjort med NGI-ADP modellen

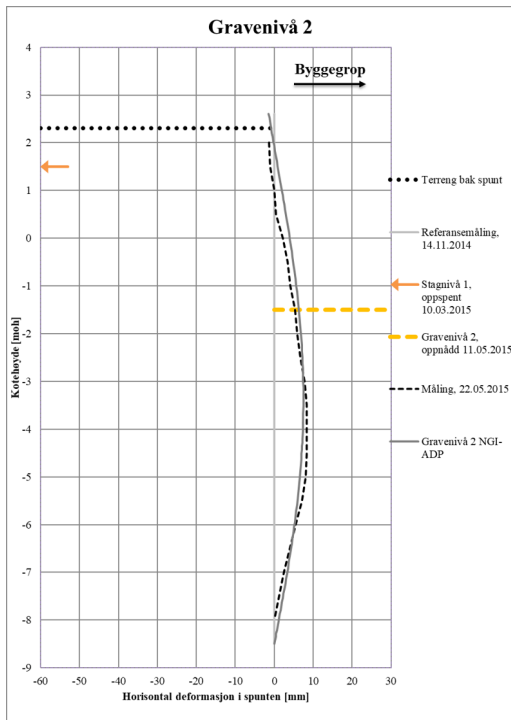
7.3. TILBAKEREGNING MED NGI-ADP MODELLEN



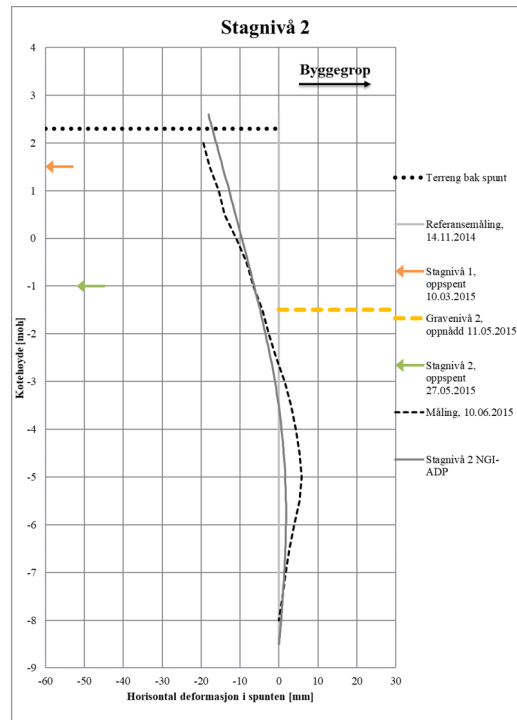
(a) Gravenivå 1



(b) Stagnivå 1

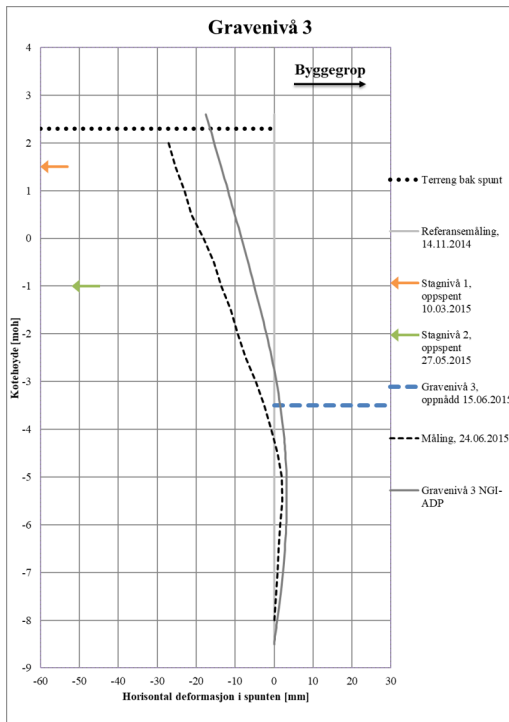


(c) Gravenivå 2

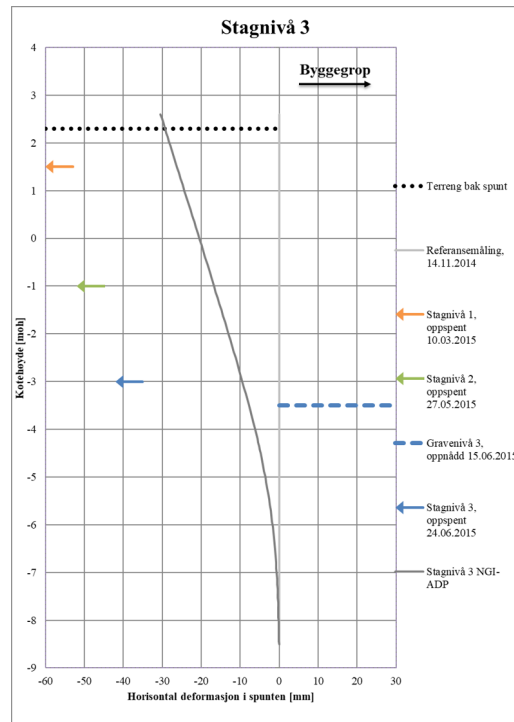


(d) Stagnivå 2

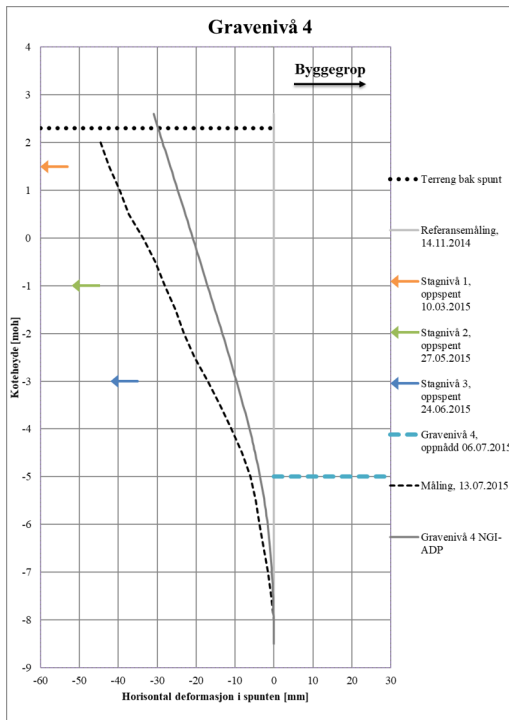
Figur 7.4: Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spuntene for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



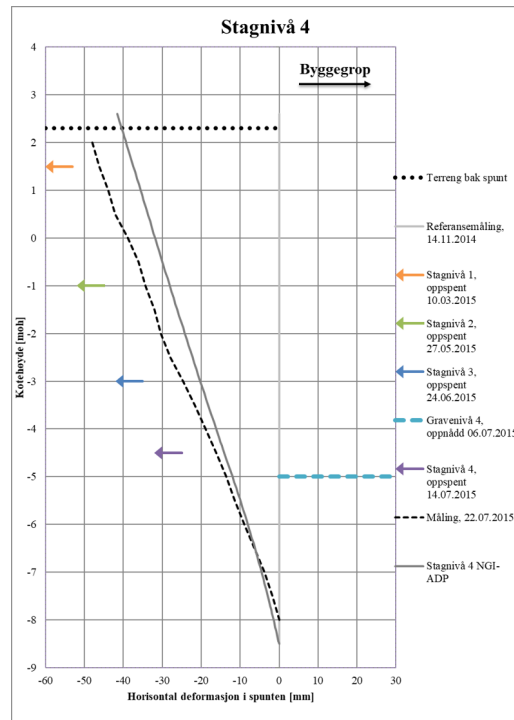
(e) Gravenivå 3



(f) Stagnivå 3



(g) Gravenivå 4



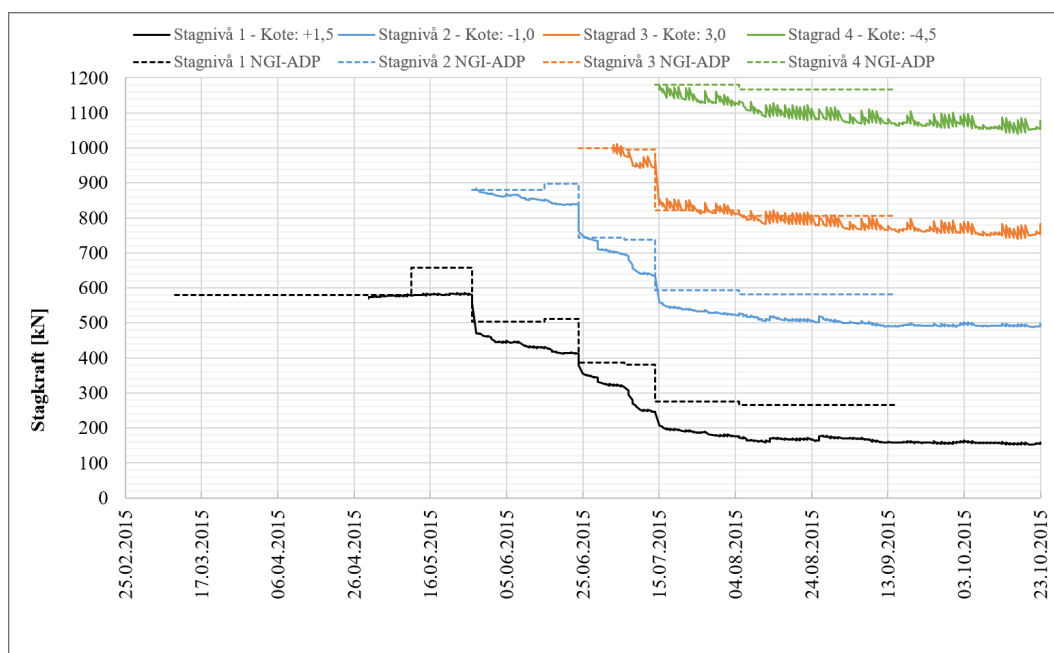
(h) Stagnivå 4

Figur 7.4 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet

7.3.2 Stagkrefter fra NGI-ADP modellen

Figur 7.5 viser en sammenligning av målte og beregnede stagkrefter i de ulike stagrader. Tilsvarende stagrader er markert i samme farge, men som stiplet linje for beregnede data og heltrukken linje for målte data. Stagkreftene er hentet ut fra PLAXIS Output ved å manuelt skrive ned kraften i hver stegrad for hvert byggetrinn. Som det fremkommer av figuren er de beregnede dataene konstante mellom hvert byggetrinn. Dette skyldes at det ikke er lagt inn noe tidsaspekt i modellen. Verdien som er hentet fra beregningen er altså kun gjeldene helt i starten av hvert byggetrinn. Videre er det lagt inn en konstant verdi frem til neste beregningsfase, i mangel på annen data. Eventuelt kunne man antatt en lineær sammenheng mellom fasene, men det er valgt å holde det konstant i denne oppgaven.

Figuren viser at målte og beregnede krefter er relativt samsvarende og de tydeligste trendene er til stede. Enkelte avvik kan likevel ses. Generelt gir NGI-ADP beregningen høyere stagkrefter for samtlige stagrader i samtlige byggetrinn. Videre viser beregningen at i det en ny stegrad spennes opp, så synker stagkreftene i allerede installerte stagrader. Dette stemmer overens med målingene fra felt. En lengre diskusjon rundt resultatene er gitt i Underkapittel 8.2.



Figur 7.5: Målte og beregnede stagkrefter i alle fire stagrader på det aktuelle beregningssnittet. Rådata er mottatt fra NGI. Beregnede krefter er funnet med NGI-ADP modellen

7.4 Tilbakeregning med eADP modellen

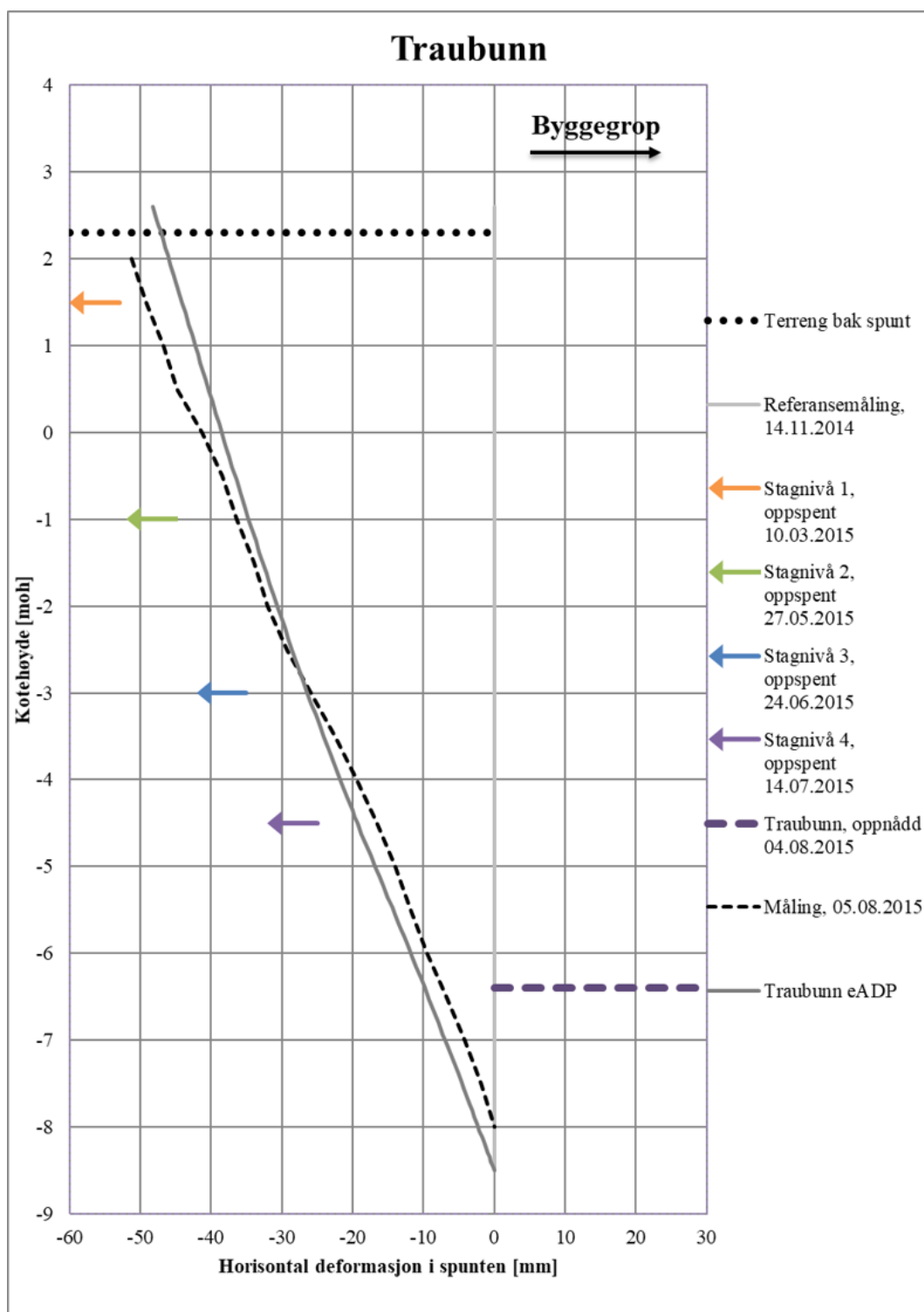
I den andre tilbakeregningen som er gjort av spuntveggen er leira modellert med jordmodellen eADP. Det vil si at leira er antatt å ha en delvis drenert oppførsel, i og med at konsolidering og strømming er tillatt. Resultatene fra tilbakeregningen i PLAXIS 2D er sammenlignet med målte data fra felt, slik de er beskrevet i Underkapittel 7.1 og 7.2. Resultatene er også kort

kommentert. Samtlige figurer i dette underkapittelet finnes også i større format i Vedlegg [F.2](#).

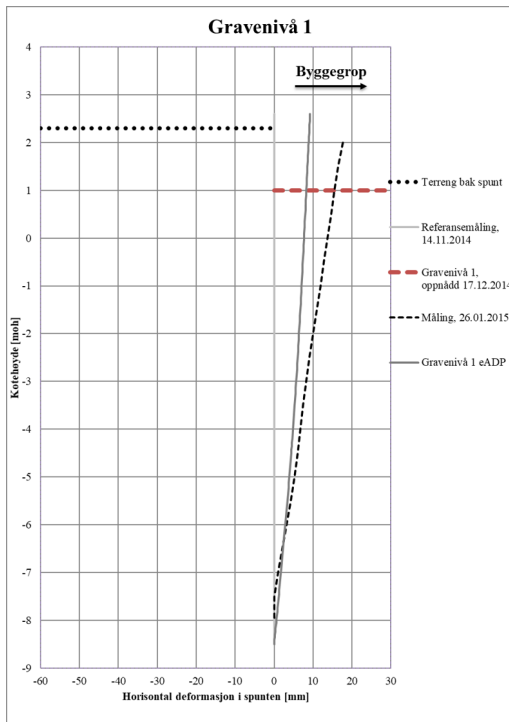
7.4.1 Horisontal deformasjon fra eADP modellen

Figur 7.6 viser horisontal deformasjon av spunten i det aktuelle beregningssnittet for tidspunktet etter at traubunn er nådd. Her er målte forskyvninger markert i sort stiplet linje, mens tilbakeregningen gjort med eADP modellen er markert i grå heltrukken linje. Samtlige stagrader og endelig utgravingsnivå er også markert. Disse markeringene har samme fargekode som i Figur 7.1. Fra figuren ser vi at tilbakeregningen avviker noe med de målte verdiene, men avviket er lite. Deformasjonsforløpet er omtrent likt for målingen og beregningen. Den største differansen finnes i toppen av spunten, og er på ca. 3 mm. Resultatet er nærmere virkeligheten enn det som er beregnet med NGI-ADP modellen, se Figur 7.3.

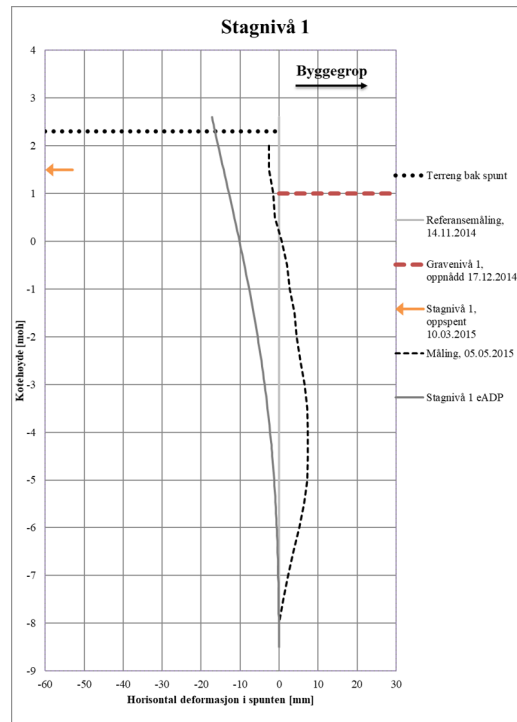
Figur 7.7 viser sammenligningen av den horisontale deformasjonen for øvrige byggetrinn, fra utgraving av første nivå, via installasjon av stagrader, og frem til utgraving av traubunn. I tillegg er sammenligningen av den horisontale deformasjonen ved tre ulike tidspunkter etter oppnådd traubunn også presentert. Oppnådd utgravingsdybde og foreløpige installerte stag er markert for de ulike byggetrinnene. Fargekodingen er som beskrevet for Figur 7.6. De siste tre målingene som er tatt fra felt viser at deformasjonen øker noe, men stabiliserer seg med tid. Fra resultatene med eADP modellen ser man den samme trenden, men forskyvningen er mindre her. Beregnet data er hentet ut fra PLAXIS Output slik at det har gått like lang tid i beregningsmodellen, som det er mellom de ulike målingene i felt (se beskrivelse av oppbygning av fasene i Underkapittel 6.3.4, samt hendelsesforløpet i Figur C.4. En lengre diskusjon rundt resultatene er gitt i Underkapittel 8.1.



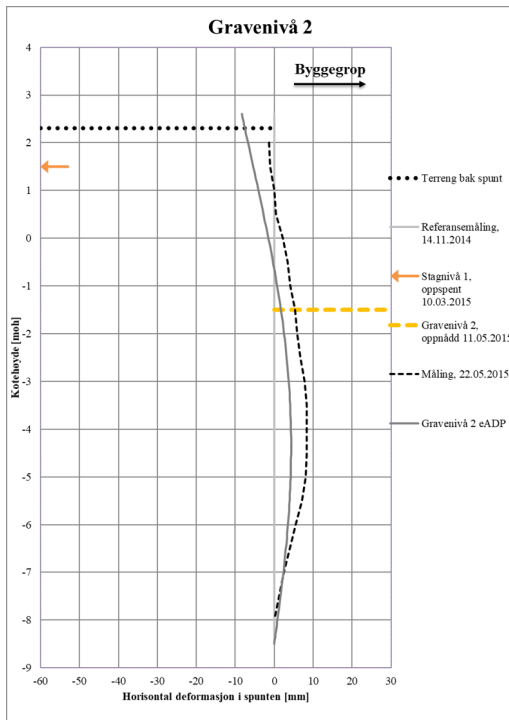
Figur 7.6: Målt og beregnet horisontal forskyvning av spuntveggen etter at traubunn er oppnådd. Rådata er mottatt fra NGI. Beregningene er gjort med eADP modellen



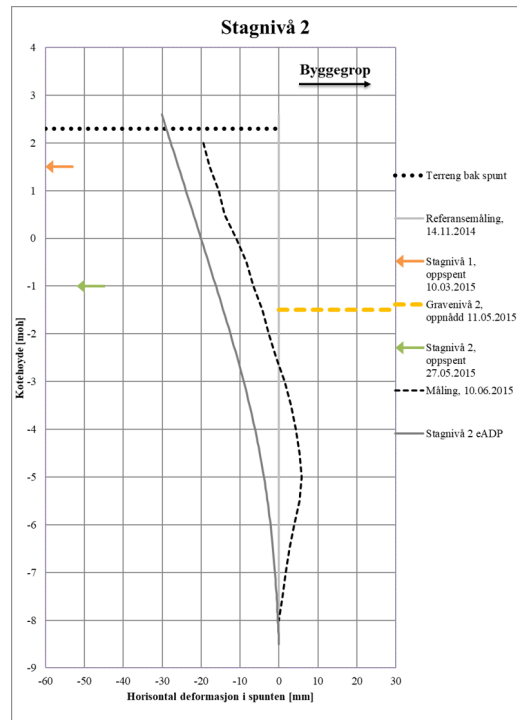
(a) Gravenivå 1



(b) Stagnivå 1



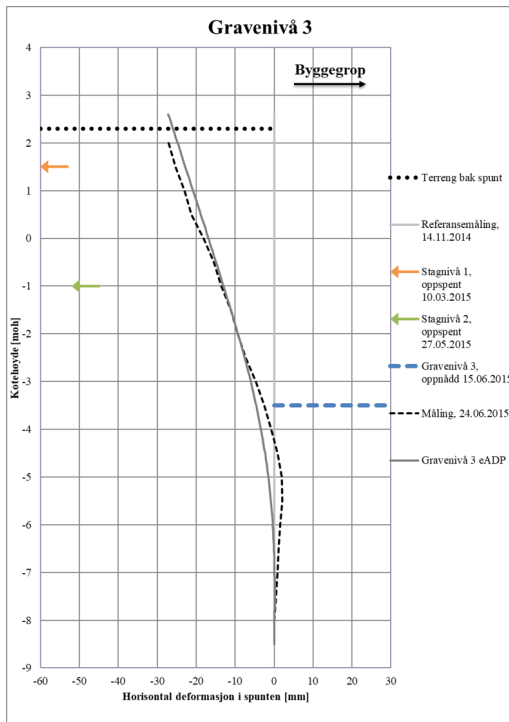
(c) Gravenivå 2



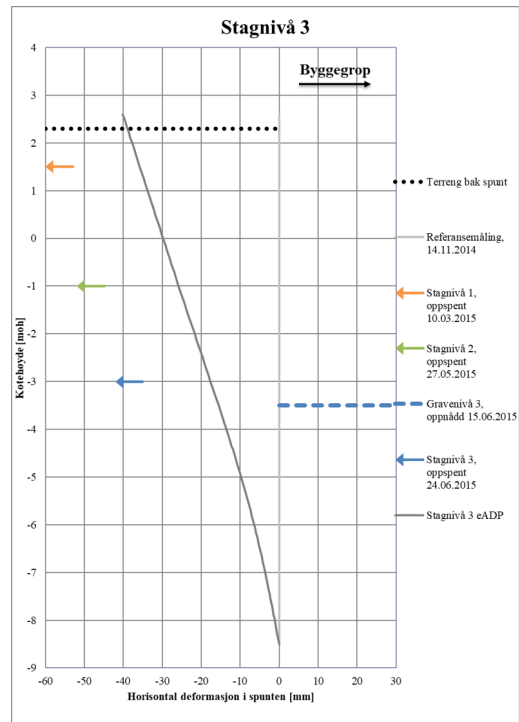
(d) Stagnivå 2

Figur 7.7: Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spuntene for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet

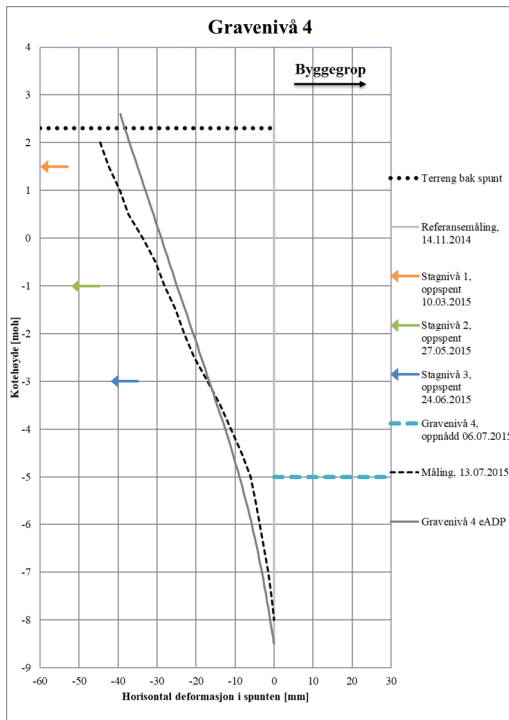
7.4. TILBAKEREGNING MED EADP MODELLEN



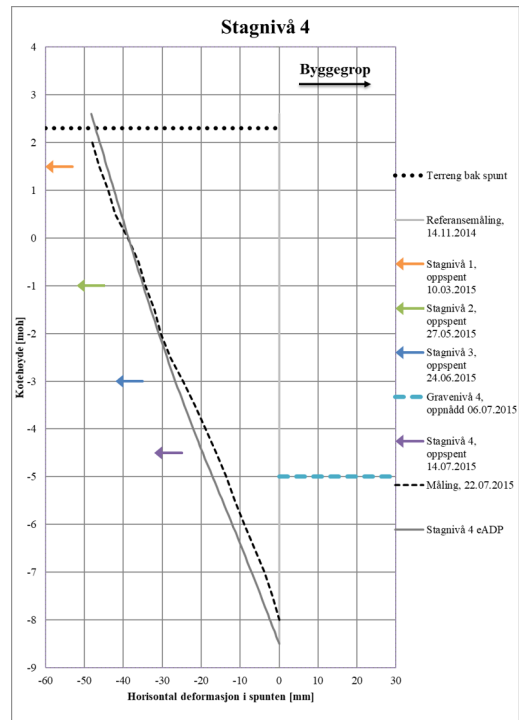
(e) Gravenivå 3



(f) Stagnivå 3

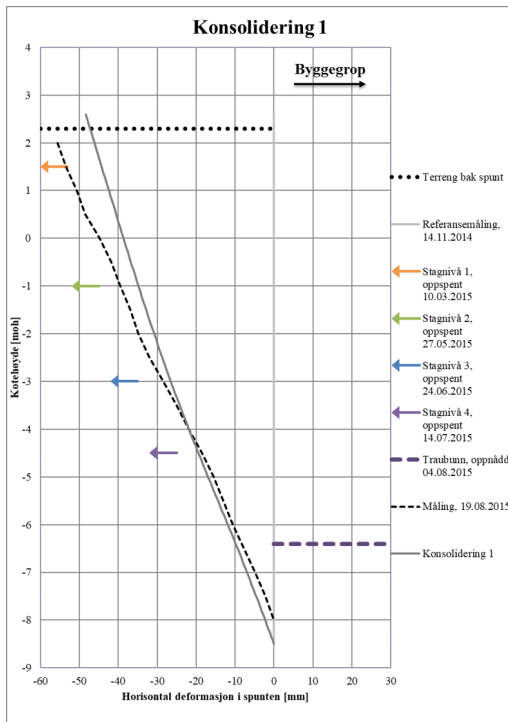


(g) Gravenivå 4

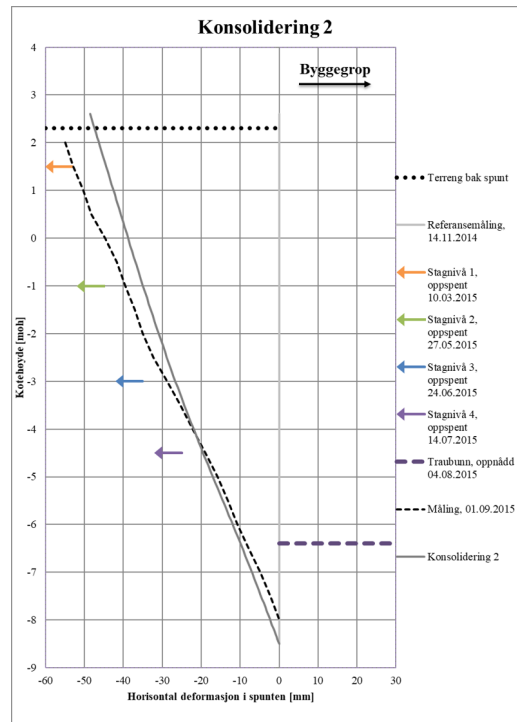


(h) Stagnivå 4

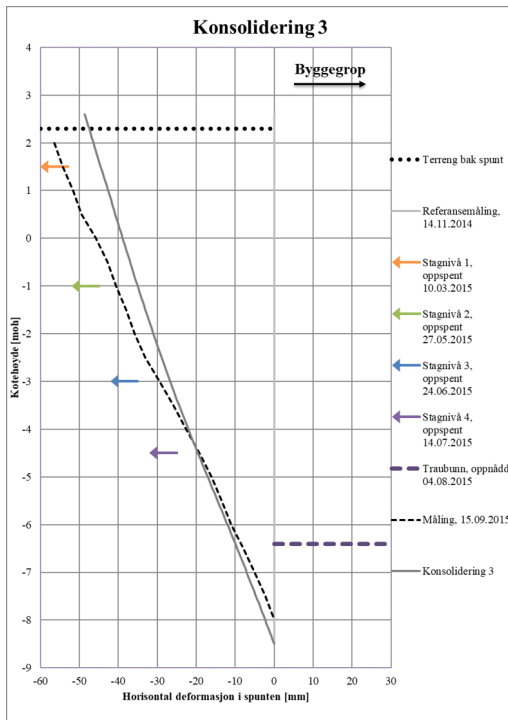
Figur 7.7 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spuntene for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



(i) Konsolidering 1 etter ferdig utgraving



(j) Konsolidering 2 etter ferdig utgraving



(k) Konsolidering 3 etter ferdig utgraving

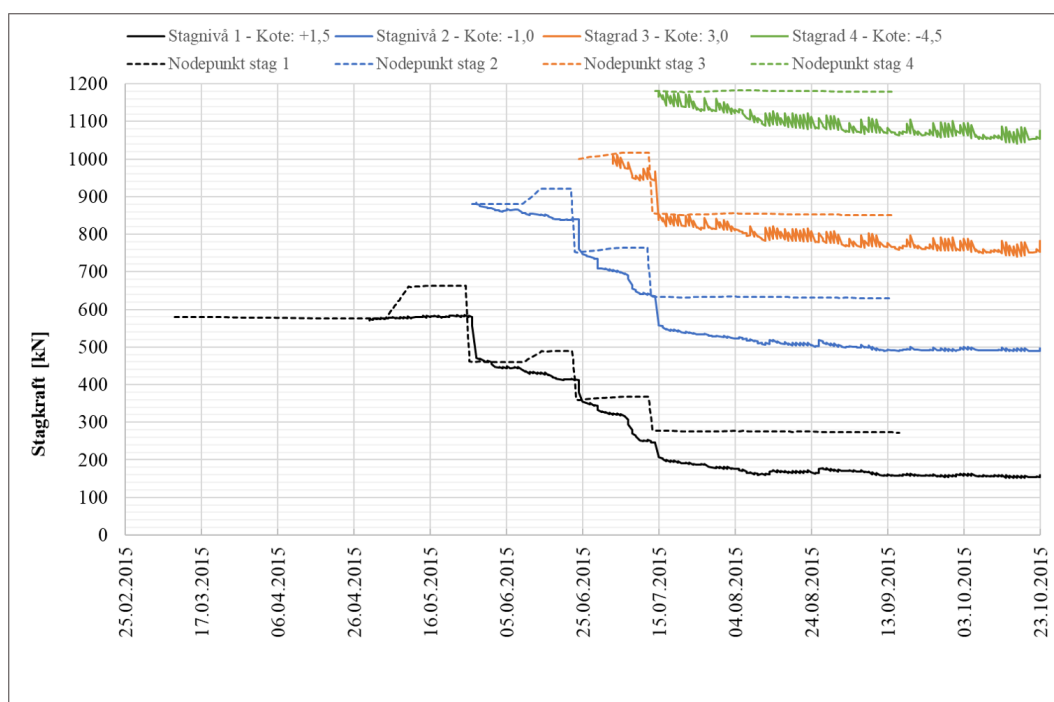
Figur 7.7 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spuntten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet

7.4.2 Stagkrefter fra eADP modellen

Figur 7.8 viser en sammenligning av målte og beregnede stagkrefter i de ulike stagrader. Tilsvarende stagrader er markert i samme farge, men som stiptet linje for beregnede data og heltrukken linje for målte data. Beregnede stagkrefter er hentet ut fra PLAXIS ved å benytte sammenhengen mellom kraft og deformasjon. Dette kan gjøres fordi stagen er modellert elastisk. Hookes lov for lineært elastiske materialer er gitt av Formel 7.1. Endringen i stagkraften, ΔF , er lineært proporsjonal med endringen i lengden av staget, Δl . EA er aksialstivheten til staget.

$$\Delta F = \frac{\Delta l}{l} \cdot EA \quad (7.1)$$

Stagene er som beskrevet i Underkapittel 6.3.3 modellert som *fixed-end anchors*. I punktet der disse treffer spunten er det valgt et *node-punkt* i forkant av beregningen. På denne måten kan deformasjonen av punktet der de ulike stagen er festet hentes ut som en funksjon av tiden. Videre finnes deformasjonen av staget ved å legge sammen horisontal og vertikal forskyvning av punktet som $\Delta u_{45^\circ} = u_x \cdot \cos(45^\circ) + u_y \cdot \sin(45^\circ)$. Dette må gjøres fordi staget er spent opp med 45° vinkel mot spuntveggen. Dermed kan kraften, for eksempel for det øverste staget, regnes ut som $F = 580kN + u_{45^\circ}/21m \cdot EA$. Dette gir resultatet som er vist i Figur 7.8.



Figur 7.8: Målte og beregnede stagkrefter i alle fire stagrader på det aktuelle beregningsnittet. Rådata er mottatt fra NGI. Beregnede krefter er funnet med eADP modellen.

Generelt viser resultatet en god sammenheng med de målte verdiene fra felt, der stagkraften i allerede installerte stagrader synker når nye stagkrader spennes opp, og at kraften øker når gropa graves ut. Ellers ser man også at de beregnede stagkreftene er noe høyere enn det

målte, for samtlige stagrader. En lengre diskusjon rundt resultatene er gitt i Underkapittel 8.2.

7.5 Samlede resultater

Tabell 7.1 viser maksimal horisontal forskyvning i toppen av spunten i samtlige byggetrinn. Negativt fortegn indikerer at forskyvningen er mot venstre, det vil si ut av byggegroppen, se Figur 5.7. Merk at maksimal forskyvning ikke nødvendigvis har oppstått i toppen av spunten i alle byggefaser. Figur 7.7b viser for eksempel at maksimal forskyvning for målingen oppstår rundt kote -4, mens utbøyningen i toppen er kun rundt 2 mm. For beregningen er maksimal forskyvning i toppen. Det er likevel valgt å sammenligne forskyvningen i toppen for å ha et felles referansepunkt for de ulike beregningsmodellene og målingene. Merk også at NGI-ADP modellen ikke har noen registrert forskyvning for de siste tre byggetrinnene, da den siste fasen i denne beregningsmodellen er fasen der traubunn er oppnådd. I tillegg finnes det ingen måling fra felt for stagnivå 3.

Tabell 7.1: Maksimal horisontal forskyvning av spunten ved ulike utgravingstrinn

	Maksimal horisontal forskyvning [mm]		
<i>Byggetrinn</i>	Inklinometer	NGI-ADP	eADP
<i>Gravenivå 1</i>	17,9	11,4	9,2
<i>Stagnivå 1</i>	-2,6	-9,2	-17,2
<i>Gravenivå 2</i>	-1,3	-1,4	-8,3
<i>Stagnivå 2</i>	-19,4	-18,1	-30,1
<i>Gravenivå 3</i>	-27,1	-17,5	-27,2
<i>Stagnivå 3</i>	-	-30,4	-40,1
<i>Gravenivå 4</i>	-44,6	-30,9	-39,5
<i>Stagnivå 4</i>	-47,9	-41,5	-48,3
<i>Traubunn</i>	-51,2	-42,4	-48,2
<i>Konsolidere 1</i>	-55,5	-	-48,3
<i>Konsolidere 2</i>	-54,9	-	-48,5
<i>Konsolidere 3</i>	-56,4	-	-48,6

Kapittel 8

Diskusjon av resultater

Følgende kapittel inneholder en mer omfattende diskusjon av resultatene som er presentert i Kapittel 7. Det er først og fremst likheter og ulikheter i horisontal forskyvning av spuntene, samt stagkrefter som er diskutert. For å underbygge resultatene er det også sett på hvordan poretrykksoppbygningen er modellert for eADP modellen. Disse resultatene er lagt i Vedlegg G, og brukes kun for å forklare hovedresultatene som er presentert i forrige kapittel. I tillegg til at resultatene diskuteres er det også vurdert hvorvidt det i dette tilfellet var korrekt å gjøre beregningen udrenert eller delvis drenert. Til slutt er en diskusjon rundt den nye eADP modellens brukervennlighet presentert.

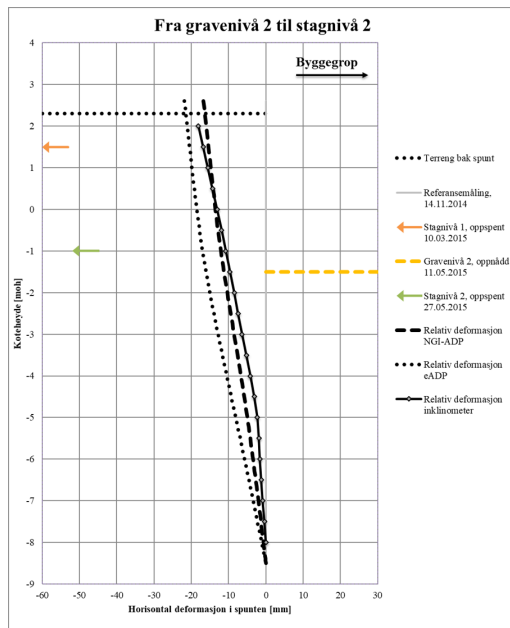
8.1 Horisontal forskyvning

Den målte horisontale forskyvningen fra felt er tilbakeregnet med elementmetodeberegninger der leira er modellert med enten NGI-ADP modellen eller eADP modellen. Resultatene fra samtlige byggetrinn er vist i Kapittel 7. Generelt viser resultatene relativt god overensstemmelse med virkeligheten. Dette gjelder både for NGI-ADP modellen og eADP modellen. I tillegg viser begge modellene også lignende deformasjonsmønstre med dybden, som det målingene fra felt gjør. Det finnes noe avvik i forskyvningen, men dette avviket er lite. Det største avviket mellom målt og beregnet forskyvning finnes i toppen av spuntene. For NGI-ADP modellen varierer avviket mellom ca. 0.1-14 mm. For eADP modellen varierer avviket mellom ca. 0.1-15 mm. Merk at avviket ikke nødvendigvis er minst i starten og størst på slutten av utgravingen. Videre er det tydelig fra Figur 7.4 og Figur 7.7 at det er NGI-ADP modellen som modellerer den virkelige forskyvningen best i starten, mens eADP modellen er nærmest virkeligheten mot slutten av utgravingen. Fram til gravenivå 3 ligger beregningene fra NGI-ADP modellen omtrent oppå målingene fra felt, mens eADP modellens beregninger avviker med ca. 7-15 mm i toppen. For videre utgraving er det beregningene fra eADP målingene som så og si følger målingene, mens NGI-ADP modellen begynner å avvike med ca. 7-14 mm i toppen.

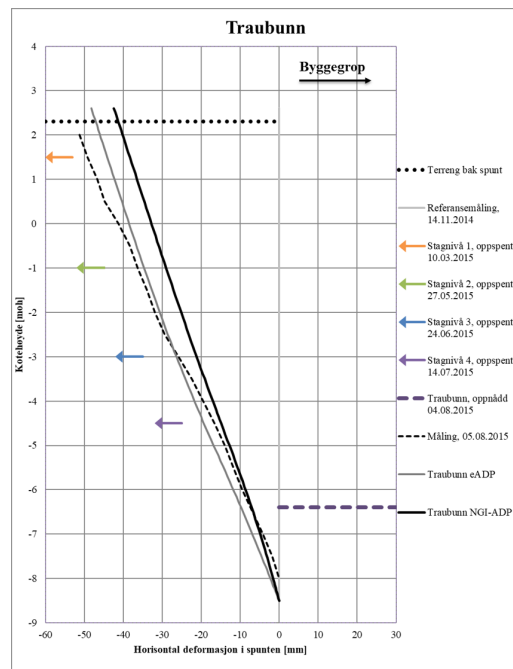
Dette kan begrunnes med den grunnleggende forskjellen i jordmodellene. NGI-ADP modellen kjører en udrenert beregning som antar null poretrykksdissipering underveis i utgravingen. I starten av utgravingen er ikke potensialet så forskjellig fra terreng til oppnådd utgraving,

slik at strømmingen er minimal. I tillegg har gropa stått åpen i såpass kort tid at det fortsatt er naturlig å anta udrenerte forhold i leira. Videre brukes det en del tid på å gjennomføre hele utgravingen, noe som åpner for at leira går mot drenerte forhold. I tillegg blir differansen i potensialet større og større jo mer som graves ut. Totalt fører dette til at poretrykket både vil og kan konsolidere. Dermed vil eADP modellen, som tar hensyn til konsolidering og strømming, modellere litt større forskyvninger av spunten grunnet endrede effektivspenninger etterhvert som gropa graves ut.

Dette kan ses fra Figur 8.1. Her er den relative deformasjonen fra gravenivå 2 til stagnivå 2 beregnet. Den prikkete linjen markerer den relative deformasjonen som er beregnet med eADP modellen. Denne ligger lenger mot venstre enn det den stiplede linjen fra NGI-ADP modellen gjør. Dette gjentar seg for samtlige byggetrinn, noe som totalt gir en større forskyvning av spunten helt til slutt. Dermed er det eADP modellen som modellerer den endelige deformasjonen av spunten mest likt virkeligheten. Figur 8.2 viser spuntens horisontale forskyvning for begge beregningsmodellene etter at traubunn er nådd, samt målingen fra felt. Her kommer det frem at eADP modellen til slutt har ca. 6 mm større forskyvning mot venstre enn det NGI-ADP beregningen gir. Videre viser målingen fra felt en enda større forskyvning på ytteligere 5 mm. Altså modellerer ikke eADP modellen forskyvningen helt perfekt heller, selv om den er noe nærmere virkeligheten. Basert på den totale forskyvningen på 51 mm er avviket på 21,6% og 9,8% for henholdsvis NGI-ADP og eADP modellen. Et avvik på mindre enn 10% anses som akseptabelt. De to figurene under er vist i større format i Vedlegg G.



Figur 8.1: Relativ deformasjon av spunten fra gravenivå 2 til stagnivå 2



Figur 8.2: Målt og beregnet horisontal forskyvning av spunten etter at hele byggegroppa er gravd ut

8.1.1 Feilkilder og usikkerheter

Som det er beskrevet over er det generelt lite avvik mellom målte og beregnede forskyvninger. Likevel ser man noen avvik, og disse kan skyldes ulike feilkilder og usikkerheter både fra målinger, men også fra modelleringen. I det følgende gis en kort gjennomgang av mulige usikkerheter som kan forklare avviket.

Usikker modellering av stivheten

Generelt vil en leire med lavere stivhet vise en mykere oppførsel og gi større deformasjoner. I Underkapittel 6.2.4 er det beskrevet hvordan inputparameterne for stivheten er bestemt. I mangel på ødometerforsøk er setningsparameterne i all hovedsak basert på litteratur. Dermed ligger det en liten usikkerhet her, som kan forklare noe av grunnen til avviket mellom målte og beregnede deformasjoner. I tillegg kan forskjellen i horisontal forskyvning mellom de to beregningsmodellene skyldes at leira ikke er modellert med helt lik stivhet for de to jordmodellene. Det er som forklart i Underkapittel 6.2.4 forsøkt å tilpasse stivheten slik at de ulike inputparameterne gir tilnærmet den samme stivheten. Analysen viser god overensstemmelse, men de små avvikene kan likevel være noe av grunnen til at eADP modellen generelt beregner større deformasjoner enn det NGI-ADP modellen gjør. Det kan rett og slett hende at eADP leira er modellert noe mykere. I motsatt tilfelle kan det også hende at eADP modellen er modellert noe stivere, og at forskjellen i forskyvning mellom de to beregningsmodellene skulle vært enda større. I mangel på laboratorieforsøk som kan underbygge de valgte parameterne, er det likevel valgt å tro på at tilpasningen som er gjort av stivheten skal være god nok til at avviket i all hovedsak ikke kommer av feil i input, men må skyldes andre feilkilder.

Feil ved innmålingen av forskyvning

Det er knytt usikkerhet til innmålingen av horisontal deformasjon, særlig for de to første målingene (24.01.15 og 05.05.15). Korrigeringen som er gjort ved å forskyve hele målingen mot høyre, er kanskje noe grov. Korrigeringen ble gjort på følgende måte; dersom målingen var 3 mm unna null forskyvning i foten av spunten, er det valgt å forskyve hele målingen 3 mm mot høyre, se Underkapittel 5.4.1. Det er dermed antatt at hele innmålingen var feil, mens det reelt sett kan ha vært gode målinger langs de øvre delene av spunten. Det blir dermed en stor målt forskyvning i toppen av spunten den 24.01.15 og 05.05.15. Denne forskyvningen er hverken NGI-ADP eller eADP modellen er i nærheten av å modellere. Det stilles derfor tvil ved om reell forskyvning i toppen er så stor som de korrigerede målingene tilsier. I mangel av bedre tilnærming for korrigeringen er det likevel valgt å holde på overnevnte fremgangsmåte. Det bør dermed bemerkes at resultatene og avvikene fra “Gravenivå 1” og “Stagnivå 1” kanskje ikke er så dårlige som først antatt (se Figur 7.4a, 7.4b, 7.7a og 7.7b).

I tillegg bør det kommenteres at innmålingene av den horisontale deformasjonen generelt bringer med seg usikkerhet. Det er blant annet antatt at sensorene som er ført ned i helningskanalen på inklinometerne ikke har vridd seg. Basert på denne antagelsen vil A-målingene representere forskyvningen av spunten. Ved en eventuell rotasjon av sensorene vil dette gi misvisende resultater. Da det ikke er mulig å kontrollere hvorvidt dette har skjedd er det

valgt å holde på antagelsen om at A-målingen alene representerer forskyvningen av spunten. I tillegg ville ikke bidraget fra en liten rotasjon påvirket den målte deformasjonen nevneverdig, med mindre rotasjonen er over 90° . Dette anses som lite sannsynlig.

Som nevnt i Underkapittel 5.4.1 er heller ikke inklinometerkanalen installert helt ned til foten av spunten for det aktuelle beregningssnittet. Dermed finnes det ingen målinger for de nederste 0,5 meterne av spunten. Generelt kan dette også føre til at innmålingen av den nederste delen av spunten er unøyaktig.

Påvirkning av hjørneeffekter

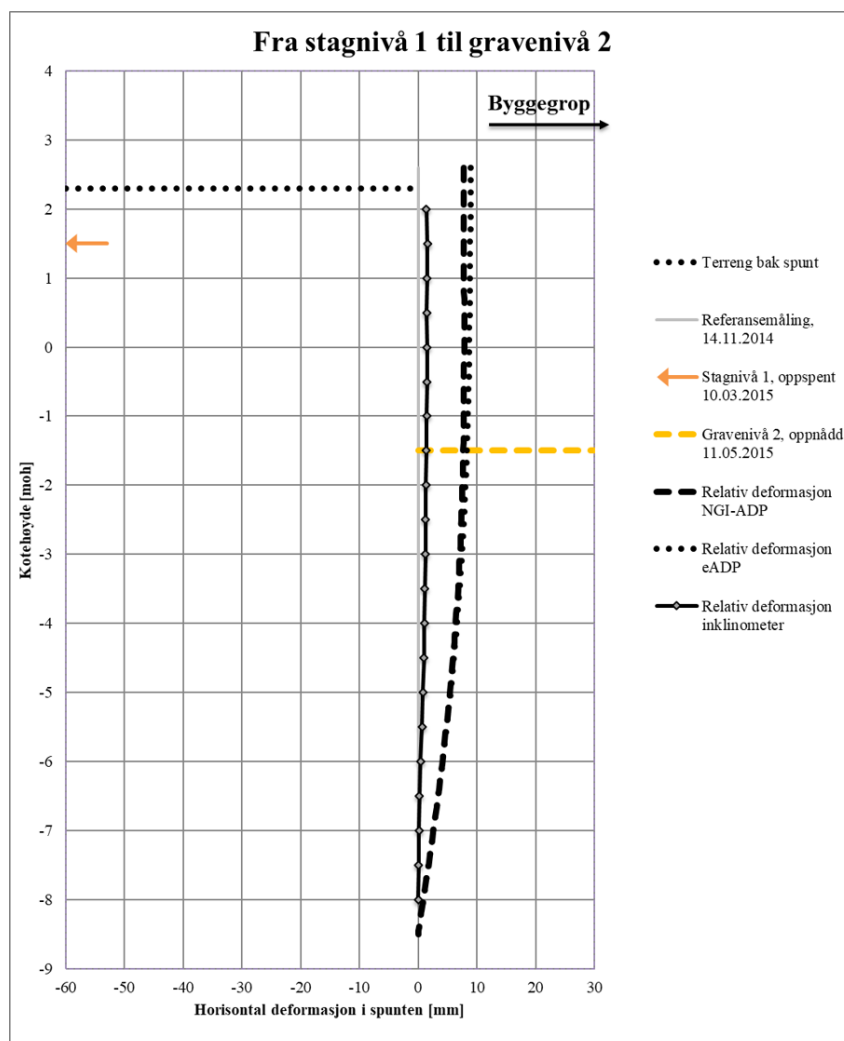
Det er nevnt ved valg av beregningssnitt at det valgte snittet ligger nærme et avstivet hjørne. Dette er kommentert som en ulempe med beregningssnittet. Hjørner er ikke en ulempe i seg selv, men ved tilbakeregning av deformasjon kan det oppstå avvik. Dette skyldes at et spuntsnitt nærme et hjørne gjerne er mer avstivet enn en ren plan tøyningssituasjon, og dermed vil få mindre deformasjoner. Det er likevel valgt å bruke snittet i analysen, da det ellers var best egnet. Mykleset (2018) har i sin masteroppgave forsket på påvirkning av hjørneeffekter i utgravinger. Han konkluderer med at forskjellene ved beregning med 2D og 3D er såpass store at det bør tas hensyn til ved dimensjonering av spuntkonstruksjoner. Generelt vil man overdimensjonere spuntene ved bruk av en 2D beregning. Det vil si at det samme spuntsnittet ville fått mindre deformasjoner i en 3D beregning. I denne oppgaven er det tatt en avgjørelse på at en 2D beregning er tilstrekkelig, da det valgte beregningssnittet er vurdert til å ligge langt nok unna hjørnet. I tillegg ser ikke de eventuelle hjørneeffektene ut til å ha betydning, da de målte forskyvningene er større enn de beregningene.

8.2 Stagkrefter

De målte stagkreftene fra felt er kontrollert opp mot elementmetodeberegninger der leira er modellert med enten NGI-ADP modellen eller eADP modellen. Resultatene er presentert i Figur 7.5 og 7.8. Fra disse figurene ser man at stagkreftene er relativt godt tilbakeregnet med begge modellene, men etterhvert som utgravningen forløper blir sammenligningen dårligere. Målingene fra felt viser at stagkreftene gradvis slakkes opp. Dette skyldes som nevnt blant annet krypeffekter, og kommer ikke frem i beregningene. Dermed oppstår det gradvis et avvik som blir større og større jo lenger ut i byggeperioden man kommer. Ellers viser både målingene og beregningene at i det en ny stagrad oppspennes, så minker kraften i allerede oppspente stagrader kraftig.

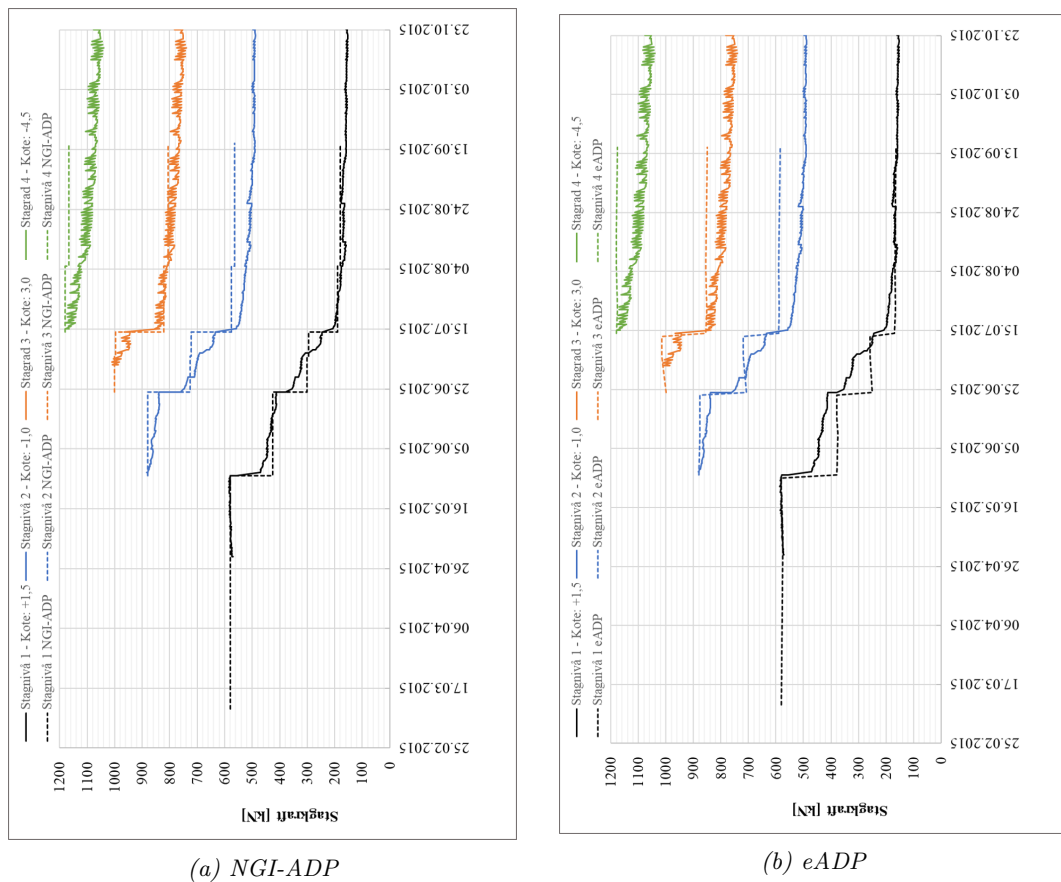
Den største forskjellen mellom målingene og beregningene finnes i det gravenivå 2 og 3 er oppnådd, henholdsvis 11.05.15 og 15.06.15. På disse datoene viser beregningene at stagkreftene øker kraftig, som følge av en positiv forskyvning av spunten. Forskyvningen gir et større strekk i staget, slik at kreftene øker. Fra målingene fra felt, derimot, ser det ut til at stagen ikke reagerer på at det graves ut da kraften er så og si konstant. Dette indikerer at spunten omtrent står stille og ikke får noen forskyvning som følge av utgravningen. Figur 8.3 viser den relative forskyvningen av spuntene fra fasen der stagenivå 1 er oppspent og til fasen der gravenivå 2 er oppnådd. Her ser man at spuntene i virkeligheten bare beveger seg mellom 0-1,5 mm som følge av utgravningen. Beregningene som er gjort i PLAXIS, viser derimot en

relativ forskyvning på opp mot 8 mm. Dette forklarer den store forskjellen i stagkreftene ved de nevnte tidsrommene.



Figur 8.3: Relativ forskyvning av spunten fra stagnivå 1 til gravenivå 2

Forskjellen i forskyvning av spunten, og dermed stagkreftene, gjør at feilen forplanter seg videre gjennom utgravingen. Dersom avviket i horisontal deformasjon neglisjeres kan plottene for de beregnede stagkreftene flyttes ned tilsvarende mengde som hoppet tilsvarer. For NGI-ADP modellen er hoppet i stagkraft for stagnivå 1 ved andre utgraving på 77 kN. Ved tredje utgraving er det på 9 kN. Samtlige resultater er dermed redusert tilsvarende. For stagnivå 2 er hoppet på 17 kN ved tredje utgraving. Resultatene er dermed redusert tilsvarende. Dette gir den nye grafen i Figur 8.4a. For eADP modellen er hoppet i stagkraft for stagnivå 1 ved andre utgraving på 80 kN. Ved tredje utgraving er det på 27 kN. Samtlige resultater er dermed redusert tilsvarende. For stagnivå 2 er hoppet på 42 kN ved tredje utgraving. Resultatene er dermed redusert tilsvarende. Det modifiserte resultatet er vist i Figur 8.4b. Som Figur 8.4 viser er beregnede og målte stagkrefter nå omtrent helt like. Det er altså det store avviket i horisontal deformasjon ved utgraving som først og fremst gir det store avviket i stagkreftene. Ellers viser figuren nå at sammenligningen er god.



Figur 8.4: Modifisert stagkraft etter at det store hoppet ved utgraving til gravenivå 2 og 3 er neglisjert

8.2.1 Feilkilder i modellering av stag

Avvikene mellom beregnede og målte stagkrefter ser som nevnt over ut til først og fremst å skyldes at forskyvningen av spunten er svært ulik i starten av utgravingen. Andre feilkilder kan være hvordan stagene er modellert. Staglengden er mottatt fra borlogger og skal i utgangspunktet være riktig. Videre vet vi fra mottatte tegninger av bergkotecart (se Figur D.3) at berggrunnen har store variasjoner i området. Dermed kan den modellerte lengden av stagene avvike fra de faktiske lengdene. I tillegg er det valgt å anta at stagene har en elastisk lengde en ekstra meter inn i berggrunnen. Denne antagelsen kan også påvirke resultatene. Videre tar ikke PLAXIS modellen hensyn til at kreftene i stagene kan omfordes via puter som er installert langs med spunten. Den varierende berggrunnen kan gjøre at nabostag til det modellerte beregningssnittet enten er kortere eller lengre. Dette kan føre til en avlastning eller oppstramning av stagene i det aktuelle snittet. Til slutt er det viktig å påpeke at eventuelle avvik ved installasjon av stagene ikke tas hensyn til i den ideelle modellen i PLAXIS. Dette kan for eksempel være slakket i forankringen i berget eller i forankringshodet.

8.2.2 Sammenhengen mellom stagkrefter og deformasjon

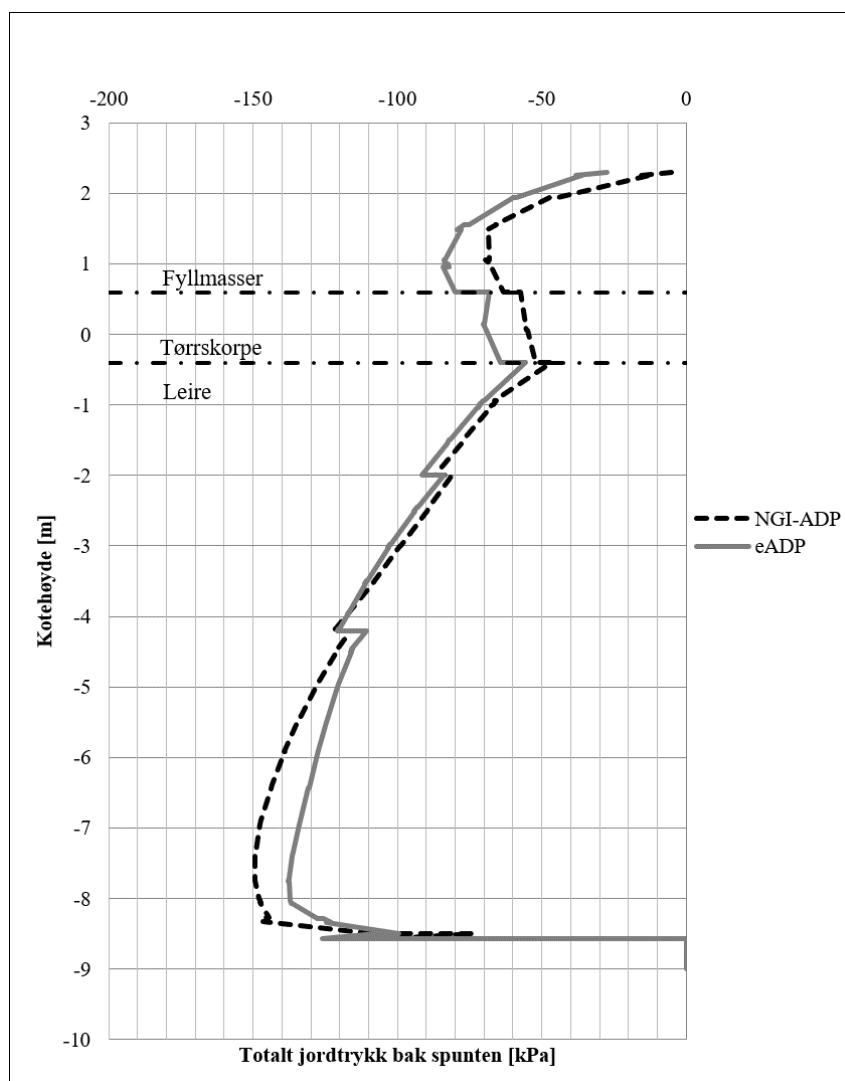
Basert på at spunten og stagene er modellert elastisk gir Hookes lov for lineært elastiske materialer en direkte sammenheng mellom forskyvning og krefter, se Formel 7.1. Formelen viser at en større *positiv* forskyvning gir en større kraft. Generelt viser deformasjonsplottene at målingene fra felt har en større *negativ* forskyvning enn det beregningene gir. Det vil si at stagene i beregningene må ha større kraft, enn det stagene har i virkeligheten. Dette stemmer med funnene i Figur 7.5 og 7.8. Større strekk fører altså til økte stagkrefter, og en mindre negativ forskyvning gir større strekk. Resultatene for horisontal forskyvning og stagkreftene henger altså sammen. Dermed skulle man tro at den modellen som beregner forskyvning best også burde beregne kreftene best. Det ser derimot ut til at det er NGI-ADP modellen som gir den beste tilpasningen av stagkreftene, i forhold til virkeligheten. Dette er det motsatte av hva som er forventet, basert på at det er eADP modellen som tilpasset forskyvningen av spunten best.

Ved første øyekast ser det ut til at NGI-ADP modellen gir både mindre deformasjon og lavere krefter, enn det eADP modellen gir. For eksempel er kraften i Stagrad 2 ca. 580 kN for NGI-ADP modellen, etter at traubunn er nådd. eADP modellen gir en kraft på 630 kN. På samme tidspunkt er deformasjonen i toppen av spunten -42,4 mm og -48,6 mm for henholdsvis NGI-ADP og eADP modellen. Dette stemmer ikke med teorien som er beskrevet over. Det som er viktig å bemerke seg her er at det ikke er absoluttverdien av stagkraften i siste fase som følger teorien, men forskjellen i stagkraften mellom hvert steg. Siden $-\Delta u$ er større for eADP modellen er ΔF mindre. Til slutt fører de alltid litt mindre inkrementelle økningene i stagkraften til en høyere absoluttkraft i staget. Dette er noe misvisende.

8.3 Poretrykksoppbygning og jordtrykk

Som det fremkommer av overnevnte diskusjon er det eADP modellen som totalt sett modellerer den virkelige situasjonen best. Dette skyldes blant annet at beregningen gir større deformasjoner grunnet muligheten til konsolidering. Det vil si at for hver dag byggepropa står åpen forskyver spunten seg litt, selv om det hverken spennes opp et nytt stag eller at det graves ut ytteligere. Det konsolideres kontinuerlig mot den nye steady state tilstanden som oppstår ved hver ny utgraving. Dermed oppstår heller ikke det kraftige suget på innsiden av byggepropen, slik man ser fra NGI-ADP modellen (se Figur G.3).

På baksiden av spunten mobiliserer leira som er modellert med NGI-ADP litt mindre skjærstyrke, se Figur G.4. Forskjellen er liten, men den lille forskjellen gjør at leira som er modellert med NGI-ADP modellen har vanskeligere for å holde seg oppe. Dette gjør videre at jorda støtter seg mer på spunten, noe som resulterer i et større jordtrykk de nederste fire meterne av spunten, se Figur 8.5. Jordtrykket jobber imot stagkreftene og gjør at spunten forskyves mot høyre. Et litt større jordtrykk fører dermed til en litt mindre forskyvning mot venstre for NGI-ADP modellen.



Figur 8.5: Totalt jordtrykk bak spunten for fasen der traubunn er oppnådd

8.3.1 Poretrykksoppbygning

Generelt oppstår det et poretrykk bak spunten som følge av kraftig oppspenning. Etterhvert som leira får konsolidere minker poretrykket bak spunten. Idet leira er ferdig konsolidert skal poretrykket teoretisk sett være lik null og deformasjonene skal stoppe opp. Men i og med at leira ikke får konsolidere ferdig mellom hvert byggetrinn, bygger det seg opp et stadig økende poretrykk bak spunten. Ved oppnådd traubunn er dette poretrykket på 20-35 kPa, se Figur G.6a. Videre står byggegroppa åpen i halvannen måned og konsoliderer. Beregningene viser her at poretrykket gradvis minker, men endringen er liten. Idet siste måling er tatt (15.09.15) er det fortsatt et poreovertrykk på 15-30 kPa (se Figur G.6d). Dermed er ikke leira helt ferdig konsolidert på dette tidspunktet, i følge modellen.

Fra stagkreftene som er målt fra felt (se Figur 7.2) kan det se ut som at kreftene stabiliserer seg mot nyttår 2015. Dette indikerer at leira skal være ferdig konsolidert rundt da. Temperaturplot, mottatt fra NGI, viser at det var plussgrader helt frem til julaften (se Figur

D.6). Dette indikerer at det ikke er frost som gjør at stagkreftene stabiliserer seg. Dermed er det naturlig å anta at leira burde vært omtrent 90 % konsolidert rundt nyttår. For å undersøke om beregningsmodellen gjenspeiler dette er det laget en ekstra fase som konsoliderer ytteligere 100 dager etter siste måling. Beregningen viser at det fortsatt er 15-25 kPA i overtrykk ved spunten (se Figur G.6e). Altså har ikke leira som er modellert med eADP modellen konsolidert ferdig. Det betyr at deformasjonen enda ikke har stabilisert seg og at videre konsolidering ville ført til en større forskyvning i spunten. Dette kan forklare det lille avviket i horisontal forskyvning, slik det fremkommer av Figur 7.7. Det påpekes likevel at den lille konsolideringen som har funnet sted både under og etter utgraving fører til at eADP modellen gjenspeiler den virkelige forskyvningen bedre, enn det den udrenerte NGI-ADP modellen gjør.

8.3.2 Feilkilder ved drenering

Som det fremkommer av overnevnte diskusjon kan avvikene i målt og beregnet horisontal forskyvning blant annet skyldes at drenering og konsolidering ikke er modellert helt korrekt. Avvikene kan blant annet skyldes at det er brukt en for lav permeabilitet. Permeabiliteten i modellen er valgt basert på tidligere grunnundersøkelser, som beskrevet i Underkapittel 6.3.2. En høyere permeabilitet ville gitt mer konsolidering. Da det ikke finnes gode nok grunnundersøkelser til å hverken underbygge eller motsi den valgte permeabiliteten, er det valgt å tro på verdien som er brukt. I tillegg til permeabiliteten kan avvikene skyldes at siget ned i tunnelene under berget er neglisjert i beregningsmodellen. Dette ble valgt på bakgrunn av manglende dokumentasjon av mengde sig.

En annen feilkilde som bør nevnes er at omrøringen ved installasjon og boring av stagene kan føre til større drenasje. I beregningsmodellen er dette ikke tatt hensyn til. Omrøringen gjør at jorda konsoliderer raskere enn det modellen gjør i PLAXIS. Dette kan forklare hvorfor virkeligheten gir målinger som har større deformasjon enn beregningene, da mer konsolidering fører til mer forskyvning. Det er i prosjektet BegrensSkade blant annet forsket på hvordan det kan oppstå uønskede effekter ved boring av stag og peler, og eventuelle konsekvenser av disse. I rapporten nevnes blant annet problemet med re-konsolidering i leira som er omrørt. Re-konsolideringen oppstår grunnet poreovertrykket fra installasjonen, som etterhvert dissiperer. Dette gir en volumendring som kan føre til økte deformasjoner og setninger i jorda rundt (Baardvik (NGI), 2016). I tillegg kan vannet drenere langs de installerte stagradene. Rapporten fokuserer først og fremst på utførelse av boringen for å begrense de uønskede effektene, men gir også en indikasjon på hvilke setninger man kan forvente. Dette underbygger påstanden om at avviket mellom beregnede og målte deformasjonene blant annet kan skyldes omrøring av leira ved boring av stag.

8.4 Udrenert eller drenert beregning?

Et av aspektene ved denne oppgaven er å undersøke hvorvidt det er korrekt å modellere med den udrenerte modellen eller modellen som tillater konsolidering, og dermed modellerer delvis drenerte jordforhold. I Underkapittel 3.7 er det nevnt at et grovt estimat for varigheten av den udrenerte perioden er gitt av konsolideringstiden, t_p , og at den udrenerte oppførselen av jorda dominerer typisk frem til $t = 0,1 \cdot t_p$. Konsolideringstiden er gitt av

Formel 3.6. Rapporten av Robsrud (1991) gir en gjennomsnittlig konsolideringskoeffisient, $c_v = 4,4m^2/\text{år}$, for leira i området. For avlastning er det naturlig å anta en stivhetsmodul som er ca. 3 ganger så stor som stivheten ved pålastning (Nordal, 2018a). Da konsolideringskoeffisienten blant annet er gitt av stivhetsmodulen gir dette en koeffisient ved avlastning på $c_{v,ur} = 3 \cdot 4,4m^2/\text{år} = 13,2m^2/\text{år}$. Ved å benytte en gjennomsnittlig dreneringsvei, $H = 8m$, blir konsolideringstiden:

$$t_p = \frac{(8m)^2}{13,2m^2/\text{år}} = 4,85\text{år} \quad (8.1)$$

Ligning 8.1 gir et grovt overslag over konsolideringstiden og viser at det er rimelig å anta at leira er delvis drenert fra og med $0,1 \cdot 4,85 \text{ år} \approx 0,5 \text{ år}$. Det vil si at leira i denne oppgaven er delvis drenert mot slutten av utgravingen. Utgravingen er pågått i et halvt år i juni 2015. På dette tidspunktet har utgravingen kommet til byggetrinnet der gravenivå 3 skal graves ut. Fra diskusjonen over kommer det frem at det er rundt dette byggetrinnet at resultatene fra den delvis drenerte beregningsmodellen med eADP går over til å være de som ligger nærmest virkeligheten. Dermed ser det ut til at det i dette tilfellet er mest korrekt å modellere byggegrøpa som delvis drenert, både basert på teorien, men også på resultatene som er presentert over.

Merk at overnevnte beregning er et svært grovt estimat, der setningsparameterne er hentet fra grunnundersøkelser i et annet nærliggende prosjekt. I tillegg er dreneringsveien satt som et grovt gjennomsnitt. Den bratte bergbunnen vil gjøre at dreneringsveien er svært ulik for leira. Merk også at det antas enveisdrenering grunnet berggrunnen. Likevel ser det ut til at resultatene og teorien komplimenterer hverandre godt i dette tilfellet.

8.5 Begrensninger og mangler i eADP modellen

Et av aspektene ved denne oppgaven har vært å teste ut den nye jordmodellen eADP på et praktisk prosjekt. Resultatene fra analysen er presentert i Underkapittel 7.4, og tilfredsstillende forventningene som man hadde til modellen. Likevel er det underveis i arbeidet kommet frem enkelte begrensninger og mangler med jordmodellen som bør vurderes å utbedres for enklere bruk. Slik modellen fremstår i dag gir den forventede resultater, men den er litt vanskelig å bruke. Enkelte av manglene svekker resultatene, mens andre kun handler om brukervennlighet.

8.5.1 Mangler i Output

Enkelte resultater er ikke mulig å presentere i PLAXIS Output. Blant disse er maksimale skjærspenninger, τ_{max} og *plastic points*. Et plot over maksimale skjærspenninger ville gjort det enklere å vurdere om det valgte initielle skjærstyrkeprofil stemmer overens med skjærstyrkeprofil som finnes fra grunnundersøkelser. Slik modellen er programmert i dag er det kun mulig å fremstille mobilisert skjærstyrke, τ_{mob} . Dermed er det heller ikke mulig å undersøke den relative skjærstyrken, $\tau_{rel} = \tau_{mob}/\tau_{max}$, som kan fortelle hvor langt unna jorden er å få plastiske tøyninger. Et slikt plott er svært interessant å se på for å vurdere sikkerheten av et prosjekt. Det er så klart mulig å gjennomføre en *safety*-analyse, men τ_{rel} -plottet åpner

for muligheten til å grovt kontrollere sikkerheten mye kjappere. I andre jordmodeller er τ_{max} maksimal kapasitet av jorda gitt av Mohr-Coulombblinje slik den er definert av Ligning 3.1. Dette vil være en overestimert av skjærkapasiteten i eADP modellen, så det må eventuelt finnes en annen måte å beregne τ_{max} på. Merk også at τ_{max} er et styrketak og ikke maksimal mobilisert skjærstyrke i jorda.

I tillegg er det ikke mulig å se på *plastic points* for materialet som er modellert med eADP modellen. Plastic points kan være nyttig dersom en beregningsmodell ikke vil kjøre, da man kan benytte dette til å undersøke om feilen oppstår fordi det er oppstått flyt i enkelte punkter. I mangel av denne muligheten i Output er det dermed vanskelig å konkludere med om feilmelding fra PLAXIS skyldes en feil i parameterne i jorda, eller om den skyldes en modelleringsfeil. I denne oppgaven er det gått med mange timer på å feilsøke ulike typer feilmeldinger, der man ble søkende mer blindt enn det man kunne dersom flere funksjoner i Output var tilgjengelige. Med flere funksjoner ville feilsøkingen kunne gått vesentlig raskere.

8.5.2 Konstant skjærstyrke

En av de største styrkene til eADP modellen er at den baserer skjærstyrken på overlaging. I denne oppgaven er dette også funnet å gi visse begrensninger, da det ikke gjør det mulig å legge inn et konstant skjærstyrkeprofil med dybden. Modellen er laget slik at skjærstyrken defineres ut i fra effektivspenningene, med et gitt forhold. Dermed vil styrken øke med økte effektivspenninger. Dette kan være en svakhet for de øverste lagene, der det gjerne kan være en mer konstant og høyere s_u . Ved parameteren s_u^A/σ'_{vo} blir styrkeprofilen underestimert og svært konservativt i toppen. Dette kan føre til at det blir valgt dyrere løsninger enn nødvendig, for et prosjekt. Det at eADP modellen gir lavere skjærstyrke i toppen kan i værste fall gjøre at en rådgivende ingeniør ikke ønsker å benytte modellen. Dersom det er mulig å definere skjærstyrken på overlaging, men også åpne for muligheten til å ha konstant skjærstyrke, vil dette være en forbedring. I denne oppgaven ble problemet løst ved å legge inn flere lag i toppen der skjærstyrken ble tilpasset til et konstant profil med dybden, se Underkapittel 6.2.3.

8.5.3 Valg av beregningstype

Ved modellering av prosjektet i PLAXIS oppsto det underveis flere problemer med å få modellen til å kjøre. Mye prøving og feiling har ført til følgende oppklaringer, som burde være tydelige i en fremtidig brukermanual for modellen.

De fleste PLAXIS-modeller kjøres med beregningstypen *plastic*. Det som er viktig å huske på dersom jordmodellen eADP skal benyttes er at man må legge inn et tidsperspektiv for alle faser. Dette skyldes trolig at modellen inneholder flere forskjellige tidsavhengige parametere, som forklart i Underkapittel 4.1. For å unngå numeriske problemer må dermed alle faser settes til å bruke mer enn 0 dager, uavhengig av beregningstype.

Ved modellering av tørre, drenerte utgravinger, og eventuelle andre tilstander der *steady state* tilstanden endrer seg underveis, er det viktig å være klar over hvordan strømning skal modelleres. For å beregne den samtidige effekten av endring i grunnvannstand og konsolidering kan beregningstypen *Fully coupled flow-deformation* benyttes. En begrensning med

denne beregningstypen er at det ikke er mulig å ignorere sug. Dette skal egentlig være mulig, men eADP modellen godtar ikke dette. Denne begrensningen bør utbedres, hvis mulig. Et alternativ til overnevnte beregningstype er presentert i Underkapittel 4.4. Forslaget her er å først senke grunnvannet udrenert med beregningstypen *plastic*, før det konsolideres. Det som er viktig å forstå er at det ikke er mulig å endre grunnvannstanden til en ny *steady state* i en fase der beregningstypen *consolidation* er benyttet.

8.5.4 Interface-problem

eADP modellen har også et interface-problem. Modellen slet med å beregne samvirkekonstruksjonen der spunten skulle settes ned i jordmaterialet. Modellen kjørte dersom interface-elementet ble fjernet, men fikk numeriske problemer dersom det ble lagt på. Normalt ønsker man å benytte interfacer, da denne kan regulere friksjonen mellom konstruksjon og jord. Dette gjøres fordi styrken i den omrørte leira blir noe redusert når spunten rammes. I tillegg brukes interfacer til å stenge for strømming av vann.

Da eADP modellen er en *user defined soil model* har den ikke mulighet til å definere hvordan interfacer skal tas inn i beregningen. I denne analysen ble problemet løst ved å definere interfacen med en annen jordmodell som støtter denne funksjonen. Ulempen med denne tilnærmingen er at man ikke har helt kontroll på styrke og stivhet, da dette andre jordmaterialet er laget med en jordmodell som er definert med andre inputparametere. I forhold til å benytte interface som en sperre for vanngjennomstrømning finnes ingen problemer, da denne ikke baserer seg på noen inputparametere.

PLAXIS som programvare er ment å benyttes på beregning av samvirkekonstruksjoner. En utbedring av eADP modellen, med mulighet for å definere interfacer “from adjacent soil”, anses som viktig for å kunne bli en anerkjent modell innen kommersiell geoteknikk.

8.5.5 Numeriske problemer, mesh og origoproblematikk

Modellen fikk numeriske problemer ved flere tilfeller. Blant annet klarte ikke modellen å kjøre faser der utgravingen gjorde at det ble liggende et svært tynt lag leire over berget. Dette skyldes antagelig at det konsolideres på et område med veldig lite jord. Dermed kan man komme i nærheten av en “nesten-singularitet”, dvs. at et punkt eller en overflate får strekk-spenninger, høyt poretrykk eller lignende. Lignende problemer oppsto da finheten til meshet ble økt fra “medium” til “fine”. Store spenningskonsentrasjoner ga numeriske feilmeldinger. Dette oppsto gjerne i områder med lave middelspenninger som ga høyt sug, og lignende. Feilen kan ofte synes på et grovere mesh som en antydning av en uregelmessighet i deformasjonen eller inkrementelle deformasjoner. Dersom slike anomaliteter kan ses i et grovere mesh, og det er ønskelig å meshe finere, er forslaget å lage en egen liten cluster der problemet oppstår og bruke grovt mesh innen denne. Dersom dette ikke løser problemet kan man eventuelt legge inn et annet materiale i området for å kunne gå videre med analysen. En annen årsak til at beregningen stoppet opp ved finere mesh kan ha vært uheldig elementgeometri, dvs. lange tynne elementer. I den kompliserte utgravingen som er modellert i denne oppgaven, gjør blant annet den bratte og uregelmessige bergoverflaten at meshet inntil berget blir uheldig.

I tillegg oppstår numeriske problemer når det er null vertikal effektivspenning, blant annet i traubunn. Dette skyldes origoproblematikk, basert på hvordan eADP modellen er programmert. Når man kommer nærme origo og lave vertikalspenninger så har ikke den effektivspenningsbaserte modellen noen styrke eller stivhet. Det oppstår et avlastningsproblem der det er opp mot 100% volumtøyninger i overflaten. Dermed går modellen til brudd. Lignende kan skje inntil spunten der man har en stor gradient. Origoproblematikken kan løses ved for eksempel å legge til en falsk kohesjon som en input i modellen. På denne måten vil jorda alltid ha litt styrke og stivhet, selv når den går mot origo. Tanken er at kohesjonen legges til før beregningen og trekkes fra igjen i etterkant av utført beregning. Forslaget er fremmet av Professor Gustav Grimstad. På denne måten oppstår ingen endring i resultatene, men simuleringen går gjennom rent numerisk. Denne løsningen må programmeres inn i selve koden, og er derfor ikke utbedret som en del av denne oppgaven.

Kapittel 9

Konklusjon og videre arbeid

Hovedfokuset for denne oppgaven har vært å undersøke hva slags jordmodell som egner seg best for dimensjonering av spuntkonstruksjoner i dype utgravinger i typisk norsk leire. Til dette formålet er det regnet på en dyp byggegrøp fra Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum med to ulike jordmodeller. Det er jordmodellene NGI-ADP og eADP som er undersøkt, der hovedforskjellen mellom modellene ligger i dreneringstypen. NGI-ADP modellen er en total-spenningsbasert, udrenert jordmodell, mens eADP er effektivspenningsbasert og inneholder muligheten for strømningsanalyse og delvis drenerte jordforhold. Som en del av oppgaven er det fokusert på forståelse av den nye jordmodellen, eADP. Dette er gjort via en enkel litteraturstudie, samt en analyse av hovedkonsepter ved hjelp av en idealisert modell og enkle simuleringer. Det er også brukt tid på å finne gode og reelle inputparametere som samsvarer for de to modellene. Parameterne skal gjenspeile de faktiske jordforholdene i den aktuelle leira godt. Det er videre sett på hvordan resultatene fra de to modellene samsvarer med målinger fra virkeligheten. Herunder er det den horisontale forskyvningen og stagkreftene det er fokusert på. Basert på analysen er det til slutt undersøkt hvilken påvirkning delvis drenerte jordforhold har på resultatene.

9.1 Konklusjon

Litteraturstudiet gjennomført i Kapittel 2 indikerer at det er et sterkt behov for å ha en god forståelse av ulike jordmodeller som benyttes ved dimensjonering av dype utgravinger. Basert på dette er det brukt mye tid på å forstå hovedkonseptene i de to jordmodellene som er undersøkt. Det er blant annet sett på hvordan man i en kryptmodell som eADP, også er nødt til å ta hensyn til krypt ved bestemmelse av overkonslideringsraten, *OCR*, og ikke bare tidligere overlaging. En lav *OCR* vil gi store kryptøyninger på ubelastet terreng. Det er derfor anbefalt å gjennomføre en enkel simulering av kryptøyningene over en lengre periode uten ekstra belastning i forkant av modelleringen. Dette gjøres for å undersøke om *OCR* burde økes for å unngå urealistisk stor tøyningssrate i initialtilstanden. Videre er det undersøkt hvorvidt skjærstyrken i eADP modellen styres av SHANSEP-prinsippet. Det er funnet en god sammenheng med prinsippet, som viser at eADP modellen har skjærstyrke som endres når effektivspenningene endres. Dette er særlig gunstig dersom man skal prosjektere en fylling, og ønsker å se på muligheten for å laste på fyllingen trinnvis. Ved en utgraving, som

i denne oppgaven, vil skjærstyrken minke underveis som det graves av. Ved å ignorere denne jordoppførselen vil man kunne underdimensjonere spunten. Det er også presentert en metode for å modellere den samtidige effekten av endret grunnvannstand og konsolidering, uten bruk av den mindre kjente beregningstypen *fully coupled flow-deformation*. Dette gjøres ved å endre grunnvannstanden udrenert, før det konsolideres mot den nye poretrykkstilstanden. På denne måten kan man se bort fra uønskede effekter ved sug.

Basert på teorien rundt de to jordmodellene, er det som forventet eADP modellen som gir størst horisontal forskyvning av spuntveggen. Dette viser seg også å gi den beste tilpasningen til virkeligheten mot slutten av utgravingen. Fra og med gravenivå 3 er det denne beregningsmodellen som gir de beste resultatene, sammenlignet med målingene fra felt. I starten av utgravingen ser det derimot ut til at det er udrenerte forhold som dominerer, og dermed er det NGI-ADP modellen som gir resultater nærmest virkeligheten her. Et grovt overslag viser at det er rimelig å anta at leira er delvis drenert etter at det har gått ca. et halvt år. Dette er rundt juni, da utgravingen har kommet til byggetrinnet der gravenivå 3 skal graves ut.

Totalt sett er det altså eADP modellen som beregner den dype utgravingen i dette eksemplet best. Likevel har det vist seg å være flere begrensninger med den nye modellen som bør utbedres før det vil være hensiktsmessig å benytte seg av modellen i normal ingeniørpraksis. Blant annet vil mangelen på å modellere interfacer “from adjacent soil” kunne svekke resultatene, samt at mangel på å kunne definere et konstant skjærstyrkeprofil vil svekke brukervennligheten. Den mer utprøvde NGI-ADP modellen som inneholder disse funksjonene gir gode resultater. Likevel er det tydelig at eADP modellen har klare fordeler. Den mest fremtredende fordelen er at den er effektivspenningsbasert, noe som åpner for å definere skjærstyrken basert på effektivt overlagingstrykk. Dermed er ikke styrken og stivheten styrt av kotehøyde, slik den er i NGI-ADP modellen. I tillegg gir modellen resultater som i dette tilfellet ligger nærmere virkeligheten grunnet konsolidering underveis i utgravingen. Det er naturlig å anta at denne muligheten vil være nyttig også ved modellering av andre prosjekter, men dette bør kontrolleres. Å fortsette arbeidet med å teste eADP modellen på andre reelle prosjekter er derfor sterkt anbefalt.

9.2 Forslag til videre arbeid

Som nevnt i innledningen er denne oppgaven begrenset til kun å regne på ett prosjekt. Dette valget er tatt for å sikre kvalitet i både input og output. Det anbefales derfor videre å fortsette å teste den nye eADP modellen på andre prosjekter. Da de to jordmodellene som er benyttet i denne oppgaven er like på mange områder, er det anbefalt å fortsette sammenligningen opp mot NGI-ADP modellen. Å undersøke bruken av eADP modellen i en 3D beregning kan også være av interesse. Naturlig nok vil en 3D analyse kunne gjenspeile virkeligheten bedre enn det en plan tøyingsberegning gjør.

Videre anbefales det å fortsette arbeidet med å utvikle eADP modellen videre. Det er i diskusjonen nevnt flere mangler ved modellen slik den er i dag, som bør utbedres. Enkelte av disse manglene svekker resultatene, mens andre handler mer om brukervennlighet. For at modellen skal tas i bruk av geoteknikere på konsulentkontor, er det antatt at modellens brukervennlighet bør være så enkelt som mulig. Så vidt undertegnede er bekjent er det

allerede ansatt en ny PhD kandidat ved NTNU som skal fortsette utviklingen av eADP modellen.

Ellers er det viktig å ha et større fokus på valg av jordmodell ved bruk av PLAXIS. Dette gjelder i undervisningen på universitetene, så vel som på konsulentkontorene.

Bibliografi

- Aarhaug, O. (1984). *Geoteknikk og fundamenteringslære 2*. NKI Forlaget.
- Baardvik (NGI), K., E. N. A. K. N. B. K. N. K. L. N. E. L. N. J. S. M. A. T. S. V. G. V. H. b. G. (2016). Begrensning av skader som følge av grunnarbeider. Sluttrapport, BegrensSkade.
- Bell, K. (2018). Elementmetoden. *Store Norske Leksikon*. Hentet fra <https://snl.no/elementmetoden> 31.01.2019.
- Brinkgreve, R. B., K. S. . S. W. M. (2017). *PLAXIS 2D Manuals*. CRC Press, Inc.
- Corral, G. and Whittle, A. J. (2010). Re-analysis of deep excavation collapse using a generalized effective stress soil model. In *Earth Retention Conference 3*, pages 720–731.
- Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une application des règles de maximis & minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture*.
- Eidsvig, U. M. (2014). En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer. Technical report, Norges vassdrags- og energidirektorat i et samarbeid med Statens vegvesen og Jernbaneverket.
- Emdal, A., Grande, L., and Nordal, S. (2014). *Geoteknikk beregningsmetoder*. Trondheim: NTNU, Fakultetet for ingeniørvitenskap og teknologi, Faggruppe for geoteknikk.
- Endicott, L. J. (2015). Design and construction of excavations in an urban setting – lessons learnt from failures. *International Conference on Geotechnical Engineering*.
- Finno, R. J., Harahap, I. S., and Sabatini, P. J. (1991). Analysis of braced excavations with coupled finite element formulations. *Computers and Geotechnics*, 12(2):91–114.
- Gouw Dr, T.-L. (2014). Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems. *International Journal of Applied Engineering Research*, 9:8291–8311.
- Grendahl, E. (2018). En studie av ulike materialmodeller i PLAXIS 2D for dimensjonering av spuntkonstruksjoner i typisk norsk leire. Prosjektoppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Grimstad, G., Andresen, L., and Jostad, H. P. (2012). NGI-ADP: Anisotropic shear strength model for clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36(4):483–497.

- Grimstad, G. and Degago, S. (2010). A non-associated creep model for structured anisotropic clay (n-SAC). In *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, pages 3–8. CRC Press. doi:10.1201/b10551-3.
- Janbu, N. (1970). Grunnlag i geoteknikk. *Tapir, Trondheim*, page 426.
- Janbu, N. (1985). Soil models in offshore engineering. *Géotechnique*, 35(3):241–281.
- Jensen, T. G. (2013). 12372 prosjekt nytt nasjonalmuseum. Datarapport grunnforhold 20100525-00-16-R, Norges Geotekniske Institutt, NGI.
- Karlsruud, K. and Hernandez-Martinez, F. G. (2013). Strength and deformation properties of norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(12):1273–1293.
- Karlsruud, K., Lunne, T., Kort, D., and Strandvik, S. (2005). CPTU correlations for clays. *Proceedings of the 16th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering.*, 2:693–702.
- Ladd, C. C. and Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 100(Proc Paper 10064).
- Leoni, M., Karstunen, M., and Vermeer, P. (2008). Anisotropic creep model for soft soils. *Géotechnique*, 58(3):215–226.
- Mykleset, K. E. (2018). Vurdering av hjørneeffekter ved dimensjonering av små spuntgroper. Master's thesis, NTNU.
- NGI (2015). Prosjekt nytt nasjonalmuseum. Helningsmåling spunt – rapport målerunde 26.01.2015 NGI prosjektnr.: 20150577, Norges Geotekniske Institutt, NGI.
- Nordal, S. (2018a). *Geotechnical Engineering Advanced Course*. Trondheim: NTNU, Fakultetet for ingeniørvitenskap og teknologi, Faggruppe for geoteknikk.
- Nordal, S. (2018b). On Ch 12 Advanced Soil Models: The Soft Soil and the Soft Soil Creep model. Lecture notes TBA4116.
- Robsrud, A. (1991). Vestbanekrysset. Datarapport R-2667-01, Oslo kommune, Geoteknisk kontor.
- Rønningen, J., Gavel-Solberg, V., and Grimstad, G. (2014). Effective stress model for soft scandinavian clays. In *European Young Geotechnical Engineers Conference*, number 23, pages 1–4.
- Rønningen, J. A. (2017). *Geofuture Soft Clat Model. An effective stress based model for soft Scandinavian clays*. User manual.
- Rønningen, J. A. (2019). Personlig notat.
- Schanz, T., Vermeer, P., and Bonnier, P. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics*, pages 281–296.
- Statsbygg (2016). Prosjekt nytt nasjonalmuseum. Hentet fra <https://www.statsbygg.no/Prosjekter-og-eiendommer/Byggeprosjekter/Nasjonalmuseum/> 08.03.2019.
- Store Norske Leksikon (2018). Spuntvegg. Hentet fra <https://snl.no/spuntvegg> 31.01.2019.

- Tang, Y.-G. and Kung, G. T.-C. (2010). Investigating the effect of soil models on deformations caused by braced excavations through an inverse-analysis technique. *Computers and Geotechnics*, 37(6):769–780.
- Thakur, V. K. S., Fauskerud, O. A., Gjelsvik, V., Christensen, S. O., Oset, F., Nordal, S., Viklund, M., and Strand, S.-A. (2016). A procedure for the assessment of the undrained shear strength profile of soft clays. In *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting*. NGM.
- Vegdirektoratet, Statens Vegvesen (2014). Håndbok V220. Geoteknikk i vegbygging. *Veiledning, Statens Vegvesen*.
- Whittle, A. and Davies, R. (2006). Nicoll highway collapse: evaluation of geotechnical factors affecting design of excavation support system. In *International conference on deep excavations*, volume 28, page 30.

Vedlegg A

Forkortelser

ADP Aktiv, Direkte, Passiv

CPT Cone Penetration Test

CRS Constant Rate of Strain

eADP Effektiv ADP-modell

FEM Finite Element Method, elementmetoden

HS Hardening Soil

MC Mohr Coulomb

MCC Modified Cam Clay

NGI Norges Geotekniske institutt

NSP Normalized Soil Properties

NTNU Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

PNN Prosjekt Nytt Nasjonalmuseum

SHANSEP Stress History and Normalized Soil Engineering Properties

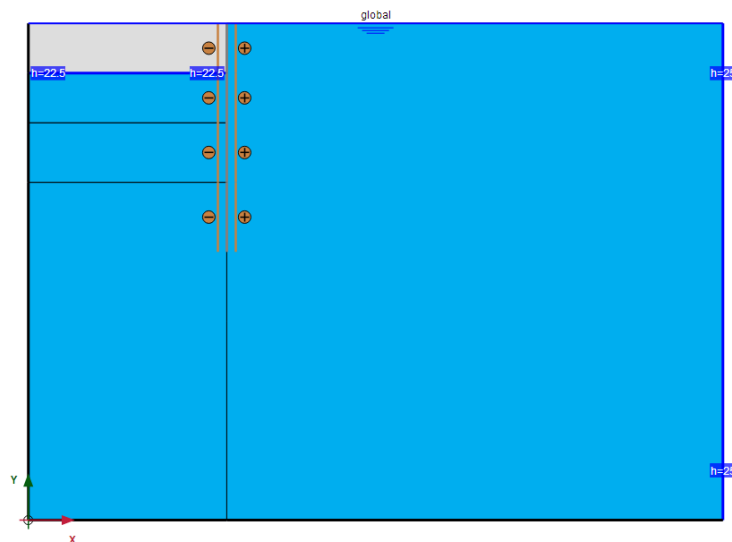
SSC Soft Soil Creep

UDSM User Defined Soil Model

Vedlegg B

Modellering av strømning

Følgende vedlegg inneholder en utdypning av hvordan analysen i Underkapittel 4.4 er gjennomført. Analysens mål er å lage en rutine ved oppbygning av faser i PLAXIS, som gjør at resultatene ved en *Fully coupled flow-deformation* analyse og en konsolideringsanalyse blir like. Dette er gjort ved først å senke grunnvannet udrenert til det nivået det vil være på etter utgraving, før jorda er gravd bort udrenert. I denne fasen er beregningstypen satt til *plastic*, mens poretrykksberegningen settes til *steady state groundwater flow*. På denne måten dannes en ny *steady state* tilstand for den tørre utgravingne, som det senere skal konsolideres tilbake mot. Videre lages det en ny fase der det konsolideres. Figur B.1 viser strømningsbetingelsene for den øverste delen av utgravingen. Her kommer det frem hvordan grunnvannet senkes til et nivå lavere enn utgangspunktet.



Figur B.1: NGI-ADP modellens oppbygning og strømningsbetingelser

Figur B.2 viser hvordan fasene er laget for de to ulike beregningsmodellene. Figur B.2a viser hvordan fasene er bygget opp for modellen der *Fully coupled flow-deformation* er benyttet, mens Figur B.2b viser rutinen som er laget for å komme unna bruken av denne beregnings-

typen. Merk at de to fasene som er laget for å senke grunnvann og grave av jorda udrenert godt kunne vært slått sammen til en fase. Grunnen til at det er valgt å dele opp fasen i to, er for å ha bedre kontroll over hvordan poretrykket endres underveis.

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Spunt [Phase_5]	Fully coupled flow-deformation	Staged construction	Fully coupled flow-deformation	1,000 day	1,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Konsolidere1 [Phase_6]	Fully coupled flow-deformation	Staged construction	Fully coupled flow-deformation	3,000 day	4,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag1 [Phase_4]	Fully coupled flow-deformation	Staged construction	Fully coupled flow-deformation	1,000 day	5,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Konsolidere2 [Phase_9]	Fully coupled flow-deformation	Staged construction	Fully coupled flow-deformation	3,000 day	8,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag2 [Phase_10]	Fully coupled flow-deformation	Staged construction	Fully coupled flow-deformation	1,000 day	9,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Konsolidere3 [Phase_13]	Fully coupled flow-deformation	Staged construction	Fully coupled flow-deformation	3,000 day	12,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Lang konsolidering [Phase_3]	Fully coupled flow-deformation	Staged construction	Fully coupled flow-deformation	365,0 day	377,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

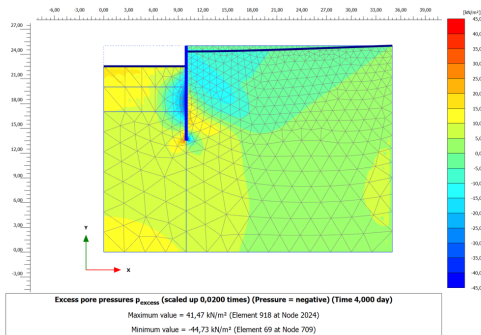
(a) Fully coupled flow-deofrmation

ID	Calculation type	Loading type (D)	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (D)	Reset displacements to zero (D)
Initial phase [InitialPhase]	K0 procedure	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Spunt [Phase_5]	Plastic	Staged construction	Phreatic	1,000 day	1,000 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Senke GW1 [Phase_1]	Plastic	Staged construction	Steady state groundwater flow	1,000 day	2,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave1 [Phase_2]	Plastic	Staged construction	Use pressures from previous phase	1,000 day	3,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Konsolidere1 [Phase_6]	Consolidation	Staged construction	Use pressures from previous phase	1,000 day	4,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag1 [Phase_4]	Plastic	Staged construction	Use pressures from previous phase	1,000 day	5,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Senke GW2 [Phase_7]	Plastic	Staged construction	Steady state groundwater flow	1,000 day	6,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave2 [Phase_8]	Plastic	Staged construction	Use pressures from previous phase	1,000 day	7,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Konsolidere2 [Phase_9]	Consolidation	Staged construction	Use pressures from previous phase	1,000 day	8,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Stag2 [Phase_10]	Plastic	Staged construction	Use pressures from previous phase	1,000 day	9,000 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Senke GW3 [Phase_11]	Plastic	Staged construction	Steady state groundwater flow	1,000 day	10,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Grave3 [Phase_12]	Plastic	Staged construction	Use pressures from previous phase	1,000 day	11,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Konsolidere3 [Phase_13]	Consolidation	Staged construction	Use pressures from previous phase	1,000 day	12,00 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Lang konsolidering [Phase_3]	Consolidation	Staged construction	Use pressures from previous phase	365,0 day	377,0 day	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

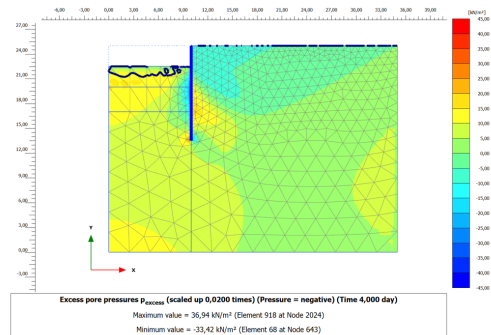
(b) Udrenert utgraving og konsolidering hver for seg

Figur B.2: Oppbygning av faser i de to ulike beregningsmodellene

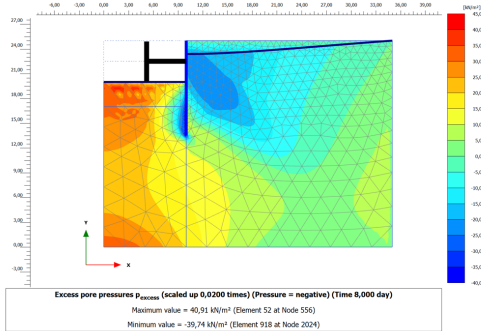
Figur B.3 viser en sammenligning av excess poretrykk funnet ved de ulike beregningsmodellene. Som det fremkommer av figuren er det en liten forskjell, men denne er minimal. Den lille forskjellen kan blant annet skyldes at modellen som benytter fully coupled flow-deformation gjennom alle utgravingstrinn får noen få ekstra dager med konsolidering. Dermed anses rutinen der man først graver ut og senker grunnvann, før det konsolideres, som god nok. Det viktigste å ta med seg fra analysen er hvordan man må modellere for å danne en ny *steady state* tilstand etter senking av grunnvannet. Figur B.4 viser hvordan begge beregningene gir så og si den samme *steady state* tilstanden etter hvert utgravingstrinn.



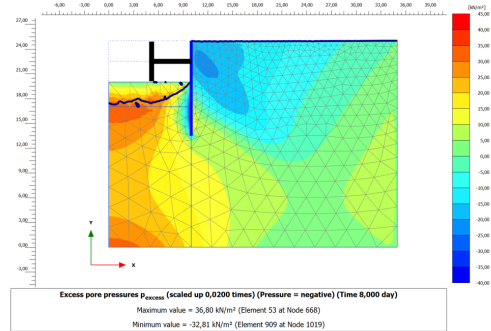
(a) Modell med konsolidering, dag 4



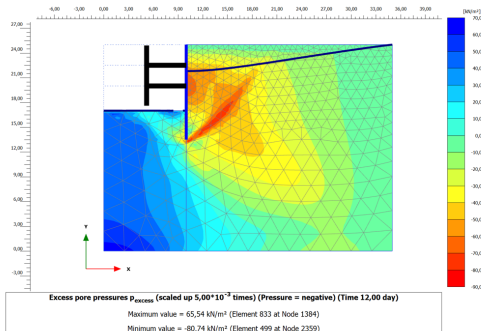
(b) Modell med fully coupled, dag 4



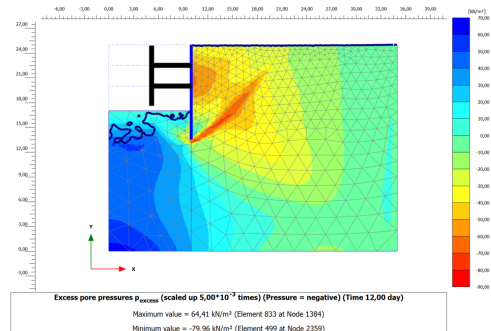
(c) Modell med konsolidering, dag 8



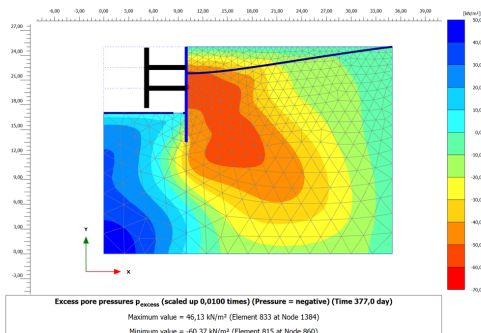
(d) Modell med fully coupled, dag 8



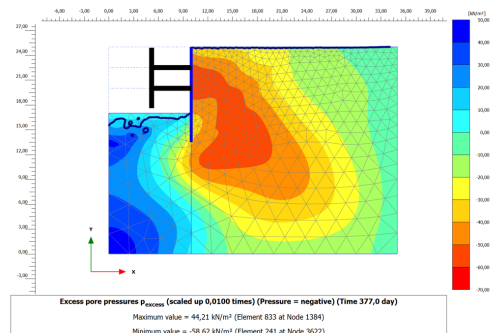
(e) Modell med konsolidering, dag 12



(f) Modell med fully coupled, dag 12

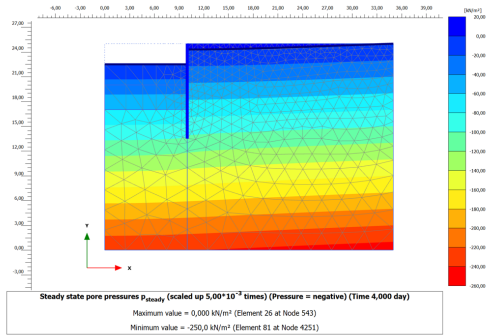


(g) Modell med konsolidering, dag 377

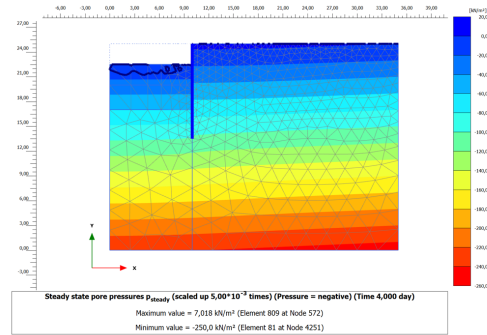


(h) Modell med fully coupled, dag 377

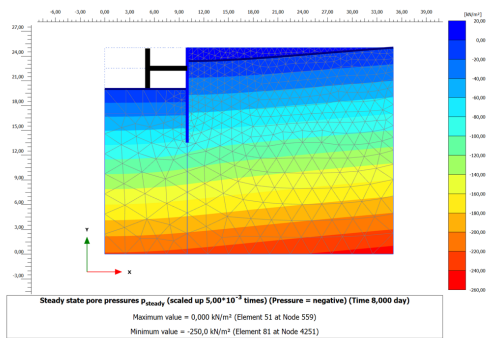
Figur B.3: Sammenligning av excess poretrykk



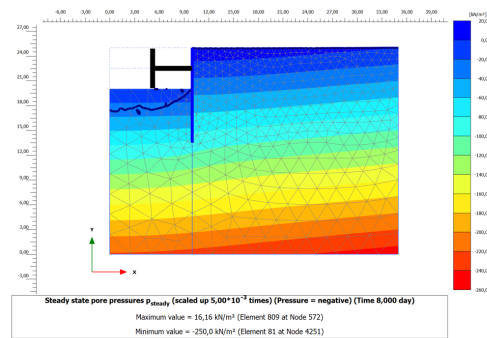
(a) Modell med konsolidering, dag 4



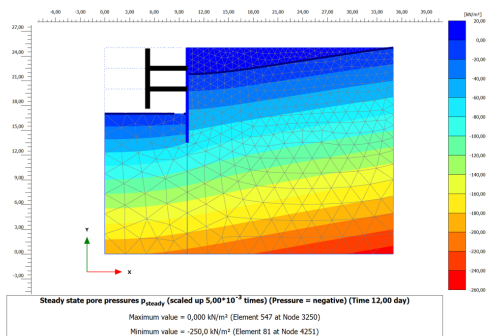
(b) Modell med fully coupled, dag 4



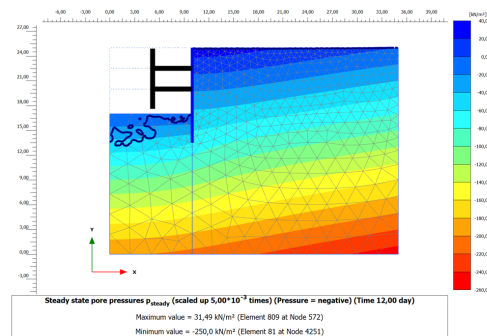
(c) Modell med konsolidering, dag 8



(d) Modell med fully coupled, dag 8



(e) Modell med konsolidering, dag 12



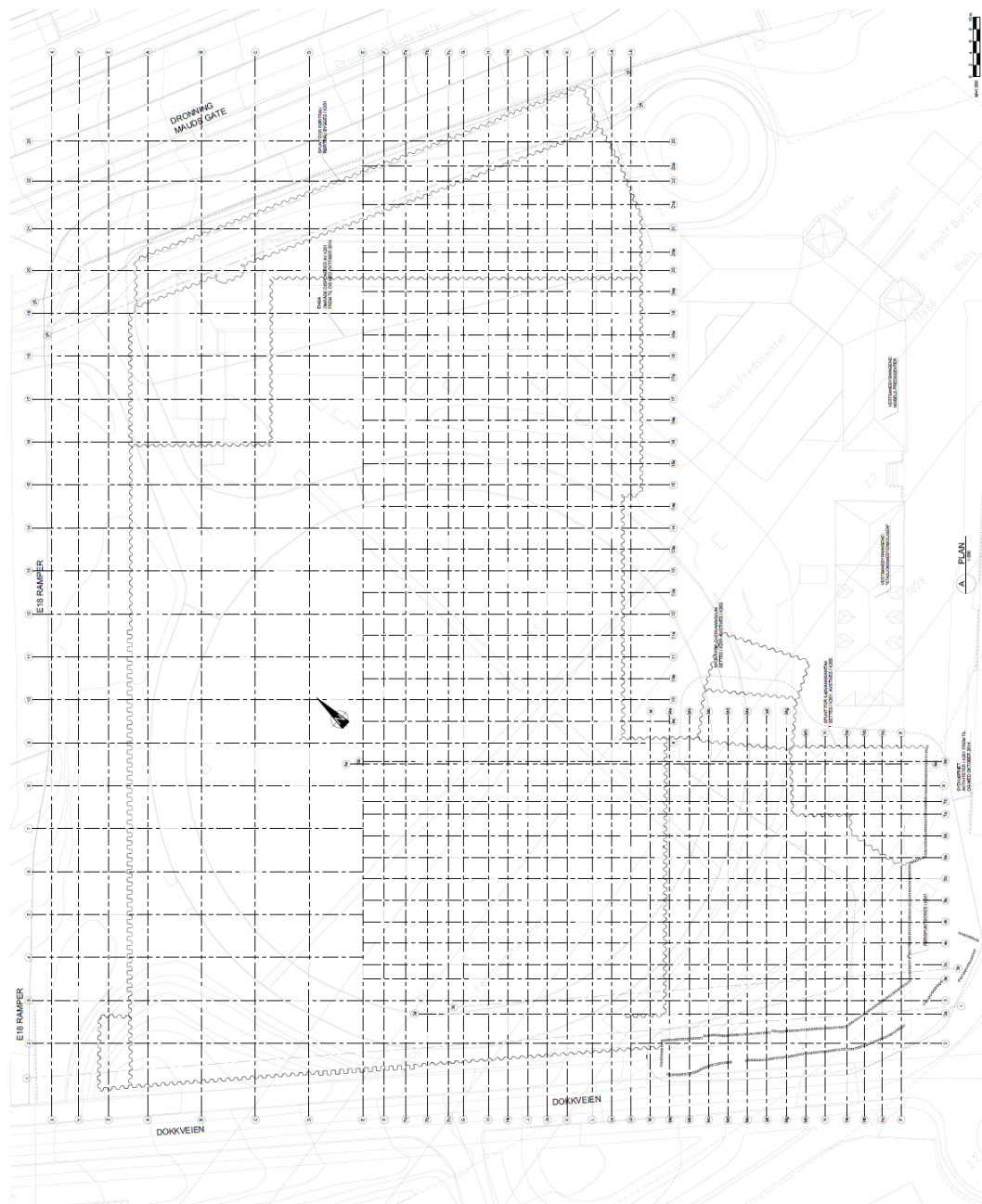
(f) Modell med fully coupled, dag 12

Figur B.4: Sammenligning av steady state poretrykk

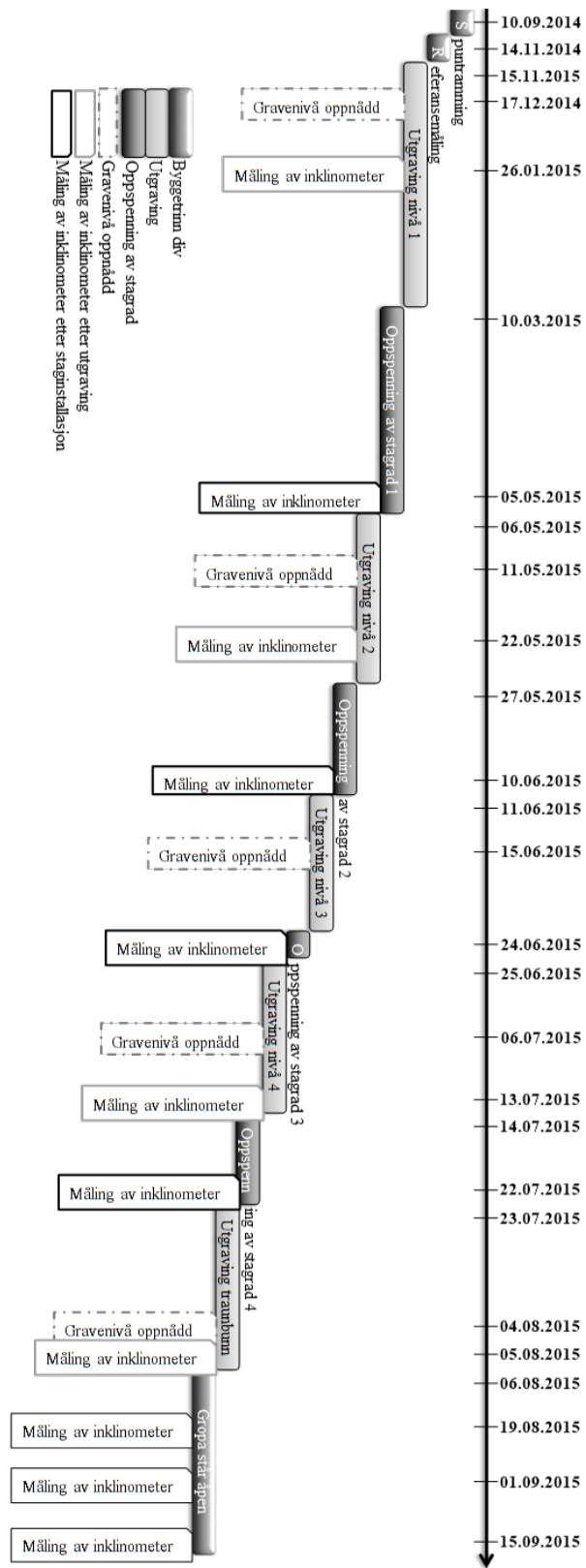
Vedlegg C

Vedlegg til Kapittel 5

Følgende vedlegg inneholder supplerende informasjon til Kapittel 5. Figurene i vedlegget er ment å underbygge valg og forklaringer som er gjort i kapitlet.



Figur C.1: Oversiktsplan over byggegroppen PNN, med markering av planlagt spunt. Utklippet er mottatt fra NGI

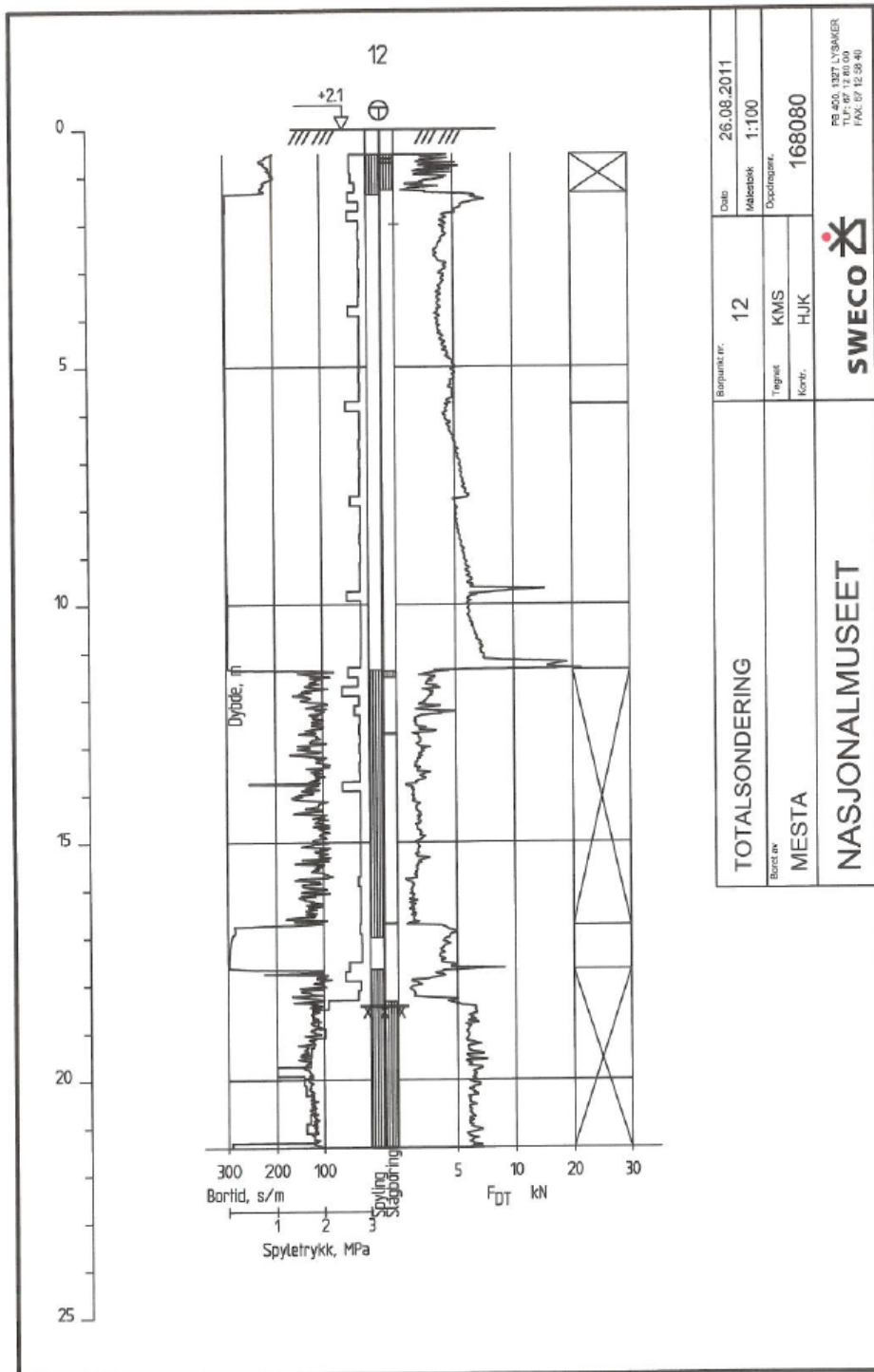


Figur C.4: Flytskjema over fremdriftsplanen i prosjektet for det aktuelle beregningssnittet. Utarbeidet basert på tilsendt informasjon fra NGI

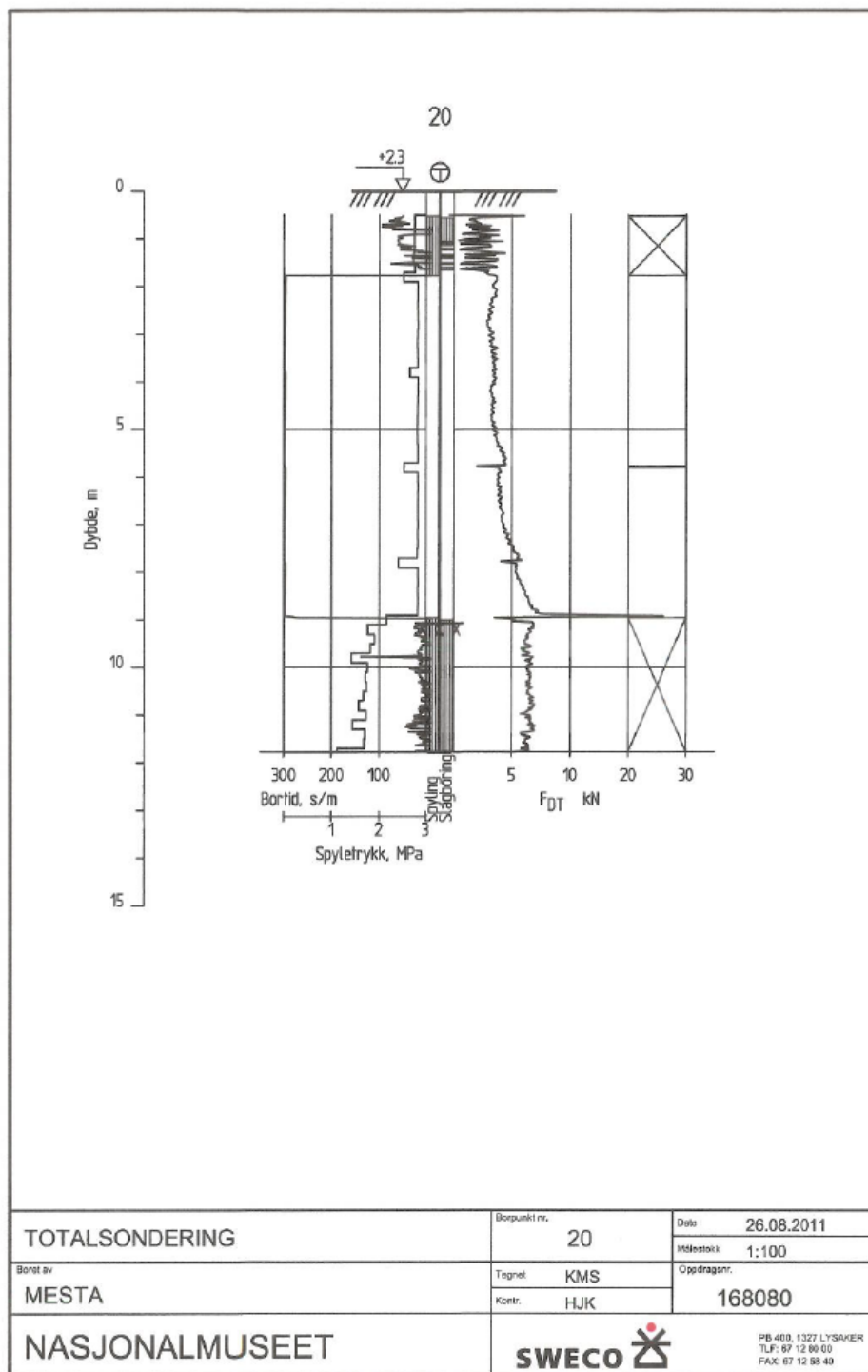
Vedlegg D

Vedlegg til Kapittel 6

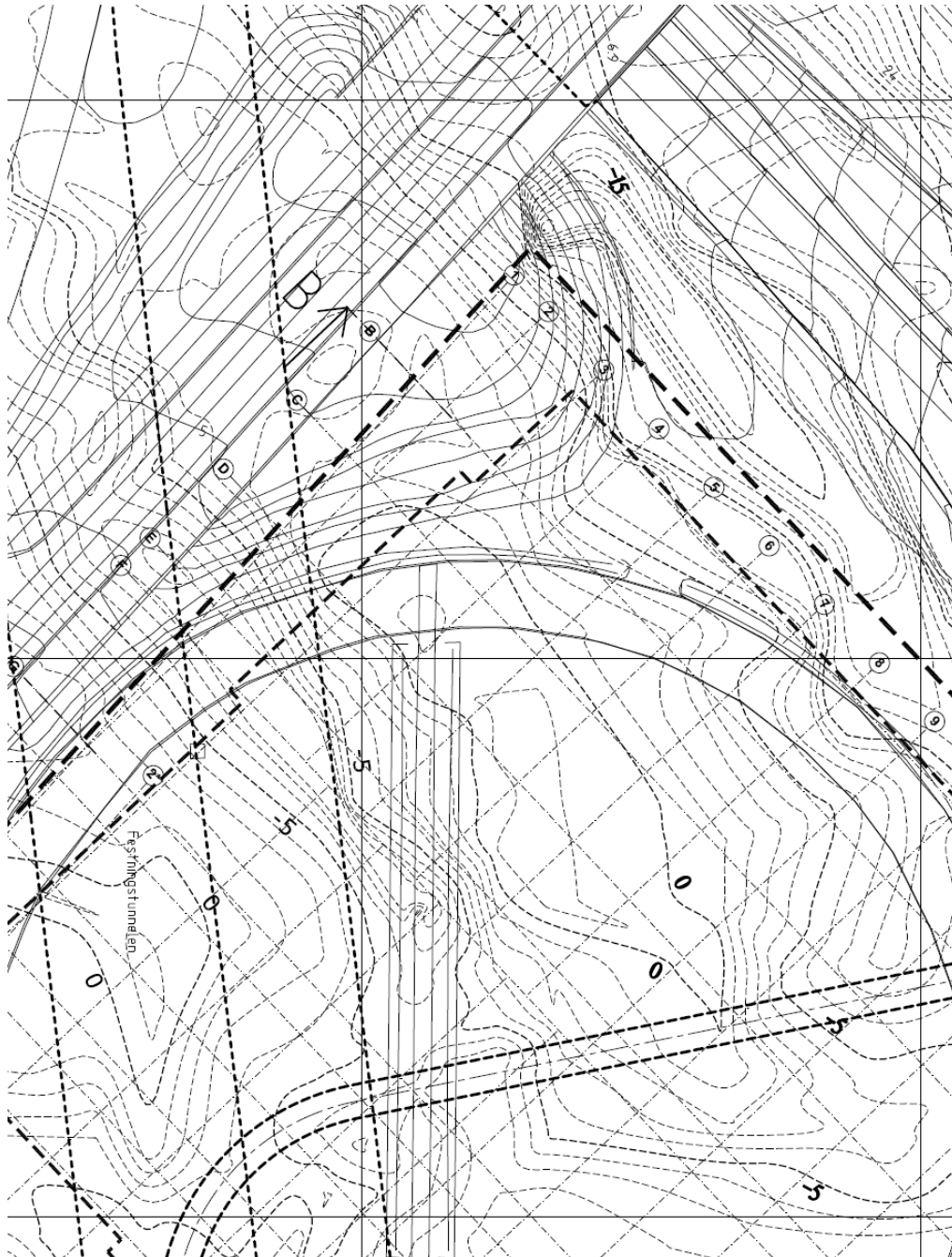
Følgende vedlegg inneholder et utvalg av mottatt data fra NGI som blant annet er benyttet for valg av lagdeling og modellering av berg, slik det er presentert i [Kapittel 6](#).



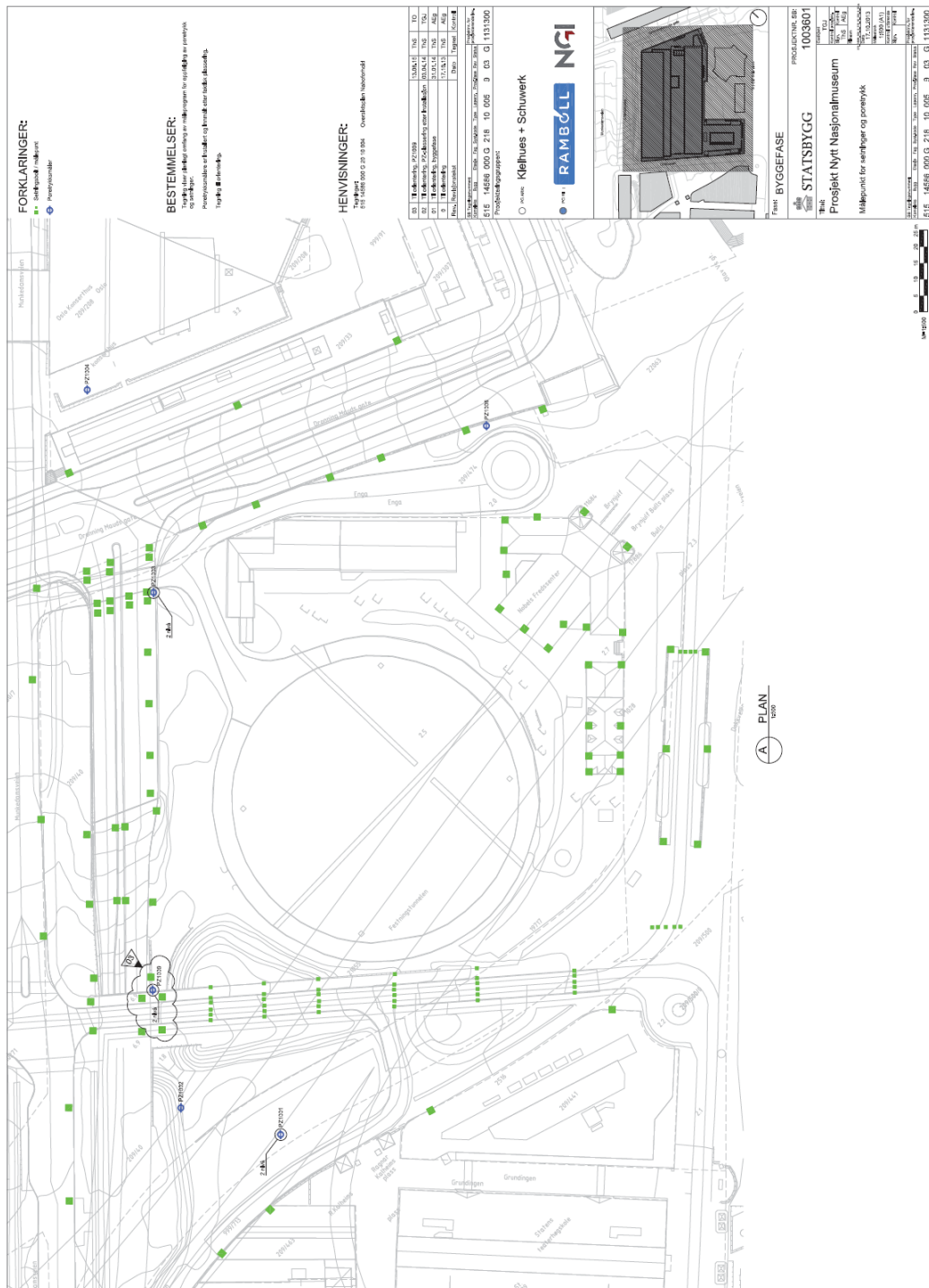
Figur D.1: Totalsonderingsprofil 12 benyttet til å tolke lagdelingen i det aktuelle området. Hentet fra Jensen (2013)



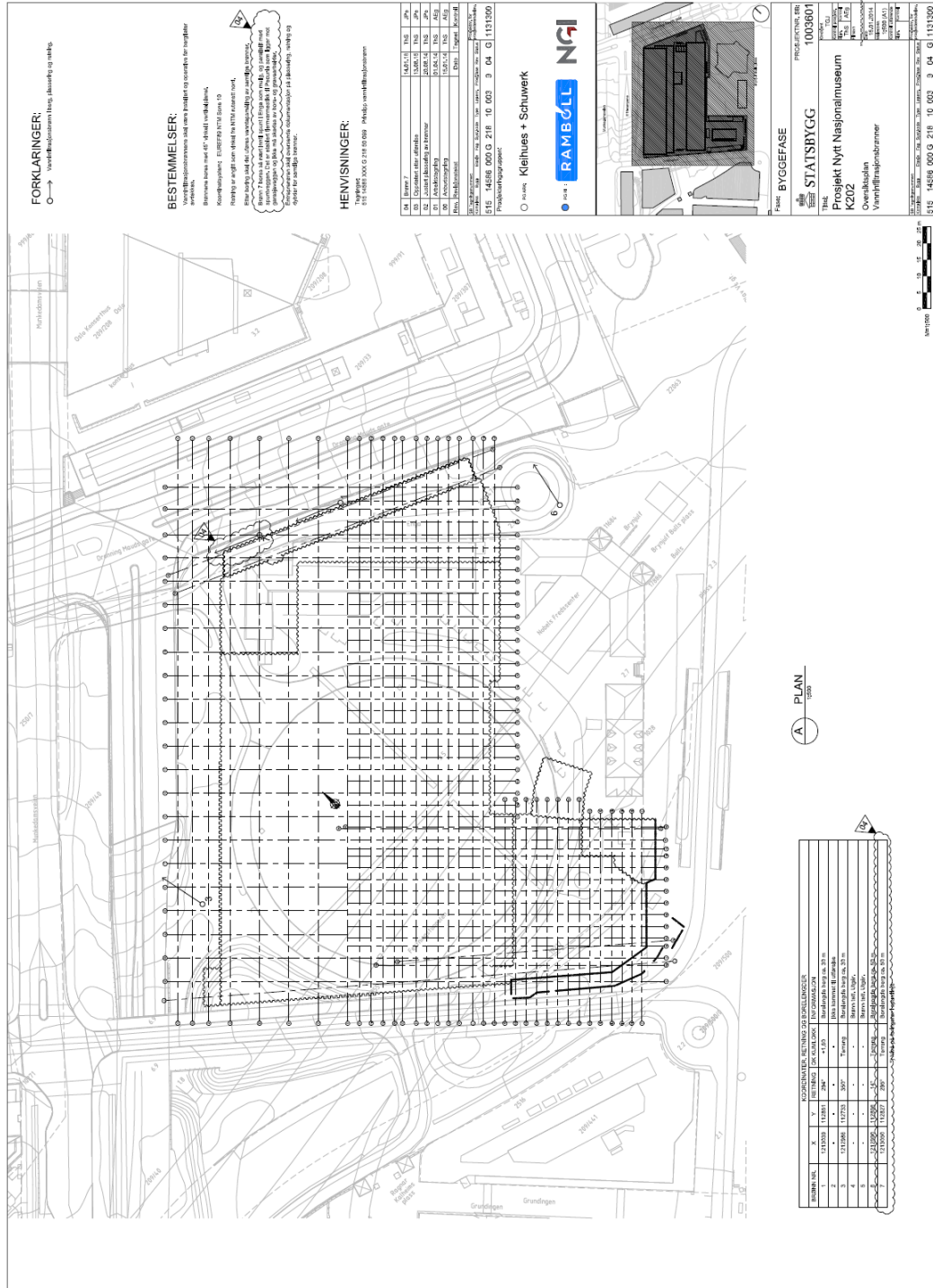
Figur D.2: Totalsonderingsprofil 20 benyttet til å tolke lagdelingen i det aktuelle området. Hentet fra Jensen (2013)



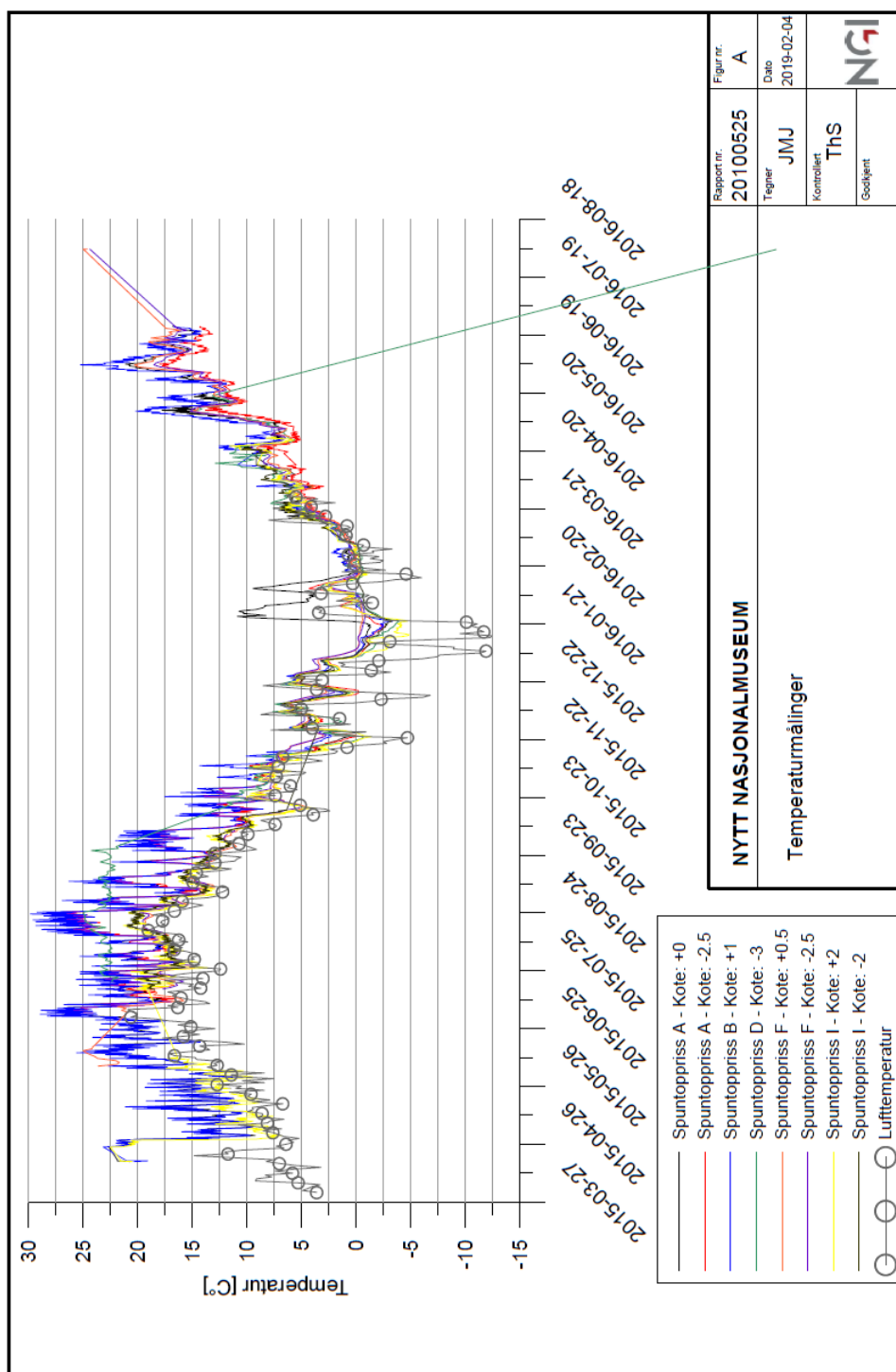
Figur D.3: Utsnitt av bergkotekart mottatt av NGI som en del av den geotekniske datarapporten Jensen (2013)



Figur D.4: Målepunkt for setninger og poretrykk. Mottatt fra NGI



Figur D.5: Oversiktsplan vanninnfiltrasjonsbrønner. Tegnet og mottatt fra NGI



Figur D.6: Temperaturmålinger fra samtlige spunttoppriss. Det aktuelle spunttopprisset er A (rød og sort linje). Figuren er mottatt fra NGI

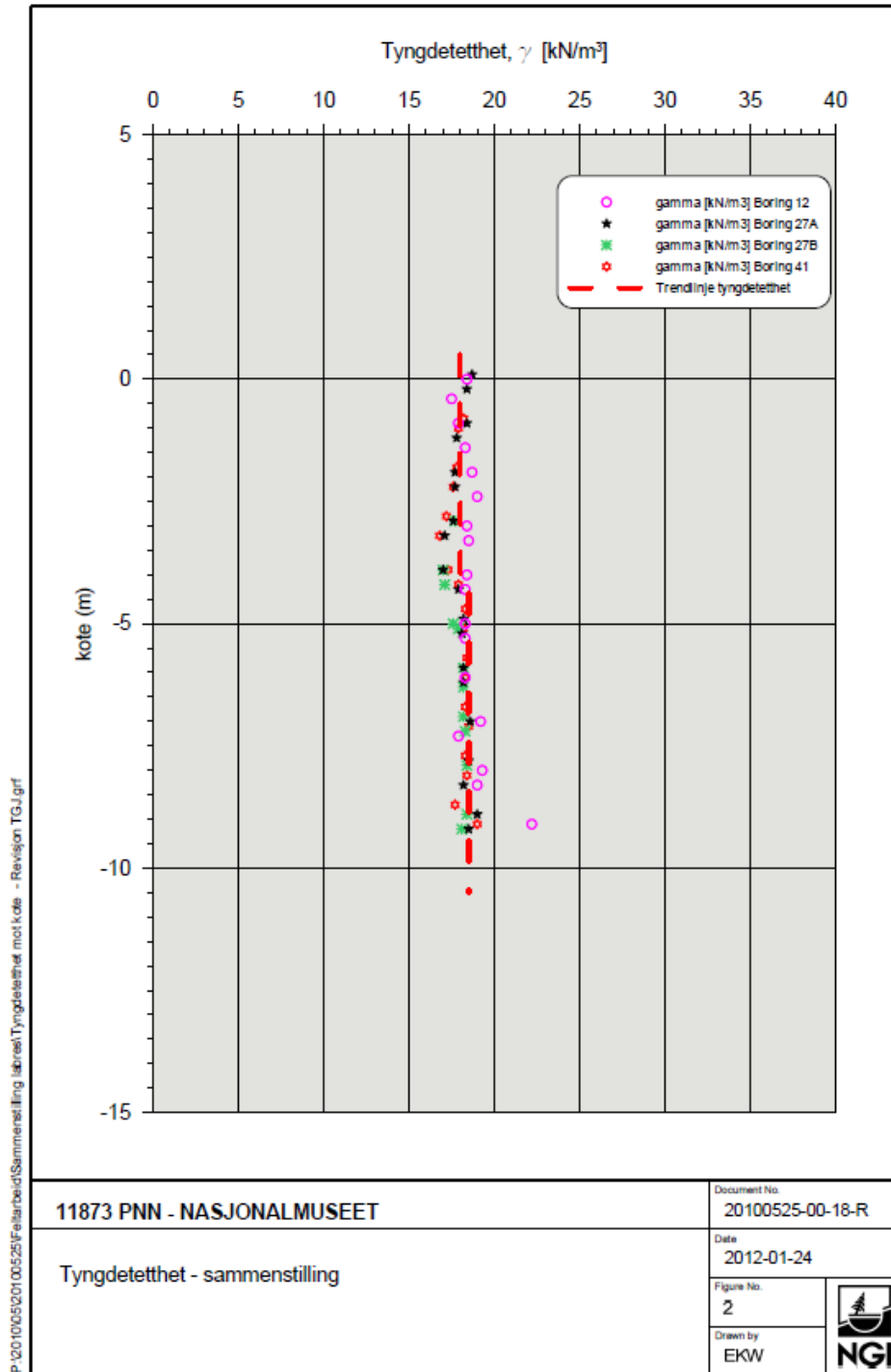
Vedlegg E

Tilpasning av inputparametere

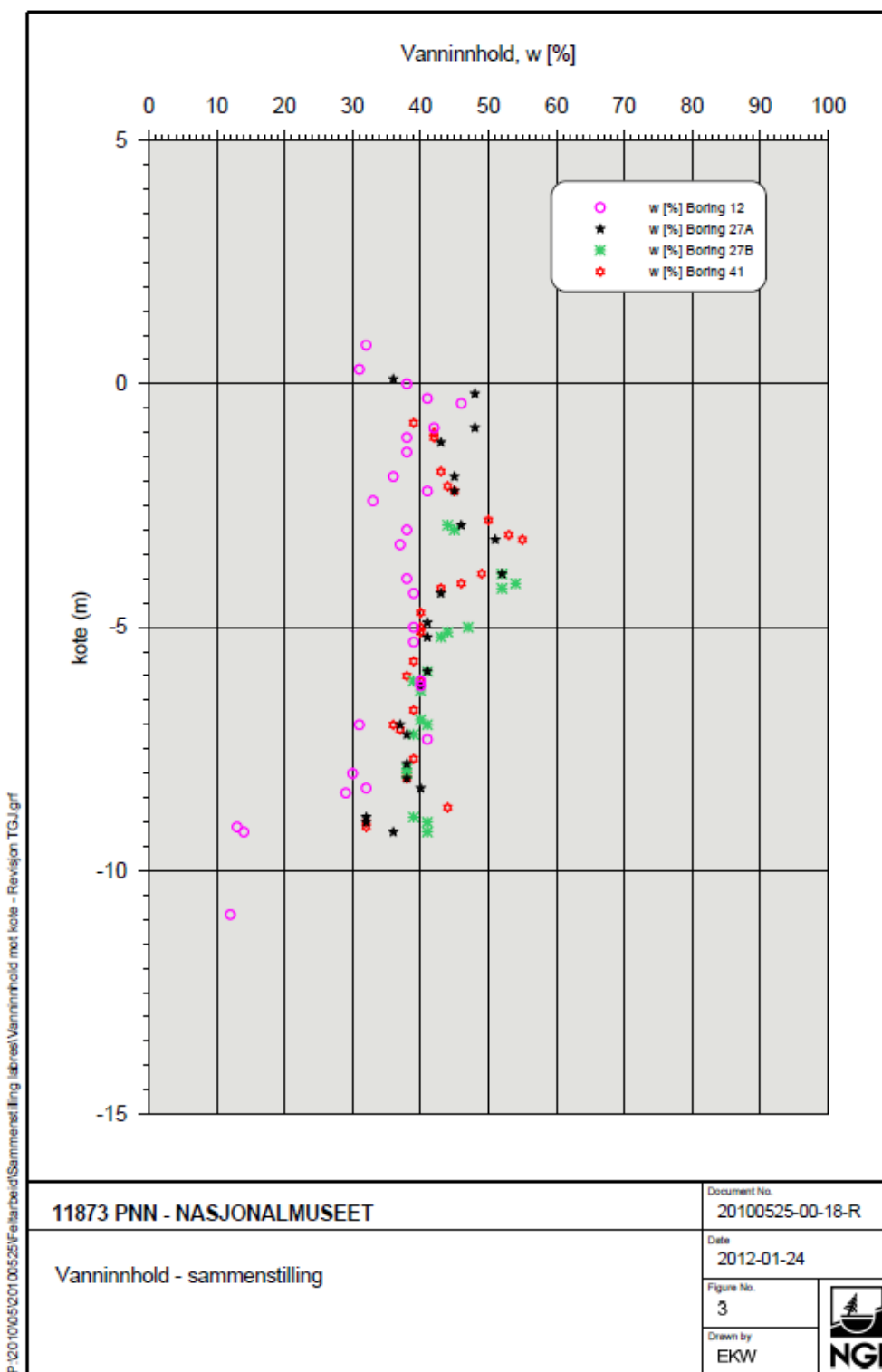
Følgende vedlegg inneholder en utdypning av hvordan enkelte parametere i analysen er valgt og tilpasset både opp mot grunnundersøkelser og teori. I tillegg er enkelte parametere tilpasset for at de to jordmodellene eADP og NGI-ADP skal ha et så likt utgangspunkt i input som mulig.

E.1 Sammenstilling av indeksparametere

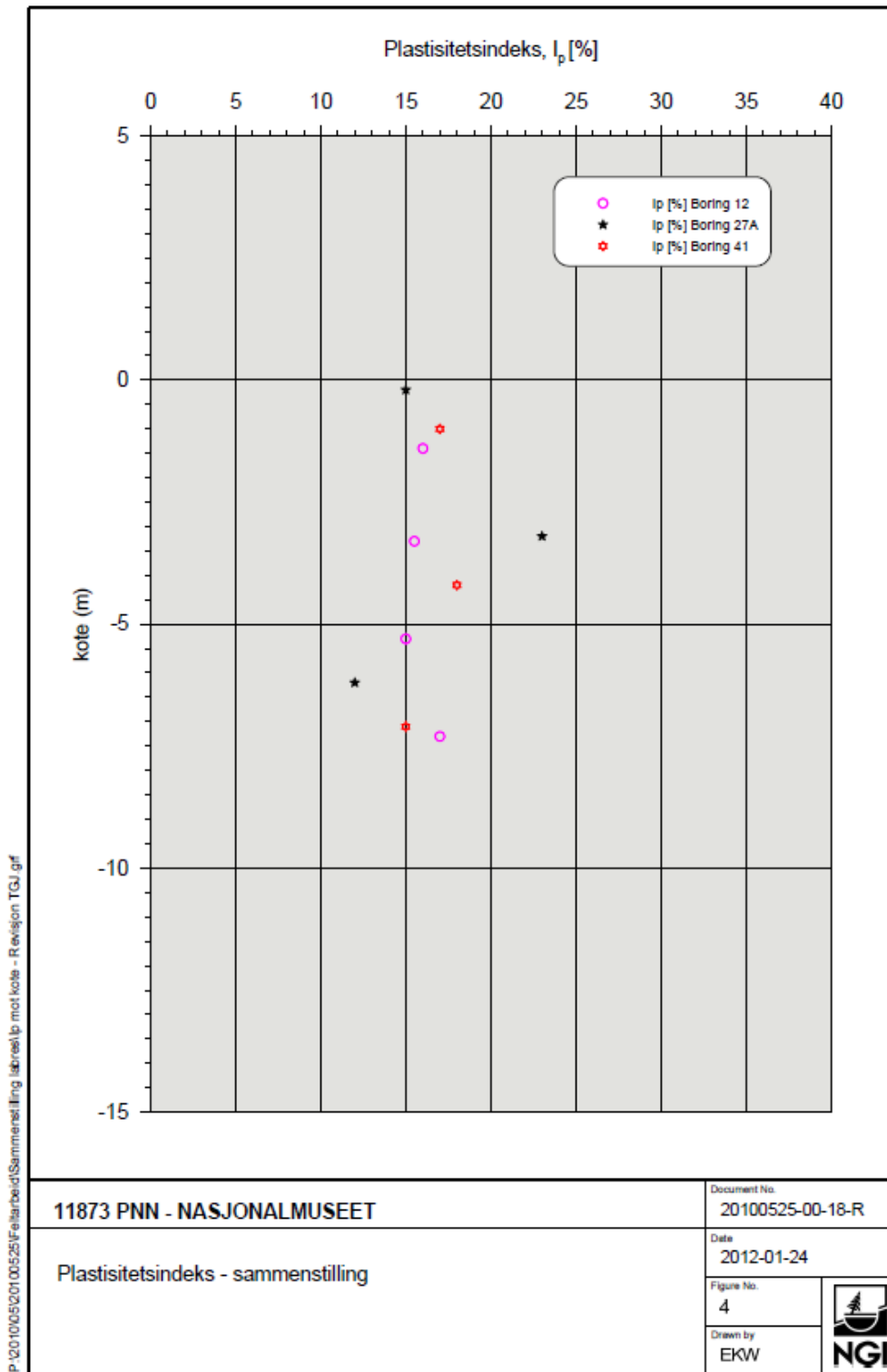
Følgende underkapittel inneholder en sammenstilling av ulike indeksparametere. Figurene er utarbeidet av og mottatt fra NGI.



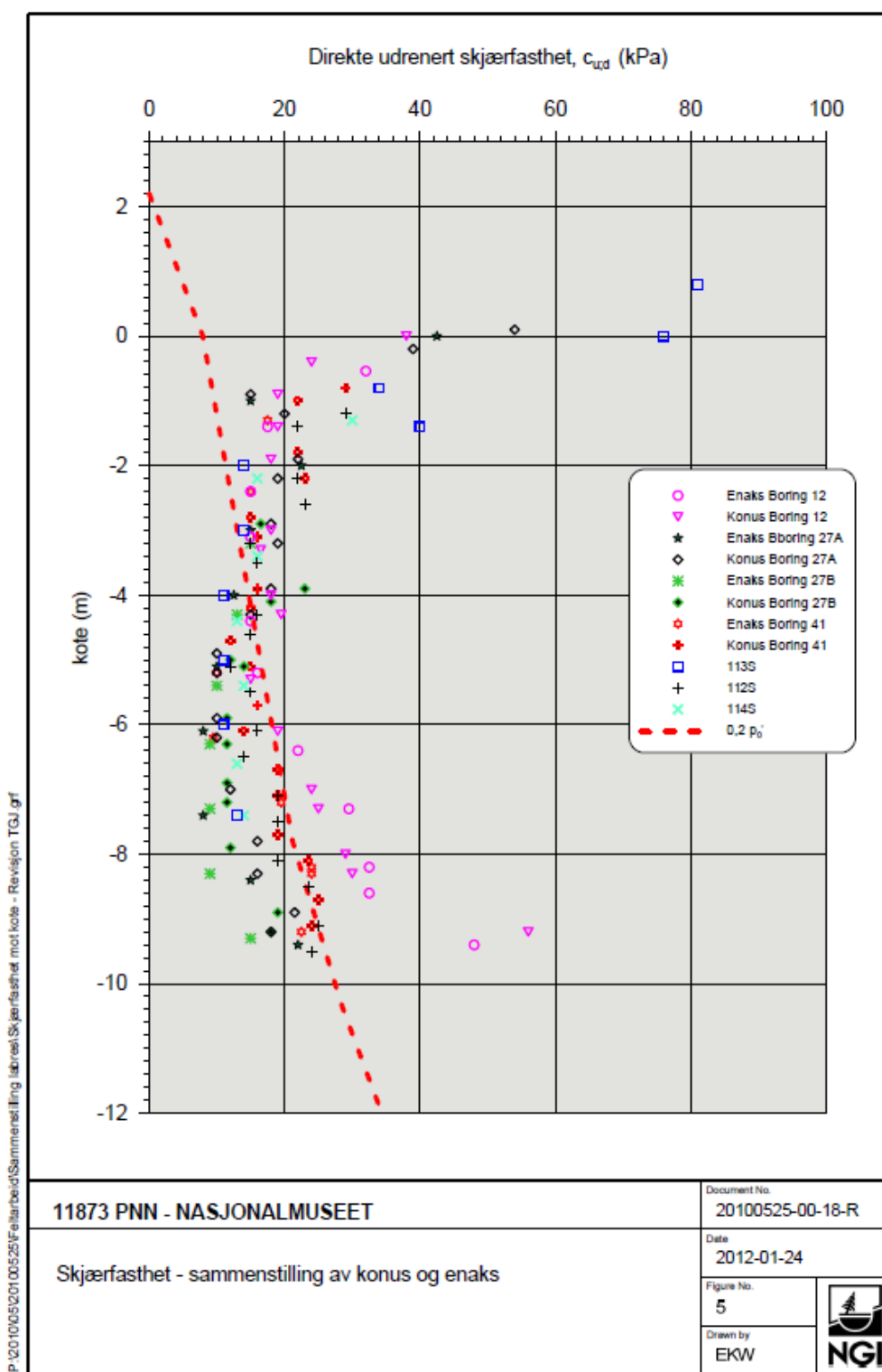
Figur E.1: Sammenstilling av tyngdetetthet. Utarbeidet av og mottatt fra NGI



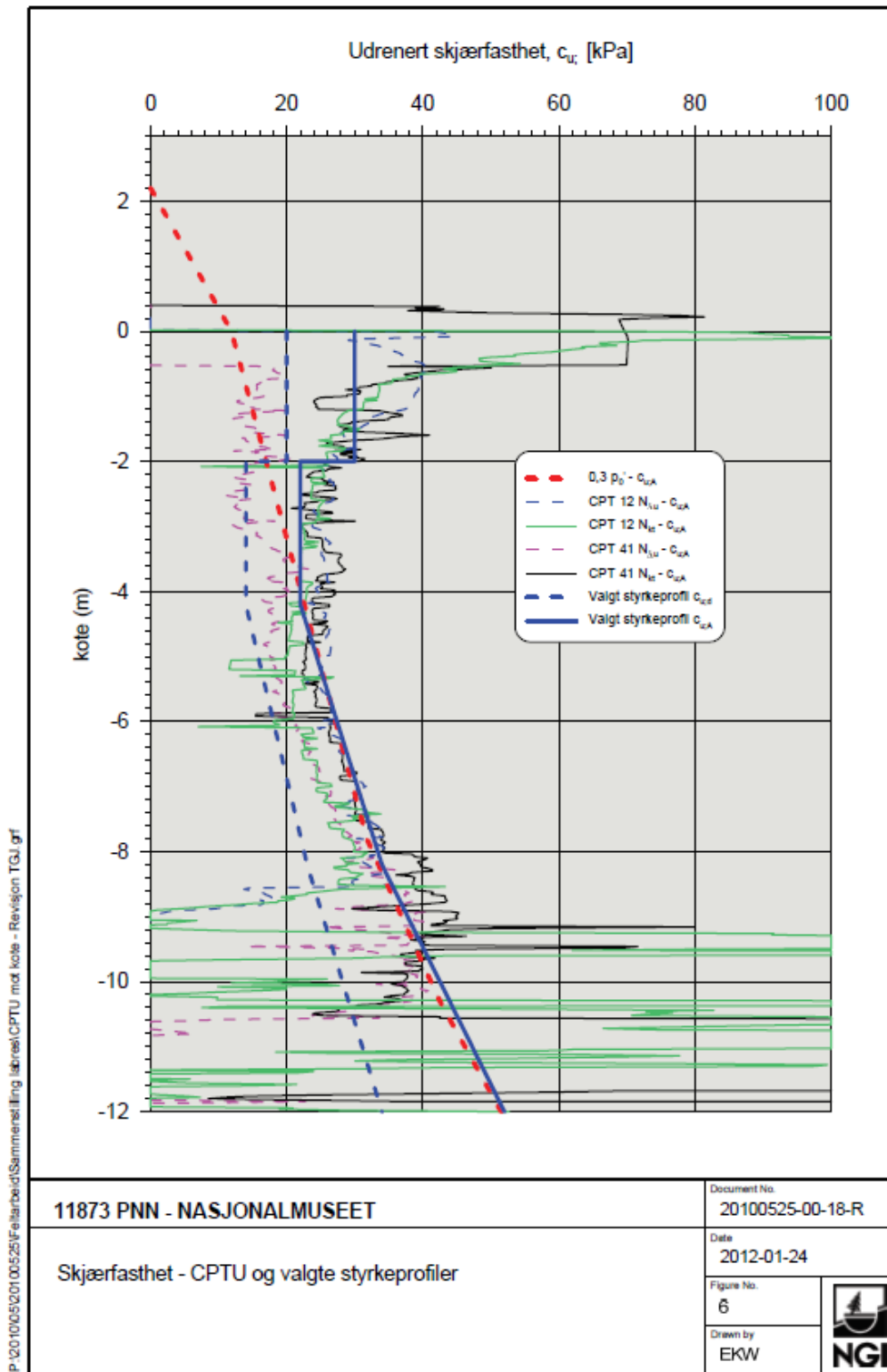
Figur E.2: Sammenstilling av vanninnhold. Utarbeidet av og mottatt fra NGI



Figur E.3: Sammenstilling av plastisitetsindeks. Utarbeidet av og mottatt fra NGI



Figur E.4: Sammenstilling av skjærfasthet - konus og enaks. Utarbeidet av og mottatt fra NGI



Figur E.5: Sammenstilling av skjærfasthet - CPTU og valgte styrkeprofiler. Utarbeidet av og mottatt fra NGI

E.2 Tilpasning av overkonsolideringsraten, OCR

Følgende underkapittel inneholder en utdypning av hvordan OCR er valgt for de ulike leirlagene. I datarapporten fra NGI kommer det frem at leira er tilnærmet normalkonsolidert (Jensen, 2013). Normalt vil det tilsi en verdi mellom 1,2 – 1,4 (Vegdirektoratet, Statens Vegvesen, 2014). I tillegg til denne opplysningen er valg av OCR , og derav overkonsolideringsspenningen p'_c , bestemt fra korrelasjon mellom OCR og CTPU etter Karlsrud et al. (2005). Artikkelen inneholder flere CPTU korrelasjoner for leire, og er spesielt egnet for norske marine leirer.

E.2.1 OCR basert på tidligere overlaging

Artikkelen av Karlsrud et al. (2005) anbefaler å velge OCR basert på spissmotstanden, q_t , og effektivspenningene i leira via Formel E.1 for leirer med lav sensitivitet, $S_t < 15$.

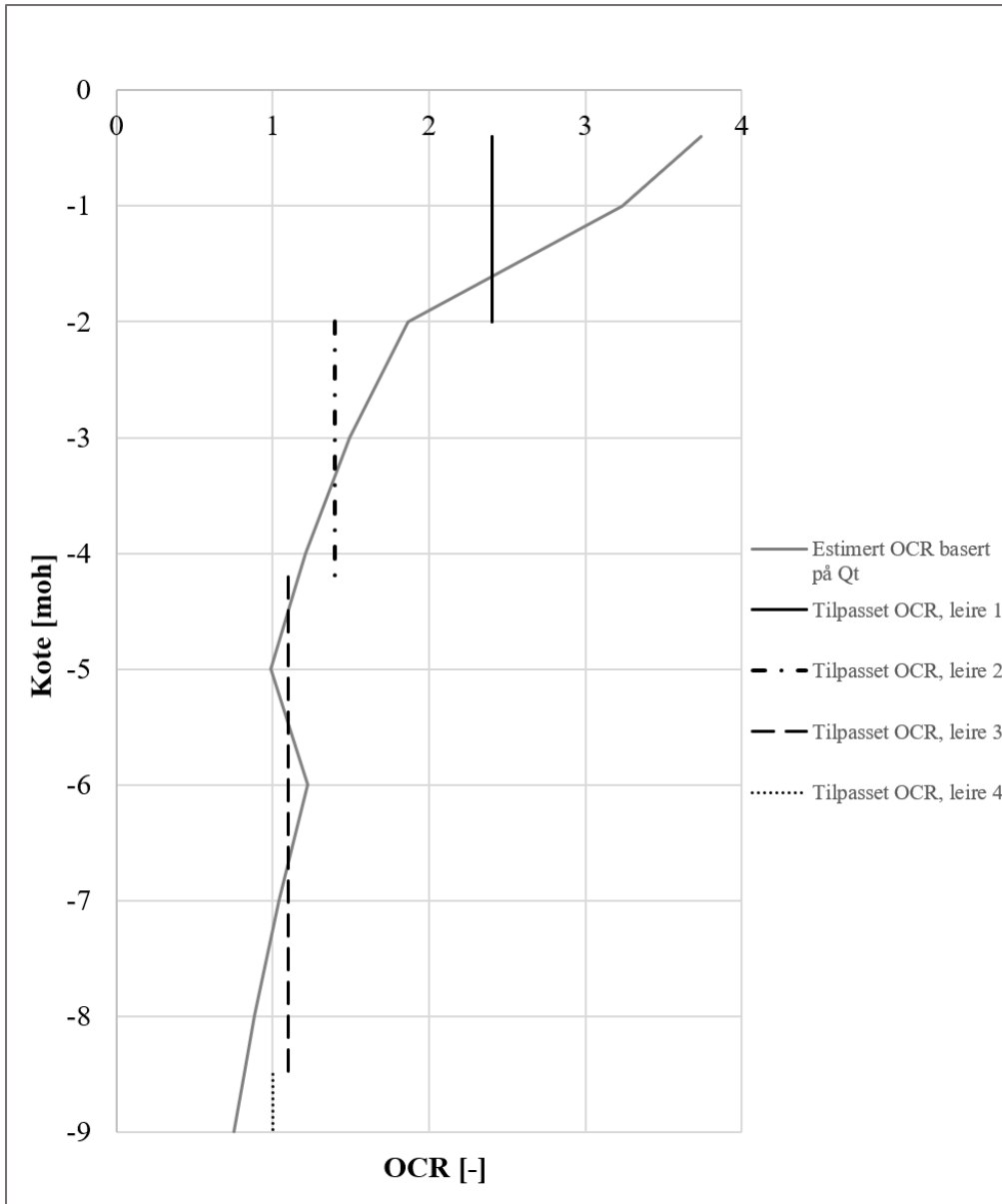
$$OCR = (Q_t/3)^{1,2} \quad (E.1)$$

Her er $Q_t = (q_t - \sigma_{vo})/\sigma'_{vo}$. Altså vil OCR variere med dybden. Det er valgt å dele leira inn i fire lag, for så å sette en gjennomsnittlig og representativ verdi for overkonsolideringen i de ulike lagene. Dette vil gjøre at verdien i enkelte områder ikke stemmer så godt med verdien som kommer direkte fra korrelasjonen. Analysen er gjort ved å lese av omtrentlige verdier for spissmotstanden fra CPTUen i borhull 12, da det er denne CPTUen som ligger nærmest det aktuelle beregningssnittet. Denne boringen finnes i den geotekniske datarapporten av Jensen (2013) og har målte verdier i dybdene mellom kote -0,4 og kote -9. Figur E.6 viser hvordan OCR varierer med dybden basert på dette. I tillegg er representative, konstante verdier for de ulike leirlagene er lagt inn.

Som det fremkommer av figuren er det store variasjoner i OCR , særlig i det øverste laget. Dermed vil valgt OCR være dårligst tilpasset i det øverste leirlaget. I tillegg er estimerte verdier for $OCR < 1,0$ i de dypeste områdene. Dette er ikke mulig, og verdien settes derfor opp til $OCR = 1,0$ i det nederst laget. Dette tilsvarer en normalkonsolidert leire. De representative verdiene for OCR for de ulike leirlagene basert på korrelasjonen med spissmotstanden er gitt i Tabell E.1.

Tabell E.1: OCR basert på tolkning av CTPU i borhull 12

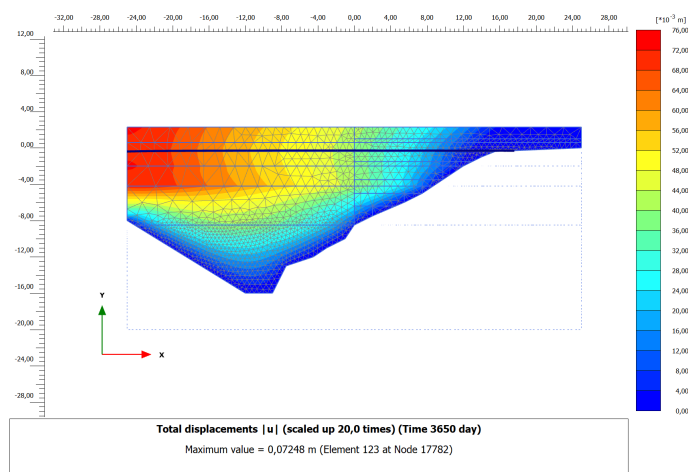
Kotehøyde [moh]	Verdi [-]
- 0,4 → - 2,0	2,4
- 2,0 → - 4,2	1,4
- 4,2 → - 8,5	1,1
- 8,5 →	1,0



Figur E.6: Plot av hvordan overkonsolideringsraten, OCR, varierer med dybden basert på CTPU korrelasjoner fra [Karlsruud et al. \(2005\)](#).

E.2.2 OCR basert på kryp

Overnevnte *OCR* er altså kun basert på tidligere overlaging. Som nevnt i Underkapittel 4.2 må man i en krypmodell, slik som eADP, også ta hensyn til kryp ved valg av *OCR*. Ved å benytte *OCR*-verdiene som kun er basert på tidligere overlaging får leira en total deformasjon på ca. 72 mm i løpet av ti år, uten at noe geometri eller laster endres, se Figur E.7. Dette er svært usannsynlig for en leire som har ligget i Oslogropa i flere hundre år. En nærmere undersøkelse av hvordan *OCR*-verdiene påvirker kryptet er derfor gjort, på tilsvarende måte som beskrevet i Underkapittel 4.2.1. Det vil si at det er opprettet en fase etter initialfasen, der geometri og laster er uendret. Fasen er satt til å konsolidere i 10 år. Videre er *OCR* for de ulike leirlagene økt frem til oppnådd deformasjon i løpet av de ti årene er mindre enn ca. 2 mm. Resultatet av denne kryptesten er at *OCR*-verdiene for de tre nederste lagene må økes til 1,6. De endelige verdiene som dermed er benyttet i denne oppgaven er som oppgitt i Tabell E.2. Disse verdiene er basert på både tidligere overlaging og kryp.



Figur E.7: Totale deformasjoner etter ti år med *OCR* som beskrevet i Underkapittel E.1

Tabell E.2: Oppdatert *OCR* basert på kryptest over ti år

<i>Kotehøyde</i> [moh]	<i>Verdi</i> [-]
- 0,4 → - 2,0	2,4
- 2,0 → - 4,2	1,6
- 4,2 → - 8,5	1,6
- 8,5 →	1,6

E.3 Tilpasning av udrenert skjærstyrke

Følgende underkapittel inneholder en utdypning av hvordan den udrenerte skjærstyrken er tilpasset for de ulike jordmodellene.

Det er valgt å benytte NGI sin tolkning av den udrenerte skjærstyrken som utgangspunkt for å finne skjærstyrkeparametere. Denne tolkningen er basert på CPTU, noe som gjerne gir den mest troverdige styrken i jorda. NGI sin tolkning er vist i Figur E.5. Det er valgt å være noe mer konservativ ved å sette $s_u = 22 \text{ kPa}$ også for det øverste leirlaget. Dermed er anbefalt skjærstyrkeprofil gitt av Formel E.2.

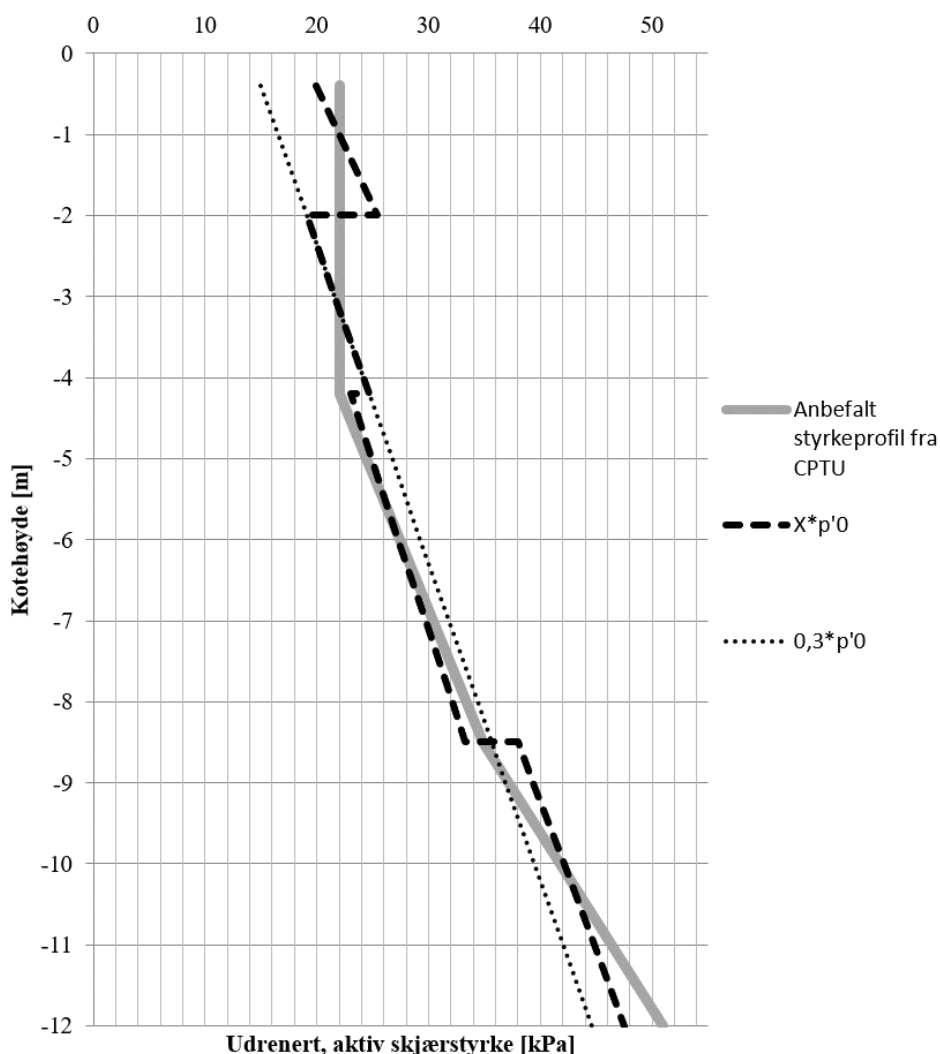
$$\begin{aligned} s_u^A &= 22 \text{ kPa} && \text{for kote } +0 \rightarrow -4, 2 \\ s_u^A &= 22 \text{ kPa} + 3(z - 4, 2) && \text{for kote } -4, 2 \rightarrow -8, 5 \\ s_u^A &= 34, 9 \text{ kPa} + 4, 6(z - 8, 5) && \text{for kote } -8, 5 \rightarrow \end{aligned} \quad (\text{E.2})$$

I eADP modellen legges skjærstyrken inn via parameteren $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}^{TXC}}$. Altså er skjærstyrken blant annet avhengig av effektivspenningene, og vil dermed variere med dybden. I det anbefalte styrkeprofilen er skjærstyrken konstant for de øverste lagene. Da dette ikke er mulig i eADP modellen er det valgt å legge inn ulike faktorer for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}^{TXC}}$, slik at profilet skal ligge så nært det anbefalte profilet som mulig. Det tolkede styrkeprofilet i Figur E.5 viser at en faktor på $s_u^A = 0, 3p'_0$ generelt vil passe relativt godt. Det er likevel valgt å tilpasse faktoren for de ulike lagene slik at styrken skal passe best mulig med anbefalt styrkeprofil i samtlige dybder. Dette er gjort ved å benytte gjennomsnittsverdien av $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}^{TXC}}$ i de ulike leirlagene. De valgte verdiene for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}^{TXC}}$ for de ulike leirlagene er gitt i Tabell E.3.

Tabell E.3: Valgte inputparametere for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}^{TXC}}$ basert på tolkning av CPTU i borhull 12

Kotehøyde [moh]	Verdi [-]
- 0,4 → - 2,0	0,40
- 2,0 → - 4,2	0,30
- 4,2 → - 8,4	0,28
- 8,5 →	0,32

Figur E.8 viser hvordan s_u vil passe sammen med det anbefalte styrkeprofilet, basert på faktorene i tabellen over. Her er altså X tilsvarende verdien for $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}^{TXC}}$ i Tabell E.3. Som figuren viser blir skjærstyrken noe underestimert i enkelte dybder, og tilsvarende overestimert i andre dybder. Det største avviket finnes mellom de to øverste lagene, og er på ca. 13,5%. Dette er ansett å være lite nok. Det bør også nevnes at det anbefalte styrkeprofilet ikke nødvendigvis er helt korrekt. Dermed kan det være at de små avvikene i plottet ikke avviker fra virkeligheten.



Figur E.8: Plot av hvordan skjærstyrken basert på $\frac{s_u^{TXC}}{\sigma_{v,o}}$ -faktorer, samt det anbefalte styrkeprofilet gitt av Formel E.2 varierer med dybden.

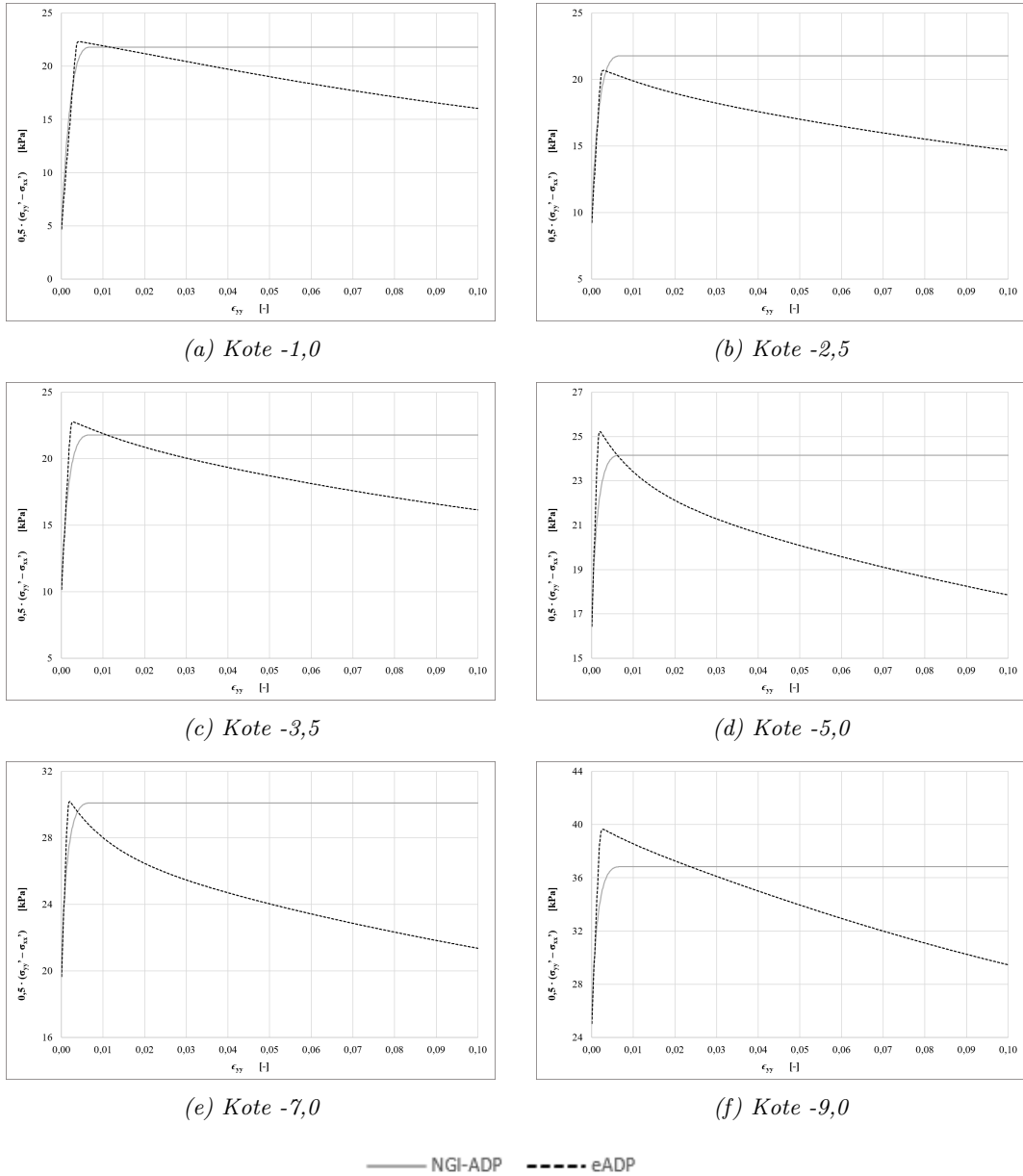
E.3.1 Kontroll av styrkeparameterne

Som en kontroll av de valgte skjærstyrkeparameterne for de ulike jordmodellene, er det valgt å gjennomføre en simulert triaksialtest. Testen er gjennomført i seks ulike dybder. Dette er gjort for å kontrollere at initiell input i de to modellene er så like som mulig, slik at ulikheter i input ikke skal ha påvirkning på resultatene. Triaksialforsøkene er simulert udrenert og anisotrop ved et celletrykk, $|\sigma'_3|$, som tilsvarer initial effektivspenning i horisontal retning. I tillegg må s_u^A legges inn som en konstant for den gitte dybden i NGI-ADP modellen, basert på Formel E.2. En oppsummering av den viktigste inputen som er benyttet i analysen er gitt i Tabell E.4. Resultatet er sammenlignet i et $\epsilon_{yy} - 0,5(\sigma_{yy} - \sigma_{xx})$ - plot. Her kommer styrketaket i de to jordmodellene frem som toppunktet på kurven.

Tabell E.4: Overikt over input i triaksialsimuleringen i Soil Test for verifisering av valgt skjærstyrke

<i>Kotehøyde</i> [moh]	K'_0 [-]	σ'_1 [kPa]	σ'_3 [kPa]	s_u^A [kPa]
- 1,0	0,83	55	46	22,0
- 2,5	0,73	68	50	22,0
- 3,5	0,73	76	55	22,0
- 5,0	0,63	89	56	24,4
- 7,0	0,63	106	67	30,4
- 9,0	0,59	123	73	37,2

Figur E.9 viser resultatene fra simuleringen. Ved første øyekast kan det se ut til at skjærstyrken ikke er godt tilpasset, da grafene ser svært ulike ut etter toppunktet. Dette skyldes blant annet at eADP modellen tar inn en parameter som kontrollerer *post peak softening*, noe NGI-ADP modellen ikke gjør. Dermed holdes grafen konstant etter toppunktet for NGI-ADP modellen, mens den synker for eADP modellen. Ellers er det toppunktet som er interessant for å undersøke hvorvidt de valgte inputparameterne gir omtrent det samme styrketaket. Som det fremkommer av figuren er avviket i styrketaket lite for samtlige tester. Avviket varierer mellom 0,26 - 7,66 %. Dette anses å være tilfredsstillende. Merk at skalaen på y-aksen ikke er lik for de seks testene.



Figur E.9: Resultater fra simuleringen av triaksoaltestene i Soil Test for å kontrollere valgt skjærstyrke. Figuren viser også hvordan helningen på kurvene fem til toppunktet samsvarer for de to modellene. Dette indikerer at input for stivheten er lik for de to jordmodellene

E.4 Tilpasning av initiell mobilisering

Følgende underkapittel inneholder en utdypning av hvordan den initielle mobiliseringen er tilpasset for de ulike leirlagene.

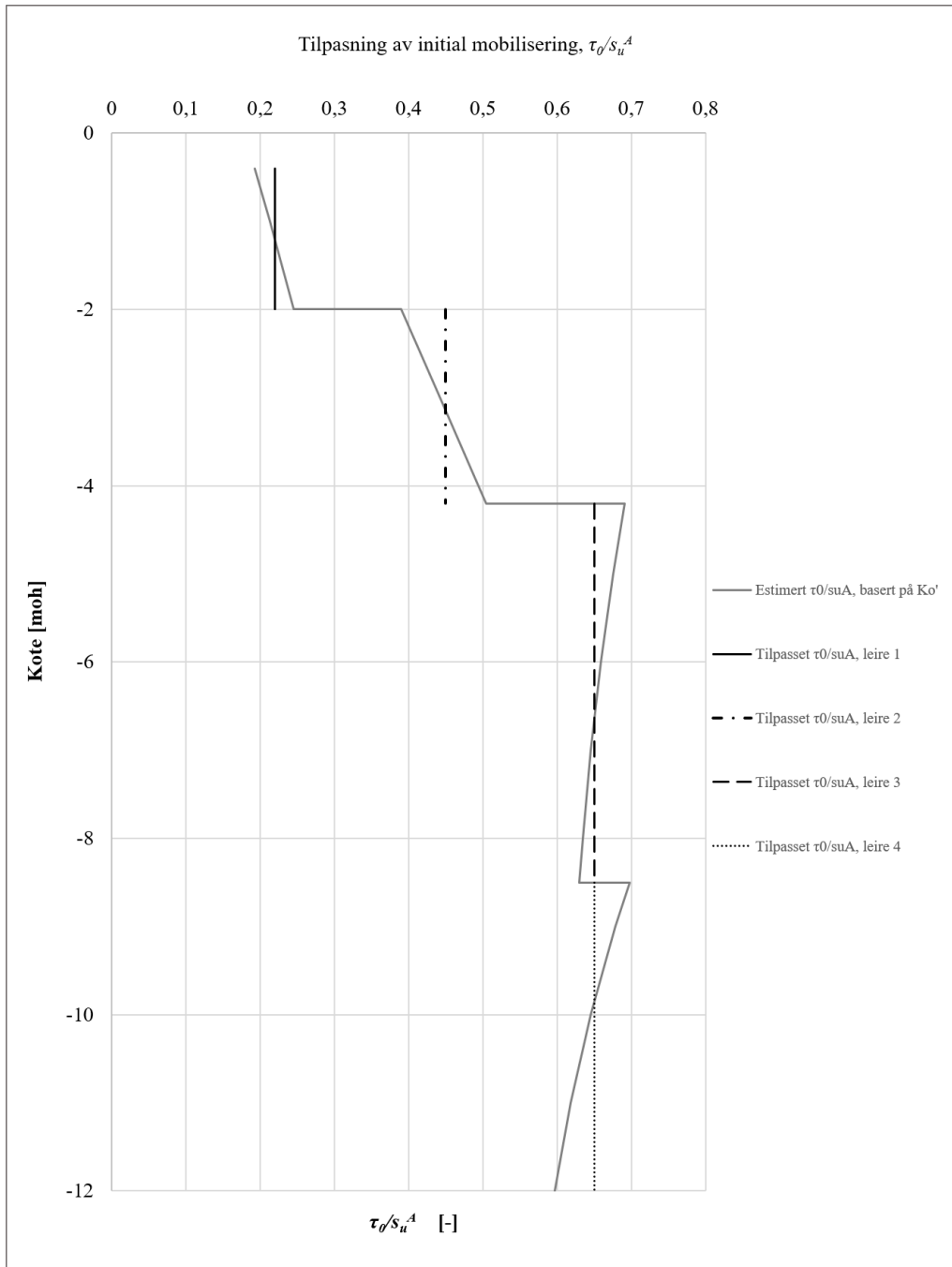
For NGI-ADP modellen er en av inputparameterne den initielle mobiliseringen. Denne settes normalt til 0,7, men dersom leira er noe overkonsolidert med en $K'_0 > 0,6$, så bør den initiale mobiliseringen, τ_0/s_u^A , endres fra det som er normal input i PLAXIS (Brinkgreve, 2017). τ_0/s_u^A er avhengig av K'_0 via Formel E.3.

$$\frac{\tau_0}{s_u^A} = \frac{0,5 \cdot (1 - K'_0) \cdot \sigma'_y}{s_u^A} \quad (\text{E.3})$$

Da σ'_y endres med dybden vil også den initielle mobiliseringen endres med dybden. I tillegg har vi fra Underkapittel 6.2.2 at K'_0 har ulik verdi for ulike dybder. I PLAXIS settes parameteren τ_0/s_u^A inn som en konstant. Det er derfor besluttet å sette inn en gjennomsnittsverdi for τ_0/s_u^A i de fire ulike leirlagene i NGI-ADP modellen. Figur E.10 viser hvordan den initielle mobiliseringen varierer med dybden. Sprangene og de ulike helningene skyldes at de ulike leirlagene har ulik K'_0 . Som forventet er τ_0/s_u^A relativt konstant og nær den anbefalte verdien på 0,7 for de nederste lagene der $K'_0 \approx 0,6$. For de øverste leirlagene, der $K'_0 > 0,6$, får vi en lavere verdi. Helningen på plottet er likevel relativt bratt, så den representative gjennomsnittsverdien anses som god nok. De valgte verdiene er vist i Tabell E.5.

Tabell E.5: Valgte inputparametere for τ_0/s_u^A

Kotehøyde [moh]	Verdi [-]
- 0,4 → - 2,0	0,22
- 2,0 → - 4,2	0,45
- 4,2 → - 8,4	0,65
- 8,5 →	0,65



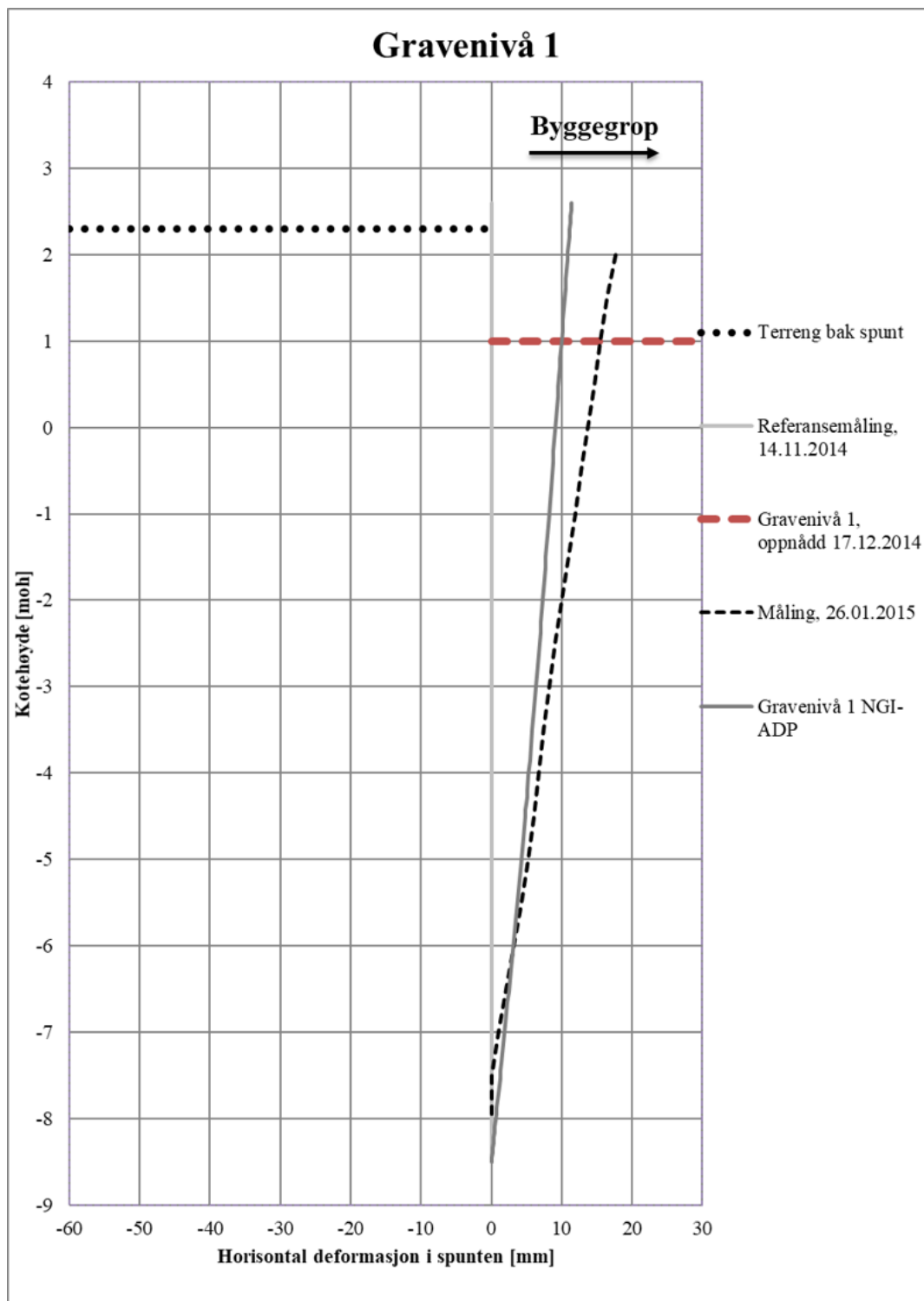
Figur E.10: Plot av hvordan den initielle mobiliseringen varierer med dybden. Det er også lagt inn linjer som definerer de konstante, representative verdiene som er valgt som input i modellen for de ulike leirlagene

Vedlegg F

Resultater fra tilbakeregningen

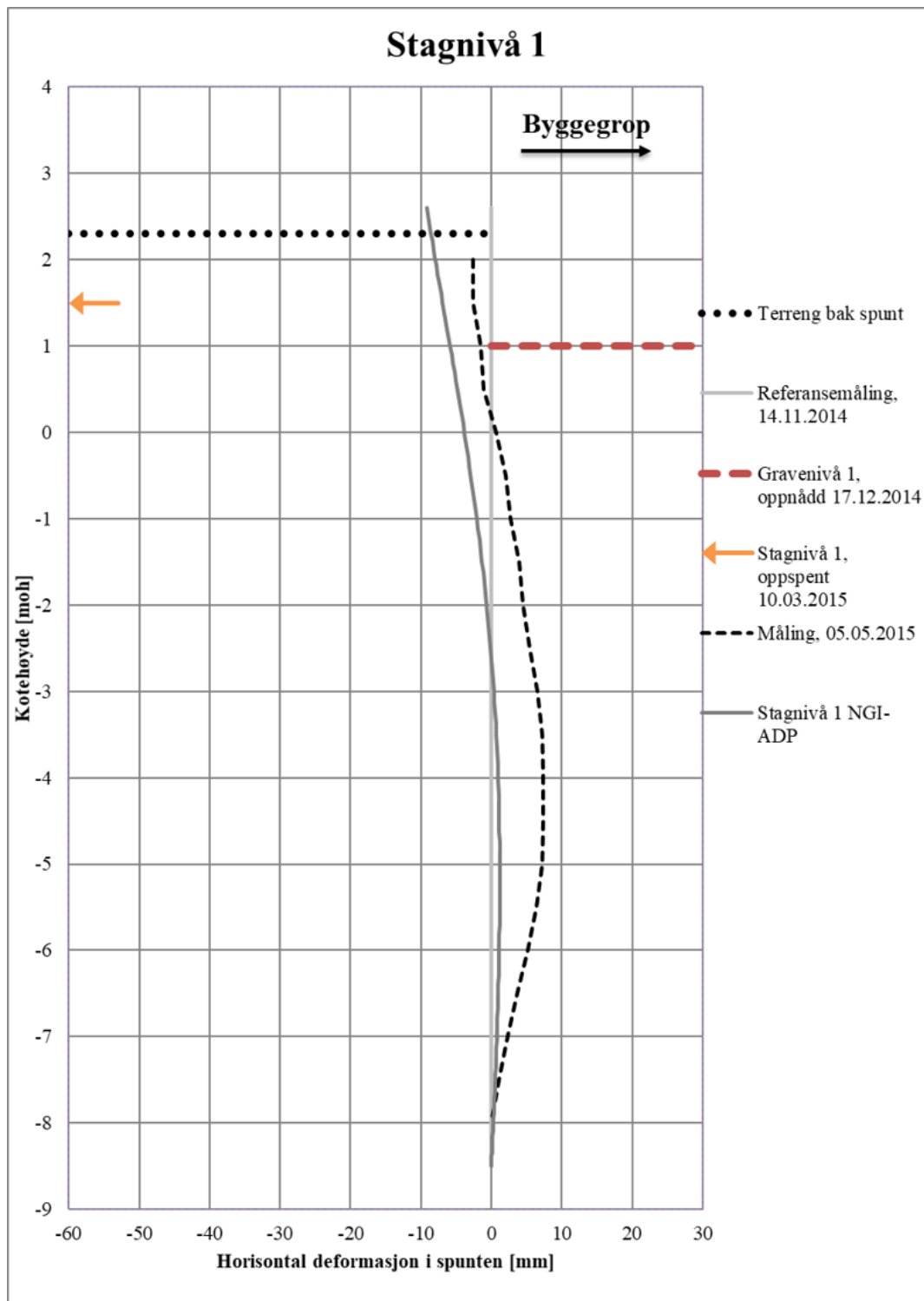
Følgende vedlegg inneholder resultatene fra tilbakeregningen slik de er presentert i Kapittel [7](#), men i større format. Vedlegget inneholder altså ingen ny informasjon som ikke kan finnes i selve rapporten.

F.1 Resultater fra tilbakeregning med NGI-ADP modellen



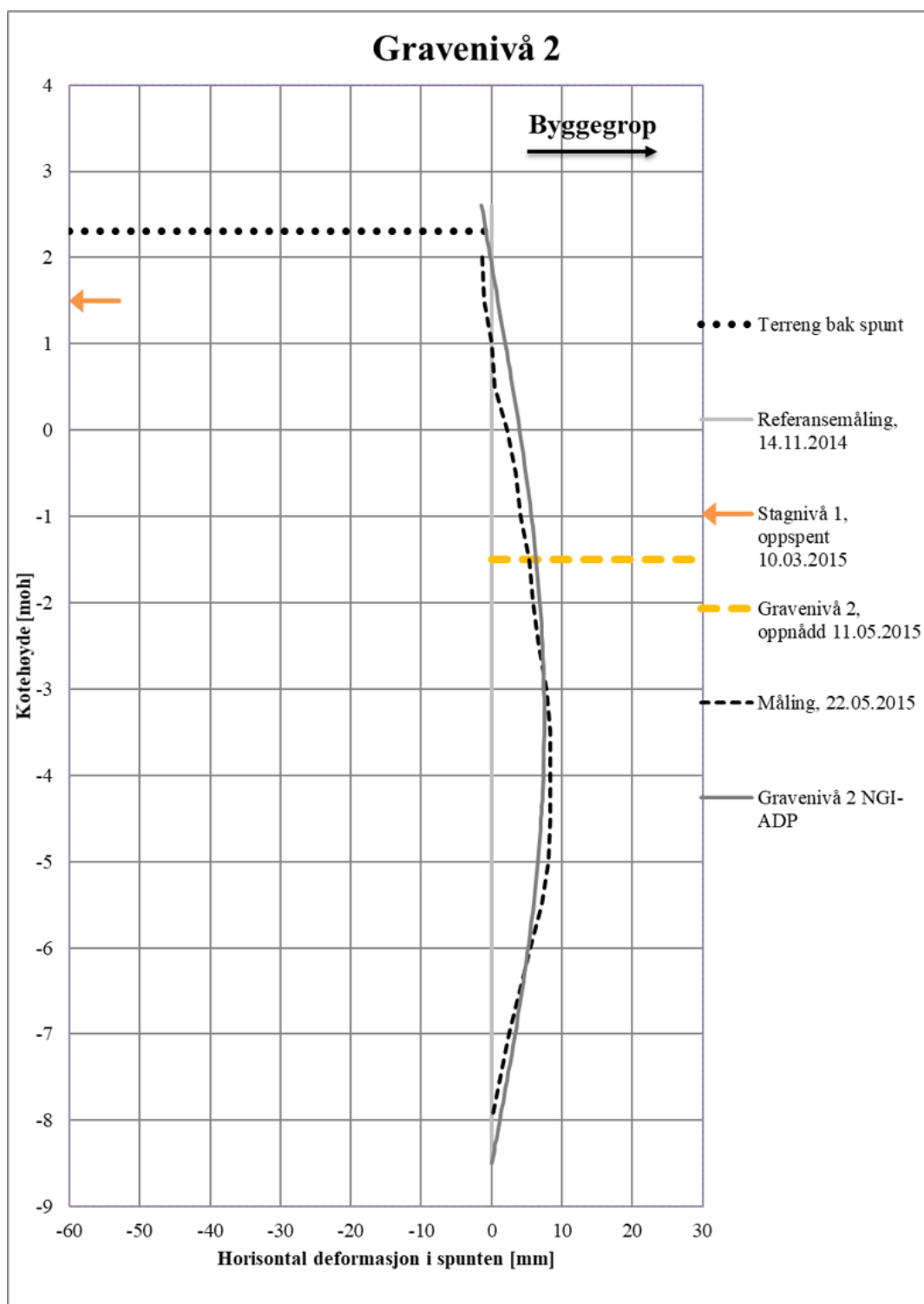
(a) Gravenivå 1

Figur F.1: Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



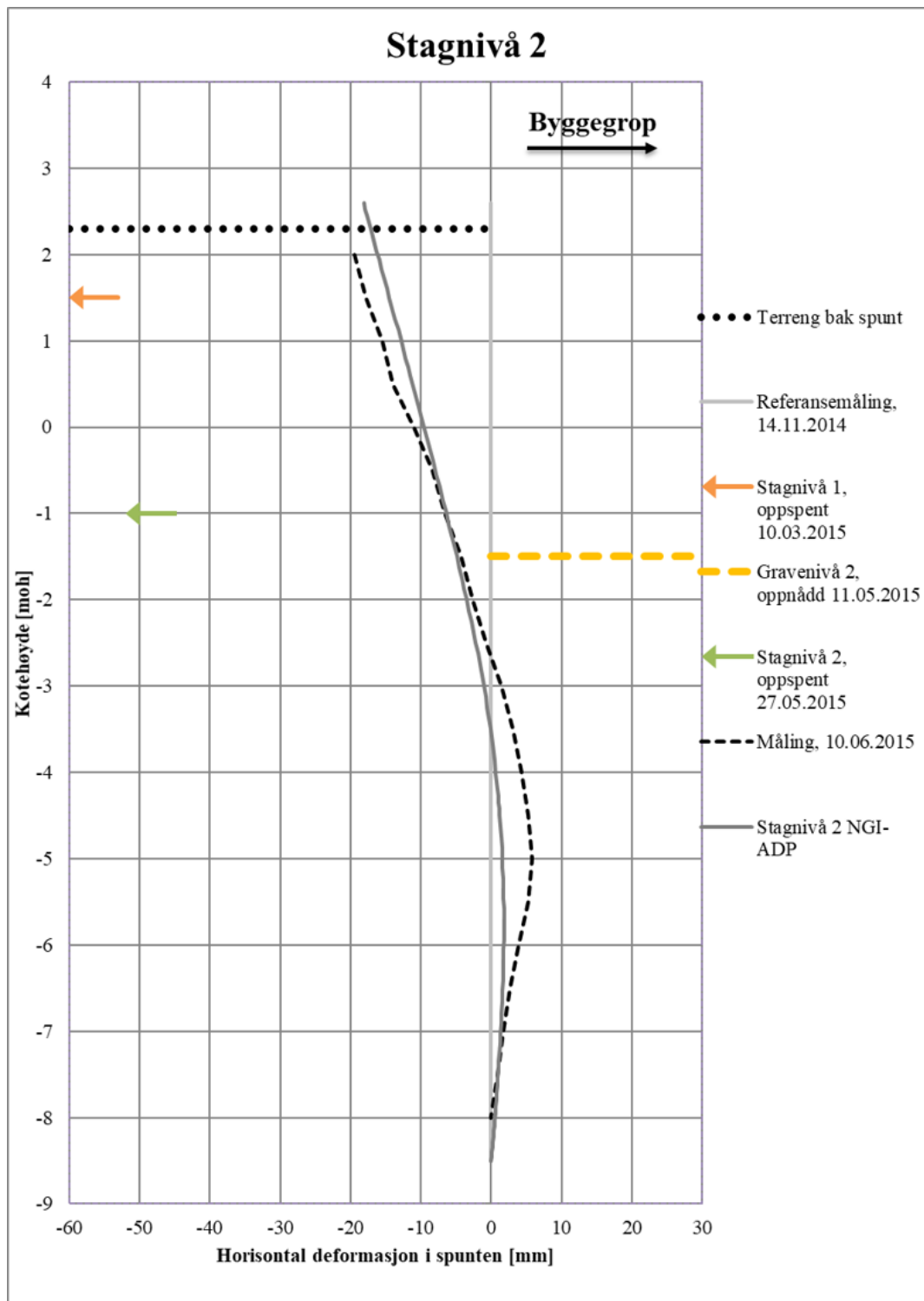
(b) Stagnivå 1

Figur F.1 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



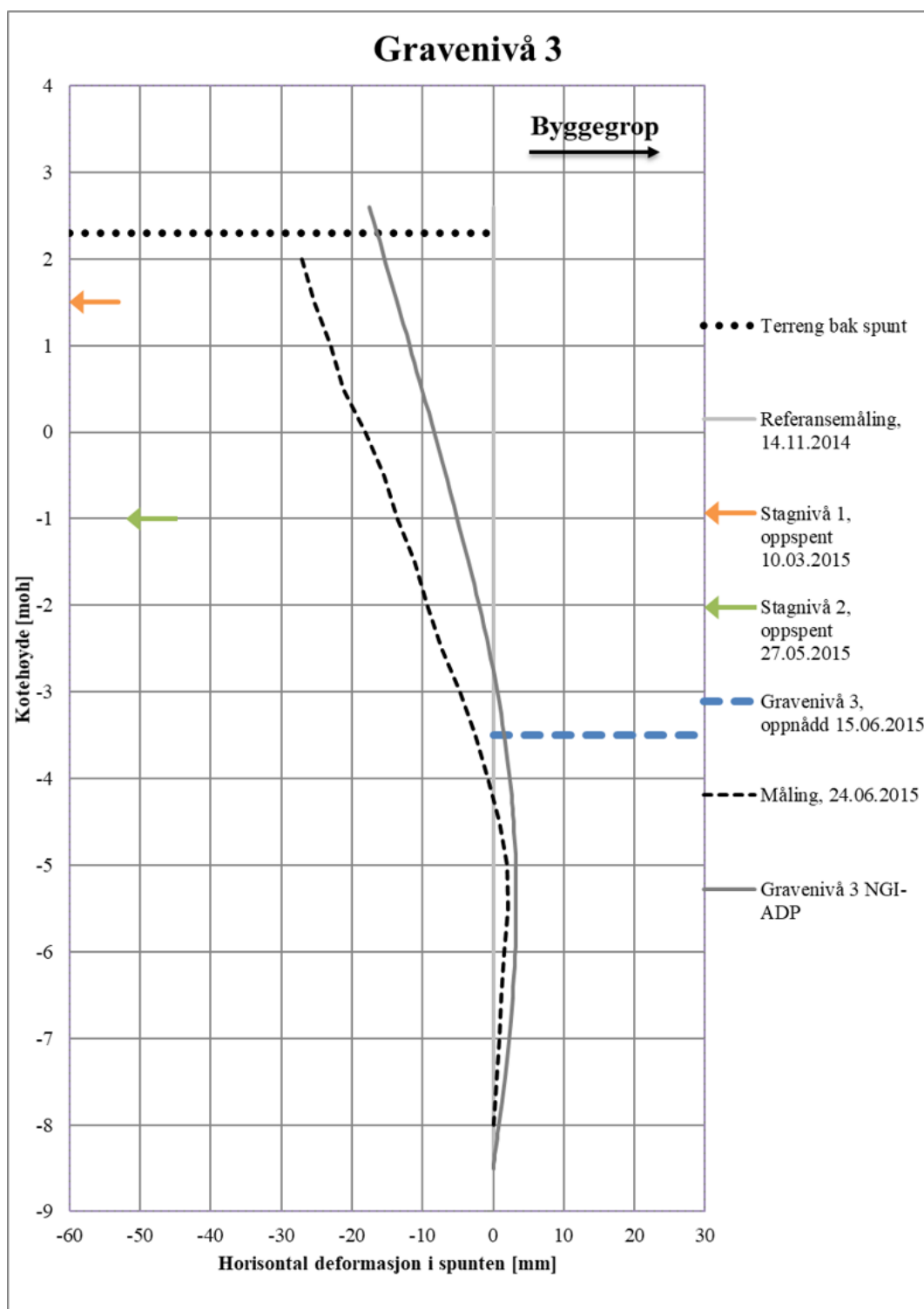
(c) Gravenivå 2

Figur F.1 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



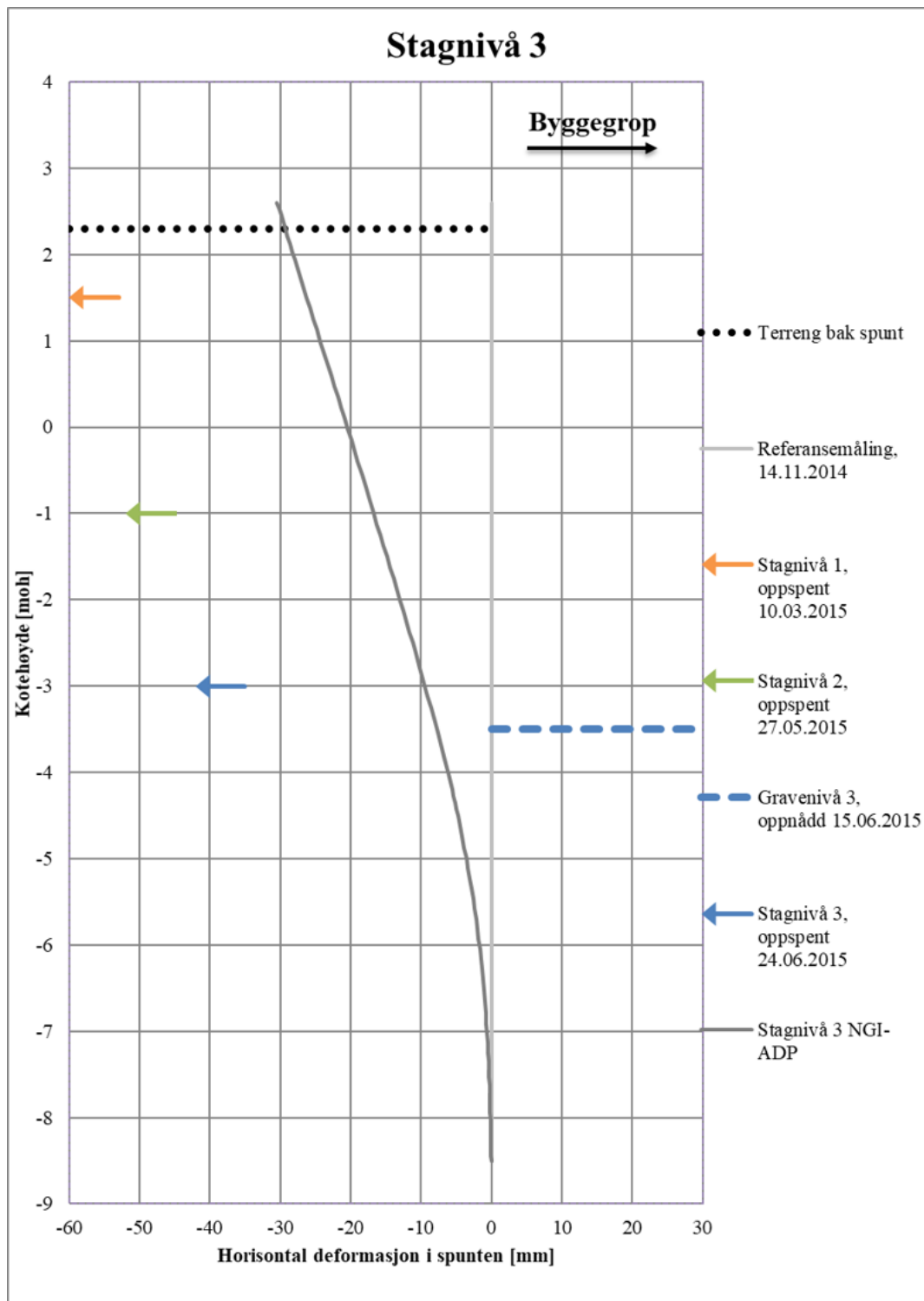
(d) Stagnivå 2

Figur F.1 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



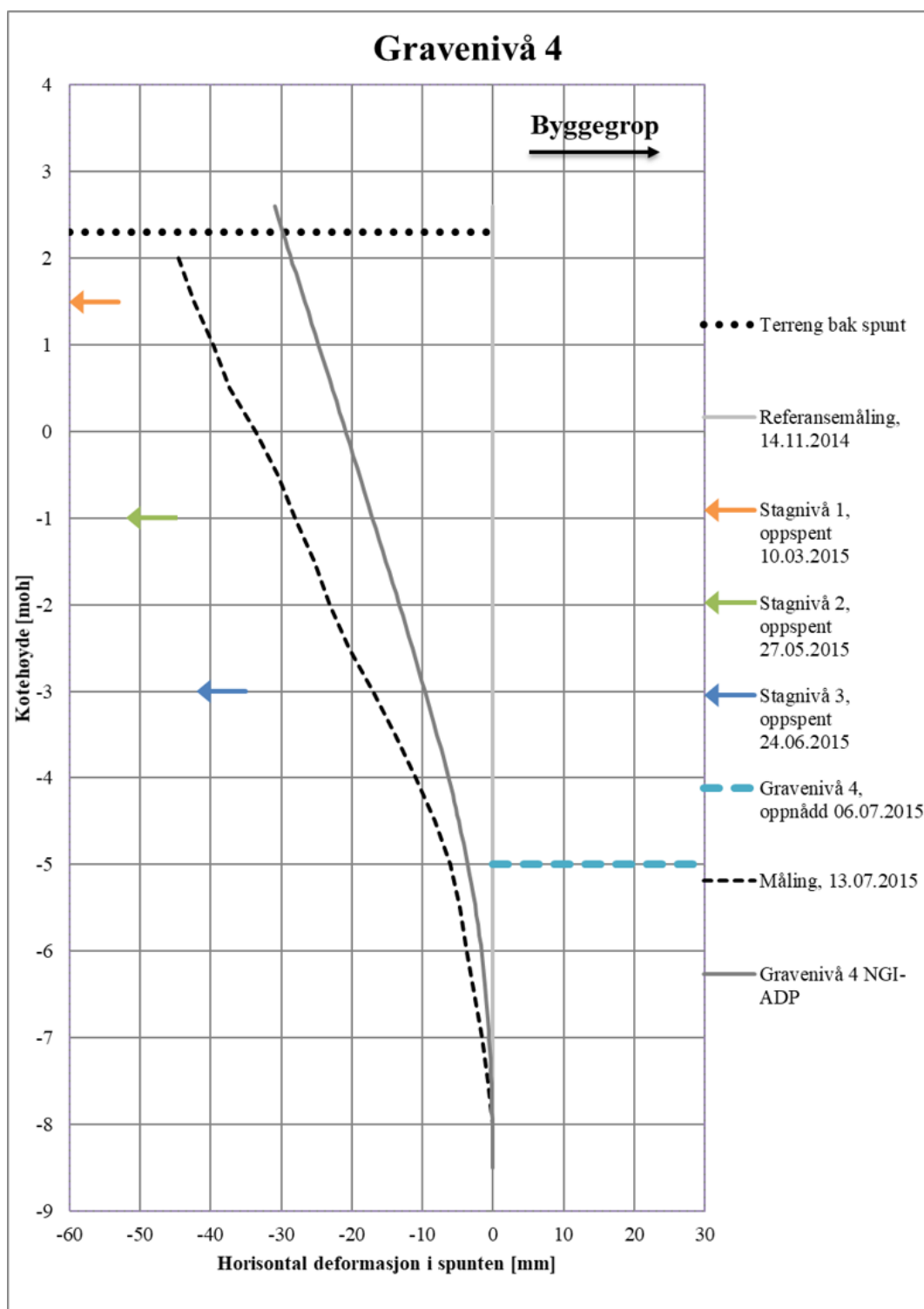
(e) Gravenivå 3

Figur F.1 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunt for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



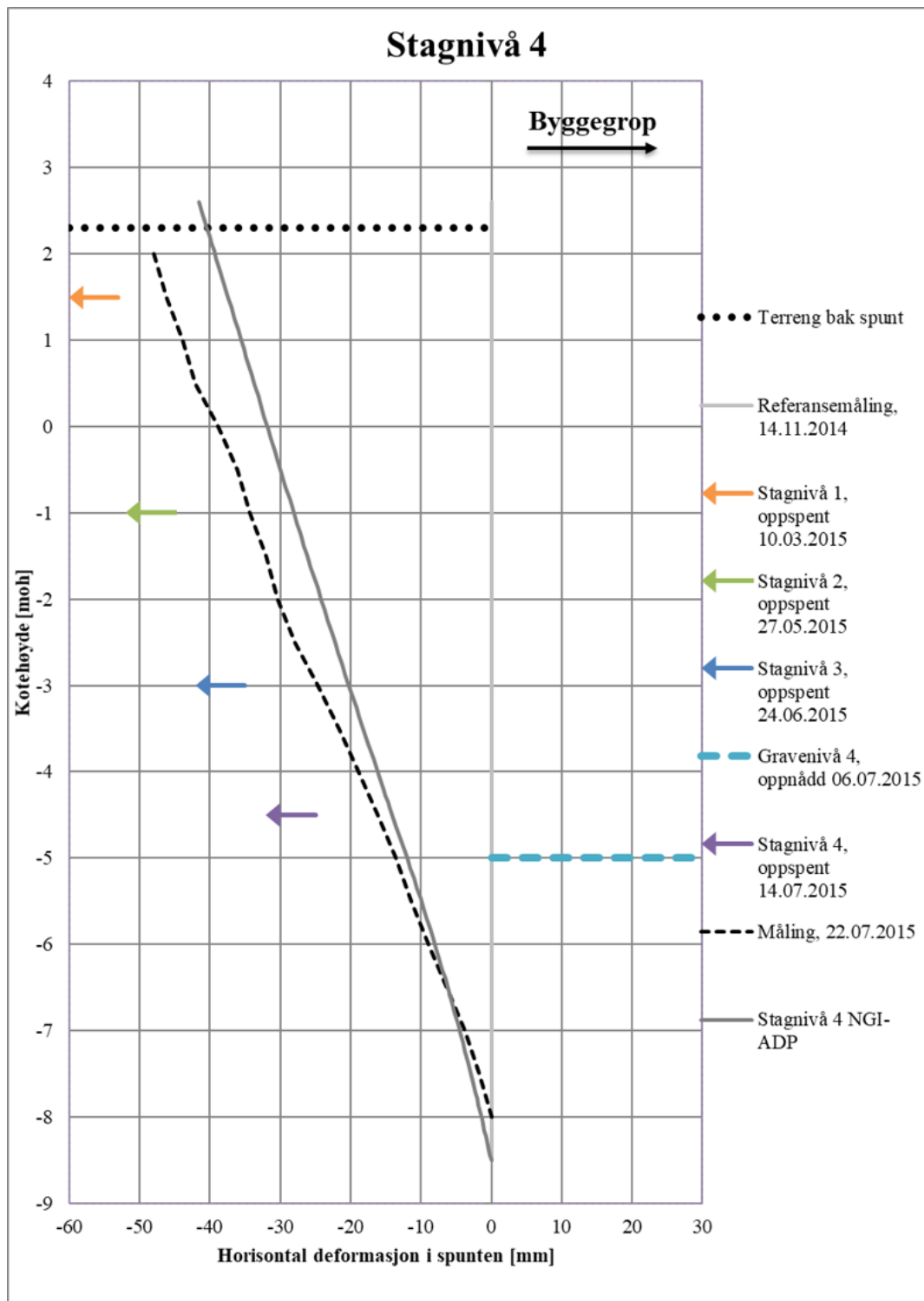
(f) Stagnivå 3

Figur F.1 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



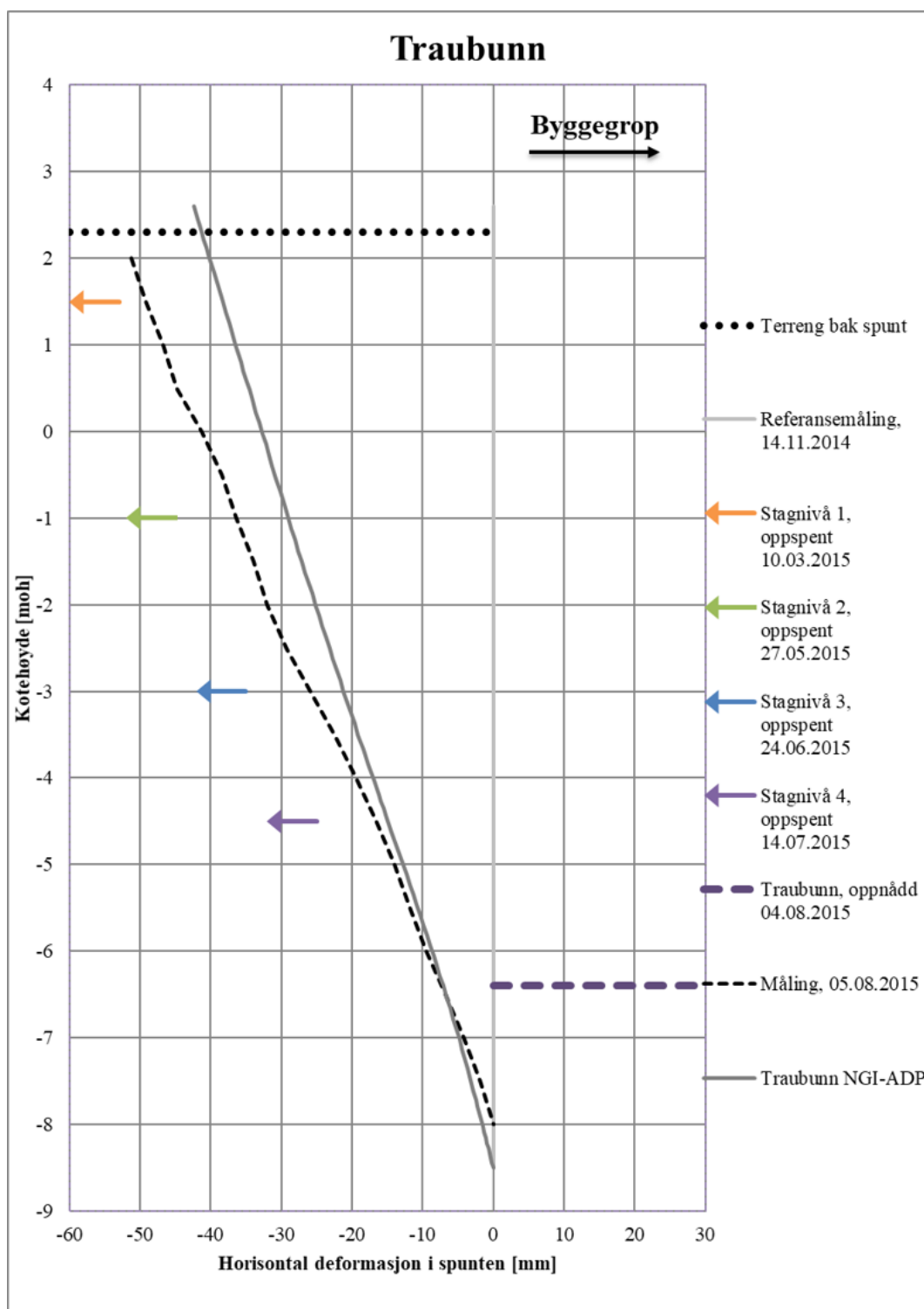
(g) Gravenivå 4

Figur F.1 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



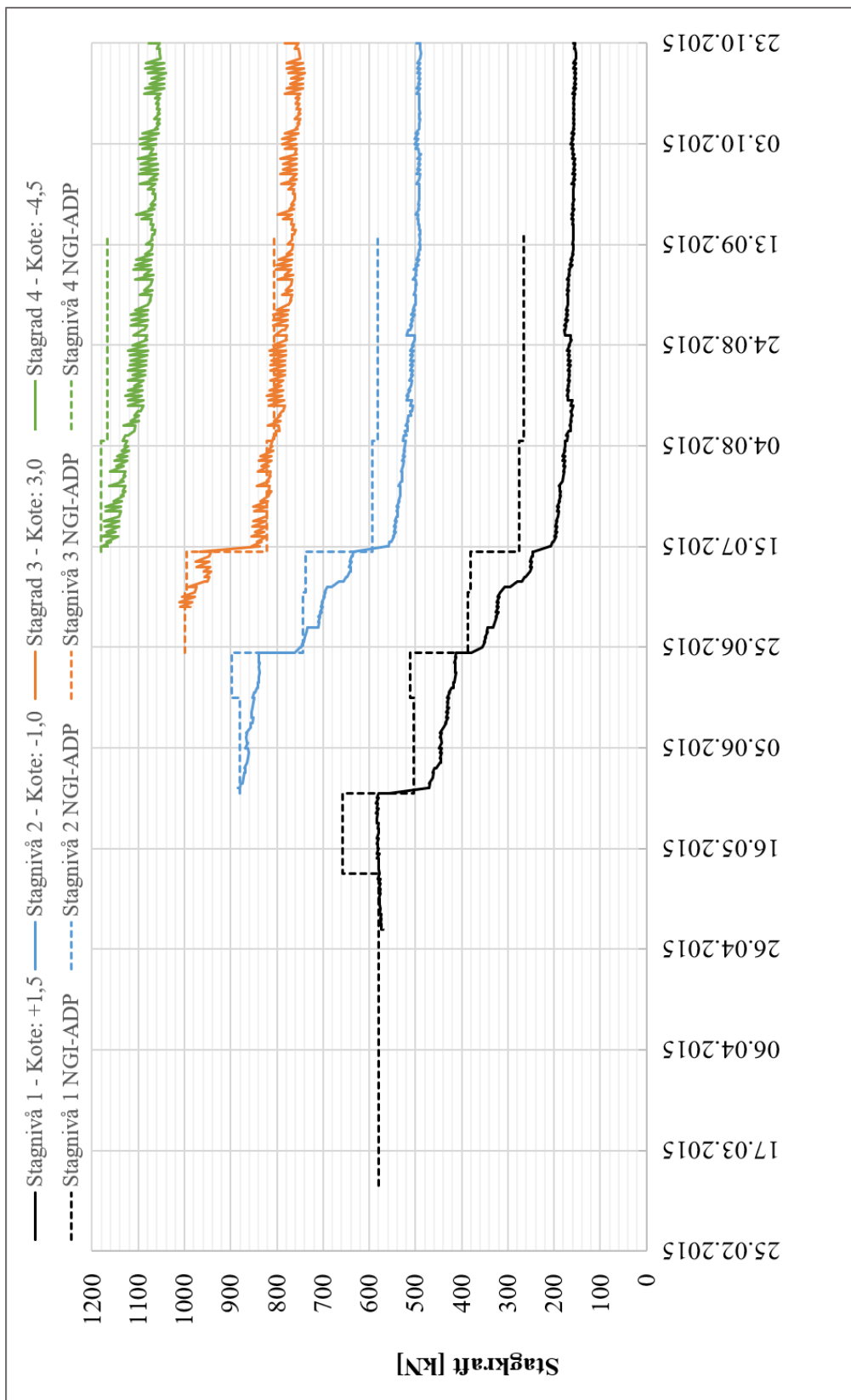
(h) Stagnivå 4

Figur F.1 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



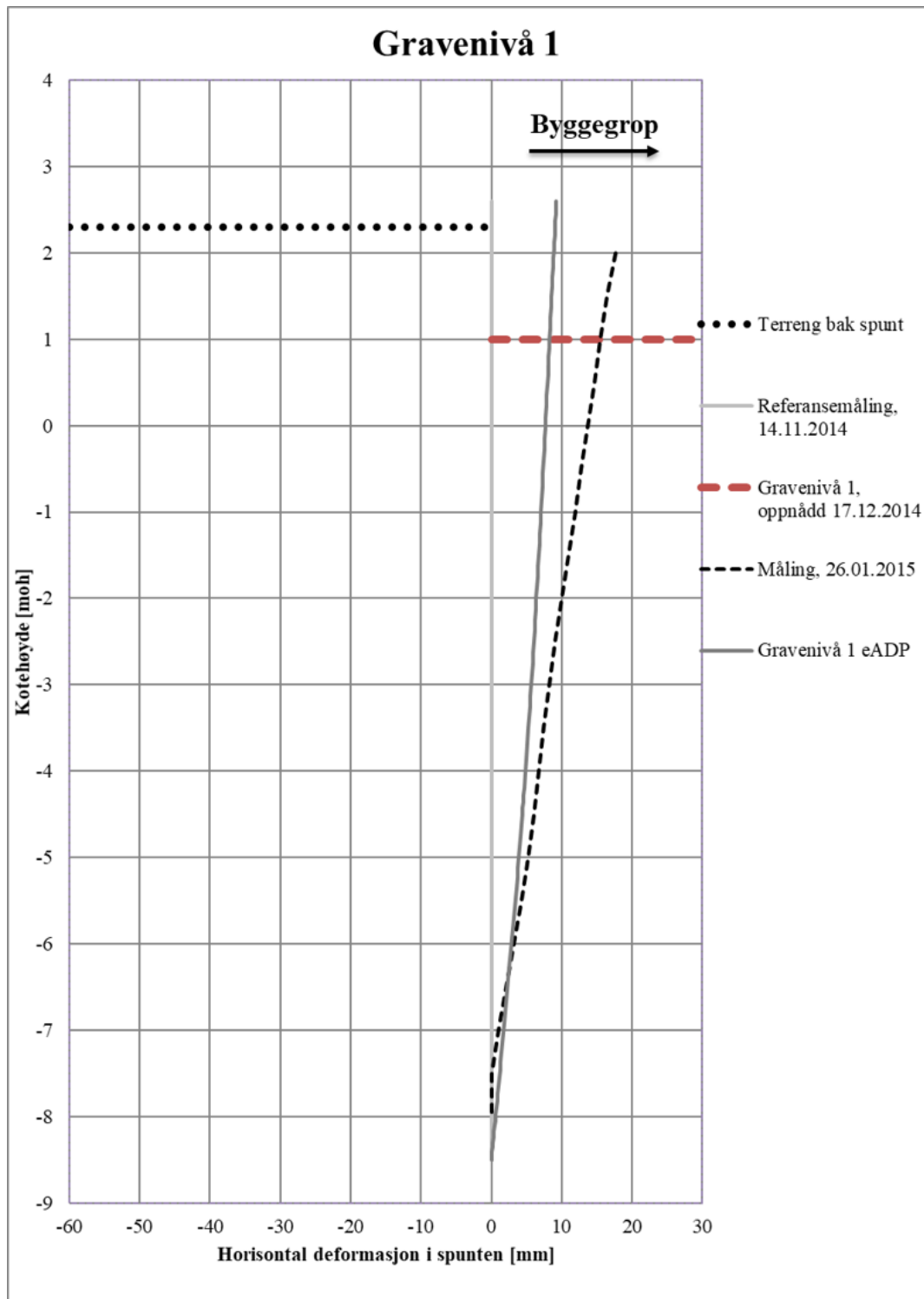
(i) Traubunn

Figur F.1 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen NGI-ADP benyttet



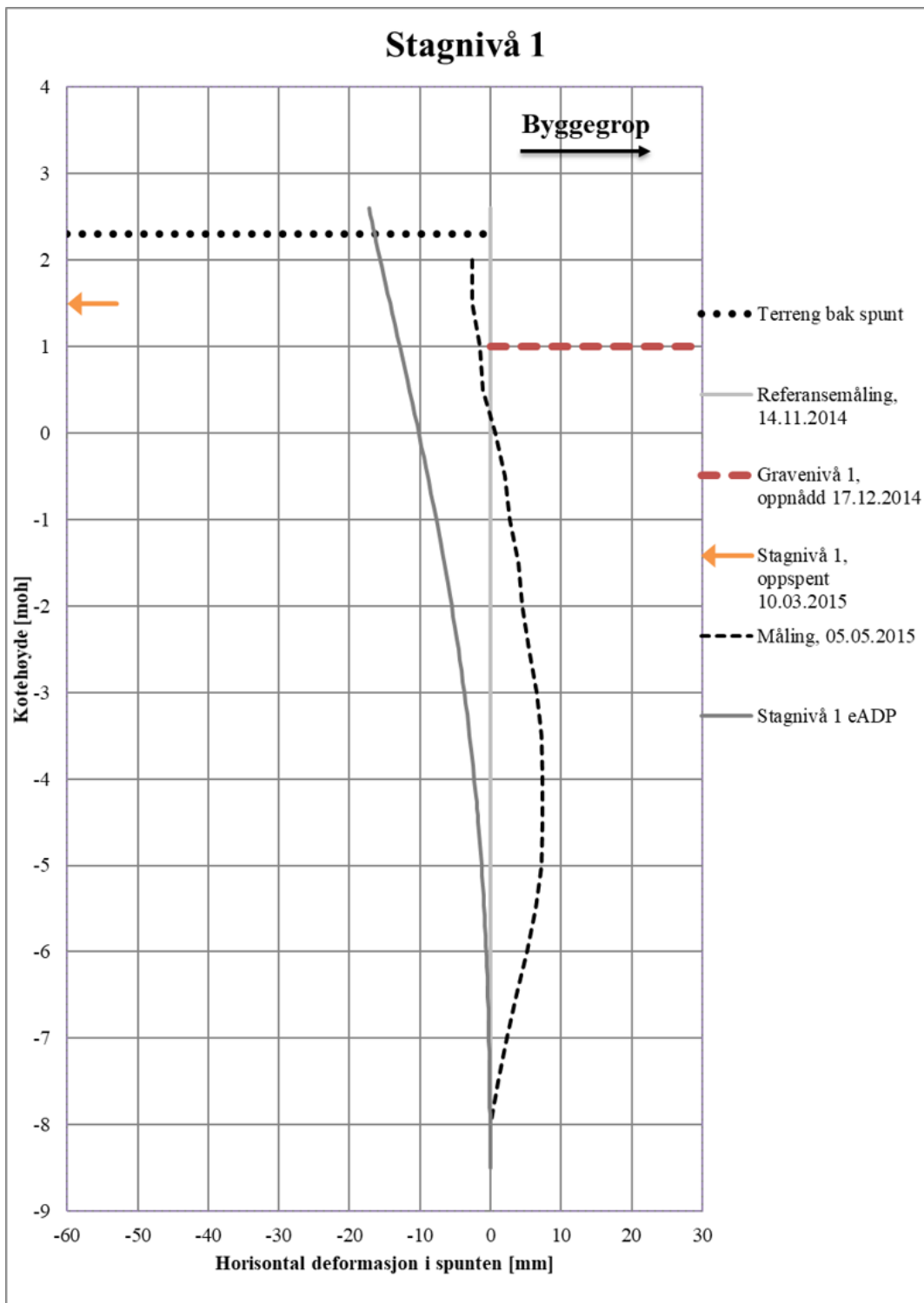
Figur F.2: Målte og beregnede stagkrefter i alle fire stagner på det aktuelle beregningsnittet. Rådata er mottatt fra NGI. Beregnede krefter er funnet med NGI-ADP modellen

F.2 Resultater fra tilbakeregning med eADP modellen



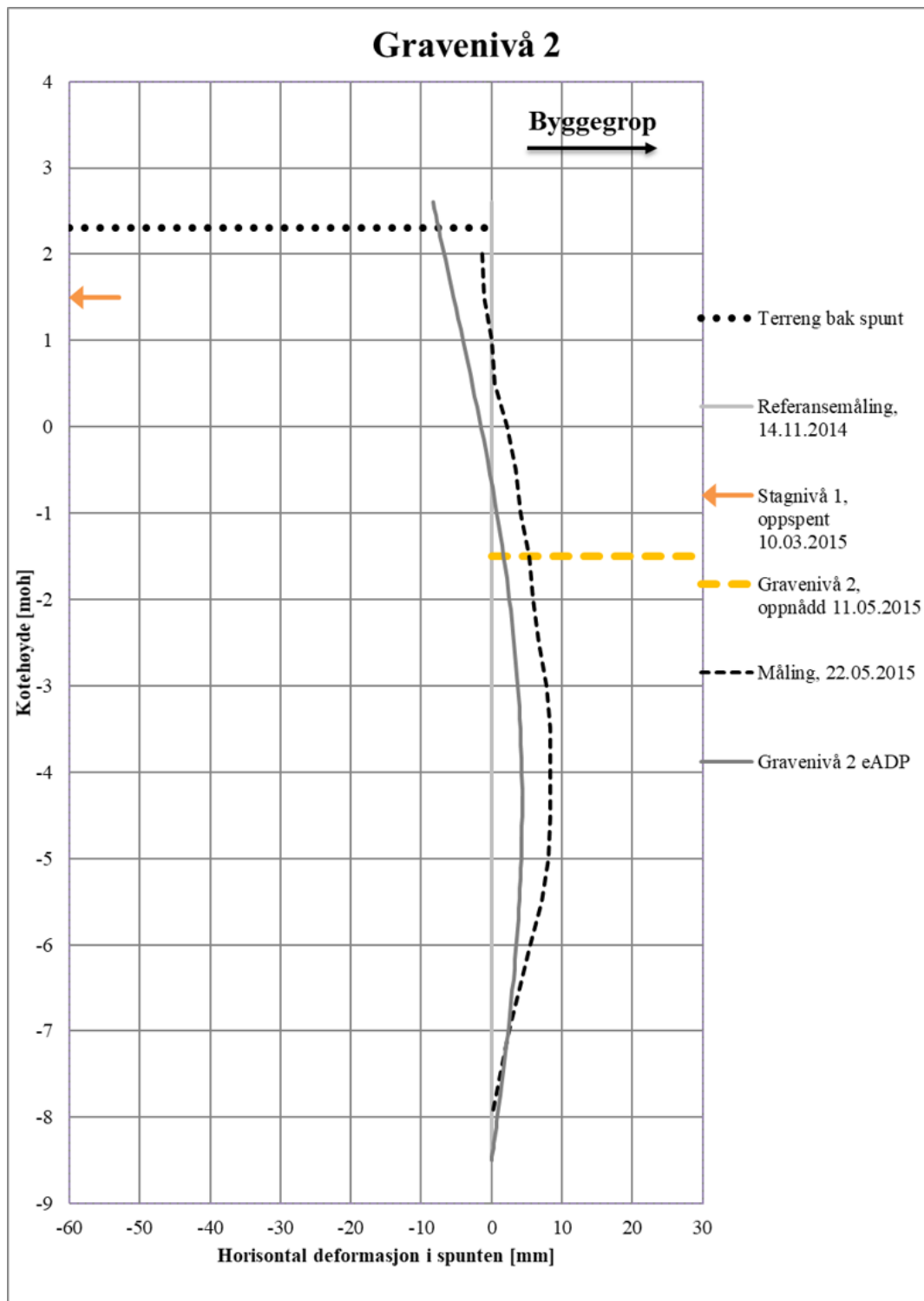
(a) Gravenivå 1

Figur F.3: Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



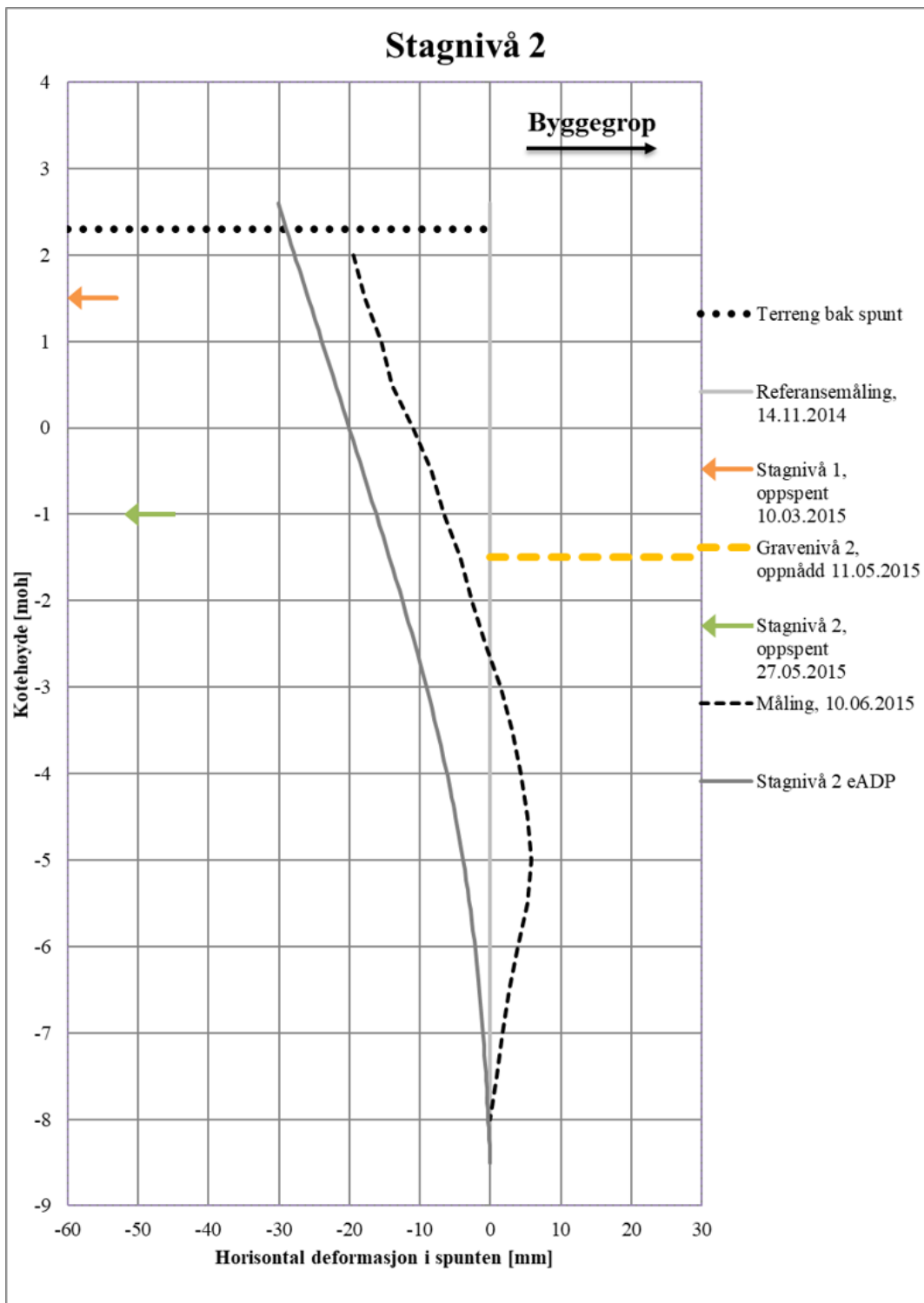
(b) Stagnivå 1

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



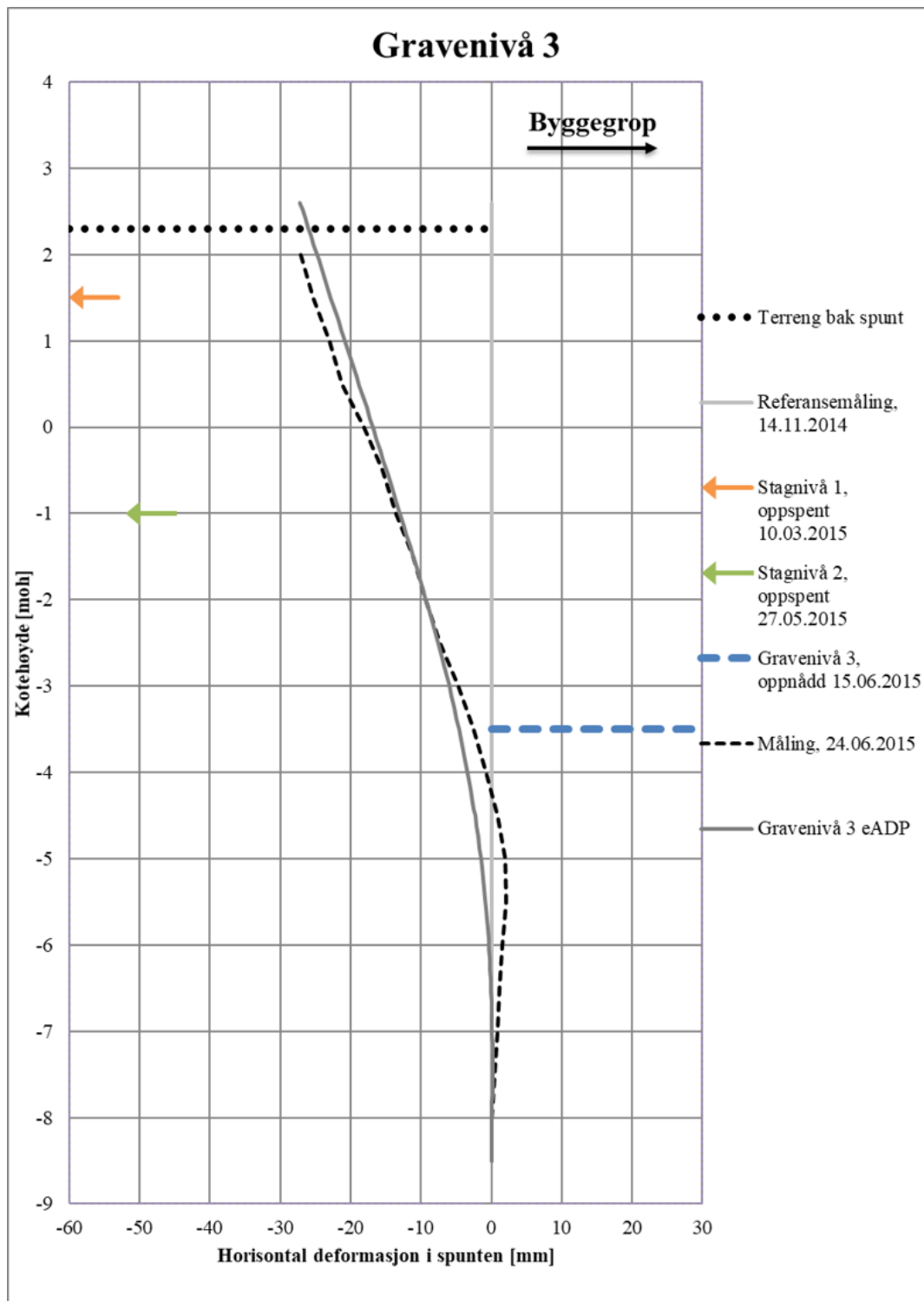
(c) Gravenivå 2

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



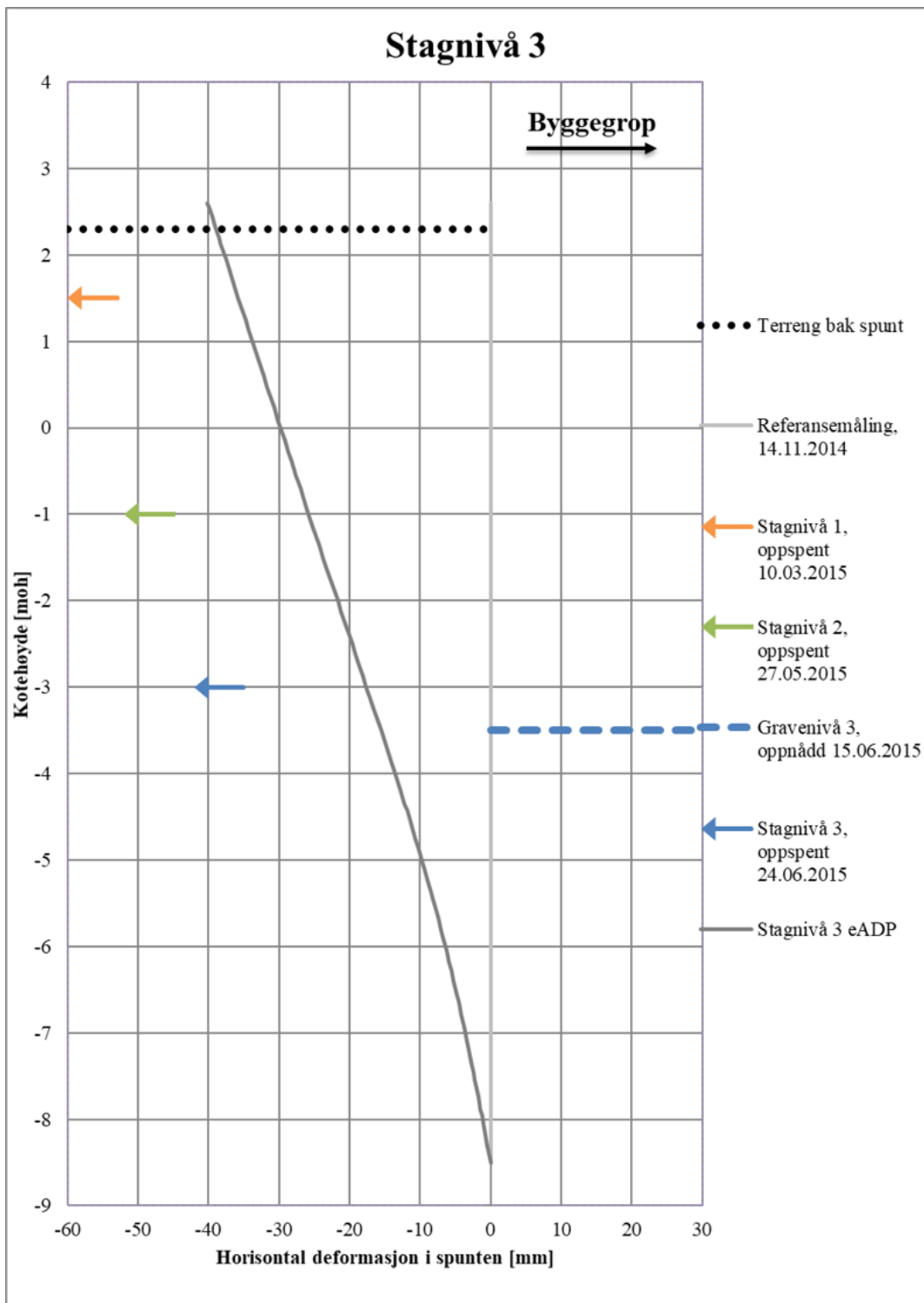
(d) Stagnivå 2

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



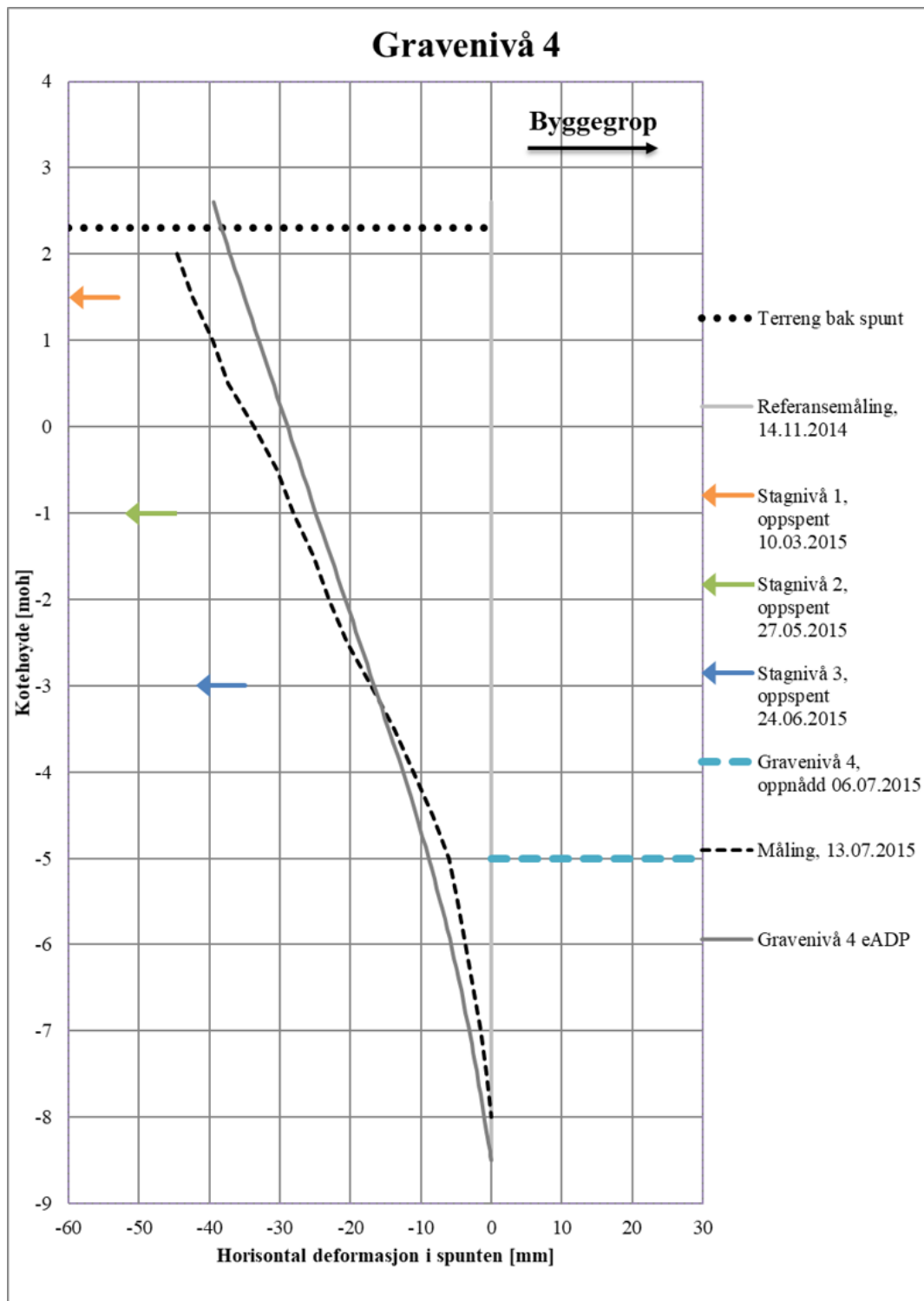
(e) Gravenivå 3

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



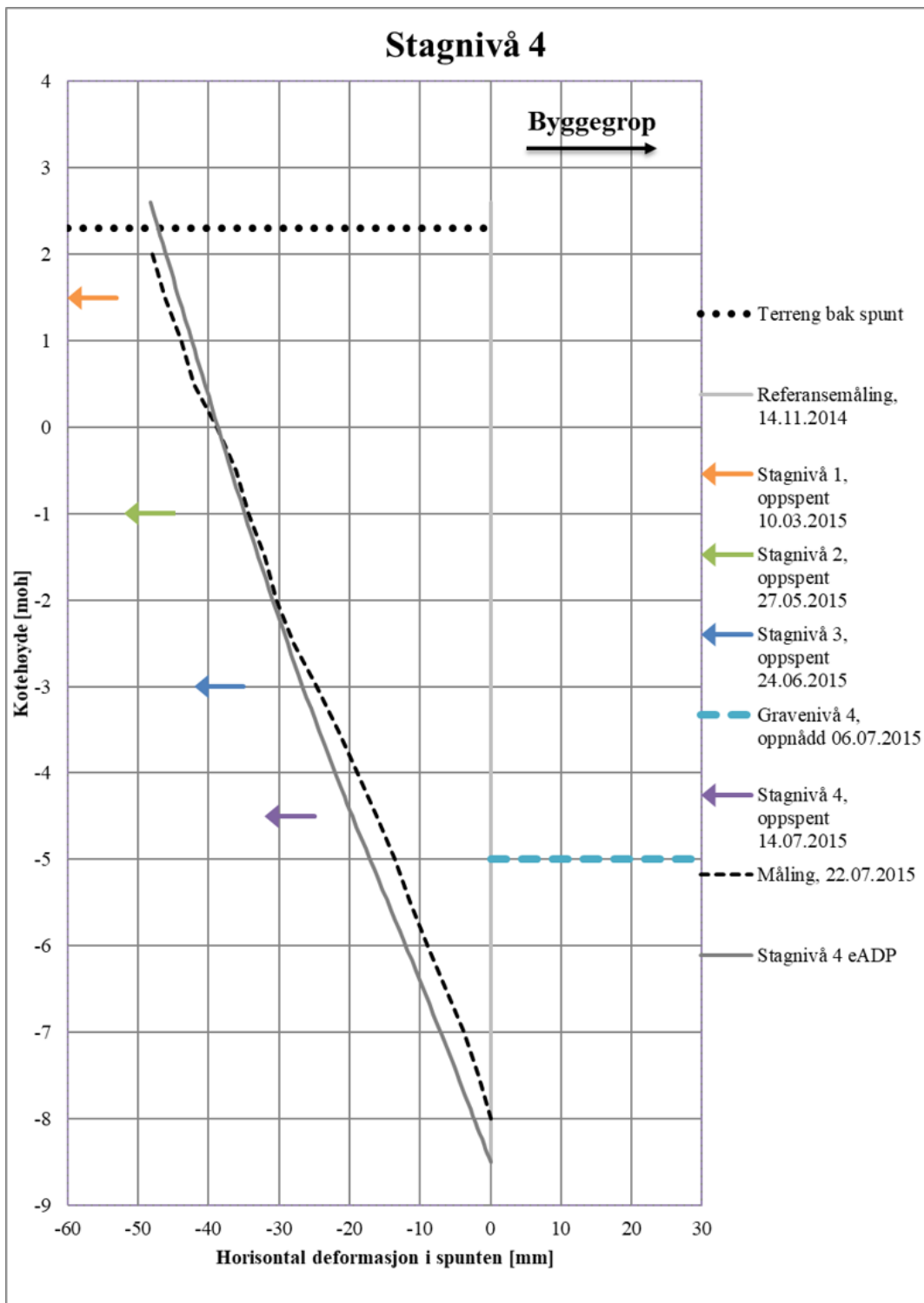
(f) Stagnivå 3

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



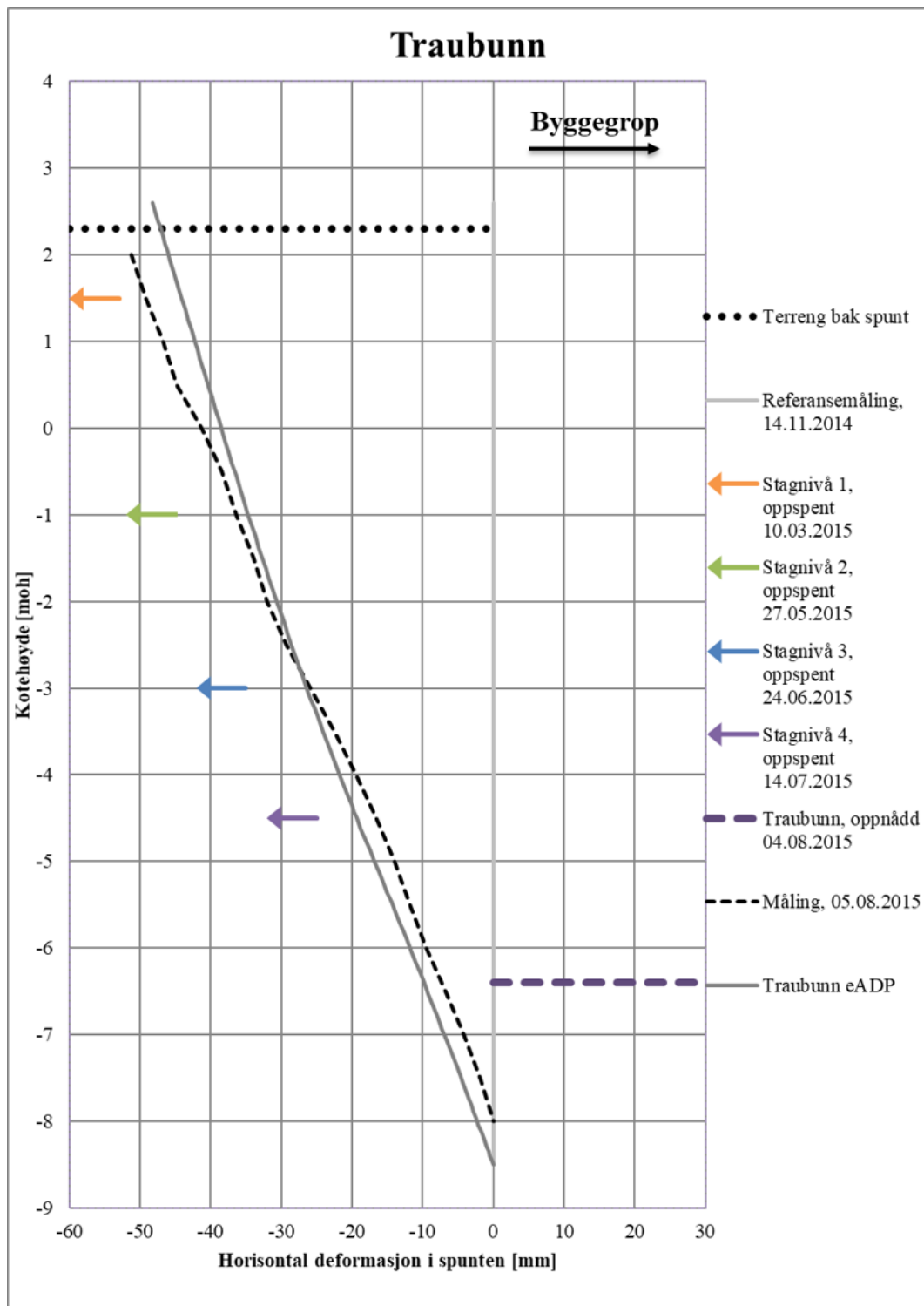
(g) Gravenivå 4

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



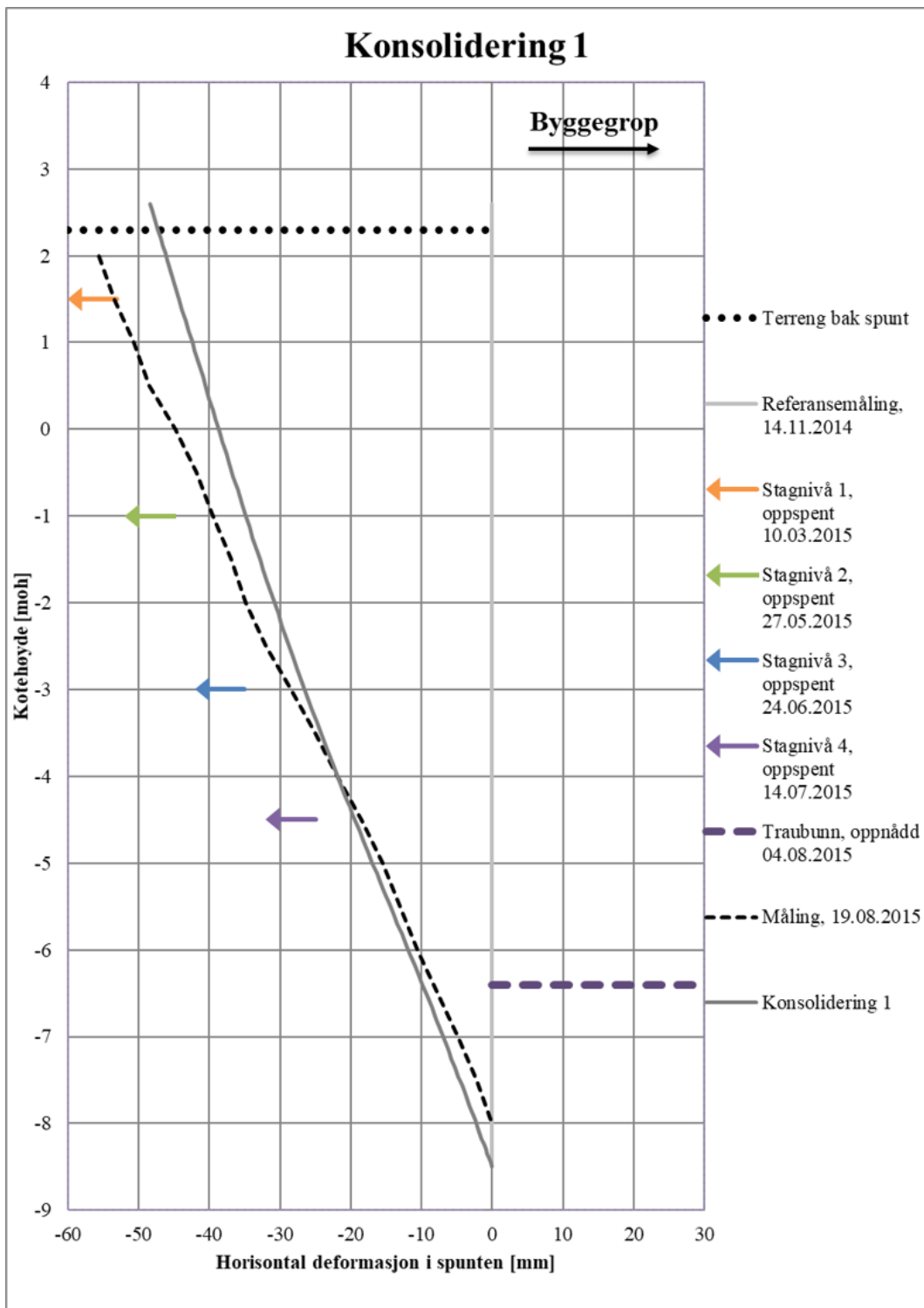
(h) Stagnivå 4

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



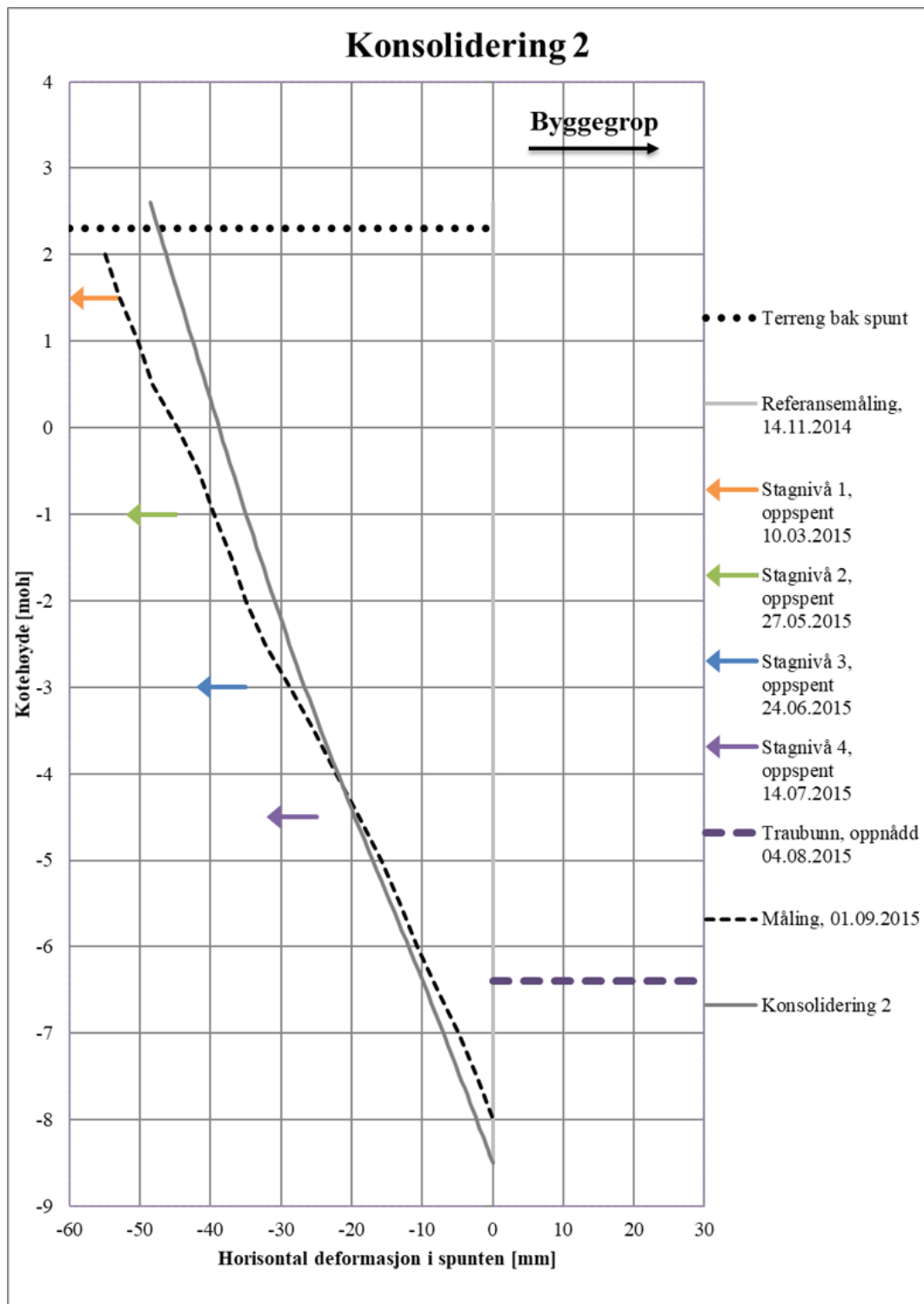
(i) Traubunn

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunt for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



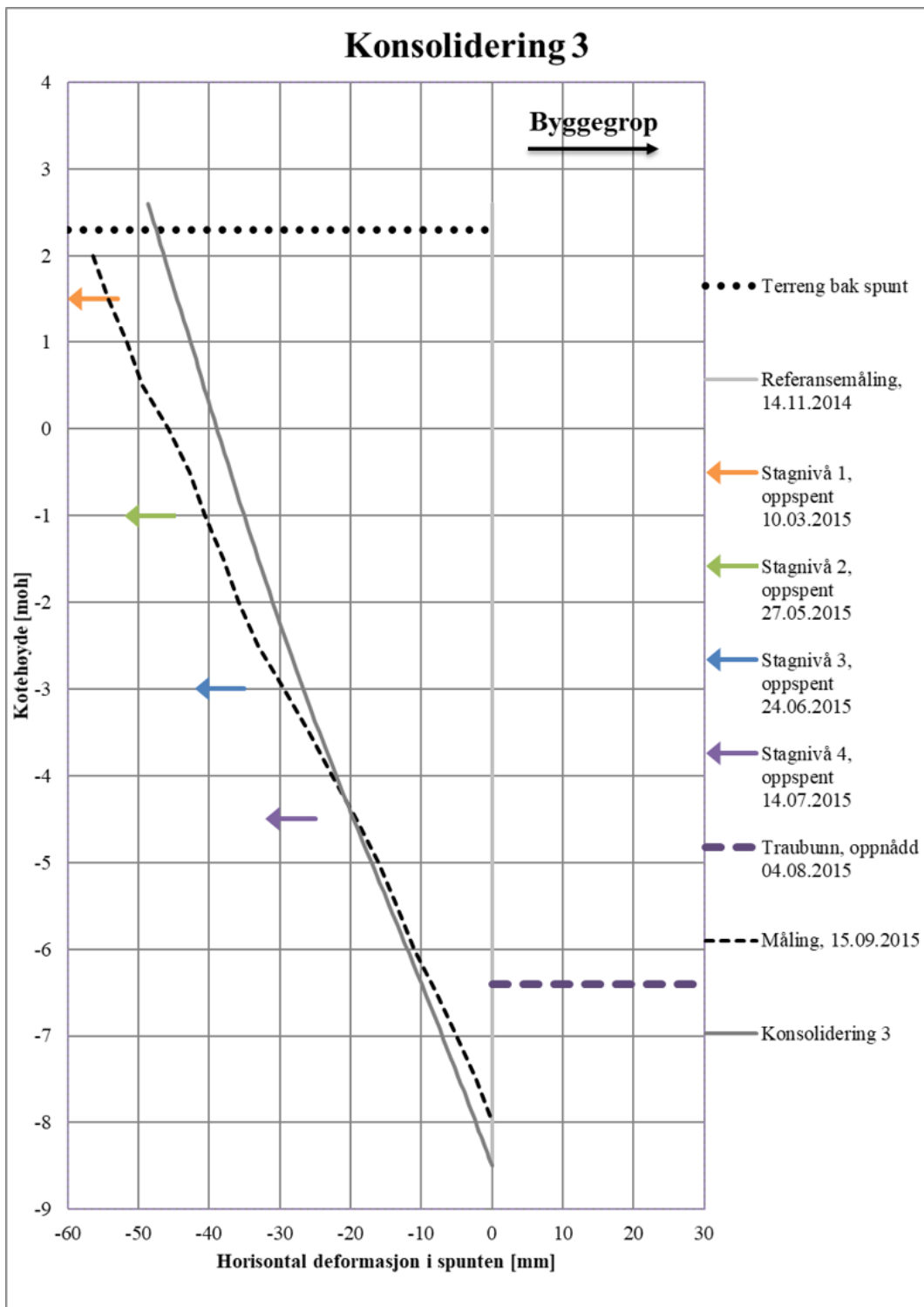
(j) Konsolidering 1 etter ferdig utgraving

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



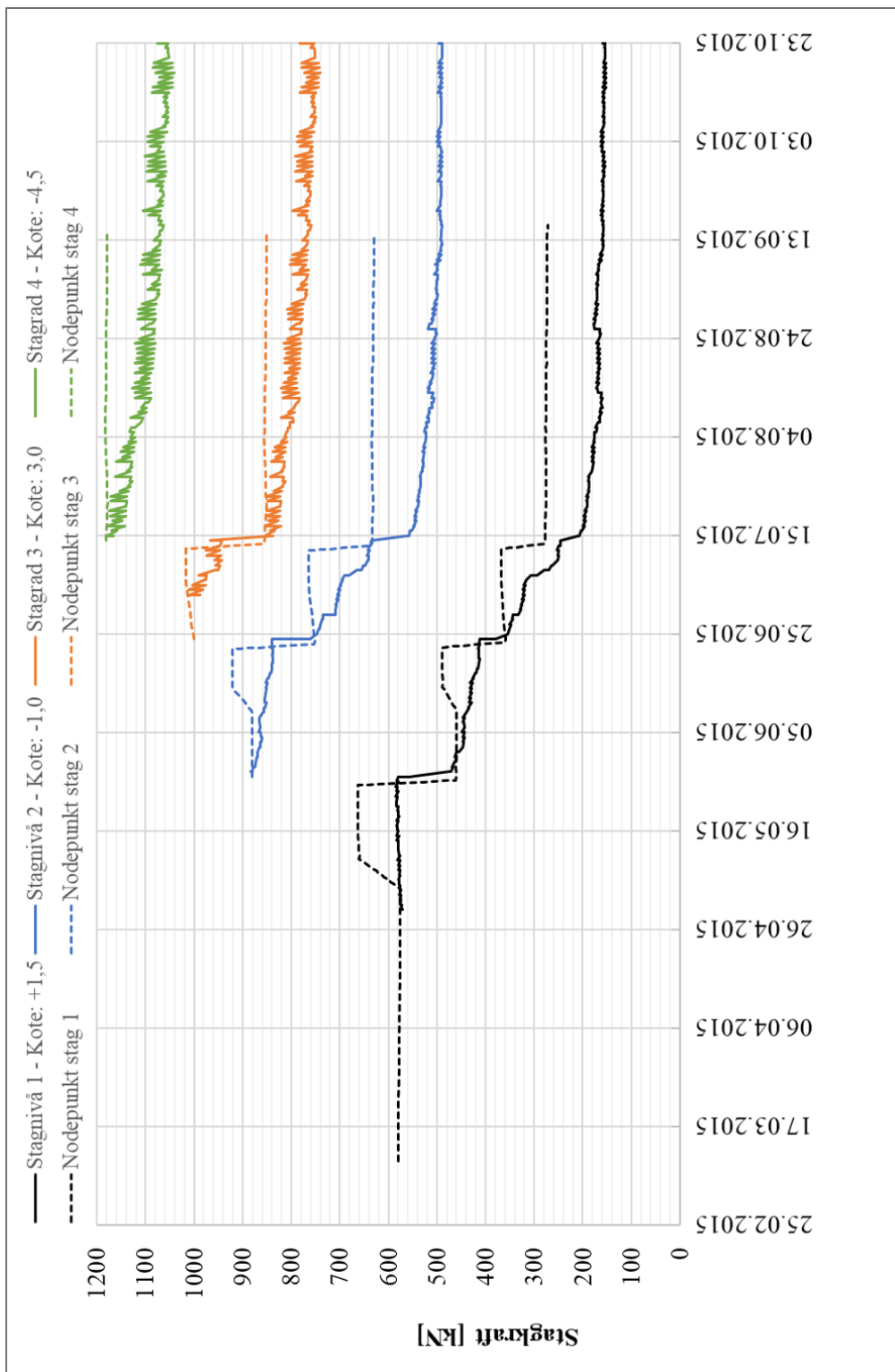
(k) Konsolidering 2 etter ferdig utgraving

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunt for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet



(l) Konsolidering 3 etter ferdig utgraving

Figur F.3 (forts.): Sammenligning av beregnede og målte horisontale deformasjoner i spunten for samtlige byggetrinn. Rådata er mottatt fra NGI. I beregningene er jordmodellen eADP benyttet

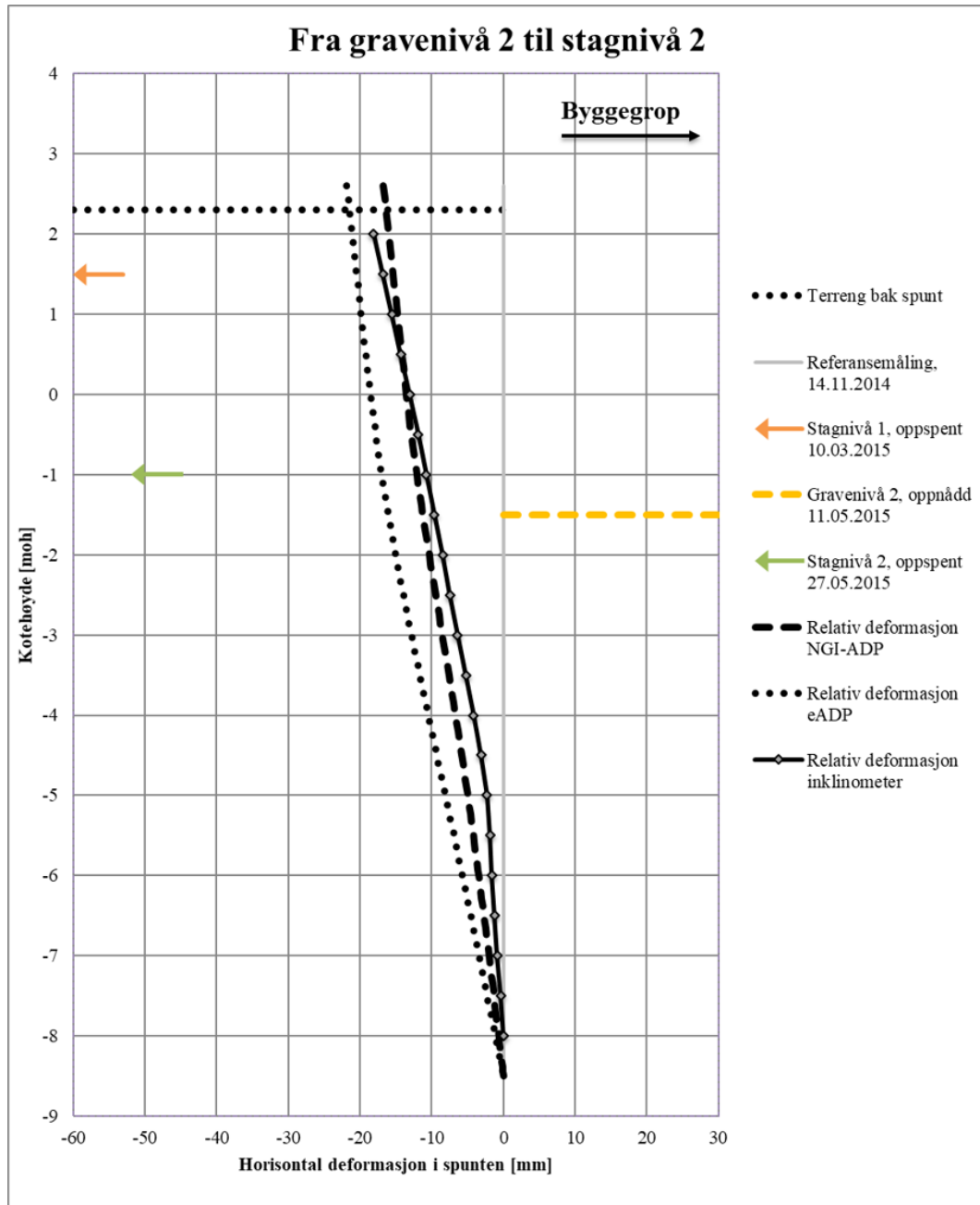


Figur F.4: Målte og beregnede stagkrefter i alle fire stager på det aktuelle beregningsnittet. Rådata er mottatt fra NGI. Beregnede krefter er funnet med eADP modellen.

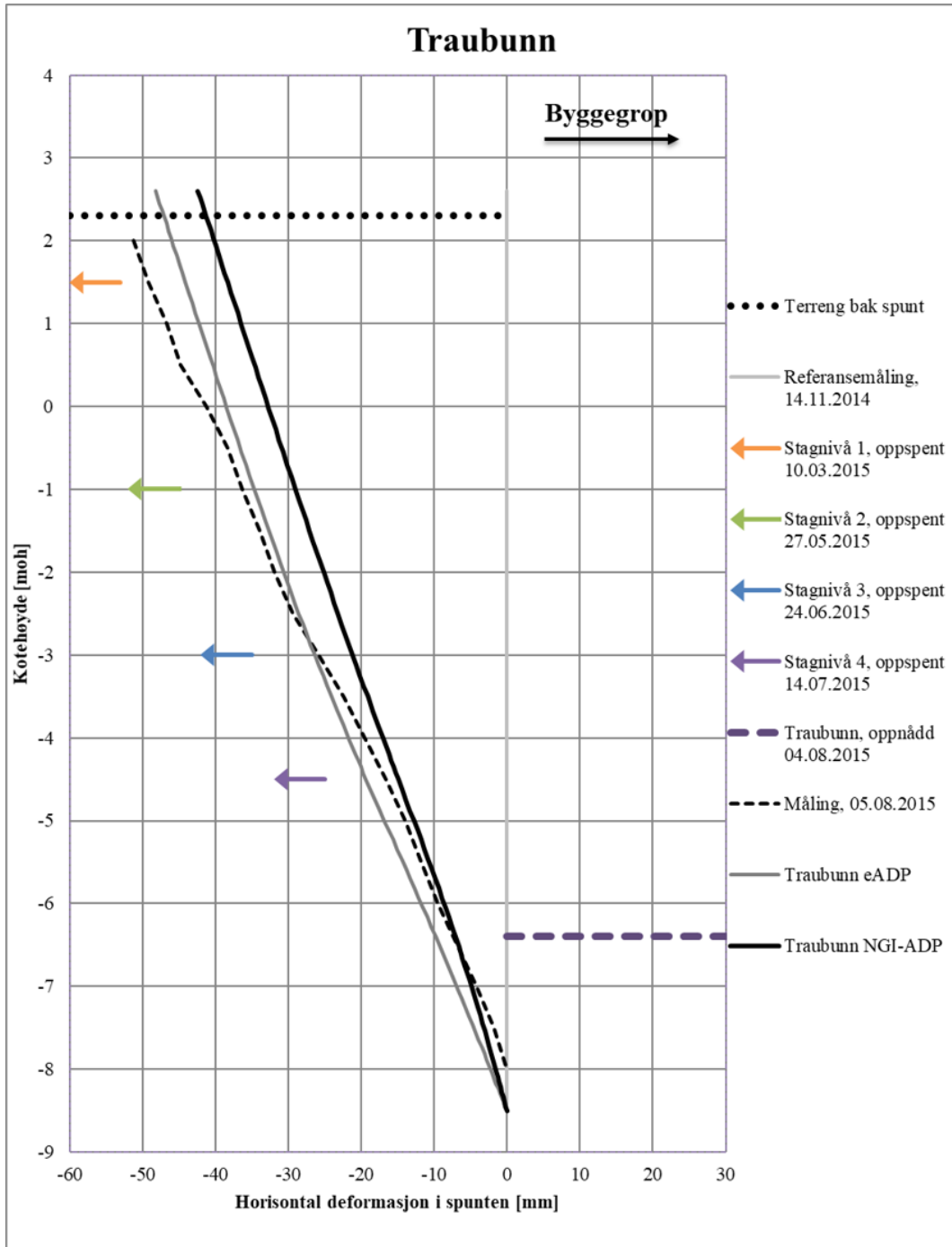
Vedlegg G

Supplerende resultater

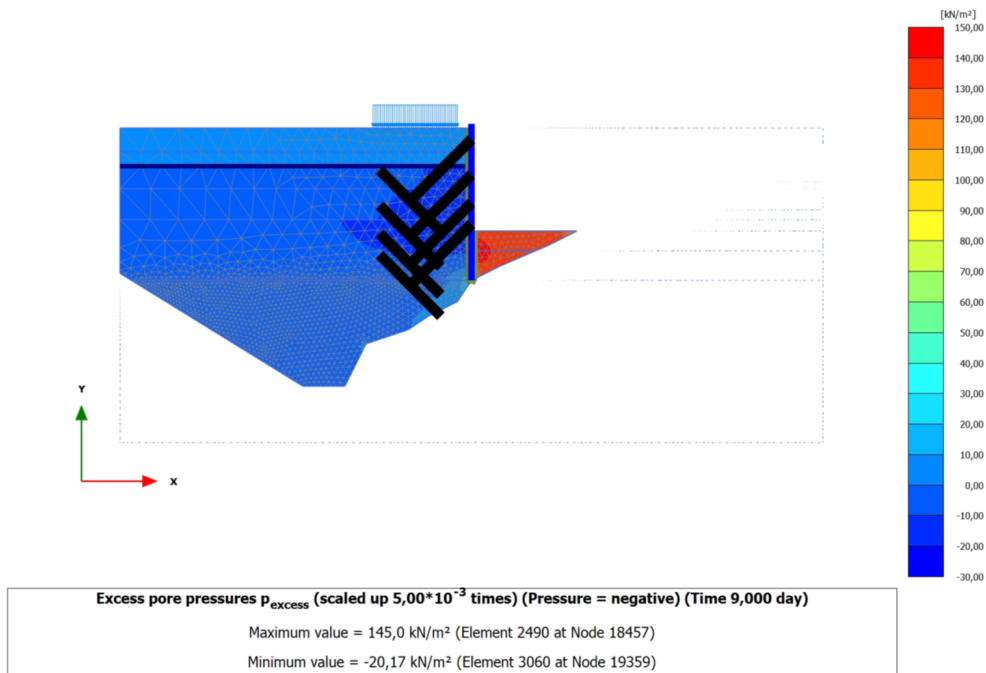
Følgende vedlegg inneholder utvalgte supplerende resultater fra beregningene for å underbygge diskusjonen av hovedresultatene som er presentert i [Kapittel 7](#).



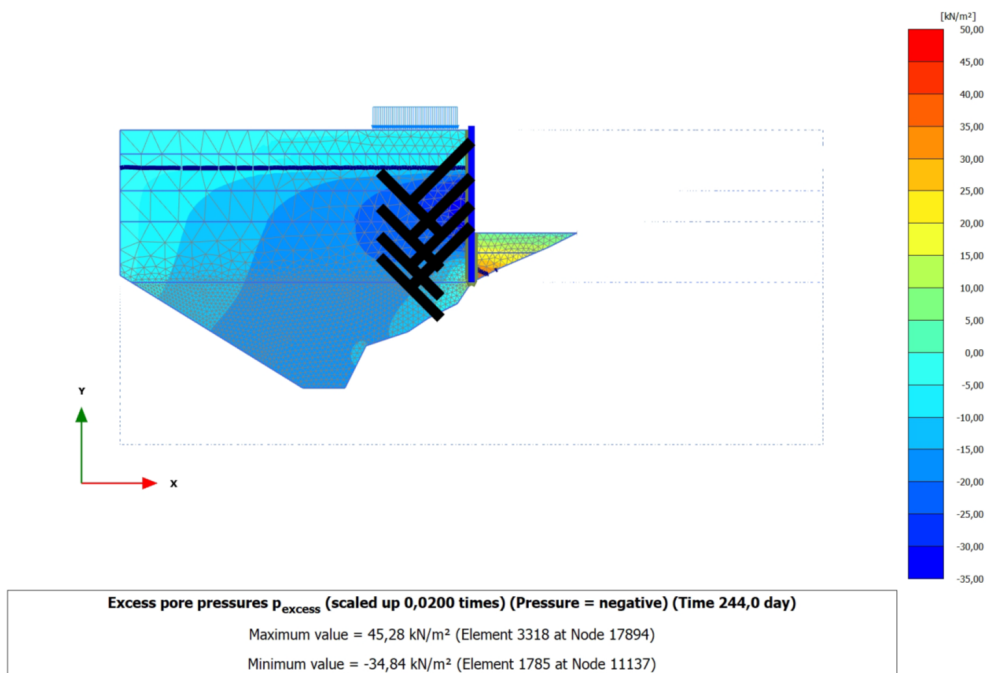
Figur G.1: Relativ deformasjon av spunten fra gravenivå 2 til stagnivå 2



Figur G.2: Målt og beregnet horisontal forskyvning av spunten etter at hele byggegrøpa er gravd ut

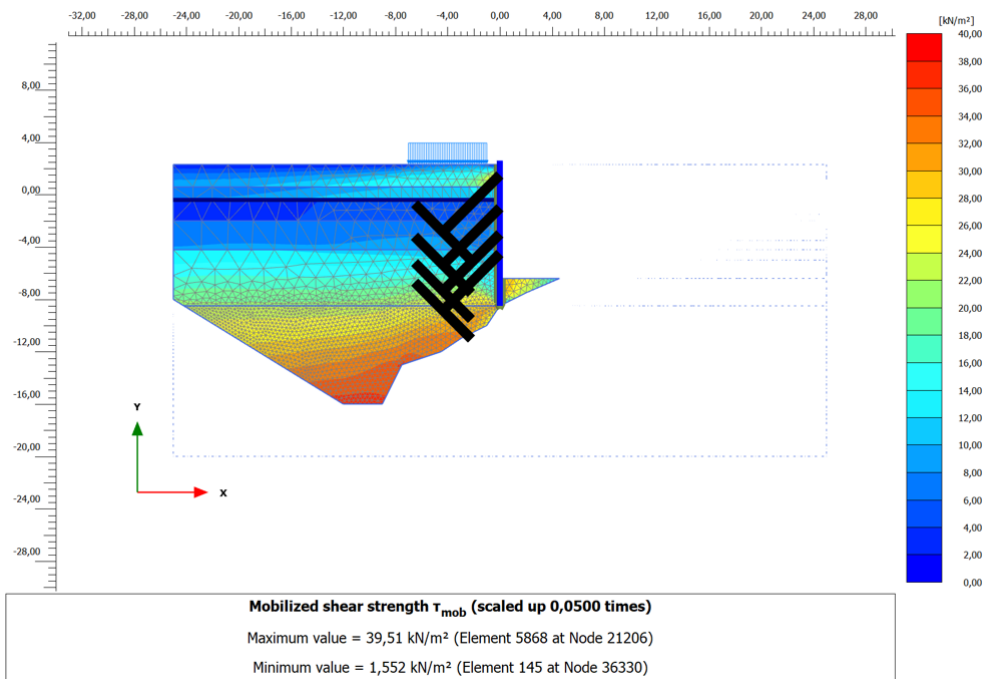


(a) p_{excess} for NGI-ADP modellen

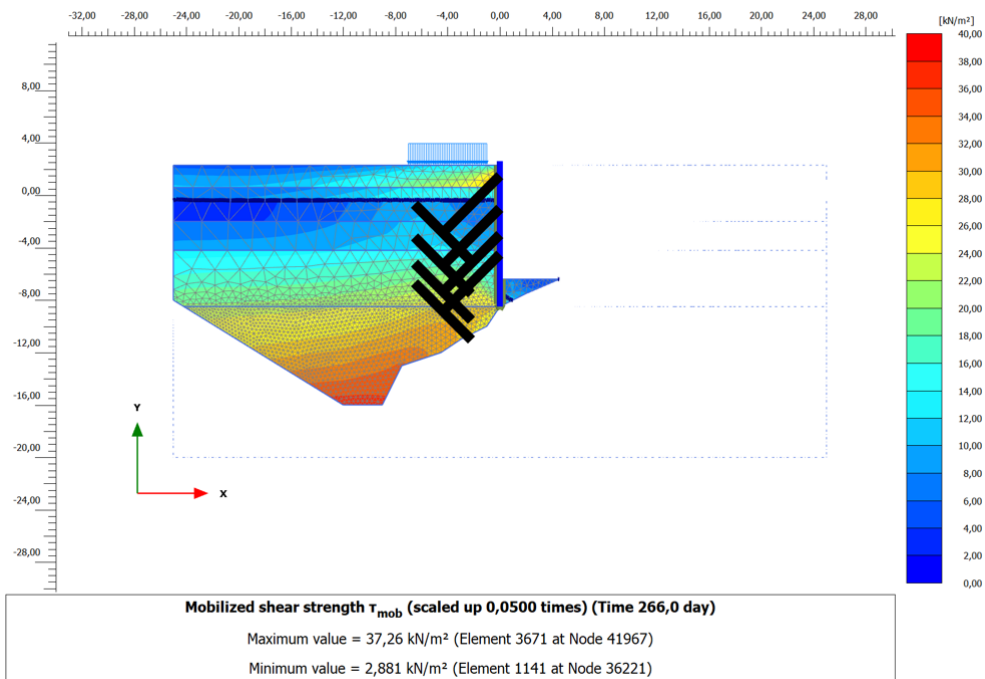


(b) p_{excess} for eADP modellen

Figur G.3: Excess poretrykk, p_{excess} , i leira for fasen der stagrad 4 er oppspent

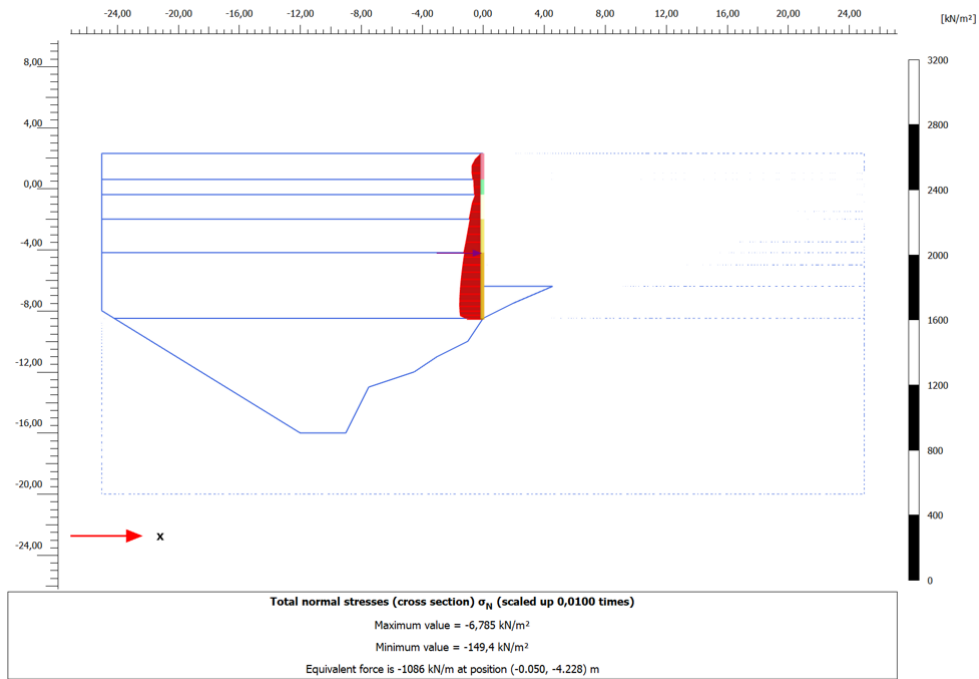


(a) τ_{mob} for NGI-ADP modellen

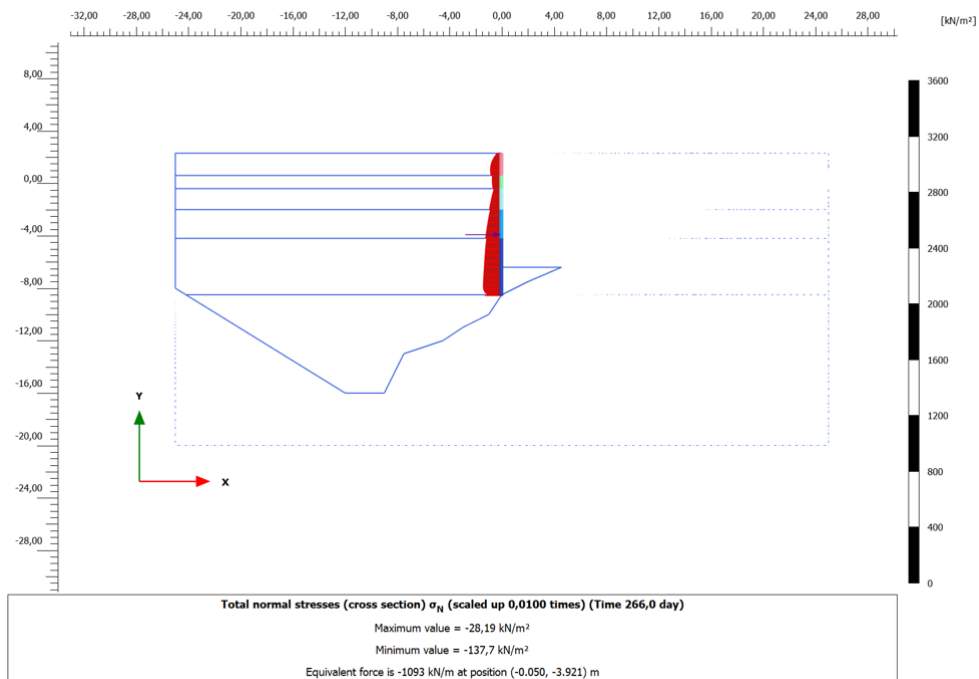


(b) τ_{mob} for eADP modellen

Figur G.4: Mobilisert skjærstyrke, τ_{mob} , i leira for fasen der traubunn er oppnådd

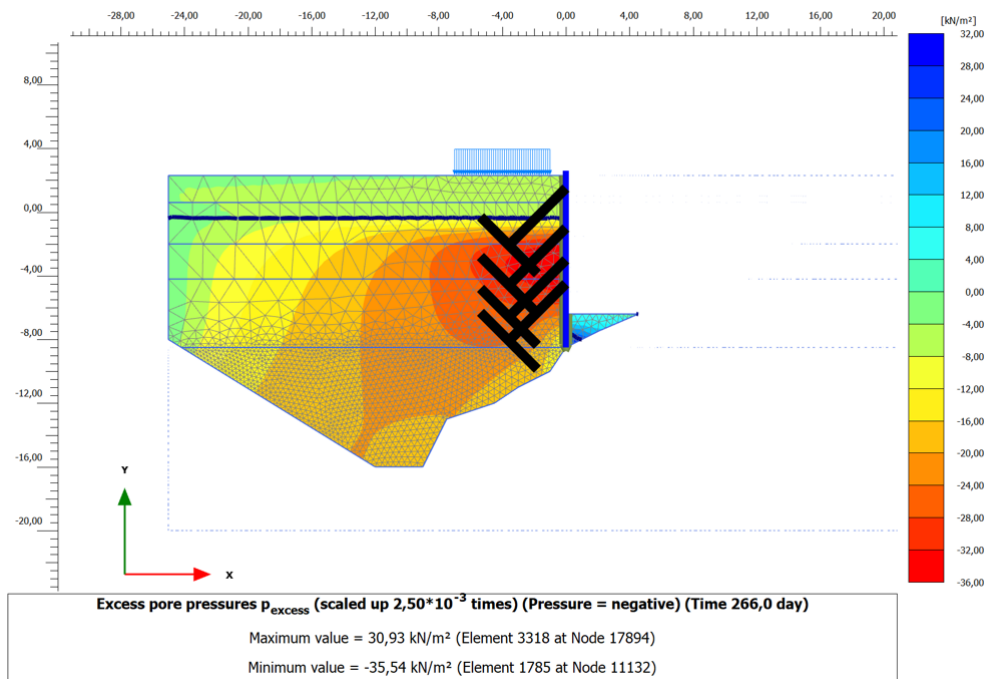


(a) σ_N for NGI-ADP modellen

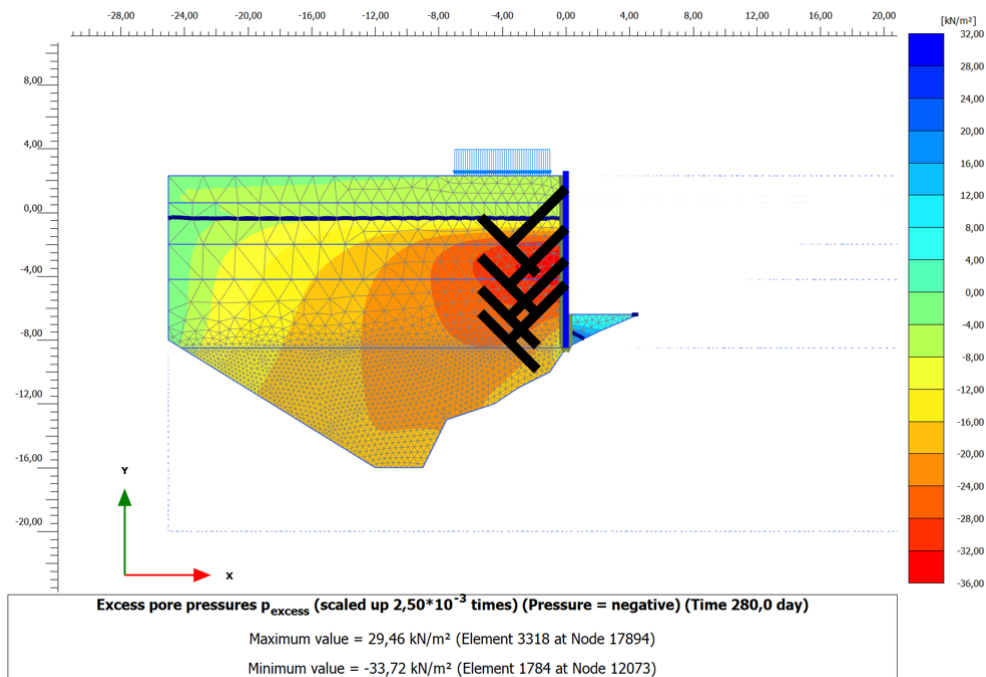


(b) σ_N for eADP modellen

Figur G.5: Totalt jordtrykk bak spunten for fasen der traubunn er oppnådd

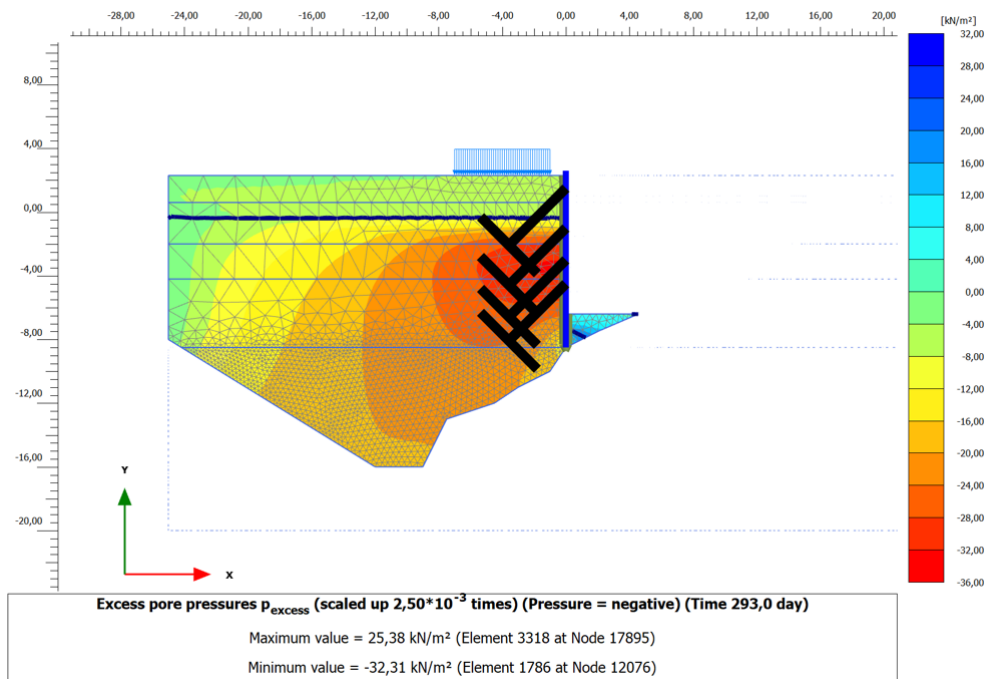


(a) p_{excess} ved oppnådd traubunn, 04.08.15

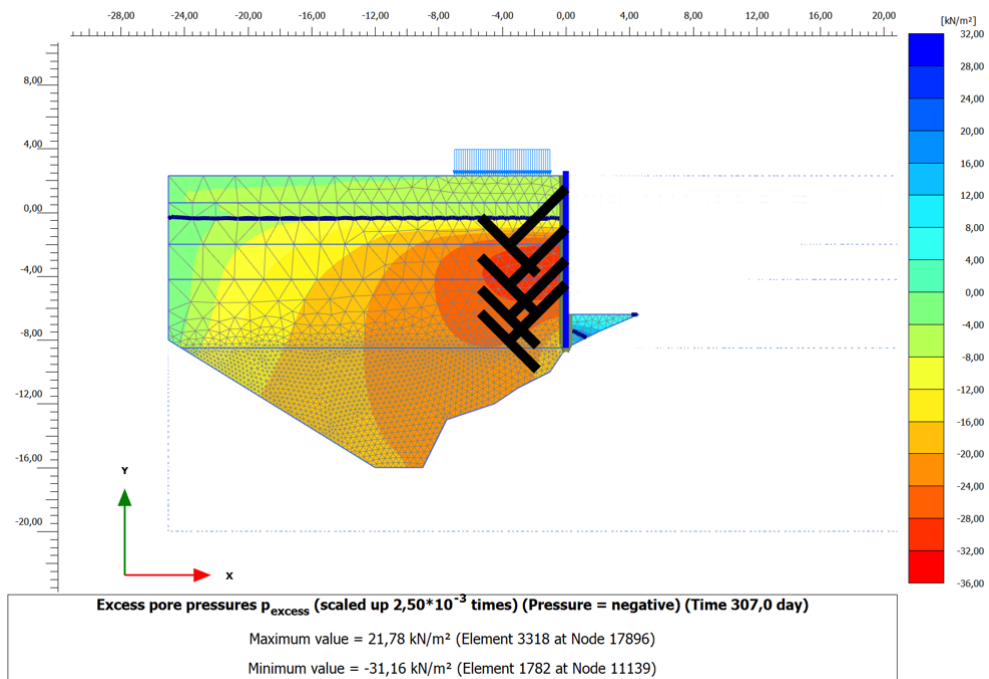


(b) p_{excess} , 19.08.15

Figur G.6: Excess poretrykk, p_{excess} , i leira ved slutten av utgraving og i tiden etterpå, slik det er beregnet med eADP modellen

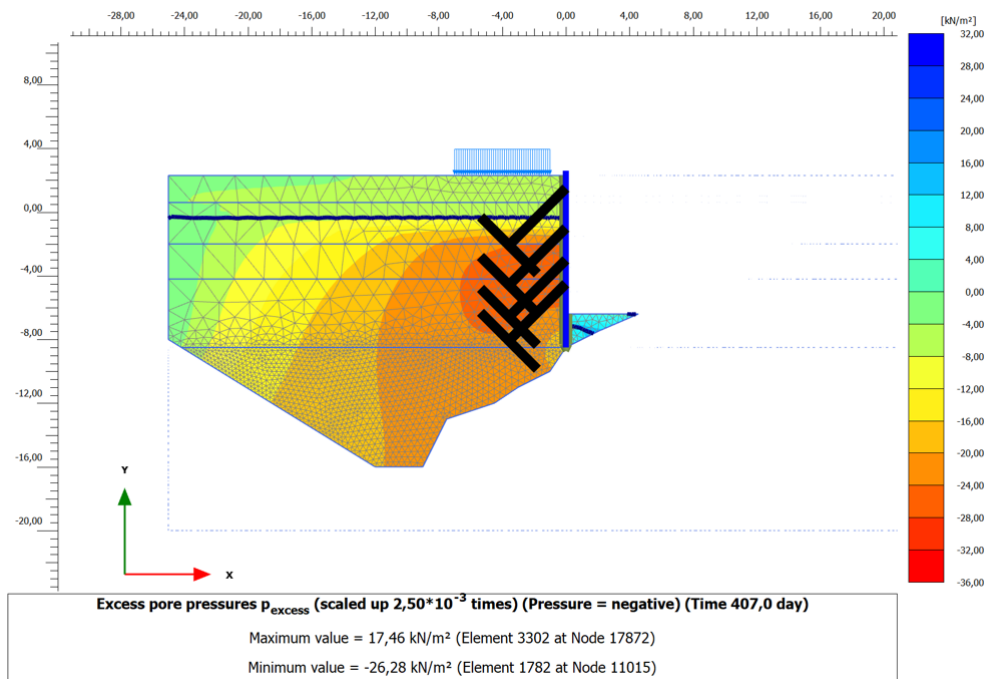


(c) p_{excess} , 01.09.15



(d) p_{excess} , 15.09.15

Figur G.6 (forts.): Excess poretrykk, p_{excess} , i leira ved slutten av utgraving og i tiden etterpå, slik det er beregnet med eADP modellen



(e) p_{excess} ved nyttår 2015/2016





Figur G.6 (forts.): Excess poretrykk, p_{excess} , i leira ved slutten av utgraving og i tiden etterpå, slik det er beregnet med eADP modellen

Vedlegg H

Benyttede materialparametere

Følgende vedlegg inneholder en komplett oversikt over parameterne som er benyttet til å modellere alle typer jordmaterialer, spunt og stag for både NGI-ADP og eADP modellen. Vedlegget er laget med funksjonen *report generator* i PLAXIS Output.


1.1.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - NGI-ADP

Identification		NGI-ADP -2 - 4,2	NGI-ADP -4,2 - 8,5	NGI-ADP -8,5 - 12	NGI-ADP -0,4 - -2
Identification number		1	2	4	5
Drainage type		Undrained (B)	Undrained (B)	Undrained (B)	Undrained (B)
Colour					
Comments					
γ_{unsat}	kN/m ³	18,50	18,50	18,50	18,50
γ_{sat}	kN/m ³	18,50	18,50	18,50	18,50
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000
$G_{\text{ur}}/s_{\text{u}}^{\text{A}}$		250,0	250,0	250,0	250,0
$\gamma_{\text{r}}^{\text{C}}$	%	1,000	1,000	1,000	1,000
$\gamma_{\text{r}}^{\text{E}}$	%	5,000	5,000	5,000	5,000
$\gamma_{\text{r}}^{\text{DSS}}$	%	3,000	3,000	3,000	3,000
$s_{\text{u}}^{\text{A}}_{\text{ref}}$	kN/m ²	22,00	22,00	34,90	22,00

Identification		NGI-ADP -2 - 4,2	NGI-ADP -4,2 - 8,5	NGI-ADP -8,5 - 12	NGI-ADP -0,4 - -2
$s_u^{c,tx}/s_u^A$		0,9900	0,9900	0,9900	0,9900
y_{ref}	m	0,000	-4,200	-8,500	0,000
s_u^A	kN/m ² /m	0,000	3,000	4,600	0,000
s_u^p/s_u^A		0,3700	0,3700	0,3700	0,3700
τ_0/s_u^A		0,4500	0,6500	0,6500	0,2200
s_u^{DSS}/s_u^A		0,6700	0,6700	0,6700	0,6700
ν (nu)		0,3000	0,3000	0,3000	0,3000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual
R_{inter}		0,6000	0,6000	0,6000	0,6000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000
R	m ² K/kW	0,000	0,000	0,000	0,000
K_0 determination		Manual	Manual	Manual	Manual
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,7300	0,6300	0,5930	0,8300
$K_{0,z}$		0,7300	0,6300	0,5930	0,8300
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard

Identification		NGI-ADP -2 - 4,2	NGI-ADP -4,2 - 8,5	NGI-ADP -8,5 - 12	NGI-ADP -0,4 - -2
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10,00	10,00	10,00	10,00
2 μm - 50 μm	%	13,00	13,00	13,00	13,00
50 μm - 2 mm	%	77,00	77,00	77,00	77,00
Use defaults		None	None	None	None
k_x	m/day	0,03600E-3	0,03600E-3	0,03600E-3	0,03600E-3
k_y	m/day	0,03600E-3	0,03600E-3	0,03600E-3	0,03600E-3
$-\psi_{\text{unsat}}$	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
c_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
c_k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12
c_s	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000	0,000
λ_s	kW/m/K	0,000	0,000	0,000	0,000
ρ_s	t/m ³	0,000	0,000	0,000	0,000
Solid thermal expansion		Linear	Linear	Linear	Linear
α_x	1/K	0,000	0,000	0,000	0,000
α_y	1/K	0,000	0,000	0,000	0,000
α_z	1/K	0,000	0,000	0,000	0,000
D_v	m ² /day	0,000	0,000	0,000	0,000
f_{T_v}		0,000	0,000	0,000	0,000
Unfrozen water content		None	None	None	None

1.1.1.1.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb





Identification		Interface
Identification number		3
Drainage type		Undrained (B)
Colour		
Comments		
γ_{unsat}	kN/m ³	18,50
γ_{sat}	kN/m ³	18,50
Dilatancy cut-off		No
e_{init}		0,5000
e_{min}		0,000
e_{max}		999,0
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000
E	kN/m ²	2000
ν (nu)		0,3000
G	kN/m ²	769,2
E_{oad}	kN/m ²	2692
c_{ref}	kN/m ²	22,00

Identification		Interface
ϕ (phi)	°	0,000
ψ (psi)	°	0,000
V_s	m/s	20,20
V_p	m/s	37,78
Set to default values		No
E_{inc}	kN/m ² /m	0,000
y_{ref}	m	-4,200
c_{inc}	kN/m ² /m	3,000
y_{ref}	m	-4,200
Tension cut-off		Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0,9783
v_u		0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	75,00E3
$C_{v,ref}$	m ² /day	9,692E-3
Strength		Manual
R_{inter}		0,6000
Consider gap closure		Yes
δ_{inter}		0,000

Identification		Interface
Cross permeability		Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000
R	m ² K/kW	0,000
K ₀ determination		Manual
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes
K _{0,x}		0,6000
K _{0,z}		0,6000
OCR		1,000
POP	kN/m ²	0,000
Data set		Standard
Type		Very fine
< 2 μm	%	74,00
2 μm - 50 μm	%	11,00
50 μm - 2 mm	%	15,00
Use defaults		None
k _x	m/day	0,03600E-3
k _y	m/day	0,03600E-3
-ψ _{unsat}	m	10,00E3
e _{init}		0,5000
S _s	1/m	0,000

Identification		Interface
c_k		1000E12
c_s	kJ/t/K	0,000
λ_s	kW/m/K	0,000
ρ_s	t/m ³	0,000
Solid thermal expansion		Linear
α_x	1/K	0,000
α_y	1/K	0,000
α_z	1/K	0,000
D_v	m ² /day	0,000
f_{Tv}		0,000
Unfrozen water content		None

1.1.1.1.3 Materials - Soil and interfaces - User-defined



Identification		eADP -0,4 - 2m	eADP -2 - 4,2	eADP -4.2 -8.5	eADP -8.5 -15
Identification number		6	7	8	9
Drainage type		Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour					
Comments					
γ_{unsat}	kN/m ³	18,50	18,50	18,50	18,50
γ_{sat}	kN/m ³	18,50	18,50	18,50	18,50
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000	0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000	0,000	0,000
DLL file		usrmod64.dll	usrmod64.dll	usrmod64.dll	usrmod64.dll
Model in DLL		Geofuture soft clay model	Geofuture soft clay model	Geofuture soft clay model	Geofuture soft clay model
$G_{\text{ur}}/\sigma_{y,0}$		75,00	75,00	75,00	75,00
m_nc		20,00	20,00	20,00	20,00
m_oc		100,0	100,0	100,0	100,0

Identification		eADP -0,4 - 2m	eADP -2 - 4,2	eADP -4.2 -8.5	eADP -8.5 -15
r_si		500,0	500,0	500,0	500,0
S_TXC,20%		0,6000	0,6000	0,6000	0,6000
$s_u^{TXC}/\sigma_{y,0}$		0,4000	0,3000	0,2800	0,3200
s_u^{TXE}/s_u^{TXC}		0,3700	0,3700	0,3700	0,3700
$d\varepsilon_y/dt_{su}$		0,1000	0,1000	0,1000	0,1000
φ_{cs}		24,00	24,00	24,00	24,00
K_0^{nc}		0,8300	0,7300	0,6300	0,5930
OCR		2,400	1,600	1,600	1,600
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
R_{inter}		1,000	1,000	1,000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000
R	m ² K/kW	0,000	0,000	0,000	0,000
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	2000	2000	2000	2000
c_{ref}	kN/m ²	22,00	1,000	25,00	1,000
φ (phi)	°	24,00	24,00	24,00	24,00
ψ (psi)	°	0,000	0,000	0,000	0,000

Identification		eADP -0,4 - 2m	eADP -2 - 4,2	eADP -4.2 -8.5	eADP -8.5 -15
UD-Power		0,000	0,000	0,000	0,000
UD-P ^{ref}	kN/m ²	100,0	100,0	100,0	100,0
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /day/m	0,000	0,000	0,000	0,000
K ₀ determination		Manual	Manual	Manual	Manual
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes	Yes	Yes
K _{0,x}		0,8300	0,7300	0,6300	0,5930
K _{0,z}		0,8300	0,7300	0,6300	0,5930
OCR		1,000	1,000	1,000	1,000
POP	kN/m ²	0,000	0,000	0,000	0,000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Very fine	Very fine	Very fine	Very fine
< 2 μm	%	74,00	74,00	74,00	74,00
2 μm - 50 μm	%	11,00	11,00	11,00	11,00
50 μm - 2 mm	%	15,00	15,00	15,00	15,00
Use defaults		None	None	None	None
k _x	m/day	0,03600E-3	0,03600E-3	0,03600E-3	0,03600E-3
k _y	m/day	0,03600E-3	0,03600E-3	0,03600E-3	0,03600E-3
-ψ _{unsat}	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e _{init}		0,5000	0,5000	0,5000	0,5000

Identification		eADP -0,4 - 2m	eADP -2 - 4,2	eADP -4.2 -8.5	eADP -8.5 -15
c_k		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12
c_s	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000	0,000
λ_s	kW/m/K	0,000	0,000	0,000	0,000
ρ_s	t/m ³	0,000	0,000	0,000	0,000
Solid thermal expansion		Linear	Linear	Linear	Linear
α_x	1/K	0,000	0,000	0,000	0,000
α_y	1/K	0,000	0,000	0,000	0,000
α_z	1/K	0,000	0,000	0,000	0,000
D_v	m ² /day	0,000	0,000	0,000	0,000
f_{TV}		0,000	0,000	0,000	0,000
Unfrozen water content		None	None	None	None

1.1.1.1.4 Materials - Soil and interfaces - Hardening soil

Identification		Fyllmasser	Tørrskorpe
Identification number		10	11
Drainage type		Drained	Drained
Colour			
Comments			
γ_{unsat}	kN/m ³	18,50	18,50
γ_{sat}	kN/m ³	18,50	18,50
Dilatancy cut-off		No	No
e_{init}		0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0
Rayleigh α		0,000	0,000
Rayleigh β		0,000	0,000
E_{50}^{ref}	kN/m ²	20,00E3	15,00E3
$E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	20,00E3	15,00E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	60,00E3	45,00E3
power (m)		0,5000	0,5000
Use alternatives		No	No


Identification		Fyllmasser	Tørrskorpe
C_c		0,01725	0,02300
C_s		5,175E-3	6,900E-3
e_{init}		0,5000	0,5000
c_{ref}	kN/m ²	1,000	1,000
φ (phi)	°	38,00	30,00
ψ (psi)	°	8,000	0,000
Set to default values		Yes	Yes
v_{ur}		0,2000	0,2000
p_{ref}	kN/m ²	100,0	100,0
K_0^{nc}		0,3843	0,5000
c_{inc}	kN/m ² /m	0,000	0,000
y_{ref}	m	0,000	0,000
R_f		0,9000	0,9000
Tension cut-off		Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard
Skempton-B		0,9866	0,9866
v_u		0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	2,458E6	1,844E6
Strength		Manual	Manual

Identification		Fyllmasser	Tørrskorpe
R_{inter}		0,6000	0,6000
Consider gap closure		Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	$m^3/day/m$	0,000	0,000
R	$m^2 K/kW$	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes
$K_{0,x}$		0,3843	0,5000
$K_{0,z}$		0,3843	0,5000
OCR		1,000	1,000
POP	kN/m^2	0,000	0,000
Data set		Hypres	User-defined
Model		Van Genuchten	Van Genuchten
Model		Van Genuchten	Van Genuchten
Subsoil/Topsoil		Subsoil	Subsoil
Type		Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10,00	10,00
2 μm - 50 μm	%	13,00	13,00
50 μm - 2 mm	%	77,00	77,00

Identification		Fyllmasser	Tørrskorpe
S_{res}		0,06831	0,000
S_{sat}		1,000	1,000
g_n		1,521	2,000
g_a	1/m	4,300	100,0
g_l		1,250	1,000
Use defaults		None	None
k_x	m/day	0,2624	0,01000
k_y	m/day	0,2624	0,01000
$-\psi_{unsat}$	m	10,00E3	0,1000
e_{init}		0,5000	0,5000
S_s	1/m	0,000	0,000
c_k		1000E12	1000E12
c_s	kJ/t/K	0,000	0,000
λ_s	kW/m/K	0,000	0,000
ρ_s	t/m ³	0,000	0,000
Solid thermal expansion		Linear	Linear
α_x	1/K	0,000	0,000
α_y	1/K	0,000	0,000
α_z	1/K	0,000	0,000
D_v	m ² /day	0,000	0,000

Identification	Fyllmasser	Tørrskorpe
f_{Tv}	0,000	0,000
Unfrozen water content	None	None

1.1.1.2 Materials - Plates -

Identification	Larsson 430	
Identification number	1	
Comments		
Colour		
Material type	Elastic	
Isotropic	Yes	
EA ₁	kN/m	8,900E6
EA ₂	kN/m	8,900E6
EI	kN m ² /m	718,0E3
d	m	0,9839
w	kN/m/m	2,345
v (nu)	0,000	
Rayleigh α	0,000	
Rayleigh β	0,000	
Prevent punching	Yes	
Identification number	1	
c	kJ/t/K	0,000
λ	kW/m/K	0,000

Identification	Larsson 430
ρ	t/m ³
α	1/K

1.1.1.3 Materials - Anchors -

Identification		Stagrad1	Stagrad2	Stagrad34
Identification number		1	2	3
Comments				
Colour		■	■	■
Material type		Elastic	Elastic	Elastic
EA	kN	294,0E3	352,8E3	441,0E3
L_{spacing}	m	2,400	2,400	2,400
Identification number		1	2	3
c	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000
λ	kW/m/K	0,000	0,000	0,000
ρ	t/m ³	0,000	0,000	0,000
α	1/K	0,000	0,000	0,000
Identification number		1	2	3
c	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000
λ	kW/m/K	0,000	0,000	0,000
ρ	t/m ³	0,000	0,000	0,000
α	1/K	0,000	0,000	0,000
A	m ²	0,000	0,000	0,000

Identification		Stagrad1	Stagrad2	Stagrad34
Identification number		1	2	3
c	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000
λ	kW/m/K	0,000	0,000	0,000
ρ	t/m^3	0,000	0,000	0,000
α	$1/\text{K}$	0,000	0,000	0,000
A	m^2	0,000	0,000	0,000