

# Delvis drenert analyse av innvendig avstivet utgraving

**Michael F Myhrvold**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: desember 2013

Hovedveileder: Steinar Nordal, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for bygg, anlegg og transport





Oppgavens tittel: Delvis drenert analyse av innvendig avstivet utgraving	Dato: 02.12.2013		
	Antall sider (inkl. bilag): 165		
	Masteroppgave	X	Prosjektoppgave
Navn: Michael Fuglestrand Myhrvold			
Faglærer/veileder: Steinar Nordal			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere:			

Ekstrakt:

Denne masteroppgaven omhandler analyser av de delvis drenerte effektene som kan oppstå ved innvendig, avstivede utgravinger. Formålet med masteroppgaven er å gjennomføre en numerisk studie av prosessen som styrer den tidsavhengige utviklingen ved avstivede utgravinger i lavpermeable jordtyper. Det gir muligheten til å vurdere de delvis drenerte effektene og innflytelsen disse utgjør ved denne typen utgravinger. Ettersom jordens oppførsel ved små tøyninger kan ha innvirkning på setninger ved, og forskyvning av støttevegger, vil også dette aspektet tas hensyn til gjennom valg av materialmodell i PLAXIS.

Utgangspunktet for analysen er en rapport over alle relevante forsøk og observasjoner gjort av NGI i forhold til utgravingen ved Vaterland 1, Oslo (1962). Instrumenteringen som ble gjennomført tok for seg målinger av stiverlaster og jordtrykk samt overflatesetninger og spuntforskyvninger. Laboratorieforsøk gjengitt i rapporten gav muligheten til å gjennomføre soiltestanalyser som senere dannet grunnlag for materialparameterne i datasimuleringene. Resultatene antyder i første omgang at de drenerte effektene som oppstår gjennom en byggeprosess lik den på Vaterland, har en innvirkning på jordens spenningstilstand. Selv om jordens spenningstilstand endrer seg, antydes det at de delvis drenerte effektene gir en relativt liten endring i jordens mobiliseringsgrad. Dette sett i forhold til udrenerte simuleringer. Analyser tyder også på at spuntvegg og spesielt avstiverne ikke ble belastet til sin maksimale kapasitet og dermed ikke stod i fare for knekking og kollaps, selv etter de drenerte effektene ble innført. Det kan dermed virke som drenering i henhold til forholdene på Vaterland, ikke har en direkte innvirkning på byggegropens umiddelbare sikkerhet. Resultatene antyder derimot at drenering vil ha en konsekvens dersom forholdene ved byggegropen skulle endres til en mer kritisk tilstand. Forsøk på simulering av et udrenert brudd etter siste byggefase, antyder at de drenerte effektene bringer jorden til en spenningstilstand hvor den mobiliserbare skjærspenningen  $\tau$  reduseres. Dette er sett i forhold til en byggeprosess som modelleres fullstendig udrenert. Det må legges til at bruddsimuleringene ble gjennomført i soiltest, og dermed ikke representerer den reelle spenningsutviklingen ved et slikt brudd. Tendensene er likevel at dreneringseffekter ved innvendig avstivede utgravinger lik den på Vaterland, kan skape redusert skjærstyrke i jorden. Dermed kan risikoen for brudd øke, om kritiske situasjoner skulle oppstå i underveis i byggeprosessen.

Det ble gjennom arbeidsprosessen avdekket mangler ved den tilgjengelige informasjonen rundt utgravingen på Vaterland. Spesielt laboratoriedataene var mangelfulle, noe som ledet til utstrakt bruk av generelle erfaringsdata i henhold til jordens materialegenskaper. Enkelte antagelser rundt bevegelse og momentkapasitet av spunt ble også vurdert som tvilsomme. Sett i sammenheng med forenklinger rundt jordens anisotrope egenskaper ved udrenerte forhold, bør derfor resultatene i denne oppgaven ses på som veiledende heller enn eksakt.

Stikkord:

1. Innvendig, avstivet utgraving
2. Delvis drenering
3. Tilbakeregning
4. PLAXIS





Fakultet for ingeniørvitenskap  
og teknologi

Institutt for bygg, anlegg og transport

## **TBA 4900 Masteroppgave Geoteknikk**

Høst 2013

Michael Fuglestrand Myhrvold

### **Delvis drenert analyse av innvendig avstivet utgraving**

#### **Bakgrunn**

Stabiliteten ved utgravninger i lavpermeable jordtyper har lenge vært et tema av bekymring for geotekniske ingeniører, ettersom den reduserte stabiliteten med tid kan forårsake forsinket brudd. En av faktorene som bestemmer dreneringsforholdene er belastningshastigheten og jordens permeabilitet. Avstivede utgravninger i lavpermeable jordtyper blir av den grunn ofte analysert i henhold til udrenerte forhold. Byggeprosesser av denne typen går likevel over et betydelig antall dager, noe som åpner for delvis drenerte tilstander. Av denne grunn er det interessant å studere de delvis drenerte effektene og konsekvensene de medfører ved avstivede utgravninger.

#### **Oppgave**

Formålet med masteroppgaven er å gjennomføre en numerisk studie av prosessen som styrer den tidsavhengige utviklingen ved innvendig avstivede utgravninger i lavpermeable jordtyper. Det gir muligheten til å vurdere de delvis drenerte effektene og innflytelsen disse utgjør ved denne typen utgraving. Ettersom jordens oppførsel ved små tøyninger kan ha innvirkning på setninger ved, og forskyvning av støttevegger, vil også dette aspektet tas hensyn til gjennom valg av materialmodell i PLAXIS.

Oppgavens problemstilling og læringsmål beskrives med følgende punkter:

- Gjennomføre en litteraturstudie på Hardening Soil Small-modellen som er implementert i den numerisk baserte elementmetodeprogramvaren PLAXIS.
- Sette seg inn i og bearbeide talldata fra NGI sin tekniske rapport over utgravingen på Vaterland, Oslo (1962).
- Utføre soiltest forsøk gjennom PLAXIS på laboratorieresultater gjengitt i rapporten fra NGI.
- Gjennomføre en tilbakeregning av utgravingen på Vaterland hvor fokus vil være rettet på de delvis drenerte effektene som oppstår under prosessen og konsekvensene disse

medfører. Utgangspunktet for materialparameterene vil være resultater fra soiltestforsøkene samt supplerende parametere fra erfaringsdata.

### **Innlevering**

Det skal leveres to trykte eksemplarer og en CD med Pdf- og Word- (eller lignende) versjon av oppgaven innen 12. januar 2014.

# 1 Forord

Masteroppgaven er skrevet gjennom høstsemesteret 2013 ved institutt for bygg, anlegg og transport under Fakultetet for ingeniørvitenskap og teknologi. Den markerer slutten på min mastergrad innen Bygg- og miljøteknikk, med studier rettet mot min spesialisering i geoteknikk. Graden er utarbeidet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU, i Trondheim.

Gjennom årene som student har jeg blant annet deltatt i forskjellige fag innen geoteknikk, mekanikk og lineær elementmetode. Disse fagene, med kunnskapen de bringer, har dannet et solid grunnlag for gjennomføringen av denne masteroppgaven.

Jeg vil takke Steinar Nordal for å foreslå et interessant oppgaveområde og gi en viss frihet til å bestemme oppgavens retning selv. Hjelpsomme diskusjoner underveis har også vært svært nyttig i oppgaveprosessen. Jeg vil også rette en takk Jon A. Rønningen og Gustav Grimstad for nyttige innspill ved modelleringen i PLAXIS.

Til slutt - men av den største betydning - vil jeg rette en takk til min familie og venner for den støtte og motivasjon de har bidratt med gjennom årene som student.

*It ain't about how hard you  
hit. It's about how hard you  
can get hit and keep moving  
forward. That's how winning  
is done!*

Rocky Balboa

Trondheim – 2. Desember, 2013

---

Michael Fuglestrand Myhrvold





## 2 Sammendrag

Denne masteroppgaven omhandler analyser av de delvis drenerte effektene som kan oppstå ved innvendig, avstivede utgravinger. Formålet med masteroppgaven er å gjennomføre en numerisk studie av prosessen som styrer den tidsavhengige utviklingen ved avstivede utgravinger i lavpermeable jordtyper. Det gir muligheten til å vurdere de delvis drenerte effektene og innflytelsen disse utgjør ved denne typen utgravinger. Ettersom jordens oppførsel ved små tøyninger kan ha innvirkning på setninger ved, og forskyvning av støttevegger, vil også dette aspektet tas hensyn til gjennom valg av materialmodell i PLAXIS.

Utgangspunktet for analysen er en rapport over alle relevante forsøk og observasjoner gjort av NGI i forhold til utgravningen ved Vaterland 1, Oslo (1962). Instrumenteringen som ble gjennomført tok for seg målinger av stiverlaster og jordtrykk samt overflatesetninger og spuntforskyvninger. Laboratorieforsøk gjengitt i rapporten gav muligheten til å gjennomføre soiltestanalyser som senere dannet grunnlag for materialparameterne i datasimuleringene. Resultatene antyder i første omgang at de drenerte effektene som oppstår gjennom en byggeprosess lik den på Vaterland, har en innvirkning på jordens spenningstilstand. Selv om jordens spenningstilstand endrer seg, antydes det at de delvis drenerte effektene gir en relativt liten endring i jordens mobiliseringsgrad. Dette sett i forhold til udrenerte simuleringer. Analyser tyder også på at spuntvegg og spesielt avstiverne ikke ble belastet til sin maksimale kapasitet og dermed ikke stod i fare for knekking og kollaps, selv etter de drenerte effektene ble innført. Det kan dermed virke som drenering i henhold til forholdene på Vaterland, ikke har en direkte innvirkning på byggegropens umiddelbare sikkerhet. Resultatene antyder derimot at drenering vil ha en konsekvens dersom forholdene ved byggegropen skulle endres til en mer kritisk tilstand. Forsøk på simulering av et udrenert brudd etter siste byggefase, antyder at de drenerte effektene bringer jorden til en spenningstilstand hvor den mobiliserbare skjærspenningen  $\tau$  reduseres. Dette er sett i forhold til en byggeprosess som modelleres fullstendig udrenert. Det må legges til at bruddsimuleringene ble gjennomført i soiltest, og dermed ikke representerer den reelle spenningsutviklingen ved et slikt brudd. Tendensene er likevel at dreneringseffekter ved innvendig avstivede utgravinger lik den på Vaterland, kan skape redusert skjærstyrke i jorden. Dermed kan risikoen for brudd øke, om kritiske situasjoner skulle oppstå i underveis i byggeprosessen.

Det ble gjennom arbeidsprosessen avdekket mangler ved den tilgjengelige informasjonen rundt utgravningen på Vaterland. Spesielt laboratoriedataene var mangelfulle, noe som ledet til

## 2. Sammendrag

---

utstrakt bruk av generelle erfaringsdata i henhold til jordens materialegenskaper. Enkelte antagelser rundt bevegelse og momentkapasitet av spunt ble også vurdert som tvilsomme. Sett i sammenheng med forenklinger rundt jordens anisotrope egenskaper ved udrenerte forhold, bør derfor resultatene i denne oppgaven ses på som veiledende heller enn eksakt.

## 3 Abstract

This thesis deals with the analysis of the partially, drained effects that may arise from internally stiffened excavations. The purpose of the thesis is to implement a numerical study of the process that controls time-dependent development of stiffened excavations in low permeable soils. It provides an opportunity to consider the partially drained effects and the influence these provides in this type of excavations. As the earth's behavior at small strains may affect the settlements close to- and displacement of retaining walls, this aspect will be taken into account by the choice of material model in PLAXIS.

Base of the analysis is a report of all relevant experiments and observations made by NGI in relation to the excavation at Vaterland 1, Oslo (1962). The instrumentation that was conducted looked at measurements of strut loads, earth pressure, surface settlements and sheet pile movements. Laboratory experiments cited in the report made it possible to conduct soil test analysis which later formed the basis for material parameters in the computer simulations. Results initially suggest that drained effects from the construction processes similar to the one at Vaterland, do have an impact on the earth's stress condition. Although the stress conditions do change, it is indicated that the partially drained effects produces a relatively small change in the earth's degree of mobilization. This is seen in relation to the undrained simulations. Furthermore, it is suggested that the sheet pile wall and especially the struts were not charged to its maximum capacity. Thus, it was in no danger of buckling and collapse, even after the drained effects were introduced. It may seem like drainage under the conditions at Vaterland, do not have a direct impact on the excavation's immediate safety. The results do however suggest that drainage will have an impact if conditions at the excavation should change to a more critical state. Attempted simulations of undrained failure after the last construction phase may suggest that the drained effects bring the soil to a stress state where the achievable mobilized shear stress  $\tau$  decreases. This is seen in relation to the undrained simulations. It must be added that the failure simulations was conducted through the soiltest software, and may not represent the real tension development of such a failure. Regardless, the tendencies do show that partially drained conditions at internally stiffened excavations similar to the one at Vaterland, may cause decreased strength in the soil. Thus, the risk of fracture increases if critical situations arise in the course of the construction process. Through the work process,

### 3. Abstract

---

available information regarding the Vaterland excavation was found to be insufficient. Especially laboratory data were inconclusive, leading to the widespread use of general experience data in accordance with the earth's material properties. Certain assumptions about motion and torque capacity of sheet piles were also rated as doubtful. Adding simplifications regarding the earth's anisotropic properties at undrained conditions, the results in this paper should be seen as indicative rather than precise.

# 4 Innholdsfortegnelse

1	Forord .....	i
2	Sammendrag .....	iii
3	Abstract .....	v
4	Innholdsfortegnelse .....	vii
5	Figurliste.....	xiii
6	Tabelliste .....	xv
7	Symboler .....	xvii
8	Innledning.....	1
8.1	Problemstilling.....	2
8.2	Oppbygging av rapporten .....	3
9	Teori .....	5
9.1	Generelt om støttekonstruksjoner .....	5
9.1.1	Bueeffekten (Archiving).....	6
9.2	Setninger på jordoverflaten nær utgravinger .....	6
9.3	Jordtrykk.....	10
9.4	Konsolidering .....	14
9.5	Elementmetoden .....	18
9.5.1	Hovedprinsipper .....	19
10	Litteraturstudie .....	21
10.1	Hardening soil model .....	22

#### 4. Innholdsfortegnelse

---

10.1.1	Hyperbolsk sammenheng for standard drenert treakstest .....	22
10.1.2	Tilnærming av hyperbel i HS-modellen.....	23
10.1.3	Plastisk, volumetrisk tøyning for treaksiale tilstander av belastning .....	25
10.1.4	Den omsluttende flytegrensen i HS-modellen .....	25
10.1.5	Dilatansavskjæring .....	28
10.2	Hardening soil small .....	28
10.2.1	Stivhet ved små tøyninger .....	28
10.2.2	Initiell lasting og forholdet til pålasting/avlasting.....	32
11	Områdebeskrivelse .....	33
11.1	Forholdene på stedet .....	34
11.2	Geologi.....	35
11.3	Jordsmonn.....	35
12	Observasjoner og målinger.....	37
12.1	Konstruksjonssekvens og temperatur .....	37
12.2	Spunt og stivere.....	40
13	Soiltest og materialparametere .....	41
13.1	Gjennomføring .....	41
13.2	Resultater .....	43
13.2.1	Udrenert treaks Hardening soil small (CIU) .....	43
13.2.2	Udrenert treaks Mohr Coloumb (CIU).....	44
13.2.3	Drenert treaks Hardening soil small (CID) .....	45
13.2.4	Drenert treaks Mohr Coloumb (CID).....	46
13.3	Kommentar til resultatene.....	47
13.4	Udrenert stivhet.....	47
13.5	Drenert stivhet.....	49
13.6	Friksjonsvinkel $\varphi$ og kohesjon $c$ .....	51
13.7	Udrenert effektivspenningsanalyse med HS small .....	53
13.8	Parametere ved små tøyninger $G_0$ og $\gamma_0, 7$ .....	54
13.9	Plater og stivere.....	55
13.10	Ruhetsforhold.....	56
13.11	Permeabilitet .....	57

#### 4. Innholdsfortegnelse

---

14	Modell .....	59
14.1	Modellering i PLAXIS.....	59
14.1.1	Geometri.....	59
14.1.2	Mesh.....	61
14.1.3	Beregningsfaser.....	61
14.1.4	Materialmodeller .....	64
15	Resultater.....	71
15.1	Utvikling av poretrykk i kontrollpunkter.....	72
15.1.1	Utvikling av excess porepressure i kontrollpunkter.....	73
15.1.2	Vanntrykk mot spuntvegg .....	75
15.2	Spenningssti ved kontrollpunkter .....	75
15.2.1	Spenningssti ved kontrollpunkter.....	76
15.2.2	Mobiliseringsgrad <i><math>\tau_{rel}</math></i> .....	78
15.3	Jordtrykk på spunt.....	81
15.4	Forskyvning av spunt.....	85
15.4.1	Utbøying av spunt .....	87
15.5	Momentkrefter i spunt.....	89
15.6	Stiverkrefter .....	91
15.6.1	Stiverkrefter fase 3 til fase 9 .....	93
15.7	Setninger ved utgraving .....	97
16	Diskusjon.....	101
16.1	Evaluering av modell .....	101
16.1.1	Mesh og numerikk.....	101
16.1.2	Materialparametere.....	101
16.1.3	Jordtrykk.....	102
16.1.4	Forskyvning av spunt .....	104
16.1.5	Stiverkrefter.....	106
16.1.6	Bøyemoment .....	107
16.1.7	Setninger.....	107
16.2	Effekt av delvis drenering.....	108
17	Konklusjon og fremtidig arbeid .....	113

#### 4. Innholdsfortegnelse

---

17.1	Konklusjon.....	113
17.2	Fremtidig arbeid.....	114
18	Bibliografi .....	I
19	Vedlegg A – Rådata NGI-rapport .....	V
19.1	Udrenerte og drenerte treaksforsøk NGI (1962).....	V
19.2	Jordegenskaper fra prøveboring NGI (1962).....	VI
19.3	Settlements and heave.....	VII
19.4	Pile 12a South wall .....	VIII
19.5	Pile 18a South wall .....	IX
19.6	Pile 9 South wall .....	X
19.7	Earth pressure part 1 .....	XI
19.8	Earth pressure part 2 .....	XII
19.9	Strut loads part 1 .....	XIII
19.10	Strut loads part 2 .....	XIV
20	Vedlegg B - Hendelsesforløp .....	XV
20.1	Hendelsesforløp i tilknytning avstivere .....	XV
20.2	Generelt hendelsesforløp .....	XVI
21	Vedlegg C - Resultater .....	XVII
21.1	Forskyvning spunt.....	XVII
21.2	Momentdiagram for spunt.....	XIX
21.3	Plastic points og incremental shear strain .....	XXI
21.3.1	U1-Plastic points og incremental shear strain siste fase .....	XXI
21.3.2	D1-Plastic points og incremental shear strain siste fase .....	XXII
21.3.3	D2-Plastic points og incremental shear strain siste fase .....	XXIII
21.3.4	D3-Plastic points og incremental shear strain siste fase .....	XXIV
21.3.5	D4-Plastic points og incremental shear strain siste fase .....	XXV
21.3.6	MC1-Plastic point og incremental shear strain siste fase.....	XXVI
21.4	U1, excess pore pressure fase 9 .....	XXVII
21.5	D1, excess pore pressure fase 9 .....	XXVII
21.6	D2, excess pore pressure fase 9 .....	XXVIII
21.7	D3, excess pore pressure fase 9 .....	XXVIII



#### 4. Innholdsfortegnelse

---

21.8	D4, excess pore pressure fase 9 .....	XXIX
------	---------------------------------------	------



# 5 Figurliste

Figur 1 (a) Gravitasjonsmur, (b) innspent støttestruksjon og (c) samvirkende støttestruksjon (EC7).....	5
Figur 2 Illustrasjon av bueffekten på en avstivet utgraving (Hashash & Whittle, 2002).....	6
Figur 3 Diagram over maksimal sideveis forskyvning for avstivede utgravinger (Clough and O'Rourke, 1990) .....	8
Figur 4 Metode for estimering av setningsprofil ved avstivede utgravinger (Karlsrud et al., 2009).....	9
Figur 5 Diagram for å estimere setningene ved jordoverflaten nær utgravinger (Clough and O'Rourke 1990) .....	10
Figur 6 Definisjon av grensetilstander (Aarhaug 1984).....	11
Figur 7 Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon (Aarhaug 1984) .....	11
Figur 8 Ruhetens innvirkning på bruddflatene og resultantkreftene sin retning på veggen (Aarhaug 1984) .....	12
Figur 9 Tidsutvikling av overskuddsporetrykk og effektivspenninger .....	15
Figur 10 Grunnlaget for 1D kontinuitetsligningen (Janbu 1970).....	16
Figur 11 6- og 15 noders triangulært element som brukt i PLAXIS .....	19
Figur 12 Karakteristisk stivhet-tøyning oppførsel med typiske belastningsområder for laborietester og konstruksjoner (PLAXIS, 2013) .....	21
Figur 13 Hyperbolsk spenning-tøyning sammenheng under primærlasting for standard drenert trekestest (PLAXIS, 2013) .....	23
Figur 14 Suksessive yield loci for varierende konstante verdier av $\gamma_p$ (PLAXIS, 2013) .....	25
Figur 15 Definisjon av <b>E<sub>oedref</sub></b> i ødometertest (PLAXIS, 2013) .....	26
Figur 16 Flytegrenser for HS-modellen i p - q plan (PLAXIS, 2013) .....	27
Figur 17 Tøyningskurve for standard drenert trekestest med dilatansavskjæring (PLAXIS, 2013).....	28
Figur 18 Illustrasjon som viser Hardin-Dernevich forhold sammen med normaliserte testdata (PLAXIS, 2013) .....	29
Figur 19 Reduksjonskurver for stivhet etter Seed og Idris (venstre) og Vucetic og Dobry (høyre) (PLAXIS, 2013) .....	30
Figur 20 Masings regel og sekantstivhetens reduksjon ved av-og pålasting (PLAXIS, 2013) .....	32
Figur 21 Lokasjon i Oslo (NGI, 1962).....	33

## 5. Figurliste

---

Figur 22 Områdebeskrivelse (NGI, 1962).....	34
Figur 23 Temperaturmålinger på byggeplass.....	37
Figur 24 Byggegrøp sett ovenfra. Spuntnummerering og soneinndeling (NGI, 1962).....	39
Figur 25 Tverrsnittprofil av spunt og stiver fra arbeidet på Vaterland (NGI, 1962).....	40
Figur 26 Udrenert treaks Hardening soil small.....	43
Figur 27 Udrenert treaks Mohr Coloumb.....	44
Figur 28 Drenert treaks Hardening Soil Small.....	45
Figur 29 Drenert treaks Mohr Coloumb.....	46
Figur 30 Udrenert stivhet fra belastede plater (Duncan and Buchignani 1976).....	47
Figur 31 Referanse-ødometerstivhet (Janbu, 1963).....	49
Figur 32 Illustrasjon av k <sub>0</sub> -justert udrenert skjærstyrke.....	54
Figur 33 Skisse av jordlag, stivernivåer og koteanvisning.....	60
Figur 34 Modell i PLAXIS.....	60
Figur 35 Generert mesh i PLAXIS.....	61
Figur 36 Vannforhold i PLAXIS beregningsfase.....	62
Figur 37 Utvikling av excess pore pressure i kontrollpunkter.....	74
Figur 38 Vanntrykk mot spuntvegg, udrenert (til venstre) og drenert, høyeste permeabilitet (til høyre).....	75
Figur 39 Spenningsstier for kontrollpunkt B, C, D og E.....	77
Figur 40 Mobiliseringsgrad U1, fase 9.....	79
Figur 41 Mobiliseringsgrad D1, fase 9.....	79
Figur 42 Mobiliseringsgrad D2, fase 9.....	80
Figur 43 Mobiliseringsgrad D3, fase 9.....	80
Figur 44 Mobiliseringsgrad D4, fase 9.....	81
Figur 45 Jordtrykk mot spunt fase 3 til fase 9.....	85
Figur 46 Forskyvning av spunt fase 3 til fase 9.....	88
Figur 47 Momentdiagram for spunt fase 3 til fase 9.....	91
Figur 48 Jordtrykksdiagram (Terzaghi og Peck, 1967).....	92
Figur 49 Stiverkrefter fase 3 til fase 9.....	94
Figur 50 Temperaturendring i stiverne med tilhørende potensielle temperaturpåførte krefter.....	97
Figur 51 Setningsprofil ved byggeprosessens slutt.....	98
Figur 52 Setninger kontrollpunkt E.....	99
Figur 53 Illustrasjon av jordtrykksfordeling etter klassisk rankine-teori, Bentz (2012).....	103
Figur 54 Innvirkning av spuntveggenes fleksibilitet på jordtrykksfordeling, Bentz (2012)....	104
Figur 55 Udrenert brudd i jorda etter fase 9.....	111

## 6 Tabelliste

Tabell 1 Jordtrykksberegninger ved effektivspenningsanalyse .....	13
Tabell 2 Jordtrykksberegning ved totalspenningsanalyse .....	14
Tabell 3 Antagelser knyttet til Terzaghi's (1923) konsolideringsteori .....	15
Tabell 4 Original konstruksjonssekvens .....	38
Tabell 5 Detaljer stivere .....	40
Tabell 6 Materialparametere for spunt og stivere .....	40
Tabell 7 Udrenert treaks Hardening soil small.....	43
Tabell 8 Udrenert treaks Mohr Coloumb .....	44
Tabell 9 Drenert treaks Hardening Soil Small .....	45
Tabell 10 Drenert treaks Mohr Coloumb .....	46
Tabell 11 Udrenert stivhet fra belastede plater (Duncan and Buchignani 1976).....	47
Tabell 12 Udrenert stivhet etter Termat, Vermeer og Vergeer (1985).....	48
Tabell 13 Udrenert stivhet fra erfaringsdata Multiconsult .....	48
Tabell 14 Udrenert stivhet fra soiltest HS small (CIU).....	49
Tabell 15 Stivhet fra Figur 31 .....	49
Tabell 16 Stivhet etter Eq. 69.....	50
Tabell 17 Sammendrag av Tomlinson (1995) for typiske ødometerstivheter.....	51
Tabell 18 Vanlige verdier for kohesjon og friksjonsvinkel i norske jordtyper (Sandven, 2011) .....	52
Tabell 19 Klassifisering av jordens styrke (Sandven, 2011).....	52
Tabell 20 Styrkeparametere fra soiltest HSSmall (CIU) .....	52
Tabell 21 Styrkeparametere fra soiltest HSSmall (CID).....	52
Tabell 22 Udrenert skjærstyrke etter k <sub>0</sub> -justering.....	54
Tabell 23 Skjærmodul for de ulike jordlagene .....	55
Tabell 24 Materialparametere for stivere .....	55
Tabell 25 Materialparametere for plater.....	56
Tabell 26 Typiske verdier for permeabilitet (Janbu 1970).....	57
Tabell 27 Beregningsfaser knyttet til udrenert analyse .....	63

## 6. Tabelliste

---

Tabell 28 Beregningsfaser knyttet til delvis drenert analyse .....	64
Tabell 29 Materialmodell U1 .....	65
Tabell 30 Materialmodell D1 .....	66
Tabell 31 Materialmodell D2 .....	67
Tabell 32 Materialmodell D3 .....	68
Tabell 33 Materialmodell D4 .....	69
Tabell 34 Materialparametere MC1 .....	69
Tabell 35 Oversikt av spenningstilstand i kontrollpunkter ved start og slutt for PLAXIS- modeller.....	78
Tabell 36 Maksimal utbøyning av spunt [cm] .....	89
Tabell 37 Maksimale bøyemomenter [kNm] fase 3 til fase 9 .....	90
Tabell 38 Maksimale stiverkrefter alle faser .....	92
Tabell 39 Stiverkrefter fase 8 .....	92
Tabell 40 Beregning av setninger fra Clough og O'Rourke (1990) .....	97
Tabell 41 Beregning av setninger fra Karlsrud (1997) .....	98
Tabell 42 Maksimal setning ved byggeprosessens slutt.....	99
Tabell 43 Spenningsverdi q [kPa] ved udrenert brudd etter fase 9 .....	112
Tabell 44 Differanse i $\tau$ [kPa] mellom udrenert brudd og delvis drenert brudd .....	112

# 7 Symboler

$h_{avg}$	Gjennomsnittlig avstand mellom stiverne/ankrene
$E_{50}^{ref}$	Sekantstivhet fa standard treakstest
$E_{oed}^{ref}$	Tangentstivhet fra ødometerlastning
$E_{ur}^{ref}$	Avlastning/pålastning-stivhet
$G_0^{ref}$	Referanseskjærmodul ved meget små tøyninger
$I_p$	Plastisitetsindeks
$K_0$	Horisontal jordtrykkskoeffisient
$K_h$	Horisontal konsolideringskoeffisient
$K_a$	Aktiv jordtrykkskoeffisient
$K_p$	Passiv jordtrykkskoeffisient
$K_v$	Vertikal konsolideringskoeffisient
$L_{spacing}$	Ankeravstand ut av planet
$P_a$	Aktiv jordtrykk
$P_p$	Passiv jordtrykk
$P_{rankine}$	Rankine jordtrykk
$R$	Deformasjonsforhold
$R_{inter}$	Reduksjonsfaktor for styrkeforhold jord/konstruksjon
$S_u$	Udrenert skjærstyrke
$S_{uA}$	Aktiv udrenert skjærstyrke
$S_{uD}$	Direkte udrenert skjærstyrke
$S_{uP}$	Passiv udrenert skjærstyrke
$V_{soil}$	Volum jord
$V_{water}$	Volum vann
$e_{init}$	Initielt tomromsforhold
$p_{ref}$	Referansetrykk
$t_p$	Konsolideringstid
$u_0$	Initielt poretrykk
$w_n$	Naturlig vanninnhold
$\gamma_{0.7}$	Skjærtøyning hvor $G_s = 0.722G_0$
$\gamma^p$	Funksjon for plastiske tøyninger
$\gamma_w$	Egenvekt vann
$\delta_{hm}$	Maksimal sideveis forskyvning

## 7. Symboler

---

$\delta_{vm}$	Maksimal setning i jordoverflaten
$\nu'_{ur}$	Poisson tallet for avlasting/pålasting
$\sigma'_c$	Prekonsolideringsspenning
$\sigma'_v$	Vertikal effektivspenning
$E$	Stivhetsmodul
$EA$	Aksiell stivhet
$EI$	Bøystivhet
$G$	Skjærmodul
$c$	Kohesjon
$m$	Koeffisient for stivhetens avhengighet av spenningsnivå
$r$	Ruhetstall
$w$	Fordelt vekt
$\gamma$	Egenvekt
$\nu$	Poisson tallet
$\varphi$	Friksjonsvinkel
$\psi$	Dilatans
$EC 7$	Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+NA:2008)
$OCR$	Grad av overkonsolidering
$OC$	Overkonsolidert
$NC$	Normalkonsolidert
$HS$	Hardening soil
$HSS$	Hardening soil small
$HS small$	Hardening soil small
$SPW$	Sheet pile wall



# 8 Innledning

Stabiliteten ved utgravinger i lavpermeable jordtyper har lenge vært et tema av bekymring for geotekniske ingeniører, ettersom den reduserte stabiliteten med tid kan forårsake forsinket brudd. Det er erfart at kutt i finkornet jord kan gå i brudd en viss tid etter selve utgravingen. Under en utgravingsprosess i lavpermeable jordtyper, blir jorden under utgravingen avlastet og poretrykket reduseres. Med tid viser jorden så en tendens til å svulle og en kombinert prosess av konsolidering oppstår. En økning i jordens volum frembringer en strøm av vann inn i jorden. Denne prosessen resulterer i en økning av poretrykket med tid i den avlastede sonen, og dermed en reduksjon av effektivspenningene. En direkte konsekvens blir en gradvis reduksjon av jordens effektive styrke og stivhet. Dette vil vedvare til poretrykket oppnår likevekt. Prosessen kan avsluttes ved utvikling av brudd.

I geoteknikk blir ofte tidseffektene vurdert ut i fra to forskjellige mekanismer, primærkonsolidering og sekundærkonsolidering. Den sekundære konsolideringen kan være av betydning for denne oppgaven, men vurderes i denne omgang til å være utenfor omfanget av dette arbeidet.

Det er de siste 50 årene utført mange undersøkelser knyttet til forsinkede brudd ved naturlige skråninger og utgravinger. Bjerrum og Kjærnsli (1957) kom frem til: "...that the stability of natural slopes and the long term stability of cuttings, should, for all types of clay, be analyzed by  $c'$ ,  $\varphi'$  analysis in terms of effective stresses with pore pressures corresponding to the actual ground water conditions". Janbu (1989) utførte åtte tilbakeregninger på forskjellige utglidninger. Utglidningene var fra forskjellige deler av verden og han konkluderte med at ekstreme poretrykksnivåer spiller en dominerende rolle. Han anbefaler å bruke effektivspenningsanalyser ved utgravinger i leire og leirig silt. Videre forklarer han forsinkede brudd i utgravinger på følgende måte: "For cuts and eroding slopes the subsoil is unloaded and will tend to swell with time. The swelling will gradually change the soil to a softer and weaker state. Therefore, it is the long term condition that is the most critical one. ...when pore pressure increases, the effective stress level decreases, and so does the effective strength of the soil. The consequence is gradual decrease in factor of safety as long as the pore water pressure is increasing".

Stivhet ved små tøyninger har i jorddynamikken lenge vært et kjent fenomen. Innenfor statiske analyser har derimot funnene fra jorddynamikken i stor grad blitt tilsidesatt og i noen tilfeller blitt vurdert å ikke være anvendelig. Forskjeller mellom statisk og dynamisk stivhet i jorden har tilsynelatende blitt tilskrevet effektene av lastpåføring heller enn mengden påførte tøyninger (e.g. treghetskrefter og tøyningshastighet), som generelt er små under dynamiske forhold. Det er i senere tid blitt allment akseptert at treghetskrefter og tøyningshastighet har liten innvirkning på stivheten ved små tøyninger. Atkinson (2000) betegner den nye forståelsen av jordens stivhet på følgende måte: “One of the major problems in ground engineering in the 1970s and earlier was the apparent difference between the stiffness of soils measured in laboratory tests and those back-calculated from observations of ground movements. These differences have now largely been reconciled through the understanding of the principal features of soil stiffness and, in particular, the very important influence of non-linearity. This is one of the major achievements of geotechnical engineering over the past 30 years”.

Bentz et al. (2009) beskriver stivhet ved små tøyninger på følgende måte: “Nonlinear soil behavior at small strains is often neglected in geotechnical analyses. Doing so often leads to an overestimation of foundation settlements and retaining wall deflections. Settlement troughs behind retaining walls or above tunnels, on the other hand, may be analyzed as too flat and extended. Comparing measured displacements of piles or anchors within the working load range, to those calculated without considering small-strain stiffness, shows a considerably too soft response”. Det går frem at jordens oppførsel ved små tøyninger kan ha innvirkning på både setninger og utbøying av støttekonstruksjoner.

En instrumentert, avstivet utgraving i myk leire vil analyseres i denne oppgaven. Utgangspunktet er en rapport foretatt av NGI (1962) som tar for seg en utvidelse av T-banen ved Vaterland, Oslo i 1960. Vaterland ligger i nærheten av Akerselva sørøst i Oslo sentrum og utgjør det instrumenterte området av utbyggingen. Byggingen foregikk i et åpent kutt, holdt oppe av innvendig avstivede spuntvegger rammet til fjell. Instrumenteringen tok hovedsakelig for seg stiverlaster, jordtrykk, setninger og bevegelser i spunten.

### 8.1 Problemstilling

Formålet med masteroppgaven er å gjennomføre en numerisk studie av prosessen som styrer den tidsavhengige utviklingen ved innvendig avstivede utgravinger i lavpermeable jordtyper. Det gir muligheten til å vurdere de delvis drenerte effektene og innflytelsen disse utgjør ved denne typen utgraving. Ettersom jordens oppførsel ved små tøyninger kan ha innvirkning på setninger ved- og forskyvning av støttevegger, vil også dette aspektet tas hensyn til gjennom valg av materialmodell i PLAXIS.

Oppgavens problemstilling og læringsmål beskrives med følgende punkter:

- Gjennomføre en litteraturstudie på Hardening Soil Small-modellen som er implementert i den numerisk baserte elementmetodeprogramvaren PLAXIS.
- Sette seg inn i og bearbeide talldata fra NGI sin tekniske rapport over utgravingen på Vaterland, Oslo (1962).
- Utføre soiltest forsøk gjennom PLAXIS på laboratorieresultater gjengitt i rapporten fra NGI.
- Gjennomføre en tilbakeregning av utgravingen på Vaterland hvor fokus vil være rettet på de delvis drenerte effektene som oppstår under prosessen og konsekvensene disse medfører. Utgangspunktet for materialparameterne vil være resultater fra soiltestforsøkene samt supplerende parametere fra erfaringsdata.

### 8.2 Oppbygging av rapporten

Rapporten tar først for seg den generelle teorien knyttet til støttekonstruksjoner, jordtrykk, setninger og konsolidering samt hvordan elementmetoden er implementert i programvaren PLAXIS.

Videre følger en kort litteraturstudie på Hardening soil small modellen i PLAXIS. Litteraturstudien er basert på informasjonen gjengitt i PLAXIS egne brukermanualer.

Deretter blir informasjonen fra NGI sin rapport over utgravingen på Vaterland (1962) bearbeidet. Generell informasjon om byggeområdet og fremgang i byggeprosessen vurderes og danner grunnlag for geometri og beregningsfaser i programvaren PLAXIS. Relevante data blir implementert i excel og brukt som grunnlag i resten av denne oppgaven.

Funksjonen soiltest, i kombinasjon med laboratoriedata fra NGI-rapporten, blir deretter brukt til å finne diverse materialparametere som skal brukes i PLAXIS-modellen. Også her vil resultatene implementeres i excel for å gi best mulig visualisering. Vi vet informasjonen fra NGI-rapporten kan være mangelfull, spesielt innenfor småtøyningsparameterne. Resultatene fra soiltest vil derfor vurderes og suppleres i henhold til kjente erfaringsdata for å gi et mest mulig korrekt bilde av jordforholdene.

Rapporten tar så for seg fremgangsmåten ved oppsettet av PLAXIS-modellen. Dette inkluderer detaljer om geometri, mesh, beregningsfaser og materialmodeller fra simuleringene.

Videre følger resultatene fra simuleringene. Alt av talldata vil være bearbeidet i excel og fremstilles gjennom figurer og tabeller med nøkkeltall. Det vil i første omgang bli gitt en kort beskrivelse av resultatene uten medfølgende tolkning. Det vil så følge en diskusjon hvor resultatene ses i sammenheng med hverandre og tolkes deretter.

Til slutt presenteres en konklusjon basert på problemstillingen gitt i kapittel 8, samt et forslag til videre arbeid.

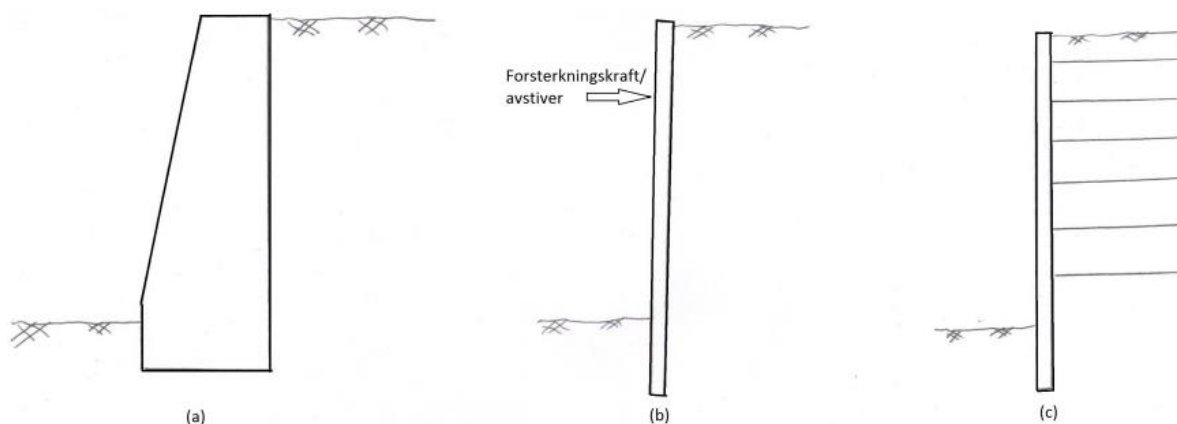


# 9 Teori

## 9.1 Generelt om støttekonstruksjoner

Formålet med en støttekonstruksjon er å støtte opp masser som jord, stein og vilkårlig fyllingsmaterialer. En slik oppstøtting eller avstivning skjer ved å stramme opp skråningens naturlige helning. Ifølge EC7 defineres det tre forskjellige typer støttekonstruksjoner, Gravasjonsmurer, innspente støttekonstruksjoner og samvirkende støttekonstruksjoner. Disse er gjengitt i Figur 1. Av de tre typene støttekonstruksjoner som er nevnt, vil den innspente støttekonstruksjonen være mest relevant for denne oppgaven og fokus vil ligge deretter.

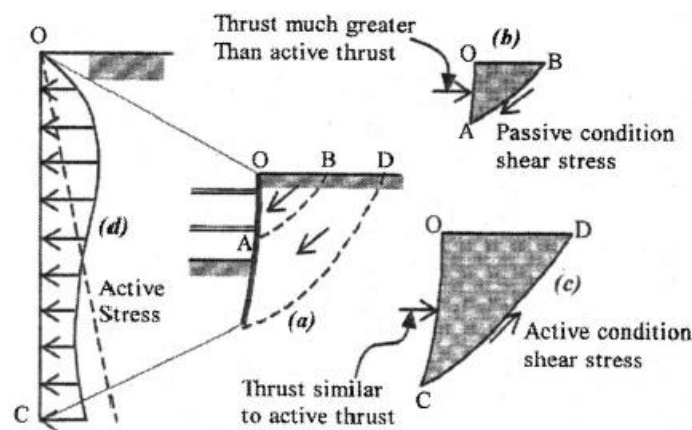
Innspente støttekonstruksjoner kan være av tre, armert betong og stål, for eksempel i spuntform. De er tynnere enn gravasjonsmurer og støttes opp av forankring, avstivere eller passivt jordtrykk. Brudd vil skje ved rotasjon, forskyvning av veggen eller mangel på vertikal likevekt. Bøyekapasiteten blir dermed viktig for denne typen konstruksjoner og vekten er av mindre betydning. Ved en installasjon av spunt vil denne presses ned i jordmassene før materialet graves ut. Ettersom massene kan oppføre seg drenert med tiden, må det vurderes om de delvis drenerte effektene kan ha betydelig innvirkning på stabiliteten ved en slik type konstruksjon.



**Figur 1 (a) Gravasjonsmur, (b) innspente støttekonstruksjon og (c) samvirkende støttekonstruksjon (EC7)**

### 9.1.1 Bueffekten (Arching)

De innspente støttekonstruksjonene kan kombineres med blant annet avstivere, noe som kan aktivere en bueeffekt. Bueeffekten beskriver en rotasjon i spenningsretninger som resultat av forskyvninger i fleksible støttevegger, for eksempel spuntvegger. Forskjell i sideveis stivhet mellom spuntvegger over utgravingens bunn og den underliggende jorden bidrar også til forskyvninger. Spenningsforholdene nær overflaten forårsaker en nærmest passiv tilstand i jorden og bidrar dermed til høyere spenningsbelastning i det området av spuntveggen. Derfor vil konstruksjoner som er utsatt for bueeffekten gi større spenningsbelastninger enn det som beregnes gjennom klassisk rankine tilnærming (Hashash & Whittle, 2002). Figur 2 illustrerer bueeffekten.



Figur 2 Illustrasjon av bueffekten på en avstivet utgraving (Hashash & Whittle, 2002)

## 9.2 Setninger på jordoverflaten nær utgravninger

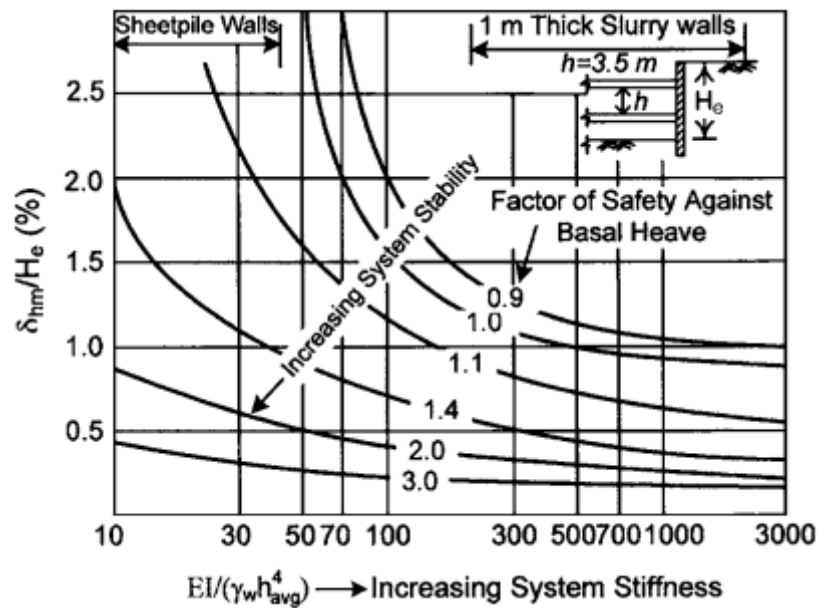
Bygninger i nærheten av utgravninger kan ta skade når forskjellen i setninger som følge av utgravingen, er større enn den tolererte forskjellen i setninger for bygningene. Estimeringen av setninger i jordoverflaten rundt utgravninger blir dermed viktig for å unngå varige skader på bygningene. Elementmetoden (FEM) blir ofte tatt i bruk ved modellering av problemer hvor forholdet mellom jord og konstruksjon er viktig, slik som i avstivede utgravninger. Selv om utbøyningen av spuntveggene ofte kan estimeres ved bruk av enkle FEM modeller, vil estimeringen av setningene i jordoverflaten bli mindre nøyaktige (Whittle og Hashash, 1994) og (Ou, Liao og Lin, 1998). Tidligere studier (Simpson, 1993; Whittle et al. 1993; Height and Higgins 1995; Stallebrass and Taylor 1997; Kung 2003) har vist at nøyaktigheten ved estimering av setninger i jordoverflaten gjennom FEM kan bli vesentlig forbedret hvis jordoppførsel ved små tøyninger modelleres på riktig måte. Spesielt to punkter gjør det vanskelig å modellere jordens oppførsel ved små tøyninger riktig: (1) oppførselen av jorden bak spuntveggen i en avstivet utgraving er ofte vanskelig å beskrive og (2) bestemmelsen av jordparametrene ved små tøyninger ( $10^{-5}$ - $10^{-3}$ ) krever et spesialisert treksapparat med høyoppløselige instrumenter, noe som generelt ikke er tilgjengelig i de fleste tilfeller (Kung G. T., Juang, Hsiao, & Hashash, 2007).

Empiriske og semiempiriske metoder (Peck 1969; Bowles 1988; Clough and O'Rourke 1990; Ou et al. 1993; Hsieh and Ou 1998) blir ofte brukt for å estimere setningene i jordoverflaten som følge av utgravingene. Disse metodene har mangler i forholdet mellom utbøying av vegg og setninger i jordoverflaten og kvantifiserer ikke usikkerheter i estimeringen av deformasjonene (Kung G. T., Juang, Hsiao, & Hashash, 2007). For en mest mulig korrekt vurdering av setningene nær utgravinger er det dermed nødvendig med jordmodeller som tar hensyn til jordas oppførsel ved små tøyninger.

Det er flere empiriske og semiempiriske modeller tilgjengelig for å bestemme setningene i jordoverflaten nær utgravinger (Peck 1969; Mana and Clough 1981; Clough and O'Rourke 1990; Ou et al. 1993; Hashash and Whittle 1996; Hsieh and Ou 1998). Deformasjonens oppførsel ved en avstivet utgraving kan påvirkes av faktorer som dybden og bredden på utgravingen, støttekonstruksjonens stivhet, avstand mellom avstiverne, stivhet og forlasting, dybde til grunnfjell, jordens stivhet og styrkefordeling, konsolidering og kryp og mange fler. Det er likevel ikke nødvendig å implementere alle disse faktorene, noe som også gjenspeiles i de eksisterende empiriske og semiempiriske modellene. De verdiene og fremgangsmåtene som trengs i de tilgjengelige modellene er stort sett:

- Estimere maksimal sideveis forskyvning i støtteveggen  $\delta_{hm}$
- Estimere deformasjonsforholdet  $R = \delta_{vm}/\delta_{hm}$
- Beregne maksimal setning i jordoverflaten  $\delta_{vm}$
- Estimere setningsprofilen til jordoverflaten

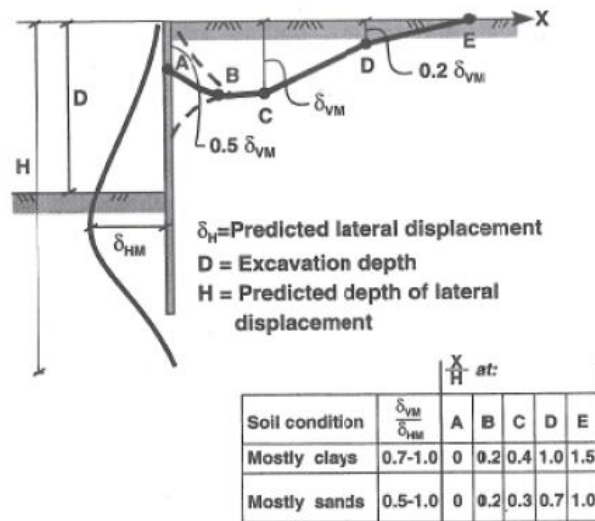
For å estimere  $\delta_{hm}$  studerte Mana og Clough (1981) flere utgravinger og oppdaget en sterk korrelasjon mellom  $\delta_{hm}$  og potensialet for grunnhevning i sammenheng med sikkerhetsfaktoren definert av Terzaghi (1943). Et empirisk diagram ble utviklet for å estimere den maksimale forskyvningen av støtteveggen i myke til medium myke leirer ved hjelp av sikkerhetsfaktoren for grunnhevning. Wong og Broms (1989) foreslo en enkel prosedyre for bestemmelse av sideveis forskyvning på avstivede eller forankrede spuntvegger. Prosedyren ble utviklet med utgangspunkt i antagelse av at støttekonstruksjonene er fleksible og sideveis forskyvning styres av plastisk flytning i jorda under bunnen av utgravingen. Dybden på utgravingen, bredden og sekant- eller tangentmodulen av jorden inkluderes i analysen. Clough og O'Rourke (1990) foreslo et semiempirisk diagram for å estimere  $\delta_{hm}$  for myke til medium myke leirer, som tar hensyn til både sikkerhetsfaktoren mot grunnhevning og systemets stivhet ( $EI/(\gamma_w h_{avg}^4)$ ). Her er  $h_{avg}$  den gjennomsnittlige avstanden mellom avstiverne/ankerne. Diagrammet er kanskje det mest brukte på dette området og er gjengitt i Figur 3.



**Figur 3** Diagram over maksimal sideveis forskyvning for avstivede utgravinger (Clough and O'Rourke, 1990)

Den første praktiske fremgangsmåten for å estimere utgravingspåførte setninger for in situ veggssystemer ble foreslått av Peck (1969). Designdiagrammet ble satt sammen på grunnlag av data fra setningsundersøkelser rundt midlertidig avstivede utgravinger. Peck (1969) sine sammenhenger er imidlertid gamle og med bruk av nyere design og konstruksjonsteknologi vil det være naturlig å bruke diagrammer basert på stivere støttekonstruksjoner. Clough og O'Rourke (1990) beskrev at den maksimale setningen på jordoverflaten forårsaket av utgraving ofte utgjør under 0,5 % av utgravingsdybden  $H$ . Med kunnskap om den maksimale overflatesetningen, kan diagrammene i Figur 5 brukes til å finne setningsprofilene ved jordoverflaten. Karlsrud et al. (2009) la også frem en lignende fremgangsmåte for å finne setningsprofilen nær avstivede utgravinger. Metoden er gjengitt i Figur 4.



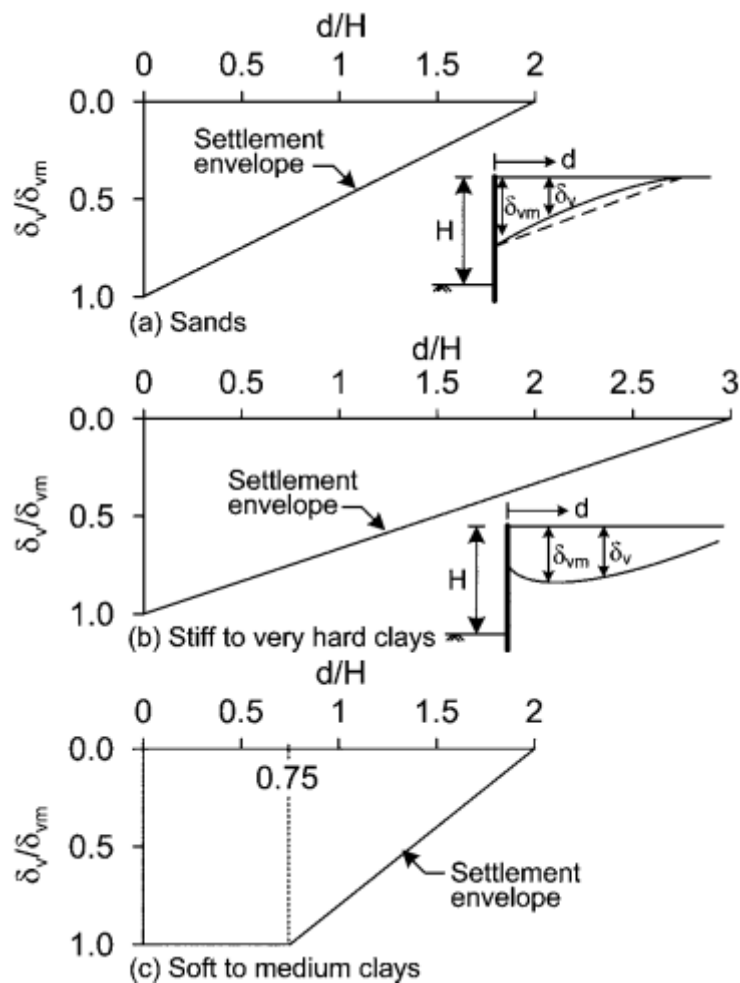


**Figur 4 Metode for estimering av setningsprofil ved avstivede utgravinger (Karlsruud et al., 2009)**

Hsieh og Ou (1998) foreslo også en fremgangsmåte for å estimere setningsprofilene i jordoverflaten. I prinsippet blir setningsprofilen delt i to deler, den primære påvirkningssonen og den sekundære påvirkningssonen. Disse sonene kan estimeres med den forutsetning at  $\delta_{vm}$  er kjent. Videre ble det foreslått at  $\delta_{vm}$  kunne estimeres av forholdet mellom  $\delta_{hm}$  og  $\delta_{vm}$ , som kan uttrykkes ved

$$\delta_{vm} = R \cdot \delta_{hm} \quad \text{Eq. 1}$$

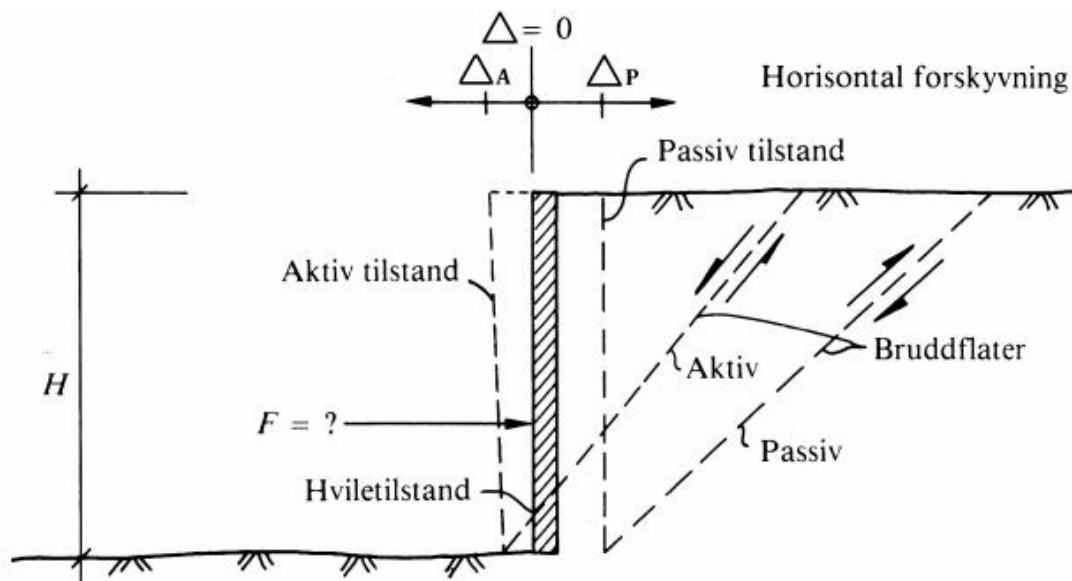
Hvor R utgjør deformasjonsforholdet. Basert på erfaringsdata rundt utgravinger finner en ofte at R havner i området 0.5 til 1.0 for myke til medium myke leirer. Det går frem at nøyaktigheten av setningsprofilene foreslått ved Clough og O'Rourke samt Hsieh og Ou forutsetter en god nøyaktighet ved estimeringen av deformasjonsforholdet R.



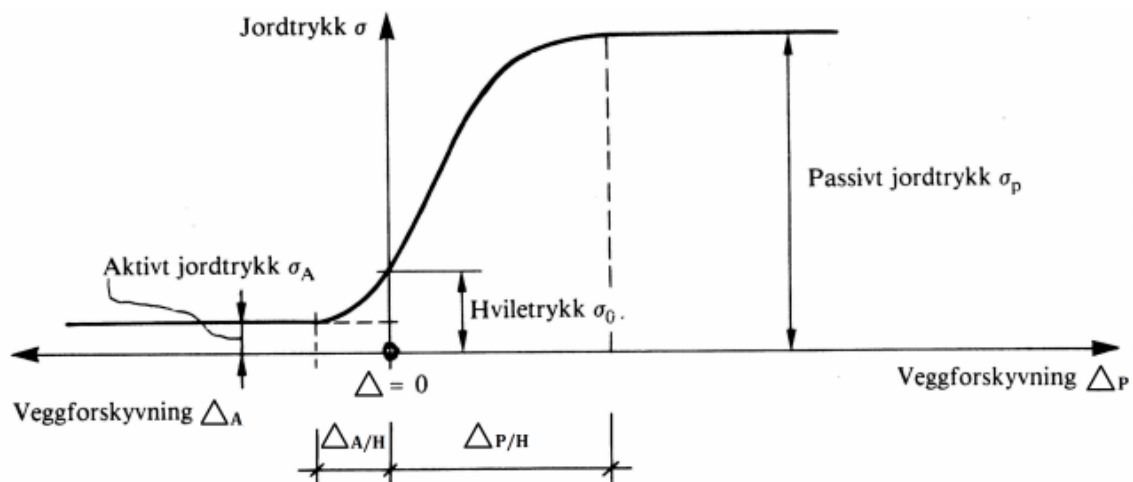
**Figur 5** Diagram for å estimere setningene ved jordoverflaten nær utgravinger (Clough and O'Rourke 1990)

### 9.3 Jordtrykk

Jordtrykk betegner de spenningskomponentene (normal-og skjærspenninger) som oppstår i en vertikal grenseflate mellom jord og konstruksjon (Emdal et al., 2010). Det skilles mellom tre grenseverdier som er avhengig av konstruksjonens bevegelse til de omliggende jordmassene; hviletilstand med hviletrykk  $\sigma_0$ , aktiv tilstand med aktivt jordtrykk  $\sigma_A$ , og passiv tilstand med passivt jordtrykk  $\sigma_P$  (Aarhaug, 1984). Disse grensetilstandene er gjengitt i Figur 6. Kraften som må til for at støtteveggen skal stå i ro ved, er hvilekraften. Aktiv og passiv tilstand er i motsetning til hviletrykket deformasjonsavhengig. Det vil si at mobilisering av jordtrykk fra hviletrykktilstand vil kreve deformasjon. Figur 7 viser at det må større deformasjoner til for å mobilisere passivt grensejordtrykk enn aktivt grensejordtrykk.



Figur 6 Definisjon av grensetilstander (Aarhaug 1984)



Figur 7 Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon (Aarhaug 1984)

Det passive jordtrykket oppstår når veggen blir presset inn mot jorden og det oppstår en motkraft. Begrepet passivt er dermed relatert til jordens passive rolle. Hvis kraften som presser veggen inn i jorda økes tilstrekkelig, vil det oppstå et brudd i jorden. Horisontalspenningene vil være større eller lik vertikalspenningene og et legeme vil bli presset inn- og oppover som antydnet i Figur 6. Kraften der dette skjer kalles  $P_p$  og oppstår når  $F = 1.0$  i jorden (Emdal et al., 2010).

Det aktive jordtrykket kan sies å oppstå når støtteveggen holder et jordvolum på plass. Det vil si at kraften på veggen reduseres og som en konsekvens vil trykket bak veggen reduseres. Et aktivt jordtrykk virker da bak veggen og jorden opptrer som den aktive part i situasjonen. I et slikt tilfelle vil vertikalspenningene være lik eller større enn horisontalspenningene i et jordelement som ligger tett inntil veggen.

Langsmed vegg vil jordlegemets bevegelse føre til at det oppstår en skjærspenning  $\tau$  i kontakten mellom vegg og jord. Det vil dermed være en friksjon som har betydelig innvirkning på størrelsen av jordtrykket. Ut i fra dette defineres ruhetsforholdet  $r$  som utgjør forholdet mellom skjærspenning mobilisert langs støtteveggen og skjærspenning mobilisert langs skjærflaten i jorden (Aarhaug, 1984).

$$r = \frac{\tau}{\tau_c} \tag{Eq. 2}$$

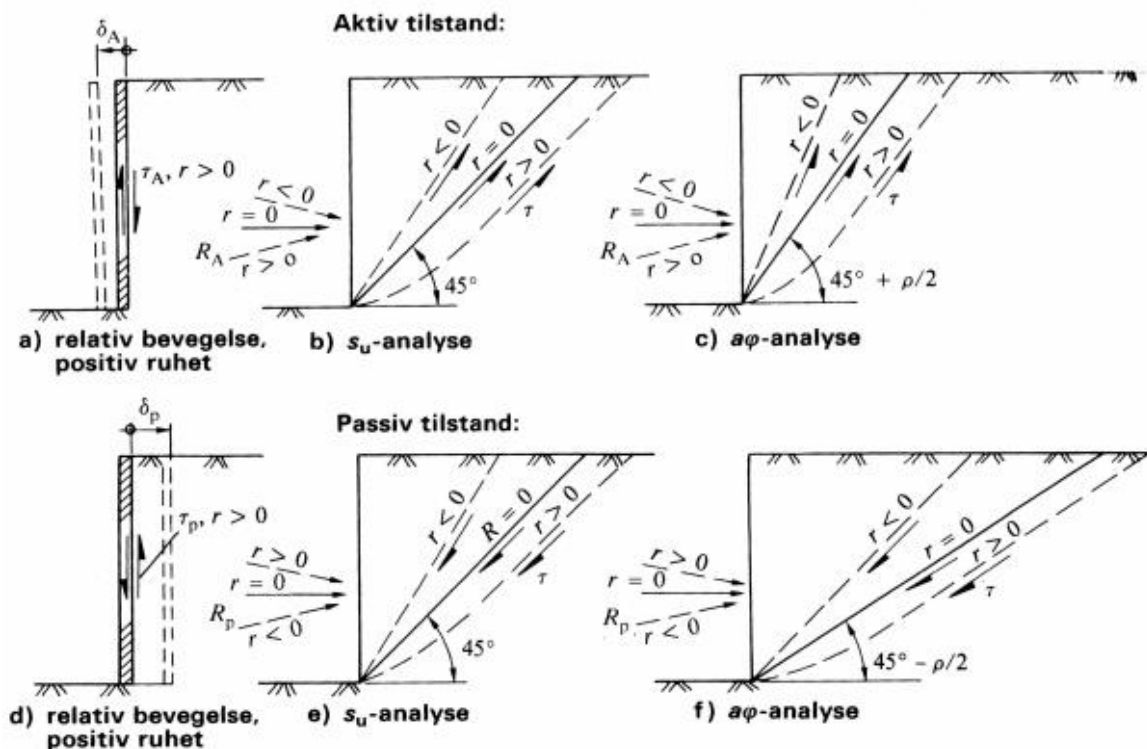
Her er  $\tau_c$  lik den kritiske skjærstyrken av jordmaterialet. På effektivspenningsbasis vil ruhetsforholdet beskrives som

$$r = \frac{\tau}{\tau_c} = \frac{\tau}{\tan \rho \cdot (p' + a)} \tag{Eq. 3}$$

På totalspenningsbasis vil ruhetsforholdet beskrives som

$$r = \frac{\tau}{\tau_c} = \frac{\tau}{s_u/F} \tag{Eq. 4}$$

Figur 8 viser hvordan bruddflaten påvirkes av ruhetsforholdet i forskjellige tilstander og ved forskjellige typer analyse.



**Figur 8** Ruhets innvirkning på bruddflatene og resultantkreftene sin retning på vegg (Aarhaug 1984)

Ved praktiske jordtrykksberegninger brukes gjerne symbolet  $p$  for jordtrykk i stedet for spenningsbetegnelsen  $\sigma$ . Det skiller som vanlig mellom effektivspenningsanalyser og totalspenningsanalyser. Ved effektivspenningsanalysen er det spenningen fra kornskjelettet som er interessant. Effektivspenningene og poretrykket regnes ut hver for seg, hvorpå de to adderes til slutt for å fremskaffe totalspenningene. Emdal et al. (2010) definerer følgende fremgangsmåte og sammenhenger ved jordtrykksberegningene:

**Tabell 1 Jordtrykksberegninger ved effektivspenningsanalyse**

1.	Beregn total overlaging i karakteristiske dybder og skisser i diagram	$p = \gamma \cdot z + q$	<b>Eq. 5</b>
2.	Beregn poretrykk i de samme dybdene	$u$	
3.	Beregn effektiv overlaging i de samme dybdene	$p' = p - u$	<b>Eq. 6</b>
4.	Vurder hva som er aktive og passive jordsoner. Vurder så tilhørende ruhetsverdier og fortegn	$\pm r$	
5.	Vurder eller beregn skjærmobiliseringen dersom mobiliseringsgraden er gitt	$\tan \rho$	
6.	Bestem jordtrykkoeffisienten etter diagram eller formler		
7.	Bestem effektive jordtrykk	$p'_{p,A} + a = K_{p,A}(p'_v + a)$	<b>Eq. 7</b>
		$\tau_{p,A} = r \cdot \tan \rho \cdot (p'_{p,A} + a)$	<b>Eq. 8</b>
8.	Adder poretrykkene igjen for å få de fulle jordtrykkene som virker på veggen	$p'_{p,A} = p'_{p,A} + u$	<b>Eq. 9</b>
9.	Kontroller at støtteveggen er i horisontal og vertikal likevekt ut i fra dine forutsetninger om oppstøttingen av veggen. Gjør dette ved å integrere opp jordtrykkene til horisontale og vertikale kraftresultanter		

Totalspenningsanalyse på sin side benyttes for kohesjonsmateriale som har tilnærmet udrenert oppførsel. Spenningene mellom jord og vegg beregnes for aktiv og passiv side som for effektivspenningsanalysen.

**Tabell 2 Jordtrykksberegning ved totalspenningsanalyse**

1.	Beregn total vertikal overlaging i karakteristiske dybder og skisser i diagram	$p = \gamma \cdot z + q$	
2.	Vurder hva som er aktive og passive jordsoner og vurder tilhørende ruhetsverdier og fortegn	$\pm r$	
3.	Vurder eller beregn skjærmobiliseringen	$\tan \rho$	
4.	Bestem jordtrykkoeffisienten etter diagram eller formler	$K = 2 \left( \omega + \frac{1}{1 + f_{\omega}^2} \right)$	<b>Eq. 10</b>
5.	Bestem totale jordtrykk	$p_{P,A} = p_v \pm K \cdot \tau_c$	<b>Eq. 11</b>
6.	Kontroller at støtteveggen er i horisontal og vertikal likevekt ut fra dine forutsetninger om oppstøttingen av veggen. Gjør dette ved å integrere opp jordtrykkene til horisontale og vertikal kraftresultanter		

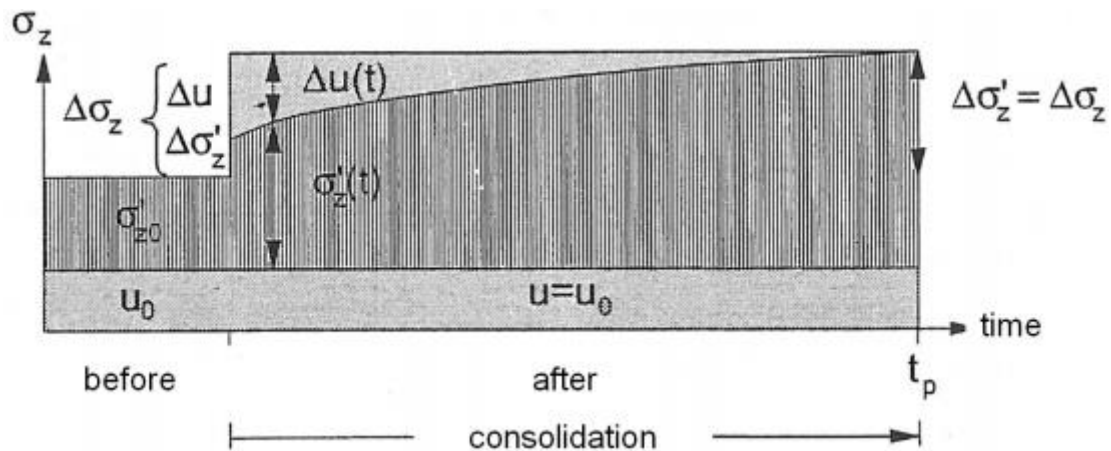
## 9.4 Konsolidering

Udrenerte forhold oppstår ved hurtig avlastning eller pålastning av jordtyper med lav permeabilitet. Under slike forhold er endringen i den gjennomsnittlige normalbelastningen tatt opp av endringen i vanntrykk i porene. Over tid oppstår en kombinert prosess av konsolidering, hvor vannstrømning inn i eller ut av jorden tillater en volumendring. Denne prosessen vedvarer bare en viss tid og inkluderer endringer i poretrykk og deformasjoner over tid. Etter en gitt tid med konsolidering vil poretrykket balanseres mot en stabil likevektstilstand (Kirkebø, 1994).

Terzaghi (1943) beskriver den tidsavhengige prosessen på følgende måte: “A change in the effective stresses in a highly compressible soil, such as a clay or sand-mica mixture, is likely to produce an important change in  $\Delta n$  in the volume of voids  $n$ . Hence if the voids of such a soil are completely filled with water and remain in that state a change in the effective stresses involves a change in the water content of the soil. Every process involving a decrease of the water content of a saturated soil without replacement of the water by air is called a process of consolidation. The opposite process is called a process of swelling, which involves an increase of the water content due to an increase of the volume of voids”.

Det er utviklet flere tilnærminger for å beskrive og estimere utviklingen av setninger med tid, hvor Terzaghis tilnærming og Janbus “residual strain“ konsept er mye brukt. Teorien bak konsolidering kan beskrives på følgende måte; når en jordtype med lav permeabilitet blir pålastet, vil lasten initielt bæres av en økning i poretrykket alene. Ettersom tiden går, vil

overskuddsporetrykket dissipere og lasten vil gradvis forflyttes til jordskjelletet og på den måten øke effektivspenningene. Denne prosessen vises i Figur 9.



**Figur 9 Tidsutvikling av overskuddsporetrykk og effektivspenninger**

Når overskuddsporetrykket har dissipert og hele lasten bæres av effektivspenningen er konsolideringsprosessen ferdig og tøyningene som har oppstått representerer de primære setningene. Fra denne tilstanden vil jorden fortsatt deformeres, noe som kalles sekundærsetninger eller krep, men denne prosessen drives ikke av poretrykkdissipasjonen.

I 1923 utviklet Terzaghi en teori hvor dissipasjonen av poretrykk var den drivende parameteren i konsolideringsprosessen. Dette leder til en delvis andreordens ligning mest kjent som varmeligningen. Antagelsene og parameterne som inngår er gjengitt i Tabell 3.

**Tabell 3 Antagelser knyttet til Terzaghi's (1923) konsolideringsteori**

1.	Fullstendig mettet homogen jord		
2.	Vesken og faststoffet antas å være inkompressibelt og antyder dermed at deformasjonene er resultat av utpressing av vann		
3.	Permeabiliteten og deformasjonsmodulen er konstant	$k = \text{konstant}$ $M = \text{konstant}$	
4.	Deformasjonen er endimensjonal		
5.	Strømningen av porevannet er endimensjonal og Darcy's lov er gjeldende	$v = k \cdot i$ $i = -dh/dl$	Eq. 12 Eq. 13
6.	Prinsippet om effektivspenninger er gjeldende		
7.	Den initielle poretrykkssituasjonen er stasjonær (ingen strømning)		

## 9. Teori

Noen av antagelsene er diskutabile. Vi vet fra ødometertester at modultallet  $M$  ikke er konstant, men en funksjon av det aktuelle effektivspenningsnivået. Permeabiliteten er heller ikke konstant, men for de fleste praktiske tilfeller er det en god tilnærming. For mer lokale fundamentlaster bør også den radielle konsolideringen vurderes.

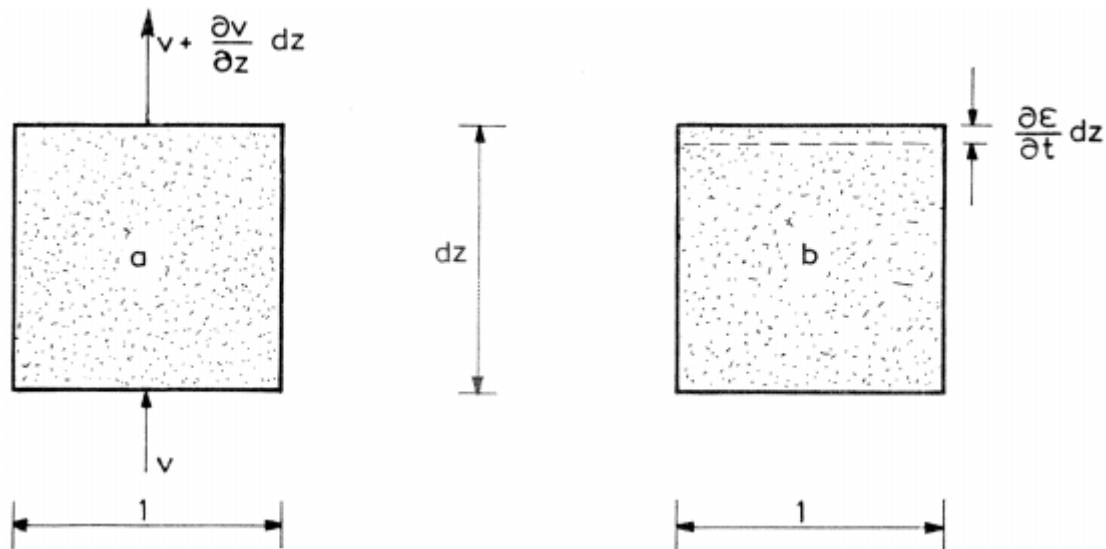
Utleddningen av likningene tar utgangspunkt i en av de grunnleggende matematiske sammenhengene, kontinuitetsligningen. Her beskriver den en bevaring av masse som betyr at det som forlater kontrollvolumet må være lik deformasjonen av volumet (kompresjon er positivt).

$$\frac{\Delta V_{water}}{V_{total}} = \frac{\Delta V_{soil}}{V_{total}} \quad \text{Eq. 14}$$

Mengden vann som forlater elementet per tid og volum blir dermed

$$\frac{\left(v + \frac{\partial v}{\partial z} - v\right) dz \cdot 1 \cdot 1}{dz \cdot 1 \cdot 1} = \frac{\partial v}{\partial z} \quad \text{Eq. 15}$$

Prinsippet bak Eq. 14 og Eq. 15 er illustrert i Figur 10.



**Figur 10 Grunnlaget for 1D kontinuitetsligningen (Janbu 1970)**

Om det blir antatt små tøyninger, er deformasjonen av elementet per tid og volum gitt ved

$$\frac{\frac{\partial \epsilon}{\partial t} dz \cdot 1 \cdot 1}{dz \cdot 1 \cdot 1} = \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \quad \text{Eq. 16}$$

Dette resulterer i den endelige kontinuitetsligningen



$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad \text{Eq. 17}$$

Fra dette utgangspunktet er målet å transformere ligningen til et uttrykk bestående av de deriverte av poretrykket. Det gjøres ved å bruke Darcy's lov, prinsippet bak tangentmodulen og prinsippet om effektivspenninger. Fra Darcy's lov er det mulig å finne et uttrykk for væskens fart som en funksjon av poretrykket  $u$ . I sammenheng med de nevnte antagelsene og Darcy's lov får vi

$$v = k \cdot i$$

$$i = -\frac{\partial h}{\partial z} \quad \text{Eq. 18}$$

$$\frac{\partial h}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left( z_0 + \frac{u^*}{\gamma_w} \right) = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u^*}{\partial z} \quad \text{Eq. 19}$$

Det gir følgende sammenheng

$$v = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u^*}{\partial z} \quad \text{Eq. 20}$$

Fra før har vi at modultallet  $M$  er definert som

$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \quad \text{Eq. 21}$$

Antar en så videre at  $M = \text{konstant}$  gir det følgende differentiaalligning for  $\varepsilon$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad \text{Eq. 22}$$

Ved videre å bruke at  $\sigma' = \sigma - u$  gir det

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{M} \left( \frac{\partial \sigma'}{\partial t} - \frac{\partial u^*}{\partial t} \right) \quad \text{Eq. 23}$$

Lasttilfellet som er utgangspunkt for utledningen her antyder at totalspenningen  $\sigma$  ikke endres med tiden, noe som gjør at den tidsderiverte blir lik 0. Det fører til

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = -\frac{1}{M} \frac{\partial u^*}{\partial t} \quad \text{Eq. 24}$$

Utrykkene brukes deretter i ligning Eq. 17

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$
$$\frac{\partial}{\partial z} \left( -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u^*}{\partial z} \right) = -\frac{1}{M} \frac{\partial u^*}{\partial t} \quad \text{Eq. 25}$$

Videre antas konstant  $k$  som gir

$$\frac{kM}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u^*}{\partial z^2} = \frac{\partial u^*}{\partial t} \quad \text{Eq. 26}$$

Dette gir så den klassiske konsolideringsligningen

$$\frac{\partial u^*}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u^*}{\partial z^2} \quad \text{Eq. 27}$$

Her er  $C_v$  konsolideringskoeffisienten med enhet  $\left[ \frac{\text{lengde}^2}{\text{tid}} \right]$ . For enklere og mer generelle uttrykk ved analyse gjøres ofte variablene dimensjonsløse. For ligningene ovenfor kan følgende skaleringer gjøres:

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T$$
$$z = H \cdot \xi$$
$$u^* = u_0 \cdot u$$

Her er  $H$  dreneringsveien og  $u_0$  er det initielle poretrykket. Når disse skalerte variablene byttes inn i ligningen får vi en dimensjonsløs poretrykksbasert konsolideringsligning.

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} \quad \text{Eq. 28}$$

## 9.5 Elementmetoden

Elementmetoden (FEM eller FE-metoden) er en omtrentlig numerisk metode som kan brukes til å løse mange forskjellige problemer innenfor ingeniørvitenskap. Metoden ble formulert og utviklet fra midten av 50-tallet, først av ingeniører deretter av matematikere. Elementmetoden blir innenfor geoteknikk brukt på samme måte som den blir brukt innenfor strukturell mekanikk, hvor teorien bak «forskyvningsmetoden» er gjeldende. Det betyr at vi bruker krefter eller laster på konstruksjoner eller jordlegemer og studerer responsen i form av forskyvninger og deformasjoner.

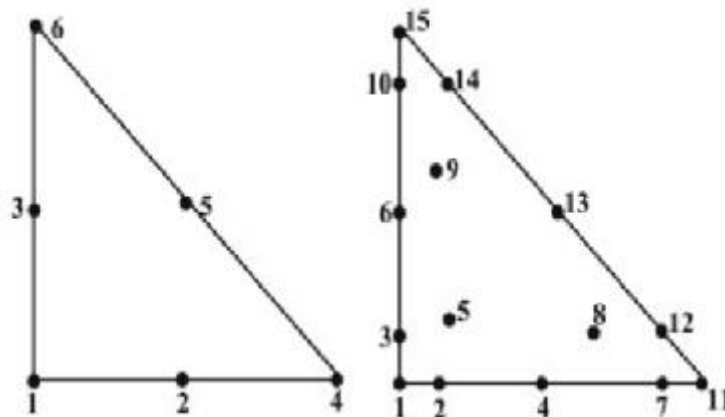
Elementmetoden er som nevnt ingen eksakt metode, men den gir ofte gode tilnærminger til problemer. Kvaliteten på resultatene vil i stor grad hvile på forenklinger og tilnærminger som gjøres når en modellerer det virkelige problemet. I tillegg vil elementmetoden selv gi enkelte

feil ettersom den er en omtrentlig numerisk metode. Slike feil kan skyldes feil valg av elementer og for grove elementfordelinger. Dårlig konvergens i den iterative beregningsprosessen kan også gi feilbalanserte krefter og i noen tilfeller føre til at beregningene bryter sammen. Målet er å holde unøyaktighetene på et akseptabelt nivå slik at de får en begrenset og kanskje ubetydelig innvirkning på resultatene. Noen kjente punkter en bør vurdere med hensyn på FEM-resultater er:

- Utstrekningen av jordvolumet som modelleres
- Elementtypen som brukes
- Tettheten av elementfordelingen
- Fornuftig bruk av interface-elementer
- Konvergenzkriterium (PLAXIS tillater som en standard 1% ubalanse i kreftene)

### 9.5.1 Hovedprinsipper

I elementmetoden blir konstruksjonen eller jordlegemet delt inn i elementer. Elementene vil fungere som byggesteiner og i kombinasjon med numeriske og matematiske integrasjonsprosesser vil den totale oppførselen av konstruksjonen eller jordlegemet være lik summen av oppførselen til alle elementene. PLAXIS bruker elementer med 6 eller 15 noder som vist i Figur 11.



**Figur 11 6- og 15 noders triangulært element som brukt i PLAXIS**

Fremgangsmåten de fleste elementmetodeprogrammene jobber etter er gitt ved 7 forskjellige steg:

1. Modellering av elementer, hvor ligninger bygges for hvert enkelt element når det gjelder elementstivhetsmatriser. Numerisk integrasjon i optimale integrasjonspunkter inne i elementene blir brukt til å forme elementets stivhetsmatrise (disse punktene er ofte superkonvergente gauss-integrasjonspunkter).
2. Global modellering, hvor alle elementstivhetsmatrisene blir samlet til ett stort ligningssystem som utgjør den globale stivhetsmatrisen. Videre finnes en inkrementell lastvektor. Dette steget kan ses på som en integrasjon fra et

3. elementnivå til et globalt nivå.  
Løsning av ligninger tilhørende det globale systemet og dets lastinkrement. Dette steget gir et forskyvningsinkrement.
4. Spenningsevaluering av de beregnede forskyvningsinkrementene.  
Forskyvningsinkrementene blir brukt til å finne tøyningssinkrementene i hvert element som deretter brukes til å finne spenningsinkrementene.  
Spenningsinkrementene blir beregnet i integrasjonspunktene i hvert element.
5. Test av numerisk nøyaktighet. Lastinkrementet justeres og flere iterasjoner kan være nødvendig hvis beregningene viser for stor ubalanse i kreftene. Hvis sistnevnte er tilfelle må steg 1-5 beregnes på nytt. Når resultatene konvergerer vil programmet fortsette til steg 6.
6. Oppdatering av resultater, ved å legge til inkremerter av deformasjon og spenning for å danne totale deformasjoner og totale spenninger.
7. Beregning av nytt lastinkrement. Responsen av det nye lastinkrementet blir funnet ved å repetere steg 1-6. nye lastinkremerter adderes jevnlig frem til den spesifiserte påførte lasten er nådd, eller det oppstår brudd.

Ifølge Cook et al. (2001) blir deformasjonen i et element diskretisert på følgende måte:

$$\{u(x, y, z)\} = [N(x, y, z)]\{d\} \quad \text{Eq. 29}$$

Hvor  $\{u\}$  er deformasjonsvektoren for et element,  $[N]$  er en interpolasjonsfunksjon i matriseform og  $\{d\}$  er deformasjonsvektoren ved nodene. Stivhetsmatrisen for et element blir opprettet på følgende måte:

$$[k] = \int_v [B]^T [E] [B] dV \quad \text{Eq. 30}$$

Hvor  $[B]$  er en tøyning-forskyvningsmatrise.  $[B] = [\partial][N]$ ,  $[E]$  er elastisitetmatrisen og  $[k]$  utgjør elementets stivhetsmatrise.

Etter å ha samlet elementligningene til en global størrelse og grensebetingelser blir bestemt, kan en løse problemet ved å anta en global likevekt:

$$\{R\} = [K]\{D\} \quad \text{Eq. 31}$$

Hvor  $\{R\}$  er lastvektoren,  $[K]$  er den globale stivhetsmatrisen og  $\{D\}$  er den globale forskyvningsvektoren.

Spenningene i et element kan finnes ved følgende sammenheng:

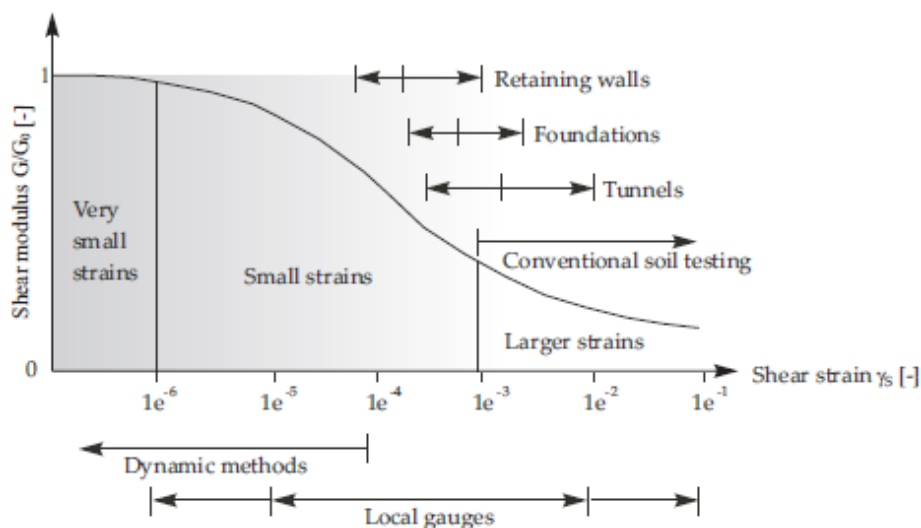
$$\{\sigma\} = [E]\{\varepsilon\} \quad \text{Eq. 32}$$

For en mer utfyllende forståelse av implementeringen av elementmetoden i PLAXIS henvises det til programvarens egne brukermanualer.

# 10 Litteraturstudie

Den maksimale tøyningen hvor jordarter oppfører seg elastisk og nesten gjenvinner sin form fullstendig, er meget liten. De meget små tøyningstivhetene som forbindes med dette elastiske tøyingsområdet ligger i området mindre enn  $1 \cdot 10^{-5}$ , noe som illustreres i Figur 12. Dette antas også å være en grunnleggende egenskap for alle typer av geoteknisk materiale. Ved økende tøyninger vil jordens stivhet reduseres ikkelineært. Sett i forhold til en logaritmisk skala vil stivhetsreduksjonen utvise en karakteristisk S-form lik den i Figur 12. Skillet mellom små tøyninger og større tøyninger trekkes normalt ved grensen for hva som kan måles med klassisk laboratorietesting.

Stivheten ved små tøyninger er stort sett funnet å være varierende fra den stivheten som finnes ved klassisk laboratorietesting. Velger en å se bort fra denne typen stivhet ved geotekniske analyser, kan konsekvensene være overestimering av setninger og utbøyning på avstivede vegger.



**Figur 12** Karakteristisk stivhet-tøyning oppførsel med typiske belastningsområder for laboratorietester og konstruksjoner (PLAXIS, 2013)

Det er valgt å gjennomføre en grundig litteraturstudie på Hardening soil small modellen ettersom denne vil danne grunnlag for materialmodellene i datasimuleringene. Informasjonen er hentet fra PLAXIS sine egne brukermanualer (PLAXIS, 2013).

## 10.1 Hardening soil model

I kontrast til elastisk, perfekt- plastiske modeller, er ikke flytegrensen for en plastisk herdende modell bundet i hovedspenningsrommet, men kan utvides som følge av plastisk tøyning. Det skilles mellom to hovedtyper herding, skjærpåført herding og trykkpåført herding.

Skjærpåført herding brukes til å beskrive irreversible tøyninger som følge av primære deviatoriske laster. Trykkpåført herding brukes til å beskrive irreversible tøyninger som følge av primært trykk i ødometerlik last og isotropisk last.

Hardening soil modellen er en avansert modell som simulerer både stive og bløte jordarters oppførsel, (Schantz, 1998). Når den utsettes for primær deviatorisk spenning, viser jorden en avtagende stivhet og samtidig oppstår plastiske tøyninger. Når en ser på drenerte treakstester, observeres det en sammenheng mellom aksial tøyning og deviatoriske spenninger som kan tilnærmes med en hyperbel. En slik sammenheng ble først formulert av Kondor (1963) og ble senere brukt i den hyperbolske modellen gitt av Duncan og Chang (1970). HS-modellen kan sies å overgå den hyperbolske modellen grunnet flere faktorer. Den bruker plastisitetsteori framfor elastisitetsteori, den inkluderer dilatans i jorden og den introduserer en omsluttende flytegrense.

### 10.1.1 Hyperbolsk sammenheng for standard drenert treakstest

Noe av grunnlaget for HS-modellen ligger i den hyperbolske sammenhengen mellom den vertikale tøyningen  $\varepsilon_1$  og den deviatoriske spenningen  $q$ , ved primær treaksial lasting.

Kurvene som oppstår kan beskrives ved

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{(1 - q/q_a)} \quad \text{for } q < q_f \quad \text{Eq. 33}$$

Hvor  $q_a$  er den asymptotiske verdien av skjærstyrken og  $E_i$  den initielle stivheten.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad \text{Eq. 34}$$

Parameteren  $E_{50}$  er den begrensende spenningsavhengige stivhetsmodulen for primærlasting og er gitt ved

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma'_3 \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m \quad \text{Eq. 35}$$

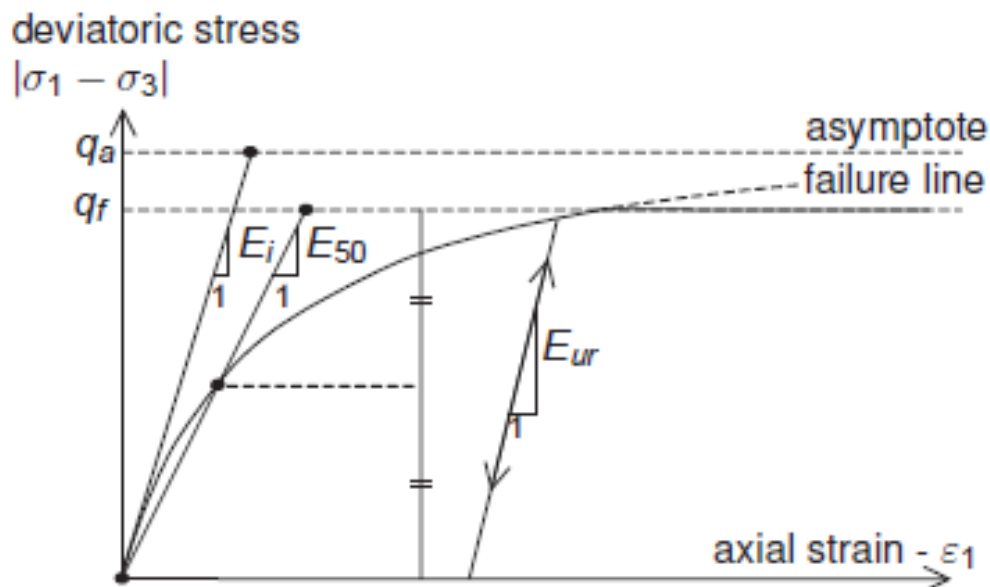
Hvor  $E_{50}^{ref}$  er referankestivhetsmodulen tilsvarende det avgrensede referansetrykket  $p^{ref}$ . Faktoren  $m$  angir spenningsavhengigheten og settes ofte lik 1.0 for myke leirer og 0.5 for sand og silt. Den endelige deviatoriske spenningen  $q_f$  og mengden  $q_a$  er gitt ved

$$q_f = (c \cdot \cot\varphi - \sigma'_3) \frac{2\sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{Eq. 36}$$

For spenningsstier ved avlasting og pålasting brukes en annen spenningsavhengig stivhetsmodul som er gitt ved

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma'_3 \cdot \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m \quad \text{Eq. 37}$$

De forskjellige forholdene som er nevnt illustreres i Figur 13.



Figur 13 Hyperbolsk spenning-tøyning sammenheng under primærlasting for standard drenert treakstest (PLAXIS, 2013)

### 10.1.2 Tilnærming av hyperbel i HS-modellen

HS-modellen gjør bruk av en tilnærmet hyperbolsk spenning-tøyningskurve lik den som er i Eq. 33, når spenningsstier fra standard drenerte treakstester er utgangspunktet. Først vurderes de tilsvarende plastiske tøyningene, som stammer fra en skjærherdende flytefunksjon

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad \text{Eq. 38}$$

Hvor  $\bar{f}$  er en funksjon for spenning og  $\gamma^p$  er en funksjon for plastiske tøyninger.

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{(1 - q/q_a)} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad \gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \quad \text{Eq. 39}$$

For harde jordtyper er ofte de plastiske volumendringene små og  $\gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p$ . Det går frem i beskrivelsen av  $\bar{f}$  at denne matcher den hyperbolske formen gitt i Eq. 33. For  $f = 0$  gir dette  $\gamma^p = \bar{f}$  og vi får Eq. 40 når antagelsen om harde jordarter brukes.

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \bar{f} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{(1 - q/q_a)} - \frac{q}{E_{ur}} \quad \text{Eq. 40}$$

I tillegg til de plastiske tøyningene, gjør modellen rede for de elastiske tøyningene. Plastiske tøyninger oppstår under primærlasting, hvorpå elastiske tøyninger oppstår under primærlasting og under avlasting/pålasting. For drenerte treakstester med spenningsstier hvor  $\sigma'_2 = \sigma'_3$  er konstant vil også  $E_{ur}$  forholde seg konstant og de elastiske tøyningene gis ved

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad -\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -v_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad \text{Eq. 41}$$

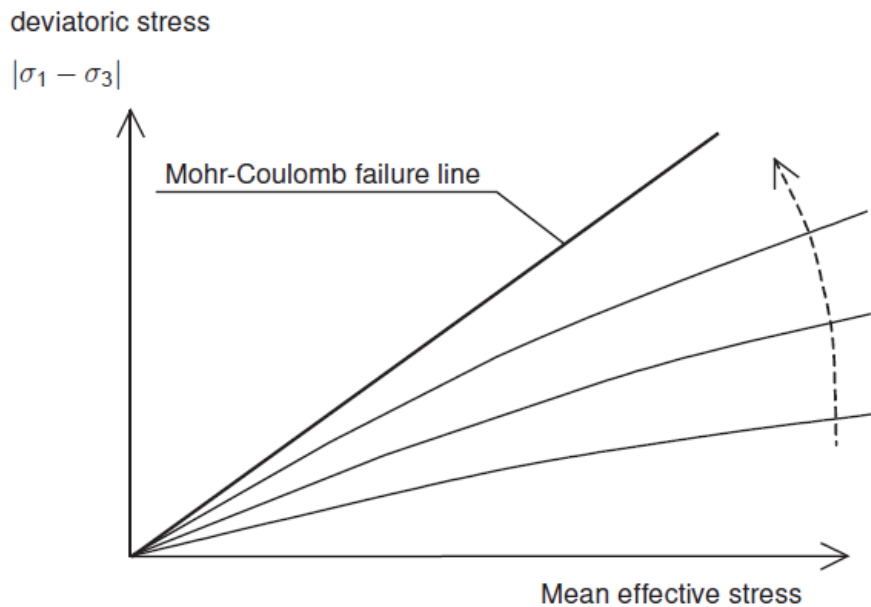
Her er  $v_{ur}$  Poisson's tallet for avlasting/pålasting. Definasjonene ovenfor er satt med utgangspunkt i tøyninger som oppstår under deviatorisk lasting og tøyninger som oppstår under konsolideringsfasen med isotropisk trykk, er ikke tatt med.

Den aksielle tøyningen blir dermed summen av den elastiske komponenten gitt ved Eq. 41 og den plastiske komponenten gitt ved Eq. 40.

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{(1 - q/q_a)} \quad \text{Eq. 42}$$

For en gitt konstant verdi av herdingsparameteren  $\gamma^p$  kan flytebetingelsen  $f = 0$  visualiseres i  $p' - q$  planet ved hjelp av en «yield locus». Derav har  $\gamma^p$  en tilknytning til mobilisert friksjon. Figur 14 viser formen på forskjellige yield loci for økende verdier av  $\gamma^p$ . Figur 14 er et resultat av Eq. 39, Eq. 35 og Eq. 37.





Figur 14 Suksessive yield loci for varierende konstante verdier av  $\gamma^p$  (PLAXIS, 2013)

### 10.1.3 Plastisk, volumetrisk tøyning for treaksiale tilstander av belastning

I likhet med andre plastisitetsmodeller benytter HS-modellen en sammenheng mellom forholdet av plastisk belastning, altså forholdet mellom  $\varepsilon_v^p$  og  $\gamma^p$ . Dette er gitt ved

$$\varepsilon_1^p = \sin\psi_m \cdot \gamma^p \quad \text{Eq. 43}$$

Dilatansvinkelen  $\psi_m$  har følgende spesifikasjoner

$$\begin{aligned} \text{For } \sin\varphi_m < 3/4 \sin\varphi & \quad \psi_m = 0 \\ \text{For } \sin\varphi_m \geq 3/4 \sin\varphi \text{ og } \psi > 0 & \quad \sin\psi_m = \max\left(\frac{\sin\varphi_m - \sin\varphi_{cv}}{1 - \sin\varphi_m \cdot \sin\varphi_{cv}}, 0\right) \\ \text{For } \sin\varphi_m \geq 3/4 \sin\varphi \text{ og } \psi \leq 0 & \quad \psi_m = \psi \\ \text{Hvis } \varphi = 0 & \quad \psi_m = 0 \end{aligned} \quad \text{Eq. 44}$$

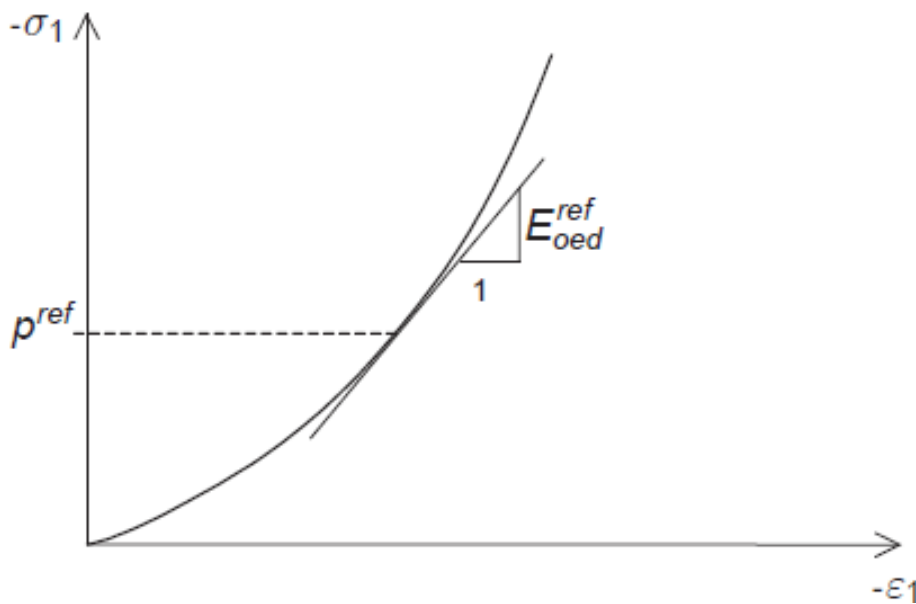
Her er  $\varphi_{cv}$  kritiske friksjonsvinkelen og  $\varphi_m$  er den mobiliserte friksjonsvinkelen. Den essensielle egenskapen ved spenning-dilatans teorien er at materialet kontrakterer for små belastningsforhold  $\varphi_m < \varphi_{cv}$ . Dilatans oppstår ved høye belastningsforhold  $\varphi_m > \varphi_{cv}$ .

### 10.1.4 Den omsluttende flytegrensen i HS-modellen

De skjærherdende flytegrensene som vises i Figur 14 forklarer ikke den plastisk, volumetriske tøyningen som måles ved isotropisk trykk. Det må derfor introduseres enda en flytegrense for å lukke det elastiske området, en yield cap. Ved å introdusere to forskjellige flytegrenser er det mulig å formulere en modell som har uavhengige inputparametere for  $E_{50}^{ref}$  og  $E_{oed}^{ref}$ . Dermed ser vi at  $E_{50}^{ref}$  i stor grad kontrollerer størrelsen av de plstiske tøyningene som

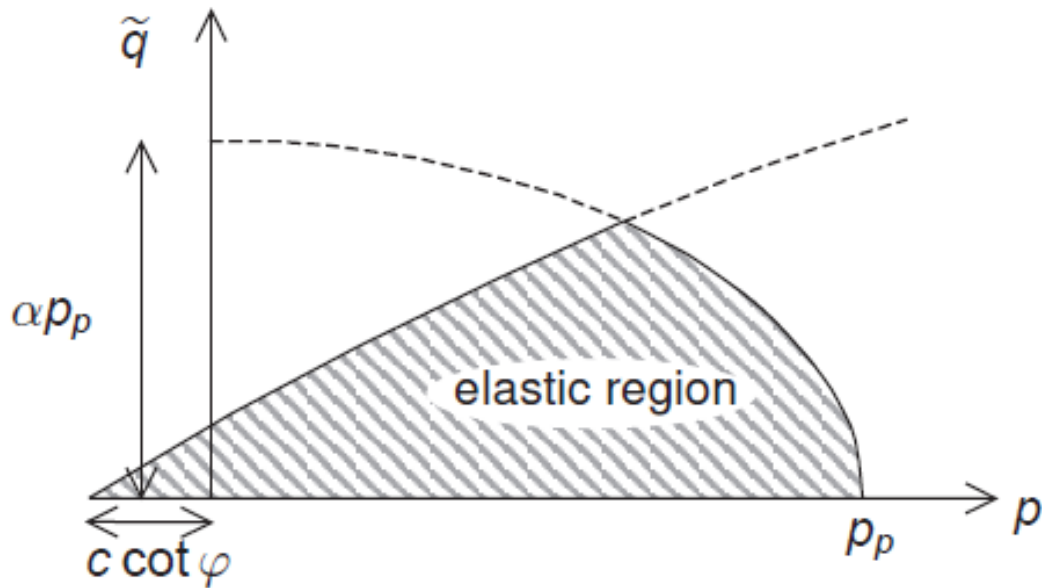
forbindes med flytegrensen for skjær. På samme måte kontrollerer  $E_{oed}^{ref}$  størrelsen av plastiske tøyninger som stammer fra yield cap'en. Definisjonen av ødometerstivheten er gitt ved Eq. 45. referansestivheten ved en ødometerstest er illustrert i Figur 15.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos\varphi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \cdot \sin\varphi} \right)^m \quad \text{Eq. 45}$$



**Figur 15 Definisjon av  $E_{oed}^{ref}$  i ødometerstest (PLAXIS, 2013)**

Figur 16 illustrerer at den venstre delen av ellipsen avgrenses av en Coulomblinje gitt ved friksjonsvinkelen  $\varphi$ , slik at enden på ellipsen lukkes av en kurvet linje (yield cap). Cap'en beskriver en prekonsolideringsoverflate hvor det innvendige området som avgrenses fremviser en stivere overkonsolidert oppførsel. Utenfor avgrensningen ligger det normalkonsoliderte området og viser dermed til en mykere oppførsel. For pålasting forbi den nåværende prekonsolideringen, vil prekonsolideringen automatisk øke og cap'en vil følge belastningstilstanden og utvide seg. Derfor vil vi aldri strekke oss utover prekonsolideringsoverflaten.



Figur 16 Flytegrenser for HS-modellen i p - q plan (PLAXIS, 2013)

Flytegrensen som beskrives av cap'en har følgende definisjon

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_p^2 \quad \text{Eq. 46}$$

Her er  $\alpha$  en hjelpeparameter som relaterer  $K_0^{nc}$  til ligningen. De andre parameterene er definert på følgende måte

$$\begin{aligned} p' &= (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \\ \tilde{q} &= \sigma'_1 + (\delta - 1)\sigma'_2 - \delta\sigma'_3 \\ \delta &= (3 + \sin\varphi)/(3 - \sin\varphi) \end{aligned}$$

Loven for herding som relaterer den isotropiske prekonsolideringsspenningen  $p_p$  til cap-belastningen er

$$\varepsilon_V^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left( \frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad \text{Eq. 47}$$

Parameteren  $\beta$  er i likhet med  $\alpha$  en hjelpeparameter, men denne er knyttet til  $E_{oed}^{ref}$ . Hverken  $\alpha$  eller  $\beta$  fungerer som direkte inputverdier, men størrelsen på dem bestemmes henholdsvis av  $K_0^{nc}$  og  $E_{oed}^{ref}$ . I forhold til Figur 16 ser vi at store verdier av  $\alpha$  vil gi bratte caps under Mohr Coulomb grensen. Små verdier av  $\alpha$  vil gi caps som er spissere rundt p-aksen.

Det må også nevnes at den avgrensede, elastiske delen i Figur 16 kan reduseres ytterligere ved å ta hensyn til tension cut-offs.

### 10.1.5 Dilatansavskjæring

Etter omfattende skjærbelastning vil dilaterende materialer oppnå en tilstand av kritisk densitet hvor dilateringen stopper opp. Fenomenet kalles en dilatansavskjæring (dilatancy cut-off). Dette illustreres i Figur 17. for å bruke dilatansavskjæringen i HS-modellen, kreves det informasjon om det initielle tomromsforholdet  $e_{init}$  og det maksimale tomromsforholdet  $e_{max}$  for materialet. Dilatansavskjæringen formuleres dermed som

$$e < e_{max} \quad \sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \cdot \sin \varphi_{cv}} \quad \text{Eq. 48}$$

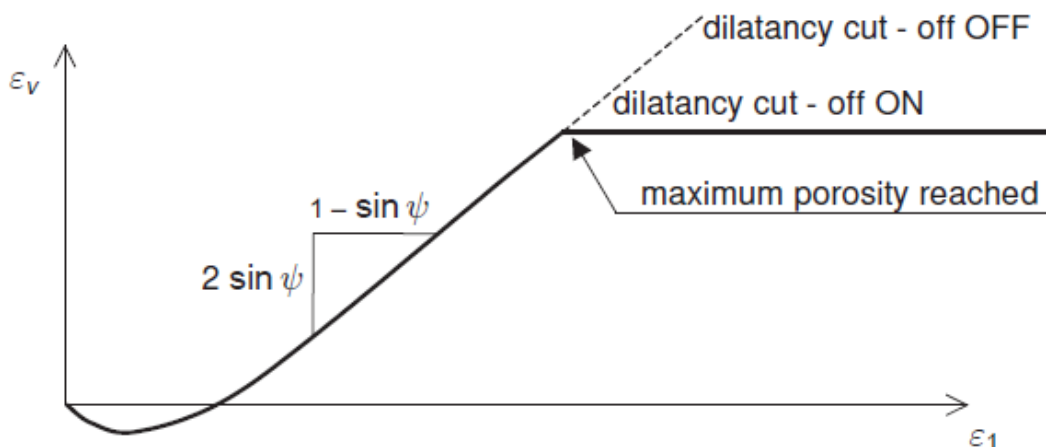
hvor

$$\sin \varphi_{cv} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \cdot \sin \psi}$$

$$e \geq e_{max} \quad \psi_m = 0$$

Tomromsforholdet er knyttet til den volumetriske tøyningen  $\varepsilon_V$  gjennom

$$-(\varepsilon_V - \varepsilon_V^{init}) = \ln \left( \frac{1 + e}{1 - e_{init}} \right) \quad \text{Eq. 49}$$



Figur 17 Tøyningskurve for standard drenert treakstest med dilatansavskjæring (PLAXIS, 2013)

## 10.2 Hardening soil small

Hardening soil small-modellen er basert på den originale HS-modellen som ble beskrevet tidligere og bruker i stor grad de samme parameterne. To ekstra parametere er lagt til i denne modellen, den initielle skjærmodulen  $G_0$  og skjærtøyningsparameteren  $\gamma_{0,7}$ . Sistnevnte tilsvarer tøyingsnivået hvor  $G_s$  er redusert til 70 % av  $G_0$ . Figur 18 illustrerer dette.

### 10.2.1 Stivhet ved små tøyninger

Ved å anta at tregghetskrefter og tøyningshastighet har liten innvirkning på den initielle stivheten i jorda, kan dynamisk stivheten og stivhet ved små tøyninger regnes som like. Det

gir muligheten til å bruke en rekke sammenhenger, hvor Hardin-Drnevich forholdet er mest brukt. Denne sammenhengen er gitt i

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad \text{Eq. 50}$$

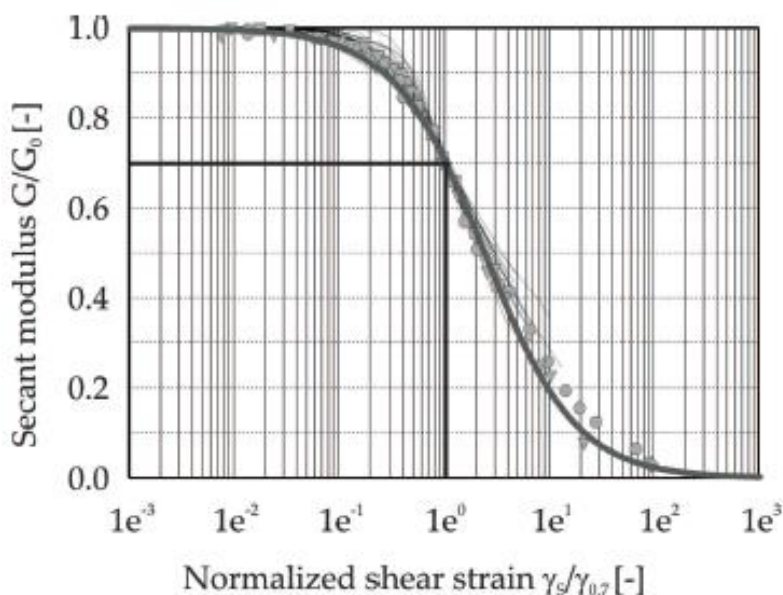
Hvor skjærtøyningens terskel er beskrevet som

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad \text{Eq. 51}$$

Her utgjør  $\tau_{max}$  skjærpenningen ved brudd. Det går frem at Eq. 51 relaterer store tøyninger til egenskapene ved små tøyninger. Senere ble det foreslått å innføre en konstant  $a$  og sette  $\gamma_r = \gamma_{0,7}$  (Santos og Correira, 2001). Resultatet ble som vist i Eq. 52.

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad a = 0.385 \quad \text{Eq. 52}$$

Dette er også grunnlaget for Figur 18.



**Figur 18** Illustrasjon som viser Hardin-Drnevich forhold sammen med normaliserte testdata (PLAXIS, 2013)

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos\varphi - \sigma'_3 \sin\varphi}{c \cdot \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m \quad \text{Eq. 53}$$

Når det kommer til  $G_0^{ref}$  er et godt estimat gitt utviklet av Hardin og Back (1969).

$$G_0^{ref} = 33 \cdot \frac{(2.97 - e^2)}{1 + e} \text{ [MPa]} \quad \text{Eq. 54}$$

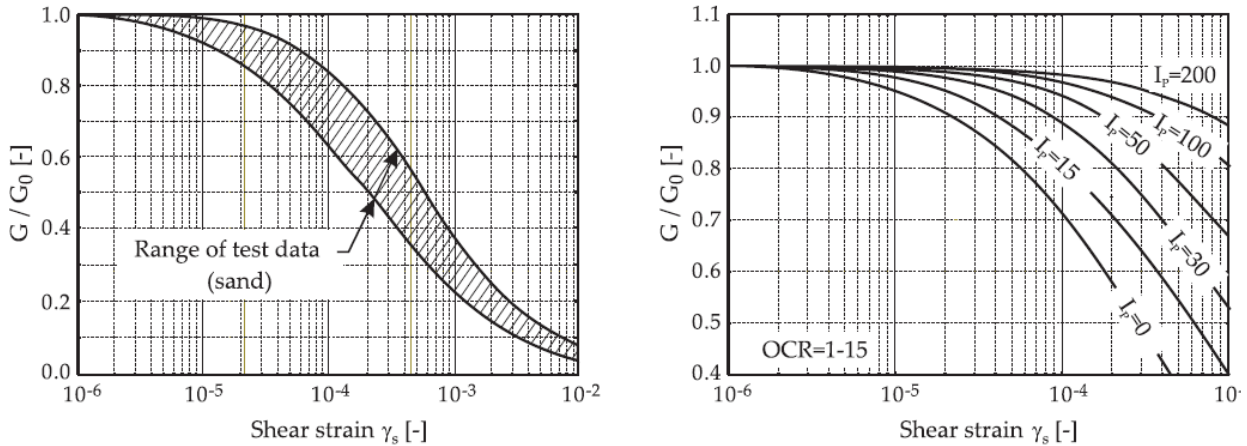
Ved å bruke det originale Hardin-Drnevich forholdet, kan  $\gamma_{0,7}$  relateres til bruddparametere. Dette er gitt ved

$$\gamma_{0,7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\varphi')) - \sigma'_1(1 + K_0)\sin(2\varphi')] \quad \text{Eq. 55}$$

Også Stokoe et al.(2004) foreslår et forhold for  $\gamma_{0,7}$ , basert på OCR og plastisitetsindeksen  $I_p$ .

$$\gamma_{0,7} = \gamma_{0,7ref} + 5 \cdot 10^{-6} I_p (OCR)^{0.3} \quad \text{Eq. 56}$$

Her er  $\gamma_{0,7ref}$  referanseskjærtøyningen ved  $I_p = 0$ , som ligger rundt  $1 \cdot 10^{-4}$ .



**Figur 19 Reduksjonskurver for stivhet etter Seed og Idris (venstre) og Vucetic og Dobry (høyre) (PLAXIS, 2013)**

Reduksjonen av jordens stivhet ved små tøyninger kan forbindes med tap av intermolekylære krefter og overflatekrefter i jordens oppbygning. Når retningen på lasten reverseres, vil stivheten oppnå en maksimal gjenvinnbar verdi. Denne vil ligge i samme størrelsesorden som den initielle stivheten. Hvis så pålastingen i den reverserte retningen fortsetter vil stivheten igjen reduseres. For å kunne bruke Hardin-Drnevich sammenhengen i HS small-modellen, er det nødvendig med en fleraksiell forlengelse av Eq. 52. En slik forlengelse ble introdusert av Bentz (2006).

$$\gamma_{hist} = \sqrt{3} \frac{\|H\Delta e\|}{\|e\|} \quad \text{Eq. 57}$$

Her utgjør  $\Delta \underline{e}$  den aktuelle tøyingsøkningen og  $\underline{H}$  er en matematisk symmetrienhet som representerer den deviatoriske tøyingshistorien til jordskjelettet. For en grundigere beskrivelse av Eq. 57 refereres det til Bentz (2006).

Skalarverdien  $\gamma = \gamma_{hist}$  brukes senere i Eq. 52. I de nevnte to ligningene defineres skjærtøyningens skalarverdi som

$$\gamma = \frac{3}{2} \varepsilon_q \quad \text{Eq. 58}$$

Hvor  $\varepsilon_q$  utgjør den andre deviatoriske tøyingsinvarianten. Ved treksielle forhold kan dermed  $\gamma$  beskrives som

$$\gamma = \varepsilon_{axial} - \varepsilon_{lateral} \quad \text{Eq. 59}$$

Innenfor HS small-modellen blir spenning-tøyning forholdet beskrevet på følgende måte

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad \text{Eq. 60}$$

Ved å derivere Eq. 60 med hensyn på skjærtøyning  $\gamma$  blir den tangentielle skjærmodulen

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad \text{Eq. 61}$$

Denne reduksjonskurven for stivhet strekker inn i det plastiske materialområdet. I HSsmall modellen blir stivhetsreduksjonen, som følge av plastisk tøyning, simulert med tøyningsharding. Stivhetsreduksjonskurven for små tøyninger i HS small-modellen blir derfor brutt ved en nedre grense. Denne nedre grensen for  $G_t$  blir definert på følgende måte:

$$G_t \geq G_{ur} \quad G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad G_t = \frac{E_t}{2(1 + \nu_{ur})} \quad \text{Eq. 62}$$

Avskjæringen for skjærtøyningen  $\gamma_{cut-off}$  beregnes slik

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left( \sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \quad \text{Eq. 63}$$

### 10.2.2 Initiell lasting og forholdet til pålasting/avlasting

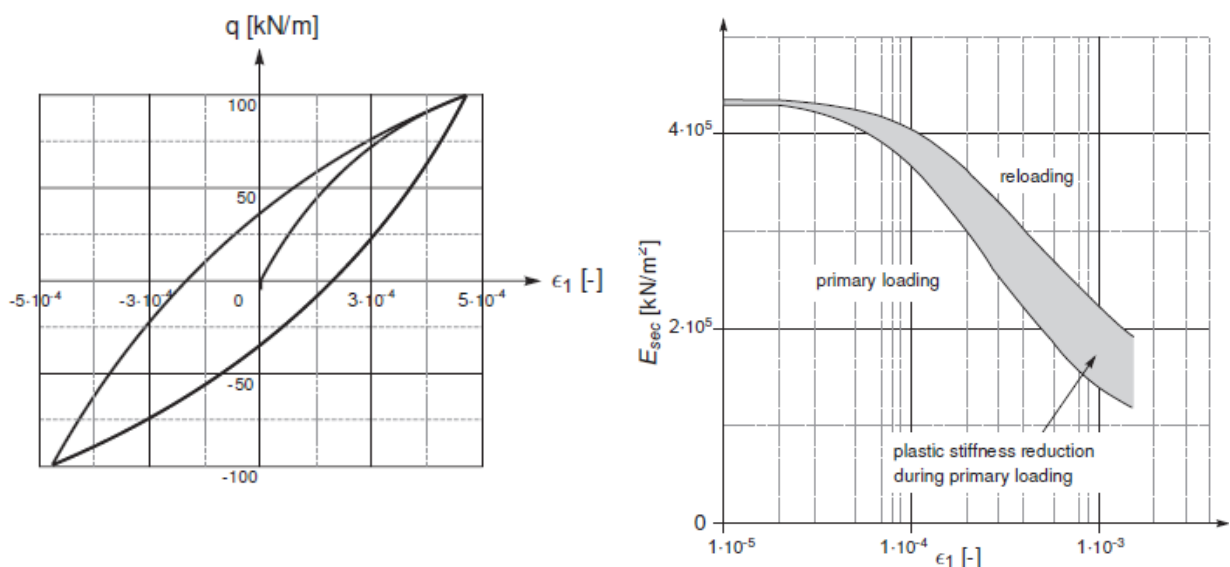
Masing (1926) beskrev den hystereselignende oppførselen til materialer ved avlasting/pålastings sykluser på følgende måte:

- Skjærmodulen ved avlasting er lik den initielle tangentmodulen på en initiell lastkurve.
- Formen på avlasting/pålastingskurvene er lik den initielle lastkurven, men dobbelt så stor.

Sett i sammenheng med terskelverdien for skjærtøyning  $\gamma_{0.7}$ , gir det gir oss følgende uttrykk

$$\gamma_{0.7 \text{ re-loading}} = 2\gamma_{0.7 \text{ virgin-loading}} \quad \text{Eq. 64}$$

Hssmall modellen bruker følgelig Masings regel ved å doble  $\gamma_{0.7}$  under første gangs lastpåføring. Figur 20 illustrerer Masings regel og sekantstivhetens reduksjon ved første gangs last og avlasting/pålasting.

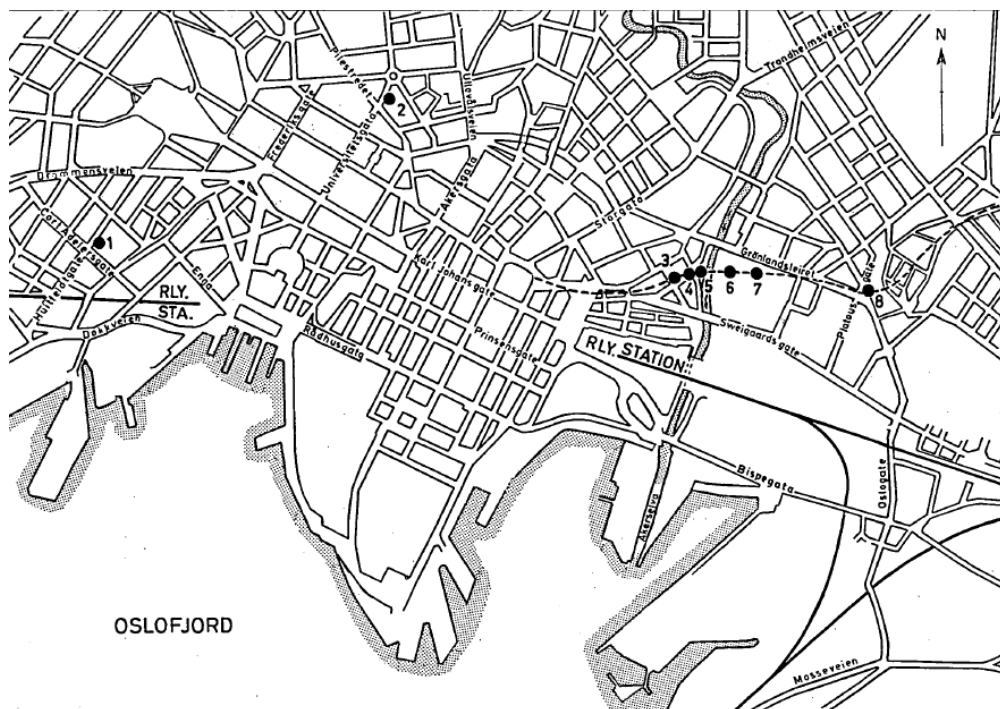


Figur 20 Masings regel og sekantstivhetens reduksjon ved av-og pålasting (PLAXIS, 2013)

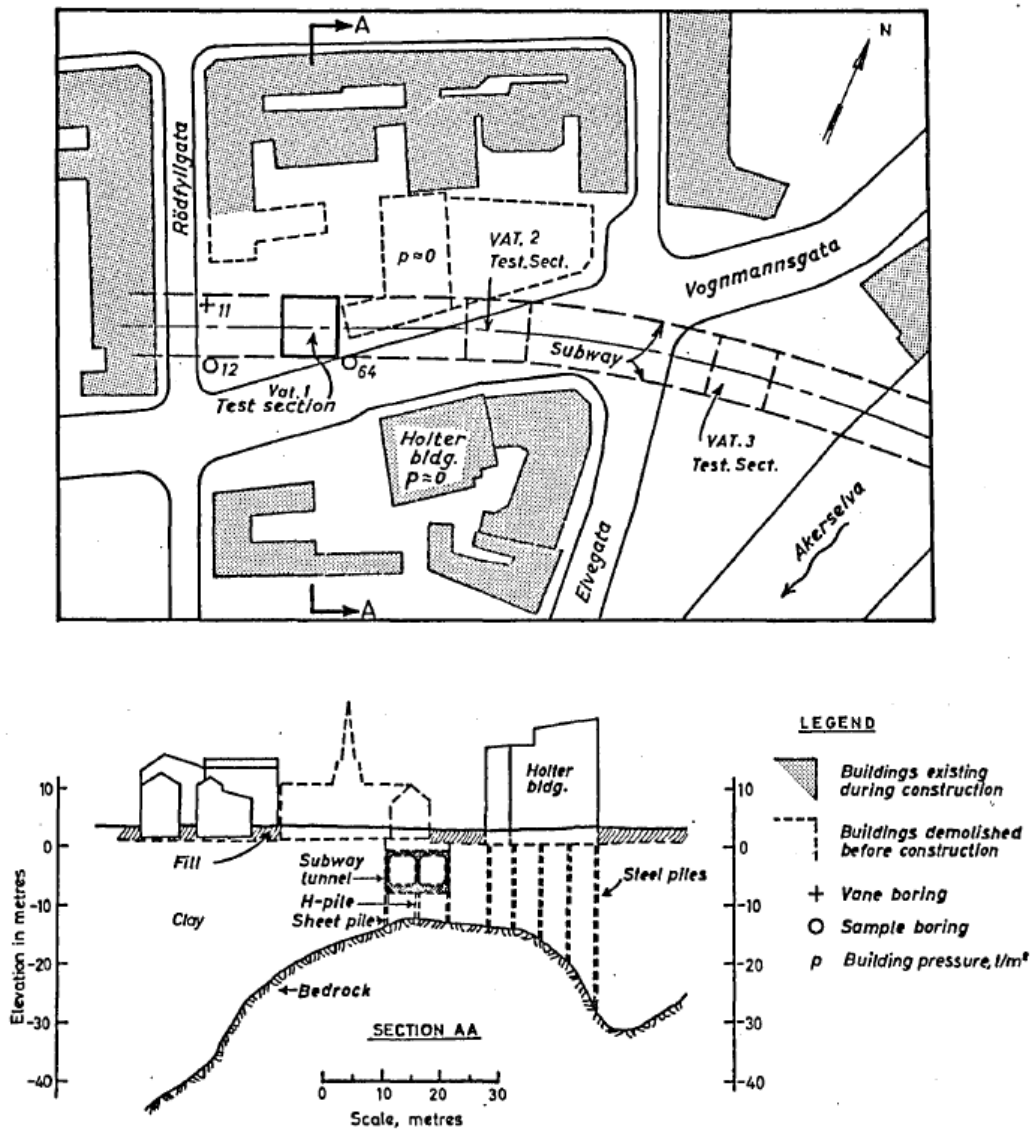


# 11 Områdebeskrivelse

Utgangspunktet for analysen på den innvendig avstivede utgravingen, er en rapport over alle relevante observasjoner gjort av NGI i forhold til utgravingen ved Vaterland 1 (NGI, 1962). Området som ble vurdert ligger i den østre delen av sentral Oslo på den vestre siden av Akerselven, nær samløpet hvor Oslofjorden og Akerselven møtes. Vaterland 1 lå på den tiden i et område med få bygninger. Grunnen i området ble regnet å være for myk til å benytte seg av en åpen utgraving og på den måten risikere brudd grunnet bunnheving. For å oppnå tilstrekkelig stabilitet ved utgravingen ble spuntene rammet til grunnfjell. En grov oversikt over beliggenhet og omgivelser er gjengitt i Figur 21 og Figur 22. Instrumenteringen som ble gjennomført av Norges Geotekniske Institutt (NGI) tok for seg målinger av stiverlaster og jordtrykk, samt overflatesetninger og spuntforskyvninger. Rapporten inneholder også områdedetaljer, jordegenskaper og konstruksjonsdetaljer.



Figur 21 Lokasjon i Oslo (NGI, 1962)



Figur 22 Områdebeskrivelse (NGI, 1962)

## 11.1 Forholdene på stedet

Bygningene langsmed Vognmannsgaten og Rødfyllgaten ble bygget før 1900-tallet, med noen få unntak som Holter-bygningen. Denne var mer moderne og ble støttet av peler rammet til grunnfjell. Alle andre bygninger hadde stripefundamentering med utgravede kjellere. For å gjøre rom til byggingen av undergrunnsbanen ble enkelte bygninger revet. Beskrivelsen av området er gjengitt i Figur 22. Det aktuelle området ble de siste årene før utgravingen startet brukt som et skrapverft. Det ble estimert at den gjennomsnittlige overflatelasten gjennom denne perioden var på mindre enn 10 kPa.

### 11.2 Geologi

Formen på grunnfjellet er irregulær, et mulig resultat av isbreerosjon. Erosjonen innehar en form som langstrakte rygger og bassenger orientert i retning Nordøst og Sørvest. Utgravingen ligger langsmed toppen av en slik erosjonsrygg og grunnfjellet heller dermed mot nord og mot sør slik som vist i Figur 22. Rett over grunnfjellet ligger et bredt, men tynt lag av morene, sand og forvitret grunnfjell. Leiren som ligger over det nevnte laget er av marin opprinnelse som stammer fra sen istid eller etter istiden. Overflatematerialet som ligger over leiren består av sand, grus, leire, humus og stein.

### 11.3 Jordsmonn

Lokasjonen til boringene som ble gjennomført i nærheten av utgravingen er vist i Vedlegg A. Jordegenskapene er også oppsummert i Vedlegg A, hvorav noen data stammer fra laboratorieforsøk på 54 mm uforstyrrede prøver og noen stammer fra in-situ vinge boring.

Den gjennomsnittlige grunnoverflaten ved boringene var på ca 3 meter. Fyllmasselaget hadde en dybde mellom 1,5 og 2,0 meter.

Laget med fyllmasser bestod hovedsakelig av sand med innhold av brostein, murstein og en varierende mengde leire. Ingen tester ble utført på dette materialet, men det ble beskrevet å være av middels tett art, uten kohesjon og inneha en friksjonsvinkel  $\varphi' \approx 35^\circ$ .

Leiren under fyllmassene inneholder sand og siltlag ned til en dybde på -6 meter, deretter blir det mer homogent. De øvre 7 meterne med leire har en noe irregulær skjærstyrke, noe som kan skyldes den ujevne sammensetningen av massene samt en forvitringseffekt. Omtrent ved dybde -5 meter ligger et lag med stiv, siltig leire som strekker seg over et stort område i denne seksjonen av Oslo. Under dette laget blir leiren mer uniform og den udrenerte skjærstyrken ligger i området 20 til 40 kPa. Sensitiviteten på leiren varierer mellom 2 og 6. Våt tetthet ligger mellom 18 og 20 kPa/m.

Resultatet fra 5 serier med treaksiale kompressjonstester er gjengitt i Vedlegg A. Det ble gjennomført både drenerte og udrenerte tester med målinger av poretrykket. I alle tilfellene ble prøvene konsolidert under isotropiske forhold før kompressjonen startet. Den radielle spenningen ble holdt konstant og den aksiale spenningen ble gradvis økt.

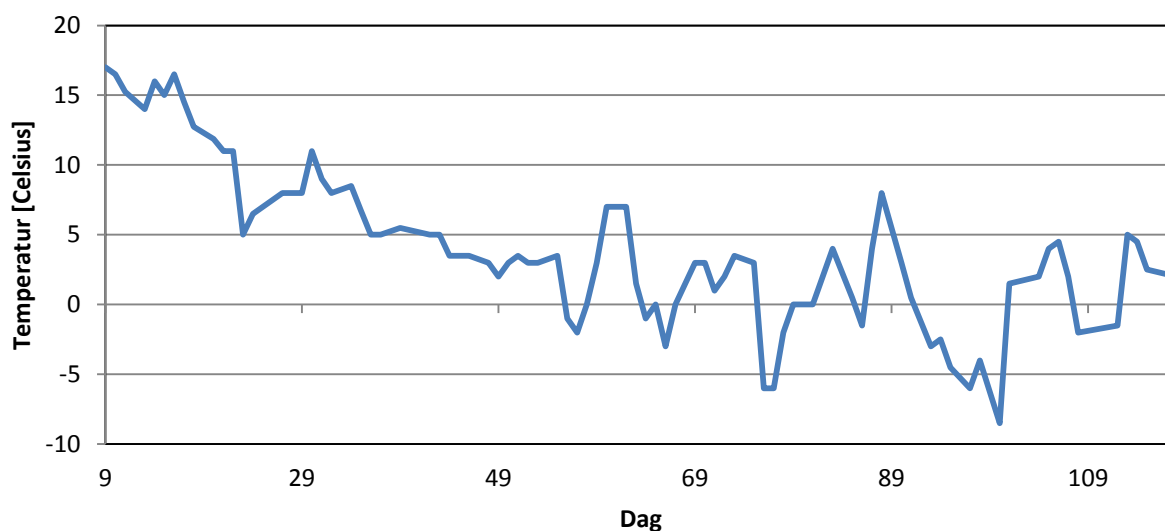
Det ble også gjennomført tester ved opptrekking av spuntåler i nærliggende områder hvor grunnforholdene var like dem ved Vaterland 1. Resultatene fra opptrekkingen viste at den gjennomsnittlige heften mellom jord og spunt lå mellom 3 og 4 kPa etter 10 dager, 4 og 7 kPa etter 40 dager og 6 og 8 kPa etter 100 dager.



# 12 Observasjoner og målinger

## 12.1 Konstruksjonssekvens og temperatur

Den originale konstruksjonssekvensen er gjengitt i Tabell 4. I tillegg ble det installert diverse piezometere og målere av bakkebevegelse på forskjellige tidspunkt før selve utgravingen startet. Også temperaturen ble målt gjennom byggeprosessen og er gjengitt i Figur 23. For å bekrefte troverdigheten av temperaturen målt på byggeplassen, ble tallene sjekket opp mot Norges Meteorologiske Institutt, Oslo sine målinger for området på samme tid. Tallene viser god overensstemmelse.



**Figur 23** Temperaturmålinger på byggeplass

Målingene viser at temperaturen varierte betraktelig gjennom byggeprosessen, hvor den største differansen mellom start og slutt lå på hele 25,5 grader celsius. Slike temperaturdifferanser kan ha betydning under en byggeprosess, særlig avstiverne kan bli påført vesentlige temperaturkrefter.

Tabell 4 Original konstruksjonssekvens

Data/dag	Beskrivelse
Dag 0 (6. sep. 1960)	Rammet instrumenterte spunter
0-10	Utgraving til og avstiving av nivå A (0 m)
7-23	Utgraving til nivå B (-2 m)
16-28	Avstiving nivå B
17-32	Utgraving til nivå C (-3 m)
32-39	Avstiving nivå C
39-44	Utgraving til nivå D (-5 m)
46-51	Avstiving nivå D
53	Nordre del av byggegroppen, til og med avstivningsseksjon 5, ble gravd ut til nivå E (-7 m)
58-62	Senket jordoverflaten nord for utgravingen og brukte massene som ballast i sone 4 og 5
60-67	Fullfører skiveformet betongfundament i sone 1 og 2
68-81	Fullfører skiveformet betongfundament i sone 3 og 4
86-95	Fullfører skiveformet betongfundament i sone 5, 6 og 7
95	Installerer ekstra stivere i nivå A
97-115	Fjerner alle avstivere i seksjon 1 til 5 utenom stiverne ved nivå A

Arbeidet med byggegroppen startet på våren 1960 etter at enkelte bygninger var revet og offentlige tjenester var flyttet. I løpet av juni 1960 ble alt av setnings- og hevelsesutstyr installert, samt poretrykksmålerne. Selve byggegroppen ble først påbegynt sent august samme år. Det ble laget en grøft på ca. 2 meter ved endene på den planlagte byggegroppen. På den måten ble det unngått å ramme spuntene gjennom fyllmassen. Nesten alle spuntene ble rammet med en 1800 kg tung fallhammer fra ca. 50 cm høyde og etter å ha truffet grunnfjell fortsatte rammingen i 30 minutter. Unntaket var de instrumenterte spuntene hvor rammingen opphørte når grunnfjell var nådd.

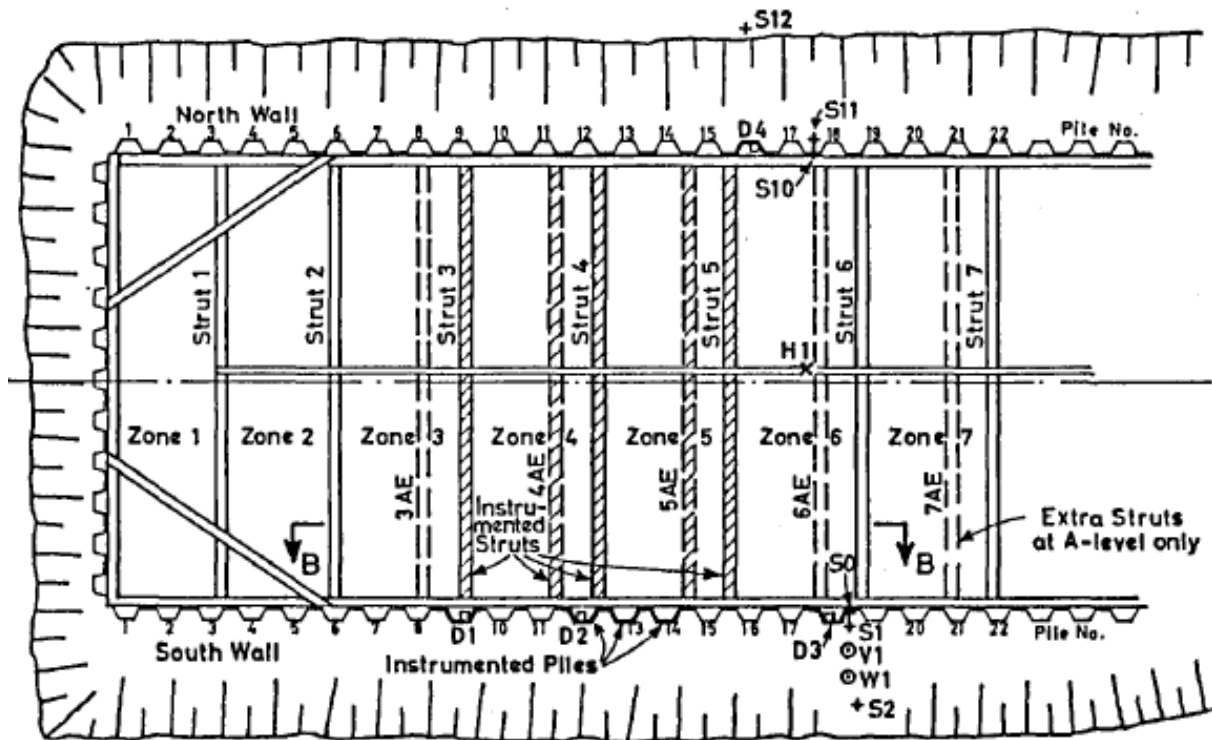
Maskinene som ble brukt til å installere avstiverne hadde en vekt på 20-40 tonn og opererte i en avstand på ca. 2 meter fra spuntveggene. Overskuddsmasse fra byggegroppen ble fraktet bort med lastebiler som fullastet hadde en vekt opp mot 12 tonn.

Når utgravingen kom til et nytt avstivernivå ble støtter sveist fast til spuntveggene. Deretter ble langsgående bjelker festet til støttene (wales). Den elektriske kranen som fraktet bjelkene og støttene hadde en vekt på 28 tonn.

## 12. Observasjoner og målinger

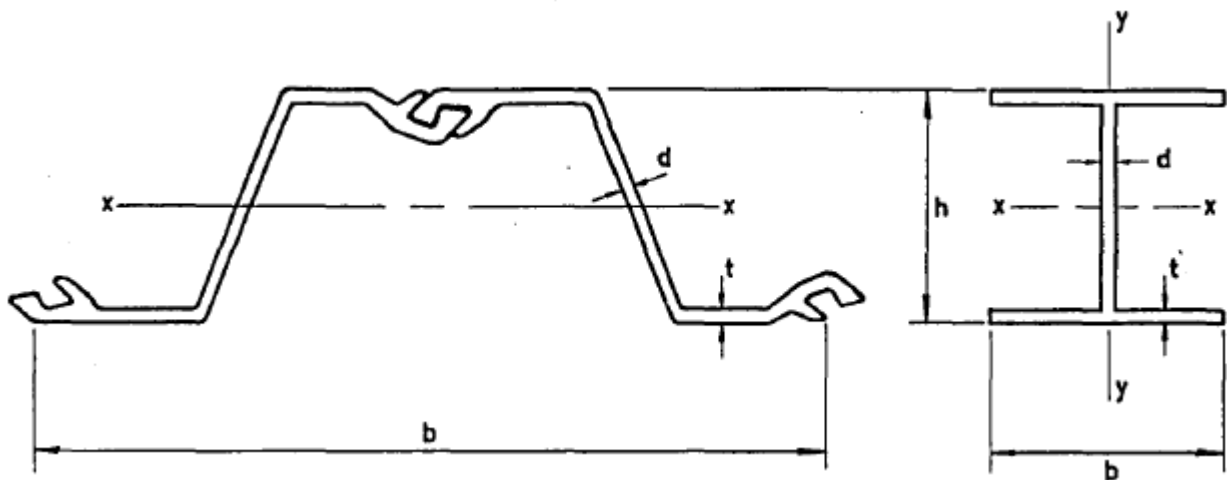
Grunnet en mistolkning av peleforskyvningene ble det på dag 57 besluttet å bygge betongfundamentet i små seksjoner. Det var mistanker om at spuntveggene beveget seg sidelengs langsmed grunnfjellet. For å hindre dette ble noen områder midlertidig fylt med masser som en ballast til de tilstøtende seksjonene hvor betongfundamentene ble installert. Betongfundamentene ble først installert i sone 1 og 2, hvorpå sone 3 og 4 ble fylt med ballastmasser. Deretter ble ballasten flyttet til sone 5 og 6, samtidig som betongfundamentene ble installert i sone 3 og 4. En oversikt over de forskjellige sonene er gjengitt i Figur 24.

Gjennom byggeprosessen ble området tilstøtende den sørlige delen av byggegropen utelukkende brukt til graveutstyr og trafikk til og fra Holterbygningen. På den nordlige siden av byggegropen ble det lagret stålelementer, spunter og noe armeringsstål. Det ble antatt at disse lagrede materialene tilsvarte en last på 15 kPa langsmed byggegropen.



Figur 24 Byggegrøp sett ovenfra. Spuntnummerering og soneinndeling (NGI, 1962)

## 12.2 Spunt og stivere



Figur 25 Tverrsnittprofil av spunt og stiver fra arbeidet på Vaterland (NGI, 1962)

Tabell 5 Detaljer stivere

Stiver	Type	Installert	Fjernet	Kotenivå	$L_{\text{spacing}}$	Forspenning
4 A	Dimax 26	6	-	0,23	3,2	-
4 AA	Dimax 26	95	-	0,23	3,2	-
4 B	Dip 24	25	113	-1,06	3,2	-
4 C	Dip 24	34	112	-2,86	3,2	-
4 D	Dimax 26	46	112	-4,76	3,2	-
4 E	Dimax 26	71	97	-6,8	3,2	80 kN

Tabell 6 Materialparametere for spunt og stivere

	Dimensjoner				Vekt [kg/m]	Areal [cm <sup>2</sup> ]	Arealforhold	
	H [cm]	B [cm]	D [cm]	T [cm]			XX [cm <sup>3</sup> ]	YY [cm <sup>3</sup> ]
Spunt BZ-IVN-50	29,0	100,0	1,0	1,4	159,0 (per m)	-	2050 (per m)	-
Stiver								
Dimax 26	28,8	26,9	2,0	3,2	172,0	219	2120	773
Dip 24	24,0	24,0	1,1	1,8	87,4	111	974	346



# 13 Soiltest og materialparametere

Soiltest i PLAXIS gir en rask og praktisk mulighet til å simulere laboratorieforsøk på grunnlag av en ettpunktalgoritme, uten behov for å gjennomføre en komplett elementmetodemodell. Soiltest kan brukes til å sammenligne oppførselen definert i jordmodellen og parameterne hentet fra laboratorietester.

## 13.1 Gjennomføring

Grunnlaget for sammenligningen i soiltest er laboratorieresultatene hentet fra NGI sin rapport på Vaterlandutgravningen. De originale resultatene er gjengitt i Vedlegg A. Det er i hovedsak brukt to materialmodeller ved sammenligningen i soiltest, Mohr Coloumb og Hardening soil small. Laboratorieresultatene består av både drenerte og udrenerte treaksforsøk som er konsolidert isotropisk. Av de udrenerte forsøkene er prøvene hentet fra tre ulike dybder, kote -1.9, kote -6.0 og kote -9.0. De drenerte prøvene er hentet fra henholdsvis kote -3.6 og kote -11.9.

Målet med en sammenligning i soiltest er å få et fornuftig estimat på de forskjellige materialparameterne som skal brukes i simuleringen av utgravningen på Vaterland. Det er som nevnt tre udrenerte prøver å sammenligne med. Prøvene er hentet fra forskjellige dyp som tilsvarer de tre forskjellige leirelagene som vil bli brukt i PLAXIS modellene. Det er derimot bare to drenerte prøver å sammenligne med. Dypet de er hentet fra tilsvarer det midterste og det nederste leirlaget. Prøveresultatene er som kjent fra 1962. Ettersom det ikke fulgte med rådata til laboratorieresultatene vil grafene utgjøre sammenligningsgrunnlaget. Grafene er klippet ut av den opprinnelige rapporten og limt inn som bakgrunn i en excelfigur hvor akseparametere og avgrensninger er gjort lik som originalen. Dette i seg selv utgjør en usikkerhet i resultatene, ettersom skaleringen av bakgrunnsbildet og utklippingen ikke nødvendigvis er helt nøyaktig.

### 13. Soiltest og materialparametere

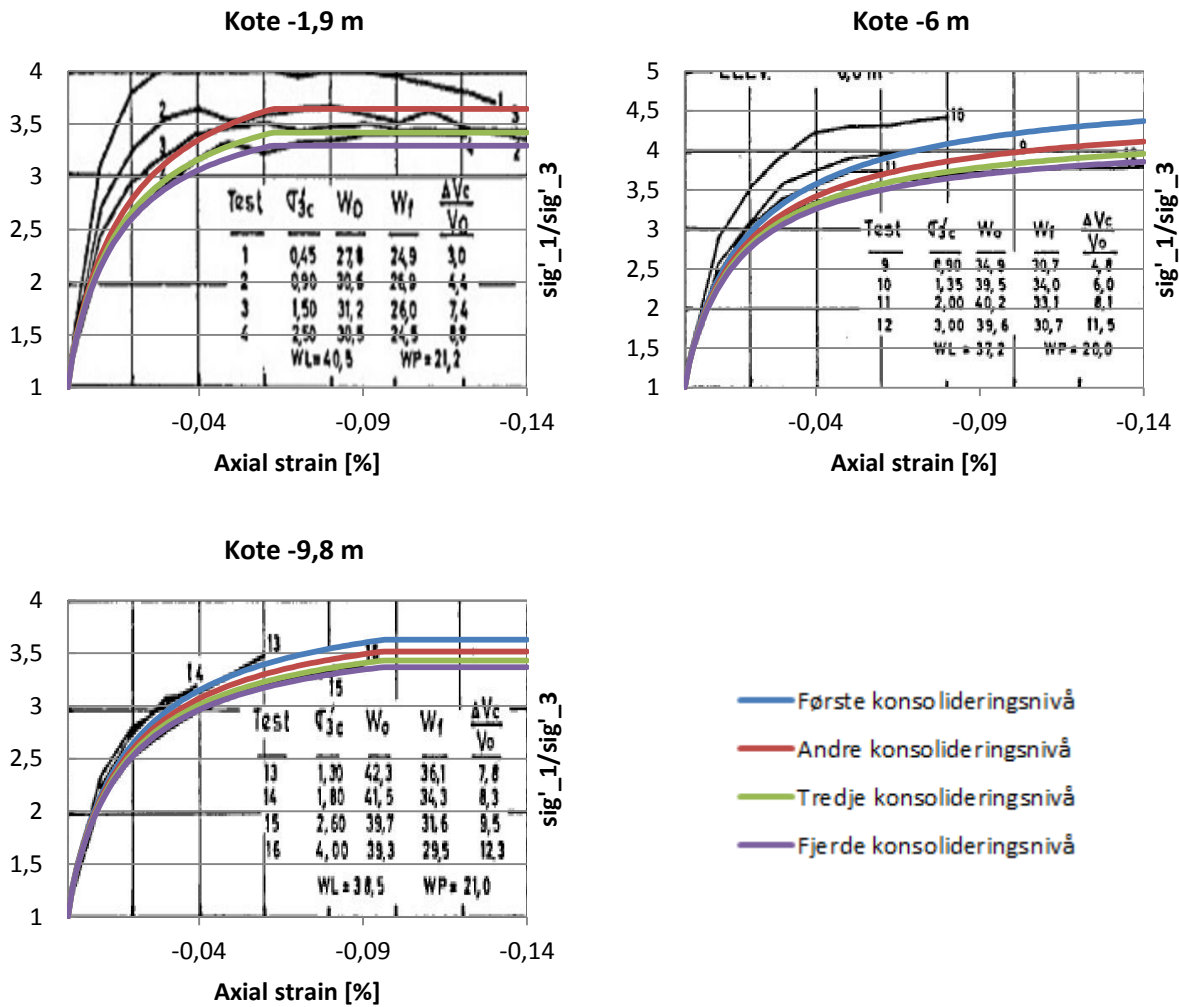
---

Selve sammenligningen var en tidkrevende prosess. Alle rådata måtte hentes fra soiltestprogrammet i PLAXIS for så å redigeres i excel. (Ettersom laboratoriegrunnlaget er noe mangelfullt, ble det valgt å bruke default-verdier på en del parametere. For dette tilfellet betyr det at verdier som  $E_{50}^{ref}$  og  $E_{oed}^{ref}$  ble satt lik med grunnlag i undersøkelsene på førstnevnte. Videre ble  $E_{ur}^{ref}$  satt lik  $3 \cdot E_{50}^{ref}$  og  $v_{ur} = 0,2$ . For enkelhets skyld ble også dilatansparameteren satt lik  $\psi = 0$ . Hardening soil small modellen er en avansert jordmodell og vil i utgangspunktet gi mer nøyaktige svar enn MC modellen når soiltest benyttes. Den inneholder derimot mange forskjellige parametere og kan dermed tilpasses de originale laboratorieresultatene på flere måter. MC modellen tas derfor med som en bekreftelse på at HS small modellen gir fornuftige parameterverdier.

Normalt ville nyere grunnundersøkelser blitt foretatt med en anisotropisk konsolidering for å etterligne de faktiske forholdene i jorda. Høy isotrop konsolidering kan i enkelte tilfeller føre til prøveforstyrrelse, slik at resultatene blir feilaktige. Vi ser og av originalfigurene at spranget mellom første og andre avlesning er rimelig stort, noe som igjen minsker sikkerheten i de resultatene vi finner.

## 13.2 Resultater

### 13.2.1 Udrenert treaks Hardening soil small (CIU)

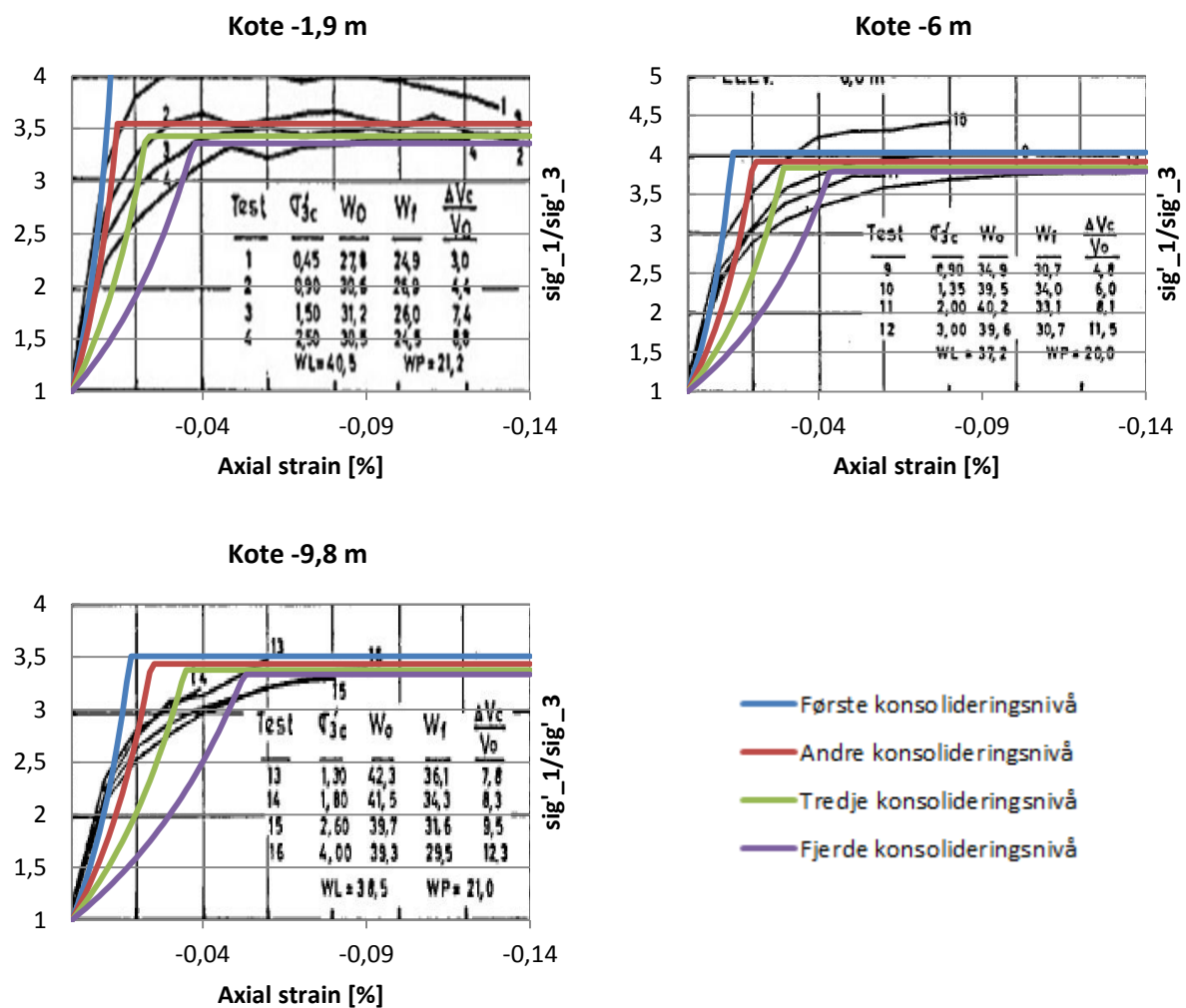


Figur 26 Udrenert treaks Hardening soil small

Tabell 7 Udrenert treaks Hardening soil small

Kote [m]	Stivhet						Små tøyninger		Styrke			
	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	$E_{oed}^{ref}$ [kPa]	$E_{ur}^{ref}$ [kPa]	$m$ [-]	$\nu'_{ur}$ [-]	$K_0^{nc}$ [-]	$G_0^{ref}$ [kPa]	$\gamma_{0,7}$ [-]	$c'_{ref}$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\psi$ [-]	$R_f$ [-]
-1,9	9000	9000	27000	1,0	0,2	0,4850	33000	0,0001	5	31	0,0	0,8
-6,0	9000	9000	27000	1,0	0,2	0,4264	54000	0,0001	5	35	0,0	0,9
-9,8	8000	8000	24000	1,0	0,2	0,4701	33000	0,0001	5	32	0,0	0,85

### 13.2.2 Udrenert treaks Mohr Coloumb (CIU)

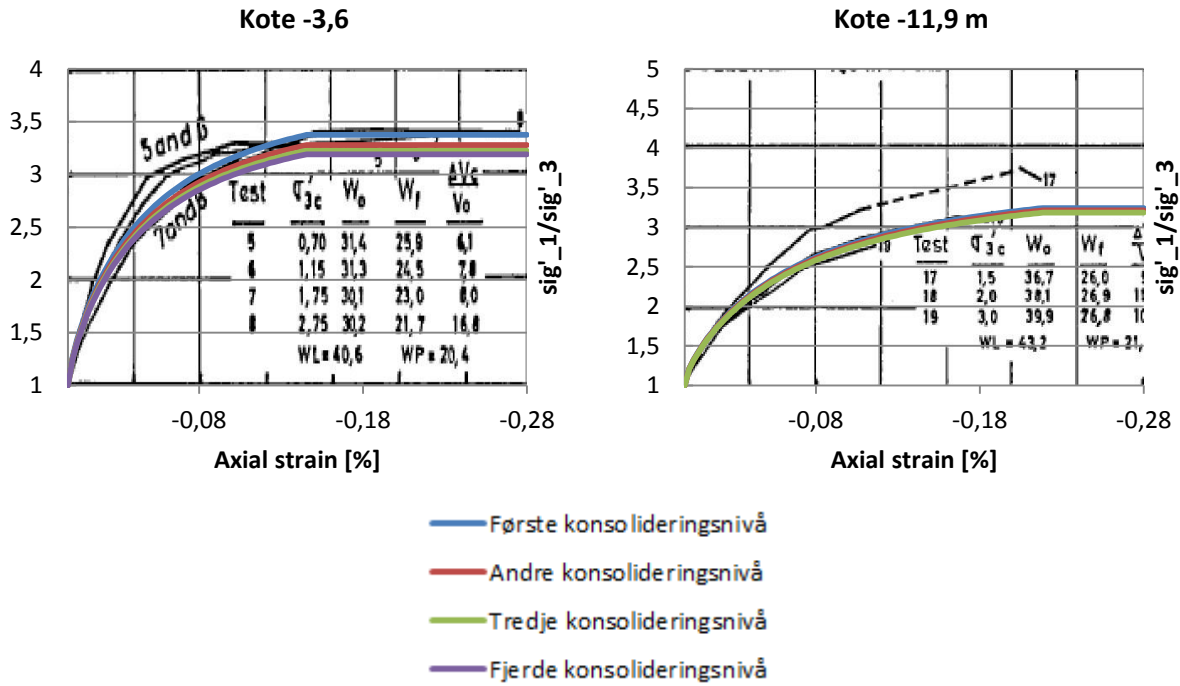


Figur 27 Udrenert treaks Mohr Coloumb

Tabell 8 Udrenert treaks Mohr Coloumb

kote [m]	Stivhet		Styrke		
	$E'$ [kPa]	$\nu'$ [-]	$c'_{ref}$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [-]
-1,9	8000	0,333	4	32	0,0
-6,0	9000	0,333	4	35	0,0
-9,8	9000	0,333	5	32	0,0

### 13.2.3 Drenertreaks Hardening soil small (CID)

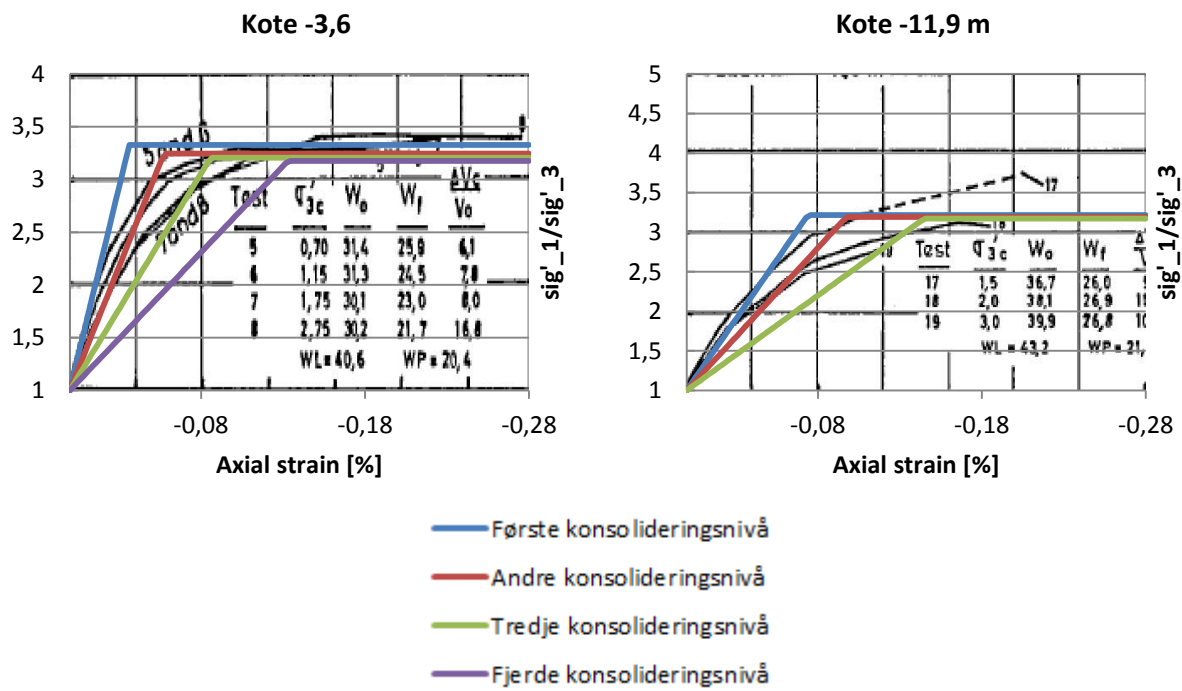


Figur 28 Drenertreaks Hardening Soil Small

Tabell 9 Drenertreaks Hardening Soil Small

Kote [m]	Stivhet						Små tøyninger		Styrke			
	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	$E_{oed}^{ref}$ [kPa]	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	$m$ [-]	$\nu'_{ur}$ [-]	$K_0^{nc}$ [-]	$G_0^{ref}$ [kPa]	$\gamma_{0,7}$ [-]	$c'_{ref}$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\psi$ [-]	$R_f$ [-]
-3,6	4500	4500	15000	1,0	0,2	0,5000	54000	0,0001	5	31	0,0	0,8
-11,9	3000	3000	9000	1,0	0,2	0,5000	33000	0,0001	5	30	0,0	0,8

### 13.2.4 Drenertreks Mohr Coloumb (CID)



Figur 29 Drenertreks Mohr Coloumb

Tabell 10 Drenertreks Mohr Coloumb

kote [m]	Stivhet		Styrke		
	$E'$ [kPa]	$\nu'$ [-]	$c'_{ref}$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [-]
-3,6	4500	0,333	4	31	0,0
-11,9	4500	0,333	4	31	0,0

### 13.3 Kommentar til resultatene

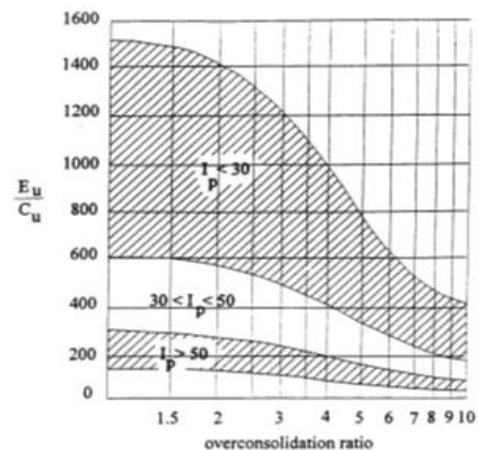
Vi legger merke til at stivhetsverdiene som fremkommer ved sammenligningen er størst under de udrenerte treksforsøkene. Det stemmer overens med erfaringsdata og teori. Vi ser også at stivhetsverdiene funnet ved bruk av Hardening soil small modellen stemmer rimelig godt overens med MC verdiene. Dette gjelder for såvidt styrkeparameterne også. Det ble vanskelig å gjøre fornuftige sammenligninger i forhold til stivhet ved små tøyninger. For å kunne gjøre fornuftige sammenligninger måtte bakgrunnsbildet i excellfigurene skaleres stort opp, noe som førte til vesentlig unøyaktighet. Det ble derfor besluttet å bruke verdier for  $G_0^{ref}$  og  $\gamma_{0,7}$  basert på teori som gjennomgås senere i dette kapittelet. Videre skaper tidsspranget mellom de første målingene i treksforsøkene, en usikkerhet i bestemmelsen av  $E_{50}^{ref}$ .

### 13.4 Udrenert stivhet

Duncan og Buchignani (1976) laget en sammenheng for den udrenerte stivheten basert på tilbakeregninger av umiddelbare setninger ved pålastede plater. Dette er gjengitt i Figur 30. For overkonsoliderte jordtyper som er stivere ser vi at det gir en lavere faktor foran  $S_u$ . Det kan virke rart, men reduksjonen i faktoren blir kompensert av den økte  $S_u$  i de overkonsoliderte jordtypene. For denne oppgaven vil det videre antas normalkonsoliderte forhold ( $OCR < 2$ ). Bruker vi  $I_p$  verdiene fra laboratorieforsøkene i Vedlegg A, gir det grenser for den udrenerte stivheten som vist i Tabell 11.

**Tabell 11 Udrenert stivhet fra belastede plater (Duncan and Buchignani 1976)**

Jordlag	$E_u$ [MPa]	$I_p$ [%]	$S_u$ [kPa]
T. leire	15-37,5	$I_p = 19,3$	25
M. leire	24-36	$17,3 \leq I_p \leq 20,2$	40
B. leire	15-37,5	$17,5 \leq I_p \leq 21,7$	25



**Figur 30 Udrenert stivhet fra belastede plater (Duncan and Buchignani 1976)**

Et annet forhold beskrevet av Termat, Vermeer og Vergeer (1985) gir følgende sammenheng for normalkonsoliderte leirer:

$$E_u^{50} = \frac{15000 \cdot S_u}{I_p} \quad \text{Eq. 65}$$

Med denne sammenhengen gir det følgende stivheter i de forskjellige leirlagene:

**Tabell 12 Udrenert stivhet etter Termat, Vermeer og Vergeer (1985)**

Jordlag	$E_u^{50}$ [MPa]	$I_p$	$S_u$ [kPa]
Topp leire	19400	$I_p = 19,3$	25
Midt Leire	32000	$17,3 \leq I_p \leq 20,2$	40
Bunn Leire	19100	$17,5 \leq I_p \leq 21,7$	25

I samtaler med Athanasiu (pers. kom. 30.09.2005) beskriver Lund i sin masteroppgave (2005) at erfaringsdata fra Multiconsult gir følgende sammenhenger for den udrenerte stivheten i typisk Osloleire:

$$E_{50} \cong 200 \cdot S_u \quad \text{Eq. 66}$$

Det gir stivhetsverdier som i Tabell 13.

**Tabell 13 Udrenert stivhet fra erfaringsdata Multiconsult**

Jordlag	$E_{50}$ [kPa]	$S_u$ [kPa]
Topp leire	5000	25
Midt Leire	8000	40
Bunn Leire	5000	25

Resultatene fra sammenligningen i soiltest med HS small-modellen gav verdier for den udrenerte stivheten som vist i Tabell 14.



Tabell 14 Udrenert stivhet fra soiltest HS small (CIU)

Jordlag	Stivhet		
	$E_{50}^{ref}$ [kPa]	$E_{oed}^{ref}$ [kPa]	$E_{50}^{ref}$ [kPa]
Topp leire	9000	9000	27000
Midt Leire	9000	9000	27000
Bunn Leire	8000	8000	24000

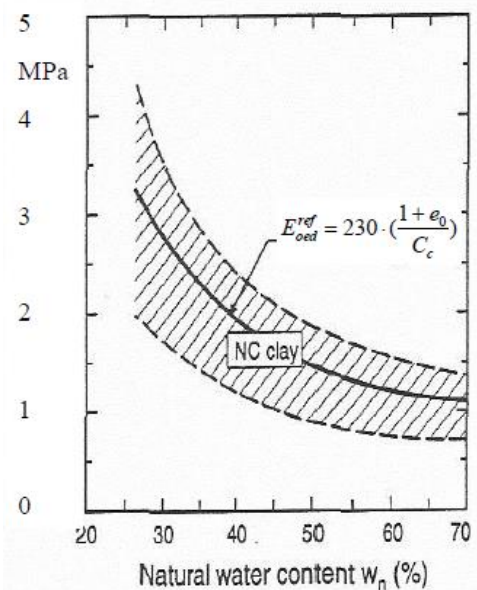
Vi ser at resultatene fra soiltest ligger innenfor stivhetssjiktet som er beskrevet av de høyeste og laveste verdiene fra relevant teori. Det blir dermed besluttet å bruke disse stivhetsresultatene fra soiltest i datasimuleringene.

### 13.5 Drenert stivhet

Janbu (1963) presenterte en sammenheng for referanse-ødometerstivhet i forhold til normalkonsoliderte leirer. Figur 31 gjengir sammenhengen, som blant annet bygger på leirens naturlige vanninnhold. Basert på avlesning av gir det følgende referansestivhet:

Tabell 15 Stivhet fra Figur 31

Jordlag	$E_{oed}^{ref}$ [MPa]	$w_n$ [%]
Topp leire	2,7	30
Midt Leire	2,2	38
Bunn Leire	1,9	40



Figur 31 Referanse-ødometerstivhet (Janbu, 1963)

D. M. Wood (1990) diskuterte empiriske sammenhenger for stivhetsparametere ved normalkonsoliderte leirer. En slik sammenheng er gitt i **Eq. 67** og er blant annet avhengig av plastisistetsindeksen.  $C_c$  er en fleksibilitetskoeffisient og utgjør også et utgangspunkt for

### 13. Soiltest og materialparametere

---

Janbu (1963) sin sammenheng for  $E_{oed}^{ref}$ , noe som kan ses i Figur 31. Avhengig av det initielle tomromsforholdet  $e_0$  kan  $C_c$  settes i sammenheng etter **Eq. 68**.

$$C_c = 1.35 \cdot I_p \quad \text{Eq. 67}$$

$$E_{oed} = \frac{\sigma'_y \cdot \ln 10 \cdot (1 + e_0)}{C_c} \quad \text{Eq. 68}$$

Brukes så **Eq. 68** og en setter  $e_0 = 1$  for myke NC-leirer, kan **Eq. 67** skrives om og vi får:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{34000}{I_p} \quad \text{Eq. 69}$$

**Tabell 16 Stivhet etter Eq. 69**

Jordlag	$E_{oed}^{ref}$ [MPa]	$I_p$ [%]
Topp leire	1,8	$I_p = 19,3$
Midt Leire	1,8	$17,3 \leq I_p \leq 20,2$
Bunn Leire	1,7	$17,5 \leq I_p \leq 21,7$

Referansestivheter fra ødometertester for enkelte leirer er gjengitt i Tabell 17. Vi ser at den drenerte stivheten som bestemmes gjennom soiltest ligger litt høyere enn den som kommer frem gjennom relevant teori. Tabell 17 foreslår at soiltestresultatene er leire med medium komprimerbarhet. Stivheten funnet gjennom teorien beskriver leire med høy komprimerbarhet. Sammenligningen kan tyde på at den drenerte stivheten funnet i soiltest er for stor. Det optimale ville vært å modellere drenerte simuleringer med stivhet fra soiltest og teori. I denne omgang vil vi fortsette med verdiene fra soiltest, men vil bruke resultatene i visshet om at den drenerte stivheten kan være for stor og at dette aspektet bør utforskes og forbedres ved fremtidig arbeid.

**Tabell 17 Sammendrag av Tomlinson (1995) for typiske ødometerstivheter**

Type	Qualitative description	$m_v$ [ $m^2/MN$ ]	$E_{oed}^{ref}$ [ $MPa$ ]
Heavily overconsolidated boulder clays (e.g. many Scottish boulder clays) and stiff weathered rocks (e.g. weathered siltstone), hard London Clay, Gault clay, and Oxford Clay (at depth)	Very low compressability	Below 0.05	>20
Boulder clays (e.g. Teeside, Cheshire) and very stiff blue London Clay, Oxford Clay, Keuper Marl	Low compressability	0.05-0,10	10-20
Upper blue London clay, weathered brown London Clay, fluvio-glacial clays, Lake clays, weathered Oxford Clay, weathered Boulder Clay, weathered Keuper Marl, normally consolidated clays (at depth)	Medium compressability	0.10-0.30	3-10
Normally consolidated alluvial clays (e.g. estuarine clays of Thames, Firth of Forth, Bristol Channel, Shatt-al-Arab, Niger Delta, Chicago Clay), Norwegian Quick Clay	High compressability	0.30-1.50	0,7-3,0
Very organic alluvial clays and peats	Very high compressability	Above 1.50	<0,7

### 13.6 Friksjonsvinkel $\varphi$ og kohesjon $c$

Sandven (2011) diskuterte vanlige styrkeparametere for norske jordtyper i sitt faglige kompendium. Parameterne og den tilhørende jordtypen er gjengitt i **Tabell 18**. Videre blir skjærstyrken og jordtypen klassifisert på grunnlag av de udrenerte skjærstyrkene. Dette er gjengitt i **Tabell 19**. Ved å ta utgangspunkt i de erfaringsbaserte verdiene på styrkeparametere og kombinere dem med beskrivelsen av jorden i Kapittel 11, kan vi vurdere om resultatene fra soiltest er troverdige.

### 13. Soiltest og materialparametere

**Tabell 18 Vanlige verdier for kohesjon og friksjonsvinkel i norske jordtyper (Sandven, 2011)**

Type of clay	$c$ [kPa]	$\varphi$ [°]
Soft Clay	2-5	19-24
Medium Clay	4-11	22-29
Stiff Clay	10-30	27-31

**Tabell 19 Klassifisering av jordens styrke (Sandven, 2011)**

Classification soil type	Classification shear strength	$S_u$ [kPa]
Very soft	Very low	< 12,5
Soft	Low	12,5 – 25
Medium stiff	Medium high	25 -50
Stiff	High	50 – 100
Very stiff	Very high	> 100

**Tabell 20 Styrkeparametere fra soiltest HSSmall (CIU)**

Jordlag	Styrke		
	$c'_{ref}$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\psi$ [-]
Topp leire	5	31	0,0
Midt leire	5	35	0,0
Bunn leire	5	32	0,0

**Tabell 21 Styrkeparametere fra soiltest HSSmall (CID)**

Jordlag	Styrke		
	$c'_{ref}$ [kPa]	$\varphi'$ [°]	$\psi$ [-]
Midt leire	5	31	0,0
Bunn leire	5	30	0,0

Det øverste leirelaget inneholder noen humuslag. Det midterste laget blir beskrevet som en stiv siltig leire med enkelte sandlag, og det nederste leirlaget som en uniform leire med sensitivitet mellom 2 og 6 (NGI, 1962).

$S_u$  verdiene hentet fra Vedlegg A antyder at det øverste og nederste leirlaget er av typen myk til medium stiv leire. Det midterste laget kan beskrives som medium stiv leire. Videre ser vi at styrkeparametere hentet fra soiltest ikke varierer stort mellom den udrenerte treaksen og den drenerte. Med utgangspunkt i **Tabell 20** og **Tabell 21**, kan alle jordlagene beskrives som medium til stiv leire. Det midterste leirlaget har likevel en påfallende høy friksjonsvinkel fra den udrenerte treaksen. Det kan skyldes silten og de enkelte lommene med sand i jordlaget.

Det ble besluttet å gå videre med styrkeparametere gjengitt i **Tabell 20**. Sammenligningen med erfaringsbaserte verdier viser at resultatet ikke er i strid med det som kan antas normalt og vil derfor brukes. Verdiene fra **Tabell 21** er bare hentet fra to forskjellige dyp og er dermed ikke fullstendig representativ for de tre jordlagene som modelleres. Det blir videre antatt at det øverste leirelaget har de samme parameterne som det midterste laget i henhold til resultatet fra de drenerte treaksene. Denne forenklingen er basert på at prøven ble hentet fra dybden i grensesjiktet mellom de to leirelagene. Ettersom jorden ved Vaterland regnes som lavpermeabel er det naturlig å tro at styrken ligger tettere opp mot en udrenert tilstand enn en fullstendig drenert tilstand. De udrenerte treaksforsøkene vil dermed gi resultater som muligens stemmer bedre overens med den aktuelle byggeprosessen.

## 13.7 Udrenert effektivspenningsanalyse med HS small

Det er valgt å gjennomføre en udrenert effektivspenningsanalyse med HS small-modellen for å simulere den udrenerte oppførselen ved utgravingen på Vaterland. For å behandle den anisotrope styrken følges teorien fra Andresen (2006) og det brukes en isotropisk gjennomsnittlig skjærstyrke  $s_u^I = s_u^{av}$ . Fra generelle spenning-tøyningskurver kan vi hente følgende normaliserte udrenerte skjærstyrker:

$$s_u^C = 0.29 \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{Eq. 70}$$

$$s_u^{DSS} = 0.2 \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{Eq. 71}$$

$$s_u^E = 0.11 \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{Eq. 72}$$

Av dette fremgår det at den gjennomsnittlige styrken  $s_u^{av} = 1/3 (s_u^C + s_u^{DSS} + s_u^E) \approx 0.2 \cdot \sigma'_{v0}$ . Vi ser at den gjennomsnittlige styrken ofte er nær DSS styrken. Videre har vi at de initielle effektivspenningsene blir beregnet med utgangspunkt i  $K_0$  og vi har følgende sammenheng:

$$\tau_0 = 0.5 \cdot (\sigma'_{v0} - \sigma'_{h0}) = 0.5 \cdot \sigma'_{v0} (1 - K_0) \quad \text{Eq. 73}$$

For å forsikre oss om at  $\tau_0 < s_u^I$  blir det nødvendig å lage en modifisert hviletrykkskoeffisient  $K_0^{mod}$ . Vi bruker da at vi kjenner differansen mellom  $s_u^C$  og  $\tau_0$ , slik at følgende forhold blir gjeldende:

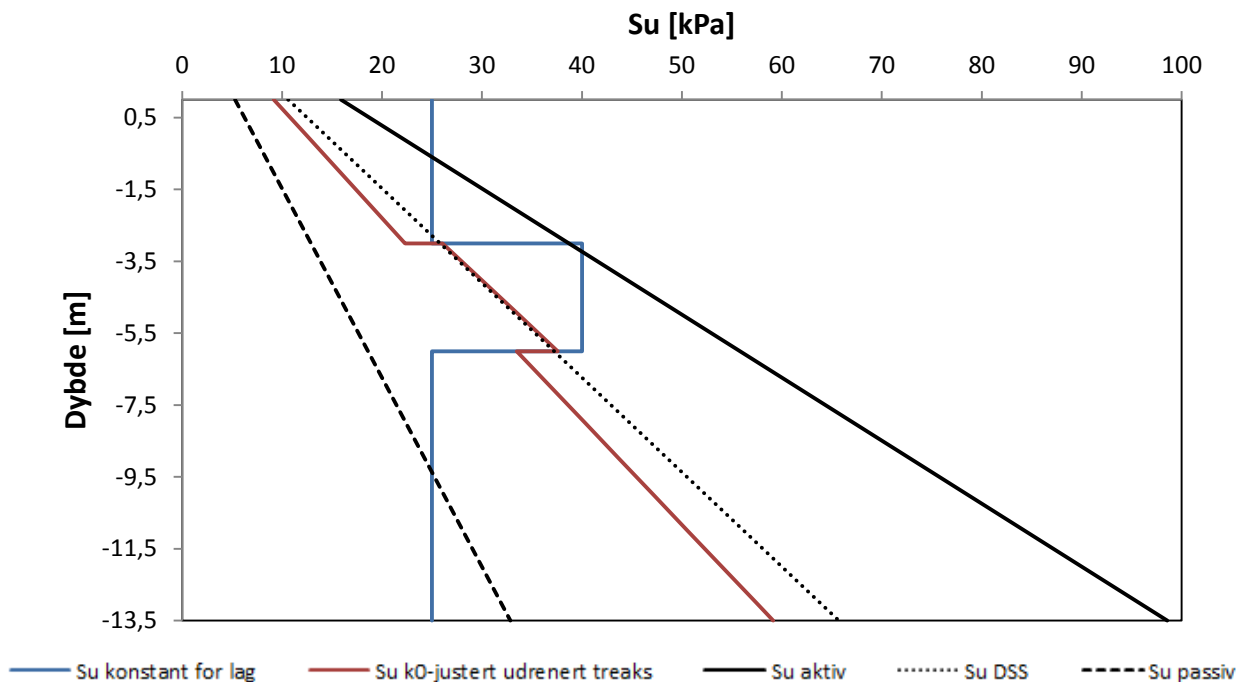
$$\Delta\tau = s_u^C - \tau_0 \quad \text{Eq. 74}$$

Vi bruker så kunnskapen om denne differansen til å bestemme den modifiserte hviletrykkskoeffisienten  $K_0^{mod}$  og bruker følgende sammenheng:

$$\Delta\tau = s_u^I - \tau_0^{mod} = [0.2 - 0.5 \cdot (1 - K_0^{mod})] \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{Eq. 75}$$

Vi ser at den modellerte hviletrykkskoeffisienten velges slik at endringen i skjærspenninger fra  $\tau_0^{mod}$  til  $s_u^I$  i modellen er lik den virkelige endringen i skjærspenninger mellom  $\tau_0$  og  $s_u^C$ . Det er også viktig å huske at denne metoden er avhengig av at styrken kan normaliseres med  $\sigma'_{v0}$ .

Ved å bruke denne fremgangsmåten på styrkeparameterne som ble funnet gjennom soiltest var det mulig å lage en slik modifisert modell og gi et best mulig bilde av den udrenerte oppførselen ved utgravingen. Resultatet fra modifiseringen er gjengitt i Tabell 22 og Figur 32.

Figur 32 Illustrasjon av k<sub>0</sub>-justert udrenert skjærstyrkeTabell 22 Udrenert skjærstyrke etter k<sub>0</sub>-justering

	Topp leire	Midt leire	Bunn leire
$\varphi$ [°]	31	35	32
$K_0$ [-]	0,4850	0,4264	0,4701
$\tau_0$ [kPa]	$0,2575 \cdot \sigma'_{v0}$	$0,2868 \cdot \sigma'_{v0}$	$0,2650 \cdot \sigma'_{v0}$
$\Delta\tau$ [kPa]	$0,0275 \cdot \sigma'_{v0}$	$-1,8E-3 < 0 \rightarrow 0,0 \cdot \sigma'_{v0}$	$0,0200 \cdot \sigma'_{v0}$
$K_0^{mod}$ [-]	0,6550	0,6000	0,6401
$\varphi^{mod}$ [°]	20	24	21
$\tau_0^{mod}$ [kPa]	$0,173 \cdot \sigma'_{v0}$	$0,200 \cdot \sigma'_{v0}$	$0,180 \cdot \sigma'_{v0}$

### 13.8 Parametere ved små tøyninger $G_0$ og $\gamma_{0,7}$

I doktorgradsavhandlingen til Länsivaara (1999) henvises det til flere forskjellige metoder en kan finne skjærmodulen  $G_{max}$ . Mange av disse metodene er ikke relevante for denne oppgaven ettersom de tilgjengelige laboratorieresultatene er få og mangelfulle. Det er likevel noen metoder som baserer seg på tilgjengelig data. Larson og Mulabdic' (1991) gav følgende sammenhenger basert på plastisitetsindeks  $I_p$  og udrenert skjærstyrke  $S_u$ .

### 13. Soiltest og materialparametere

---

$$G_{max} = (208/I_p + 250) \cdot S_u$$

$$G_{max} = (72/I_p) \cdot S_u \cdot \ln \frac{S_u}{G_{max} \cdot 1.5 \cdot 10^{-5}}$$

$$G_{max} = 504 \cdot S_u / w_L$$

De to første ligningene passer best til høy- og medium plastiske leirer, hvorpå den siste passer best til lavplastiske leirer. Tabell 23 gjengir de beregnede skjærmodulene funnet etter bruk av ligningene ovenfor.

**Tabell 23 Skjærmodul for de ulike jordlagene**

Jordlag	$G_{max}$ [kPa]	$I_p$	$S_u$ [kPa]
Topp leire	33000	$I_p = 19,3$	25
Midt Leire	54000	$17,3 \leq I_p \leq 20,2$	40
Bunn Leire	33000	$17,5 \leq I_p \leq 21,7$	25

Basert på informasjon fra Kapittel 10 samt et forelesningsnotat av Nordal (2012) var det mulig å finne en fornuftig verdi på skjærtøyningen  $\gamma_{0,7}$ . Forelesningsnotatene tilsier at  $\gamma_{0,7} = (1 - 2) \cdot 10^{-4}$  og Figur 12 i Kapittel 10 sier at området for små tøyninger ligger ved  $\gamma_{0,7} \leq 1 \cdot 10^{-3}$ . Det ble besluttet å bruke en verdi  $\gamma_{0,7} = 1 \cdot 10^{-4}$  i simuleringen i PLAXIS. Det ble også besluttet å gå videre med skjærmodulene gitt i Tabell 23.

### 13.9 Plater og stivere

Materialparameterne for stivere og plater som ble brukt ved Vaterland er gjengitt i Tabell 24 og Tabell 25. Disse er basert på informasjon gitt i NGI (1962) sin rapport og Kapittel 11, samt beregninger gjennomført i Lund (2005) sin masteroppgave. De plastiske kapasitetsgrensene er beregnet på grunnlag av kjente mekaniske sammenhenger og knekking av eulerstav.

**Tabell 24 Materialparametere for stivere**

Strut	A	B	C	D	E
Materialtype	Elastoplastic	Elastoplastic	Elastoplastic	Elastoplastic	Elastoplastic
$EA$ [kN]	12000	6000	6000	12000	12000
$L_{spacing}$ [m]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Prestress [kPa]	-	-	-	-	80
$ F_{max,comp.} $ [kN]	6327	2907	2907	6327	6327

Tabell 25 Materialparametere for plater

Type	Spunt	Betongplate
<i>Materialtype</i>	Elastoplastic	Elastic
<i>EA [kN]</i>	4,120E6	2,25E6
<i>EI [kNm<sup>2</sup>/m]</i>	62400	1,352E6
<i>w [kN/m/m]</i>	1,212	12
<i>M<sub>p</sub> [kNm/m]</i>	576	-

### 13.10 Ruhetsforhold

Grunnlaget for bestemmelsen av ruhetsforholdet  $R$  er en dokumentert opptrekking av spuntnåler fra Grønlandsområdet i Oslo. Tallmaterialet er gjengitt i NGI (1962) sin rapport og beskriver en gjennomsnittlig skjærstyrke langs spunten på 3-4 kPa etter 10 dager, 4-7 kPa etter 40 dager og 6-8 kPa etter 100 dager.

For å velge riktig verdi av  $R$  er det viktig å vite hvordan programvaren PLAXIS forstår og bruker parameteren.  $R$  eller  $R_{inter}$  som PLAXIS bruker beskriver forholdet mellom bygning og konstruksjon med fokus på den reduserte styrken i et tynt jordlag (interface element), i direkte kontakt med konstruksjonen. Verdien på  $R$  går fra 1.0 hvor jordens styrke ikke har mistet noe av sin styrke, og 0 hvor jorden har mistet all sin styrke. Sammenhengene PLAXIS bruker er gitt ved ligningene nedenfor.

$$E_{oed} = 2G \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} \quad \text{Eq. 76}$$

$$G = R_{inter}^2 G_{soil} \leq G_{soil} \quad \text{Eq. 77}$$

$$\nu = 0,45 \quad \text{Eq. 78}$$

$$c = R_{inter} c_{soil} \quad \text{Eq. 79}$$

$$\tan\varphi = R_{inter} \tan\varphi_{soil} \leq \tan\varphi_{soil} \quad \text{Eq. 80}$$

Bruker vi sammenhengene ovenfor samt data fra opptrekkingen av spuntnåler og  $S_u$  fra Vedlegg A, gir det en  $R_{inter} \approx 0,2$ . Det er likevel andre faktorer som legger restriksjoner på bruken av  $R_{inter}$ . PLAXIS sin bruk av numeriske tilnærminger får problemer om gapet mellom stivheter blir for stort. Det vil dermed kunne oppstå problemer når en bruker avanserte modeller hvor initiell stivhet eller stivhet ved små tøyninger er meget stor.  $R_{inter}$  må dermed justeres for å oppfylle numeriske krav og kan dermed ikke relateres direkte til forsøksverdier, som dem funnet ved opptrekking av spuntnåler ved Grønland. Verdien for  $R_{inter}$  beregnet gjennom de aktuelle ligningene var meget lav og gav i tillegg numeriske problemer i de innledende analysene. Det ble til slutt valgt å fortsette simuleringene med en



$R_{inter} = 0.8$ . Denne verdien blir ofte brukt i PLAXIS-simuleringer og gav heller ikke numeriske problemer.

## 13.11 Permeabilitet

Janbu (1970) beskriver at permeabilitetskoeffisienten parallell til jordlagene ( $k_x$ ) normalt sett er større enn den normalt på jordlaget ( $k_y$ ), og i denne oppgaven antas  $k_x = 2k_y$  i leirlagene. Videre antas det at fyllmassene vil vise samme oppførsel som normal tørrskorpe og derfor vil inneholde sprekker, hovedsakelig i vertikal retning. Det fører til en høyere permeabilitet i vertikal retning i fyllmassene. Ettersom fyllmassene består av forskjellige typer materialer, blant annet murstein og siltige masser, er det vanskelig å gi et eksakt estimat på permeabiliteten i fyllmassene. For enkelhets skyld settes  $k_x = k_y = 1,0 \left[ \frac{m}{d\text{øgn}} \right]$ .

Janbu (1970) gir typiske permeabilitetsverdier for kjente jordtyper og et utdrag er gjengitt i Tabell 26. Det ble ikke oppgitt noen informasjon om leiras permeabilitet i NGI sin rapport fra 1962, derfor ble Janbu sine typiske verdier lagt som grunnlag. En hurtig omregning gir at den største permeabiliteten på leira var  $10^{-6} \left[ \frac{cm}{s} \right] = 8,64 \cdot 10^{-4} \left[ \frac{m}{d\text{øgn}} \right]$ . Den laveste permeabiliteten gir  $8,64 \cdot 10^{-7} \left[ \frac{m}{d\text{øgn}} \right]$ . En verdi som velges mellom disse er på ca.  $4,32 \cdot 10^{-5} \left[ \frac{m}{d\text{øgn}} \right]$ . Det er disse permeabilitetsverdiene som vil bli brukt i datasimuleringene.

**Tabell 26 Typiske verdier for permeabilitet (Janbu 1970)**

Type	Permeabilitet k [cm/s]
Grus	$> 1$
Sand	$1 - 10^{-3}$
Silt	$10^{-3} - 10^{-6}$
Morene	$10^{-4} - 10^{-7}$
Leire	$10^{-6} - 10^{-9}$



# 14 Modell

For å gjennomføre en numerisk studie av en innvendig avstivet utgraving i jordtyper med lav permeabilitet, må det velges en passende jordmodell for å simulere jordskjelettets oppførsel mest mulig korrekt. Elementmetodeprogrammet PLAXIS tilbyr flere forskjellige jordmodeller fra lineært og ikkelineære elastiske til elastoplastiske modeller. Hvilke type som velges avhenger av jorden og problemet som analyseres, ettersom jord er et for komplekst materiale til å representeres ved en universell modell.

Siden det er valgt å jobbe med PLAXIS i denne oppgaven, er det naturlig å legge fremgangsmåten i tråd med informasjonen PLAXIS krever for å produsere en beregningsklar modell. Fremgangsmåten som nå skal beskrives representerer et utvalg av de viktigste punktene en vurderer i oppbyggingen av PLAXIS-modellene.

## 14.1 Modelling i PLAXIS

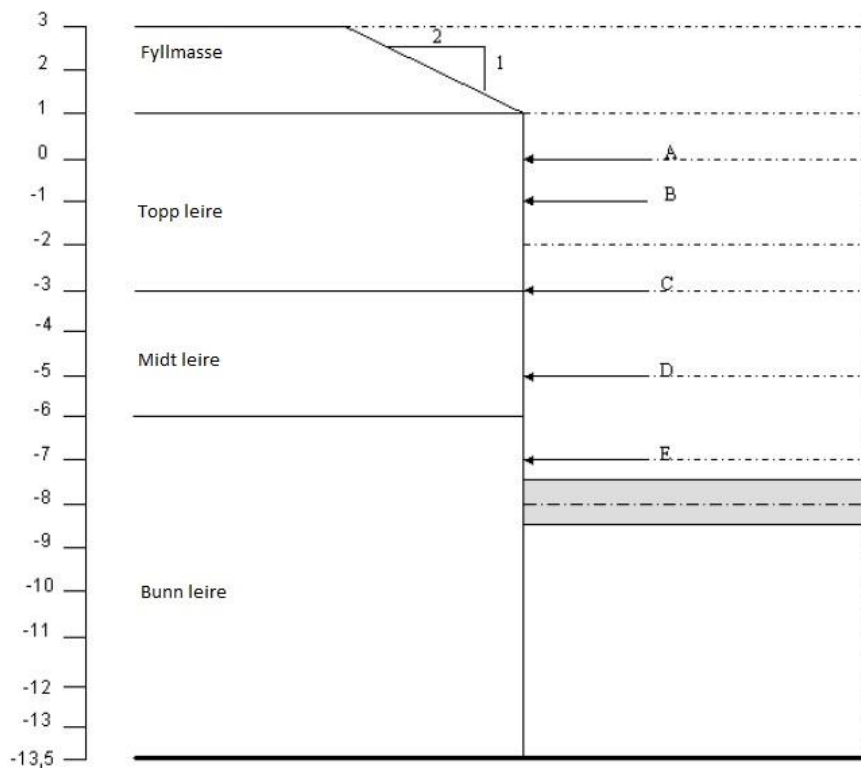
For å modellere den avstivede utgravingen foretatt på Vaterland mest mulig korrekt, ble det benyttet informasjon fra NGI (1962) sin originalrapport. En masteroppgave gjennomført av Lund (2005) på den samme utgravingen i Oslo, ble også brukt som grunnlag. Med utgangspunkt i de to nevnte rapportene ble følgende modell laget i PLAXIS.

### 14.1.1 Geometri

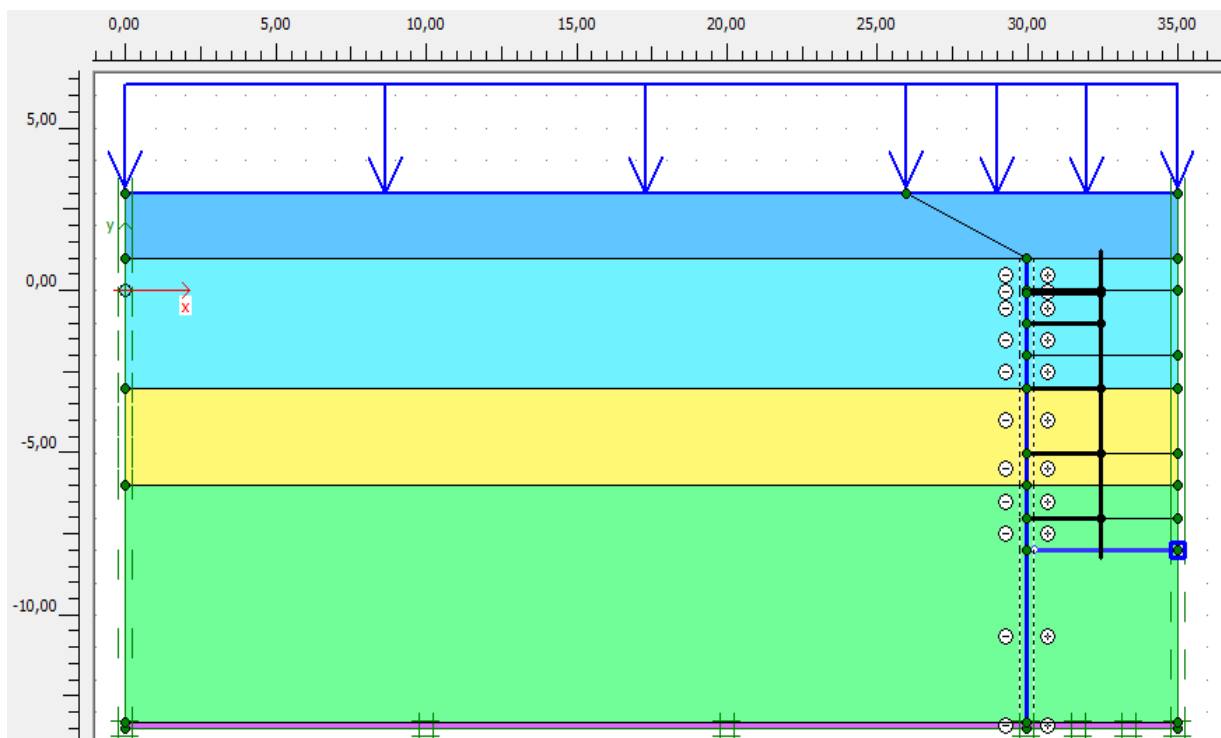
Den venstre del av utgravingen på Vaterland er modellert aksesymmetrisk om utgravingens midtdel. Modellen sine render er laget slik at bunnen er fastholdt mot forskyvning horisontalt og vertikalt. Venstre og høyre rand av modellen er fastholdt mot forskyvning i horisontal retning. I bunn ble spuntet gjort rotasjonsfri, men fastholdt mot bevegelse i horisontal og vertikal retning. Betongplaten (kote -8) ble hindret fra rotasjon og horisontal bevegelse ved høyre rand (symmetrilinjen). I møtetpunktet mellom betongplate og spunt ble det modellert et momentfritt ledd. Detaljene er vist i Figur 34.

Stiverene ble modellert som vist i Figur 33, etter kotenivå som anvist i NGI sin rapport. Den jevnt fordelte lasten A representerer anleggstrafikken og lagring av materialer under byggeprosessen. Jorden ble hovedsakelig modellert i fire forskjellige lag med ulik mektighet, som vist i Figur 33. I tillegg ble det innført et meget tynt, permeabelt morenelag ved bunn i grensen til grunnfjellet.

## 14. Modell



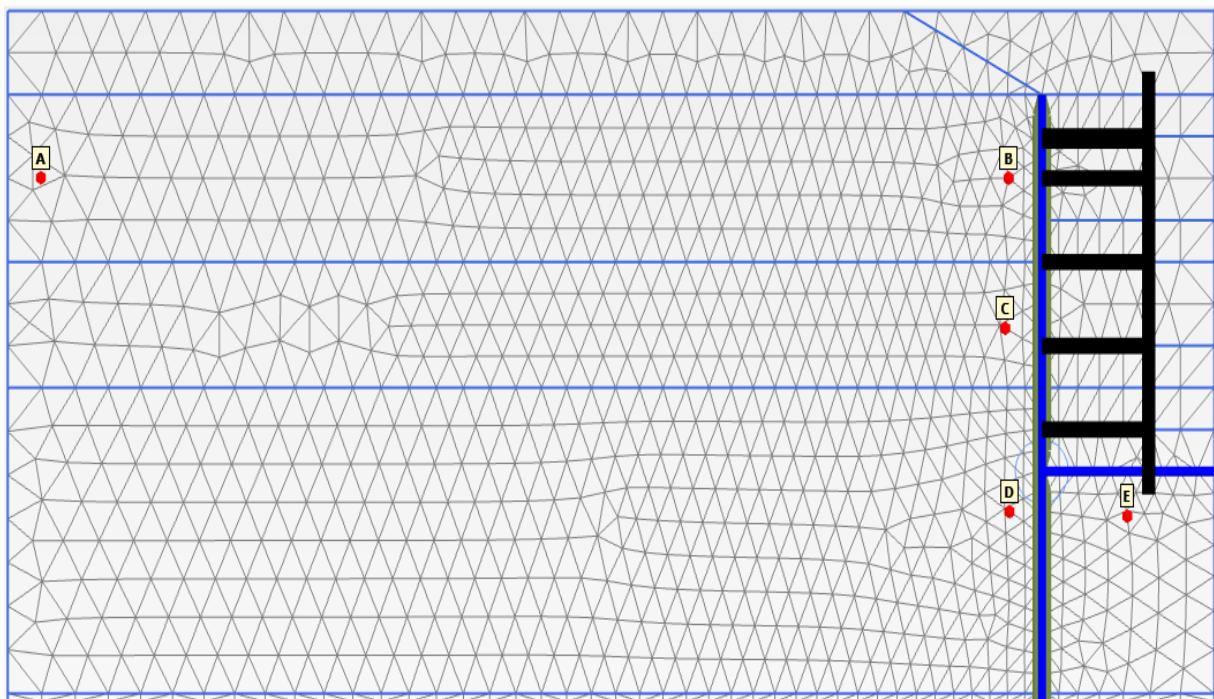
Figur 33 Skisse av jordlag, stivernivåer og koteanvisning



Figur 34 Modell i PLAXIS

### 14.1.2 Mesh

Figur 35 gjengir meshet som ble brukt. Den endelige finheten ble bestemt på grunnlag av innledende grove analyser og ønsket om meget detaljerte beregninger. Valget falt på et veldig fint mesh (valgmuligheten «very fine» som PLAXIS tilbyr innenfor global coarseness) som var gjennomgående i hele modellens geometri. Alle analysene som senere ble kjørt i PLAXIS hadde denne typen mesh. Det ble benyttet elementer med 15 noder. Det ble bestemt å gjennomføre beregningene med fem forskjellige kontrollpunkter. Punktene er som angitt i Figur 35 med koordinater etter akseanvisningen gitt i Figur 34. A(1,-1), B(29,-1), C(29,-4.5), D(29,-9) og E(32.5,-9). Modellen består av 2016 elementer og 16616 noder.



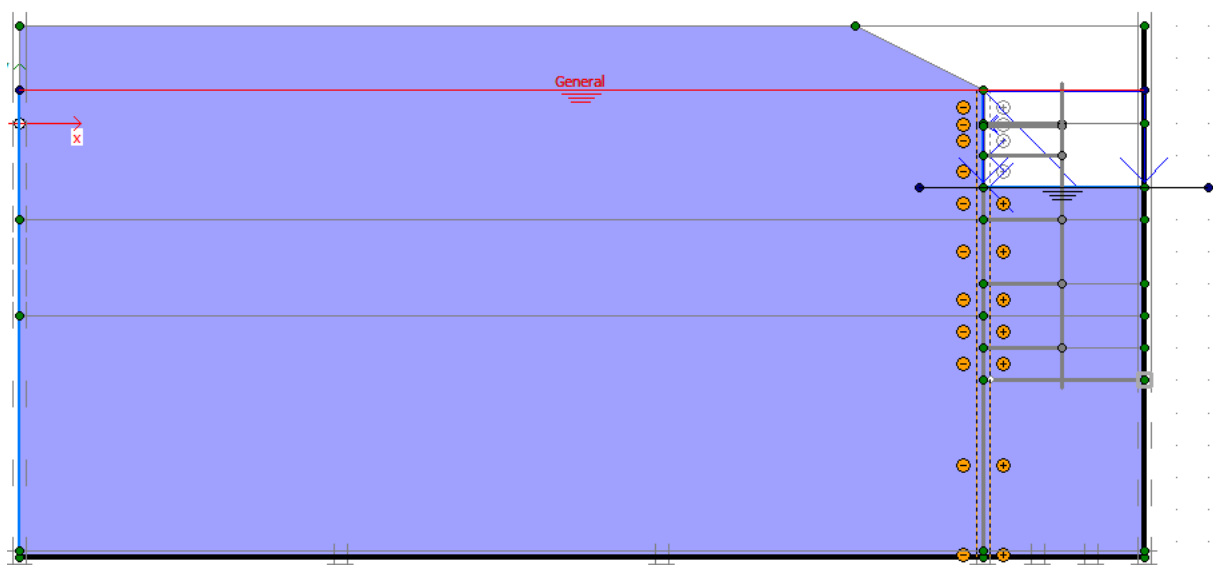
**Figur 35 Generert mesh i PLAXIS**

### 14.1.3 Beregningsfaser

For å finne de forskjellige beregningsfasene ble det tatt utgangspunkt i hendelsesforløpet dokumentert i NGI (1962) sin rapport. De viktigste utdragene og detaljene er gjengitt i Kapittel 12, samt Vedlegg B. Ettersom simuleringene består av et udrenert tilfelle og flere delvis drenert tilfeller, krevde det enkelte endringer av fasene i PLAXIS sin calculation mode. Det er derfor valgt å gi en kort beskrivelse til henholdsvis de udrenerte beregningsfasene og de konsoliderte beregningsfasene.

De udrenerte beregningsfasene er gjengitt i Tabell 27. Til forskjell fra informasjon gitt i Kapittel 12 og Vedlegg B, er det her valgt å slå sammen en del av byggetrinnene. Dette er en forenkling ettersom en del av byggetrinnene overlappet hverandre. Det er også et forsøk på å gjøre faseinndeling mellom konsolidering og udrenerte simuleringer mest mulig lik. På den måten vil sammenligningen av resultatene bli enklere. Ved de udrenerte beregningene ble grunnvannslinjen holdt uendret ved kote 1.0, hvorpå valget «cluster dry» ble brukt på de utgravde massene.

De konsoliderte beregningsfasene er gjengitt i Tabell 28. Tiden hver byggefase er satt til å vare er hentet på bakgrunn av Kapittel 12 og Vedlegg B. Det er et estimat ettersom en del byggefaser i realiteten overlapper hverandre. Målet var i midlertidig å ende opp med en total byggeprosess som varte omtrent like lenge som den originale (ca. 118 dager). Videre er det brukt en annen poretrykkfordeling enn den som ble brukt ved de udrenerte beregningene. Det er definert ett grunnvannsnivå for massene utenfor byggegropen og ett for massene inne i byggegropen. «cluster dry» brukes fortsatt på de vekkgravde massene, men «cluster phreatic level» brukes på de resterende massene inne i byggegropen. En illustrasjon av oppsettet er gitt i Figur 36.



Figur 36 Vannforhold i PLAXIS beregningsfase

**Tabell 27 Beregningsfaser knyttet til udrenert analyse**

<b>Fase</b>	<b>Fase nr.</b>	<b>Beregning</b>	<b>Poretrykk</b>	<b>Loading input</b>
Initial phase	0	K0 procedure	Phreatic	Unassigned
Aktivering av last	1	Plastic	Phreatic	Staged construction
Utgraving til kote 1 og installering av spunt	2	Plastic	Phreatic	Staged construction
Utgraving til kote 0	3	Plastic	Phreatic	Staged construction
Utgraving til kote -2 og montering av stiver i nivå A (0 m)	4	Plastic	Phreatic	Staged construction
Utgraving til kote -3 og montering av stiver i nivå B (-1 m)	5	Plastic	Phreatic	Staged construction
Utgraving til kote -5 og montering av stiver i nivå C (-3 m)	6	Plastic	Phreatic	Staged construction
Utgraving til kote -7 og montering av stiver i nivå D (-5 m)	7	Plastic	Phreatic	Staged construction
Montering og forspenning av stiver i nivå E (-7 m) til 80 kN/m	8	Plastic	Phreatic	Staged construction
Utgraving til kote -8	9	Plastic	Phreatic	Staged construction
Støp av betongplate på kote -8, Montering av ekstra stiver nivå A (0 m) og Fjerning av stivere B - E	10	Plastic	Phreatic	Staged construction

**Tabell 28 Beregningsfaser knyttet til delvis drenert analyse**

<b>Fase</b>	<b>Fase nr.</b>	<b>Beregning</b>	<b>Poretrykk</b>	<b>Tid [dager]</b>	<b>Loading input</b>
Initial phase	0	K0 procedure	Phreatic	0	Unassigned
Aktivering av last	1	Consolidation (EPP)	Phreatic	1	Staged construction
Utgraving til kote 1 og installering av spunt	2	Consolidation (EPP)	Phreatic	1	Staged construction
Utgraving til kote 0	3	Consolidation (EPP)	Phreatic	7	Staged construction
Utgraving til kote -2 og montering av stiver i nivå A (0 m)	4	Consolidation (EPP)	Phreatic	16	Staged construction
Utgraving til kote -3 og montering av stiver i nivå B (-1 m)	5	Consolidation (EPP)	Phreatic	15	Staged construction
Utgraving til kote -5 og montering av stiver i nivå C (-3 m)	6	Consolidation (EPP)	Phreatic	12	Staged construction
Utgraving til kote -7 og montering av stiver i nivå D (-5 m)	7	Consolidation (EPP)	Phreatic	7	Staged construction
Montering og forspenning av stiver i nivå E (-7 m) til 80 kN/m	8	Consolidation (EPP)	Phreatic	4	Staged construction
Utgraving til kote -8	9	Consolidation (EPP)	Phreatic	4	Staged construction
Støp av betongplate på kote -8, Montering av ekstra stiver nivå A (0 m) og Fjerning av stivere B - E	10	Consolidation (EPP)	Phreatic	47	Staged construction

#### 14.1.4 Materialmodeller

På grunnlag av arbeidet som ble gjort i Kapittel 13 samt innledende analyser, ble det valgt å gå videre med et utvalg materialmodeller. Disse er gitt ved U1, D1, D2, D3, D4 og MC1. De nevnte simuleringene ble vurdert til å kunne gi nyttig informasjon i henhold til oppgavens problemstilling. De fullstendige materialmodellene er gjengitt i Tabell 29, Tabell 30, Tabell 31, Tabell 32 og Tabell 33.



Tabell 29 Materialmodell U1

	Fyllmasse	Topp leire	Midt leire	Bunn leire	Morene
<b>Materialmodell</b>	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
<b>Materialtype</b>	Drained	U.dr. (A)	U.dr. (A)	U.dr. (A)	Drained
$\gamma_{sat}$ [ $kN/m^3$ ]	22	19	19	19	21
$\gamma_{unsat}$ [ $kN/m^3$ ]	19	16	16	16	17
$E_{50}^{ref}$ [ $kPa$ ]	10000	9000	9000	8000	42000
$E_{oed}^{ref}$ [ $kPa$ ]	10000	9000	9000	8000	42000
$E_{ur}^{ref}$ [ $kPa$ ]	30000	27000	27000	24000	126000
$m$ [-]	0,5	1	1	1	0,5
$c'_{ref}$ [ $kPa$ ]	0,1	5	5	5	0
$\phi$ [°]	35	20	24	21	35
$\psi$ [°]	0	0	0	0	5
$\gamma_{0.7}$ [-]	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1300E-3
$G_0^{ref}$ [ $kPa$ ]	54,00E3	33,00E3	54,00E3	33,00E3	110,00E3
$\nu'_{ur}$ [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
$K_0$ [-]	0,4264	0,6547	0,5965	0,6400	0,4264
$R_{inter}$ [-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$K_h$ [ $m/day$ ]	0	0	0	0	0
$K_v$ [ $m/day$ ]	0	0	0	0	0

Tabell 30 Materialmodell D1

	Fyllmasse	Topp leire	Midt leire	Bunn leire	Morene
<b>Materialmodell</b>	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
<b>Materialtype</b>	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma_{sat}$ [ $kN/m^3$ ]	22	19	19	19	21
$\gamma_{unsat}$ [ $kN/m^3$ ]	19	16	16	16	17
$E_{50}^{ref}$ [ $kPa$ ]	10000	9000	9000	8000	42000
$E_{oed}^{ref}$ [ $kPa$ ]	10000	9000	9000	8000	42000
$E_{ur}^{ref}$ [ $kPa$ ]	30000	27000	27000	24000	126000
$m$ [-]	0,5	1	1	1	0,5
$c'_{ref}$ [ $kPa$ ]	0,1	5	5	5	0
$\phi$ [°]	35	20	24	21	35
$\psi$ [°]	0	0	0	0	5
$\gamma_{0.7}$ [-]	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1300E-3
$G_0^{ref}$ [ $kPa$ ]	54,00E3	33,00E3	54,00E3	33,00E3	110,00E3
$\nu'_{ur}$ [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
$K_0$ [-]	0,4264	0,6547	0,5965	0,6400	0,4264
$R_{inter}$ [-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$K_h$ [ $m/day$ ]	1	1,728E-6	1,728E-6	1,728E-6	0,1728
$K_v$ [ $m/day$ ]	1	0,864E-6	0,864E-6	0,864E-6	0,0864

Tabell 31 Materialmodell D2

	Fyllmasse	Topp leire	Midt leire	Bunn leire	Morene
<b>Materialmodell</b>	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
<b>Materialtype</b>	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma_{sat}$ [ $kN/m^3$ ]	22	19	19	19	21
$\gamma_{unsat}$ [ $kN/m^3$ ]	19	16	16	16	17
$E_{50}^{ref}$ [ $kPa$ ]	10000	9000	9000	8000	42000
$E_{oed}^{ref}$ [ $kPa$ ]	10000	9000	9000	8000	42000
$E_{ur}^{ref}$ [ $kPa$ ]	30000	27000	27000	24000	126000
$m$ [-]	0,5	1	1	1	0,5
$c'_{ref}$ [ $kPa$ ]	0,1	5	5	5	0
$\phi$ [°]	35	20	24	21	35
$\psi$ [°]	0	0	0	0	5
$\gamma_{0.7}$ [-]	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1300E-3
$G_0^{ref}$ [ $kPa$ ]	54,00E3	33,00E3	54,00E3	33,00E3	110,00E3
$\nu'_{ur}$ [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
$K_0$ [-]	0,4264	0,6547	0,5965	0,6400	0,4264
$R_{inter}$ [-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$K_h$ [ $m/day$ ]	1	0,864E-4	0,864E-4	0,864E-4	0,1728
$K_v$ [ $m/day$ ]	1	0,432E-4	0,432E-4	0,432E-4	0,0864

Tabell 32 Materialmodell D3

	Fyllmasse	Topp leire	Midt leire	Bunn leire	Morene
<b>Materialmodell</b>	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
<b>Materialtype</b>	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	22	19	19	19	21
$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	16	16	16	17
$E_{50}^{ref}$ [kPa]	10000	9000	9000	8000	42000
$E_{oed}^{ref}$ [kPa]	10000	9000	9000	8000	42000
$E_{ur}^{ref}$ [kPa]	30000	27000	27000	24000	126000
$m$ [-]	0,5	1	1	1	0,5
$c'_{ref}$ [kPa]	0,1	5	5	5	0
$\phi$ [°]	35	20	24	21	35
$\psi$ [°]	0	0	0	0	5
$\gamma_{0.7}$ [-]	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1300E-3
$G_0^{ref}$ [kPa]	54,00E3	33,00E3	54,00E3	33,00E3	110,00E3
$\nu'_{ur}$ [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
$K_0$ [-]	0,4264	0,6547	0,5965	0,6400	0,4264
$R_{inter}$ [-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$K_h$ [m/day]	1	1,728E-3	1,728E-3	1,728E-3	0,1728
$K_v$ [m/day]	1	0,864E-3	0,864E-3	0,864E-3	0,0864

Tabell 33 Materialmodell D4

	Fyllmasse	Topp leire	Midt leire	Bunn leire	Morene
<b>Materialmodell</b>	HS small	HS small	HS small	HS small	HS small
<b>Materialtype</b>	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma_{sat}$ [ $kN/m^3$ ]	22	19	19	19	21
$\gamma_{unsat}$ [ $kN/m^3$ ]	19	16	16	16	17
$E_{50}^{ref}$ [ $kPa$ ]	10000	4500	4500	3000	42000
$E_{oed}^{ref}$ [ $kPa$ ]	10000	4500	4500	3000	42000
$E_{ur}^{ref}$ [ $kPa$ ]	30000	15000	15000	9000	126000
$m$ [-]	0,5	1	1	1	0,5
$c'_{ref}$ [ $kPa$ ]	0,1	5	5	5	0
$\phi$ [°]	35	30	31	30	35
$\psi$ [°]	0	0	0	0	5
$\gamma_{0.7}$ [-]	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1000E-3	0,1300E-3
$G_0^{ref}$ [ $kPa$ ]	54,00E3	33,00E3	54,00E3	33,00E3	110,00E3
$\nu'_{ur}$ [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
$K_0$ [-]	0,4264	0,5000	0,4850	0,5000	0,4264
$R_{inter}$ [-]	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$K_h$ [ $m/day$ ]	1	1,728E-3	1,728E-3	1,728E-3	0,1728
$K_v$ [ $m/day$ ]	1	0,864E-3	0,864E-3	0,864E-3	0,0864

Tabell 34 Materialparametere MC1

	Fyllmasse	Topp leire	Midt leire	Bunn leire
<b>Materialmodell</b>	MC	MC	MC	MC
<b>Materialtype</b>	Dr.	U.dr. (A)	U.dr. (A)	U.dr. (A)
$\gamma_{sat}$ [ $kN/m^3$ ]	22	19	19	19
$\gamma_{unsat}$ [ $kN/m^3$ ]	19	16	16	16
$E$ [ $kPa$ ]	10000	8000	9000	9000
$\nu$ [-]	0,490	0,490	0,490	0,490
$c$ [ $kPa$ ]	0,1	25	40	25
$\phi$ [°]	35	0	0	0
$R_{inter}$ [-]	1	0,8	0,8	0,8
$K_h$ [ $m/day$ ]	0	0	0	0
$K_v$ [ $m/day$ ]	0	0	0	0



# 15 Resultater

I dette kapittelet vil resultatene bli presentert. Alle tall hentet fra PLAXIS er bearbeidet i excel og fremstilles i form av figurer og tabeller med tilhørende beskrivelse. I tilfeller hvor det ble funnet hensiktsmessig ble det også foretatt enkle håndberegninger basert på tilgjengelige teoretiske sammenhenger. Rekkefølgen resultatene vil fremstilles i er som følger:

- Poretrykksutvikling
- Spenningsstier
- Jordtrykk mot spunt
- Forskyvning av spunt
- Bøyemoment i spunt
- Stiverkrefter
- Setninger

Gjennom modelleringsprosessen ble det laget og beregnet et stort utvalg simuleringer. Ettersom forskjellen mellom mange av simuleringene består i små endringer av enkeltparametere, ble det vurdert som fornuftig å gjengi resultatene fra et mindre utvalg simuleringer. Det ble kjørt innledende grove analyser av de forskjellige simuleringene og basert på resultatene ble de mest interessante plukket ut. Det ble valgt å gå videre med følgende modeller:

- U1 : Representerer en udrenert beregning av byggeprosessen. Er basert på resultatene fra de udrenerte treaksialforsøkene som ble bearbeidet gjennom soiltest og videre k0-justert for å gi en mer eksakt udrenert fremstilling.
- D1 : Representerer en drenert beregning av byggeprosessen. materialparameterne er basert på samme grunnlag som U1, men beregningen gjennomføres i henhold til konsolideringsteori. Utgjør beregningen med lavest permeabilitet  $8,64 \cdot 10^{-7} [\frac{m}{døgn}]$ .
- D2 : Samme som D1, men har en høyere permeabilitet  $4,32 \cdot 10^{-5} [\frac{m}{døgn}]$ .
- D3 : Samme som D1, men har høyeste permeabilitet  $8,64 \cdot 10^{-4} [\frac{m}{døgn}]$ .
- D4 : Representerer også en drenert beregning av byggeprosessen. Er til forskjell fra de andre drenerte modellene basert på de drenerte treaksialforsøkene som ble bearbeidet gjennom soiltest. Grunnlaget for denne modellen var tidlige analyser av poretrykksutviklingen ved forskjellige permeabiliteter. De viste at leire med den høyeste permeabilitetsverdien ville gi tilnærmet fullstendig drenert tilstand.

Permeabiliteten ble satt til  $8,64 \cdot 10^{-4} [\frac{m}{døgn}]$ .

- MC1 : Representerer en udrenert beregning av byggeprosessen. Styrken er hentet fra Vedlegg A og stivheten er basert på resultatene fra udrenerte treaksialforsøk. Til forskjell fra resten av modellene er denne basert på materialmodellen Mohr Coulomb og gir derfor en grovere simulering. Tidlige analyser viste likevel at den gav stor likhet med en del av de målte observasjonene foretatt av NGI. MC1 utgjør derfor et nyttig sammenligningsgrunnlag.

Det ble funnet hensiktsmessig å gjengi resultatene fra et utvalg av de mest interessante byggefasene. Ettersom målingene foretatt av NGI (1962) ble foretatt med varierende tidsintervaller er ikke alle de modellerte byggefasene representert. Det er derfor valgt å fokusere på følgende faser i dette kapittelet:

- Fase 3: : Utgraving til kote -2 og montering av stiver i nivå A (0m)
- Fase 4: : Utgraving til kote -3 og montering av stiver i nivå B (-2 m)
- Fase 5: : Utgraving til kote -5 og montering av stiver i nivå C (-3 m)
- Fase 6: : Utgraving til kote -7 og montering av stiver i nivå D (-5 m)
- Fase 8: : Utgraving til kote -8
- Fase 9: : Støp av betongplate på kote-8, montering av ekstra stiver i nivå A (0 m) og fjerning av stiver B-E

### 15.1 Utvikling av poretrykk i kontrollpunkter

Det ble valgt å gjøre en innledende analyse av poretrykksutviklingen i kontrollpunkter ved utgravingsmodellen. Punktene B, C, D og E utgjør disse kontrollpunktene og utviklingen av excess pore pressure er fremstilt i Figur 37. Kontrollen ble gjennomført med tre forskjellige verdier for permeabilitet, alle innenfor teorigrunlaget gitt ved Janbu (1970). Utgangspunktet er ytterverdiene for permeabilitet i leirer, samt en tilnærmet middelvei. De tre forskjellige permeabilitetene som er valgt representeres av tilfellene D1, D2 og D3 som er beskrevet i starten av dette kapittelet. Det er også tatt med en verdi for det udrenerte excess poretrykket ved slutten av hver fase. Ettersom utviklingen av excess poretrykket for det udrenerte tilfellet ikke var lineær gjennom byggefasene er det valgt å ikke trekke linjer mellom punktene da dette ville vært misvisende.

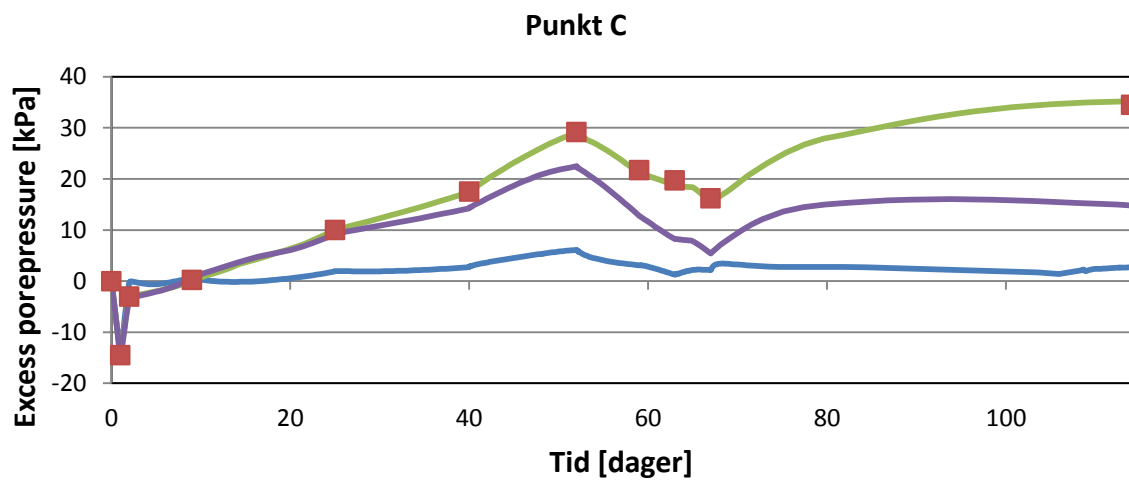
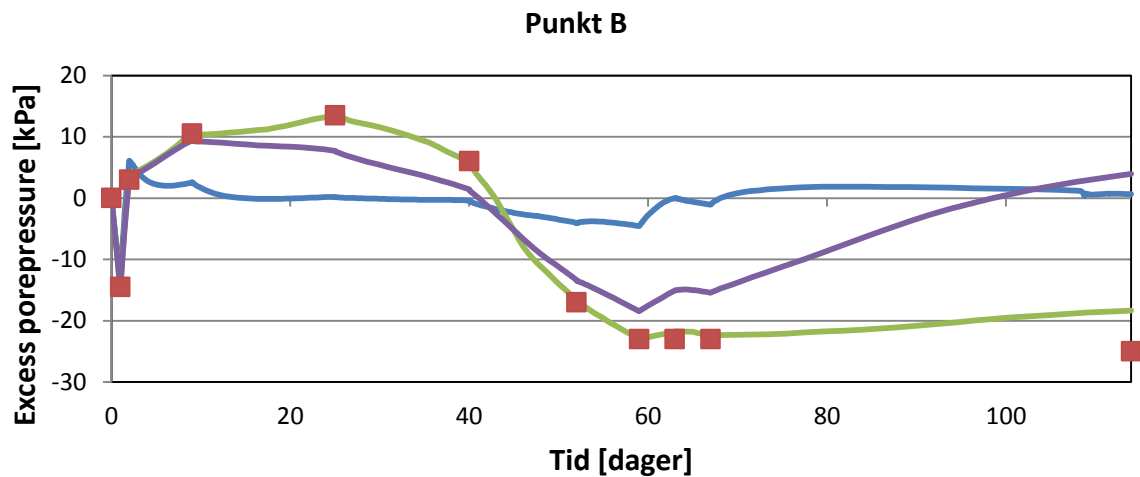
Vi legger merke til at poretrykksutviklingen for det drenerte tilfellet med lav permeabilitet, stort sett sammenfaller med antydningen til det udrenerte tilfellet. Unntaket er ved kontrollpunkt E, som er inne i byggegroppen. Excess pore pressure ligger her allerede fra starten av merkbart høyere enn for de drenerte tilfellene og ved slutten av byggeprosessen er differansen på ca 100 kPa. Også ved punkt B er det et lite avvik mellom udrenert og drenert, lav permeabilitet ved siste byggefase.

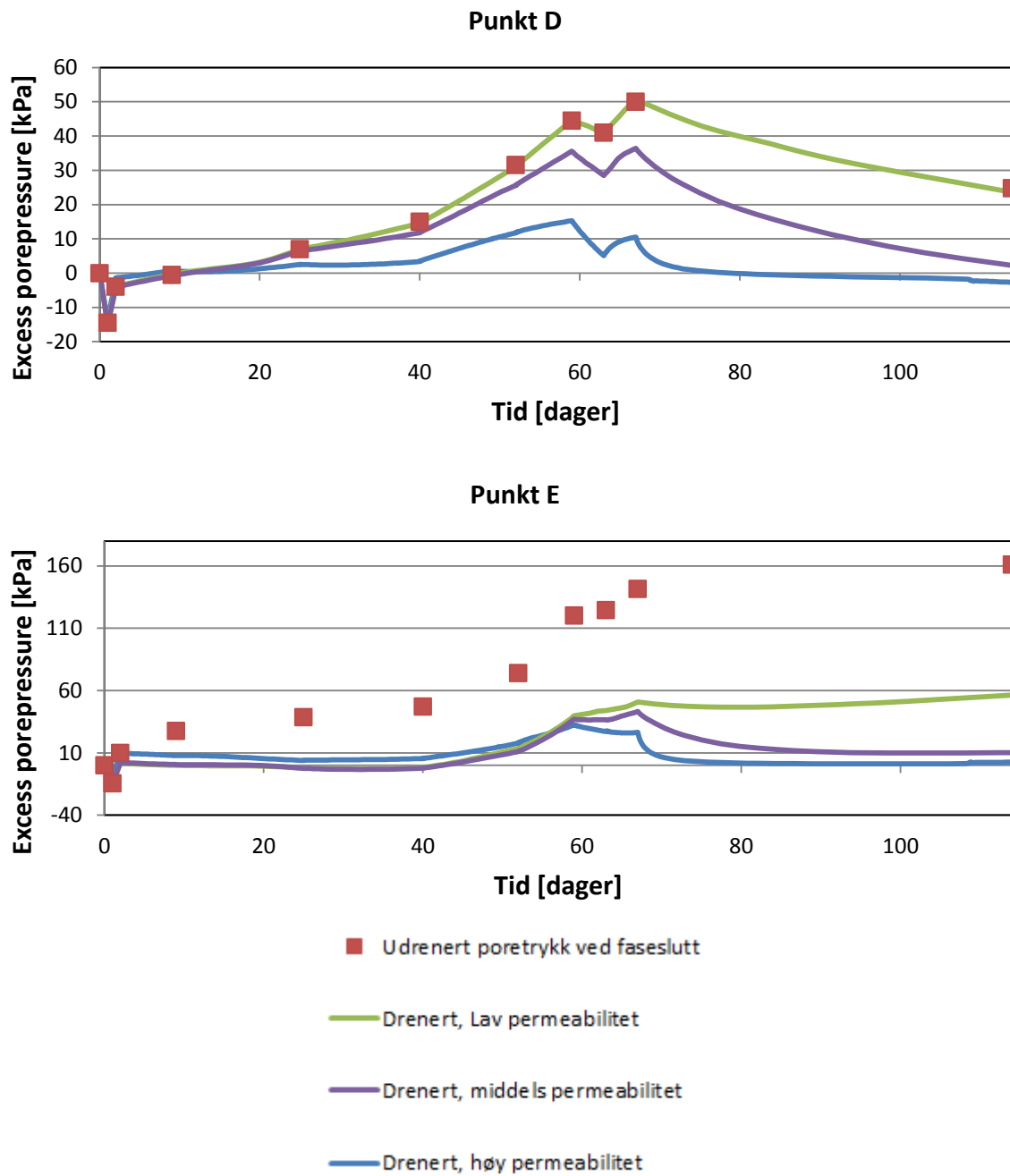


## 15. Resultater

I tilfellet hvor den laveste permeabiliteten er brukt, ser vi at excess pore pressure ligger rundt 0 kPa gjennom store deler av byggeprosessen. Dette gjelder for alle kontrollpunktene. Det er likevel verdt å merke seg at det mellom dag 40 og 70 i byggeprosessen, er excess pore pressure på over 10 kPa ved høy permeabilitet.

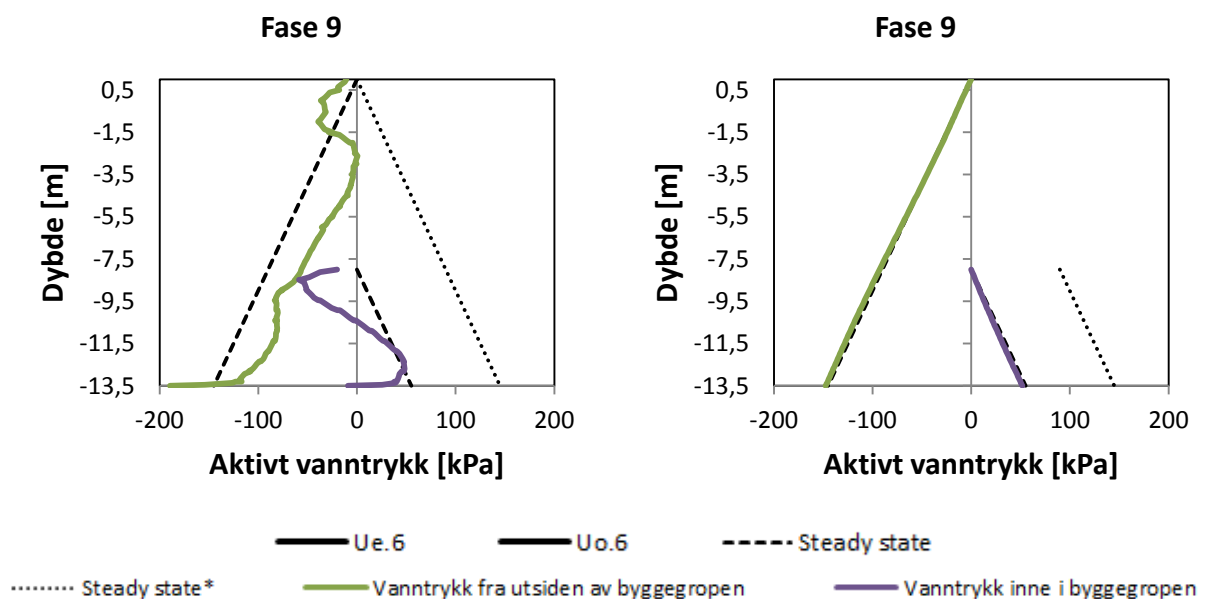
### 15.1.1 Utvikling av excess porepressure i kontrollpunkter





Figur 37 Utvikling av excess pore pressure i kontrollpunkter

## 15.1.2 Vanntrykk mot spuntvegg



Figur 38 Vanntrykk mot spuntvegg, udrenert (til venstre) og drenert, høyeste permeabilitet (til høyre)

## 15.2 Spenningssti ved kontrollpunkter

Spenningsstiene ble hentet fra kontrollpunktene B, C, D og E. Det er valgt å gjengi resultatene i p-q diagrammer som viser spenningsutviklingen til PLAXIS-modellene U1, D2, D3 og D4. Simuleringen D1 ble ikke tatt med ettersom den gav tilnærmet identiske spenningsstier som U1. U1, D2 og D3 har som beskrevet tidligere de samme styrkeparameterne. D4 er basert på de drenerte treaksialresultatene og er dermed ikke k0-justert. Bruddtaket som er tegnet inn i Figur 39 er dermed ikke gjeldende for D4. Det er også valgt å ta med MC-kriteriet i form av en stiplet svart linje, dette for å indikere bruddtaket. MC linjen er beregnet i henhold til parameterne i PLAXIS og er identisk med bruddtaket man oppnår gjennom soiltestfunksjonen for de respektive jordlagene.

Vi ser at spenningsstiene ved kontrollpunkt B er høyst uregelmessige. Av Tabell 35 ser vi at både D2 og D3 ender opp med en middelspenning  $p'$  som har høyere verdi enn utgangspunktet i initialtilstanden.

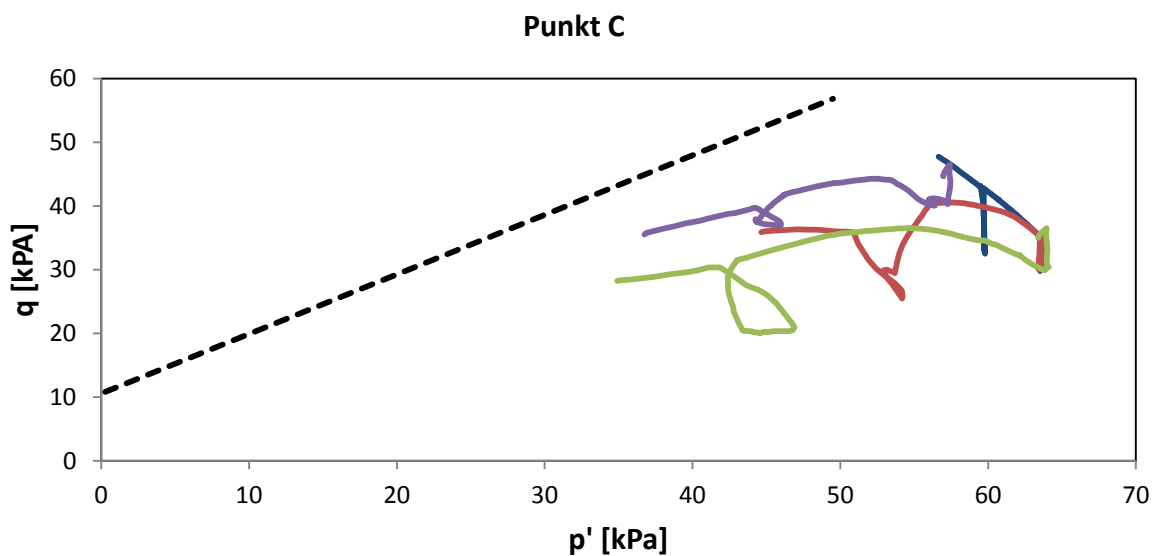
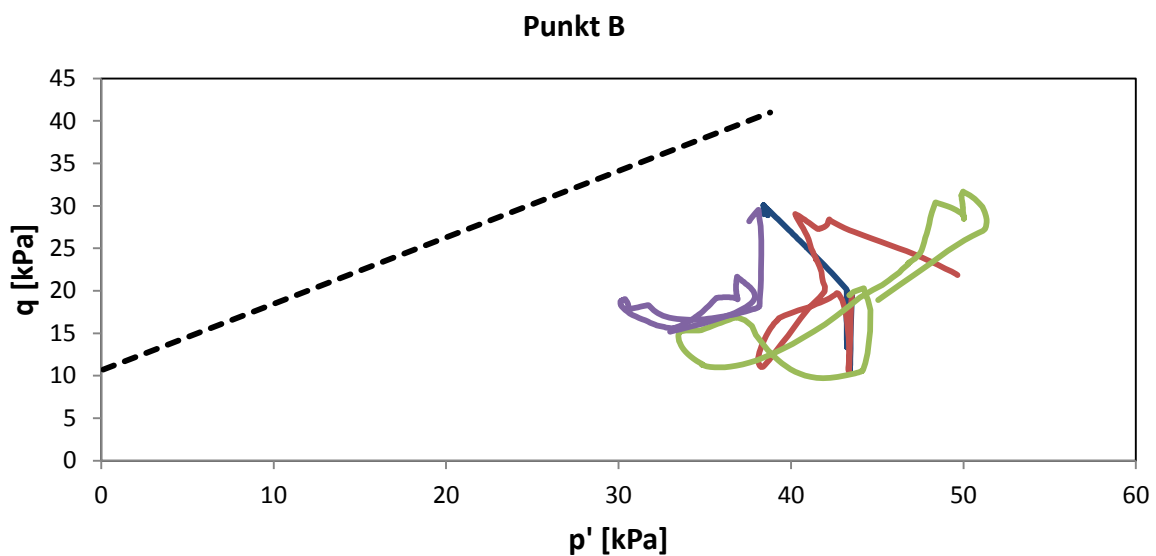
I kontrollpunkt C ser vi jevnere spenningsstier. Fra Tabell 35 og Figur 39 går det også frem at D2, D3 og D4 alle gir reduksjon i middelspenningen  $p'$ . D2 har i likhet med U1 en økning i  $q$ , men modellene D3 og D4 gir en reduksjon i  $q$ .

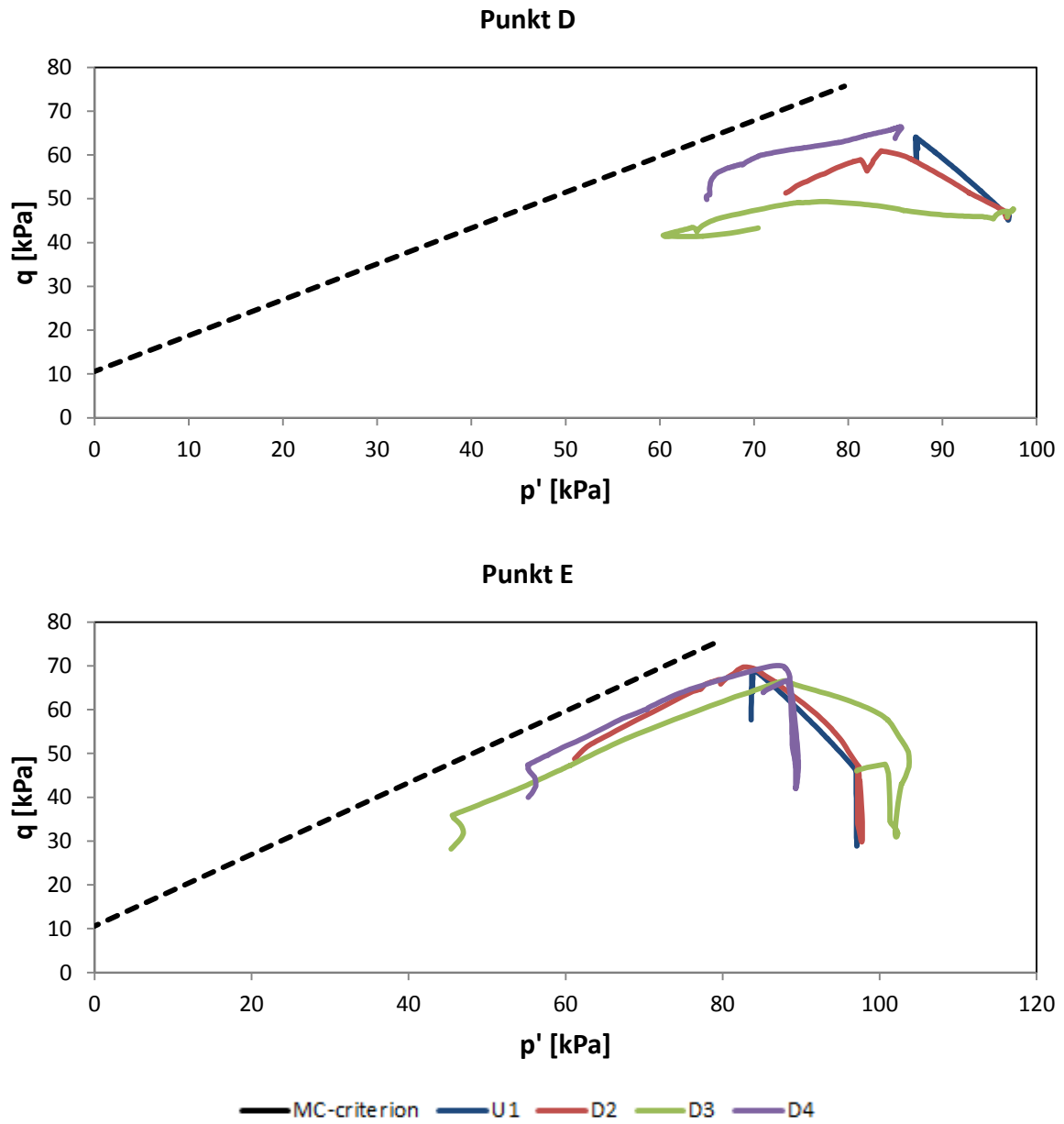
## 15. Resultater

Kontrollpunkt D gir også jevnere spenningsstier. Alle modellene viser en total reduksjon i middelspenning  $p'$ . U1 og D2 har en økning i  $q$ , D3 og D4 viser til en reduksjon i  $q$ . Vi legger merke til at D4 viser en skarp økning i middelspenning  $p'$  mot slutten av byggeprosessen.

Også i kontrollpunkt E viser alle modellene til en nedgang i middelspenning  $p'$ . U1 og D2 har også her en økning i  $q$ , hvorpå D3 og D4 viser til en reduksjon i  $q$ . Vi legger også merke til at spesielt D4 har en påfallende økning i  $p'$  underveis i byggeprosessen. Det går også frem av Figur 39 at D2 og D3 ligger nærmere bruddtaket enn det som er tilfellet ved de andre kontrollpunktene.

### 15.2.1 Spenningssti ved kontrollpunkter





**Figur 39** Spenningsstier for kontrollpunkt B, C, D og E

**Tabell 35 Oversikt av spenningstilstand i kontrollpunkter ved start og slutt for PLAXIS-modeller**

		<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
<b>U1</b>	(p'-q) start	(43, 20)	(63, 35)	(97, 46)	(97, 46)
	(p'-q) slutt	(38, 30)	(57, 48)	(87, 61)	(84, 58)
<b>D2</b>	(p'-q) start	(43, 20)	(63, 35)	(97, 46)	(97, 46)
	(p'-q) slutt	(50, 22)	(45, 36)	(73, 51)	(61, 49)
<b>D3</b>	(p'-q) start	(43, 20)	(63, 35)	(97, 46)	(97, 46)
	(p'-q) slutt	(45, 19)	(35, 28)	(70, 43)	(45, 28)
<b>D4</b>	(p'-q) start	(38, 28)	(57, 45)	(85, 64)	(85, 64)
	(p'-q) slutt	(33, 15)	(37, 36)	(65, 50)	(55, 40)

### 15.2.2 Mobiliseringsgrad $\tau_{rel}$

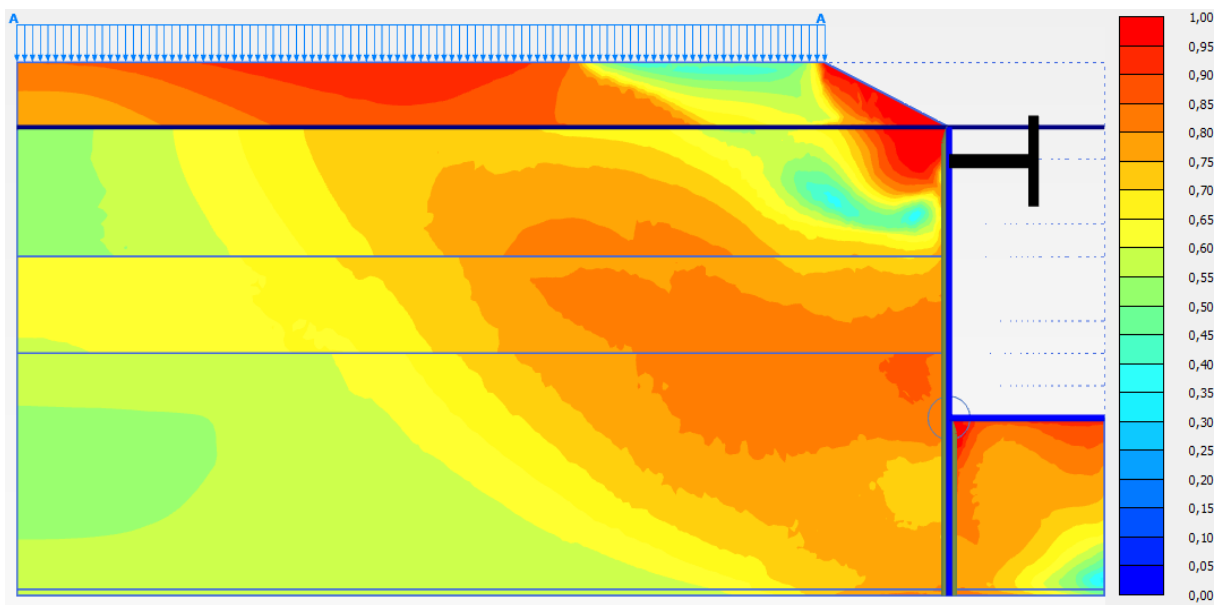
For å supplere spenningsstiene og den informasjonen de gir, ble det valgt å ta med mobiliseringsgraden i jorden fra fase 9. PLAXIS definerer verdien  $\tau_{rel}$  på følgende måte:

$$\tau_{rel} = \frac{\tau_{mob}}{\tau_{max}}$$

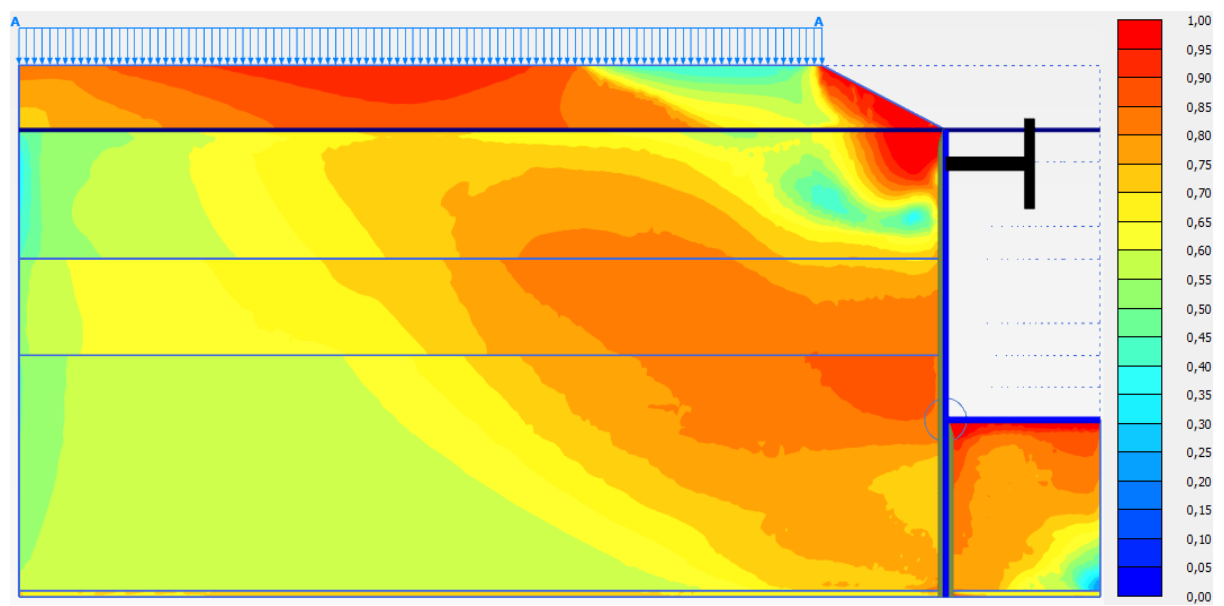
Den mobiliserte skjærstyrken  $\tau_{mob}$  angir skjærspenningen i et gitt punkt.  $\tau_{rel}$  angir den relative skjærspenningen som indikerer spenningstilstanden i et punkt relativt til bruddgrensen.  $\tau_{max}$  er den maksimale verdien for skjærspenning i sett i et tilfelle hvor Mohrs sirkel utvides slik at den kommer i kontakt med bruddlinjen, samtidig som sentrum av Mohrs sirkel holdes konstant.

Alle simuleringene viser nær full mobilisering i området ved stivernivå A (0 m). Foruten dette området viser også U1, D1, D2 og D3 en høyere grad av mobilisering mellom kote -3 og -9 samt området inne i byggegropen. Vi ser at mobiliseringsgraden i U1 og D1 er temmelig like. Det antydes likevel at en litt større andel av jorden mellom kote -6 og -8 har en høyere mobiliseringsgrad i D1 enn ved U1. Også D2 og D4 viser en tydelig likhet. Til forskjell fra U1 og D1 antyder disse simuleringene en lavere mobilisering av jorden fra kote -9 og ned til grunnfjell. En større del av jorden er dog mobilisert høyt mellom kote -3 og -9, hvor D3 antyder grad av mobilisering. Vi ser også at D2 angir størst mobiliseringsgrad av jorden inne i byggegropen. D4 utviser lavest mobilisering av alle simuleringene, men vi vet også at denne har et bruddtak som ligger høyere, sett i forhold til bruddtaket som vises i spenningsstigurene.

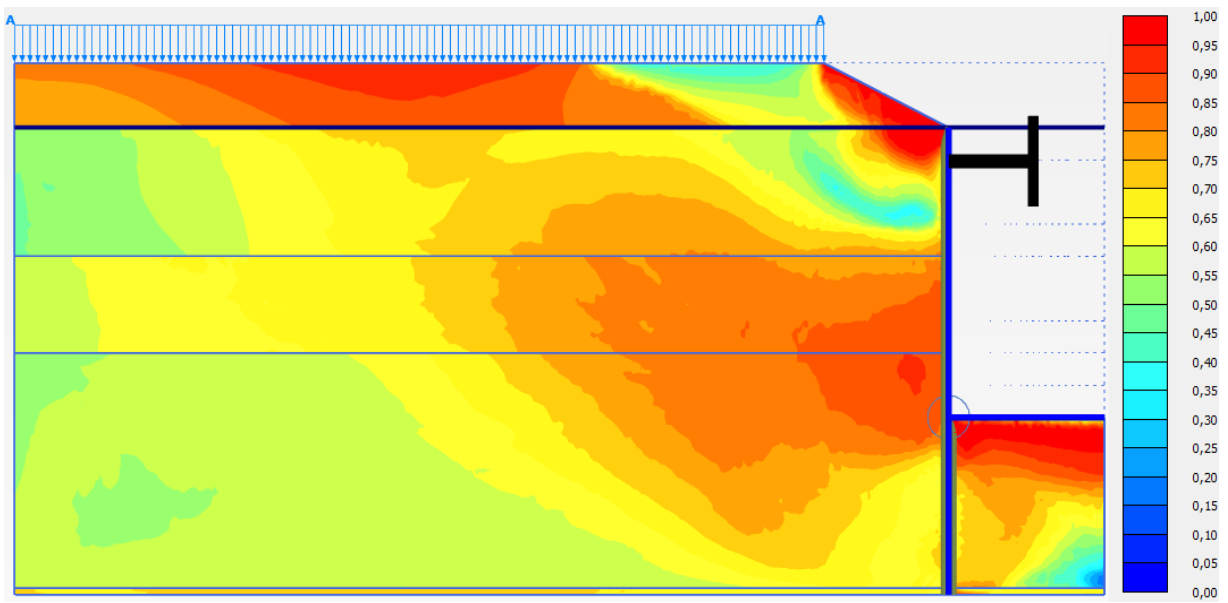
Innledende analyser viste også at andre faser i byggeprosessen hadde mobiliseringsgrad som lå på samme nivå som resultatene fra fase 9.



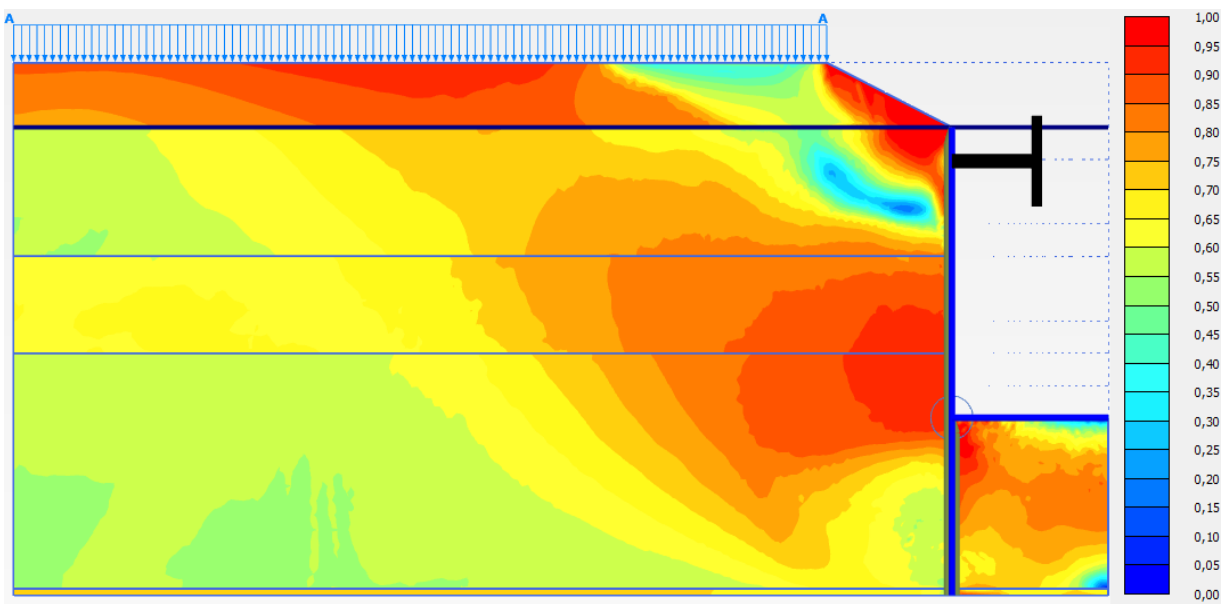
**Figur 40 Mobiliseringsgrad U1, fase 9**



**Figur 41 Mobiliseringsgrad D1, fase 9**

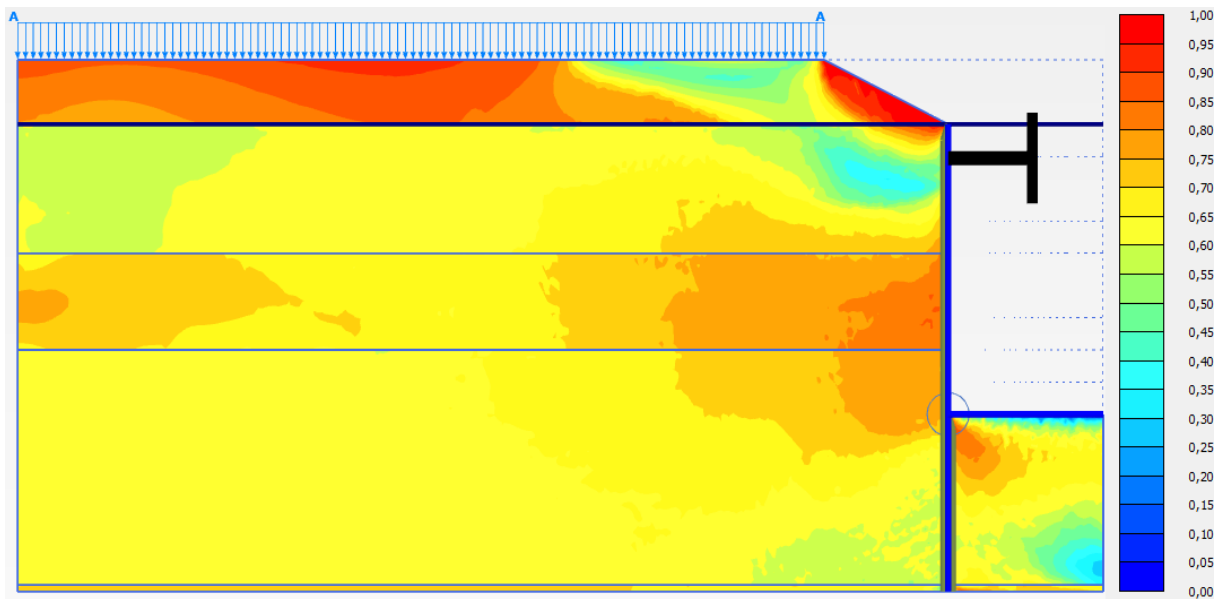


**Figur 42 Mobiliseringsgrad D2, fase 9**



**Figur 43 Mobiliseringsgrad D3, fase 9**





Figur 44 Mobiliseringsgrad D4, fase 9

### 15.3 Jordtrykk på spunt

Jordtrykkene ble beregnet som totale jordtrykk  $\sigma_N$ . I den grafiske fremstillingen vist i Figur 45, ble de virkelige jordtrykkene sammenlignet med dem hentet fra PLAXIS-modellene U1, D2, D4 og MC1 i siste fase. I rapporten fra NGI var det også tilgjengelig jordtrykksmålinger fra før utgravingen startet, men disse var fortsatt preget av poreovertrykk fra spuntrammingen og ble derfor ikke tatt med. U1 og D4 er tatt med for å danne ytterpunktene ved de modellerte jordtrykkene. U1 representerer det udrenerte tilfellet og D4 et mer eller mindre fullstendig drenert tilfelle, med drenerte styrke- og stivhetsparametere. D2 ble også tatt med for å se hvordan den delvis drenerte oppførselen betegnet seg. MC1 ble tatt med som et sammenligningsgrunnlag i siste fase, ettersom denne simuleringen hadde størst likhet med de virkelige forskyvningene. Det ble også tatt med grove, klassiske jordtrykksfordelinger i siste fase. For enkelhets skyld ble  $r$  satt lik 0.5 og  $K = 2.3$ . Ligningsgrunnlaget var som følger:

$$p_a = \sigma_v - K \cdot s_u^A$$

$$p_p = \sigma_v + K \cdot s_u^P$$

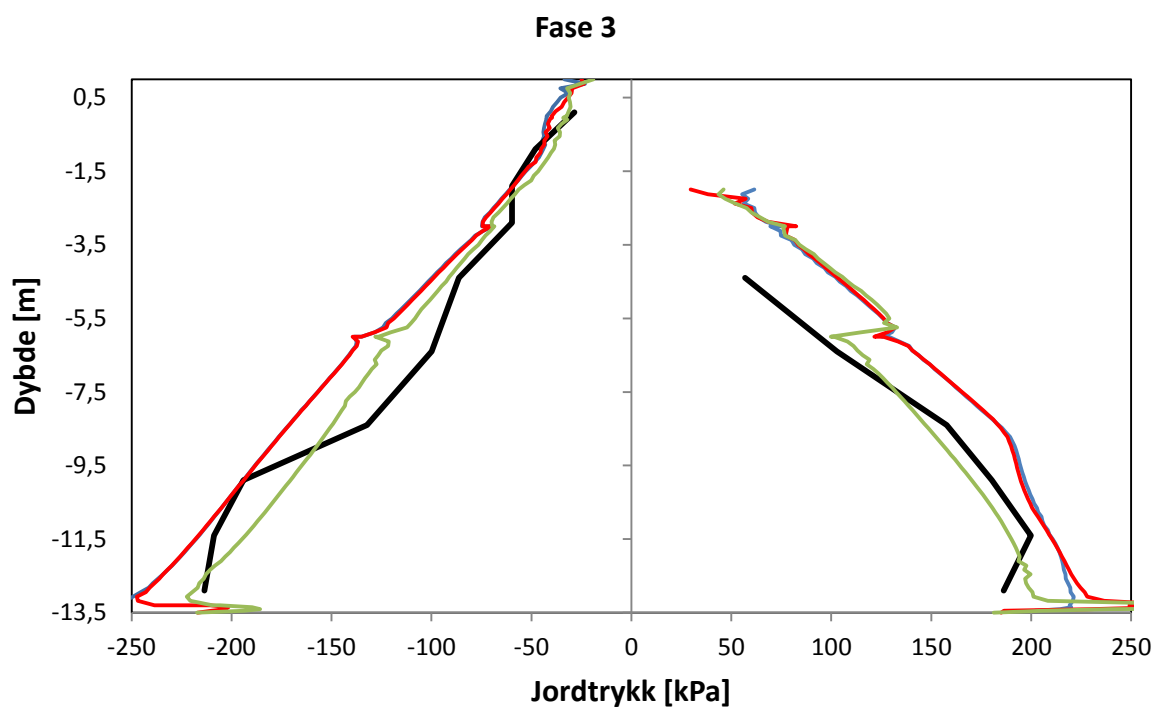
Vi legger merke til at U1 og D2 stort sett er helt lik i alle byggefasene. Unntaket er fase 9 hvor D2 gir et litt høyere jordtrykk på innsiden av spuntveggen. I fase 3 ser vi at alle simuleringene gir relativt like jordtrykk ned mot ca. kote -6. Derfra og ned viser D4 tendens til lavere jordtrykk og gir dermed den største likheten med de virkelige målingene. Fase 4 bærer mange av de samme trekkene som fase 3. alle modellene gir temmelig like verdier ned til kote -6 og hvor D4 igjen gir lavere jordtrykk og har god overenstemmelse med de virkelige målingene. Det er imidlertid verdt å merke seg at U1 og D2 har en økning i jordtrykk mellom kote 0,5 og -2 som ikke blir fanget opp av D4.

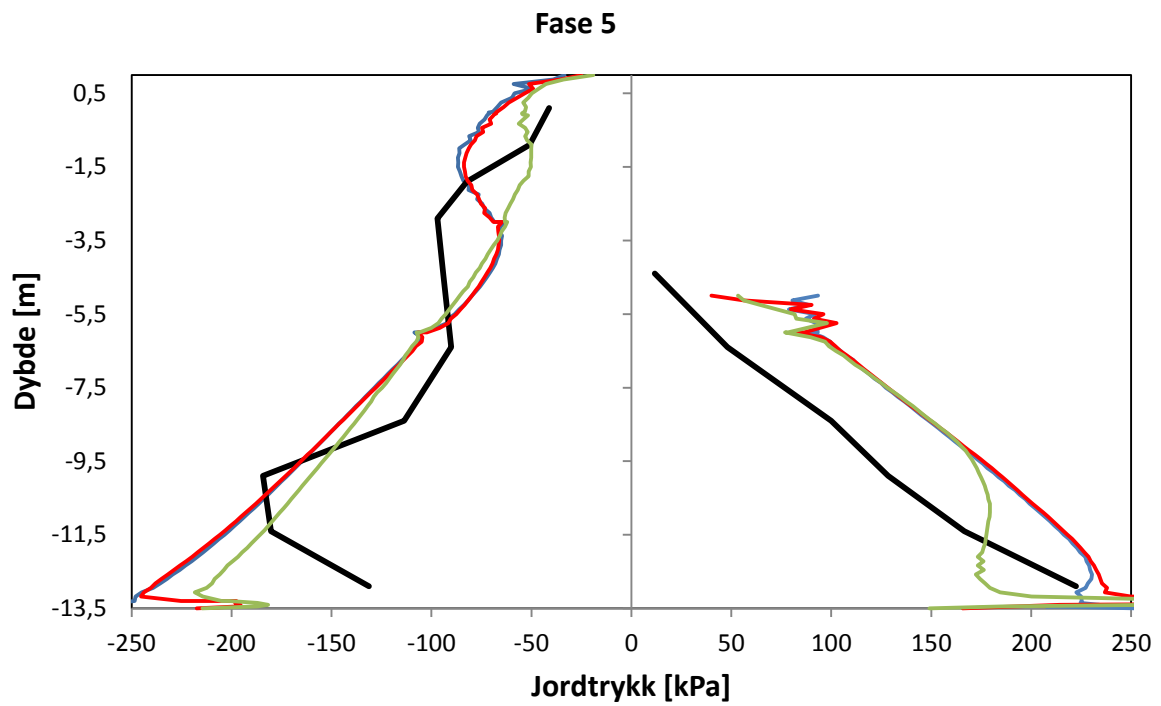
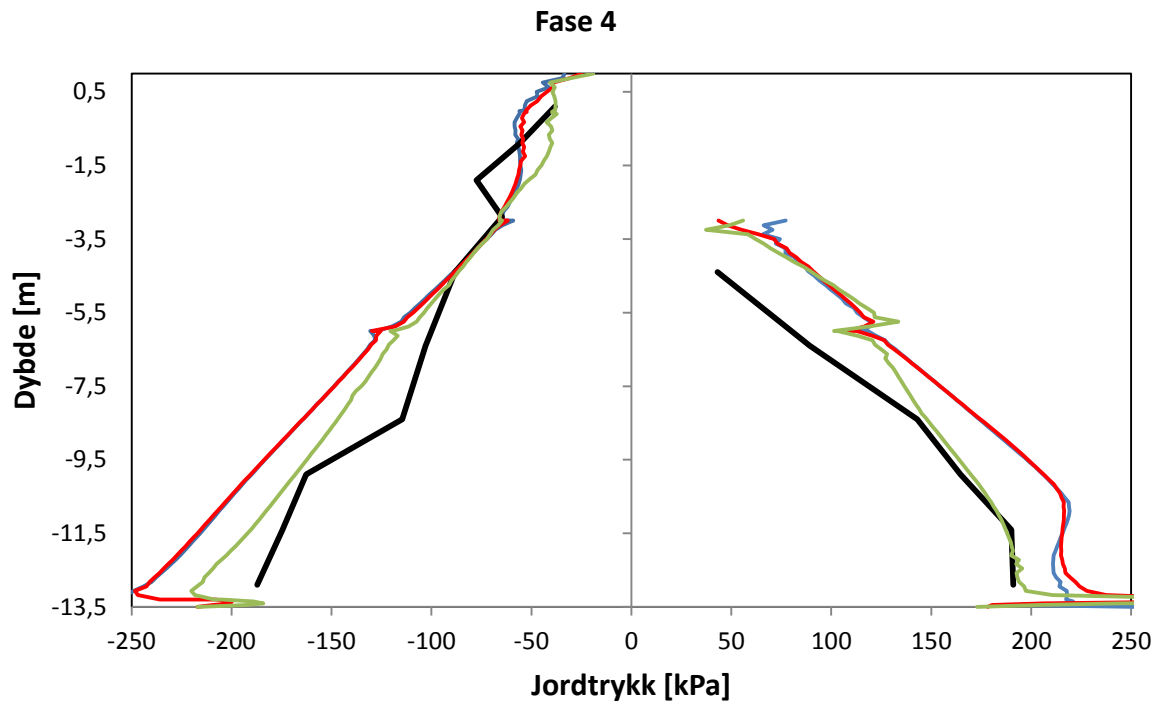
## 15. Resultater

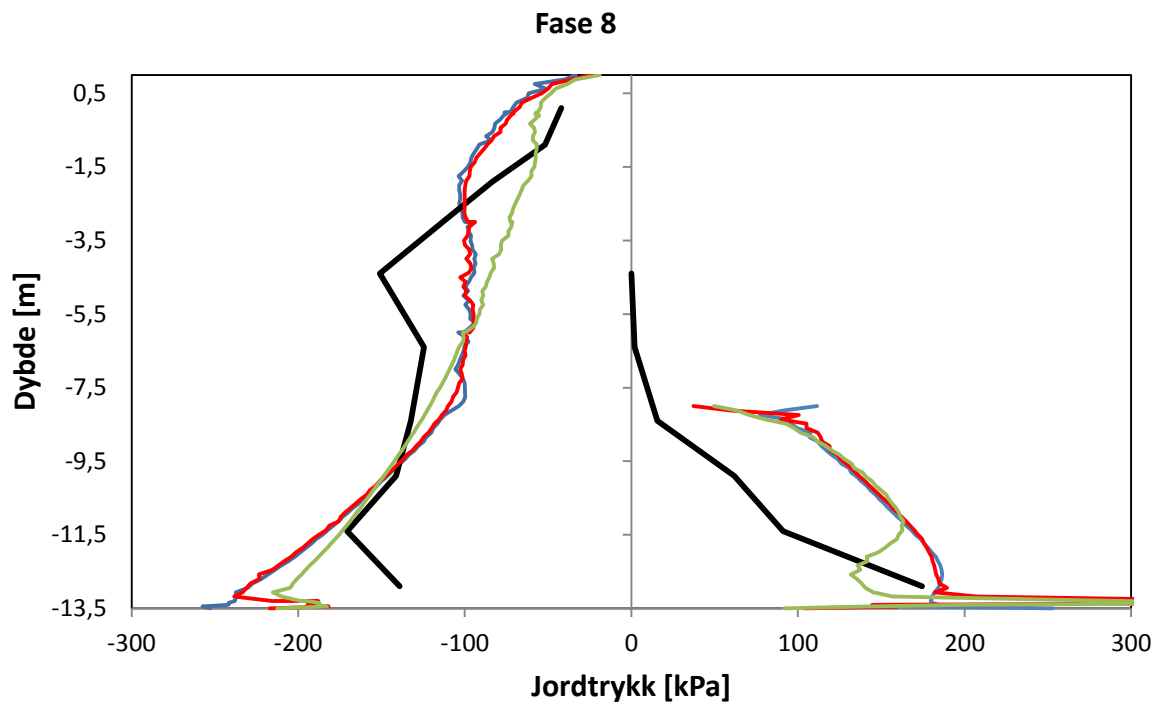
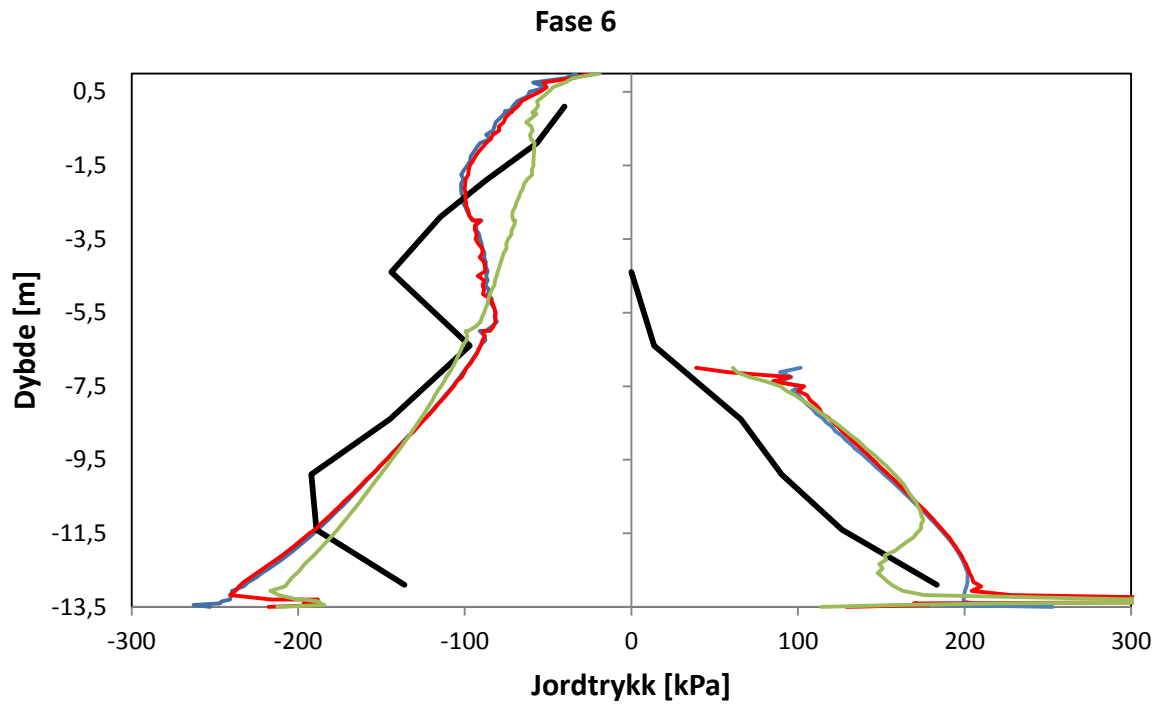
I fase 5 ser vi at jordtrykket fra utsiden på spunten ikke har en karakteristisk lineær økning. De virkelige målingene indikerer i likhet med U1 og D2 en markant økning i jordtrykket ved øvre del av spunten, men ikke på helt samme kotenivå. U1 og D2 har økningen mellom kote 0,5 og -3, men de virkelige jordtrykkene indikerer at denne økningen skjer mellom kote -1 og ca. -5. Vi legger merke til at de simulerte jordtrykkene på innsiden av byggegropen alle avviker merkbart fra de virkelige verdiene. Det går også frem av de virkelige målingene at jordtrykkene ved denne fasen har endret seg fra kote -11,5 og ned mot grunnfjell. Trykket på spunten fra utsiden viser en markant reduksjon, samtidig som trykket innenfra på spunten har en økning i dette sjiktet, sammenlignet med tidligere faser.

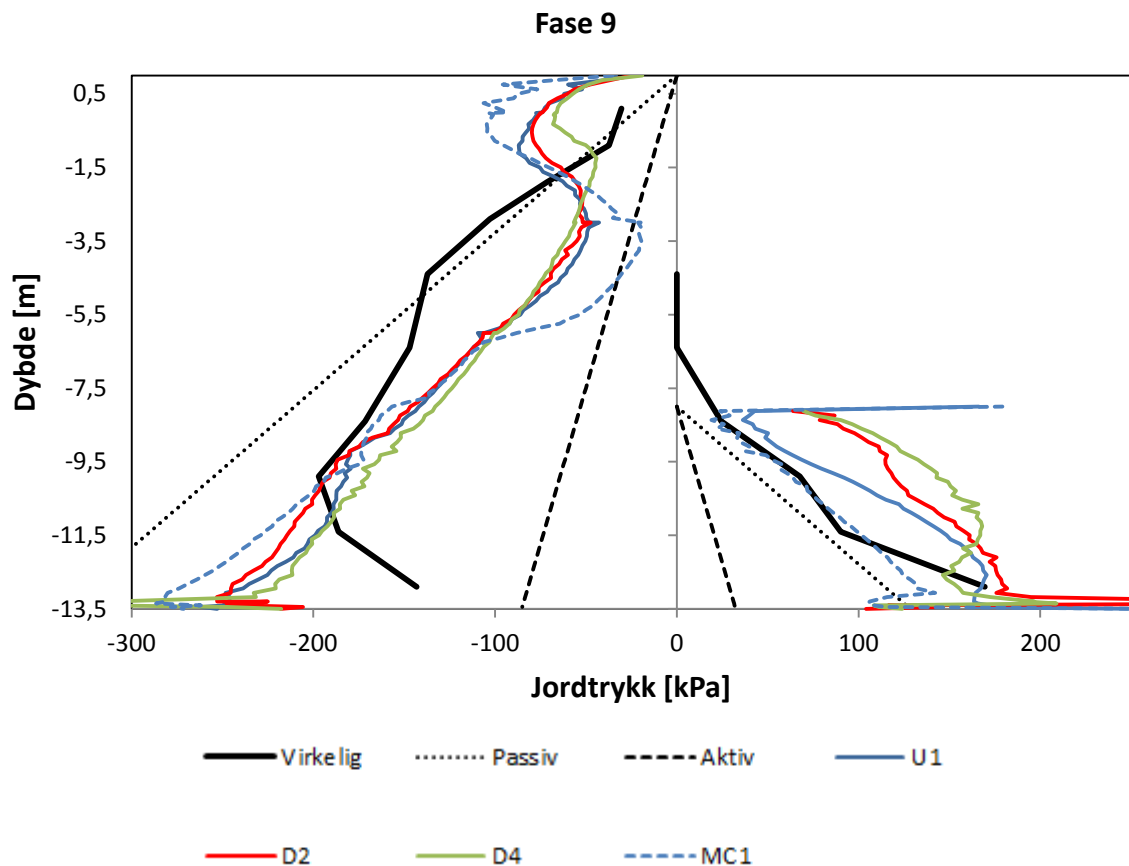
Fase 6 og 8 bærer i stor grad de samme trekkene som ble beskrevet for fase 5. Økningen i jordtrykk ved den øvre delen av spunten er blitt enda mer markant og har muligens forflyttet seg litt lenger ned i forhold til fase 5.

Ved fase 9 er det valgt å legge til grove verdier for passivt og aktivt jordtrykk, samt modellen MC1. Vi ser at de simulerte jordtrykkene på utsiden av spunten ligger mellom et tenkt passivt- og aktivt jordtrykk, men utviser ingen utpreget likhet med de virkelige målingene. På innsiden av spunten ser vi at D2 for første gang har et merkbart forskjellig jordtrykk fra U1. Det er for øvrig også de to udrenerte modellene U1 og MC1 som etterligner det virkelige jordtrykket på innsiden av spunten i størst grad. Selv om MC1 gir størst likhet på innsiden av spunten, gir den om mulig større forskjell fra de registrerte målingene på utsiden, sammenlignet med de andre PLAXIS-modellene.









**Figur 45 Jordtrykk mot spunt fase 3 til fase 9**

## 15.4 Forskyvning av spunt

NGI (1962) instrumenterte i arbeidet på Vaterland flere spunter, hvorav spuntpel 12a, 9 og 18a var mest nøyaktig dokumentert. Av disse tre er det spunt 12a som er gjengitt med flest avlesningsdager og dermed kan sammenlignes med flere av de modellerte byggefasene. Spunt 9 og 18a hadde færre avlesningsdager og ikke alle dagene sammenfalt tilstrekkelig med byggeprosessen slik den ble modellert. Av resultatene i Figur 46 ser vi spunt 12a er registrert med størst utbøying i samtlige byggefaser. Detaljer i NGI sin rapport viser at spunt 12a er plassert med spunt 9 og 18 på hver sin side. Videre ser vi at alle de virkelige utbøyingene indikerer at maksimalutbøyingen i fase 8 og 9 ligger ved ca. kote -8. Tabell 36 antyder at maksimalutbøyingen for pel 9 og 18a ligger i overkant av 18 cm, hvorpå pel 12a viser til en utbøying på hele 24 cm.

Forskyvningen i toppen av spunten varierer mellom de tre virkelige målingene. Spunt 12a viser fra fase 4 at toppunktet på spunten forskyves ut av byggegropen. Spunt 18a antyder også denne typen forskyvning i toppen, men i enda større grad. Spunt 9 står i kontrast til de to førstnevnte. Her indikerer målingene fra fase 6 og 8 at toppunktet forskyves inn i selve

byggegropen i forhold til en tenkt nullpunktlinje, noe som sammenfaller meget bra med de modellerte forskyvningene U1, D2, D4 og MC1.

I fase 3 og 4 er de registrerte forskyvningene relativt små, og formen på utbøyningen ved U1, D2, D4 og MC1 samsvarer til en viss grad med de registrerte verdiene. Det fremgår at D4 og MC1 har en større utbøyning nærmere grunnfjellet enn det som blir modellert av U1. Videre i fase 5 og 6 ser vi at de modellerte forskyvningene er merkbart mindre enn de registrerte. MC1 følger den virkelige forskyvningen best av modellene og ligger ikke langt unna formen gjengitt ved spunt 9 og 18a i fase 6. Det går også frem at MC1 har en god likhet med de registrerte forskyvningene fra kote -9,5 og ned mot grunnfjell. Vi noterer også at området hvor maksimalforskyvningen opptrer sammenfaller bra mellom modeller og virkelighet i fase 5 og 6.

I fase 8 og 9 er avviket mellom modellerte- og registrerte forskyvninger enda større. MC1 er igjen mest lik de virkelige forskyvningene, men avviker her merkbart, noe også Tabell 36 antyder. Spunt 12a viser en merkbar knekk ca. ved kote -8, noe ingen av de modellerte eller supplerende målingene fra spunt 9 og 18a viser. Vi ser at området med maksimal utbøyning samstemmer bra mellom modeller og virkelighet i fase 8. I fase 9 derimot antyder U1, D2 og D4 en maksimal utbøyning ca. ved kote -4, hvorpå de virkelige forskyvningene viser at dette skjer ved kote -8. MC1 er ikke fullt så tydelig på maksimal utbøyingspunkt, men har antydninger til en knekk ved kote -9.

Vi legger også merke til at ingen av de registrerte forskyvningene er målt helt til grunnfjell. Vi kan dermed ikke fastslå om spuntene har forflyttet seg ved grunnfjellet eller ikke.

Gjennom teori gitt av Clough og O'Rourke (1990) er det mulig å sammenligne de simulerte og virkelige maksimale forskyvningene med semiempiriske verdier. Figur 3 fra Kapittel 9 er blitt brukt til å vurdere utbøyningen ved fase 8 og 9. Ettersom den gjennomsnittlige stiveravstanden er forskjellig i de to fasene ble det gjort to avlesninger. i fase 8 gav avlesninger  $\delta_{hm} = 9 \text{ cm}$ . Det ble valgt en sikkerhet mot grunnheving på 1.0, ellers ble følgende verdier lagt til grunne for avlesningen:

$$[EI/(\gamma_w h_{avg}^4)] = 390$$

$$EI = 62.4 \cdot 10^3 \text{ [kNm}^2\text{]}, \gamma_w = 10 \text{ [kN/m}^3\text{]}, h_{avg} = 2 \text{ [m]} \text{ og } h_e = 9 \text{ [m]}$$

I fase 9 ble sikkerheten mot grunnbrudd temmelig avgjørende for avlesningsresultatet. Ettersom det i denne fasen var lagt et betongdekke ved bunn ble det antatt at sikkerheten mot bunnheving økte. Den store avstanden mellom avstiverne gav også problemer ved avlesning ettersom en sikkerhet på mindre enn 1,4 førte til uendelig forskyvninger. I dette tilfellet ble det valgt å gi et avgrensningsområde på maksimalforskyvningen.  $\delta_{hm}$  ble avlest til å ligge i

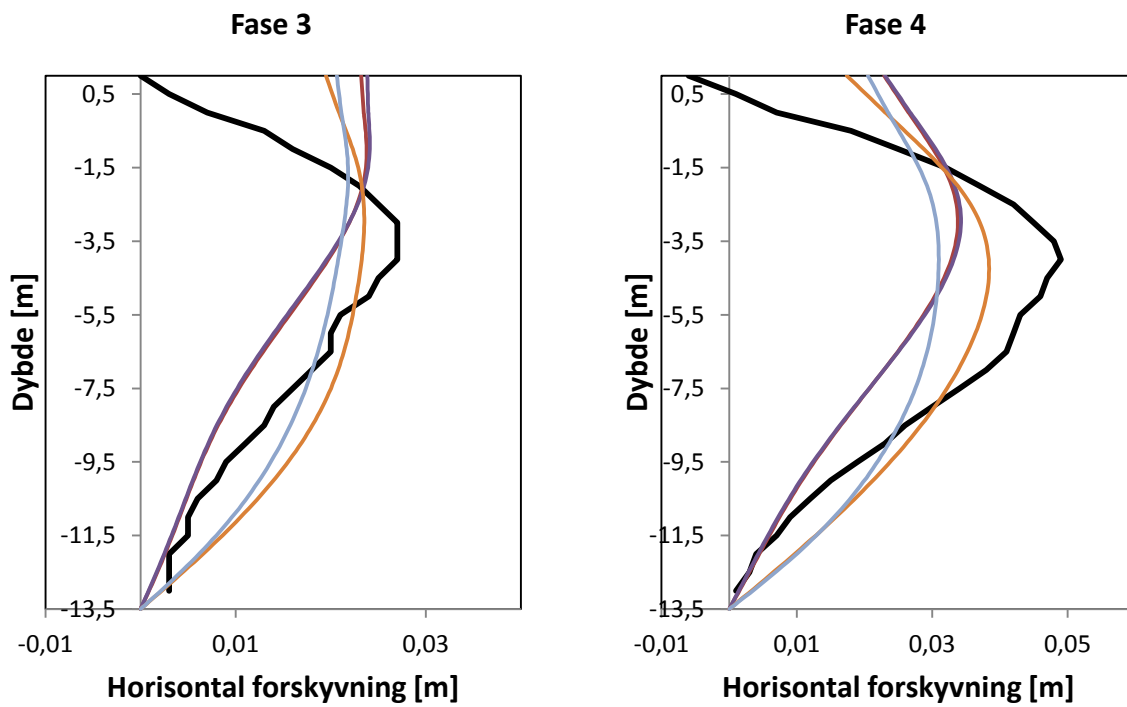
## 15. Resultater

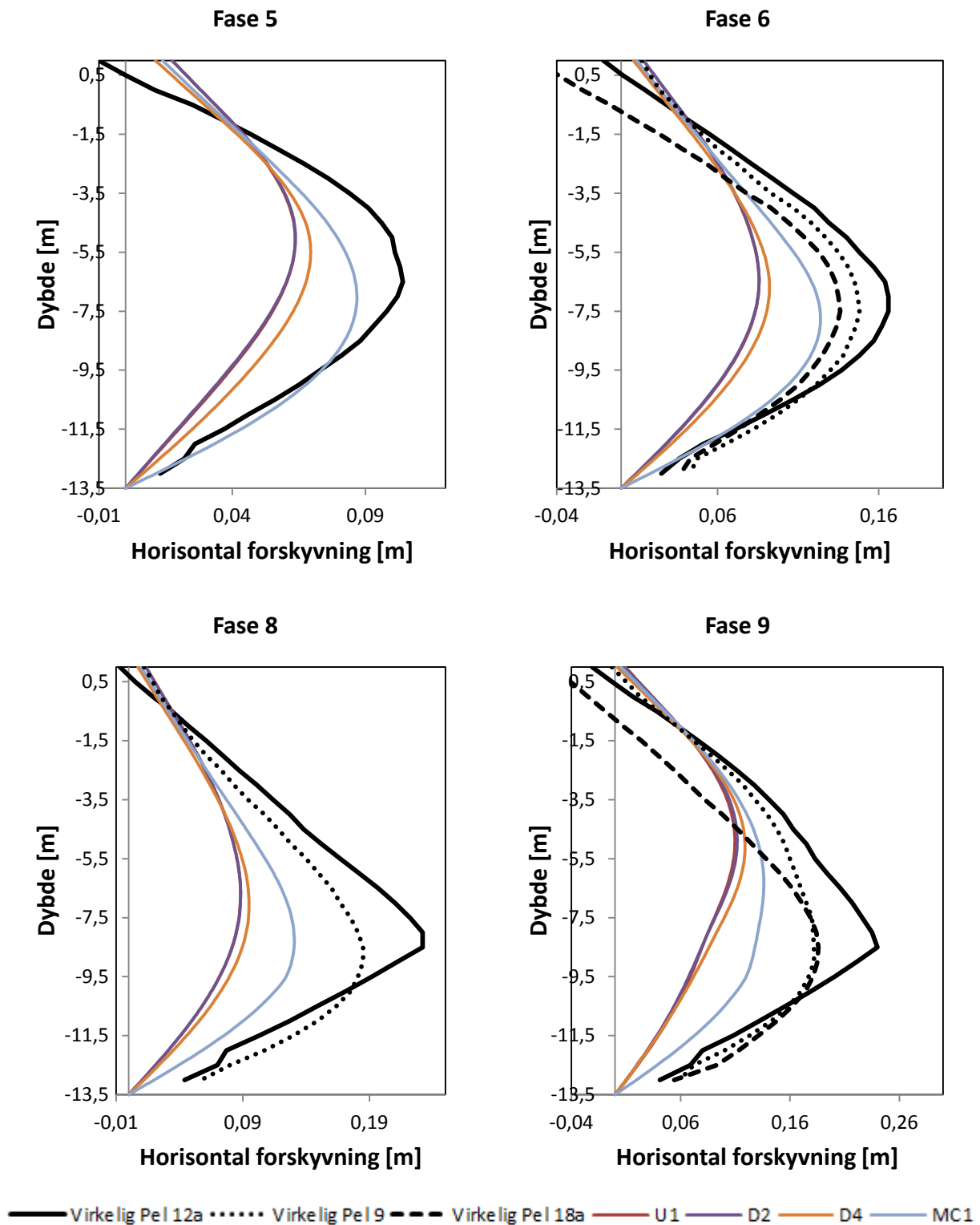
området 9 cm til 18 cm med sikkerhet mot bunnheving på henholdsvis 2.0 og 1.4. ellers ble følgende verdier lagt til grunne:

$$\left[ EI / (\gamma_w h_{avg}^4) \right] = 1,5 \rightarrow \text{settes lik laveste figurverdi}$$

$$EI = 62.4 \cdot 10^3 \text{ [kNm}^2\text{]}, \gamma_w = 10 \text{ [kN/m}^3\text{]}, h_{avg} = 8 \text{ [m]} \text{ og } h_e = 9 \text{ [m]}$$

### 15.4.1 Utbøying av spunt





Figur 46 Forskyvning av spunt fase 3 til fase 9



Tabell 36 Maksimal utbøying av spunt [cm]

	Spunt 12a	Spunt 9	Spunt 18a	U1	D2	D4	MC1
<b>Fase 3</b>	2,7	-	-	2,4	2,4	2,4	2,2
<b>Fase 4</b>	4,9	-	-	3,4	3,4	3,8	3,1
<b>Fase 5</b>	10,4	-	-	6,4	6,4	6,9	8,7
<b>Fase 6</b>	16,6	14,8	13,6	8,6	8,6	9,2	12,4
<b>Fase 8</b>	23,2	18,5	-	8,8	8,8	9,5	13,1
<b>Fase 9</b>	24	18,2	18,6	11,0	11,2	11,9	13,6

## 15.5 Momentkrefter i spunt

Det var ingen registrerte verdier for momentkrefter i rapporten fra NGI. Det ble likevel funnet interessant å studere momentutviklingen i spunten, spesielt med tanke på den elastoplastiske grenseverdien spunten innehar. Det ble valgt å fremstille U1, D4 og MC1 i Figur 47. U1 og D4 representerer ytterpunktene med tanke på dreneringen som er modellert, samtidig er MC1 nyttig ettersom denne hadde størst likhet med forskyvningene som ble registrert.

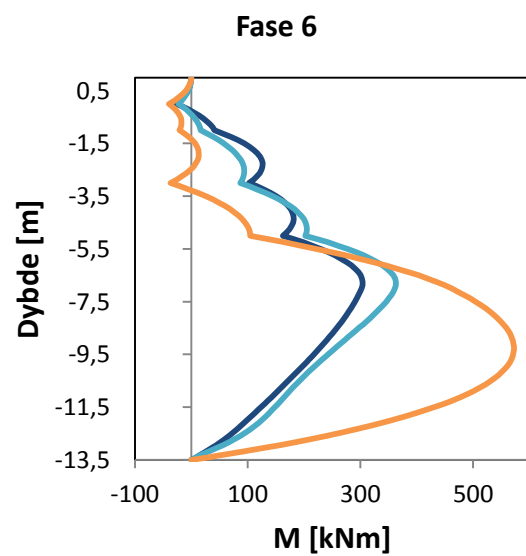
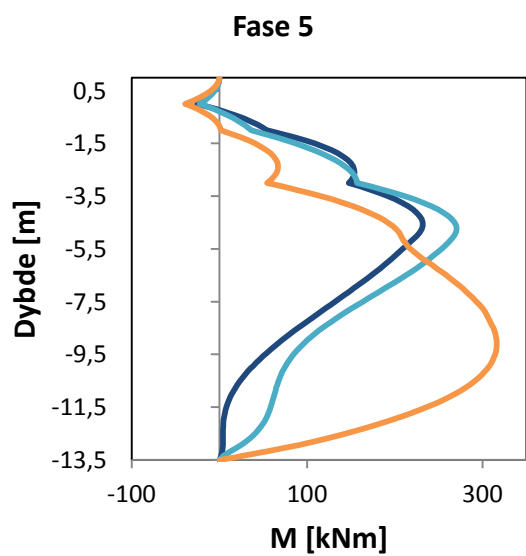
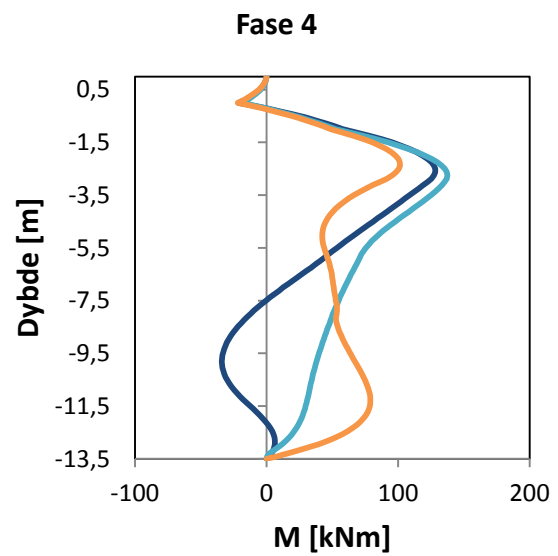
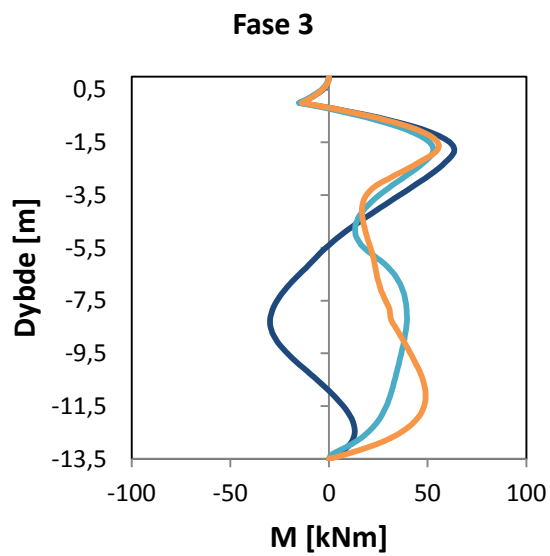
I fase 3 og 4 er U1, D4 og MC1 temmelig like fra toppen av spunten ned til kote -5. De to førstnevnte har en viss likhet også videre ned mot grunnfjellet, men U1 viser til et motsatt rettet moment i dette sjiktet. Den totale differansen modellene viser i sjiktet mellom grunnfjell og kote -5 ligger i området 60 – 90 kNm.

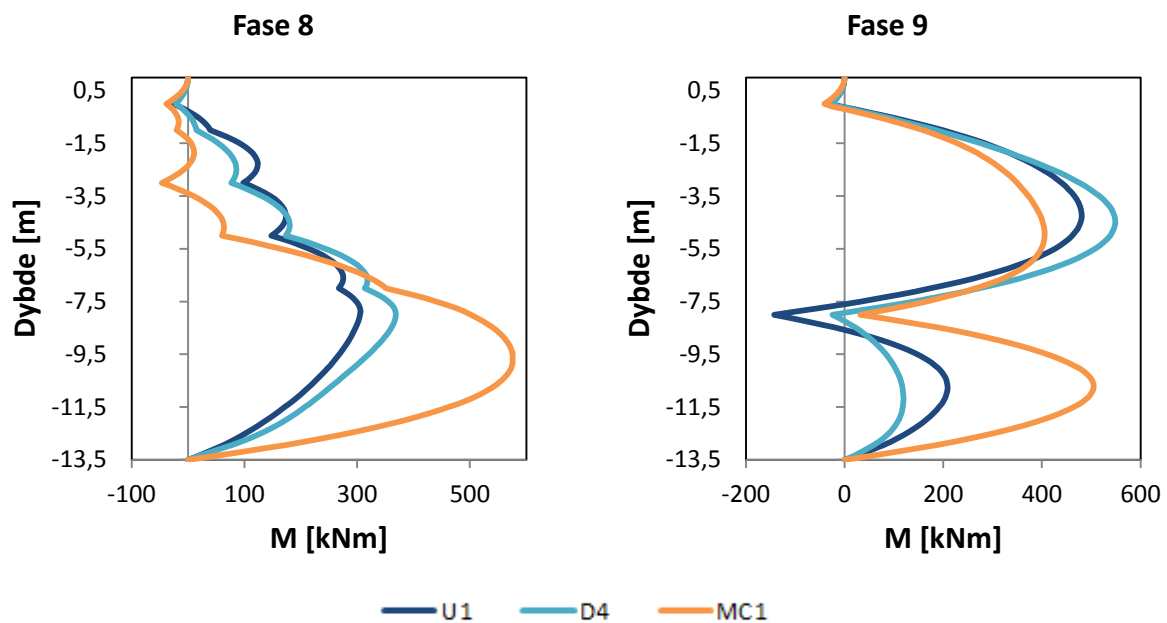
I fase 5 og 6 har likheten i momentprofilene endret seg. Det er nå U1 og D4 som fremviser størst likhet og dette gjelder langs hele spuntlengden. MC1 har lavest verdi på momentprofilet ned til kote -6. Fra kote -6 og videre ned viser den vesentlig større utslag på momentprofilet enn modellene U1 og D4. Tabell 37 indikerer i fase 5 en forskjell på 45 kNm mellom MC1 og D4, og 84 kNm mellom MC1 og U1. I fase 6 blir differansene markant større, henholdsvis 209 kNm og 268 kNm. Det er også verdt å merke seg at kotenivået maksimalmomentet opptrer på ved MC1 er en del lavere enn ved de andre modellene.

Det går frem av Tabell 37 og Figur 47 at fase 8 er i stor grad lik fase 6 med tanke på maksimalmomenter og profiler. Det er verdt å merke at den visuelle innvirkningen av at stiver E har blitt installert ikke synes så godt ved MC1 modellen. Vi ser av Figur 47 at maksimalmomentene gitt ved U1 og D4 i fase 9, opptrer ved forskjellig kotenivå sammenlignet med MC1. Sistnevnte har sin maksimale verdi ved kote -9,5 og de to andre ved kote -4,5. Vi legger også merke til at det nå er D4 som har størst momentutslag med 549 kNm. I forhold til den plastiske momentkapasiteten er det bare MC1 som oppnår denne. Det skjer nesten ved fase 6 og 8, før den reduseres i fase 9. blant de andre simuleringene kommer D3 og D4 nærmest grensen, men dette skjer bare i fase 9.

Tabell 37 Maksimale bøyemomenter [kNm] fase 3 til fase 9

Fase	U1	D1	D2	D3	D4	MC1
3	64	62	66	77	53	56
4	128	125	136	160	138	102
5	232	225	239	287	271	316
6	304	293	308	380	363	572
8	306	291	311	395	369	576
9	481	475	506	552	549	505





Figur 47 Momentdiagram for spunt fase 3 til fase 9

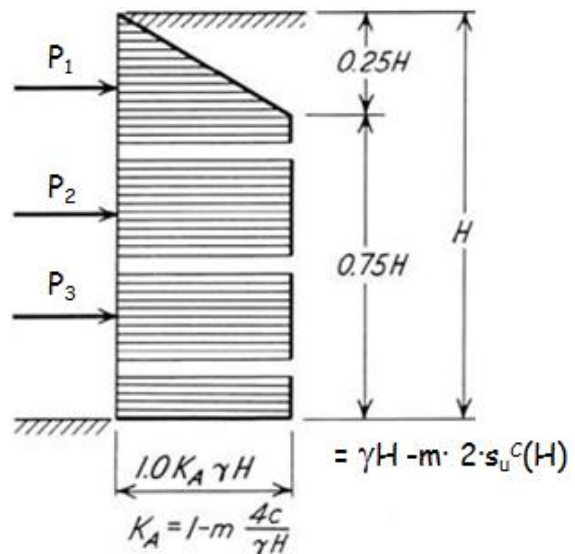
## 15.6 Stiverkrefter

De virkelige stiverkreftene ble beregnet med utgangspunkt i NGI sine målte observasjoner fra 1962. Her ble kreftene oppgitt spesifikt for hver stiver og måtte dermed divideres med stiveravstanden for å sammenligne resultatene med dem fra PLAXIS. Alle resultater er dermed oppgitt i kN/m. Avstanden mellom stiverne var for øvrig 3,2 m. I siste fase, merket med stjerne \*, ble stiverkreftene fra nivå A (0 m) lagt sammen med kreftene fra ekstrastiverne og på den måten dannet en samlet kraft. Resultatene er gjengitt i Figur 49.

Vi ser av Figur 49 at U1, D1, D2 og D3 gir nesten helt like stiverkrefter i samtlige byggefaser. D4 avviker heller ikke stort, men har likevel en tendens til å gi lavere stiverkrefter enn de fire nevnte modellene. MC1 skiller seg ut ved å ha merkbart større stiverkrefter enn resten av PLAXIS-modellene i stiver C og D. De virkelige stiverkreftene viser en tendens til å være større enn dem som registreres i PLAXIS modellene. Unntaket er stiver A fra fase 5 og utover, samt stiver B i fase 4. Forskjellen mellom virkelig og beregnede stiverkrefter er også stor i enkelte faser, noe som også indikeres og tallfestes i Tabell 38.

Tabell 38 Maksimale stiverkrefter alle faser

Stiver	Virkelig	U1	D2	D4	MC1
A*	222	333	329	311	349
A	194	173	168	133	158
B	182	106	104	87	105
C	242	193	191	164	235
D	339	229	229	200	251
E	113	129	135	144	156
Betong*	-	605	562	449	631
Sum N*	-	938	891	760	980
Sum N	1070	830	827	728	905



Figur 48 Jordtrykksdiagram (Terzaghi og Peck, 1967)

Tabell 39 Stiverkrefter fase 8

Stiver	Virkelig	U1	D2	D4	MC1
A	59	165	156	113	142
B	126	106	103	85	103
C	220	193	191	163	232
D	338	229	229	200	251
E	113	129	135	144	156
Sum N	856	822	814	705	884

Tabell 38 viser de maksimalt registrerte stiverkreftene over alle fasene. Stivernavn som er merket med stjerne \* indikerer at dette er tall fra fase 9 hvor stiver B-E ble fjernet, betongplaten støpt og ekstra stiver ble installert i ved stivernivå A (0 m). Tabell 39 på sin side viser stiverkreftene fra fase 8.

Ettersom forskjellen mellom de virkelige stiverkreftene og kreftene beregnet gjennom PLAXIS viste seg å være stor i enkelte tilfeller, ble det besluttet å gjennomføre en overslagsberegning. Teorien fra antatte jordtrykksdiagram presentert av Terzaghi og Peck (1967) ble benyttet og gav resultatene som vises i Eq. 81.  $c$  ble beregnet som en gjennomsnittlig udrenert skjærstyrke gitt av styrkeparametrene fra  $k_0$ -modifiseringen, gjennomgått i Kapittel 13. Verdien for  $m$  er satt lik 1.0 og 0.4 og representerer sikkerheten mot grunnheving inne i bryggegropen. Det ble også regnet et tilfelle hvor  $c$  ble satt lik 30, etter den udrenerte antydningen gitt av Vedlegg A. Vi ser at verdiene hvor  $m=0.4$  stemmer rimelig bra overens med de registrerte stiverkreftene.

$$Sum(N) = 0.875 \cdot \gamma H^2 \left[ 1 - m \frac{4c}{\gamma H} \right] \quad \text{Eq. 81}$$

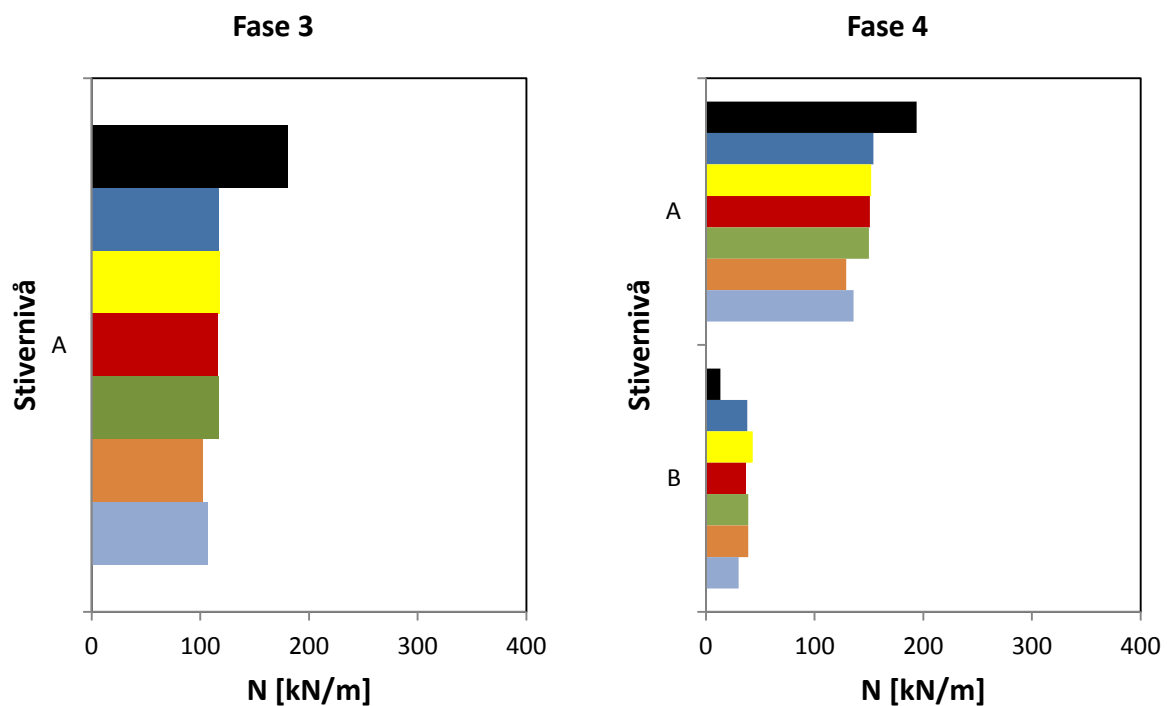
$$Sum(N) = 402 \frac{kN}{m} \text{ når } c = 30 \text{ kPa og } m = 1.0$$

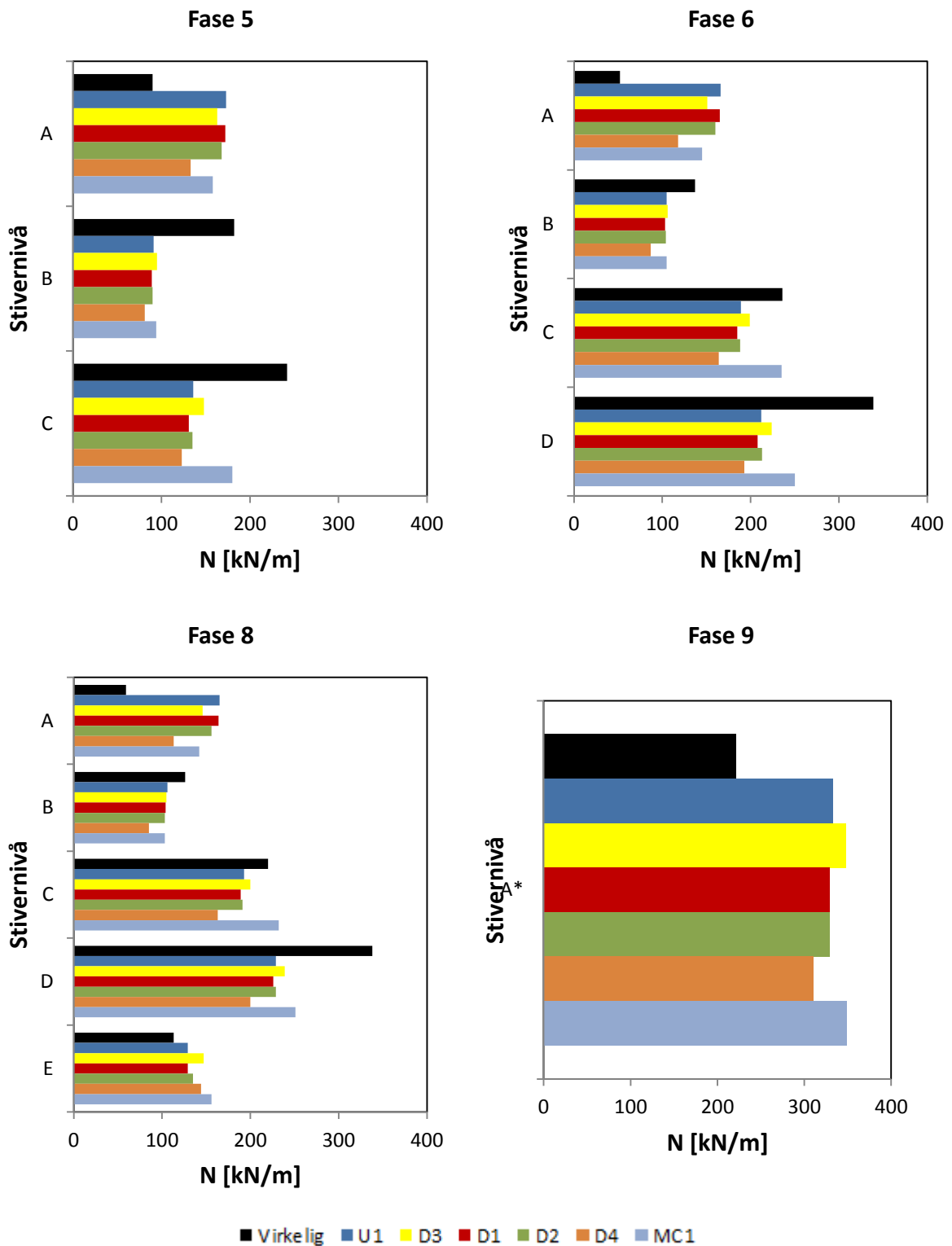
$$Sum(N) = 969 \frac{kN}{m} \text{ når } c = 30 \text{ kPa og } m = 0,4$$

$$Sum(N) = 590 \frac{kN}{m} \text{ når } c = 24 \text{ kPa og } m = 1.0$$

$$Sum(N) = 1044 \frac{kN}{m} \text{ når } c = 24 \text{ kPa og } m = 0,4$$

### 15.6.1 Stiverkrefter fase 3 til fase 9





Figur 49 Stiverkrefter fase 3 til fase 9

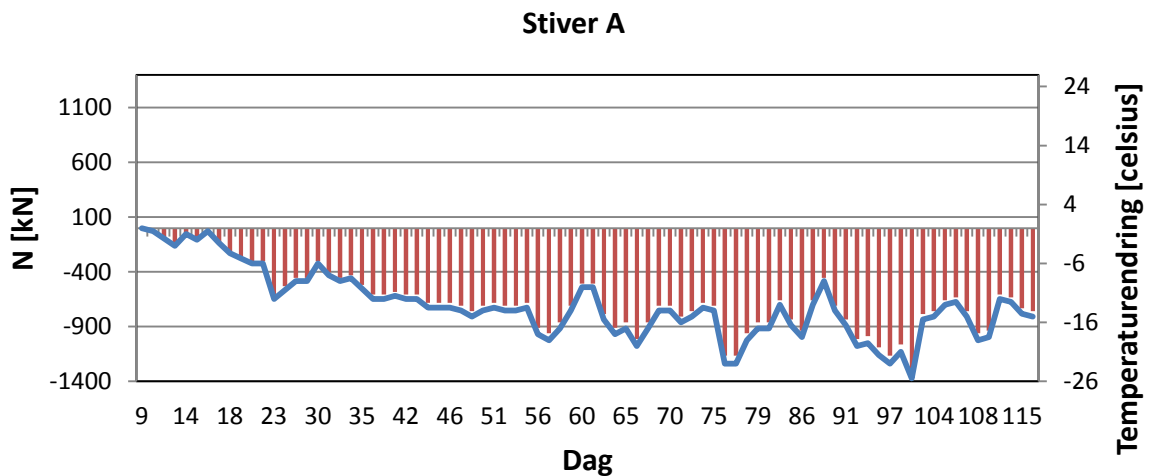
## 15. Resultater

Ettersom temperaturforandringer kan ha innvirkning på stiverkreftene som opptrer, ble det også gjort en kort undersøkelse av de registrerte temperaturmålingene gjennom byggeprosessen. sett at stiverne har full heft med spuntveggen, vil en eventuell temperaturnedgang fra installasjonsdagen kunne føre til at stiverne vil krympe. En slik krymping kan igjen bety at stiverne vil dra på spuntveggen. Beregningen av de temperaturpåførte kreftene er basert på materialets temperaturutvidelseskoeffisient  $\alpha$ , som i dette tilfellet er valgt lik  $\alpha = 1,1 \cdot 10^{-5} K^{-1}$ .  $E$  og  $A$  er hentet fra stiverinformasjonen gitt tidligere. Sammenhengene er gitt ved **Eq. 82** og **Eq. 83**.

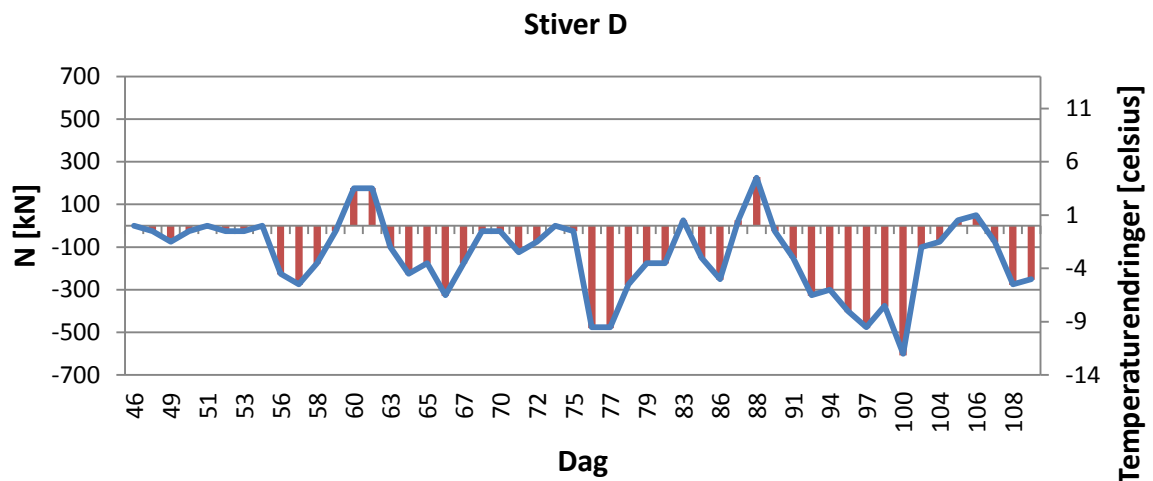
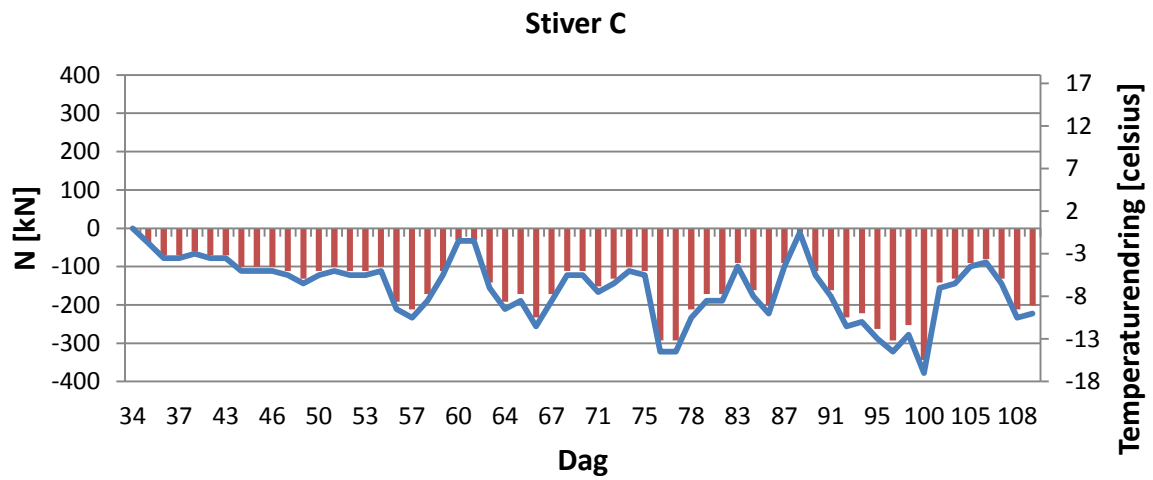
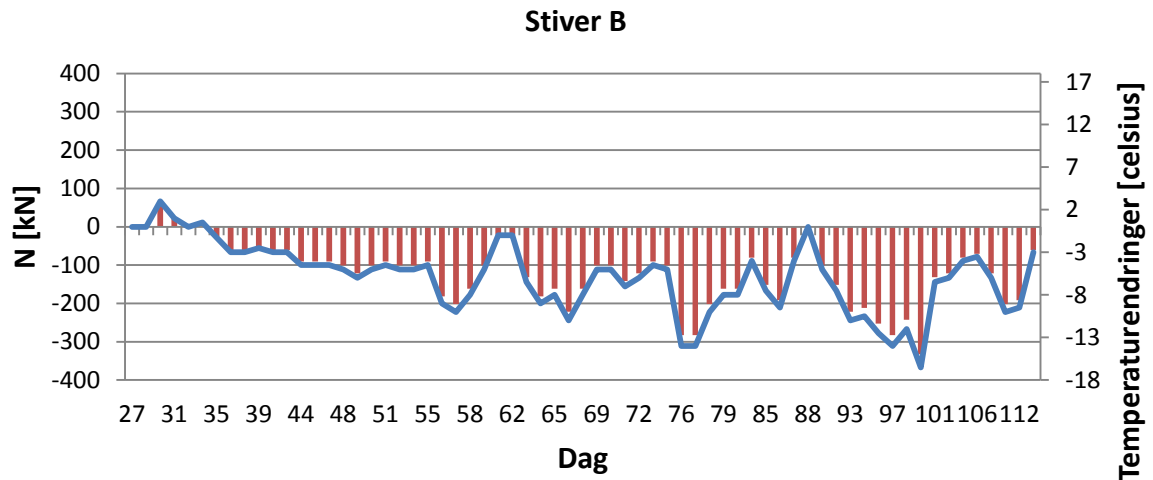
$$\delta_T = \alpha \cdot L \cdot \Delta T \quad \text{Eq. 82}$$

$$F = \alpha \cdot \Delta T \cdot E \cdot A \quad \text{Eq. 83}$$

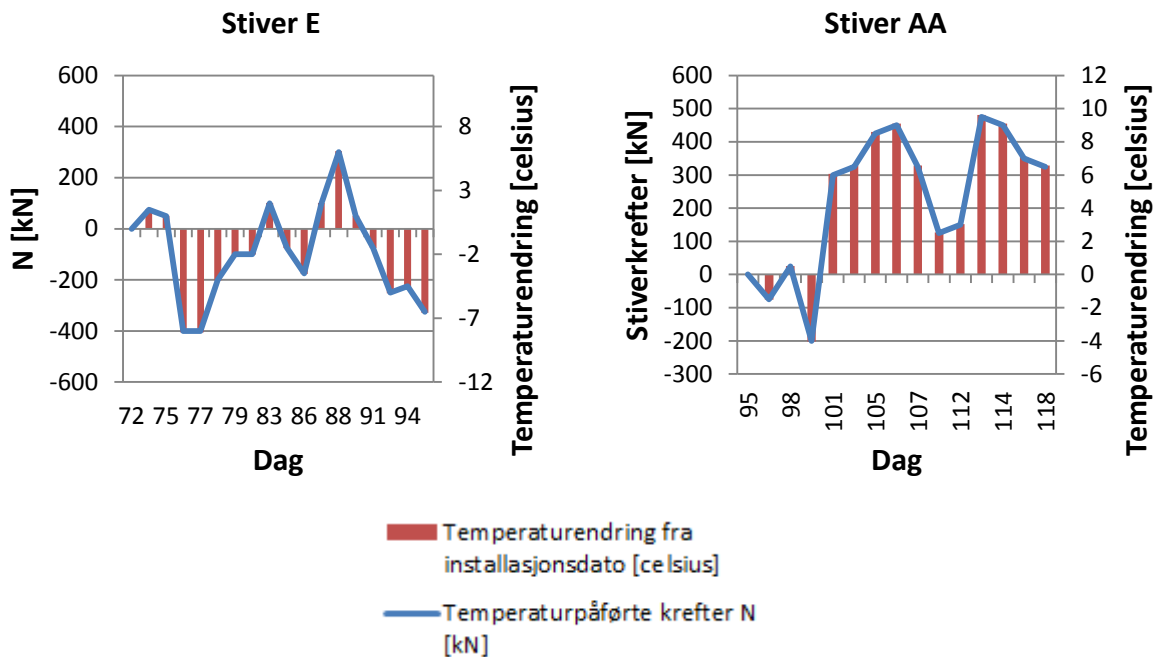
Vi ser av Figur 50 at de potensielle temperaturpåførte kreftene varierer stort over byggeperioden. Negativ N vil her representere en kraft som hindrer forminskningen av en bjelke med lengde  $L$  og tverrsnittsareal  $A$ . Stiver A (0 m) skiller seg ut med en krymping som tilsvarer en kraft på 1400 kN. Videre ser vi at stiver A-D har en negativ temperaturendring fra installasjonsdato og dermed utsettes for krymping. Stiver E og AA ble begge installert sent i byggeprosessen og har flere innslag med positiv temperaturendring, noe som kan gi utvidelse og trykk mot spuntvegg.



15. Resultater







Figur 50 Temperaturendring i stiverne med tilhørende potensielle temperaturpåførte krefter

## 15.7 Setninger ved utgraving

I Figur 51 fremstilles setningene fra PLAXIS simuleringene U1, D4 og MC1 i forhold til de virkelige setningene registrert av NGI (1962). Det er også lagt inn empirisk bestemte setningsmønstre basert på teori fra Karlsrud (1997), samt Clough og O'Rourke (1990). Verdien for  $\delta_{hm}$  er som beskrevet under forskyvningen av spunt og settes lik  $\delta_{hm} = 9 \text{ cm}$ . For å bestemme de øvre og nedre setningsprofilene i henhold til Clough og O'Rourke henvises det til Kapittel 9. Ved å bruke deformasjonsforholdet slik det er angitt i Kapittel 9, ble følgende beregninger ble gjennomført:

Tabell 40 Beregning av setninger fra Clough og O'Rourke (1990)

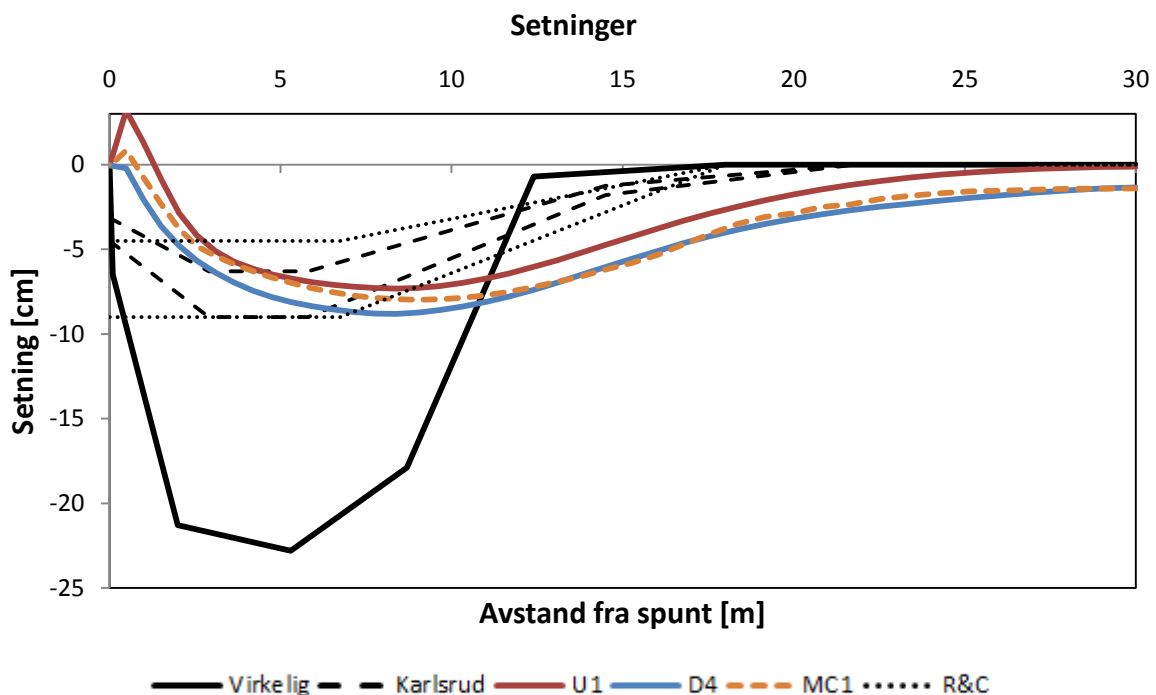
Setningsprofil	R	$\delta_{vm}$ [cm]	Setninger [cm]		
			0 m fra spunt	6,8 m fra spunt	18 m fra spunt
Nedre grense	0,5	4,5	4,5	4,5	0
Øvre grense	1,0	9	9	9	0

Beregningene basert på Karlsrud (1997) tar også utgangspunkt i  $\delta_{hm} = 9 \text{ cm}$ . Videre brukes denne verdien til å bestemme setningene i fem punkter med forskjellig avstand til spuntveggen, slik det er angitt i Kapittel 9. Beregningene er gjengitt i Tabell 41.

Tabell 41 Beregning av setninger fra Karlsrud (1997)

Setningsprofil	$\frac{\delta_{vm}}{\delta_{hm}}$	$\delta_{hm}$ [cm]	Setninger [cm]				
			0 m fra spunt	2,9 m fra spunt	5,8 m fra spunt	14,5 m fra spunt	21,8 m fra spunt
Nedre grense	0,7	9	3,2	6,3	6,3	1,3	0
Øvre grense	1,0	9	4,5	9	9	1,8	0

Vi ser av Figur 51 at alle de simulerte resultatene U1, D4 og MC1 gir vesentlig lavere maksimal setning enn det som ble registrert av NGI. Tabell 42 indikerer en forskjell på hele 14 cm mellom simuleringen som gir størst setning og de virkelige setningene. Videre ser vi at bunnpunktet i setningsprofilene som er simulert i PLAXIS er forskjøvet lenger vekk fra spuntveggen enn det som faktisk er tilfellet. Sammenligningsgrunnlaget fra Karlsrud (1997) og Clough og O'Rourke viser også at den maksimale setningen burde opptrådt nærmere spuntveggen enn det som simuleres. De maksimale setningene sammenfaller likevel godt med teorigrunnlaget. Det er også interessant å se at U1 og til dels MC1, som begge er udrenerte modeller, viser til at jorden stiger tett inntil spuntveggen. De virkelige verdiene viser at dette ikke er tilfelle og at jorden har trukket ned 6,5 cm istedenfor.

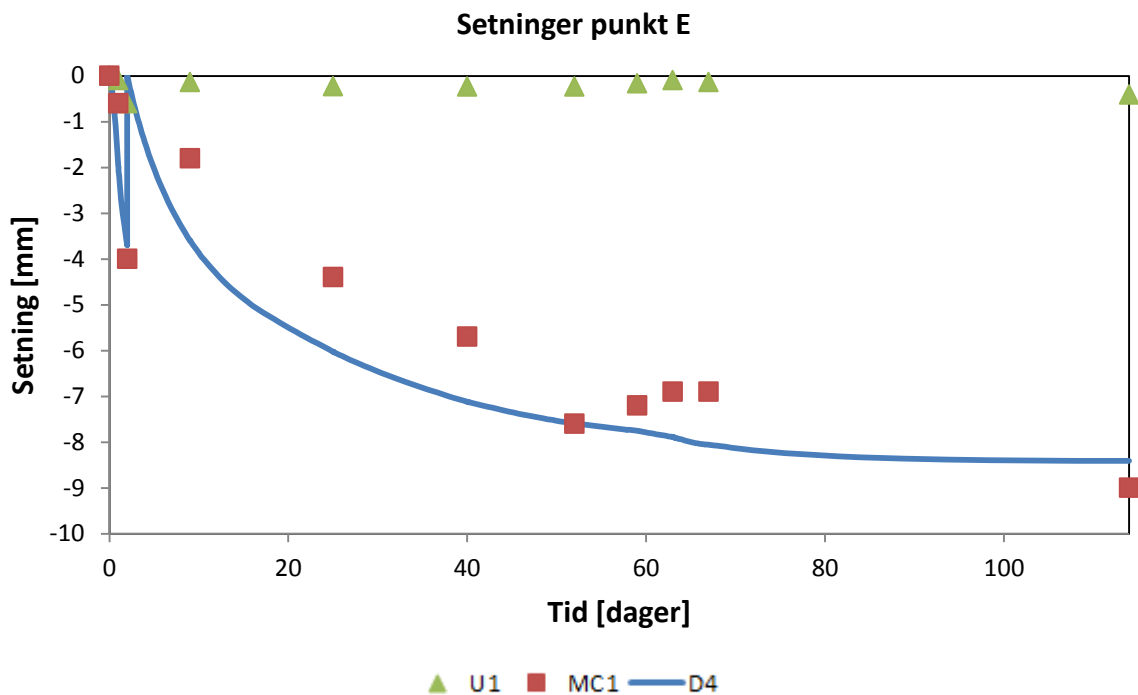


Figur 51 Setningsprofil ved byggeprosessens slutt

Det ble også gjennomført en kontroll av setninger i punkt E i plaxismodellene. Resultatet er gjengitt i Figur 52 og viser setningsutviklingen gjennom alle byggefasene. Det fremgår at U1 har tilnærmet ingen setninger ytterst ved modellens grense. MC1 og D4 på sin side har et

## 15. Resultater

temmelig likt setningsforløp og ender opp på nesten en sentimeter setning ved modellens ytterkant. U1 og D4 er som nevnt Hardening soil small modeller og MC1 er av typen Mohr Coloumb. Vi ser også av Figur 51 at setningene ved U1 flater ut ca. 25 meter fra spuntveggen og er tilnærmet lik 0 derfra og ut til modellens grense. D4 og MC1 har merkbare setninger helt ut til modellens grense.



Figur 52 Setninger kontrollpunkt E

Tabell 42 Maksimal setning ved byggeprosessens slutt

	Virkelig	Karlsruud	R&C	U1	D4	MC1
Maksimal setning [cm]	22,8	9	9	7,3	8,8	8,0



# 16 Diskusjon

Basert på resultatene som ble fremlagt og beskrevet i forrige kapittel, vil det bli foretatt en evaluering av det modellerte problemet før de delvis drenerte effektene ved denne typen utgraving vurderes. Det ble valgt å fremlegge resultatene først uten tolkning for å gi en god oversikt og deretter diskutere dem i lys av hverandre.

## 16.1 Evaluering av modell

### 16.1.1 Mesh og numerikk

Det er valgt å gjennomføre modelleringen med et veldig fint mesh. Detaljene rundt dette og resten av den geometriske utformingen ble gjennomgått i Kapittel 14 og vil ikke bli gjengitt her. Ettersom Hardening soil small ble valgt som materialmodell og hovedfokuset var på de drenerte effektene som kan oppstå ved denne typen utgraving, var den innledende tanken at disse effektene kunne utgjøre små forskjeller i resultatene og dermed kunne forsvinne hvis meshet ble for grovt. Hele den geometriske modellen ble derfor generert og beregnet med veldig fint mesh. Av denne grunn er det naturlig å anta at meshet ikke vil være skyld i eventuelle avvik og feil i resultatene som ble hentet ut. Programmets beregningsprosess ble også nøye vurdert underveis for å avdekke om det oppstod numeriske avvik eller regneproblemer. Det kunne i enkelte tilfeller virke som store forskjeller i stivhet på nærliggende elementer gav regneproblemer i PLAXIS. Spesielt parameteren R skapte problemer ved lave verdier, men ble som nevnt justert til en høyere verdi. Tykkelsen av interface-elementene ble valgt etter PLAXIS egne default-verdier. Dette samt bruken av 15-nodede elementer og fint mesh gir grunn til å anta at programvarens numeriske fremgangsmåte ikke påvirket resultatene i synlig grad.

### 16.1.2 Materialparametere

Grunnlaget for materialparameterene i datasimuleringene er i stor grad hentet fra laboratorieforskene gjennomført av NGI og gjengitt i rapporten fra 1962. Det er antydning mangler ved tidsstegene for avlesning av treksialforskene, samt det faktum at forsøkene og utstyret er gammelt og dermed en kilde til usikkerhet i seg selv. Labaoratorieresultatene og andre undersøkelser fra samme NGI-rapport gir heller ikke tilstrekkelig informasjon til alle nøkkelparameterne som kreves i Hardening soil small-modellen i PLAXIS. Det er for eksempel ikke gjennomført bender-element forsøk eller lignende, for å bestemme småstivhetsparametere. Selv om nøkkelparametere i denne oppgaven er bestemt og vurdert i

henhold til tilgjengelig teori og erfaringsdata, gir det likevel rom for store usikkerheter blant materialparameterne. Sett i sammenheng med  $k_0$ -justeringen som er gjennomført samt antagelsen om en lineært økende skjærstyrke med dybden, blir det mange faktorer som kan gi vesentlige utslag på datasimuleringene. En parameterstudie for å vurdere innflytelsen av nøkkelparametere kunne vært nyttig. Det hadde gitt mulighet til å vurdere hvilken innflytelse feil valg og tolkning av enkeltparametere kan ha på simuleringer av denne typen problem. Det ble dessverre ikke funnet tid til å gjennomføre dette, men kan være nyttig ved fremtidige analyser. Resultatene som dokumenteres på grunnlag av disse parameterne vil likevel kunne gi antydninger og tendenser som grunnlag for fremtidig arbeid. Det går i midlertidig frem at et sikrere materialgrunnlag trengs for å gi nøyaktige svar.

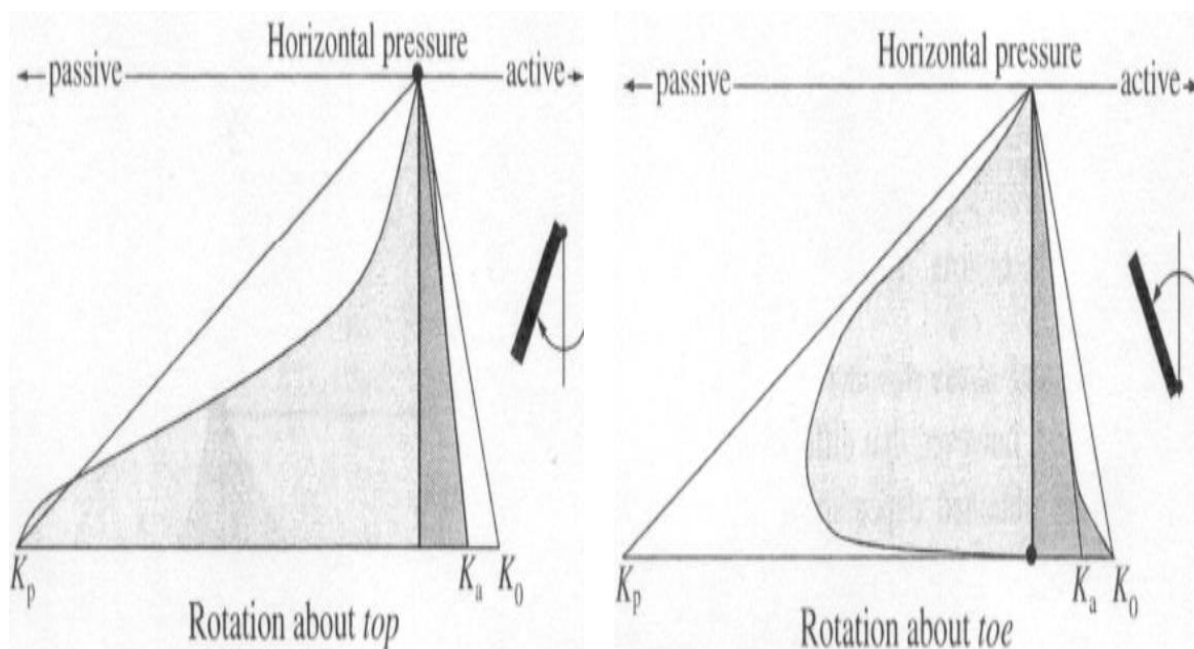
### 16.1.3 Jordtrykk

Jordtrykkene på spunten i de første to fasene var som nevnt forholdsvis lite påvirket av utgravingen og samstemte bra med de observerte jordtrykkene. For at det skal utvikle seg aktiv og passiv soner krever rankine teorien at det foreligger en minimumsforskyvning av jorden. Av denne grunn kan det virke som utgravingen i de første to fasene ikke skaper tilstrekkelig med forskyvning til å danne de karakteristiske sonene. Det er også verdt å nevne at mengden spuntforskyvning som kreves for å etablere den aktive tilstanden er mindre enn det som kreves for å etablere den passive tilstanden, noe som illustreres i Figur 7. Det er dermed ikke sikkert at de kjente jordtrykksprofilene som illustreres i Figur 53 og Figur 54 vil opptre på passiv og aktiv side samtidig. Det er heller ikke sikkert de karakteristiske profilene opptre før et godt stykke ut i byggeprosessen, hvis de opptre i det hele tatt.

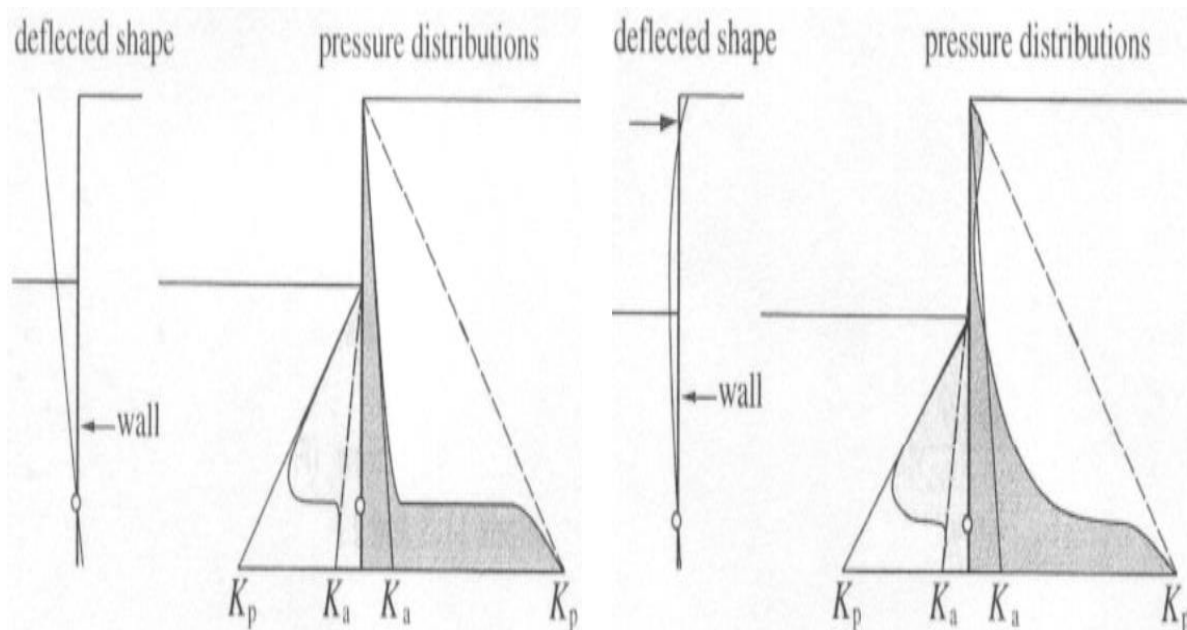
Vi observerte også at de virkelige jordtrykkene fra fase 5 og utover endret karakter ved de lavere delene av spunten. Jordtrykket avtok merkbart på den aktive siden og økte merkbart på den passive siden. Det er også antatt at spunten ikke kan forskyve seg i horisontal eller vertikal retning, men står fritt til å rotere. Ved å sammenligne med de teoretiske jordtrykkene fra klassisk rankine-teori Figur 53, ser vi at de virkelige jordtrykkene har motsatt oppførsel. Vi kan også sammenligne med Figur 54 som ligger nærmere det aktuelle tilfellet på Vaterland. Illustrasjonen viser hvordan spuntens fleksibilitet har innvirkning på jordtrykksfordelingen. Det går frem at en fleksibel støttevegg bøyer av i større grad når den utsettes for last. Dette igjen leder til redistribusjon av jordtrykket bak veggen, med høyere verdier der hvor responsen er relativt stiv (mindre forskyvninger) og lavere verdier der hvor responsen er relativt fleksibel (større forskyvninger). Figur 54 viser også hvordan den antatte jordtrykksfordelingen blir når spunten får et rotasjonspunkt som ikke lenger er ved bunn eller topp, men er trukket litt opp fra spuntens nedre ende. De registrerte jordtrykkene viser heller ikke utpreget likhet til disse jordtrykksprofilene og vi antar dermed at endring av rotasjonspunkt ikke er skyld i de ukarakteristiske jordtrykksformene. En mulighet er at antagelsen om null horisontalforskyvning er feil. Spuntens bunnpunkt kan ha forflyttet seg innover i byggegroppen. Dette ville kunne forklare den markante økningen i jordtrykk på passivsiden nær bunn og samtidig forklart reduksjonen på aktivsiden.

## 16. Diskusjon

Til forskjell fra de virkelige jordtrykkene, viser simuleringene i PLAXIS større likhet til de teoretiske jordtrykksprofilene. Allerede ved fase 4 viser U1, D2 og D4 tegn på en reduksjon i jordtrykk nær bunnen på passiv side av spunten. Spesielt U4 viser denne formen tydelig. Det er likevel påfallende stor forskjell mellom de drenerte simuleringene D2 og D4, og det registrerte jordtrykket. Dette kan skyldes at den virkelige poretrykkstilstanden ikke er slik som den simulerte drenerte tilstanden antyder. Vi ser også at likheten er merkbart større med de to udrenerte simuleringene U1 og MC1. Det kan tyde på at innsiden av byggegropen i virkeligheten har en mer udrenert tilstand enn det som simuleres for de delvis drenerte tilfellene. Den uregelmessige økningen i jordtrykk de siste 20 centimeterne ved bunn, skyldes i stor grad morenematerialet som ble lagt inn samt at vi befinner oss i grenseflaten til grunnfjellet.



**Figur 53** Illustrasjon av jordtrykksfordeling etter klassisk rankine-teori, Bentz (2012)



**Figur 54** Innvirkning av spuntveggenes fleksibilitet på jordtrykksfordeling, Bentz (2012)

Den lokale økningen i jordtrykk ved avstivernes angrepspunkt er spesielt synlig i fase 9 blant PLAXIS-modellene. Dette indikeres også av Figur 54 og skyldes at spuntene trykkes tilbake og dermed skaper en mer lokal passiv tilstand. De virkelige jordtrykkene på sin side viser tilsynelatende ikke denne formen i siste fase, men har antydning av en slik form i mange av de foregående fasene, om enn noe lavere enn det som simuleres. Vi ser dermed at de virkelige jordtrykkene fra siste fase ikke nødvendigvis samstemmer med teorien og dermed kan være påvirket av andre faktorer som ikke er tatt med eller tatt hensyn til ved datasimuleringene.

#### 16.1.4 Forskyvning av spunt

Sammenligningsgrunnlaget består som nevnt av tre forskjellige spunter som ble instrumentert. Sett i forhold til den best dokumenterte spuntene ser vi at de simulerte forskyvningene viser god likhet med virkeligheten i de første to fasene. Det er likevel påfallende at forskyvningen i toppen ikke er lik mellom de virkelige og simulerte resultatene. Det skal nevnes at forskjellen er på bare to centimeter, men visuelt forsterkes da forskyvningene i starten er meget små. Denne forskjellen vil likevel tas med i resten fasene og utgjøre en videre forskjell. Samtidig ser vi at forskyvningen i toppen av spuntene er tilnærmet helt lik med dem registrert for en av de supplerende spuntene. Den tredje spuntene igjen viser et enda større avvik med de simulerte resultatene. De tre spuntene er plassert i rimelig nærhet og en slik forskjell kan indikere at måleutstyr og innsamlede data ikke nødvendigvis er helt pålitelige. Det kan også bety at enkeltspunter har vært utsatt for forskjellige, uventede belastninger. Sammenligner vi resultatene med den semiempiriske verdien for maksimal utbøyning  $\delta_{hm}$ , ser vi at datasimuleringene ikke avviker stort. Gjennom figuravlesning ble  $\delta_{hm}$  grovt sett lik 9 cm når forholdene var lik dem i fase 8 av byggeprosessen. Vi ser at simuleringene U1, D2 og D4 har maksimalutbøyinger i området 8,8 -9,5 cm, noe som stemmer godt overens med



avlesningsverdien. Går vi videre til fase 9 ser vi at figuravlesningen gir maksimalforskyvninger i området 9-18 cm. Her gir datasimuleringene U1, D2 og D4 verdier mellom 11 og 12 cm. Til forskjell fra fase 8, ligger nå også de virkelige forskyvningene nærmere de empiriske verdiene, her gitt ved spunt 18a og spunt 9. Likheten mellom de empiriske verdiene og datasimuleringene kan antyde at målingene fra NGI ikke gjengir virkeligheten helt presist, men det kan også være et tegn på svakheter ved modellene i PLAXIS og antagelsene som er innført.

Det går også frem at simuleringene U1, D2 og D4 til sammenligning med de virkelige forskyvningene, har sin maksimalforskyvning i et område nærmere spuntens topp. Vi husker at U1 og D2 er modellert med utgangspunkt i en  $k_0$ -justering av effektivspenningsparametere og dermed har en lineært økende skjærstyrke. D4 har også en lineært økende skjærstyrke, men denne vil ha et høyere bruddtak ettersom effektivspenningsparameterne ikke er  $k_0$ -justert. Resultater fra spenningsstiene viser uansett at hverken de  $k_0$ -justerte modellene eller D4 oppnår en spenningstilstand som bringer dem til bruddtaket i løpet byggeprosessen. Når jorden ikke mobiliseres fullt ut vil den fortsatt kunne belastes mer uten å gå til brudd. Det faktum at U1, D1, D2, D3 og D4 ikke er i en bruddsituasjon gjør også at belastningen på spuntvegg og stivere ikke blir kritisk. Det kan forklare likheten av forskyvningsprofilene mellom de nevnte modellene. D4 har til forskjell fra de andre simuleringene en lavere stivhet kan være skyld i den noe større utbøyingen av spuntene. Det er likevel en liten forskjell og kan antyde at jordens stivhet ikke innvirker på forskyvningene i veldig stor grad. MC1 på sin side viser et grovt regnet tilfelle hvor skjærstyrken er satt til forskjellige konstantverdier i de tre leirelagene. Hvis vi ser tilbake på Figur 32 i Kapittel 13, går det frem at MC1 har vesentlig lavere skjærstyrke enn de andre modellene i bunnleirelaget. Sett i sammenheng med forskyvningsprofilene viser denne simuleringen størst likhet med de virkelige målingene når det gjelder størrelsen på utbøyingen og form på utbøyingsprofilet. Alt dette sett sammen kan antyde at antagelsen om lineært økende skjærstyrke i simuleringene er feil. Det kan også bety at selve styrkeparameterne er feil, eller at  $k_0$ -justering for å ta høyde for anisotropi blir for enkelt.

Det ble også gjort en kort vurdering av spuntens utforming og om denne kunne ha en innvirkning på de store forskjellene mellom de datasimulerte forskyvningene og de virkelige forskyvningene. Det er mulig å tenke seg et spuntprofil hvor festet er plassert langs midtlinjen for det kombinerte profilet. I dette området oppstår også den maksimale skjærkraften i profilet og det vil være nødvendig at hele skjærkraften overføres gjennom festet for at den fulle styrken i det samlede profilet skal kunne utvikles. Hvis skjærkreftene ikke overføres gjennom festet, vil det kunne resultere i økte forskyvninger av spuntveggen. Vi ser i midlertidig av Figur 25 i Kapittel 12 at spuntene ikke har festet ved en slik midtlinje, men heller plassert nær yttergrensene av det samlede profilet hvor skjærkreftene ikke er til stede.

### 16.1.5 Stiverkrefter

Fra resultatene i Kapittel 15 så vi at de simulerte stiverkreftene fra PLAXIS-modellene gav jevnt over like normalkrefter seg i mellom, men hadde til tider store avvik fra de virkelige stiverkreftene. Avvikene kan skyldes flere påvirkningsfaktorer. Unøyaktighet i monteringen, bøyning av stiverputene, utbøyning av stiverne, overbelastning og temperaturdifferanser er bare noen av mulighetene. Det behøver heller ikke være ett enkelt av disse avvikene som opptrer, men kombinasjon av flere som opptrer samtidig.

Stiverne er som nevnt blitt modellert elastoplastisk, hvor  $|F_{max,compression}| = 6327 \text{ kN}$  for stiver A, D og E. For stiver B og C ble  $|F_{max,compression}| = 2907 \text{ kN}$ . Dette er grovt beregnet fra teorien om knekning på eulerstav. Resultatene over stiverkreftene i Kapittel 15 er gitt i kN/m og må derfor skaleres opp når vi skal sammenligne med stivernes kapasitet. De virkelige målingene fra fase 8 viser at stiver D har den største registrerte normalkraften på 339 kN/m. Gitt avstanden på 3,2 m gir dette en normalkraft på 1085 kN. Vi ser at stiveren er langt i fra den antatte elastoplastiske grensen. Vi ser også at stiver C har den høyeste normalkraften blant stiverne som antas å ha en lavere elastoplastisk grense. Stiver C er registrert med 242 kN/m noe som gir 774 kN i normalkraft. Dette er også et vesentlig stykke fra grensen på 2907 kN. Ettersom simuleringene ikke overgår maksimalverdien av de virkelige stiverkreftene, kan mye tyde på at disse ikke var nær sin kapasitetsgrense. Dette kan også settes i sammenheng med forskyvningene. Vi så at de virkelige forskyvningene til tider var vesentlig større enn simulerte forskyvningene. En mulighet var som nevnt at stiverne kanskje var blitt overbelastet og dermed ikke forhindre utbøyningen av spuntveggen på riktig måte. På grunnlag av de fakta vi har sett på her, kan vi anta at de store forskyvningene ikke skyldes overbelastning av stiverne.

Fra Kapittel 15 ser vi også at temperaturvariasjonene kan ha hatt en innvirkning på stiverkreftene. Beregningene er riktignok grove og angir bare det teoretisk maksimale utslaget en temperaturvariasjon kan ha på stiverkreftene. Selv små tøyninger gir store utslag i form av krefter i stålet. Om det ikke er fullstendig heft mellom avstiver og spuntvegg vil avstiveren kunne deformeres uten at vesentlige krefter vil genereres. Selve verdiene på de temperaturpåførte kreftene er dermed lite pålitelige, men kan antyde hvilke faser og hvilke stivere som er mest utsatt for disse kreftene. Av resultatene ser vi at stiverne som ble installert tidlig naturlig nok er utsatt for de største temperaturvariasjonene. De fleste stiverne vil også ha en negativ temperaturdifferanse som vil skape en krympeeffekt. Det er mulig å se for seg at stiveren da vil «dra» på spuntveggen om det er full heft. Om stiverne ikke krymper eller utvides likt, vil det kunne føre til enda større forskjeller i fordelingen av stiverkrefter. Det går også frem av forskjellen mellom virkelige og simulerte stiverkrefter at stiver A simuleres med for store normalkrefter allerede fra fase 5. Andre stivere blir igjen simulert med for små normalkrefter. Dette kan tyde på at temperaturvariasjonene har hatt en merkbar effekt på de

registrerte verdiene ved Vaterland. Det er ikke tatt hensyn til temperaturinnvirkning ved simuleringene og dette aspektet utgjør dermed en svakhet.

Ser vi på de virkelige og simulerte stiverkreftene som opptrer i fase 8 er ikke forskjellen i den samlede mengden krefter tatt opp av stiverne så veldig stor. Det kan tyde på at stiverne i virkeligheten ikke tar opp så mye av spuntveggenes forskyvning som den i teorien burde. Vi har sett at forskyvningen i de simulerte PLAXIS beregningene er vesentlig lavere enn de virkelige ved byggeprosessens siste to faser. Likevel indikerer resultatene at de simulerte stiverne til sammen har blitt belastet med omtrent like mye krefter som de virkelige målingene antyder.

### 16.1.6 Bøyemoment

NGI gav i sin rapport ingen data om opptredende bøyemomenter i spuntene som ble instrumentert. Resultatene fra datasimuleringene kan likevel tolkes i lys av forskyvningene som er registrert og på den måten gi nyttig informasjon. Fra Tabell 37 i Kapittel 15 ser vi at bare en av PLAXIS-simuleringene oppnår en momentbelastning på 576 kNm som er spuntens antatte plastiske grense. MC1 oppnår denne verdien ved fase 8 og er ganske nær allerede ved fase 6. Den viser derimot en reduksjon i momentbelastning i fase 9 hvor det maksimalt opptredende bøyemomentet er på 505 kNm. Av de andre simuleringene kommer D3 og D4 nærmest med ca. 550 kNm. Fra forskyvningsprofilene ser vi at spunt 12a får en karakteristisk knekk ved kote -8, noe som kan antyde en belastning til plastisk grense. Vi har altså et tilfelle hvor datasimuleringene er belastet til og i nærheten av spuntens maksimalt antatte momentkapasitet, men resultatene viser en betydelig mindre utbøyning. En mulighet kan være at den teoretiske momentkapasiteten i spuntene ikke er representativ. Hvis så er tilfelle, er det flere faktorer som kan skape redusert momentkapasitet. Plasseringen av stiverne kan ha en betydning. Vi har sett ved flere av simuleringene at den maksimale belastningen på spuntene ikke er langt unna kapasitetsgrensen. En liten endring av stivernes plassering kan være nok til å bringe belastningene opp til den plastiske grensen. Det er også en mulighet at jorden er modellert for sterk. Vi har sett av simuleringene at jorden ikke er fullstendig mobilisert. Sett at jorden i virkeligheten var mobilisert til bruddtilstand ville dette skapt en større belastning på spuntveggen og dermed ført den til en plastisk tilstand og samtidig gitt større utbøyning. En annen mulighet kunne vært en form for skrå bøyning (oblique bending) som kan oppstå hvis spuntseksjonenes festepunkt opptrer ved skjærkreftenes makspunkt. Dette er dog blitt diskutert tidligere hvor vi så at spuntveggene ved Vaterland ikke var installert på en slik måte. Det er likevel ting som kan tyde på at antagelsen om momentkapasitetens verdi i PLAXIS-modellene kan være feil.

### 16.1.7 Setninger

Det ble tidligere i diskusjonsdelen foreslått at den store forskjellen i spuntutbøyning mellom simuleringer og registrerte data kunne skyldes feilaktige målinger eller utstyr. Setningene som fremkommer i Figur 51 Kapittel 15 kan til en viss grad avkrefte disse mulighetene. Etter det

vi har sett gjennom empiriske modeller og annen teori er det en klar sammenheng mellom de maksimale setningene og den maksimale utbøyingen på spuntveggen. Fra Tabell 42 ser vi at de registrerte setningene hadde en maksimal verdi på 22,8 cm, noe som samstemmer godt med den maksimalt registrerte utbøyingen på spuntveggen, som var på 24 cm. Det er dermed grunn til å tro at forskyvningene som ble registrert, spesielt ved spunt 12a, er troverdige. Setningsresultatene viser også at den udrenerte simuleringen U1 i likhet med de registrerte data antyder minimale setninger i stor avstand fra utgravingen. Ettersom simuleringene gav vesentlig mindre forskyvning av spuntene, er det naturlig at den maksimale setningen også er mindre. MC1 som også er en udrenert modell, viser til forskjell setninger helt ut til modellens grense. Fra Figur 51 ser vi setninger opp mot 3 cm og noe mindre i Figur 52, men kontrollpunktet er dog noe dypere enn der setningsprofilen ble målt. Dette viser også noe av innflytelsen HS small-modellen utgjør. Tøyningene er svært små langt fra utgravingen og deformasjonene blir der etter. Samtidig ser vi av Figur 51 at D $\infty$  simuleringen gir merkbare setninger nær modellens ende. Dette kan skyldes konsolideringen som opptrer. Fyllmassene har en høy permeabilitet og tilbyr dermed en kort rute for poreovertrykket som skapes av den jevnt fordelte lasten. Resultatet blir setninger. Ettersom de virkelige målingene ikke viste setninger så langt borte, kan det bety at modelleringen av den jevnt fordelte lastens utstrekning er for konservativ. Både utstrekning og størrelse kan i virkeligheten være mindre.

### 16.2 Effekt av delvis drenering

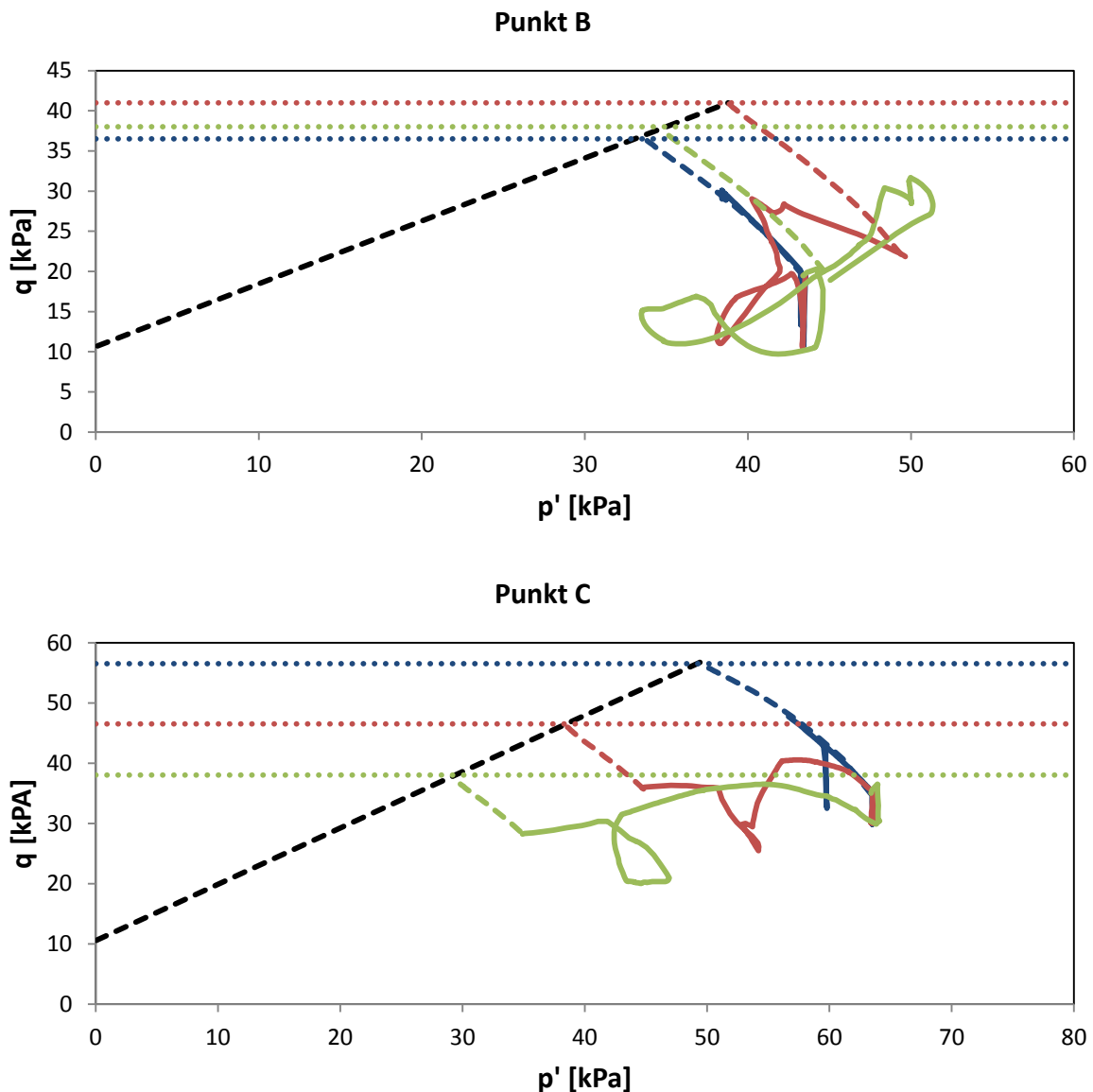
Fra kontrollpunktene i resultatdelen ser vi at permeabiliteten kan ha stor innvirkning på hvordan spenningsforløpet utvikler seg. D1, D2 og D3 representerer henholdsvis lav, middels og høy permeabilitet regnet med utgangspunkt i Janbu (1970) sine permeabilitetsgrenser for leire. Utviklingen av excess porepressure viste også at tilfellet med høyest permeabilitet gav nært fullstendig drenerte forhold gjennom byggeprosessen. Ettersom D3 er basert på udrenerte parametere blir det dermed usikkert om simuleringen gir en troverdig fremstilling av utgravingen ved de nevnte forholdene. Det ble derfor besluttet å gjøre enda en simulering basert på den laveste permeabiliteten og materialparameterne funnet gjennom soiltest funksjonen på de drenerte treaksialforsøkene. Denne simuleringen ble fremstilt gjennom D4. I tillegg representerer U1 den udrenerte byggeprosessen. Gjennom simuleringene for hele byggeprosessen kom det frem at spenningen  $q$  og middelspenningen  $p'$  ble redusert i de drenerte tilfellene for kontrollpunkt C, D og E. Graden av reduksjon varierte og viste seg størst ved høy permeabilitet og en tilsvarende mindre reduksjon ved lavere permeabilitet. Kontrollpunkt B viste derimot en økning i  $q$  og  $p'$ . Sett i sammenheng med hvordan de fleste spenningsstiene har skarpe endringer i spenningsforløpene, kan det godt tenkes at installasjon og fjerning av diverse stivere ligger til grunn. Kontrollpunkt B ligger også i nærheten av stivernivå A, som i siste fase står for avstivningen av spuntveggen sammen med betongplaten i bunn. Det betyr store mengder motkrefter ved toppen av spuntene som kan gi betydelige påvirkninger av spenningsstienes forløp ved punkt B.

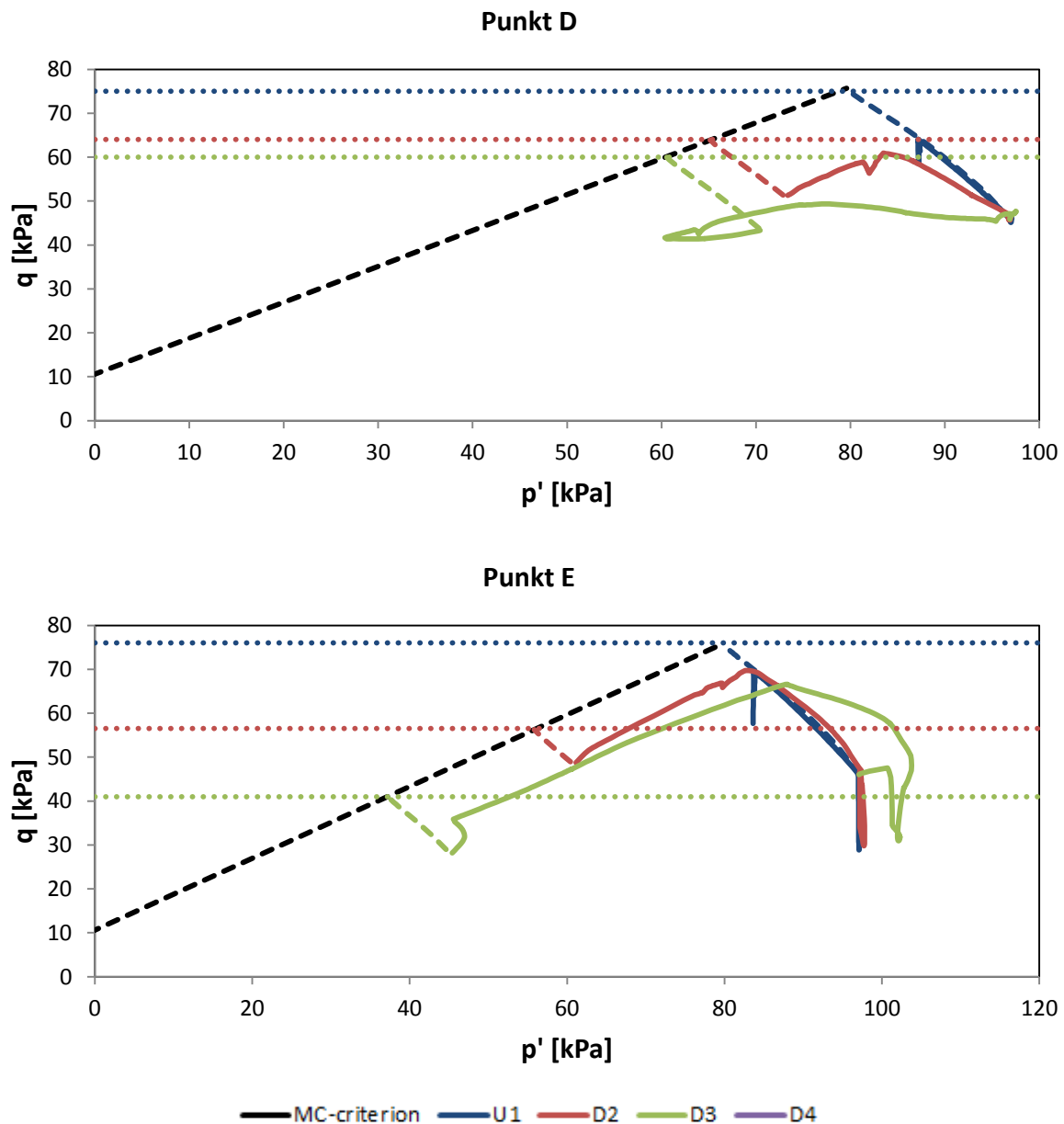
Vi observerer også at ingen av spenningsstiene er i kontakt med sine teoretiske bruddtak. Det betyr at skjærstyrken i jorden ved kontrollpunktene ikke er fullstendig mobilisert og dermed kan belastes mer før den går til brudd. Dette kommer også frem i Figur 40 til Figur 44, hvor vi grovt kan se at mobiliseringsgraden i jorden stort sett ligger under 100 %. Unntaket er i nærheten av stivernivå A og enkelte områder inne i byggegropen. Det er også ganske tydelig at D4 er mindre mobilisert. Fokuserer vi på simuleringene U1, D1, D2 og D3 er det likevel tendenser som viser seg. Resultatene antyder at jorden bak spuntveggen blir gradvis mer mobilisert ved gradvis økende permeabilitet. Dette er sett i forhold til U1 hvor alle byggefasene er simulert fullstendig udrenert. Som figurene viser, er ikke forskjellen i mobiliseringsgraden stor, men den er synlig og antyder en innvirkning fra de drenerte effektene. Samtidig husker vi fra diskusjonen rundt stiverekraftene at kapasiteten på disse var et godt stykke over den reelle belastningen. Stiverne kunne altså tatt opp mer last fra den utoverbøyende spuntveggen før det ble kritisk. Spuntveggen i seg selv viste gjennom simuleringene belastninger som ikke lå veldig langt fra momentkapasiteten. I lys av disse fakta antyder datasimuleringene at den avstivede utgravingen på Vaterland ikke var i umiddelbar fare for kollaps, selv etter at drenering i henhold til byggeprosessens varighet ble modellert. Det er likevel gjennom en grundig evaluering avdekket flere potensielle svakheter med modellene som ble laget i PLAXIS. Spesielt antagelsen rundt spuntens momentkapasitet fremstår som diskutabel. En lavere momentkapasitet åpner muligheten for at spuntten oppnår sin plastiske kapasitet tidligere. Resultatet kan være et endret forskyvningsmønster på spuntten med større forskyvninger som følger. Ved et slikt scenario vil også stiverne bli belastet i større grad og dermed komme nærmere sin knekkingskapasitet. Legger vi til at antagelsen om en lineært økende skjærstyrke med dybden kan være feilaktig, blir helheten et mer belastet system. Vi kan tenke oss at spenningsmønsteret som ble observert ville endret karakter, kanskje til en mer mobilisert tilstand. Det er derfor viktig å gjennomføre flere grundige analyser på veldokumenterte byggegropen av denne sorten, slik at de drenerte effektene kan påvises med større sikkerhet.

Vi vet også at den avstivede utgravingen på Vaterland ikke kollapse under byggeprosessen. I så måte gir simuleringene i PLAXIS det riktige sluttresultatet ettersom ingen simuleringer viste kollaps. Selv om effektene av den delvise dreneringen av byggeprosessen ikke førte til en kritisk tilstand i systemet, observerte vi helt klart en endring i jordens spenningstilstand. Reduksjonen av  $q$  sett i et  $p'$ - $q$  forhold, kan tyde på at jorden er kommet i en tilstand hvor spenningsstien vil berøre bruddlinjen i et område som gir lavere, mobilisert  $\tau$ . Dette er sett i forhold til en fullstendig udrenert simulering av byggeprosessen. For å finne ut om en slik reduksjon i  $\tau$  er reell, er det nødvendig å modellere en tilstand som er mer kritisk for byggegropen. På den måten kan vi følge spenningsutviklingen i jorden fra den delvis drenerte spenningstilstanden og opp til brudd. Avlesning av  $q$  etter brudd vil dermed kunne fortelle oss hvor stor reduksjon i  $\tau$  som har forekommet på grunn av de drenerte effektene. Vi kan forestille oss et brudd i en eller flere av stiverene, noe som kan føre til en udrenert

## 16. Diskusjon

bruddtilstand. En tilstrekkelig stor last på utsiden av byggegropen kan også skape en slik tilstand. Begge deler ble forsøkt modellert i PLAXIS, men gav lokale og uinteressante bruddformer. Det ble besluttet å bruke soiltest til å simulere et udrenert brudd. Jordens spenningstilstand i slutten av fase 9 ble lest av og brukt som startpunkt i treaksfunksjonen i PLAXIS soiltest. Ved å kjøre treaksmodellen udrenert og med tilstrekkelig tøyning, kunne vi få simuleringer av teoretisk, udrenerte brudd. Resultatet er gjengitt i Figur 55. De stiplede linjene representerer soiltest-simuleringen av et udrenert brudd, hvor utgangspunktet er jordens spenningstilstand ved slutten av fase 9.





**Figur 55 Udrenert brudd i jorda etter fase 9**

Tabell 43 viser avlesningen av  $q$  der spenningsstien når bruddtaket. Videre brukes sammenhengen  $q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = 2 \cdot \tau$  til å beregne den mobiliserte skjærspenningen ved brudd. Tabell 44 gjengir differansen i mobilisert skjærspenning ved brudd mellom U1, D2 og D3. Det er viktig å huske at resultatene som gjengis i Figur 55 ikke nødvendigvis representerer den korrekte spenningsutviklingen jorden ville fulgt gjennom et udrenert brudd etter fase 9. Den tenkte utviklingen er som nevnt basert på et udrenert treaksialforsøk hvor jorden er konsolidert til sin spenningstilstand ved slutten av fase 9, og videre lastet til brudd. Selv om denne fremgangsmåten ikke gir en spenningsutvikling lik den virkelige, gir resultatene likevel

## 16. Diskusjon

---

en indikasjon på konsekvensene av de drenerte effektene. Sammenligner vi potensiell  $\tau$  ved brudd etter en fullstendig udrenert byggeprosess, med  $\tau$  fra en delvis drenert prosess, ser vi en nedgang i mobilisert styrke. Tabell 44 indikerer at en høyere permeabilitet gir større grad av drenasje og dermed en større differanse i mobilisert skjærstyrke for kontrollpunktene. Det må nevnes at materialparameterne som er brukt i simulering D3 ikke nødvendigvis er representativ sett i forhold til graden av drenasje denne modellen gjennomgår. Det er som nevnt forhold som tyder på at D3 ligger nærmere en fullstendig drenert tilstand enn en udrenert eller delvis drenert tilstand. Den reelle nedgangen i  $\tau$  kan dermed være mindre enn det som antydes i Tabell 44.

Det er for øvrig bare fokusert på kritiske tilstander og mobiliseringsgrad ved og etter fase 9. grove analyser underveis viste at også andre byggefaser hadde mobiliserte forhold lik dem i fase 9. dessverre måtte arbeidsområdet begrenses i denne omgang. I fremtidig arbeid ville det dermed vært interessant å analysere effektene av delvis drenasje i flere faser og sett om overbelastning eller brudd i systemet ville hatt andre eller større konsekvenser.

**Tabell 43 Spenningsverdi q [kPa] ved udrenert brudd etter fase 9**

Punkt	U1		D2		D3	
	q	$\tau$	q	$\tau$	q	$\tau$
<b>B</b>	37	19	41	21	38	19
<b>C</b>	57	29	47	24	38	19
<b>D</b>	75	38	64	32	60	30
<b>E</b>	76	38	57	29	41	21

**Tabell 44 Differanse i  $\tau$  [kPa] mellom udrenert brudd og delvis drenert brudd**

Punkt	D2 - U1	D3 - U1
<b>B</b>	+2	0
<b>C</b>	-5	-10
<b>D</b>	-6	-8
<b>E</b>	-9	-21



# 17 Konklusjon og fremtidig arbeid

## 17.1 Konklusjon

Det ble gjennom arbeidsprosessen avdekket mangler ved den tilgjengelige informasjonen rundt utgravingen på Vaterland. Spesielt laboratoriedataene var mangelfulle, noe som ledet til utstrakt bruk av generelle erfaringsdata i henhold til jordens materialeegenskaper. Enkelte antagelser rundt bevegelse og momentkapasitet av spunt ble også vurdert som tvilsomme. Sett i sammenheng med forenklinger rundt jordens anisotropiske egenskaper ved udrenerte forhold, bør derfor resultatene i denne oppgaven ses på som veiledende heller enn eksakt.

Resultatene antyder i første omgang at de drenerte effektene som oppstår gjennom en byggeprosess lik den som ble gjennomført på Vaterland, har en innvirkning på jordens spenningstilstand. Selv om jordens spenningstilstand endrer seg, antydes det at de delvis drenerte effektene gir en relativt liten endring i jordens mobiliseringsgrad. Dette sett i forhold til udrenerte simuleringer. Analyser tyder også på at spuntvegg og spesielt avstiverne ikke ble belastet til sin maksimale kapasitet og dermed ikke stod i fare for knekking og kollaps, selv etter de drenerte effektene ble innført. Det kan dermed virke som drenering i henhold til forholdene på Vaterland ikke har en direkte innvirkning på byggegropens umiddelbare sikkerhet. Resultatene antyder derimot at drenering vil ha en konsekvens dersom forholdene ved byggegropen skulle endres til en mer kritisk tilstand. Forsøk på simulering av et udrenert brudd etter siste byggefase, antyder at de drenerte effektene bringer jorden til en spenningstilstand hvor den mobiliserbare skjærspenningen  $\tau$  reduseres. Dette er sett i forhold til en byggeprosess som modelleres fullstendig udrenert. Det skal nevnes at bruddsimuleringen etter siste byggefase ble gjennomført i PLAXIS sin soiltestfunksjon, og ikke nødvendigvis representerer den reelle spenningsutviklingen et slikt brudd ville medføre. Tendensene er likevel at dreneringseffekter ved innvendig avstivede utgravinger lik den på Vaterland, kan skape redusert skjærstyrke i jorden. Dermed kan risikoen for brudd øke, om kritiske situasjoner skulle oppstå i underveis i byggeprosessen.

## 17.2 Fremtidig arbeid

Det er flere punkter i denne oppgaven som kan danne grunnlag for videre arbeid. En av dem er tilgjengelige laboratoriedata og kvaliteten på disse. Laboratoriedataene utgjør et av de viktigste grunnlagene for datasimuleringene som gjennomføres i PLAXIS. I fremtidige analyser av drenerte effekter ved innvendig avstivede utgravinger, ville treksforsøk med anisotrop konsolidering gitt bedre etterligning av spenningene i jorda. Forsøk med bender-element ville gitt sikrere småtøyningsparametere og tilføres CPTU-boringer med tilhørende tolkninger ville det dannet et bedre grunnlag for vurderingen av de drenerte effektene. En bedre fremstilling av den udrenerte tilstanden ved denne typen utgraving kan være nødvendig for å danne et mer korrekt sammenligningsgrunnlag til de drenerte effektene. KO-justering av diverse parametere utgjør en grov tilnærming til den anisotrope oppførselen i jorden under de udrenerte forholdene. En fremtidig forbedring kan være bruk av materialmodellen NGI-ADP.

Resultatene i denne oppgaven er også basert på detaljene rundt en enkelt utgraving. For å gi resultatene større tyngde vil det kreve et større antall uavhengige analyser av samme typer avstivede utgravinger. Hvis de fremtidige analysene også peker mot de samme resultatene, vil vi først da kunne bevise konsekvensene av de drenerte effektene.

Det kunne også vært interessant å gjøre flere forsøk hvor kritiske situasjoner i byggegropen blir simulert. Knekking av forskjellige stivere og reduksjon av spuntens bøyestivhet kan utgjøre noen av disse kritiske tilstandene. De kritiske forholdene kan simuleres gjennom flere av byggeprosessens faser og dermed danne grunnlag for risiko og konsekvens analyser, samtidig som de drenerte effektene kan vurderes gjennom alle byggefasene.

# 18 Bibliografi

- Aarhaug, O. R. (1984). *Geoteknikk og fundamentering 2*. NKI-forlaget.
- Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., & Boyce, G. M. (2002). *Slope Stability And Stabilization Methods*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Andresen, L. (2006). Deep excavations in soft soils, modeling with PLAXIS. *Finite elements in Geotechnical Engineering, PLAXIS course at NTNU* (s. Topic No. 10 and 11). Trondheim: NTNU.
- Atkinson, J. H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. *Geotechnique*, 50(5), pp 487-505.
- Bentz, T. (2012). Walls. *Lecture note, TBA 5155 Foundations and slopes* (ss. 1-38). Trondheim: NTNU.
- Bentz, T., Schwab, R., & Vermeer, P. (2009). *Small-strain stiffness in geotechnical analyses*. Berlin: Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG.
- Bjerrum, L., & Kjærnsli, B. (1957). Analysis of the stability of some Norwegian natural clay slopes. *Geotechnique*, Vol. 7, No. 1, pp 1-16.
- Black, W. L., & Hardin, B. O. (1969). Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. *Journal of the soil mechanics and foundation division*, 1531-1537.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design*. New York: McGraw-Hill.
- Clough, G. W., & O'Rourke, T. D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. *Proc., Design and Performance of Earth Retaining Structure* (ss. 439-470). New York: Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE.
- Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. E., & Witt, R. J. (2001). *Concepts and applications of finite element analysis*. New York: John Wiley & Sons.

## 18. Bibliografi

---

- Emdal, A., Grande, L., & Nordal, S. (2010). *Geoteknikk Beregningsmetoder*. Trondheim: NTNU, Fakultetet for ingeniørvitenskap og teknologi, Faggruppe for geoteknikk.
- Hashash, Y. M., & Whittle, A. J. (2002). Mechanisms of Load Transfer and Arching for Braced Excavations in Clay. I *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (ss. 187 -197). American Society of Civil Engineers.
- Height, D. W., & Higgins, K. G. (1995). An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and Application. *Int. Symp. on Prefailure Deformation Characteristics of Geomaterials*, (ss. 909-945). Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Hsieh, P. G., & Ou, C. Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Can. Geotech. J.*, 35(6) 1004-1017.
- Janbu, N. (1963). Problems of Settlements and Compressibility of Soils. *Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Weisbaden*.
- Janbu, N. (1970). *Grunnlag i Geoteknikk*. Trondheim: Tapir Forlag.
- Janbu, N. (1989). *Slope failures due to rainfall and loss of suction. De Mello Volume. A tribute to Professor Dr. Victor F. B. de Mello*. Brazil: Editora Edgar Blücher Ltda.
- Karlsrud, K., Negro, A. J., Ervin, M., Srithar, S., & Vorster, E. (2009). Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures. *The 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, (ss. 2945-2956). Alexandria.
- Kirkebø, S. (1994). *A Numerical Study of Excavations in Low Permeable Soils*. Trondheim: Department of geotechnical engineering, the Norwegian institute of technology, University of Trondheim.
- Kung, G. T., Juang, H. C., Hsiao, E. C., & Hashash, Y. M. (2007). Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavation in Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, 133(6), 731-747.
- Kung, G. T., Juang, H. C., Hsiao, E. C., & Hashash, Y. M. (2007). Simplified Model for Wall Deflection and Ground-Surface Settlement Caused by Braced Excavations in Clays. I *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (ss. 731-747).
- Kung, T. C. (2003). *Surface settlement induced by excavation with consideration of small strain behavior of Taipei silty clay*. Taipei, Taiwan: Ph.D. thesis, Dept. of Construction Engineering, National Taiwan Univ. of Science and Technology.

## 18. Bibliografi

---

- Larsson, R., & Mulabdic', M. (1991). *Shear moduli in scandinavian clays*. Swedish Geotechnical Institute, Report No. 40.
- Lund, A. K. (2005). *Etterberegning av målinger på støttekonstruksjoner for å kalibrere jordparametere og modelleringsteknikk*. Trondheim: Norges Teknisk Naturvitenskapelige Universitet.
- Länsivaara, T. (1999). *A study of the mechanical behavior of soft clay*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Masing, G. (1926). Eigenspannungen und verfestigung beim messing. *In. Proc. 2nd Int. Congr. Appl. Mech. Zurich*.
- NGI. (1962). *Measurements at a Strutted Excavation, Oslo Subway, Vaterland 1, km. 1,373*. Oslo: Oslo University Press.
- Nordal, S. (2012). *Geotechnical Engineering Advanced Course*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology Geotechnical Division.
- Nordal, S. (2012). The hardening soil model. *Lecture note, Finite element code for soil and rock analyses* (ss. 1-15). Trondheim: NTNU.
- Norge, S. (2008). *Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler*. Standard Norge.
- Ou, C. Y., Hsieh, P. G., & Chiou, D. C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Can. Geotech. J.* , 30(5), 758-767.
- Ou, C. Y., Liao, J. T., & Lin, H. D. (1998). Performance of diaphragm wall using top-down method. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 789-808.
- Peck, R. B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. *Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (ss. 225-290). Mexico City: International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- PLAXIS. (2013, 04 11). *PLAXIS-essential softwear for geotechnical professionals*. Hentet april torsdag, 2013 fra [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl).
- Sandven, R. (2011). *TBA 4110 Geotchnics, Field and Lab Investigations*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology Geotechnical Division.
- Schantz, T. (1998). *Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialen*. Habilitation: Stuttgart Universitat.

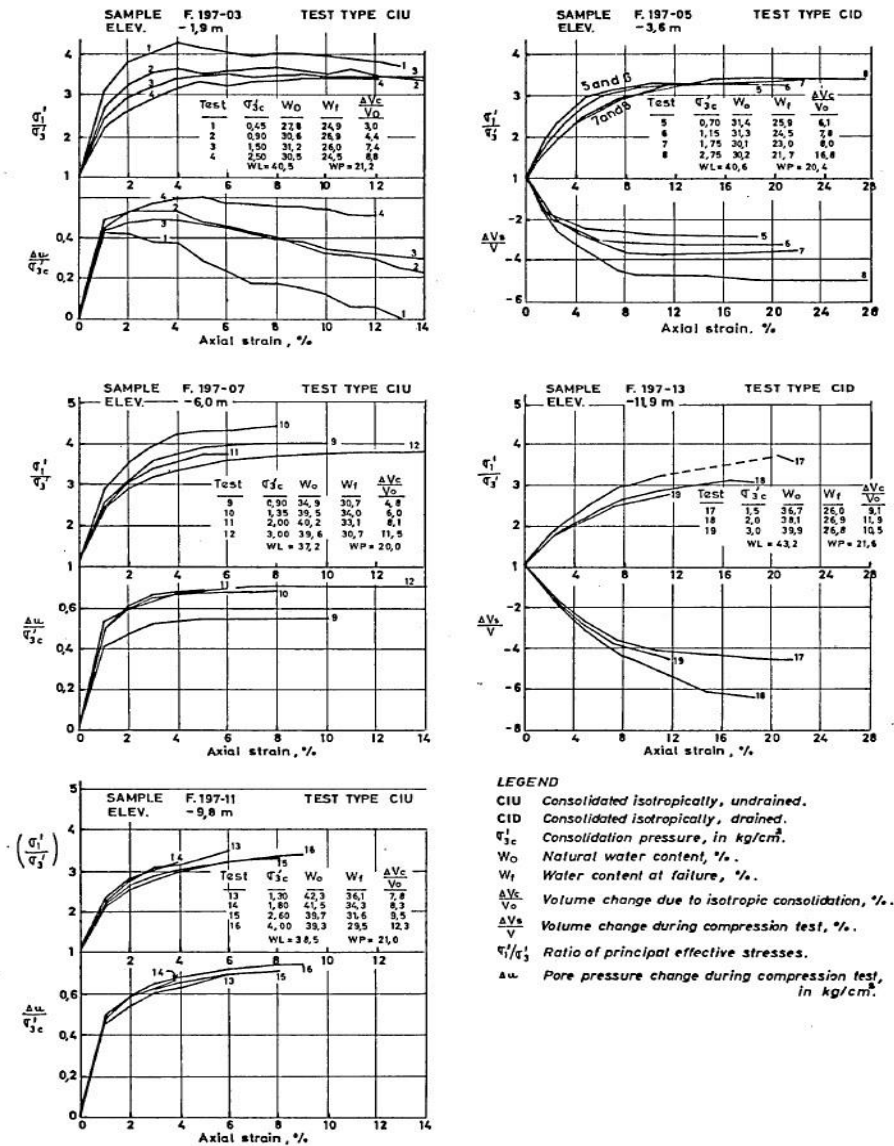
## 18. Bibliografi

---

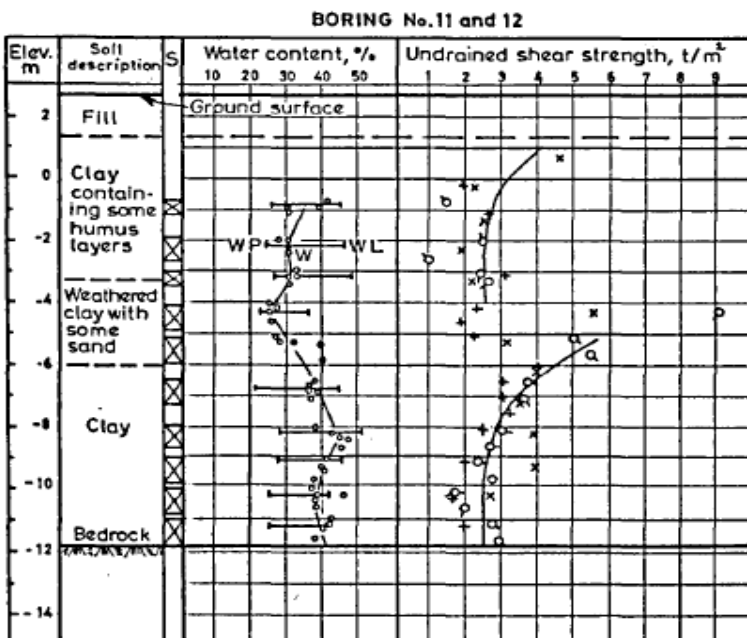
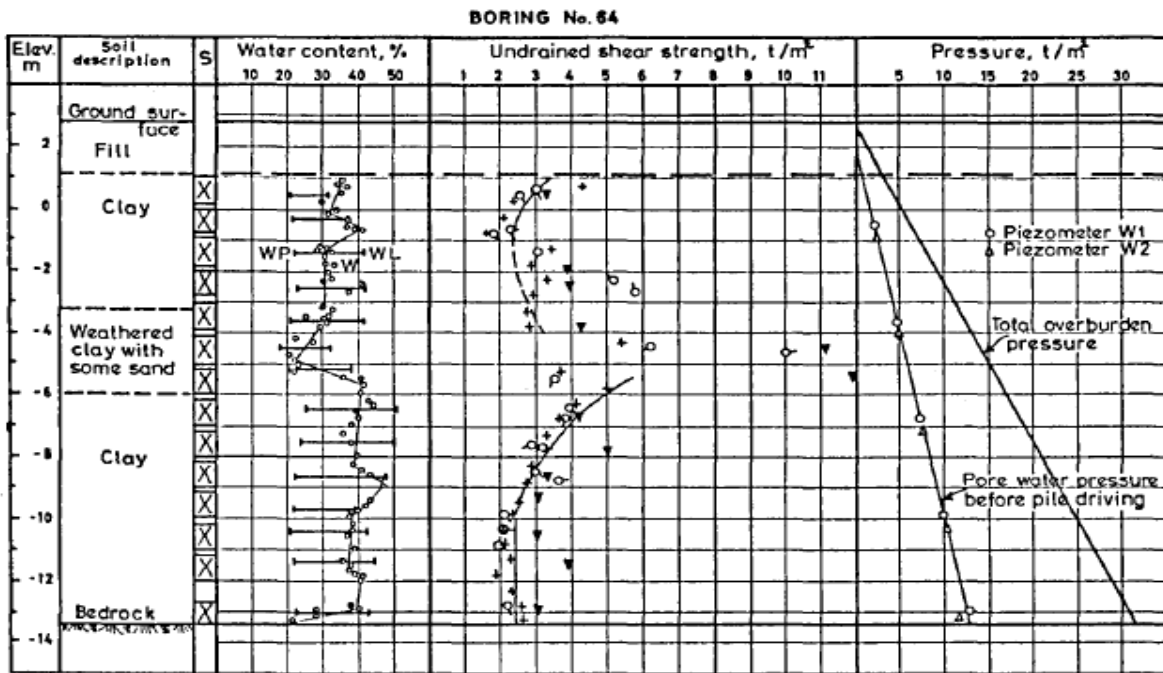
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. Berkeley, California: EERC.
- Simpson, B. (1993). Development and application of a new soil model for prediction of ground movements. *Predictive Soil Mechanics, Proc., Wroth Memorial Symp.* (ss. 628-643). Oxford, London: G. T. Houlsby and A. N. Schofield.
- Stallebrass, S. E., & Taylor, R. N. (1997). The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay. *Geotechnique*, 47(2), 235-253.
- Stokoe, K. H., Darandeli, M. B., Gilbert, R. B., Meng, F.-Y., & Choi, W. K. (2004). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. *Int. workshop on uncertainties in nonlinear soil properties and their impact on modeling dynamic soil response*.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics In Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Ukritchon, B., Whittle, A. J., & Sloan, S. W. (2003). *Undrained Stability of Braced Excavations in Clay*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 730-755.
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering* 117, 1, 89-107.
- Whittle, A. J., & Hashash, Y. A. (1994). Soil modeling and prediction of deep excavation behavior. *Proc., Int. Symp. on Prefailure Deformation of Geomaterials, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, The Netherlands*, 589-594.
- Whittle, A. J., Hashash, Y. M., & Whitman, R. V. (1993). Analysis of deep excavation in Boston. *J. Geotech. Engrg.*, 119(1), 69-90.

# 19 Vedlegg A – Rådata NGI-rapport

## 19.1 Udrenerte og drenerte treaksforøk NGI (1962)



## 19.2 Jordegenskaper fra prøveboring NGI (1962)



**LEGEND**

- + Vane
- X Vane, Boring No. 11
- ▼ Laboratory cone
- Unconfined compression
- Axial strain at failure
- S Samples tested

**NOTE**

For location of borings, see figure 2.





### 19.4 Pile 12a South wall

Deflection Channel D.2, Pile 12a South Wall. - Inclinator Measurements.

D m	Day No. 3		Day No. 14		Day No. 27		Day No. 44		Day No. 46		Day No. 56		Day No. 74		Day No. 136							
	10 <sup>-3</sup> rad. α1	cm α2	10 <sup>-3</sup> rad. α1	cm α2	10 <sup>-3</sup> rad. α1	cm α2	10 <sup>-3</sup> rad. α1	cm α2	10 <sup>-3</sup> rad. α1	cm α2	10 <sup>-3</sup> rad. α1	cm α2	10 <sup>-3</sup> rad. α1	cm α2	10 <sup>-3</sup> rad. α1	cm α2						
0,00	-14,6	-6,9	0,0	0,0	-2,0	8,8	5,4	13,6	-1,0	13,9	11,3	-0,9	14,8	13,4	-1,1	22,4	4,6	25,0	26,2	-2,1		
0,50	-13,6	-5,4	-0,5	2,6	-0,9	7,9	8,7	16,1	-0,5	17,1	14,1	-0,3	17,8	16,1	-0,4	25,4	7,6	27,6	28,8	-0,8		
1,00	-12,6	-4,9	-1,0	3,2	+5,1	15,3	11,6	22,2	0,1	19,6	19,0	+0,5	17,7	16,4	+0,5	26,8	12,6	29,2	31,2	0,6		
1,50	-13,6	-9,6	-1,5	6,0	-0,3	7,1	10,2	14,5	1,0	17,3	12,8	1,6	16,6	15,2	1,3	26,7	6,4	1,9	29,8	2,3		
2,00	-15,5	-7,7	-2,0	7,7	-0,2	6,0	0,5	7,3	13,8	2,1	16,7	13,4	2,2	16,6	15,0	2,1	25,4	2,7	26,8	3,7		
2,50	-14,4	-5,6	-2,6	8,5	0,1	5,0	0,6	6,6	13,8	2,6	15,9	3,0	16,2	15,5	2,9	25,4	7,2	3,5	25,0	5,0		
3,00	-14,2	-6,5	-3,1	10,3	-0,8	4,0	0,6	4,9	12,5	3,1	15,5	3,7	15,2	15,3	3,7	25,5	7,6	4,3	23,1	6,3		
3,50	-13,2	-5,7	-3,6	10,9	-1,1	3,4	0,4	4,8	11,3	3,5	16,4	4,4	16,8	16,4	5,3	22,7	8,5	5,1	21,1	7,5		
4,00	-13,4	-5,3	-4,1	12,7	-1,4	2,8	0,4	4,1	10,7	3,8	13,4	5,2	18,2	16,4	5,3	22,7	8,5	6,0	18,4	8,6		
4,50	-14,4	-5,2	-4,6	15,6	-1,9	2,4	0,2	0,6	8,3	4,0	7,7	6,5	12,4	14,0	6,1	22,0	6,8	6,8	14,8	9,5		
5,00	-13,4	-5,5	-5,1	15,9	-2,4	2,4	-0,2	-2,0	4,1	4,0	7,0	7,0	11,7	10,9	7,4	22,7	1,8	7,6	12,0	10,3		
5,50	-13,4	-5,0	-5,5	17,1	-3,0	1,9	0,8	-6,0	+1,1	4,0	3,5	7,0	12,4	10,4	7,4	22,7	1,8	8,3	10,9	16,7		
6,00	-13,1	-4,4	-6,0	17,7	-3,6	1,7	-1,4	-8,9	+1,9	4,0	4,0	7,3	9,6	8,9	8,0	29,6	7,2	8,2	10,2	11,5		
6,50	-12,2	-4,4	-6,4	19,4	-4,3	1,3	-2,1	-10,2	-3,7	3,7	7,4	7,7	7,6	5,9	8,4	29,2	10,5	9,2	8,2	10,8		
7,00	-11,1	-3,7	-6,9	15,8	-7,5	4,9	2,7	-12,9	-6,4	3,4	7,4	+3,1	7,9	5,9	8,9	27,6	12,5	9,8	10,8	11,9		
7,50	-11,1	-5,0	-7,5	17,7	-9,4	5,5	3,4	-16,9	-10,8	2,9	7,6	+4,8	7,2	+2,2	8,8	27,6	9,7	11,3	13,2	13,8		
8,00	-13,1	-3,2	-8,0	17,7	-9,4	5,5	4,2	-19,6	-9,8	2,2	-11,6	-12,8	6,8	-8,8	-9,6	8,9	23,8	7,5	13,0	10,0		
8,50	-10,6	-3,9	-8,4	14,3	-7,6	6,2	5,0	-20,5	-14,1	0,6	-17,0	-11,8	-13,0	-11,8	-13,0	8,2	23,8	+6,3	13,8	13,7		
9,00	-10,2	-3,1	-8,7	14,6	-6,3	7,3	5,7	-20,8	-14,7	0,3	-20,8	-14,7	-19,0	-19,0	7,5	8,1	+16,6	14,5	12,8	14,2		
9,50	-10,6	-1,6	-9,1	14,3	-5,0	7,8	6,5	-23,6	-16,2	0,3	-23,9	-24,6	-24,6	6,6	8,1	+16,6	-54,0	+2,8	14,1	14,6		
10,00	-10,6	-1,3	-9,4	13,4	-4,0	8,3	7,1	-24,1	-17,0	2,3	-27,3	3,3	-27,6	-28,3	5,4	-	-55,0	14,1	-45,2	14,9		
10,50	-10,6	-3,1	-9,7	13,5	-2,9	8,8	-25,8	-20,4	-2,3	-27,3	-31,8	2,0	-28,3	-28,3	5,4	-	-57,6	11,8	-47,2	12,7		
11,00	-12,0	-2,1	-10,4	13,1	-4,1	9,2	-29,7	-22,7	-3,5	-32,7	-36,0	+0,5	-33,6	-35,2	4,0	-	-57,6	9,5	-49,2	10,4		
11,50	-11,0	-2,1	-10,4	13,1	-4,1	9,2	-28,8	-22,1	-4,1	-33,6	-36,4	-1,2	-33,6	-35,2	2,3	-	-60,0	7,1	-54,0	10,4		
12,00	-10,2	-2,6	-10,7	12,7	-4,6	9,8	-28,6	-23,1	-6,1	-34,9	-39,0	-2,9	-40,7	-41,2	+0,3	-	-60,5	4,5	-54,8	5,2		
12,50	-11,3	-3,2	-11,1	13,8	-4,8	10,6	-31,0	-24,0	-7,4	-38,0	-41,2	-4,8	-43,5	-44,7	-1,8	-	-63,7	2,0	-56,5	2,5		
13,00	-10,2	-3,3	-11,4	13,8	-4,8	10,6	-30,4	-24,0	-8,8	-38,6	-41,8	-4,8	-46,5	-47,1	-4,0	-	-66,4	-0,8	-60,5	-0,3		
13,15	-11,0	-3,0	-11,5	12,0	-3,8	11,6	-28,8	-23,2	-9,3	-38,7	-41,6	-7,6	-47,2	-47,4	-6,3	-	-68,0	-3,7	-62,3	-3,4		
13,65																					-4,6	
Δ2	Offset from Base Line, cm. 57,7		57,7		58,3		58,7		58,6		58,8		58,4		59,8							

## 19.5 Pile 18a South wall

Deflection Channel D 3, Pile 18a South Wall. - Inclinator Measurements.

D m	Day No.11			Day No.44			Day No.48			Day No.94					
	10 <sup>-3</sup> rad.		cm	10 <sup>-3</sup> rad.		cm	10 <sup>-3</sup> rad.		cm	10 <sup>-3</sup> rad.		cm			
	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X			
0.00	-29.5	-20.2	- 0.0	- 3.7	+3.1	- 5.3	5.7	4.7	- 5.4	5.8	5.2	- 5.6			
0.50	-31.3	-23.2	- 1.2	- 4.2		- 5.3	4.7	2.7	- 5.1	4.8	3.5	- 5.3			
1.00	-31.5	-23.2	- 2.6	- 3.2		- 5.3	5.4	3.3	- 5.0	4.8	3.9	- 5.1			
1.50	-30.4	-23.6	- 4.0	- 3.5		- 5.3	5.4	3.6	- 4.7	5.0	4.5	- 4.9			
2.00	-30.5	-22.6	- 5.3	- 3.8		- 5.3	5.0	3.7	- 4.5	6.0	5.4	- 4.6			
2.50	-30.5	-23.2	- 6.7	- 5.3		- 5.4	3.4	1.6	- 4.3	4.2	3.8	- 4.3			
3.00	-30.7	-23.8	- 8.0	- 7.2		- 5.5	2.4	- 0.4	- 4.2	3.2	2.2	- 4.1			
3.50	-32.2	-22.9	- 9.4	-11.1		- 5.6	- 0.5	- 1.3	- 4.1	0.8	2.0	- 4.0			
4.00	-30.7	-22.7	-10.7	-11.7		- 6.0	0.4	- 2.5	- 4.2	2.7	1.8	- 3.9			
4.50	-30.4	-22.6	-12.0	-11.9		- 6.5	1.8	+ 0.6	- 4.2	4.5	5.3	- 3.8			
5.00	-29.2	-20.4	-13.4	-14.0		- 6.9	- 0.4	- 1.4	- 4.1	3.8	4.1	- 3.6			
5.50	-28.7	-20.4	-14.6	-18.1		- 7.4	- 3.3	- 4.4	- 4.2	1.5	2.5	- 3.4			
6.00	-29.9	-25.8	-15.8	-22.1		- 8.2	- 7.5	-12.5	- 4.4	0.3	- 4.8	- 3.3			
6.50	-28.6	-14.6	-17.2	-24.0		- 9.1	-10.6	- 8.6	- 4.9	1.1	6.8	- 3.4			
7.00	-28.7	-19.1	-18.3	-27.9		-10.1	-15.5	-16.6	- 5.4	- 2.2	- 2.0	- 3.2			
7.50	-29.9	-22.8	-19.5	-30.6		-11.4	-20.5	-23.0	- 6.2	- 7.8	- 8.0	- 3.3			
8.00	-29.6	-20.3	-20.8	-32.8		-12.7	-23.6	-25.2	- 7.3	-10.2	-10.6	- 3.7			
8.50	-29.7	-20.6	-22.1	-34.8		-14.2	-28.0	-29.6	- 8.5	-14.2	-15.0	- 4.2			
9.00	-27.9	-18.8	-23.3	-34.8		-15.8	-30.4	-31.6	- 9.9	-19.2	-18.1	- 4.9			
9.50	-29.0	-20.2	-24.5	-38.1		-17.3	-35.0	-36.2	-11.5	-26.0	-26.8	- 5.9			
10.00	-28.3	-19.5	-25.7	-38.6		-19.1	-37.6	-39.4	-13.2	-32.4	-32.2	- 7.2			
10.50	-28.6	-20.0	-26.9	-41.2		-20.8	-42.0	-43.1	-15.1	-40.2	-39.9	- 8.8			
11.00	-28.6	-20.5	-28.2	-43.8		-22.7	-45.6	-47.6	-17.2	-47.8	-47.8	-10.8			
11.50	-28.6	-20.3	-29.4	-45.0		-24.7	-47.8	-49.8	-19.5	-52.8	-53.0	-13.2			
12.00	-28.4	-20.3	-30.6	-45.8		-26.8	-50.7	-52.0	-22.0	-57.0	-57.8	-15.8			
12.50	-28.6	-19.3	-31.8	-45.6		-28.9	-52.4	-53.6	-24.5	-60.0	-60.2	-18.7			
13.00	-29.3	-22.3	-33.0	-46.5		-31.0	-54.7	-56.4	-27.2	-64.4	-65.0	-21.7			
13.50	-30.5	-21.6	-34.3	-46.8		-33.2	-56.0	-57.5	-30.0	-66.8	-66.2	-25.0			
13.70	-30.0	-21.3	-34.8	-45.0		-34.1	-55.5	-57.3	-31.1	-	-	-			
14.20			-36.0			-36.2			-33.9			-29.4			
$\Delta 3$ 0.50	Offset from Base Line, cm 54,2			58,3			58,1			58,3					
Elev. top of channel				1.56 m				Elev. top of pile				1.7 m			
Elev. bottom of channel				-12.9 m				Elev. bottom of pile				-13.4 m			

## 19.6 Pile 9 South wall

Deflection Channel D1, Pile 9 South Wall. - Inclinometer Measurements.

D m	Day No. 3			Day No. 11			Day No. 48			Day No. 74			Day No. 136		
	10 <sup>-3</sup> rad.		cm	10 <sup>-3</sup> rad.		cm	10 <sup>-3</sup> rad.		cm	10 <sup>-3</sup> rad.		cm	10 <sup>-3</sup> rad.		cm
	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X	$\alpha_1$	$\alpha_2$	X
0.00	-15.8	-8.1	0.0	-	-	2.2	-	-	1.3	-	-	1.2	-	-	-0.3
0.50	-17.4	-8.5	-0.6	-16.1	-7.8	1.6	0.7	-1.3	1.2	9.3	-8.3	1.3	13.2	13.7	0.4
1.00	-18.7	-10.5	-1.2	-14.7	-5.6	0.9	3.1	+1.4	1.2	11.3	-6.0	1.3	16.9	17.3	1.1
1.50	-20.4	-12.8	-2.0	-15.2	-6.5	0.5	0.1	-0.4	1.3	8.3	-8.2	1.4	15.2	17.9	1.9
2.00	-19.1	-13.5	-2.8	-15.5	-9.5	-0.1	2.8	-1.3	1.3	10.7	-7.2	1.4	17.8	17.0	2.8
2.50	-22.5	-14.4	-3.6	-19.6	-9.8	-0.7	2.6	+1.6	1.4	9.9	-7.2	1.5	12.3	14.1	3.6
3.00	-20.4	-12.6	-4.5	-18.5	-10.3	-1.4	6.7	5.2	1.5	13.9	-3.3	1.6	11.8	13.8	4.3
3.50	-20.7	-13.6	-5.4	-21.2	-12.1	-2.2	5.8	3.5	1.8	13.7	-3.6	1.9	9.7	10.9	4.9
4.00	-19.9	-12.6	-6.2	-22.4	-13.4	-3.0	7.2	5.3	2.0	15.2	-2.4	2.1	6.2	6.7	5.5
4.50	-20.5	-12.6	-7.0	-22.8	-14.5	-3.9	8.6	6.8	2.3	16.2	-1.3	2.4	3.5	5.2	5.8
5.00	-19.9	-12.6	-7.9	-23.8	-15.6	-4.8	6.6	4.4	2.8	14.3	-3.6	2.8	0.9	1.5	6.0
5.50	-19.8	-12.3	-8.7	-25.2	-16.2	-5.8	3.6	+2.3	3.1	13.1	-4.6	3.1	-1.8	-1.9	6.1
6.00	-19.7	-12.3	-9.5	-24.8	-16.1	-6.9	0.2	-1.4	3.2	16.1	-0.5	3.3	-5.2	-4.2	6.0
6.50	-20.0	-12.4	-10.3	-25.9	-16.7	-7.9	-3.9	-5.7	3.2	14.2	-3.5	3.7	-7.8	-7.2	5.7
7.00	-19.3	-12.6	-11.1	-25.2	-16.3	-8.9	-5.3	-8.5	3.0	11.0	-6.4	3.9	-6.3	-5.1	5.4
7.50	-20.1	-12.2	-11.9	-25.4	-16.2	-10.0	-10.8	-12.0	2.6	8.2	-9.3	4.1	-4.5	-4.2	5.1
8.00	-19.6	-12.1	-12.7	-25.5	-16.0	-11.0	-13.8	-16.4	2.0	7.6	-9.8	4.0	-7.2	-7.2	4.8
8.50	-22.2	-14.2	-13.5	-26.5	-17.5	-12.1	-20.5	-22.2	1.3	2.5	-14.8	4.0	-15.8	-14.2	4.5
9.00	-22.9	-14.4	-14.4	-27.7	-17.7	-13.2	-25.0	-26.6	0.2	-3.2	-19.9	3.7	-17.8	-16.3	3.7
9.50	-22.2	-14.6	-15.3	-25.8	-16.7	-14.3	-27.7	-30.4	-1.1	-9.6	-26.0	3.1	-20.5	-20.2	2.9
10.00	-22.0	-14.4	-16.3	-25.7	-16.6	-15.4	-31.7	-34.2	-2.5	-16.5	-33.3	2.2	-26.1	-26.5	1.9
10.50	-23.9	-15.8	-17.2	-26.5	-17.4	-16.4	-37.1	-39.0	-4.2	-24.8	-40.8	0.9	-34.6	-33.8	0.5
11.00	-23.9	-16.3	-18.2	-26.4	-18.4	-17.5	-40.8	-43.6	-6.1	-33.6	-50.8	-0.7	-43.0	-43.2	-1.2
11.50	-25.6	-18.2	-19.2	-27.8	-19.5	-18.6	-46.6	-49.4	-8.2	-42.3	-60.4	-2.8	-52.8	-52.9	-3.3
12.00	-25.9	-18.7	-20.3	-27.6	-20.2	-19.8	-50.6	-54.2	-10.6	-52.5	-69.8	-5.4	-61.8	-63.0	-6.0
12.50	-26.7	-20.4	-21.4	-28.6	-21.6	-21.2	-55.2	-59.6	-13.2	-60.5	-78.3	-8.4	-69.5	-71.8	-9.1
13.00	-28.4	-22.1	-22.6	-29.8	-22.9	-22.3	-57.8	-62.2	-16.1	-68.6	-86.2	-11.9	-77.6	-79.8	-12.6
13.50	-29.9	-22.8	-23.8	-31.3	-23.4	-23.6	-61.8	-65.2	-19.1	-74.9	-92.9	-15.8	-86.3	-88.2	-16.6
13.65	-29.5	-22.4	-24.2	-31.3	-23.0	-24.0	-62.6	-64.8	-19.9	-	-	-	-91.2	-90.6	-18.3
14.15	-	-	-25.5	-	-	-25.4	-	-	-23.1	-	-	-21.2	-	-	-22.9
$\Delta 1$ 0.38	Offset from Base Line, cm 60.2			58.0			58.5			58.3			59.5		
Elev. top of channel				1.44 m				Elev. top of pile				1.7 m			
Elev. bottom of channel				-12.8 m				Elev. bottom of pile				-13.3 m			

# 19.7 Earth pressure part 1

Day No.	Temp. °C	Earth Pressures t/m <sup>2</sup>																				
		Po. 1	Po. 2	Po. 3	Po. 4	Po. 5	Po. 6	Po. 7	Po. 8	Po. 9	Po. 10											
0 <sup>ca.15</sup>	0	1.0	3.4	5.7	7.0	10.2	16.6	20.6	26.7	33.0	34.3											
0 <sup>ca.15</sup>	0	1.0	4.0	7.0	12.1	18.9	22.3	27.8	34.3	35.0												
0 <sup>ca.15</sup>	0	1.0	4.3	7.0	11.7	19.0	22.7	27.5	33.3	35.0												
1 <sup>ca.13.0</sup>	0	1.6	4.4	6.2	11.2	17.4	20.8	27.6	28.7	24.5												
1 <sup>ca.13.0</sup>	0.6	1.6	4.4	5.9	11.1	17.1	20.4	27.1	28.3													
2	0.6	2.0	4.4	6.1	11.1	16.7	19.7	26.2	32.6	22.2												
2	0.6	2.0	4.4	6.1	11.0	15.9	19.1	25.8	29.5	21.8												
4 ca.10	1.3	2.3	4.1	5.6	11.0	15.9	19.1	25.8	29.5	21.8												
6 ca.15	1.3	2.3	4.1	5.6	11.0	15.9	19.1	25.8	29.5	21.8												
7 12.0	1.3	2.0	3.5	4.7	9.2	14.3	17.6	23.2	21.2	21.8												
8 <sup>ca.17.0</sup>	1.6	2.5	3.7	4.7	9.2	14.3	17.6	23.2	21.2	21.8												
8 <sup>ca.17.0</sup>	1.6	2.5	3.7	4.7	9.2	14.3	17.6	23.2	21.2	21.8												
9 17.0	1.9	2.7	4.0	4.5	8.6	13.2	16.8	23.3	24.8	23.3												
10 16.5	1.9	2.7	4.0	4.5	8.6	13.2	16.8	23.3	24.8	23.3												
11 16.5	2.3	4.3	5.4	5.6	8.1	11.4	14.8	21.3	22.9	22.5												
11 14.0	2.9	5.0	6.3	6.0	8.6	10.6	13.7	20.4	22.1	22.0												
13 14.0	2.9	5.0	6.3	6.0	8.8	10.6	13.7	20.4	22.1	21.8												
15 15.0	3.2	3.9	6.5	6.2	9.2	9.8	12.5	18.5	20.1	21.0												
17 14.5	3.6	5.4	6.7	6.2	9.1	9.9	12.3	18.0	19.5	21.0												
21 11.0	3.8	5.5	7.4	6.4	9.3	10.0	11.5	17.2	18.7	20.8												
23 5.0	3.9	5.7	7.9	6.6	9.0	10.5	11.7	16.6	17.8	19.1												
27 8.0	3.9	5.7	7.9	6.6	9.0	10.5	11.7	16.6	17.8	19.1												
30 11.0	4.1	5.5	7.6	6.6	7.9	9.5	11.3	16.2	17.2	18.9												
32 8.0	4.1	5.2	7.7	5.7	7.9	9.7	11.5	16.4	17.0	18.2												
35	4.6	5.3	8.0	5.9	7.6	9.7	11.8	16.5	16.4	17.3												
36 5.0	4.4	5.2	8.0	5.9	7.6	9.7	11.8	16.5	16.4	17.3												
39 5.5	4.3	5.3	8.4	8.3	8.6	9.7	12.0	17.5	15.6	15.1												
42 5.0	4.4	5.3	8.4	8.9	8.4	9.2	11.7	18.5	16.6	14.0												
43 5.0	4.2	5.1	8.2	9.1	8.9	9.4	12.0	18.7	17.3	13.9												
44 3.5	4.2	5.2	8.4	9.9	9.6	9.2	11.6	18.9	18.4	13.4												
45 <sup>ca.3.5</sup>	4.2	5.2	8.5	10.4	10.3	8.8	11.8	20.7	19.8	13.5												
46 3.0	4.5	5.6	8.8	10.8	9.8	8.5	11.9	20.2	20.2	13.6												
48 3.0	4.5	5.6	8.8	10.8	9.8	8.5	11.9	20.2	20.2	13.6												
49 3.0	4.4	5.4	8.7	11.1	11.3	9.3	13.2	21.5	20.6	14.2												
50 3.5	4.2	5.4	8.6	11.6	12.1	9.9	13.9	21.9	20.8	14.1												
51 3.0	4.2	5.4	8.7	11.6	12.8	10.0	14.0	21.6	20.6	14.2												
52 3.0	4.2	5.4	8.4	11.2	12.9	10.2	14.0	21.5	20.3	14.3												
53 3.5	4.1	5.4	8.4	11.2	12.9	10.2	14.0	21.5	20.3	14.3												
55 -1.0	4.0	5.6	8.5	11.4	14.1	10.2	14.0	20.3	19.9	13.9												
56 -2.0	4.1	5.8	8.9	11.4	14.1	10.2	14.0	20.3	19.9	13.9												
57 0	3.8	5.7	8.9	11.7	14.7	9.9	19.1	19.6	19.3	13.8												
58 3.0	4.4	5.9	9.2	12.0	15.2	10.3	19.1	19.1	19.0	13.8												
59 7.0	4.4	5.3	9.2	12.0	16.3	10.0	16.4	18.4	18.1	13.5												





# 19.10 Strut loads part 2

Day No.	Temp. °C	Individual Strut Loads.															Summation of Strut Loads.									
		Strut Loads - Tons															Section (1)					Level (2)				
		3A	4A	4AE	5A	5AE	3B	4B	5B	3C	4C	5C	3D	4D	5D	3E	4E	5E	3	4	5	A	B	C	D	E
70	1.0	-9.0	18.9	19.1	19.7	60.1	45.7	28.1	48.9	76.4	78.6	92.5	118.3	74.2	18.0	29.5	192.5	259.3	200.0	29.0	133.9	203.9	285.0			
71	2.0	-9.3	17.1	19.7	20.0	58.3	44.8	27.6	48.1	77.3	77.6	95.4	122.7	79.8	32.8	27.5	192.5	261.9	204.7	27.5	130.7	203.0	297.9			
72	3.5	-9.0	18.0	20.0	20.0	60.4	46.4	27.3	50.5	77.1	78.6	78.3	110.8	83.5	67.6	212.7	270.0	209.4	28.7	134.1	206.2	272.6	50.5			
73	3.0	-9.0	18.9	19.1	19.7	58.9	45.0	27.3	47.1	76.3	77.6	76.6	108.2	92.5	67.6	241.2	286.7	216.5	29.0	131.2	201.0	277.3	105.9			
75	-6.0	-7.8	19.4	19.7	19.7	58.7	43.0	25.5	46.3	73.8	76.1	73.4	113.7	101.5	67.9	238.5	292.2	222.8	31.3	127.2	196.2	288.2	110.2			
76	-6.0	-8.7	17.7	18.9	19.7	57.6	43.0	24.9	46.2	72.3	76.1	89.9	115.7	103.2	18.0	188.5	269.6	223.9	27.9	125.5	194.2	308.8				
77	-2.0	-8.4	18.0	19.7	19.7	57.2	42.4	25.5	46.7	73.7	75.7	92.8	117.5	103.2	24.4	189.8	277.1	223.1	27.9	125.1	194.1	319.5	18.0			
78	0	-8.4	16.5	19.7	19.7	56.9	41.6	22.0	47.6	74.2	75.4	93.7	120.2	102.1	25.4	189.8	277.1	223.2	27.8	120.5	194.2	320.2	24.4			
79	0	-8.1	16.2	19.7	19.7	56.3	41.6	23.5	48.5	71.1	74.4	93.7	118.9	106.7	25.3	190.9	273.4	223.4	27.8	121.4	194.6	319.3	25.3			
81	4.0	-7.8	16.8	17.7	17.7	50.3	33.5	22.9	49.5	72.2	75.8	93.7	114.6	107.6	27.7	187.2	268.1	226.0	26.7	119.6	192.5	315.9	24.7			
82	0.5	-10.4	15.4	17.7	17.7	50.2	39.9	23.8	49.9	70.9	73.3	99.2	114.6	108.2	24.1	196.5	284.9	224.6	26.4	119.2	194.3	322.0	24.1			
83	-1.5	-8.1	15.4	19.1	19.1	50.4	40.4	23.2	51.8	70.7	73.4	102.1	115.7	112.2	28.0	203.6	270.3	224.9	26.9	120.0	194.3	330.0	29.0			
84	6.0	-9.3	14.2	18.3	18.3	50.4	41.3	23.2	52.9	72.1	74.3	102.1	113.4	113.7	29.0	202.4	271.5	228.9	25.3	117.4	193.3	323.5	30.5			
85	3.0	-7.8	13.4	17.1	17.1	53.5	40.4	21.5	52.6	71.3	73.4	102.1	112.2	113.7	31.0	202.4	270.3	230.3	25.3	117.4	193.1	323.0	34.2			
86	0.5	-10.2	13.1	17.1	17.1	53.2	39.5	21.5	51.7	69.3	73.4	100.1	109.2	114.8	28.4	200.2	262.4	227.7	28.9	115.6	194.6	323.1	31.0			
91	-3.0	-7.0	16.8	19.1	19.1	52.6	40.1	23.5	53.0	70.6	72.9	100.3	110.2	114.8	28.4	202.8	262.4	227.7	28.9	115.6	194.6	323.1				
92	-2.5	-6.1	17.4	19.1	19.1	55.8	40.1	23.5	53.0	68.6	71.5	100.1	109.0	117.5	36.3	208.9	271.4	227.1	31.0	119.4	193.1	326.6				
93	-2.5	-6.1	17.4	19.1	19.1	56.5	40.1	23.5	53.0	68.6	71.5	100.1	109.0	117.5	36.3	208.9	271.4	227.1	31.0	119.4	193.1	326.6				
94	-4.5	-2.3	13.1	17.4	17.4	55.8	41.0	23.5	53.0	71.3	72.9	101.8	112.5	117.2	36.0	208.9	271.4	227.1	40.0	121.6	197.9	328.0				
95	-6.0	-	10.4	17.4	17.4	47.9	35.7	25.2	56.4	70.7	72.3	101.8	112.5	117.2	36.0	208.9	271.4	227.1	40.0	121.6	197.9	328.0				
97	-8.5	-5.2	10.4	17.4	17.4	55.2	39.8	22.9	57.9	73.4	73.4	103.5	118.0	125.9	21.1	211.4	282.0	245.1	40.0	117.9	203.8	347.5	61.5			
98	-8.5	-5.2	10.4	17.4	17.4	55.2	39.8	22.9	57.9	73.4	73.4	103.5	118.0	125.9	21.1	211.4	282.0	245.1	40.0	117.9	203.8	347.5				
100	1.5	-2.6	14.5	6.2	24.1	55.2	41.4	26.4	58.6	72.3	73.8	102.4	118.0	124.4	45.9	214.0	282.9	252.5	45.9	124.0	204.7	344.8				
101	4.0	-2.6	13.6	6.2	24.1	55.8	41.4	23.5	57.8	70.3	72.9	104.4	110.5	118.9	41.0	215.4	283.1	238.0	41.0	120.7	201.0	333.8				
104	4.0	-5.5	9.6	6.1	19.4	55.6	40.1	23.8	55.9	69.1	71.1	103.0	105.3	113.4	40.8	211.9	283.9	230.3	40.8	119.5	196.1	321.7				
105	4.5	-6.7	11.0	-4.9	49.7	49.7	39.8	18.0	47.0	57.3	61.8	100.6	106.4	118.9	24.7	191.8	219.2	213.2	24.7	107.5	166.1	325.9				
106	2.0	-6.7	9.9	3.5	18.6	57.6	47.6	32.8	19.7	46.3	60.5	62.1	108.2	121.2	191.0	239.6	207.4	220.1	23.2	100.1	168.9	333.2				
107	-2.0	-8.4	11.6	2.6	19.1	58.6	32.5	18.9	79.5	53.7	65.1	108.2	106.7	124.7	91.6	239.6	207.4	220.1	23.2	110.0	198.3	339.6				
108	-1.5	-9.0	11.6	3.2	18.6	58.6	32.5	18.9	79.5	53.7	65.1	108.2	106.7	124.7	91.6	239.6	207.4	220.1	23.2	110.0	198.3	339.6				
110	5.0	-3.5	8.7	5.5	17.7	37.0	36.3	20.6	19.1	77.6	61.3	110.8	123.3	123.8	23.5	243.3	297.3	233.8	23.5	243.3	297.3	233.8				
112	5.0	-3.5	8.7	5.5	17.7	37.0	36.3	20.6	19.1	77.6	61.3	110.8	123.3	123.8	23.5	243.3	297.3	233.8	23.5	243.3	297.3	233.8				
113	4.5	+23.5	27.0	34.8	17.7	4.1	35.5	24.7	26.4	81.3	58.9	110.8	123.3	123.8	23.5	243.3	297.3	233.8	23.5	243.3	297.3	233.8				
114	2.5	+22.6	29.0	34.5	16.8	1.7	35.5	24.7	26.4	81.3	58.9	110.8	123.3	123.8	23.5	243.3	297.3	233.8	23.5	243.3	297.3	233.8				
115	2.0	+24.4	29.0	31.6	15.7	2.9	35.5	24.7	26.4	81.3	58.9	110.8	123.3	123.8	23.5	243.3	297.3	233.8	23.5	243.3	297.3	233.8				
118	-	25.5	37.1	35.4	38.0	22.3	26.4	26.4	26.4	69.7	74.7	69.7	31.6	123.8	123.8	62.5	60.3	60.3	158.3	107.1	104.6	104.6	104.6			



## 20 Vedlegg B - Hendelsesforløp

### 20.1 Hendelsesforløp i tilknytning avstivere

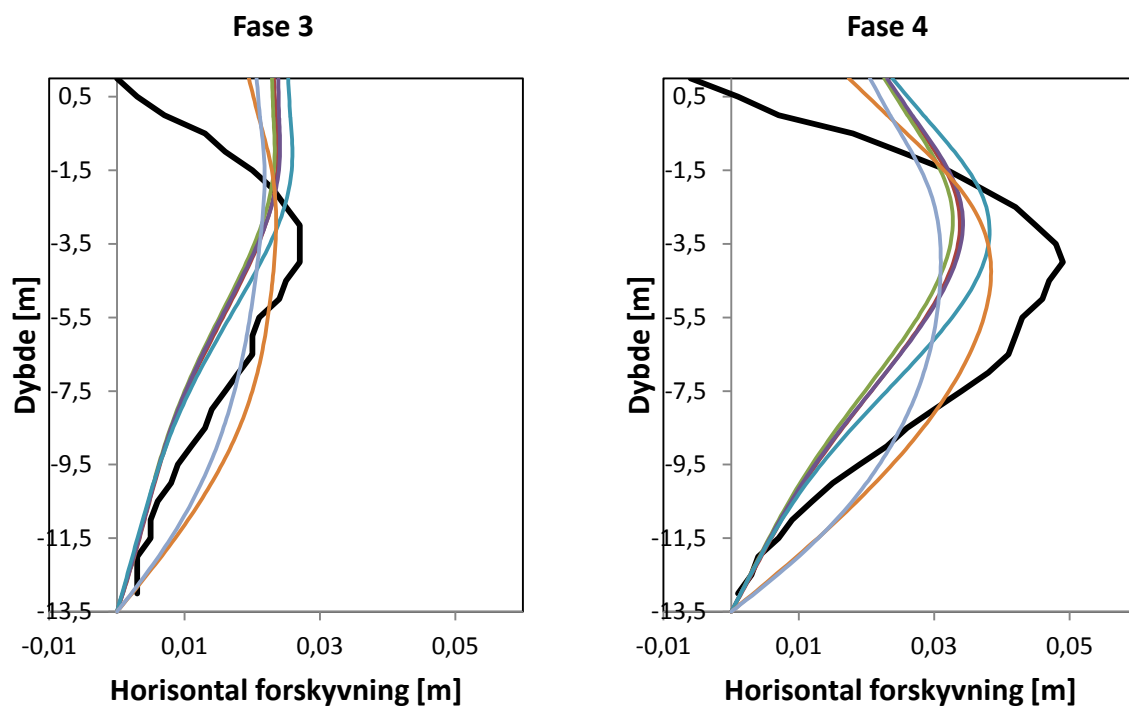
Strut No.	Section <sup>x</sup>	Day No		Elev. † Strut		Distance between struts metres	Remarks
		Installed	Removed	North End	South End		
2A							
3AE	1	95	153			2.15	
3A	1	4	155	0.42	0.30	1.00	
4AE	1	95	153			2.22	
4A	1	6		0.43	0.23	1.00	
5AE	1	95	153			2.20	
5A	1	10		0.40	0.20	1.00	
6AE						2.20	
6A						1.00	
3B	2	15	112	-1.14	-1.27		
4B	2	25	113	-0.95	-1.06		
5B	2	27	115	-0.64	-0.87		
3C	2	34	107	-2.67	-2.79		
4C	2	34	112	-2.71	-2.86		
5C	2	38	115	-2.75	-2.87		
2D							
3D	1	46	107	-4.57	-4.72	3.20	
4D	1	46	112	-4.61	-4.76	3.20	
5D	1	50	114	-4.74	-4.91	3.21	
6D						3.22	
3E	1	70	76	-6.8			Prestressed
4E	1	71	97	-6.8			Prestressed
5E	1	88	97	-6.8			Prestressed
x		1 - Dimax 26		2 - Dip 24			

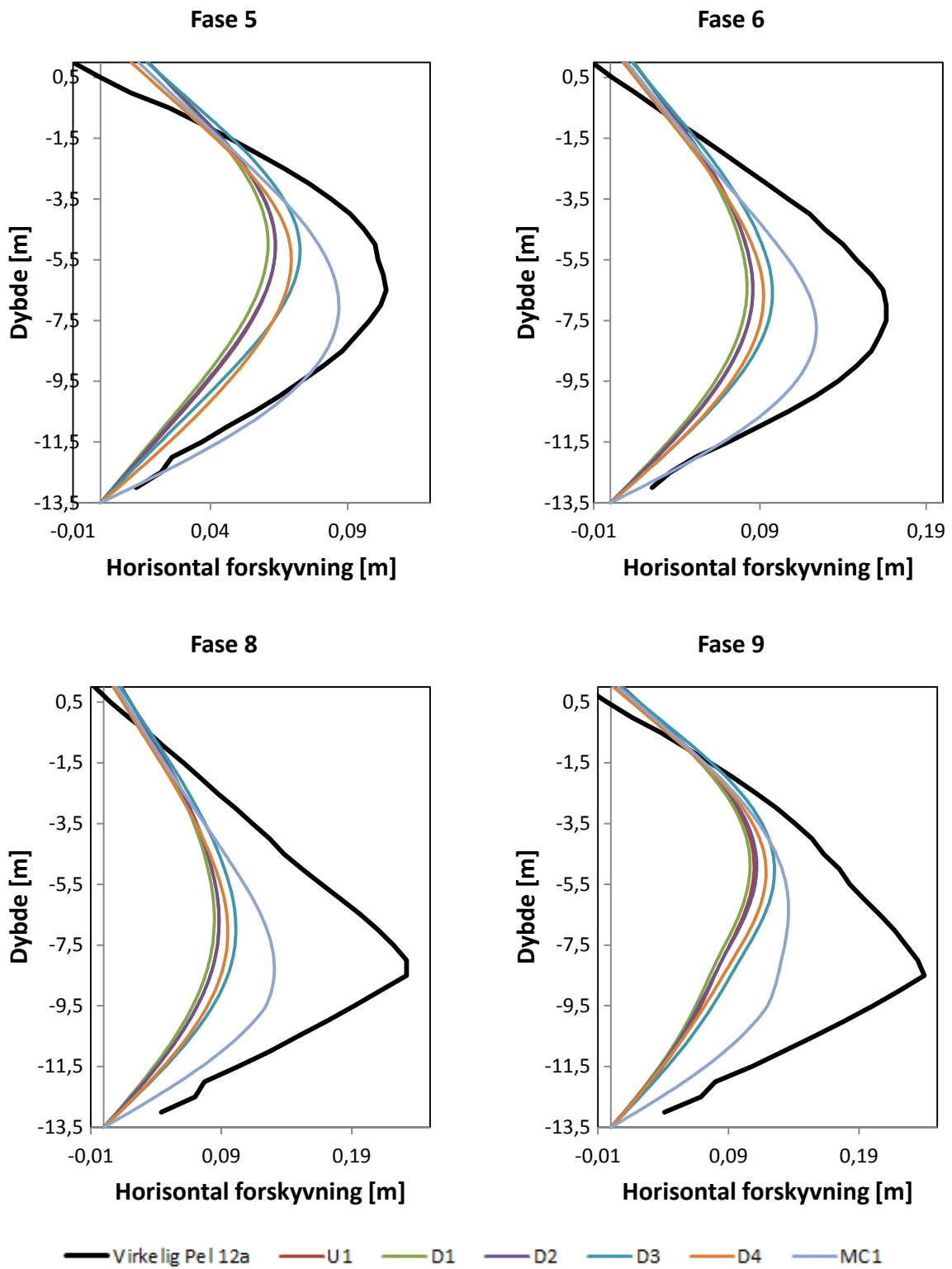
## 20.2 Generelt hendelsesforløp

Date or Day No.	Remarks
June, 1960	Installed water pressure and ground movement instruments.
Aug. 26 to Sept. 17	Pile driving operations, piles 1 to 25 in north and south walls.
Sept. 6, 1960 Day No. 0	Drove instrumented piles in south wall.
0-10	Excavated to and strutted level A.
7-23	Excavated to level B.
16-28	Strutted level B.
17-32	Excavated to level C.
32-39	Strutted level C.
39-44	Excavated to level D.
46-51	Strutted level D.
53	Northern half of excavation was excavated to level E as far as strut section 5.
58-62	Lowered ground surface north of excavation and used spoil to ballast zones 4 and 5.
60-67	Completed concrete base slab in zones 1 and 2.
68-81	Completed concrete base slab in zones 3 and 4.
86-95	Completed concrete base slab in zones 5, 6 and 7.
95	Installed extra struts on level A.
97-115	Removed all struts in sections 1 to 5 inclusive with the exception of the struts on level A.

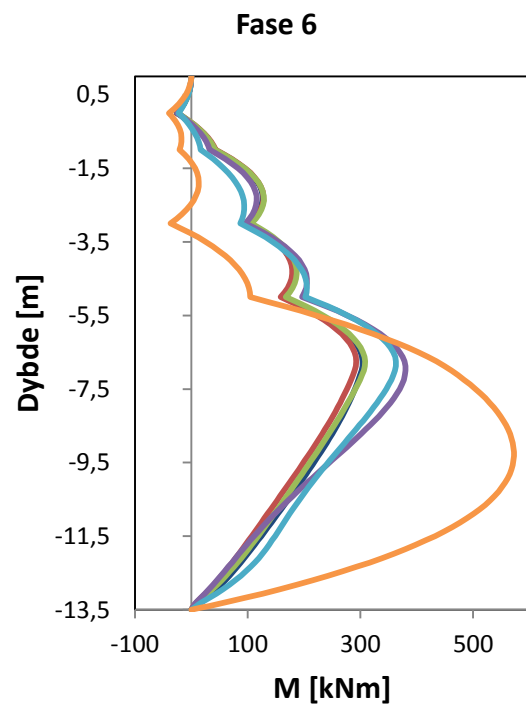
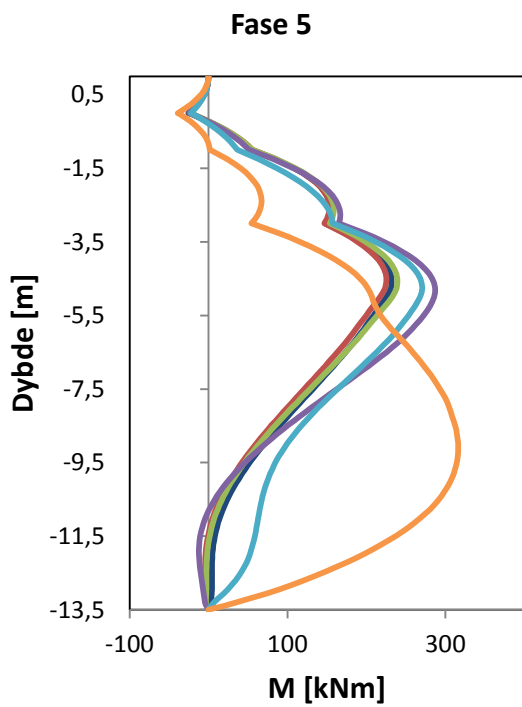
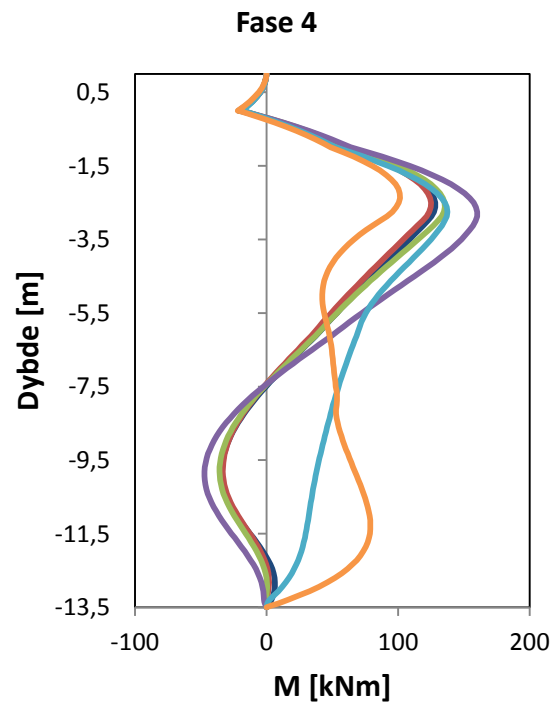
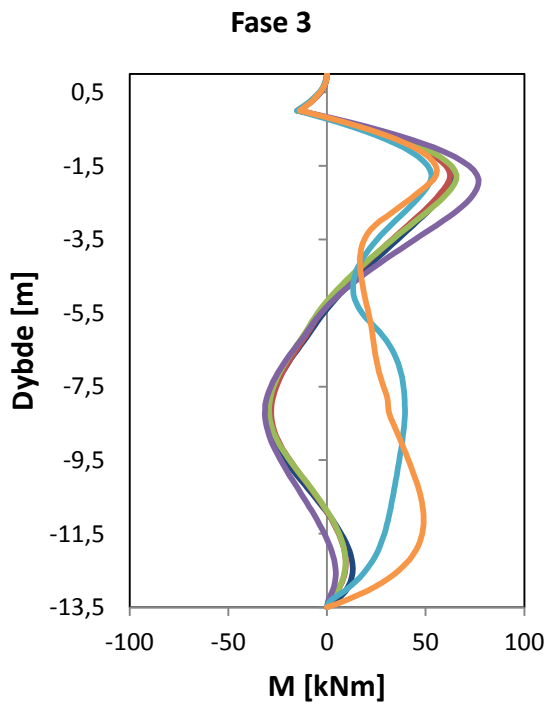
# 21 Vedlegg C - Resultater

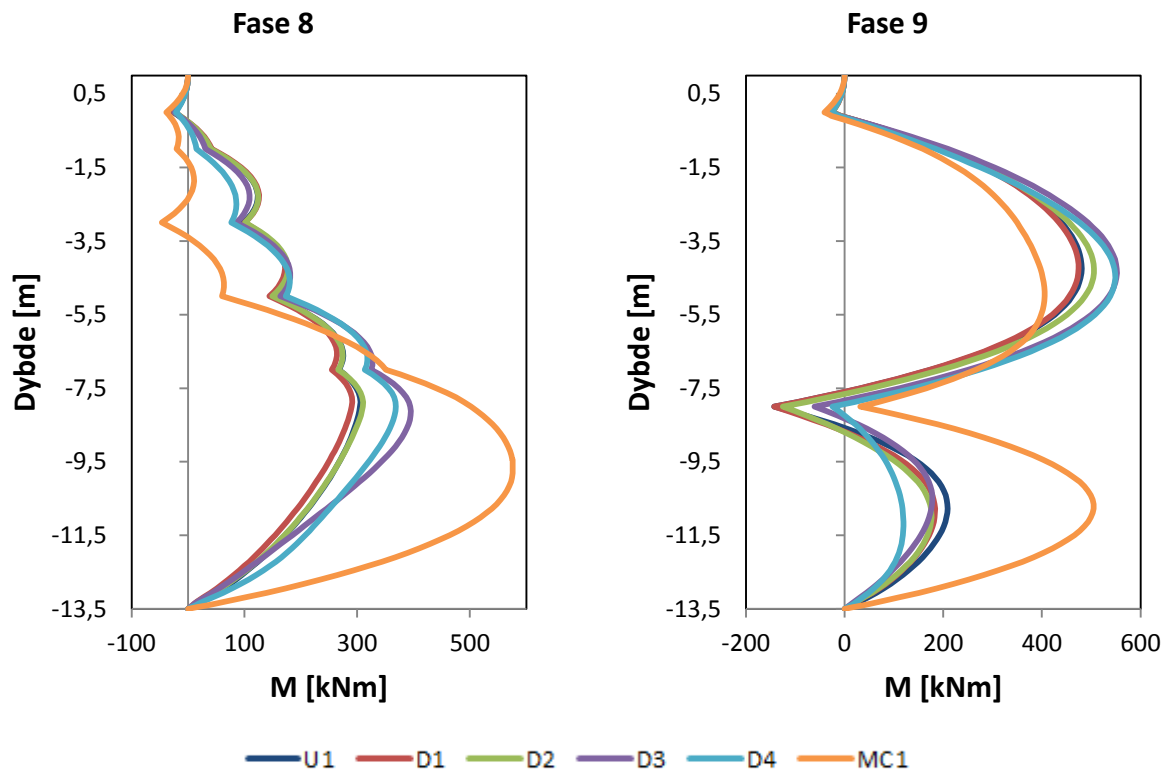
## 21.1 Forskyvning spunt





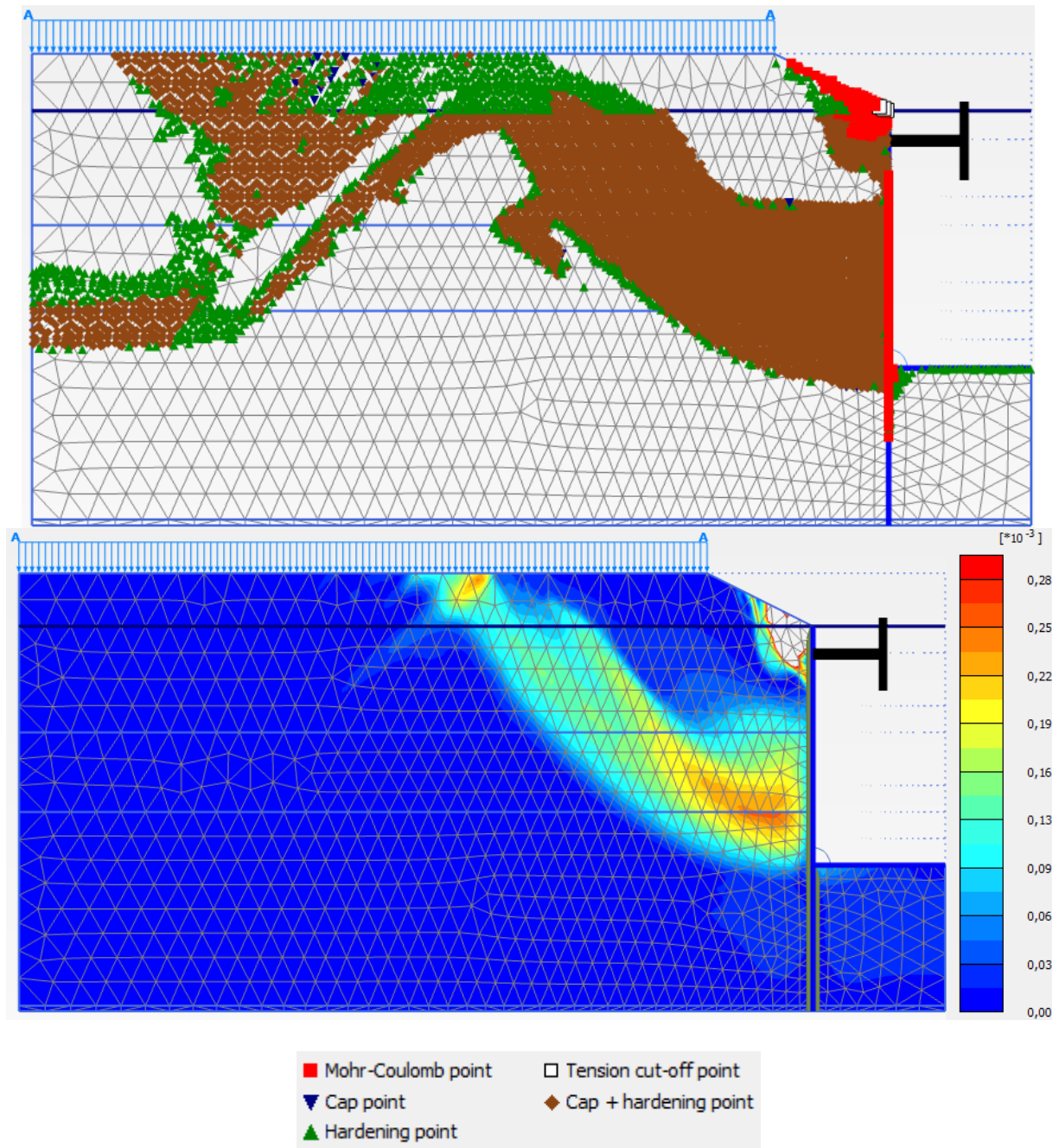
## 21.2 Momentdiagram for spunt



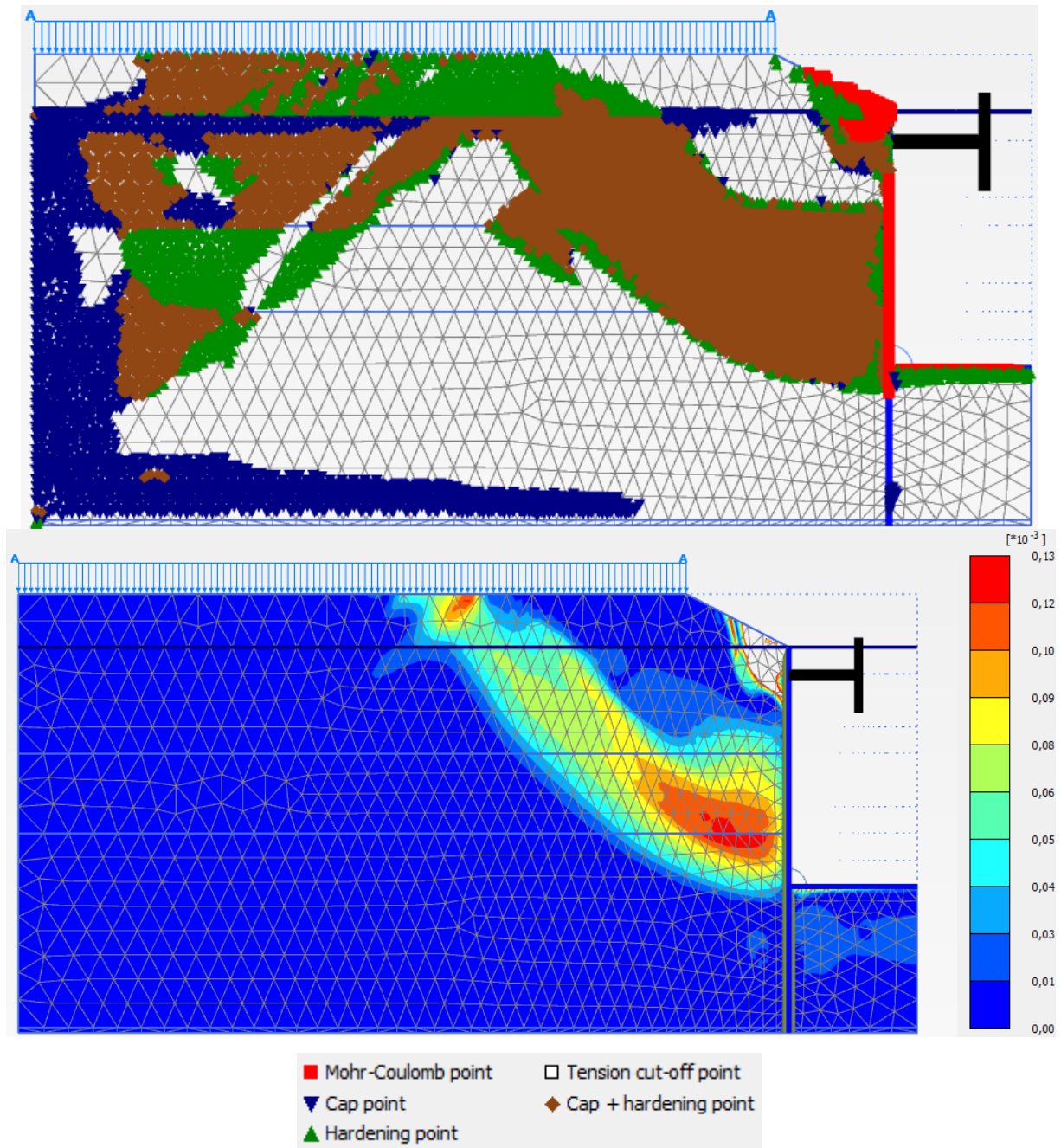


## 21.3 Plastic points og incremental shear strain

### 21.3.1 U1-Plastic points og incremental shear strain siste fase

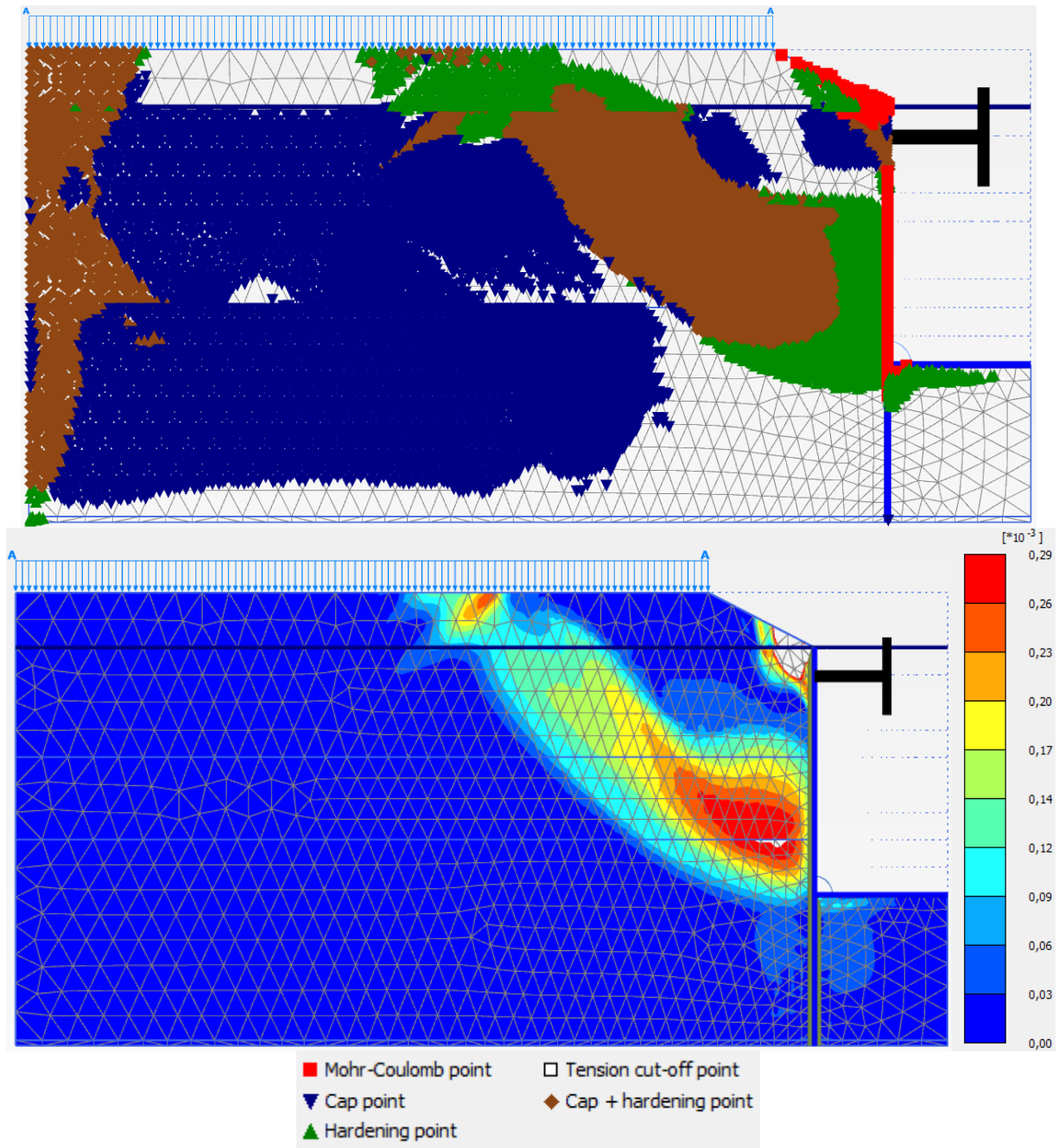


### 21.3.2 D1-Plastic points og incremental shear strain siste fase

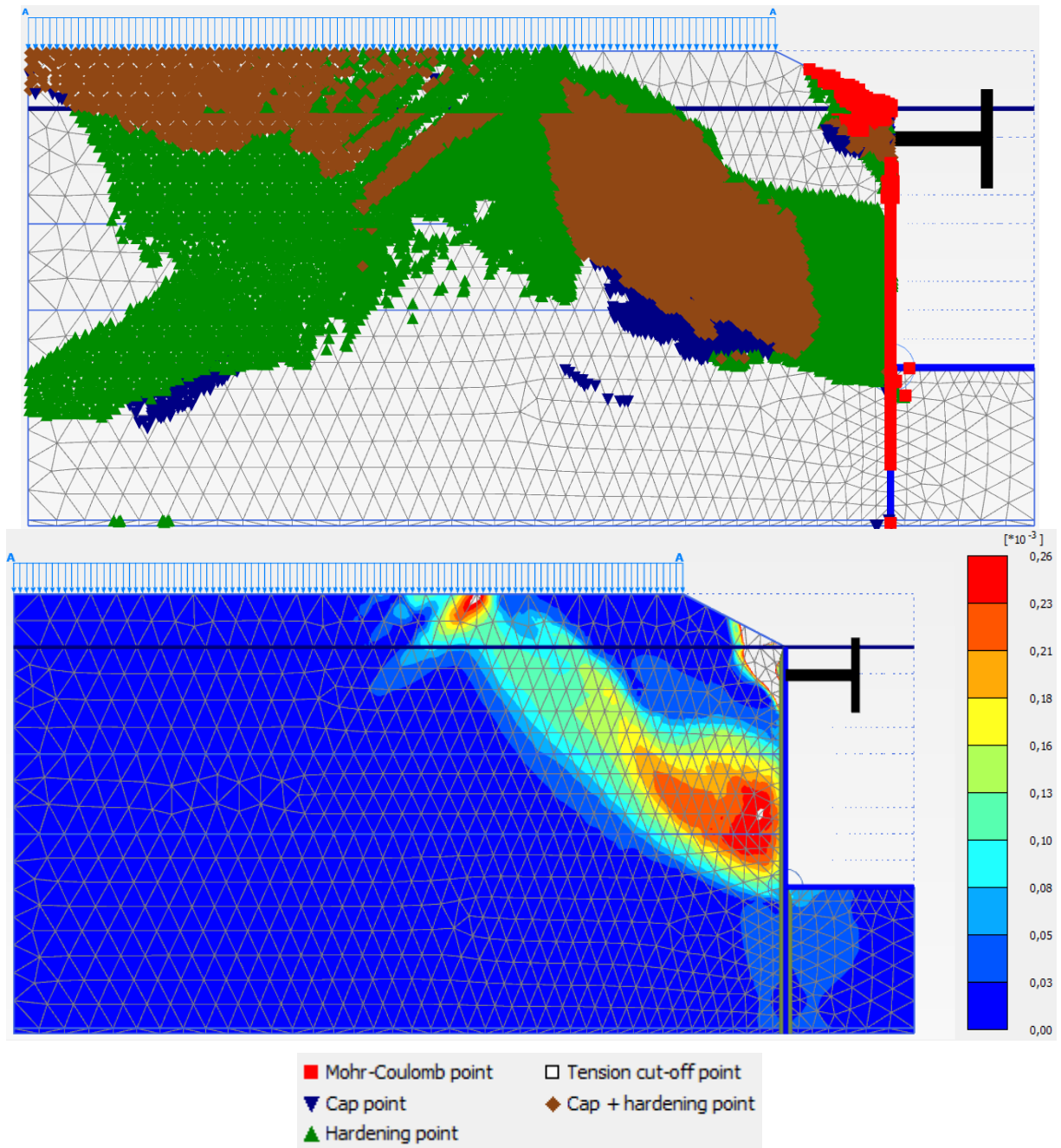




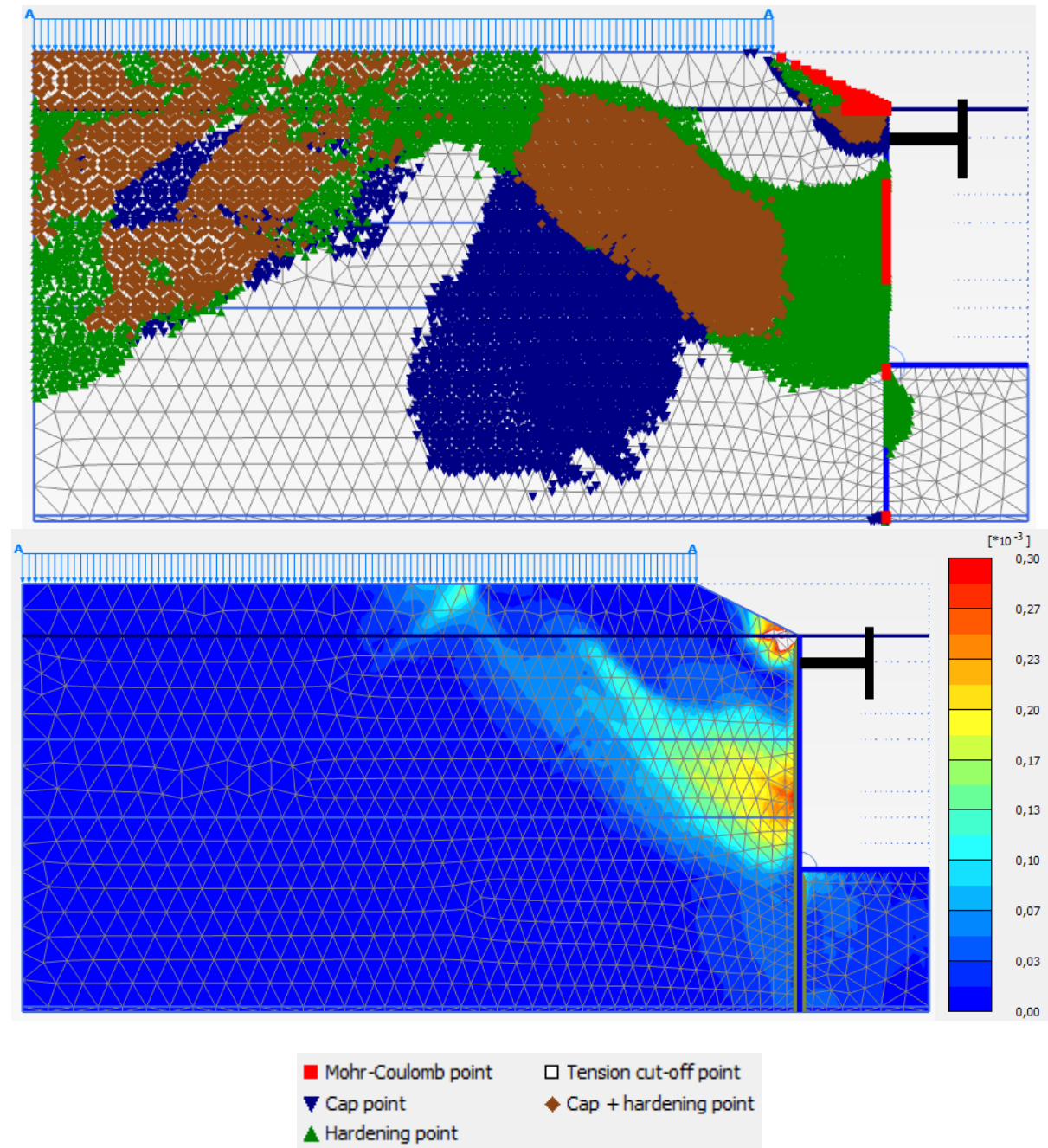
### 21.3.3 D2-Plastic points og incremental shear strain siste fase



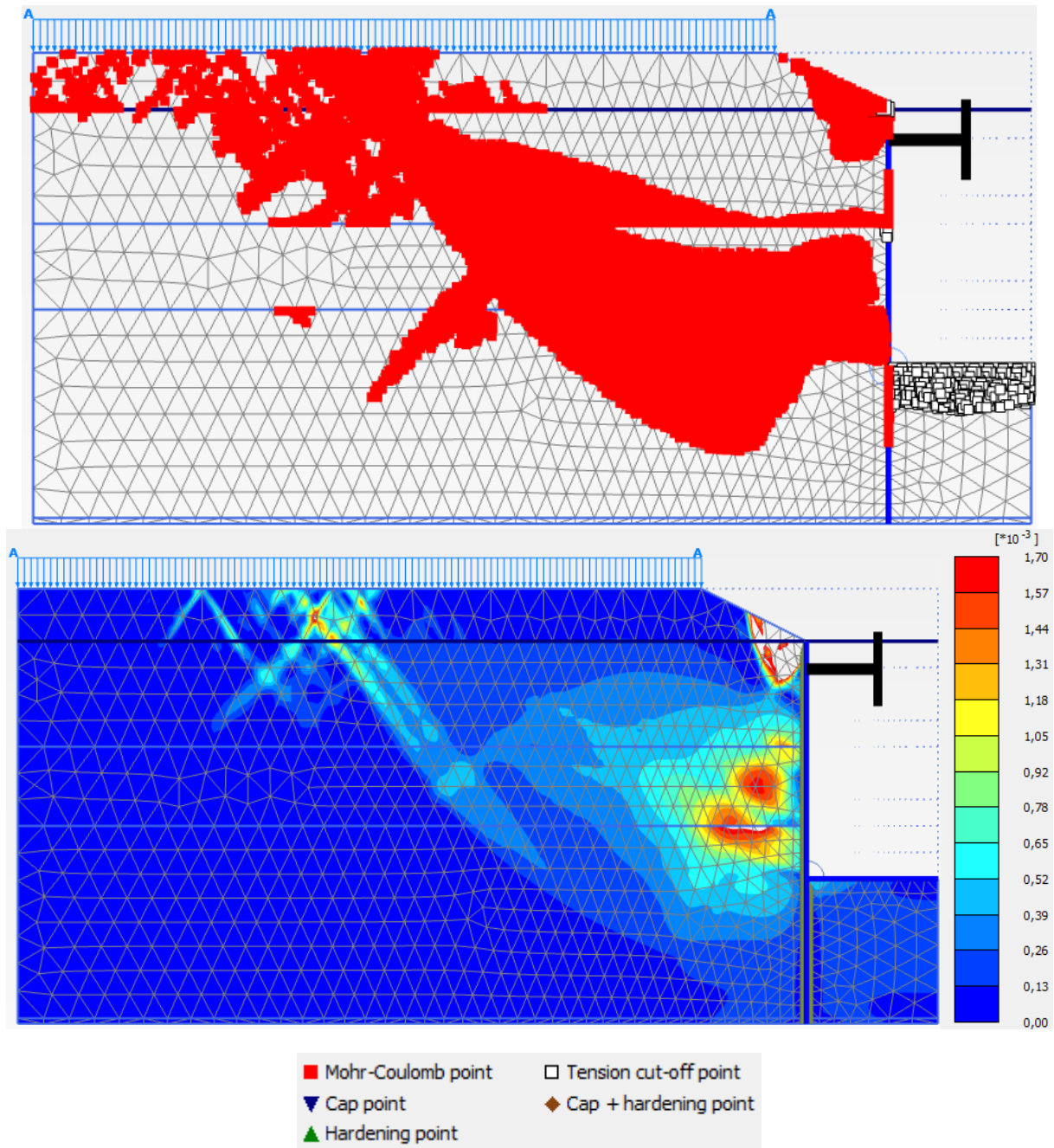
### 21.3.4 D3-Plastic points og incremental shear strain siste fase



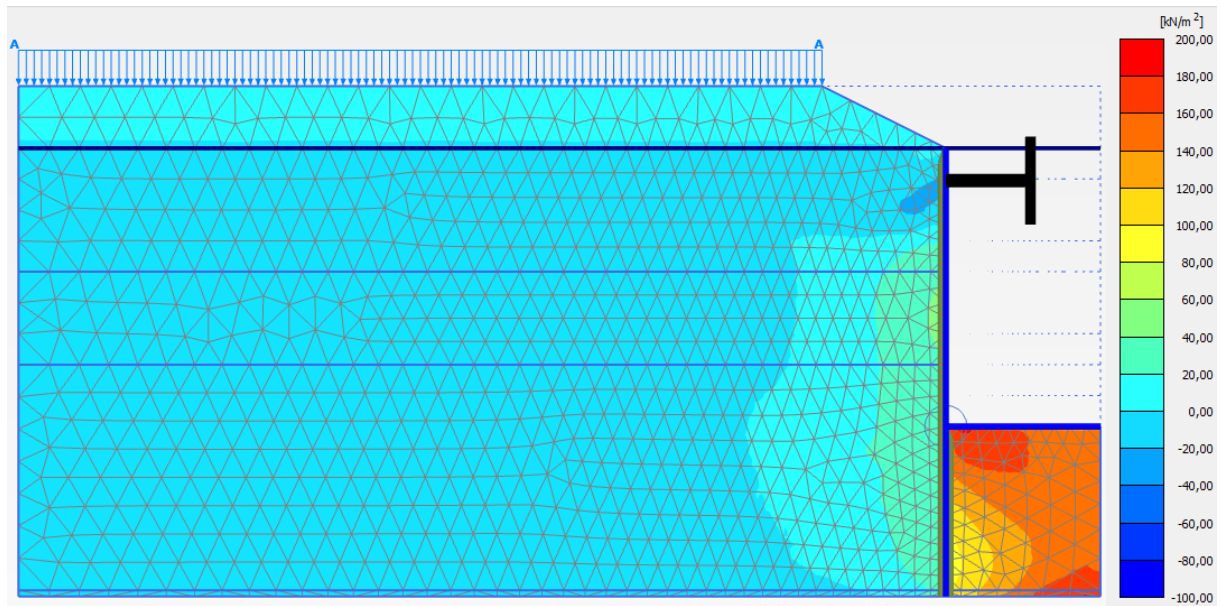
### 21.3.5 D4-Plastic points og incremental shear strain siste fase



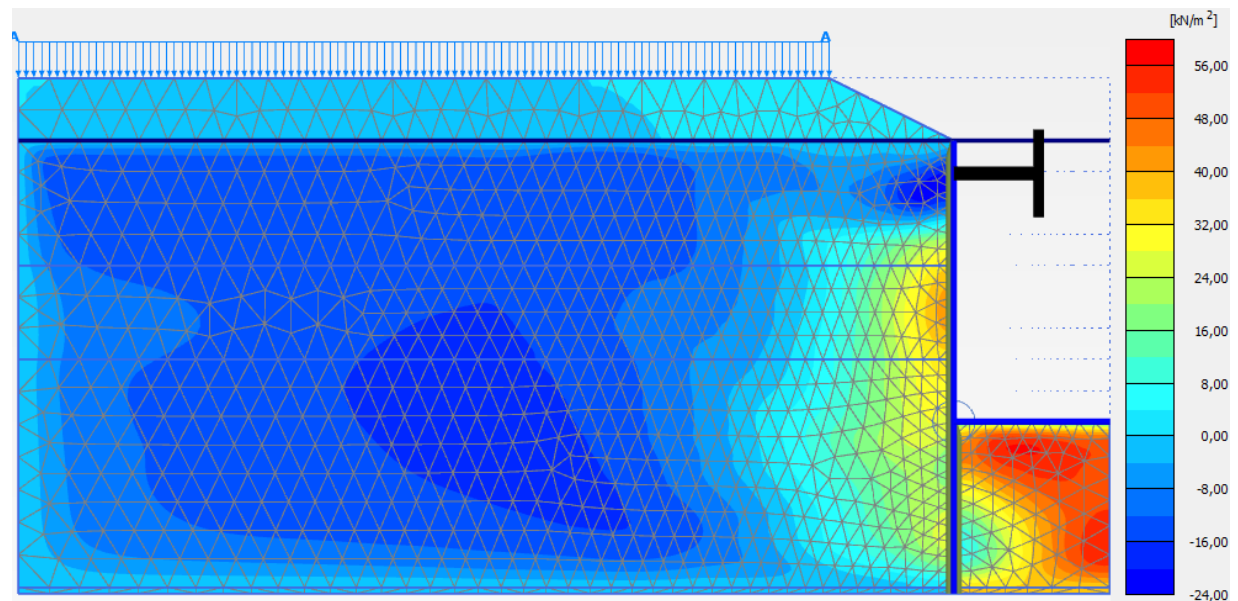
### 21.3.6 MC1-Plastic point og incremental shear strain siste fase



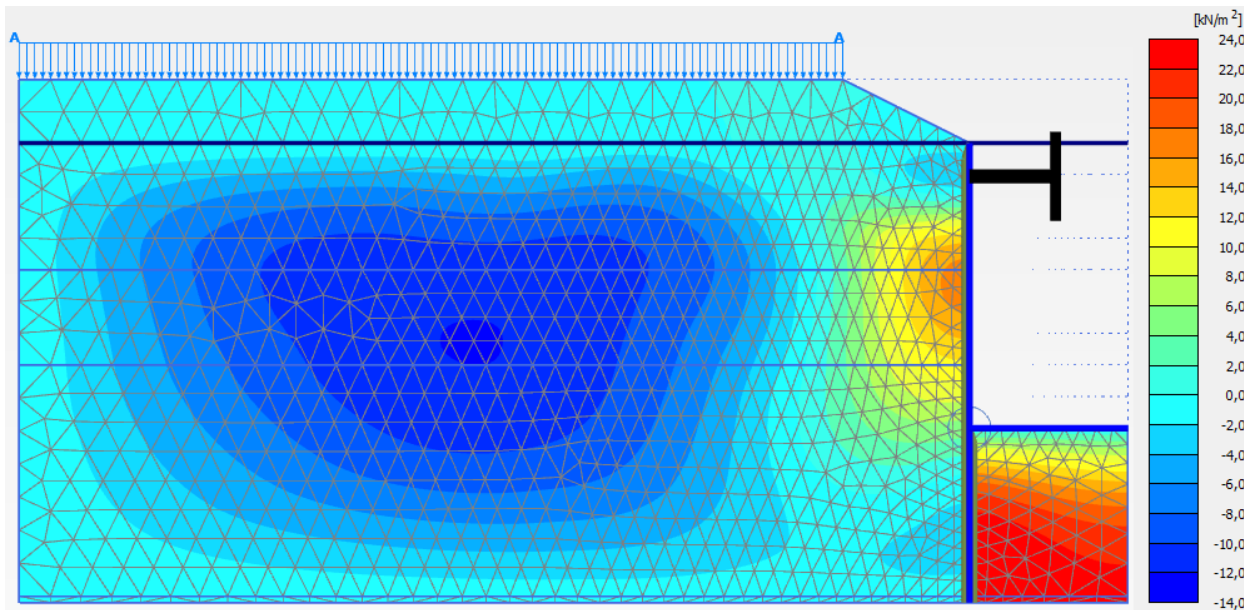
### 21.4 U1, excess pore pressure fase 9



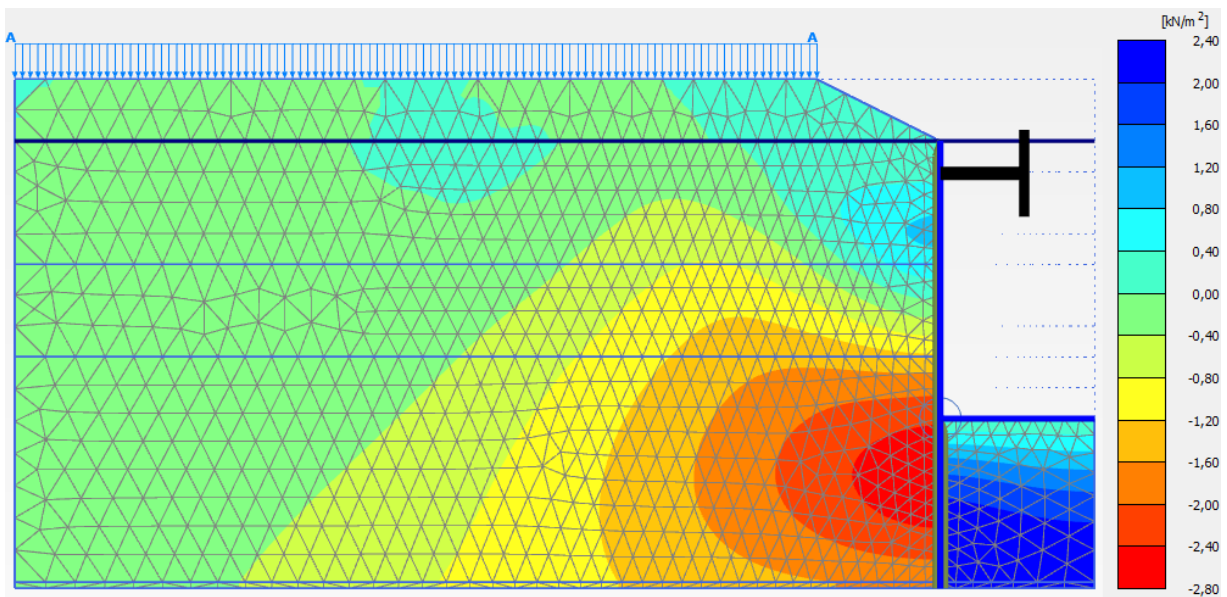
### 21.5 D1, excess pore pressure fase 9



## 21.6 D2, excess pore pressure fase 9



## 21.7 D3, excess pore pressure fase 9



## 21.8 D4, excess pore pressure fase 9

