



EXAMENSARBETE INOM SAMHÄLLSBYGGNAD,
AVANCERAD NIVÅ, 30 HP
STOCKHOLM, SVERIGE 2021

Stabiliserade/solidifierade muddermassor bakom spont i en marin miljö

FREDRIK BERGMAN

CHRISTIAN RAMEL

Abstract

When expanding existing ports, the relatively new method of stabilized/solidified (S/S) contaminated dredged material can be used in connection with a sheet pile wall. The S/S method is used to physically bind the contaminants or trap them and to improve the strength and deformation properties of the masses. Instead of depositing these, often polluted, dredged materials at a high price, it can be reused in the port construction as a building material. There are few reports that deal with stabilized masses in connection with a sheet pile wall and how they interact, which means that there are no clear guidelines for how the method should be used. In addition, there are great uncertainties about how the development of the undrained shear strength increases over time and how it can be taken into account in the design and therefore the method cannot be used in an efficient manner. The undrained shear strength is evaluated as half of the compressive strength.

The purpose of the study is to be able to forecast how the earth pressure against a sheet pile wall depends on the properties of the S/S-treated dredged material. Furthermore, a design methodology for S/S material in connection with sheet pile wall has been proposed. To answer this, a literature study has been done to gather background information and create a deeper understanding of the subject. A parameter study was also done in the FEM-program PLAXIS. The results from the parameter study could then be compared with previous field and laboratory experiments where the changes in properties over time have been studied. With this as a background, a design methodology could be proposed.

The dredged masses can initially be likened to a liquid which causes a hydrostatic pressure against the sheet pile wall. Over time, the masses will harden and thereby increase the shear strength, this means that the horizontal earth pressure decreases at the same time as a vertical loading takes place, which increases the horizontal earth pressure. From the literature study, it could also be seen that the final shear strength and growth of the dredged material depends on the amount of binder and combination, which in turn must be adapted to the water content and the organic content.

From the parameter study, it can be concluded that one of the factors that has a greater impact is how high the shear strength is after the first hardening when all dredged materials have been pumped in place and the relationship between the shear strength and modulus of elasticity and the development. In the proposed design method, it is recommended that drainage type undrained A and material model Mohr-Coulomb should be used in simulations. As there are such large uncertainties regarding S/S dredged materials, the Mohr-Coulomb material model is considered to be fully sufficient compared with other more advanced models as there are large uncertainties regarding the input data. Drainage type undrained A is the more advanced drainage type of the three tested and takes the materials friction angle into account. Which will give a better representation.

Keywords

S/S, stabilization, solidification, ex-situ mass stabilization, dredged material, contaminated, stress path, consolidation stress, binder, earth pressure, sheet pile, quay, water, Gävle Harbor and Oxelösund

Sammanfattning

Vid utvidgning av befintliga hamnar kan den relativt nya metoden stabiliserade/solidifierade (S/S) förorenade muddermassor användas i anslutning till spont. S/S metoden används för att binda föroreningarna fysikaliskt eller stänga in dem samt för att förbättra massornas hållfasthets- och deformationsegenskaper. Istället för att deponera dessa, ofta förorenade, muddermassor till ett högt pris kan det återanvändas i hamnkonstruktionen som ett byggmaterial. Det finns få rapporter som behandlar stabiliserade massor i anslutning till spont och hur de samverkar, vilket gör att det inte finns tydliga riktlinjer för hur metoden ska användas. Dessutom finns det stora osäkerheter kring hur utvecklingen av den odränerade skjuvhållfastheten ökar över tid och hur den kan tas hänsyn till vid projekteringen och därför kan metoden inte utnyttjas på ett effektivt sätt. Den odränerade skjuvhållfastheten utvärderas som halva tryckhållfastheten.

Syftet med studien är att kunna prognostisera hur jordtrycket mot en spont beror på de S/S -behandlade muddermassornas egenskaper. Vidare har en projekteringsmetodik till S/S massor i anslutning till spont föreslagits. För att svara på detta har en litteraturstudie gjorts för att samla bakgrundsinformation och skapa en djupare förståelse för ämnet. Därefter gjordes en parameterstudie i FEM-programmet PLAXIS. Resultatet från parameterstudien kunde sedan jämföras med tidigare fält- och laboratorieförsök där egenskapernas förändringar över tid har studerats. Med detta som bakgrund kunde en projekteringsmetodik föreslås.

Muddermassorna kan initialt liknas vid en vätska som orsakar ett hydrostatiskt tryck mot sponten. Med tiden kommer massorna härda och därigenom ökar hållfastheten, detta gör så att det horisontella jordtrycket minskar samtidigt som en vertikal pålastning sker vilket ökar det horisontella jordtrycket. Från litteraturstudien kunde det även ses att muddermassornas slutgiltiga hållfasthet och tillväxt beror på bindemedelsmängd och kombination som i sin tur måste anpassas efter muddermassornas vattenkvot och organisk halt.

Från parameterstudien kan slutsatsen dras att en av faktorerna som har en större påverkan är hur hög skjuvhållfastheten är efter första härdningen när alla muddermassor har pumpats på plats samt förhållandet mellan skjuvhållfastheten och elasticitetsmodulen och hur de utvecklas. I den föreslagna projekteringsmetoden rekommenderas att dräneringstyp odränerad A och materialmodell Mohr-Coulomb ska användas vid simuleringar. Då det finns så stora osäkerheter kring S/S muddermassor anses materialmodell Mohr-Coulomb vara fullt tillräcklig jämfört med andra mer avancerade modeller då det finns stora osäkerheter kring indatan. Dräneringstyp odränerad A är den mer avancerade dräneringstypen av de tre och tar hänsyn till fler parametrar. Eftersom det kommer ske en utveckling av friktionsvinkel kommer modellen ge en bättre representation.

Nyckelord

S/S, stabilisering, solidifiering, processtabilisering, muddermassor, förorenade, spänningsväg, konsolideringstryck, bindemedel, jordtryck, spont, hamn, vatten, Gävle Hamn och Oxelösund

Förord

Examensarbete motsvarar 30 högskolepoäng och är den sista delen som utförs för att avsluta civilingenjörsutbildningen Samhällsbyggnad på Kungliga Tekniska högskolan, Stockholm. Arbetet har genomförts under våren 2021 vid avdelningen Jord- och Bergmekanik och i samarbete med ELU.

Vi vill rikta ett stort tack till vår handledare Anders Beijer-Lundberg från ELU som har stöttat oss från dag ett med vägledning och stöd. Anders har alltid funnit där för att bolla med oss och alltid varit positiv när vi har hamnat i svackor och hjälpt oss upp igen. Vi vill också tacka våran andra handledare och examinerator Stefan Larsson från KTH som har gett oss uppmuntran och många goda skratt samtidigt som han har ställt kritiska frågor som vi varit tvungna att begrunda för att göra examensarbetet bättre. Sedan vill vi tacka Razvan Ignat på Kerberos Geoteknik AB och Per Lindh på Trafikverket som har visat intresse för vårt examenarbete och tagit sig tid för att svara på våra frågor och bistått med material.

Till sist vill vi självklart tacka våra familjer som har stöttat oss under hela studieperiod på KTH och inte minst nu under det senaste halvåret. Ett speciellt tack till Barbro Bergman och Wiveka Ramel som har korrekturläst examensarbetet flera gånger.

Stockholm, juli 2021

Fredrik Bergman & Christian Ramel

Symbollista

Förkortningar

<i>c/c</i>	Centrumavstånd
CASH	Kalciumaluminiumsilikathydratföreningar
CaO	Kalciumoxid
Ca(OH) ₂	Kalciumhydroxid
CPT	Spetstrycksondering
CRS	Ödometerförsök med konstant last
CSH	Kalciumsilikathydratföreningar
CSL	Critical state line
FE	Finita element
FEM	Finita elementmetoder
FKPS	Förborrad pelarsondering
FOPS	Förinstallerad omvänd pelarsondering
H ₂ O	Vatten
KC-pelare	Kalkcementpelare
KPS	Pelarsondering
OKPS	Omvänd pelarsondering
SBUF	Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond
SGI	Sveriges Geologiska Institut
SGF	Sveriges Geotekniska Förening
SiO ₂	Kiseldioxid
S/S	Stabilisering/solidifiering
TK Geo 13	Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner 13

Latinska symboler

<i>a</i>	Konstant	[-]
<i>b</i>	Empirisk konstant	[-]
<i>c</i>	Centrumavstånd	[m]
<i>c'</i>	Effektiva kohesionen	[Pa]
<i>d</i>	Diameter	[m]

D	Sträcka	[m]
E	Elasticitetsmodul	[Pa]
f	Hållfasthet	[Pa]
j	Faktor	[-]
k	Jordtryckskoefficienten	[-]
k	Hydraulisk konduktivitet	[m/dag]
M	Moment	[Nm]
N	Kraft	[N]
OCR	Överkonsolideringsgrad	[-]
p	Medelspänningen	[Pa]
q	Utbredd last	[N/m]
q	Deviatorspänning	[Pa]
q'	Medeleffektivspänningen	[Pa]
q_{max}	Brottgränsen	[Pa]
q_{yield}	Flytgränsen	[Pa]
Q	Kraft	[N]
R_{inter}	Reduktionsfaktor	[-]
s'	Medeleffektivspänningen	[Pa]
t	Skjuvspänningen	[Pa]
u	Porvattentryck	[Pa]
v'	Tvärkontraktionstal	[-]
vbt	Vatten bindemedelstal	[-]
W	Böjmotstånd	[m ³]
z	Djup	[m]

Grekiska symboler

γ	Tunghet	[N/m ³]
γ	Partialkoefficient	[-]
Δ	Förändring	[-]
η	Formfaktor	[-]
σ	Totalspänning	[Pa]
σ'	Effektivspänning	[Pa]
σ'_c	Celltryck	[Pa]
σ'_1	Största effektiva huvudspänningen	[Pa]

σ'_3	Minsta effektiva huvudspänningen	[Pa]
τ	Skjuvspänningen	[Pa]
τ_f	Skjuvhållfastheten	[Pa]
ϕ'	Effektiva friktionsvinkeln	[°]
ψ	Dilatationsvinkel	[°]

Index

a	Aktiv
c	Celltryck
d	Dränerad
f	Brott
h	Horisontell
i	Löpnummer
Mättad	Vattenmättad
NC	Normalkonsoliderad
OC	Överkonsoliderad
Omättad	Icke vattenmättad
p	Passiv
qp	Kvasi-förkonsolideringstryck
Rd	Dimensionerande bärförmåga
Sd	Dimensionerande last
u	Odränerad
v	Vertikal
v0	Vertikal in-situ
w	Vatten
x	x-led
y	Flytning
0	Initial
50	Sekantmodul vid 50 % påkänning

Innehållsförteckning

1. Bakgrund	1
1.1. Syfte.....	3
1.2. Omfattning och begränsningar.....	3
1.3. Metod.....	4
1.4. Disposition	4
2. Litteraturstudie	5
2.1. Stödkonstruktioner	5
2.2. Jordförstärkning	8
2.2.1. Historia.....	8
2.3. Djupstabilisering.....	10
2.4. Processtabilisering	11
2.5. S/S muddermassor.....	11
2.6. Jordförstärkning i anslutning till spontkonstruktioner	14
3. Beräkning av jordtryck och dimensionering av spontkonstruktioner	15
3.1. Jordlagerföljden i Sveriges kustområden	15
3.2. Generell spontdimensionering vid en kaj	16
3.3. Jordtryck	17
3.3.1. Dränerad och odränerad skjuvhållfasthet	18
3.3.2. Rankine's jordtrycksmodell	19
3.4. Dimensionering av spontkonstruktioner.....	22
4. Mekaniska egenskaper hos förstärkt jordmaterial	23
4.1. Kemiska reaktioner	23
4.2. Kontroll av mekaniskt beteende	26
4.2.1. Kontroll i laboratorium.....	26
4.2.2. Kontroll av egenskaper hos förstärkta massor	27
4.3. Jordtryck från förstärkt jordmaterial	29
4.3.1. Spänningsvägar	30
4.3.2. Spänningsvägar för förstärkta leror	32
4.3.3. Faktorer som påverkar brottytan hos förstärkta leror.....	36
4.3.4. Effekten av en applicerad last under härdningstiden	41
4.3.5. Tillämpning av S/S på muddermassor	41
5. Fallstudier	45
5.1. Gävle Hamn	45

5.1.1. Beskrivning av fältförsök samt dess resultat.....	45
5.1.2. Handberäkningar för Gävle Hamn	48
5.1.3. FEM-beräkningar för Gävle Hamn	50
5.1.4. Resultat från hand- och FEM-beräkningar.....	53
5.2. Oxelösund	67
6. Projekteringsmetod för S/S muddermassor i anslutning till en spont.....	71
6.1. Tidig projektering av S/S muddermassor.....	71
6.2. Handberäkningar av spont	72
6.3. Samverkansberäkningar genom FE-modellering	73
6.4. Uppföljning under byggprocessen.....	75
7. Diskussion och slutsatser	78
7.1. Faktorer som påverkar jordtrycket.....	78
7.2. Jämförelse mellan FEM- och handberäkningar	79
7.3. Parameterstudie.....	80
7.3.1. Skjuvhållfastheten.....	80
7.3.2. Friktionsvinkeln	81
7.3.3. Elasticitetsmodulen.....	81
7.4. Koppling mellan sättningar och kvasi-förkonsolideringstrycket	82
7.5. Spänningsväg	83
7.6. Avvikelser mellan FEM och fältstudierna.....	84
7.7. Projektering.....	85
8. Bilaga 1, handberäkningar.....	93

1. Bakgrund

Ungefär 90 % av allt export- och importgods i Sverige hanteras genom sjötransporter, varför sjöfarten är det mest betydande trafikslaget för svensk utrikeshandel (Trafikverket, 2015). En fördel med transport via sjöfarten är fartygens stora volymkapacitet, vilket gör att enhetskostnaderna kan hållas låga. Hamnarna i Gävle, Västerås och Köping gör stora investeringar för att förbättra infrastrukturen och möta behovet av hållbara sjötransporter. I takt med fartygens utveckling av storlek samt lastkapacitet ökar även kraven på hamnarna och farledernas utformning för att flaskhalsar inte ska uppkomma. För att kunna ta emot fartygen i hamnarna samt utöka tillgängligheten krävs utbyggnad av dessa samt fördjupning och breddning av farlederna. Förutom hamnutbyggnader sker också en ökad bebyggelse i sjönäralägen i många städer och möjlighet till byggnation i vatten skapar nya förutsättningar för detta.

Utbyggnad av befintliga hamnar kan antingen göras längs med kusten alternativt expanderas ut i vattnet med hjälp av landåtervinning (Lindh, 2012). Det senare alternativet kan göras genom att en spont installeras i vattnet, från den befintliga hamnstrukturen runt området som ska landåtervinnas. Därefter fylls volymen som omsluts av sponten och den befintliga hamnen med utfyllnadsmassor för att därigenom landåtervinnas. Vanligtvis transporteras dessa massor till platsen för att fylla ut det nya området. Som ett alternativ till att tillföra dessa nya massor, kan istället stabiliserade/solidifierade (S/S) förorenade muddermassor användas.

S/S är en metod där massorna blandas med bindemedel för att binda föroreningarna fysikaliskt eller stänga in dem samt för att öka massornas hållfasthets- och deformationsegenskaper. Genom att binda och hindra urlakning av föroreningarna kan förorenade muddermassor nyttiggöras som ett konstruktions- eller utfyllnadsmaterial. På detta sätt undviks onödig transport av de förorenade muddermassorna, förbrukning av andra ändliga resurser samt dyra deponiavgifter, se Tabell 1. Muddermassor innehåller höga halter av organiskt material samt en hög vattenkvot vilket påverkar

hållfasthetsegenskaperna. Jämfört med andra jordförstärkningsmetoder kan hållfasthetsegenskaperna anses som låga, men metoden är inte skapad för att ge de bästa hållfasthetsegenskaperna utan för att göra muddermassorna brukbara och på ett miljövänligt sätt binda föroreningarna.

Vid utbyggnad av hamnkonstruktionen kan konventionella grundläggningsmetodiker användas med utfyllnadsmassor och spont. Om S/S muddermassornas ökade hållfasthetsegenskaper kan utnyttjas för att sänka kostnaderna för konstruktionen är det önskvärt i ett projekt. Men då det finns stora osäkerheter kring hur utvecklingen av skjuvhållfastheten ökar över tid och hur den kan tas hänsyn till vid projekteringen så kan metoden inte utnyttjas på ett effektivt sätt. På grund av detta används inte S/S muddermassor som återfyllnadsmaterial bakom spont lika mycket som eventuellt skulle vara eftersträfvansvärt. Följaktligen finns det ett behov hos hamnutvecklarna att vidareutveckla denna metodik för att kunna kontrollera hållfastheten och därmed kunna utnyttja metoden med S/S i större utsträckning. Detta skulle leda till fördelar såsom att hamnkonstruktionen skulle bli billigare och behovet av att deponera förorenade muddermassor som finns på plats för att sedan transportera dit rena massor skulle minska.

Tabell 1: Kostnader för hantering av muddermassor (Lindh, 2012)

	<i>Rena muddermassor</i>	<i>Förorenade muddermassor</i>
Deponering till havs	25 kr/m ³	-
Nyttiggöra, ex rev	100 kr/m ³	-
Nyttiggöra, stabilisera/solidifiering	200–300 kr/m ³	200–400 kr/m ³
Deponi på land eller annan behandling	1000–2000 kr/m ³	1500–3000 kr/m ³

1.1. Syfte

Syftet med denna studie är att kunna prognostisera hur jordtrycket mot en spont beror på de S/S -behandlade muddermassornas egenskaper. Utifrån tidigare utförda fält- och laboratorieförsök har egenskapernas förändringar över tid studerats och jämförts med numeriska metoder. Vidare har en projekteringsmetodik till S/S massor i anslutning till spont föreslagits för att konstruktionen ska vara säker under byggskedet och i det framtida driftskedet.

1.2. Omfattning och begränsningar

Denna rapport behandlar muddermassor i en marin miljö som har S/S behandlats genom processtabilisering för att kunna expandera hamnområden. S/S genomförs på aktivsidan om en dubbad enbandsspont som är neddriven i vattnet. FEM-beräkningarna samt projekteringsmetodiken baseras på FEM-programmet PLAXIS. För att kunna studera ämnet samt utföra beräkningar har vissa begränsningar gjorts.

- Endast dubbad konsolspont samt dubbad enbandsspont behandlas i denna rapport
- Bakgrundsdata till FEM-modellen är baserad på ett pilotprojekt i Gävle Hamn samt Oxelösund
- Beräkningar har utförts enbart i 2D och inte i 3D
- I PLAXIS användes enbart materialmodellen Mohr-Coulomb som inte kan ta hänsyn till de anisotropa brottegenskaperna
- Analysen görs på S/S muddermassorna på aktivsidan av enbandssponten
- Långtids påverkan, såsom rost, behandlas inte i denna rapport
- Indatan vid beräkningarna är baserad på ett tidigare utfört fältförsök från Gävle Hamn

1.3. Metod

Rapportens metod har delats upp i två huvuddelar; en litteraturstudie samt en parameterstudie. Litteraturstudien gjordes för att söka efter relevant bakgrundsdata för att bygga en bred kunskapsgrund för att sedan konsolidera den innan vidare studier. Inom området av S/S finns det inte många vetenskapliga artiklar som behandlar de mekaniska egenskaperna. Därför har paralleller dragits från förstärkt lera. För att fördjupa kunskaperna ytterligare har intervjuer utförts för att diskutera och besvara olika frågeställningar från en förstahandskälla. Litteraturstudien och intervjuerna har fungerat som ledning genom hela rapporten. Den andra delen av metoden bygger på en parameterstudie som har utförts med hjälp av FEM-programmet PLAXIS. I PLAXIS användes materialmodellen Mohr-Coulomb och dräneringstyperna odränerad A, odränerad B och dränerad. Resultatet från PLAXIS har sedan jämförts med de fältdata som uppmätts i Gävle Hamn.

1.4. Disposition

Examensarbetet inleds med en inledning som förklarar varför syftet med rapporten är intressant att studera. Därefter följer ett kapitel med bakgrundsinformation där olika uttryck samt begrepp redovisas för att få en djupare förståelse om jordförstärkning och sponter. Här presenteras även en bakgrund över hur olika metoder har uppkommit och utvecklats. Efter detta kapitel kommer en övergripande bild över hur spontdimensionering ser ut och gått till för en konsolspont samt en enbandsspont för att sedan gå över på hur jordtryck utvecklas och fördelas. I nästa del redovisas hur jorden reagerar kemiskt vid inblandning av olika bindemedel samt hur det påverkar dess mekaniska beteende och hur detta kontrolleras under byggprocessen. Därefter redovisas tidigare egenskaper av förstärkning av massor och hur det sedan kan dras paralleller till hur det kan tillämpas på S/S muddermassor. Därefter redovisas resultatet från Gävle Hamn och Oxelösund samt resultatet från parameterstudien i PLAXIS. Med dessa kunskaper föreslås en projekteringsmetodik uppdelad i flera delsteg som redovisas mer noggrant efterföljt av en diskussion och slutsatser.

2. Litteraturstudie

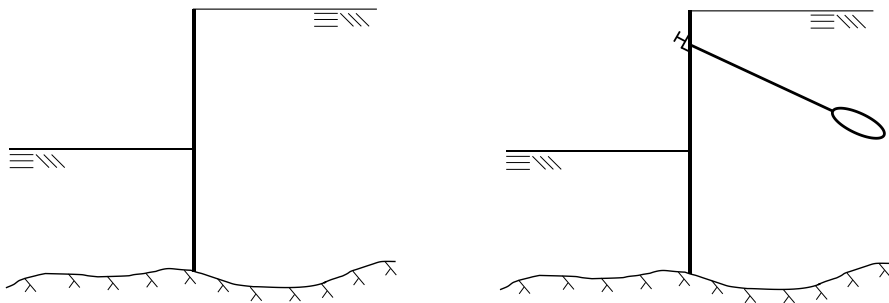
För att göra konstruktioner säkrare kan både stödkonstruktioner och jordförstärkningsmetoder användas. Stödkonstruktioner kan utnyttjas för att säkra omkringliggande mark, till exempel genom att skapa säkra nivåskillnader mellan två markplan eller utföra djupare schakter. Jordförstärkningsmetoder såsom djupstabilisering eller processtabilisering kan användas för att förbättra jordens egenskaper. Processtabilisering kan även användas för att S/S förorenade muddermassor. I nya hamnkonstruktioner kan detta göras i anslutning till spont för att innesluta massorna.

2.1. Stödkonstruktioner

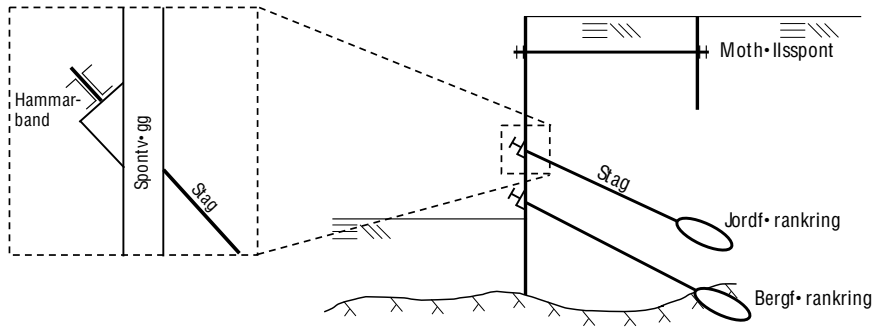
Stödkonstruktioner används för att utföra djupare schakt där det inte är möjligt att göra en slänt, till exempel för att kunna schakta i närheten av befintliga byggnadsverk utan att riskera att de skadas eller faller ner i schakten (Poulos, et al., 2001). Det finns flera olika sorters stödkonstruktioner som används för att temporärt eller permanent förstärka och säkra jorden. Vid en temporär användning tas den bort efter utfört arbete medan vid en permanent lämnas stödkonstruktionen kvar. Användning av en temporär stödkonstruktion skulle kunna vara vid utförandet av en djup schakt för att lägga rör medan användning av en permanent stödkonstruktion skulle kunna vara i en kajkonstruktion.

Spont är en sorts stödkonstruktion (Fredriksson, et al., 2018). Det finns olika sorters sponter, till exempel konsolspont och bakåtförankrad spont som i Figur 1. Därutöver finns underkategorier såsom tätspont, berlinerspont, och borrarad rørspons. En konventionell spont byggs upp av kontinuerliga stålsponsplankor. Varje plankor är profilerad längs med långsidorna och kan

haka i och låsa sig i varandra längs med långsidorna för att bilda en kontinuerlig tät vägg, vilket håller tillbaka antingen jord eller vatten. Sponten slås eller vibreras ner i marken med en spontmaskin (Fredriksson, et al., 2018). Hur djupt en spont slås beror på användning och hur stort motståndet från marken är. Om sponten slås ned till berg kan en dubb vid spontfoten användas för att ge extra förankring. En konsolspont är en spont som slås eller vibreras ner i marken utan förankring. Den stabiliseras genom att det passiva jordtrycket är större än det aktiva jordtrycket (Bilgin, 2010). En förankrad spont möjliggör större schaktdjup. Förankring kan ske på en eller flera nivåer, enbandsspont eller flerbandsspont, där ett stag borras från den passivsidan för att förankras på aktivsidan. Förankringen kan antingen ske direkt i berg vilket ger en hög hållfasthet eller i jorden med ett jordankare vars hållfasthet är svårare att fastställa. Efter installationen av staget utförs en provdragning för att säkerställa den hållfasthet som erfordras (Poulos, et al., 2001). Därefter kan den dimensionerade förspänningslasten sättas på staget. På spontens framsida kopplas spontplankorna samman med ett hammarband. Som ett alternativ till detta kan en mothållsspont installeras. I Figur 2 kan ett exempel på en spont ses. Hammarbanden mellan sponten och mothållssponten kan svetsas samman med ett stag för att förstärka konstruktionen vilket kan ses i Figur 3.



Figur 1: Konsolspont till vänster och bakåtförankrad spont till höger



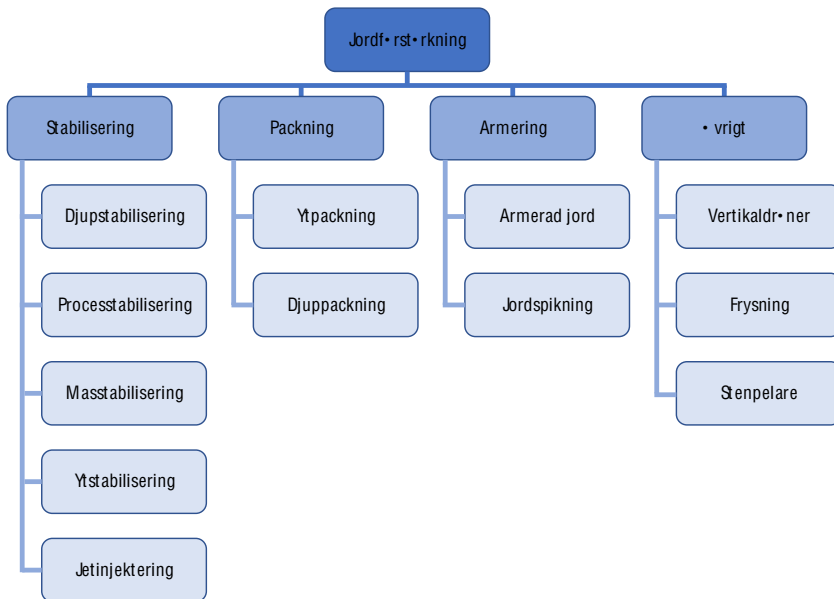
Figur 2: Olika bakåtförankrings metoder



Figur 3: I bakgrunden syns sponten som är sammansvetsad med mothållssponten som kan ses i förgrunden (Ale kommun, 2014)

2.2. Jordförstärkning

De flesta konstruktioner kräver någon form av grundläggning. Det finns flera olika grundläggningsmetoder och ett exempel är jordförstärkning. Jordförstärkning utnyttjas för att förbättra jordens egenskaper på olika sätt för att öka dess lastbärförmåga. Det finns fler olika jordförstärkningsmetoder, varav stabilisering är en, se Figur 4. Med denna metod blandas ett bindemedel in i jorden som ska reagera med jorden för att förbättra egenskaperna genom kemiska reaktioner.



Figur 4: Översiktlig bild över olika förstärkningsmetoder, efter (SGF:s Jordförstärkningskommitté, 2003)

2.2.1. Historia

Konceptet att förstärka jordar med bindemedel går tillbaka till 1954 i USA då en metod som kallas Mixed in Place användes (Donald, 2000). Metoden fick i början inget genomslag i USA och nyttjades sparsamt. Vid den här tiden användes en borrhög för att blanda in bindemedlet på rätt djup.

Användningsområdena var främst som stödkonstruktion vid schaktning och för att kunna kontrollera grundvattnet.

1967 startade Kjeld Paus utvecklingen av kalkpelare i Sverige (Larsson, 2003). Efter detta undersökte Statens geotekniska institut, SGI, olika bindemedel samt installationsmetoder för att utveckla och effektivisera metoden för att 1975 presentera kalkcementpelarmetoden på en konferens såsom den känns igen idag. Kalkcementpelarmetoden är en djupstabiliseringsmetod och kan användas för att öka hållfasthetsegenskaperna av lösa oorganiska lerjordar. Metoden utvecklades till stor del i Sverige och en motsvarande metod togs fram i Japan. Det som var nytt med denna metod var att blanda in kalk på djupet och skapa pelare för att öka hållfasthetsegenskaperna hos jorden. Kalk hade tidigare används för ytstabilisering av lerjordar. Kalken förbättrade jordens egenskaper väsentligt med avseende på dess hållfasthet och deformationsegenskaper, dessutom var det en ekonomisk bra metod att använda (Åhnberg, et al., 1995). På den här tiden användes kalkcementpelarmetoden först och främst för att minska sättningarna i oorganiska jordar under väg- och järnvägsbankar. Enbart kalk användes som bindemedel fram till mitten av 1980-talet då även cement adderades som bindemedel. Mot slutet av 1980-talet minskade användningen av pelare med enbart cement eller kalk som bindemedel. Den förstnämnde blev mycket styvare jämfört med kalkpelaren men hade sämre samverkan med den omgivande jorden. Därför utnyttjades hädanefter en kombination av de båda bindemedlen i olika proportioner.

Kalkcementpelare, KC-pelare, som används idag är en in-situ metod för att förstärka lösa leror, silt och organiska jordar (Broms, 2004). För att säkerställa att bästa resultat uppnås kan både fält- och laborationstester göras. Däremot skiljer sig ofta in-situ tester och laborationstester från varandra. Till exempel utvecklas oftast en högre skjuvhållfasthet för laboratorieförsök jämfört med tester från in-situ försök när den odränerade skjuvhållfastheten är hög. Vid höga in-situ konsolideringstryck och höga temperaturer i marken kan skjuvhållfastheten i vissa fall bli högre för in-situ försöken jämfört med laboratorieförsöken.

Efter KC-pelarmetoden har andra metoder tagits fram och utvecklats för att förstärka jordar (Forsman, et al., 2016). Masstabilisering och processtabilisering utvecklades i Finland i början av 1990-talet. Då förstärktes torv för att bygga vägar och järnvägar i Finland och Sverige. Metoden utvecklades sedan ytterligare i form av att förorenade muddermassor började användas som byggnadsmaterial vid byggnation av nya hamnområden. Första projektet då detta utnyttjades var 1996 i Fredrikshamn, Finland, (Lahtinen & Niutanen, 2009). På detta sätt ökades jordens hållfasthetsegenskaper och samtidigt binds föroreningar i jorden i den nya konstruktionen. Efter detta har utvecklingen gått snabbt med nya sorters maskiner, utrustning samt olika typer av bindemedel.

2.3. Djupstabilisering

Som tidigare nämnt är djupstabilisering med KC-pelare en in-situ metod för att förstärka marken på djupet. Olika grader av hållfasthet kan uppnås beroende på pelarens hårdhet och sprödhet (Axelsson, 2001). I Sverige kategoriseras pelare som mjuka, halvhårda eller hårda. De mjuka pelarna har en odränerad skjuvhållfasthet på 150 kPa och för de hårda pelarna ligger den på över 300 kPa. För de halvhårda ligger värdet däremellan, 150–300 kPa. Vid användandet av KC-pelare blir den förstärkta volymen inhomogen då det finns oförstärkt jord mellan KC-pelarna, egenskapsvariation längs med pelarna och ojämn inblandning av bindemedel. Hållfastheten beror bland annat på samverkan mellan KC-pelarna och den omkringliggande jorden och den effektiva volymen som påverkas av täckningsgraden. Dessutom spelar egenskapsvariationerna i tvärsnittet in, till exempel för momentkapaciteten.

Cellstabilisering är en metod för att stabilisera hela jordmassan med KC-pelare (Larsson, 2006). Detta görs genom att pelarna installeras med ett c/c-avstånd som är mindre än pelarnas diameter och därmed överlappar varandra. Cellstabiliseringen kan användas vid S/S av jordmassor.

2.4. Processtabilisering

Processtabilisering är en förstärkningsmetod där massorna blandas med bindemedlet ex-situ (Forsman, et al., 2016). Till skillnad från andra förstärkningsmetoder såsom djupstabilisering och masstabilisering där inblandningen sker in-situ i marken. Om processtabilisering används för att S/S materialet måste det schaktas eller muddras upp innan det blandas med bindemedlet. Detta leder till en mer kontrollerad inblandning av bindemedlet jämfört med de andra inblandningsmetoderna.

Anläggningen som används vid processtabilisering består av flera tankar för bindemedel, blandningsutrustning samt lagrings- och utlastningssystem (Holm, et al., 2011). Massorna som ska förstärkas matas in i blandaren varpå bindemedel tillsätts under observation. Inblandningen sker antingen som satsblandning, där en sats massor blandas med bindemedel, alternativt med kontinuerlig tillförsel av bindemedel och massor. Bindemedlet kan bestå av en eller flera olika typer av bindemedel. Vid användandet av flera typer av bindemedel ska bindemedlen först blandas innan tillsättandet av massorna. Processtabilisering är en mer kontrollerad inblandningsmetod då massorna tas upp och det är lättare att utvärdera massornas egenskaper för varje ny sats. Detta underlättar justeringen av proportionerna som blandas för att få en bättre slutprodukt. Det är viktigt att inblandningen sker under en tillräckligt lång tidsperiod så att slutprodukten blir tillräckligt homogen. Efter förstärkningen av massorna transporteras dessa till området som ska fyllas ut varefter härdning sker.

2.5. S/S muddermassor

Fördjupning och breddning av farleden kan göras med hjälp av muddring och kan leda till stora volymer med muddermassor som måste omhändertas. Enligt avfallsförordningen (2001:1063) får inte muddermassor tippas på land eller i sjön utan godkännande från Naturvårdsverket (Forssenstrand, 2009). Det översta lagret av muddermassorna från sjöbotten i anslutning till befintliga industriområden är ofta förorenade och får därför inte tippas

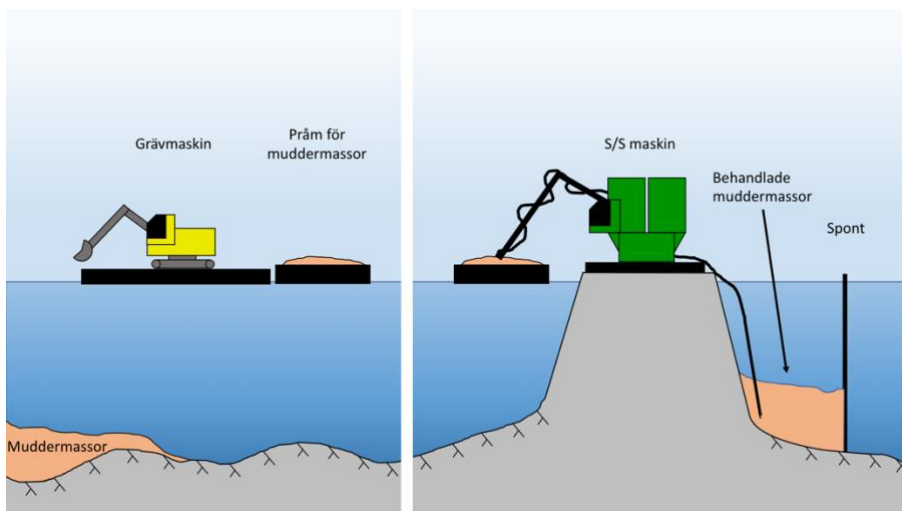
tillbaka i sjön eller nyttiggöras utan behandling (Holm, et al., 2011). Dessa föroreningar kan vara tungmetaller såsom bly och kvicksilver samt organiska miljögifter såsom polyaromatiska kolväten, tributyltenn och polyklorerade bifenyler. De förorenade muddermassorna måste därför behandlas innan de tippas alternativt deponeras, vilket medför en hög kostnad. Som en lösning på detta kan tekniken S/S användas. Muddermassor innehåller högre halter av organiskt material samt en högre vattenkvot jämfört med lera.

S/S är en så kallad efterbehandlingsmetod där ett bindemedel blandas med förorenade muddermassor för att binda föroreningarna, minska permeabiliteten och det fria vattnet samt förbättra materialets geotekniska egenskaper (Bendz, et al., 2007). I S/S sammanhang syftar stabilisering på att föroreningarna binds och solidifiering syftar på att föroreningarna innesluts i en solid kropp med en låg hydraulisk konduktivitet. Den täta kroppen kan användas i till exempel en hamnkonstruktion. Med S/S metoden kan stora kostnadsbesparingar göras jämfört med andra metoder, såsom att deponera massorna.

Vid muddringsarbeten grävs bottensedimentet upp från botten av en sjö, vattendrag eller från havet (Länsstyrelsen Västra Götaland, 2021). För att få uträdda muddringsarbeten behövs tillstånd från länsstyrelsen. Detta arbete bör inte ske under fortplantningsperioder för att inte påverka djur och natur negativt. Dessa perioder varierar beroende på vilka arter det handlar om, men generellt bör muddringsarbeten undvikas under den varmare delen av året, april till september. Metoden kan både göras in-situ och ex-situ (Bendz, et al., 2007). Vid in-situ utförs S/S direkt på plats, detta kan till exempel göras med masstabilisering. Vid ex-situ schaktas massorna upp för att antingen utföra S/S on-site (på plats) eller off-site (på en annan plats), denna teknik kallas processtabilisering, se Figur 5. Bindemedlet blandas in i muddermassorna i en blandningsstation till en homogen massa innan de läggs ut i konstruktionen (Lindh, 2021). På detta sätt kan bindemedelsmängden anpassa till rätt mängd på ett kontrollerat sätt. Mängden muddermassor som kan behandlas beror dels på hur stor kapacitet S/S maskinen har och dels på i hur snabb takt muddermassorna kan muddras. Detta medför att de

homogent blandade muddermassorna hamnar i skikt. Detta kommer att påverka härdningsprocessen då skikten har legat olika lång tid i den blivande hamnkonstruktionen. Hur lång tid hela byggprocessen tar beror på hur stor volym som ska fyllas och hur stor kapaciteten är. Detta kan styras om utfyllnadsområdet delas in i delområden med till exempel vallar.

Utifrån mängden och typen av bindemedel som används vid S/S av muddermassor kan olika hållfasthets- och deformationsegenskaper uppnås. Initialt kommer de stabiliserade muddermassor med sin höga vattenkvot orsaka ett tryck som kan liknas vid ett hydrostatiskt tryck mot sponten. Vart efter härdningen fortgår kommer bindningar skapas i muddermassorna och det horisontella trycket kommer att minska.



Figur 5: Principskiss över arbetsgången för processtabilisering efter (Regeringkansliet, 2014)

2.6. Jordförstärkning i anslutning till spontkonstruktioner

KC-pelare kan användas i områden där jorden måste förstärkas och är vanligtvis en kostnadseffektiv metod (Ignat, et al., 2019). Under 2014 utförde Ignat, et al. (2019) två stycken fält- samt laborationsförsök som han beskriver i sin rapport. Försöken utfördes för att få en djupare förståelse av hur djupstabilisering på passivsidan samspelade med sponten. Under fältförsöken dokumenterades deformationer, spänningar, porttrycksrespons och brottmekanismer i konstruktionen. Det finns många olika faktorer som påverkar KC-pelarnas spänningsväg till brott under schaktning, såsom styvhetsskillnaden mellan skivorna av pelare och den omkringliggande leran, styvhetsskillnaden mellan sponten och omkringliggande leran samt c/c avståndet mellan skivorna. Konstruktionen belastades stegvis ända fram till brott. Resultatet visade att djupstabiliseringen på passivsidan ökade stabiliteten av konstruktionen markant. De installerade pelarna på passivsidan fungerade som stävor under schaktbotten vilket medförde minskade horisontella och vertikala deformationer. Det kan ses att de applicerade lasterna överfördes till största del till KC-pelarskivorna.

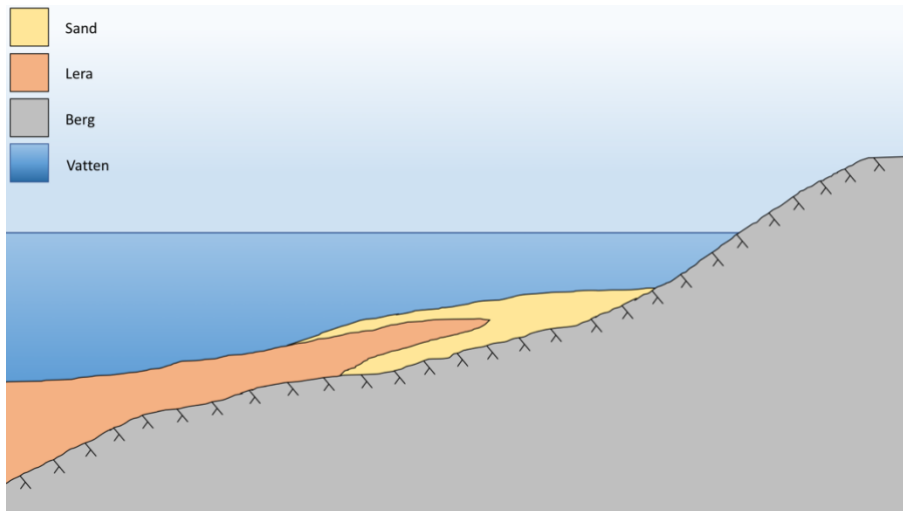
Djupstabilisering med KC-pelare på aktivsidan kan i vissa fall användas som förstärkningsmetod bakom en spontvägg (Larsson, 2006). Syftet med djupstabiliseringen är att göra jorden styvare och på så sätt minska det utvecklade aktiva jordtrycket mot spontväggen, vilket leder till en minskning av det erforderliga passivtrycket. Vid användandet av denna metod kan jordrörelserna förväntas bli större vid installationen av pelarna än av schaktningen. Detta medför att metoden inte är lämplig för att minska påverkan av närliggande byggnader. Installationsmönstret för pelarna är antingen som block eller gitter.

3. Beräkning av jordtryck och dimensionering av spontkonstruktioner

Vid spontning krävs kunskap kring hur jordens egenskaper varierar med djupet i marken längs med sponten. Därför är det viktigt att ha förståelse kring jordens uppkomst och lagerföljder samt hur jordtrycken som verkar på sponten uppkommer. Alla dessa faktorer måste beaktas vid dimensionering.

3.1. Jordlagerföljden i Sveriges kustområden

Stratigrafin, jordlagerföljden, i Sverige bildades under senaste istiden men förändringar sker än idag (Bergdahl, et al., 2003). De viktigaste processerna som har format de svenska jordlagerna är nedisningen, avsmältningen, sedimenteringen av lerpartiklar och silt i sjöar och hav, landupphöjningen och depositionen av organiskt material. Under inlandsisen frammarsch eroderade berggrunden samtidigt som jordpartiklar deponerades och omarbetades, så kallade glaciala avsättningar. Morän bildades när istäcket drog sig tillbaka över berggrunden. Grus och sand sorterades och deponerades av smältvattnet som rullstensåsar och deltor. Finkorniga partiklar som ler och silt finns på ställen där vattnet rört sig långsamt framåt, ofta på gamla sjöbottnar. Under isavsmältningen lättade trycket på jordskorpan och land började höjas igen vilket orsakade de postglaciala avlagringarna. Stora delar av Sverige täcktes av vatten och när landhöjningen skedde torrlades stora områden, regression. När vattnet drog sig längre och längre tillbaka flyttades strandlinjen och gav vågor och strömmar möjligheten att omlagra moränen. På detta sätt svallades grus, sand och andra små partiklar från moränen i strandzonen och sedimenterades längre nedanför högsta kustlinjen. Det grövsta materialet förflyttades inte så långt medan leran sedimenterades längre ut från strandzonen. När strandlinjen försköts neråt kom det grövre strandnära materialet att täcka det finare, se Figur 6.



Figur 6: Exempel på hur jordlagerföljden kan se ut längs Sveriges kustområden

3.2. Generell spontdimensionering vid en kaj

För att en få en säker konstruktion behöver stabiliteten, deformationen och beständigheten beaktas. Stabiliteten för en spont beror på framför allt dess längd, schaktdjup och typ av förankring. Hänsyn måste tas till att flera olika sorters brott kan uppkomma i sponten eller den omkringliggande jorden (Fredriksson, et al., 2018). Dessa är:

- Bristande totalstabilitet
- Instabil schaktbotten
- Rotationsstabilitet
- Brott i konstruktionen

För att utvärdera dessa kan i första hand enklare handberäkningar göras. Detta görs med en momentjämvikt för att kontrollera spontens stabilitet. För att sponten ska kunna hålla tillbaka massorna på aktivsidan av sponten måste den slås ned till ett nödvändigt djup för att momentjämvikten ska erhållas mellan de aktiva och passiva jordtrycken. Om ett stöd installeras, till exempel

ett ankare, måste momentjämvikt kring stödet uppfyllas (Fourie, 1984). På detta sätt beräknas spontens nödvändiga neddrivningsdjup. Därefter beräknas den dimensionerande kraften i stödet med hjälp av horisontell jämvikt. Beroende på vilken sorts infästning som används vid botten av sponten så beräknas momentet på olika sätt. Antingen kan sponten ha en fri ände utan någon infästning i botten och kan därmed rotera helt fritt. Detta skapar ett statisk bestämt system med en rotationspunkt kring det första stödet. Det andra alternativet är att sponten har en dubb längs ned som motverkar horisontella deformationer och tar upp horisontella krafter. Inget moment kan överföras ifrån dubben och sponten kan ses som en fritt upplagd balk. Dubben skapar en punktkraft i beräkningarna som används vid jämvikten. Även detta problem är statiskt bestämt. Momentjämvikten kring det första stödet beräknas först för att ta reda på kraften i dubben varterfter den horisontella jämvikten beräknas för att ta reda på stödets kraft.

Avrostning på stålkonstruktioner i marina miljöer är ett stort problem som är svårt att förutse (Wall & Wadsö, 2013). Efter 60–70 år är den designade bruksgränslivslängden uppnådd då avrostning som försvagar konstruktionen har skett vid vattenlinjen. Med hjälp av Eurokod 3 fås riktlinjer för hur hänsyn ska tas till detta.

3.3. Jordtryck

För att stödkonstruktioner ska bli säkra och kostnadseffektiva behövs en bra kunskap om hur dessa fungerar och jordens beteende. Storleken på de horisontella krafterna som jorden ger upphov till beror på många saker, bland annat jordens egenskaper, lutningen på marken på aktivsidan och schaktens djup. De presenterade formlerna och metoderna nedan fokuserar på sponter i lera. Kortsiktigt vid temporära arbeten behövs ingen hänsyn tas till vattnet i jorden vid beräkningar. På lång sikt kommer vattnet i leran dräneras om det finns en höjdskillnad mellan grundvattennivåerna på de två sidorna om sponten samt vid pålastning. Skillnaden orsakar ett vattentryck som gör att ett läckage uppstår för att utjämna trycket mellan de två sidorna.

3.3.1. Dränerad och odränerad skjuvhållfasthet

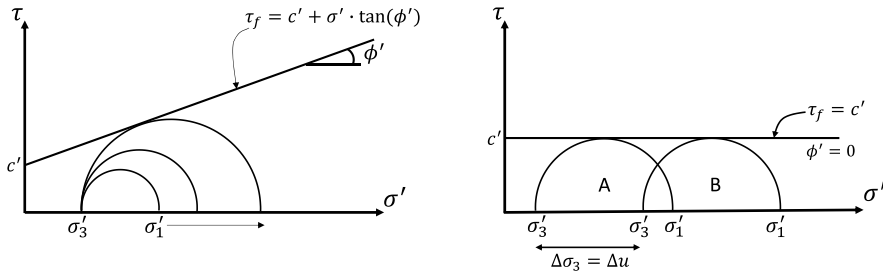
Skjuvhållfastheten kan beskrivas som det interna motståndet per area att motstå brott längs med en yta (Sobhan & Das, 2017). Detta kan beskrivas med hjälp av Mohr-Coulomb brottkriterium

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1)$$

som bildar en rät linje, Figur 7.

Vattenfyllda material beter sig olika beroende på om de är dränerade eller odränerade (Sobhan & Das, 2017). För att testa detta kan triaxialförsök utföras. Vid dränerade förhållanden kan vattnet lämna materialet jämfört med odränerade då vattnet hålls kvar. En tät lera kommer initialt att vara odränerad men över tid bli dränerad, leran konsolideras.

För dränerade jordar kan den dränerade skjuvhållfastheten beskrivas direkt med ekvation (1) (Sobhan & Das, 2017). För odränerade normalkonsoliderade vattenmättade mineraljordar är $\phi' = 0$ i ekvation (1), se Figur 7. Då dränering inte kan ske kommer provet inte att konsolideras. Om deviatorspänningen ökas tas påökningen upp av vattnet då det inte kan komprimeras eller dräneras. Samtidigt är effektivspänningen för material konstant. Detta gör att även skjuvhållfastheten är konstant i motsats till den dränerade skjuvhållfastheten. Brottet kommer att ske vid samma skjuvspänning oberoende av den applicerade lasten. Odränerade tester används för att efterlikna hur jorden reagerar vid snabb pålastning. För att simulera en last som ligger under en längre tid används dränerade tester.



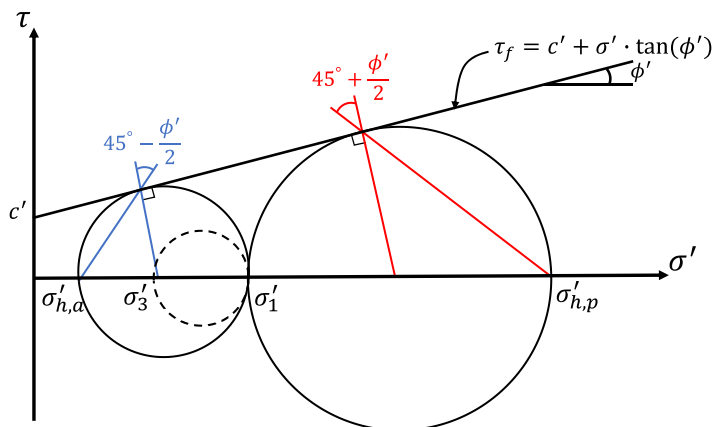
Figur 7: Dränerat fall till vänster och odränerat fall till höger

3.3.2. Rankine's jordtrycksmodell

Coulomb (1776) la grunden för jordtrycksmodellen med sin teori om aktivt och passivt jordtryck mot stödkonstruktioner (Sobhan & Das, 2017). Senare har Rankine (1857) utvecklat denna metod. I modellen antogs det att brottytan är ett plan samt att det är friktion mellan stödkonstruktionen och leran. Rankine studerade de spänningsförhållandena på jorden då varje del av den precis var på väg att gå till brott, så kallad plastisk jämvikt. Rankine studerade enskilda jordelement och inte jorden som en helhet. För att kunna räkna med Rankine's modell behövs följande antaganden göras:

- Plana glidytor
- Vinkelrät kraftresultant mot sponten
- Bakfyllnaden är i liv med spontens överkant och är horisontell
- Sponten anses friktionslös
- Grundvattennivån är lokaliserad under sponten

Under vilojordtryck bakom en friktionslös spont kan, enligt Rankine's jordtrycksteori, trycket ett jordelement känner representeras med hjälp av en Mohr's cirkel, Figur 8.



Figur 8: Mohr's cirklar för aktiv och passivt tillstånd

När sponten börjar röra sig in mot schakten, Figur 9, så kommer det horisontella trycket att minska tills en brottgräns är nådd. Detta kallas för Rankine's aktiva tillstånd och kraften som behövs för att uppnå brott kallas för det aktiva jordtrycket och kan beräknas med

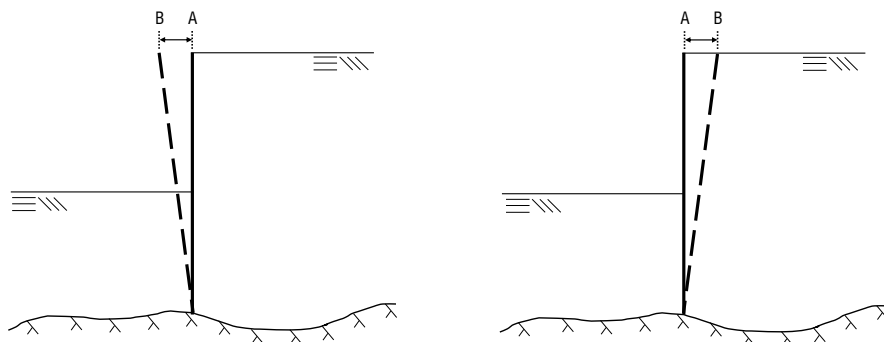
$$\sigma_a = \gamma z \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) - 2c' \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) + u. \quad (2)$$

Ekvation (2) kan förenklas för kohesionsjordar och friktionsjordar då ϕ' respektive c' är lika med noll, se kapitel 3.3.1 och Figur 7. Detta ger för odränerade jordar

$$\sigma_a = \gamma z - 2c_u + u \quad (3)$$

och för dränerade jordar

$$\sigma_a = \sigma'_v \cdot \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) + u. \quad (4)$$



Figur 9: En konsolspont som rör sig från punkt A till B för två olika fall, in mot schakten till vänster och ifrån schakten till höger

Förhållandet mellan det aktiva jordtrycket och vilojordtrycket kallas för den aktiva jordtryckskoefficienten

$$k_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right). \quad (5)$$

På samma sätt som för det aktiva tillståndet kan det passiva tillståndet förklaras på ett liknande sätt (Sobhan & Das, 2017). Om den friktionslösa spanten rör sig ifrån schakten in mot de jordmassor som spanten håller upp, Figur 9, så kommer det horisontella trycket att öka. Till slut kommer trycket vara så stort att dess brottillstånd är nått. Detta kallas för Rankine's passiva tillstånd och kraften som behövs för att uppnå brott kallas för det passiva jordtrycket och kan beräknas som

$$\sigma_p = \gamma z \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + 2c' \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + u. \quad (6)$$

På samma sätt som ovan kan ekvation (6) förenklas för kohesionsjord och friktionsjord då ϕ' respektive c' är lika med noll, se kapitel 3.3.1 och Figur 7. Detta ger

$$\sigma_p = \gamma z + 2c_u + u \quad (7)$$

och

$$\sigma_p = \sigma'_v \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) + u. \quad (8)$$

Förhållandet mellan det passiva jordtrycket och vilojordtrycket kallas för den passiva jordtrycks koefficienten

$$k_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right). \quad (9)$$

Efter att brott har nåtts kommer en glidyta att uppstå (Sobhan & Das, 2017). Vinkeln för denna glidyta kommer enligt Rankine vara $\left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$ för det aktiva tillståndet respektive $\left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$ för det passiva tillståndet, Figur 8.

3.4. Dimensionering av spontkonstruktioner

Vid dimensionering av spont används ett flertal olika Eurokoder som täcker in olika delar, SS-EN 1990 (grunder), SS-EN 1991 (laster), SS-EN 1993 (stål) och SS-EN 1997 (geokonstruktioner). Efter att lämplig beräkningsmodell har används för att beräkna säkerhet mot brottyper givna i SS-EN 1997 dimensioneras stålelement enligt SS-EN 1993-5-1. Snittkrafter kan beräknas med samma Eurokod och med hjälp av Sponthandboken (2018). Med hjälp av Sponthandboken (2018) kan enklare handberäkningar göras, och enligt SS-EN 1990 och SS-EN 1997 får spontkonstruktioner dimensioneras med FEM-program.

4. Mekaniska egenskaper hos förstärkt jordmaterial

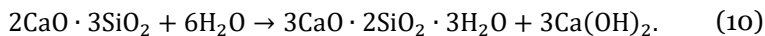
Vid inblandning av bindemedel i ett jordmaterial uppstår kemiska reaktioner. Reaktionerna påverkas av sammansättningen av jordmaterialet och typen av bindemedel som användes. Kombinationerna av dessa är en av faktorerna som har en inverkan på det mekaniska beteende av det förstärkta materialet som kan kontrolleras under byggprocessen med olika metoder, såsom CPT eller KPS. Jordtrycket som uppstår beror på olika lastfall som kan studeras över tid med hjälp av spänningsvägar.

4.1. Kemiska reaktioner

Det är bindemedlet som gör att leran härdar genom kemiska reaktioner vid inblandningen (Johansson, et al., 2006). Några av faktorerna som påverkar jordens slutliga egenskaper är bindemedelsmängd, typ av bindemedel, vattenkvot och organisk halt på jorden som förstärkts. Ofta blandas flera olika bindemedel för att bättre anpassas efter jordens egenskaper och utifrån ekonomiska aspekter. Olika blandningar som används är kalk-slagg, kalk-cement-gips och cement-slagg men den blandning som används mest är kalk-cement. Denna blandning ger en exoterm reaktion i jorden som gör att jorden torkas ur och ökar reaktionshastigheten. Vid inblandningen påverkas reaktionerna av många olika faktorer. Den slutgiltiga strukturen påverkas bland av jordens kornstorlek, vattenhalt, densitet, jonbytesförmåga, dess blandbarhet med bindemedlet samt i vissa fall lermineralernas kemiska sammansättning. Olika tillsatser kan adderas för att påverka slutprodukten och härdningen.

Svensk lera består till största del av aluminiumsilikater. Dessa har låg reaktivitet när de aktiveras vid höga pH-halter för att bilda kalciumaluminiumsilikathydratföreningar, CASH. På ytan av aluminiumsilikaterna finns de positiva jonerna kalium och natrium (Åhnberg, et al., 1995). Aluminiumsilikater separeras av tunna vattenskikt. Lerprovets struktur är stabil när laddningen är neutral. Om jonkoncentrationen i vattnet rubbas, förändras både laddningen och lerans struktur. Vid förstärkning av lera byts joner ut i leran. Antalet joner som kan bytas ut beror på lerpartiklarnas yta samt lerans geologiska ursprung. Faktorer som beror på det geologiska ursprunget och påverkar den kemiska reaktionen är bland annat jordens pH-halt och organiska innehåll, (Johansson, et al., 2006). Jorden måste tillåtas uppnå höga nivåer av pH för att reaktionen ska starta. pH-halten i porvattnet kan vara en indikator på om jorden innehåller ämnen som kan påverka dess egenskaper. Mängden organiskt material i leran retarderar cementeringen som sker men påverkar inte den slutgiltiga hållfastheten. Detta sker genom att det organiska materialet fäster till bindemedlets yta och förhindrar det att komma i kontakt med leran. Vilket leder till en långsammare cementering vid användning av muddermassor då de har höga halter organiskt material. En annan faktor som påverkar den kemiska reaktionen i muddermassorna är porvattnet och jonerna och ämnena som finns i. Muddermassor har generellt sätt en hög vattenkvot. Klorider påverkar till exempel den accelererande effekten av reaktionen medan sulfidjoner påverkar porvattnets pH. Havsvatten bidrar med en ökad kloridhalt i leror jämfört med leror vid insjöar. Sulfidjoner förekommer även i masugnsslagg. Om sulfidhalten är hög minskar hållfasthetstillväxten i jorden och kan även orsaka lägre hållfasthet hos leror och gyttjor (Åhnberg, et al., 1995). Sulfidhaltiga organiska jordar kan även innehålla syragrupper som sänker pH-värdet tillfälligt och minskar hållfasthetsutvecklingen. Bindemedel är en färskvara och reaktivt och påverkas av luftfuktigheten runtomkring under förvaring (Johansson, et al., 2006). Bristfällig eller felaktig förvaring kan sätta igång karbonatiseringen av materialet i förtid varvid en proaktiv karbonatförening bildas och den reaktiva förmågan av bindemedlet minskar.

Jordar som innehåller stora mängder organiska material förstärks effektivast med cement eller en kombination av cement och latent hydrauliska eller puzzolana tillsatsmedel (Janz & Johansson, 2002). Humussyror som finns i organiska jordar hindrar den puzzolanareaktionen mellan puzzolana mineraler och kalciumhydroxid som finns i bindemedlet kalk. Därför fungerar kalk sämre jämfört med andra bindemedel för jordar med höga halter organiskt material. Humussyror fördröjer även cementreaktionen. I Sverige är portlandcement den vanligaste typen av cement som används (Johansson, et al., 2006). Cement är ett hydrauliskt bindemedel, det reagerar i kontakt med vatten. En fördel med detta är att det kan binda till nästan alla olika material. Dess egenskaper kan ändras genom att blanda in olika produkter såsom slagg. Cementklinker består av flera olika kemiska föreningar, så kallade klinkermineraler, vilka bildas vid cementtillverkning. En viktig klinkermineral som finns i portlandcement är $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$. Vid hydratisering hårdnar betongen och dess hydratiseringsgrad berättar hur stor andel av bindemedlet som reagerat med vattnet



Cementens största beståndsdel är kalciumsilikater som reagerar med vattnet och bildar kalciumsilikathydrater och kalciumhydroxid. Slutprodukten är till största del kalciumsilikathydratföreningar, CSH, vilket ger hållfasthet till leran. Vidare bildas det $\text{Ca}(\text{OH})_2$ som även finns i kalk och reagerar på samma sätt samt bildar CSH.

Ett annat bindemedel är aska som kan blandas i som en delkomponent i bindemedelsblandningar (Johansson, et al., 2006). Askor är en basisk biprodukt från olika förbränningsprocesser. Det finns flera olika sorters askor men de som används mest är flygaskor. Flygaskor i sig kan delas in i undergrupper beroende på vilka förbränningsprocesser som ägt rum. Dessa kan till exempel vara från stenkolk, torv, eller från biobränslen såsom bark, pappersfiber och biomassa från trä. Askans från förbränning av biobränslen har dessutom en bindande effekt. Beroende på vilken process de tillverkats genom påverkas deras reaktivitet. Dess puzzolan effekt varierar också och kan

aktiveras med hjälp av tillsatt kalk eller cement. Puzzolan reaktioner sker långsamt och därför blir hållfasthetsutvecklingen långsammare jämfört med om bara cement skulle användas. Den slutgiltiga hållfastheten beror på askans kvalitet. Flygaskan filtreras fram från förbränningsprocessgaserna och är ett finkornigt silikatstoff. I grövre och organiska jordar kan flygaskan tillföra en mer reaktiv finkornig fraktion för att öka reaktiviteten. Askan kan även användas som fyllmedel vilket gör det mer ekonomiskt och mer miljövänligt.

Ytterligare ett annat bindemedel är masugnsslagg (Johansson, et al., 2006). Vid tillverkning av järnmalm av råjärn skapas biprodukten slagget genom att malmens silikatdel binds till den tillsatta kalkstenen. Slagget kan liknas vid cement på flera sätt bland annat genom dess kemiska innehåll. Dessutom, precis som med cement, fås en högre reaktivitet desto finare slagget mals. Däremot har det en mycket lägre reaktionsbenägenhet jämfört med cement då det innehåller mindre kalcium. Genom att blanda slagget med cement, kalk eller gips kan reaktionsbenägenheten öka för att få slutprodukten CSH.

4.2. Kontroll av mekaniskt beteende

För att utvärdera de förstärkta massornas egenskaper och kvalitet utnyttjas olika kontrollmetoder, detta görs för att kontrollera att de uppfyller de design- och tekniska kravspecifikationer som de var tänkta att göra. Detta kan göras på ett flertal olika sätt. En av de vanligaste sonderingsmetoderna i Norden är pelarsondering, KPS, där skjuvhållfastheten kan beräknas indirekt genom att mäta det totala sonderingsmotståndet (Forsman, et al., 2017). Vingsondering och CPT är också exempel på andra använda sonderingsmetoder.

4.2.1. Kontroll i laboratorium

Utifrån geotekniska laboratorieundersökningarna av den naturliga jorden samt lokal erfarenhet kan olika bindemedelskombinationer samt bindemedelsmängder tas fram för vidare prövning (Larsson, 2006). Därefter görs inblandningsförsök för att testa ifall de uppnår de tekniska egenskaperna

som eftersträvas i projektet. Utvecklingen av skjuvhållfastheten kan bestämmas med enaxialt- eller triaxialtryckförsök vars värde sedan jämförs med den verkliga utvecklingen i fält. Då jordens egenskaper varierar behövs flera prover tas för att ta hänsyn till variationen. Vid valet av bindemedelskombinationen är det praktiskt att hålla den konstant medan mängden kan variera, till exempel baserat på vattenkvoten. Efter bindemedelskombination samt mängd har bestämts kan byggprocessen starta. Under byggprocessen kan prover tas på olika sätt beroende vilken metod som används. Vid S/S genom processtabilisering kan prover tas på det stabiliserade massor från S/S maskinen för att sedan testa egenskaperna i laboratorium med till exempel enaxialt- eller triaxialtryckförsök. På detta sett kan utvecklingen av skjuvhållfastheten kontrolleras och jämföras med fältresultaten.

4.2.2. Kontroll av egenskaper hos förstärkta massor

Det finns olika metoder för att kontrollera förstärkta massors egenskaper i fält (Forsman, et al., 2017). Många av dessa härstammar från kontroller av KC-pelare men kan även användas för andra förstärkningsmetoder. Val av metod beror på vilken egenskap som ska kontrolleras, till exempel hållfastheten, homogeniteten eller det förstärkta djupet. KC-pelare har normalt sett en högre skjuvhållfasthet jämfört med masstabiliserade massor. Vid användandet av KC-pelare fås en slankare kropp, på grund av pelarnas hårdhet och slankhet finns det risk för att sonden åker utanför pelaren in i den oförstärkta jorden. På grund av dessa anledningar är inte alla kontrollmetoder lämpliga att utföra då de kan leda till missvisande resultat. Tid för provtagning samt kontrollmetod är beroende på vilket bindemedel som används och den förväntade hållfasthetstillväxten (Larsson, 2006). Hållfasthetstillväxten bestäms genom förprovning i laboratoriet kombinerat med tidigare empirisk erfarenhet av olika bindemedelskombinationer.

Sondering kan användas för att mäta motståndet i de olika jordlagerna och därigenom kunna utvärdera skjuvhållfastheten (SGF, 2013). Vid sondering utnyttjas sondstänger med statisk eller dynamisk belastning. Belastningen kan komma från slag, vridning, tryck eller en kombination av dessa för att

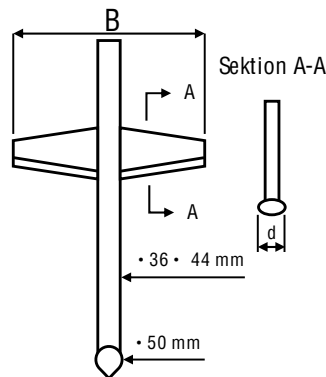
driva ner sonden i pelaren. Motståndet mäts oftast i antingen varv/meter, slag/meter och pålagd kraft. Desto längre de förstärkta massorna får härda desto hårdare blir de.

Beroende på den förstärkta massans hårdhet kan olika sorters kontrollmetoder användas (Larsson, 2006). För mjuka till halvhårda massor används oftast någon av de speciellt framtagna pelarsonderingsmetoderna nämnda nedan alternativt sondering och vingborrning.

- Pelarsondering, KPS
- Förborrad pelarsondering, FKPS
- Omvänd pelarsondering, OKPS
- Förinstallerad omvänd pelarsondering, FOPS
- Vingsondering

Ovanstående metoder kan även användas för hårda massor, men då med en specialformad vinge vid vingborrning, alternativt CPT-sondering (Larsson, 2006). Även provbelastningar samt skjuvvågsseismik kan användas. För att kontrollera stabiliseringsmedlets fördelning schaktas 2–3 meter fram för att en okulärbesiktning ska kunna göras. Som ett alternativ eller komplement kan provtagningar göras för en kemisk analys och fastställande av hur fördelningen ser ut.

En sonderingstyp som tidigare nämnts är pelarsondering, KPS, då en sond försedd med ett vingpar samt en konisk spets används, se Figur 10 (SGF, 2013). Metoden används för att ta reda på den förstärkta massans hållfasthet. Sonderingen kan även utföras som omvänd pelarsondering, OKPS, då en vinge installeras i botten av de förstärkta massorna och sedan dras upp varvid motståndet registreras. Metoden kan däremot inte utvärdera pelarens hållfasthets- och bindemedelsfördelning då sonden är för stor för att bedöma dessa egenskaper. För förstärkta massor har den en bredd på 400 mm.



Figur 10: Sondens utseende vid pelarsondering, KPS, efter (SGF, 2013)

En annan sonderingstyp är spetstrycksondering, CPT, som användes första gången på 1930-talet och har utvecklats sedan dess (SGF, 2013). Metoden mäter motståndet spetsen möter vid en konstant kraft och hastighet vid neddrivningen samt mantelfriktionen och porvattentrycket som uppstår vid spetsen på vägen ner genom massorna. Med empiriska samband kan bland annat skjuvhållfastheten och deformationsegenskaper beräknas. Enligt (Bergman, et al., 2013) är skillnaden mellan hållfasthetsvärdena från CPT respektive KPS relativt liten och därför anses de vara jämförbara.

4.3. Jordtryck från förstärkt jordmaterial

För att ta reda på hur jordtrycket varierar med tiden och med olika celltryck, kan materialets spänningsvägar studeras. Först ges en bakgrund av vad spänningsvägar är och hur de fungerar för att sedan gå igenom hur Ignat, et al. (2019) har beskrivit hur olika lastfall kan påverka spänningsvägen och vilka dimensionerande värden som kan erhållas utifrån det. Vidare kan en brottlinje och brottytan för materialet upprättas vilket Åhnberg (2006) behandlar i sin rapport samt beskriver vilka faktorer som påverkar denna till exempel bindemedelskombination och mängd, härdningstid och applicerad last. Med hjälp av brottlinjen kan även det förstärkta materialets skjuvhållfastheten beräknas. Avslutningsvis sammanfattas den erhållna

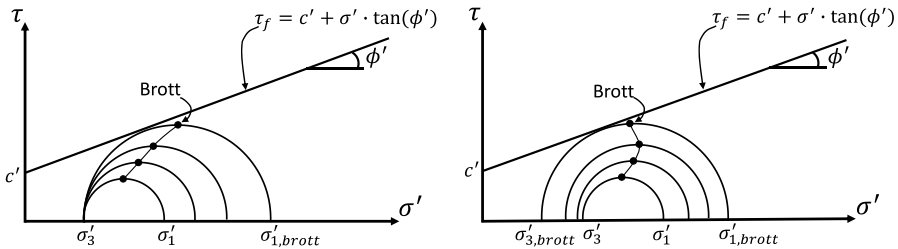
kunskapen och hur detta kan appliceras på S/S muddermassor och vilka paralleller som kan dras.

4.3.1. Spänningsvägar

Materials spänningsförändring i förhållande till brottvillkor kan beskrivas med hjälp av spänningsvägar som i sin tur är baserade på Mohr's cirklar (Parry, 2004). Genom att rita in Mohr's cirklar med ökande spänningar tills en av dem tangerar Mohr-Coulomb brottkriterium kan spänningsvägen hittas. Spänningsvägen representeras av en linje som går genom alla cirklarnas maxpunkter, hjässorna. Med hjälp av spänningsvägar kan de dimensionerade värdena för materialet utvärderas. Det finns flera faktorer som påverkar spänningsvägen, såsom konsolideringstryck, som i sin tur påverkar brottlinjen. Spänningsvägar presenteras oftast i $p' - q$ diagram, där p' är medeleffektivspänningen ($p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$) och q är deviatorspänningen ($q = \sigma_1 - \sigma_3$), där σ_1 och σ_3 är huvudspänningar, se Figur 11. Spänningsvägar kan även representeras i $s' - t$ diagram, där s' är medeleffektivspänningen ($s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$) och t är skjuvspänningen ($t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$).

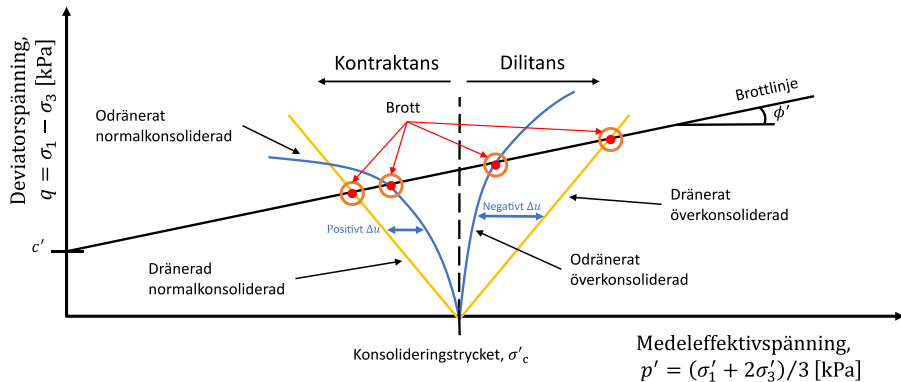
I $p' - q$ diagrammet kan spänningsvägen definieras som den totala eller effektiva spänningsvägen (Holtz & Kovacs, 1981). I den effektiva spänningsvägen subtraheras porvattentrycket från p för att få p' . En annan faktor som påverkar spänningsvägen är konsolideringsgraden, vilket ger upphov till de fyra olika spänningsvägarna i Figur 12.

- Dränerad normalkonsoliderad
- Odränerad normalkonsoliderad
- Odränerad överkonsoliderad
- Dränerad överkonsoliderad



Figur 11: Principskiss över spänningsvägar för dränerat till höger respektive odränerat till vänster aktivt triaxialförsök baserat på Mohr's cirklar

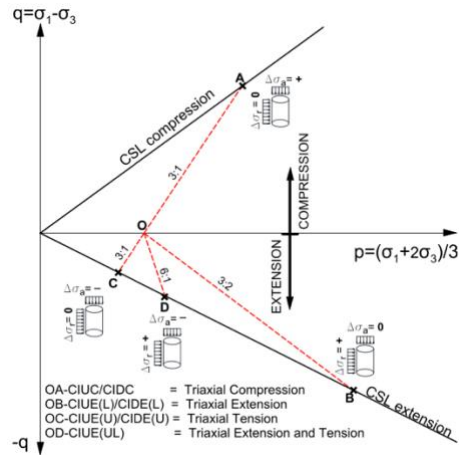
I ett dränerat triaxialförsök förändras trycken mycket långsamt så att vattnet dräneras och inget poröverttryck erhålls (Holtz & Kovacs, 1981). Desto större deviatorspänningen blir desto större blir Mohr's cirklar tills ett brott är uppnått. Spänningsvägen som skapas blir en rät linje med olika lutningar beroende på vilken typ av triaxialförsök som görs. Om provet är normalkonsoliderat kommer det få en högre medeffektivspänning jämfört med ett överkonsoliderat prov. I ett odränerat triaxialförsök kommer ett portryck att skapas och därför studeras istället Mohr's cirklar med effektiv spänning. Spänningsvägen för de odränerade proverna kommer att styras av om porvattentrycket är positivt eller negativt samt dess storlek. Om provet är normalkonsoliderat kommer portrycksförändringen vara positivt och spänningsvägen kommer vika av till vänster. För ett prov som är överkonsoliderat kommer portrycksförändringen vara negativt och spänningsvägen kommer vika av till höger istället, Figur 12. Med hjälp av flera prover med samma förkonsolideringstryck med varierande konsolideringsgrad kan en brottyta för provet bestämmas (Mayne, et al., 2009). Brottytan får en oval form och täcker in de olika odränerade spänningsvägarna från de olika triaxialförsöken.



Figur 12: De fyra grundläggande spänningsvägarna

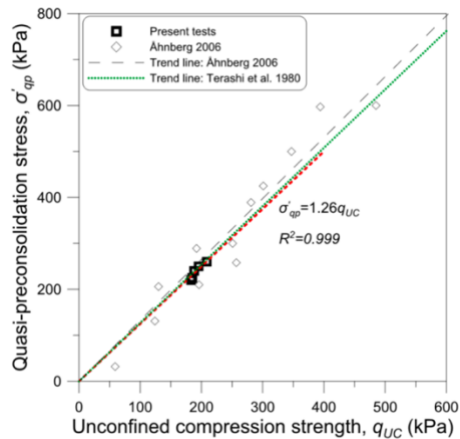
4.3.2. Spänningsvägar för förstärkta leror

Ignat, et al. (2019) utförde ett flertal triaxialförsök för att undersöka spänningsvägarna för olika lastfall på en förstärkt lera. Beroende på vilket lastfall och material som studeras kommer spänningsvägen att variera. Riktningen och formen på spänningsvägen kommer att påverka när den kommer att skära brottlinjen och därigenom avgöra den dimensionerade skjuvhållfastheten. I försöken var leran överkonsoliderad och hade en överkonsolideringsgrad (OCR) på 1.2–1.5. Ignat, et al. (2019) utförde 26 isotropiska konsoliderade triaxialförsök, 16 odränerade och 10 dränerade. I studien undersöktes fyra olika spänningsvägar till brott. I de odränerade fallen undersöktes ett aktivt triaxialförsök och tre passiva triaxialförsök. Det aktiva triaxialförsöket var ett axiellt belastat, medan avlastning och radiell belastning samt en kombination av de två användes vid de passiva triaxialförsöken. I studien ökades och minskades trycket lika mycket. Tre olika dränerade försök gjordes också, det aktiva triaxialförsöket var ett axiellt belastat, medan avlastning och radiell belastning användes vid de passiva triaxialförsöken. För att kunna jämföra dessa försök med tidigare försök utförda inom samma område gjordes även dränerade och odränerade aktiva triaxialförsök. I Figur 13 kan de fyra olika dränerade spänningsvägarna ses. Det går även att se hur lastfallet påverkar spänningsvägen och när den skär brottlinjen.



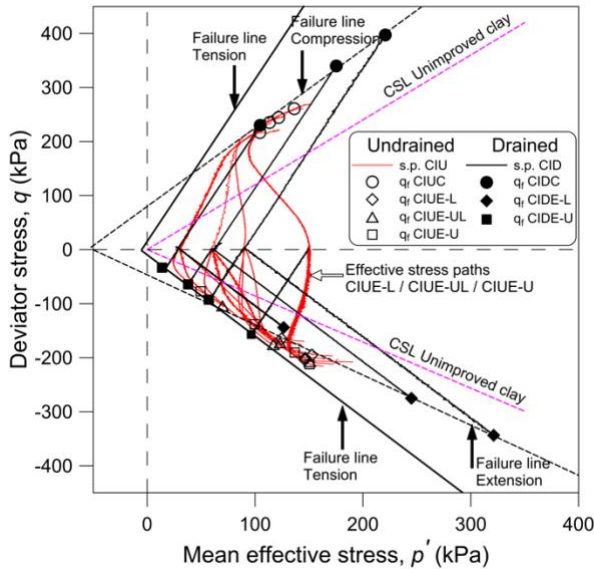
Figur 13: En principskiss för de olika spänningvägarna, i ett p-q diagram, beroende på vilken sorts last som appliceras på provet (Ignat, et al., 2019)

Utöver triaxialförsöken utfördes CRS test på leran för att utvärdera värdet på kvasi-förkonsolideringstrycket, σ'_{qp} (Ignat, et al., 2019). Detta varierade mellan 220 och 250 kPa och kvoten mellan kvasi-förkonsolideringstrycket och det enaxiala tryckförsöket, q_u , blev 1,26. En linjär relation mellan σ'_{qp} och q_u kan ses i Figur 14 som är baserad på data från (Ignat, et al., 2019) och (Åhnberg, 2006). Utifrån detta kan det ses att resultatet från Ignat, et al. (2019) liknar tidigare utförda försök, där till exempel Åhnberg (2006) fick kvoten 1,34. Med denna kvot kan kvasi-förkonsolideringstrycket uppskattas utifrån ett enaxiellt tryckförsök och som sedan kan användas för att uppskatta kohesionen.



Figur 14: Linjär relation mellan σ'_{qp} och q_u (Ignat, et al., 2019)

Brottlinjerna för axiell belastning samt avlastning, radiell belastning och en kombination av dessa kan ses i Figur 15 där de anpassades med hjälp av linjär regression baserad på brottspänningarna (Ignat, et al., 2019). I figuren kan det ses att de dränerade proverna för de tryckta proverna går längs en linje med en lutning på 3:1 innan de går till brott. Utöver det går de odränerade proverna till brott före de dränerade på grund av en positiv ökning av porvattentrycket då spänningen i provet ökar. Desto större celltrycket är desto större genererat porvattentryck. Genom detta kan slutsatsen dras att de odränerade proverna alltid kommer att gå till brott före de dränerade proverna på aktivsidan. De tryckta och aktivt lateral belastade provernas spänningsvägar för de dränerade och odränerade proverna ligger väldigt nära varandra då det genererats ett väldigt litet positivt vattentryck. Detta är typiskt för överkonsoliderade prover som riskerar att skjuvas initialt. Brottypen för ett prov med en hög konsolideringsspanning liknade de passiva försöken med en ökad radiellspänning. Utifrån de olika brottyperna kan slutsatsen dras att den förstärkta leran beter sig anisotrop. Därtill kunde en grafisk flyttyta bestämmas för den förstärkta leran.



Figur 15: Illustration av ett p'-q diagram som visar de dränerade och odränerade spänningsvägarna för olika celltryck (Ignat, et al., 2019). Även brottlinjerna för de passiva och aktiva testen för en förstärkt lera jämfört med en oförstärkt lera visas

En exponentialfunktion, ekvation (12), som beskriver förhållandet mellan den konsolideringsnormaliserade odränerade brottlasten och OCR kunde hittas för både tryck- och passivspänningsförhållande (Ignat, et al., 2019). Den odränerade skjuvhållfastheten för överkonsoliderade leror kan karakteriseras med

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{OC} = a \cdot (OCR)^b, \quad (11)$$

där skjuvhållfastheten, c_u , är normaliserad med den vertikala effektivspänningen, σ'_{v0} , b är en empirisk framtagen konstant, $a = (c_u/\sigma'_{v0})_{NC}$ och $OCR = (\sigma'_{qp}/\sigma'_c)_{NC}$. Åhnberg (2006) visade att tryckhållfastheten för en förstärkt lera med ett celltryck lägre än kvasi-förkonsolideringstrycket ($\sigma'_c < \sigma'_{qp}$) kan bestämmas med

$$\left(\frac{q_f}{\sigma_{v0}'} \right)_{OC} = a_q \cdot (OCR)^b. \quad (12)$$

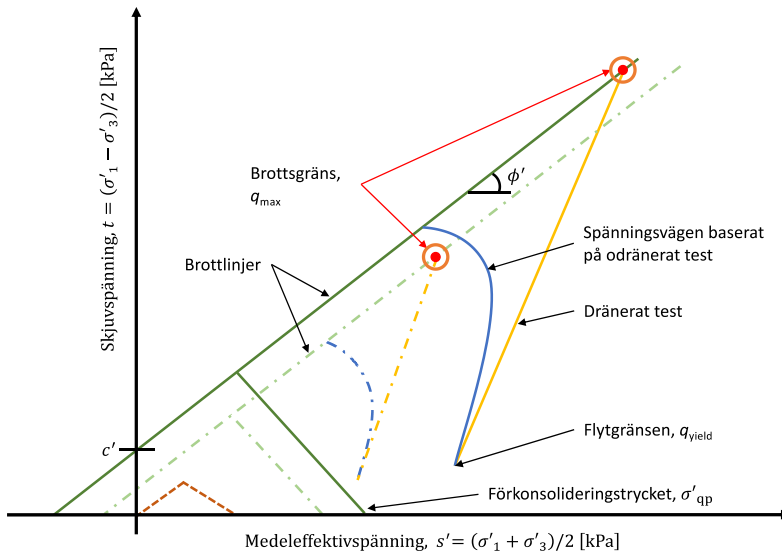
Resultatet från de utförda laborationsförsöken visar att de dragbelastade och passiva triaxialförsöken gav ett mer sprött brott jämfört med det aktiva triaxialförsöket (Ignat, et al., 2019). Detta medförde att lera som belastas med passiv/dragspänningsförhållanden kan mobiliseras vid olika tidpunkter för den masstabiliserande leran jämfört med den naturliga leran. En skillnad som kunde ses mellan de överkonsoliderade och lätt överkonsoliderade proverna som avlastades var vilken typ av brott de fick. De överkonsoliderade proverna gick till brott genom dragbrott medan det kunde observeras att drag- och skjuvbrott skedde hos de lätt överkonsoliderade proverna. För båda proverna som gick till brott genom skjuvning, aktivt och passivt triaxialförsök, var punkten där proverna markant tappade sin styvhet den samma som flytgränsen. Detta motsvarade 60–70 % av brottlasten. Utifrån testerna så kunde en exponentialfunktion som beskriver förhållandet mellan den konsolideringsnormaliserade odränerade brottlasten och OCR hittas i både tryck- och passivspänningsförhållande. Dessutom kunde slutsatsen dras, utifrån de dränerade testen, att förstärkt lera kan representeras av två brottytor. En skjuvbrottsyta som kontrollerar cementeringens hållfasthet och friktionsvinkeln samt en dragbrottsyta som kontrollerar materialets draghållfasthet.

4.3.3. Faktorer som påverkar brottytan hos förstärkta leror

Åhnberg (2006) undersökte hur brottytans utseende för två olika förstärkta leror varierade med avseende på olika faktorer såsom bindemedelskombination och mängd, härdningstid och applicerat celltryck. Proverna utvärderades med konsoliderade dränerade triaxial trycktest, konsoliderade odränerade triaxial tryck- och töjningstest samt ödometertest. Resultatet från de dränerade och odränerade triaxialförsök kan illustreras som $s' - t$ diagram, se Figur 16 (Åhnberg, 2006). Spänningsvägen utvärderas från odränerade tester, medan brottgränsen, q_{max} , och flytgränsen, q_{yield} , utvärderas från dränerade tester. För att utvärdera friktionsvinkeln, ϕ' , och

kohesionen, c' , kan en brottlinje användas. Figur 16 visar även kvasi-förkonsolideringstrycket som kan utvärderas från ödometertest.

Åhnberg (2006) visar i sitt resultat att den uppmätta tryckhållfastheten varierade mellan 50–1500 kPa beroende på leran, typ och mängd av bindemedel, tid efter inblandning och storleken på celltrycket. Generellt sett beter sig den förstärkta massan som en normalkonsoliderad jord när celltrycket, σ'_c , är större än kvasi-förkonsolideringstrycket, σ'_{qp} , och som en överkonsoliderad jord när det är lägre. De tvära vändningarna på spänningsvägen för proverna med ett högre celltryck än kvasi-förkonsolideringstrycket visar på en stor ökning i porvattentrycket innan brottgränsen, till skillnad mot proverna med ett lägre celltryck där spänningsvägen gradvis närmar sig brottgränsen. Ur rapporten framgår det att mängden bindemedel och även härdningstiden har en stor betydelse för utvecklingen av massans hållfasthet. En större mängd bindemedel och en längre härdningstid ger en förskjutningen i vertikalled av brottlinjen, se Figur 16. Bindemedlet kalk gav inte någon större förbättring av egenskaperna över en ettårsperiod. Detta är ett vanligt beteende vid användandet av kalk som bindemedel. Vid användandet av cement växer hållfastheten mycket i början innan den avtar på sikt, medan kalk har en långsam tillväxt i början men fortsätter att utvecklas under en längre tid.



Figur 16: Principskiss över ett s-t diagram samt brottgränserna. De bruna streckade linjerna är brottytan för en oförstärkt lera och de två olika gröna linjerna visar utvecklingen för en förstärkt lera vid två olika tillfällen. De heldragna gula och blå linjerna visar ett dränerat och odränerat axiellt belastat test för den leran som härdat längst medan de streckprickade visar för en lera som härdat lite kortare

Överlag så varierade kohesionen mellan 5–175 kPa och friktionsvinkeln mellan 30–36° för de olika proverna (Åhnberg, 2006). Vid en jämförelse av variationen för friktionsvinkeln och kohesionen så är friktionsvinkelns variation relativt liten. Utifrån detta kan slutsatsen dras att mängden och typen av bindemedel samt härdningstiden inte hade någon större inverkan på friktionsvinkeln. Däremot kan det ses att det finns en korrelation mellan ökningen av den odränerade skjuvhållfastheten och kohesionen.

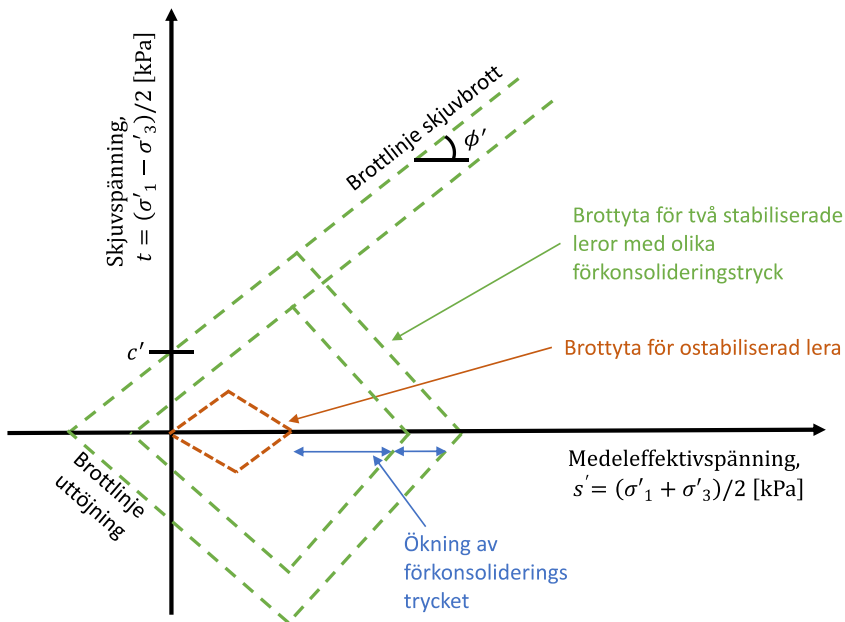
Med hjälp av laborationsförsök har det etablerats att elasticitetsmodulen varierar med skjuvhållfastheten för förstärkta leror (Kitazume, 2005). För cementförstärkt lera varierar elasticitetsmodulen enligt

$$E_{50} = j \cdot c_u \quad (13)$$

där j är en faktor som kan variera mellan 350 och 1000.

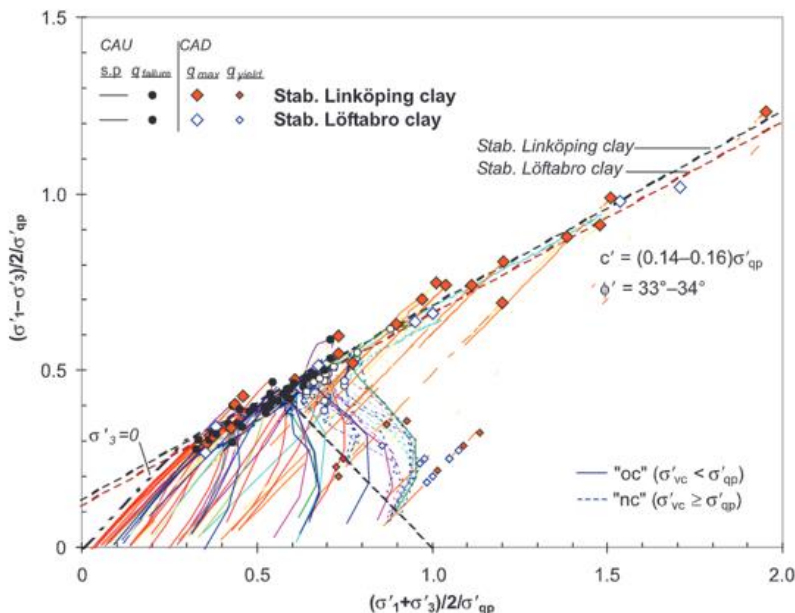
För en naturlig lera kan ett område för brottytan definieras av fyra stycken segment, Figur 17 (Åhnberg, 2006). Området bestäms utifrån brottgränsen för tryck och uttöjning samt när $\sigma'_v = \sigma'_{vc}$ och $\sigma'_h = K_{0NC} \cdot \sigma'_{vc}$, där σ'_v är den vertikala effektivspänningen, σ'_{vc} är den vertikala konsoliderade effektivspänningen, σ'_h är den horisontella effektivspänningen och K_{0NC} jordtryckscoefficienten för en normalkonsoliderad lera. Utifrån testen upptäcktes det att denna modell även fungerade bra till att beskriva flytgränsen för en förstärkt lera. Figur 17 visar även hur brottytan ökar för en förstärkt lera jämfört med en oförstärkt. Figuren visar även, som tidigare nämnts, hur kohesionen och kvasi-förkonsolideringstrycket ökar markant medan friktionsvinkeln är nästintill konstant för den förstärkta leran.

För att vidare undersöka effekten av kvasi-förkonsolideringstrycket på spänningsvägen kan spänningsvägen normaliseras med hänsyn till kvasi-



Figur 17: Illustration över hur brottytan för en oförstärkt lera samt hur den växer när den stabiliseras och hårdas

förkonsolideringstrycket (Åhnberg, 2006). Åhnbergs normaliserade resultat kan ses i Figur 18. Utifrån normaliseringen av resultat kan det ses att en korrelation mellan spänningsvägarna för dessa tester oberoende av bindemedel. Därigenom kunde ett samband för kohesionen uppskattas till $0,12 - 0,16 \cdot \sigma'_{qp}$, friktionsvinkeln till $33-34^\circ$ och tryckhållfastheten för de överkonsoliderade och normalkonsoliderade lerorna till $0,6 \cdot \sigma'_{qp}$ respektive $1,0 \cdot \sigma'_{qp}$ för de förstärkta odränerade lerorna. För de dränerade förstärkta lerorna kan kohesionen och friktionsvinkeln approximeras till $0,15 \cdot \sigma'_{qp}$ respektive 33° samt den dränerade hållfastheten uppskattas till $q_d \approx 0,25 \cdot \sigma'_{qp} + 0,54 \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3)$. Utifrån dessa samband är det uppenbart att kvasi-förkonsolideringstrycket, σ'_{qp} , har en stor inverkan på en förstärkt leras utvecklade hållfasthet och genom att öka kvasi-förkonsolideringstrycket kan hållfasthetsegenskaperna förbättras.



Figur 18: Sammanställning av alla olika triaxialförsöken normaliserade

4.3.4. Effekten av en applicerad last under härdningstiden

Åhnberg (2006) undersökte även effekten av en applicerad last under härdningstiden. Genom att utsätta den förstärkta massan för tryck under härdningen, innan massan blivit för styv för att motverka deformation, så pressas partiklarna ihop vilket leder till en cementering. Ett ökat celltryck leder till en större brottyta, se Figur 17. Från Åhnbergs (2006) resultat kan det ses att kvasi-förkonsolideringstrycket ökade med 38 respektive 90 % och kohesionen ökade ungefär proportionellt med kvasi-förkonsolideringstrycket. Likt tidigare test observerades ingen större förändring på friktionsvinkeln.

Genom att analysera effekten av celltrycket under härdning av ett förstärkt material kan likheter ses med hur hållfasthetsegenskaperna för en massa ändras beroende på djupet av en konstruktion (Åhnberg, 2006). Den förstärkta massan djupare ner i en konstruktion kommer att utsättas för ett högre omgivandetryck (cellstryck) på grund av den ovanpåliggandes massans vikt jämfört med massorna på en grundare nivå. Detta innebär att hållfasthetsegenskaperna och kvasi-förkonsolideringstrycket kommer att påverkas av djupet, under förutsättningen att lasten läggs på snabbt innan massan ökar i styvhet och motverkar cementeringsprocessen.

4.3.5. Tillämpning av S/S på muddermassor

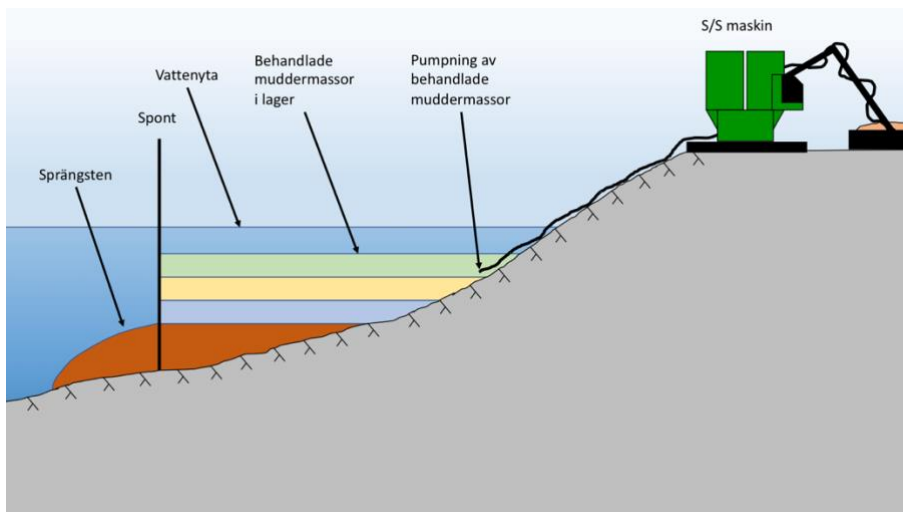
Det finns flera olika bindemedel och bindemedelskombinationer som kan användas för att stabilisera muddermassor. Då muddermassor innehåller höga halter av organiskt material samt en hög vattenkvot bör kalk inte användas som bindemedel. Istället för att enbart använda cement kan flera olika bindemedel användas för att bättre anpassas efter jordens egenskaper och utifrån ekonomiska och miljömässiga aspekter. Biprodukter såsom masugnsslagg och flygaskor kan då användas.

När S/S muddermassor tillämpas i anslutning till en spont kommer sponten först stå som en konsolspont med vatten på vardera sida. När de processade muddermassorna pumpas på plats kommer de lägga sig i lager, se Figur 19. För varje lager som läggs på kommer det vertikala trycket att öka på de

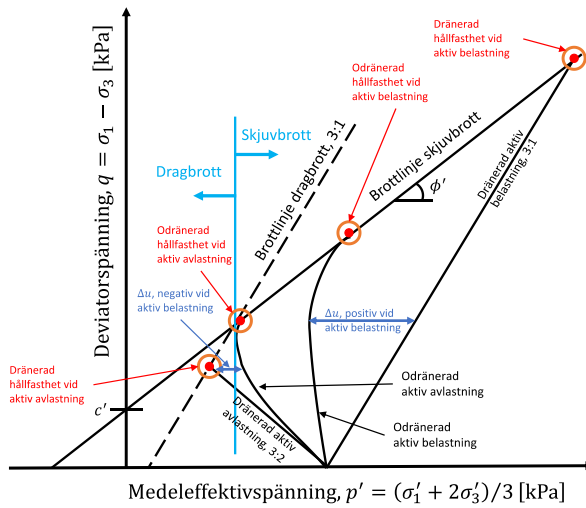
underliggande massorna, vilket leder till att celltrycket ökar. S/S muddermassorna kommer initialt ge upphov till ett hydrostatiskt tryck men med tiden kommer massorna att härda och det horisontella trycket på sponten att minska. Utifrån rapporten av Ignat, et al. (2019) kan slutsatsen dras att spänningsvägen för förstärkt jord är beroende på vilken typ av lastfall som konstruktionen utsätts för. Vid axiell belastning kommer de odränerade proverna alltid gå till brott före de dränerade proverna. Det kan även ses att desto större celltryck proverna blir belastade med desto större skillnad blir det mellan de dränerade och odränerade kurvorna. Ett högt celltryck jämfört med kvasi-konsolideringstrycket ger en större avvikning på grund av en större ökning av portrycket jämfört med ett lägre celltryck som orsakar en mindre förändring av portrycket. Vid den radiella avlastningen som kommer att ske när muddermassorna härdar kommer de dränerade proverna att gå till brott före de odränerade, det vill säga motsatsen till vad som händer vid axiell belastning. Då det kommer att ske både en radiell avlastning och en axiell belastning under byggprocessen vid användandet av S/S muddermassor i anslutning till en spont så kommer spänningsvägen att bli en kombination av de två. Det är svårt att förutsäga hur denna spänningsväg ser ut. I Figur 20 visas spänningsvägen för aktiv belastning och avlastning för både det dränerade och odränerade fallet. Kombinationen av de två lastfallen kommer skapa en spänningsväg som befinner sig emellan dessa två. Som tidigare nämnts kommer de odränerade proverna alltid gå till brott före de dränerade proverna vid axiell belastning och vice versa för de radiellt avlastade proverna, även detta kan ses i Figur 20. Med detta som bakgrund är det svårt att veta om det är de dränerade eller odränerade egenskaperna som kommer vara dimensionerande vid användandet av S/S muddermassor i anslutning till en spont. Det anisotropiska brottbeteende som beskrivits tidigare kan inte tas hänsyn till då det finns begränsningar i programmet PLAXIS som används vid simuleringarna i detta arbetet.

Utifrån massornas kvasi-förkonsolideringstryck påverkas förändringen av porvattentrycket som uppstår. Vid ett lågt kvasi-förkonsolideringstryck kommer skillnaden mellan de dränerade och odränerade fallen vara relativt litet medan det vid ett högt kvasi-förkonsolideringstryck kommer bli större.

Som tidigare nämnts kom Åhnberg (2006) i sin rapport fram till att det finns samband mellan kvasi-förkonsolideringstrycket kohesion, tryckhållfasthet och skjuvhållfastheten. Friktionsvinkeln för de förstärkta proverna var relativt konstanta och oberoende av mängd och typ av bindemedel samt härdningstiden. Med hjälp av enaxiellt tryckförsök kan kvasi-förkonsolideringstrycket utvärderas och därmed de andra parametrarna. Enligt sambanden så ökar hållfastheten om kvasi-förkonsolideringstrycket ökar. Under härdning påverkas hållfastheten av celltrycket som appliceras. Vid användning av S/S muddermassor kommer celltrycket variera med tiden och djupet när massorna läggs ut samt under pålastningen av sprängsten.



Figur 19: Hur konstruktionen kan se ut när muddermassorna pumpas på plats i olika lager



Figur 20: Spänningsvägar, både dränerad och odränerad, för aktiv belastning och avlastning

5. Fallstudier

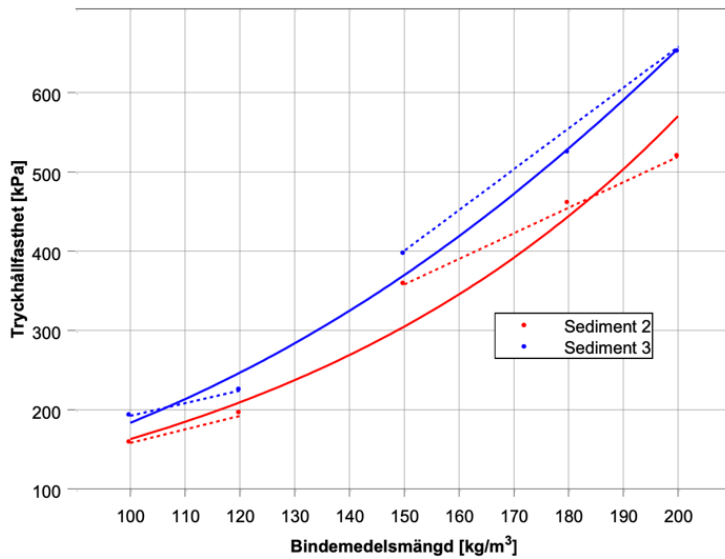
Nedan presenteras två stycken fallstudier. Gävle Hamn är ett avslutat projekt där S/S muddermassor har använts och Oxelösund är ett projekt i projekteringsfasen där S/S muddermassor är planerat att användas. Då Gävle Hamn är ett avslutat projekt finns ett flertal fält- och laborietester som utförts med liknande bindemedel som slutligen användes på plats. I Oxelösund har enbart laborietester utförts med dessa är mer fullständigt beskrivna med tillvägagångssätt. Med hjälp av de utförda mätningarna från fallstudierna har hand- och FEM-beräkningar utförts för att kunna efterlikna verkligheten. Utifrån detta kan analyser utföras för att kunna besvara vilka egenskaper som eventuellt påverkar de uppmätta värdena i fält. FEM-beräkningarna utfördes i PLAXIS med hjälp av materialmodell Mohr-Coulomb och tre olika dräneringstyper, dränerad (drained), odränerad A (undrained A) och odränerad B (undrained B).

5.1. Gävle Hamn

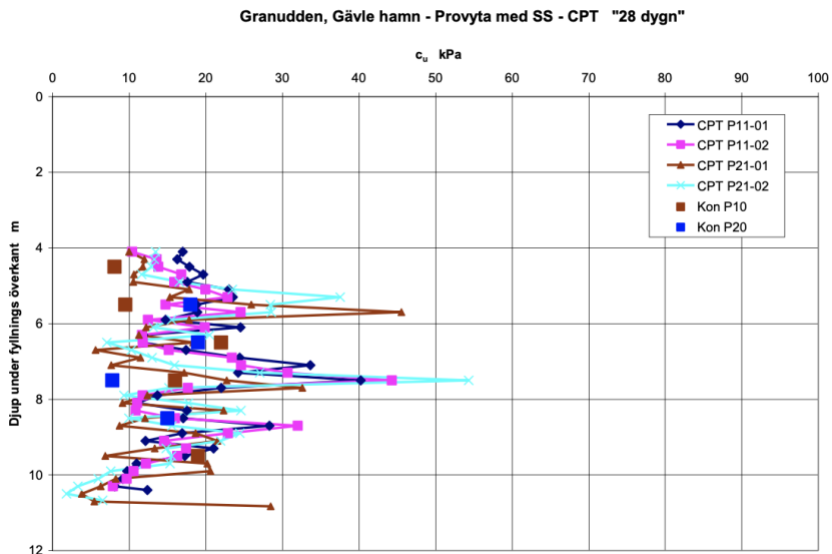
5.1.1. Beskrivning av fältförsök samt dess resultat

Vid Gävle Hamn har PEAB i samarbete med SBUF gjort ett fältförsök med stabiliserade förorenade muddermassor för utbyggnad av ett hamnområde med hjälp av S/S metoden och processtabilisering (Lindh, 2012). Syftet med projektet var att studera samverkan mellan de stabiliserade massorna och sponten samt studera utvecklingen av massornas egenskaper. I projektet studerades spontens rörelser med hjälp av inklinometrar och prismor för att utvärdera hållfasthets- och deformationsegenskaper hos de stabiliserade muddermassorna vid olika belastningsnivåer. På detta sätt kunde materialets egenskaper uppskattas vid olika tidpunkter. Den maximala utböjningen på sponten som uppmättes var knappt 170 mm. Konstruktionen består av en spont med hammarband förankrad med dragstag och ankarplattor samt

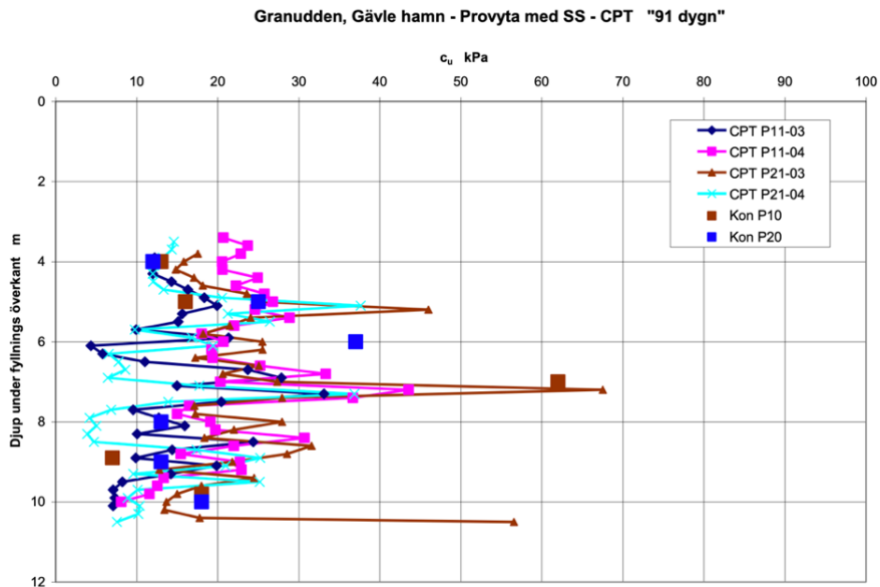
bergdubb. I Figur 24 kan konstruktionsstegen ses, där den översta figuren visar första konstruktionssteget och den understa visar den färdiga konstruktionen. De stabiliserade massorna användes som uppfyllnadsmaterial inom invallningen. Därefter utplacerades en fiberduk, jordarmeringsnät, 200 mm sand och kross 0–150. Muddermassorna fraktades från mudderplasten till kajen där S/S behandlas genom processtabilisering. Fyllningen av invallningen skedde med knappt 1 meter/dag. När muddermassorna hade pumpats på plats sattes brunnar ut som sedan stabiliserades i sidled med hjälp av utfyllnadsmaterialet. Ur brunnarna kunde provtagningar och avläsning av peglar för sättningmätningar göras. Bindemedlet som användes var en blandning av cement-merit5000-aska enligt viktandelarna 40/20/40 med en konstant bindemedelsmängd på 150 kg/m^3 oberoende av vattenkvoten som varierade mellan 300–900%. Tryckhållfastheten efter 28 dagar för en provkropp skapad i laboratorium kan ses i Figur 21. Sponten dimensionerades för fyra olika lastfall då massornas egenskaper antogs variera över tiden. I fält utfördes CPT sonderingar och störda kolvprovtagningar. Skjuvhållfastheten efter 28 dygn kan ses i Figur 22 där det även kan ses att CPT överensstämmer någorlunda med kolvprovtagningarna trots spridning. I Figur 23 kan skjuvhållfastheten efter 91 dygn ses där utvecklingen av skjuvhållfastheten jämfört med 28 dygn är relativt liten.



Figur 21: Tryckhållfasthet efter 28 dagar för olika bindemedels mängder för ett en bindemedelskombination av cement-merit-aska med ett recept på 50/20/30 med 18 kPa överlast under härdning (Lindh, 2012)



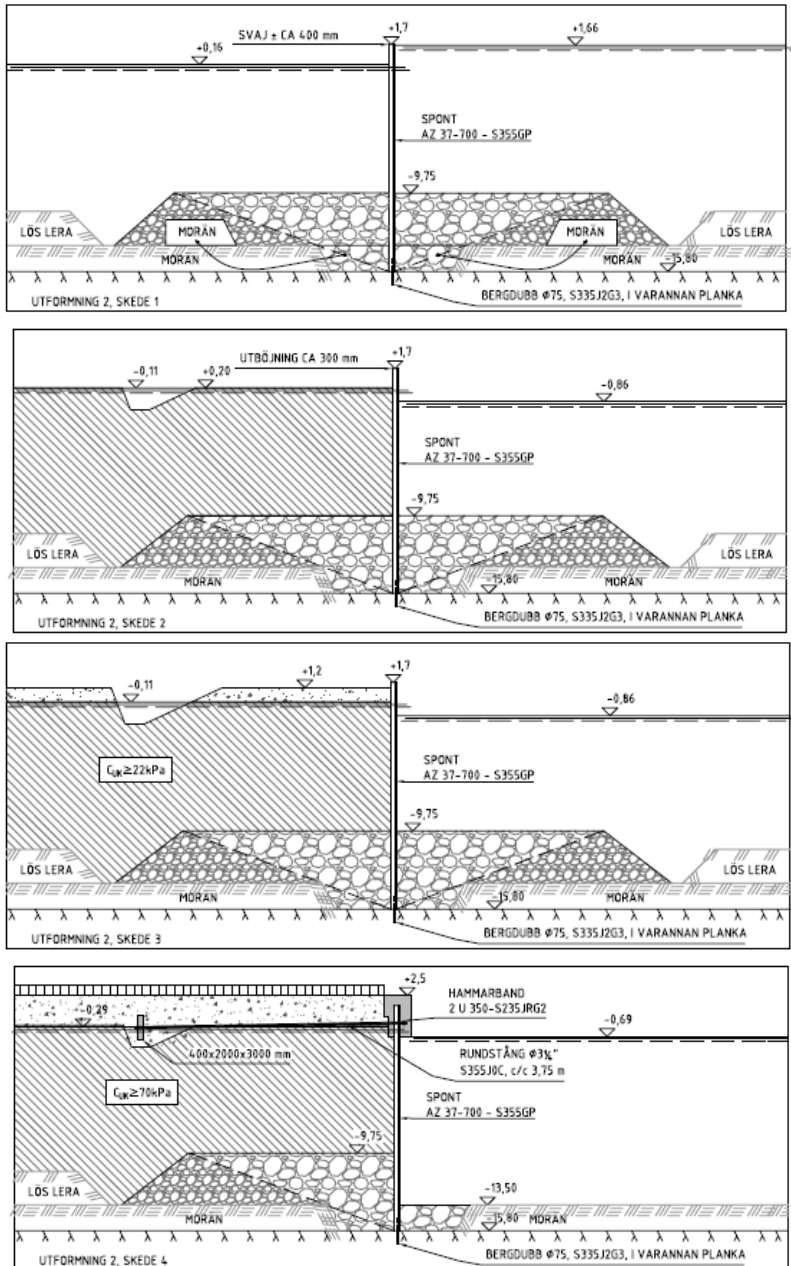
Figur 22: Skjuvhållfastheten från CPT och enaxiellt tryckförsök från kolvprovtagningarna (Kon P10 och Kon P20) (Lindh, 2012)



Figur 23: Skjuvhållfasthet utvärderat från enaxiellt tryckförsök på störda kolvprover samt CPT efter 91 dygn tagna på olika djup (Lindh, 2012)

5.1.2. Handberäkningar för Gävle Hamn

I Gävle Hamn uppfördes konstruktionen enligt fyra konstruktionssteg som illustreras i Figur 24. Handberäkningar gjordes för konstruktionssteg tre och fyra samt ett steg mellan dessa två konstruktionssteg. Faserna för handberäkningsgången kommer att benämnas i texten som fas 1, 2 och 3. Under första fasen pumpades alla muddermassor på plats, 1,2 meter sprängstenfyllning adderades och sponten fungerade som en konsolspont. Under andra fasen hade all sprängstenfyllning lagts ut. I den tredje fasen färdigställdes konstruktionen genom installation av förankring och påläggning av nyttig last på 30 kPa. För de tre faserna har momentet i sponten samt krafterna i dubben och förankringen beräknats.

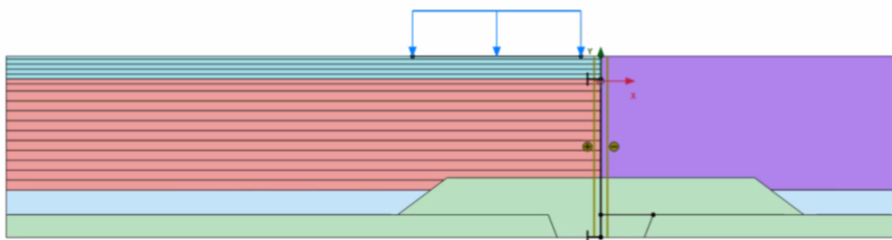


Figur 24: Konstruktionssteg ett till fyra (Lindh, 2012)

5.1.3. FEM-beräkningar för Gävle Hamn

För modelleringarna användes FEM-programmet PLAXIS där en modell skapades för att efterlikna vad som gjorts i Gävle Hamn baserat på deras projektering samt små avvikelser som skedde under byggprocessen. Beräkningar utfördes för alla konstruktionsfaser enligt Figur 24. En geometri skapades med en spont, berg och bottensediment samt vatten på båda sidorna om sponten. Därefter lades muddermassor på i lager på ena sidan av sponten med ett ökat värde på skjuvhållfastheten för varje pålagt lager med en konstant relativ förändring. När alla muddermassorna har lagts på gavs dem ett gemensamt minsta värde på den odränerade skjuvhållfastheten för att simulera en första härdningsprocess. Därefter placerades utfyllnadsmaterialet ovanpå följt av den sista härdning där alla muddermassor gavs en högre odränerad skjuvhållfasthet. Sedan kunde ankaret installeras. Efter installationen av ankaret kunde sprängstenen på passivsdan schaktas bort innan den nyttiga lasten på 30 kPa kunde appliceras. PLAXIS modellen kan ses i Figur 25.

Med hjälp av modellen i PLAXIS gjordes en parameterstudie för att studera inverkan av olika parametrar. I studien användes materialmodell Mohr-Coulomb och tre stycken dräneringstyper, odränerad A, odränerad B och dränerad. Simuleringarna upprepades 10 gånger för varje dräneringstyp förutom för dräneringstyp odränerad B där Test10 inte utfördes då dräneringstypen inte tar hänsyn till friktionsvinkeln. Alltså utfördes totalt 29 simuleringar. Vid varje försök varierades en parameter i taget för att ta reda på dess inverkan på resultatet. De 10 olika försökens parametrar kan ses i



Figur 25: En översiktsbild över PLAXIS modellen

Tabell 2 för dräneringstyperna odränerad A samt dränerad och i Tabell 3 för odränerad B. Test1 är ursprungsegenskaperna som ansågs efterlikna verkligheten mest. För Test2-Test10 är den enskilda parametern som varierat markerad med gult. Vid simuleringar gick dräneringstyp odränerad B till brott nästintill direkt vid låga skjuvhållfastheter. Därför valdes det att skjuvhållfasthetsökningen mellan varje pålastningssteg skulle dubblas jämfört med dräneringstyperna odränerad A och dränerad, se och jämför kolumn ett i Tabell 2 och Tabell 3. För Test8 varierade elasticitetsmodulen enligt Tabell 4. Detta gjordes för att testa hur materialet reagerar om förhållandet inte är linjärt. I Test8 antas det att elasticitetsmodulen har samma värde som Test1 initialt men ökar snabbare än vad skjuvhållfastheten gör. Detta gjordes genom att öka faktorn j i ekvation (13) i två steg, se Tabell 4. Indata som användes baserat på fältförsöket i Gävle Hamn i modellerna kan ses i Tabell 5.

Värdena för den relativa förändringen av skjuvhållfastheten uppskattades utifrån tidigare insamlad kunskap där S/S muddermassorna antas ha en väldigt låg skjuvhållfasthet och kan liknas till en vätska när de läggs på plats för att sedan ha en relativ snabb skjuvhållfasthetsutveckling i ett tidigt skede. Från tidigare studier kunde det ses att elasticitetsmodulen korrelerar linjärt till skjuvhållfastheten inom ett intervall, se ekvation (13). Inverkan av ett olinjärt fall har även studerats för att se effekten av en snabbare utveckling för elasticitetsmodulen än skjuvhållfastheten. Skjuvhållfastheten efter första och andra härdningen uppskattades utifrån de uppmätta resultaten från fältförsöket i Gävle Hamn. Då det fanns en spridning i resultatet så valdes värden från den nedre fraktionen för att vara på den säkra sidan. Utifrån TK Geo 13:s rekommendationer har en uppfattning kring inom vilket intervall friktionsvinkeln kan variera. Baserat på detta valdes utfyllnadsmaterialets och sprängstenens friktionsvinkel för att kunna se en tydlig skillnad jämfört med Test1. Utifrån Åhnbergs (2006) resultat kunde det ses att förstärkta leror utvecklar en friktionsvinkel i ett tidigt stadie och är konstant runt $33 - 34^\circ$. På grund av likheter mellan leror och muddermassor sammansättning antas S/S muddermassor också utveckla en friktionsvinkel. Minskningen av

friktionsvinkeln görs för att studera vad som händer om friktionsvinkeln har en lägre utveckling jämfört med den förväntade.

Tabell 2: Indata i PLAXIS modellen för 10 olika testerna i parameterstudien för dräneringstyperna odränerad A och dränerad.

	Relativ förändring av skjuvhållfasthet vid utläggning [kPa]	Elasticitetsmodul [MPa]	Skjuvhållfasthet vid första härdning [kPa]	Utfyllnad friktionsvinkel [°]	Sprängsten friktionsvinkel [°]	Skjuvhållfasthet vid sista härdning [kPa]	Muddermassa friktionsvinkel upp till 10 kPa [°]
Test1	0,5	Cu* 350	10	35	35	42	35
Test2	0,5	Cu* 350	13	35	35	42	35
Test3	0,5	Cu* 500	10	35	35	42	35
Test4	0,5	Cu* 200	10	35	35	42	35
Test5	1	Cu* 350	10	35	35	42	35
Test6	0,5	Cu* 350	10	50	35	42	35
Test7	0,5	Cu* 350	10	35	50	42	35
Test8	0,5	Se Tabell 4	10	35	35	42	35
Test9	0,5	Cu* 350	10	35	35	18	35
Test10	0,5	Cu* 350	10	35	35	42	20

Tabell 3: Indata i PLAXIS modellen för 10 olika testerna i parameterstudien för dräneringstypen odränerad B

	Relativ förändring av skjuvhållfasthet vid utläggning [kPa]	Elasticitetsmodul [MPa]	Skjuvhållfasthet vid första härdning [kPa]	Utfyllnad friktionsvinkel [°]	Sprängsten friktionsvinkel [°]	Skjuvhållfasthet vid sista härdning [kPa]	Muddermassa friktionsvinkel upp till 10 kPa [°]
Test1	1	Cu* 350	10	35	35	42	-
Test2	1	Cu* 350	13	35	35	42	-
Test3	1	Cu* 500	10	35	35	42	-
Test4	1	Cu* 200	10	35	35	42	-
Test5	2	Cu* 350	10	35	35	42	-
Test6	1	Cu* 350	10	50	35	42	-
Test7	1	Cu* 350	10	35	50	42	-
Test8	1	Se Tabell 4	10	35	35	42	-
Test9	1	Cu* 350	10	35	35	18	-
Test10	-	-	-	-	-	-	-

Tabell 4: Olika elasticitetsmodulvärden för de S/S muddermassorna för Test8 i olika faser

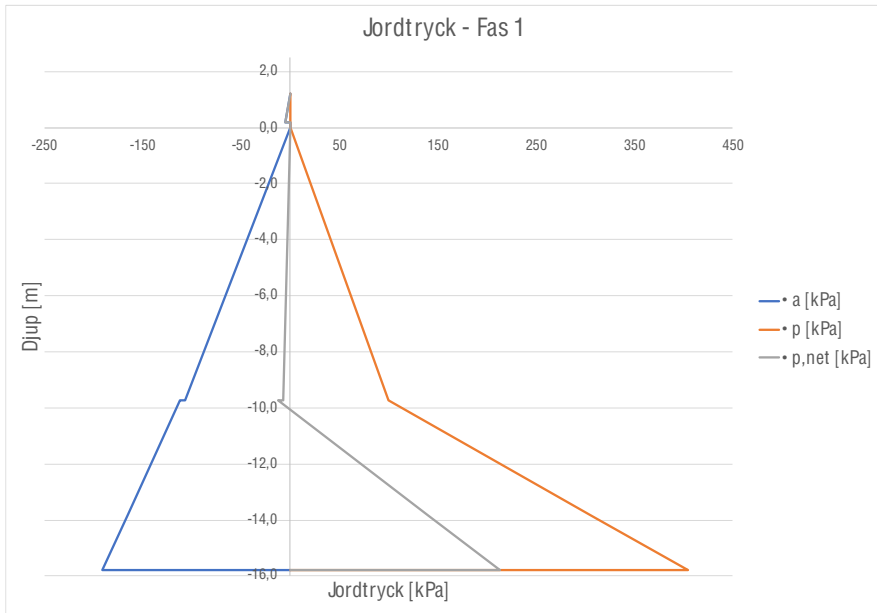
Fas för S/S muddermassor	Elasticitetsmodul [MPa]
Under utläggning	Cu*350
Första härdning	Cu*450
Sista härdning	Cu*850

Tabell 5: Indata i PLAXIS och de olika materialen som användes. Indatan baseras på (Lindh, 2012) med justeringar för parametrarna i parameterstudien, se Tabell 2-Tabell 4

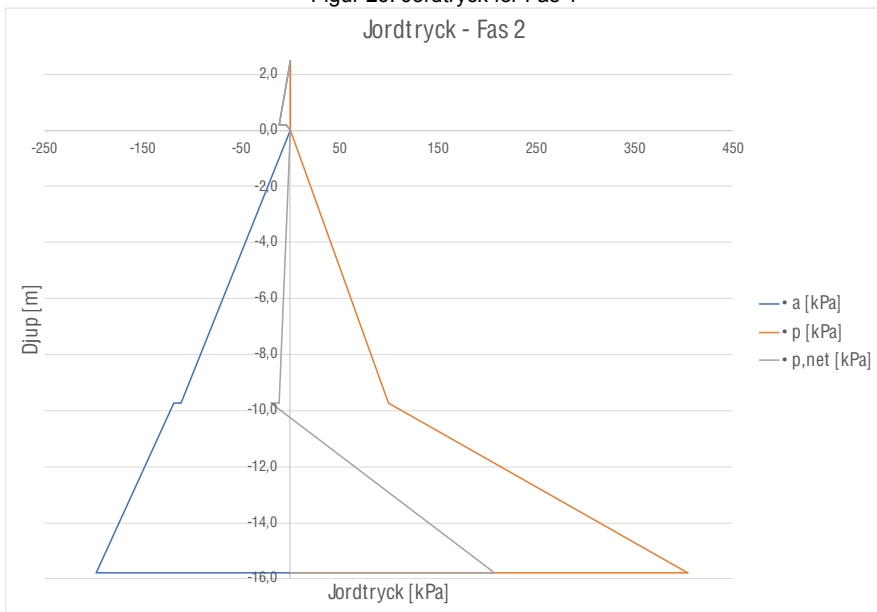
<i>Material</i>	<i>Lös lera</i>	<i>Muddermassor</i>	<i>Sprängsten</i>	<i>Utfyllnads-material</i>
Materialmodell	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Dräneringstyp	Odränerad A	Odränerad A Odränerad B Dränerad	Dränerad	Dränerad
$\gamma_{omättad}$ [kN/m ³]	15	13	18	18
$\gamma_{mättad}$ [kN/m ³]	18	13	21	21
E' [kN/m ²]	10 000	Varierar	30 000	30 000
ν' [-]	0,3	0,3	0,3	0,3
c'_{ref} [kN/m ²]	2	Varierar	1	1
ϕ' [°]	24	35	35	35
ψ [°]	0	5	5	5
k_x [m/dag]	0,0001	0,0001	1	1
k_y [m/dag]	0,0001	0,0001	1	1
R_{inter} [-]	0,5	0,5	0,7	0,7

5.1.4. Resultat från hand- och FEM-beräkningar

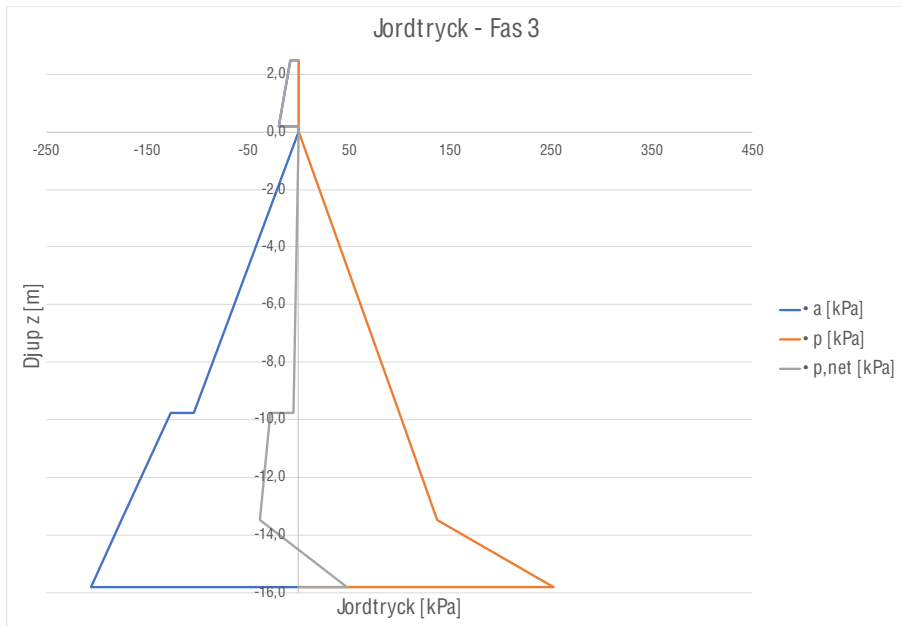
I Figur 26–Figur 28 kan jordtrycken för de olika faserna ses. I figurerna kan det ses hur jordtrycket mot sponten varierar för de tre faserna beroende på påläggningen av utfyllnadsmaterial och nyttig last men även av hårdningen av S/S muddermassorna samt bortschaktning av sprängsten. För de tre faserna har handberäkningar gjorts för att utvärdera momentet i sponten samt krafterna i dubben och förankringen, beräkningarna kan ses i Bilaga 1, handberäkningar. En sammanställning av resultatet över momentet i sponten och krafterna i dubben och förankringen för de tre faserna kan ses i Tabell 6.



Figur 26: Jordtryck för Fas 1



Figur 27: Jordtryck för Fas 2



Figur 28: Jordtryck för Fas 3

Tabell 6: Resultat från handberäkningarna i de tre olika faserna

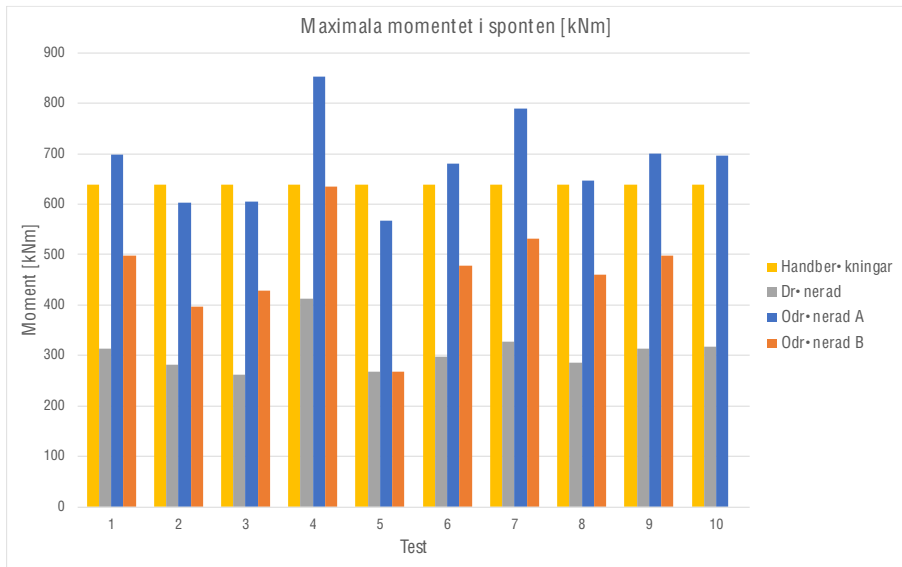
<i>Fas</i>	<i>Moment</i> [kNm/m]	<i>Kraft i dubb</i> [kN]	<i>Kraft i förankring</i> [kN]
1	206	–	–
2	639	–	–
3	387	123	301

Från FEM-modellen hämtades data för sättningarna i marken samt utböjningen av sponten då dessa även finns som fälldata och kan därmed jämföras. Den uppmätta utböjningen från fält finns från den dagen då sponten installerades medan data för sättningarna finns från att den dagen då utfyllnadsmaterialet börjas läggas ut fram till strax innan ankaret installeras. Under denna period fungerar hela konstruktionen som en konsolspont utan nyttig last, se bilden näst längs ner i Figur 24. Utöver sättningarna och utböjning hämtades det största momentet i sponten samt

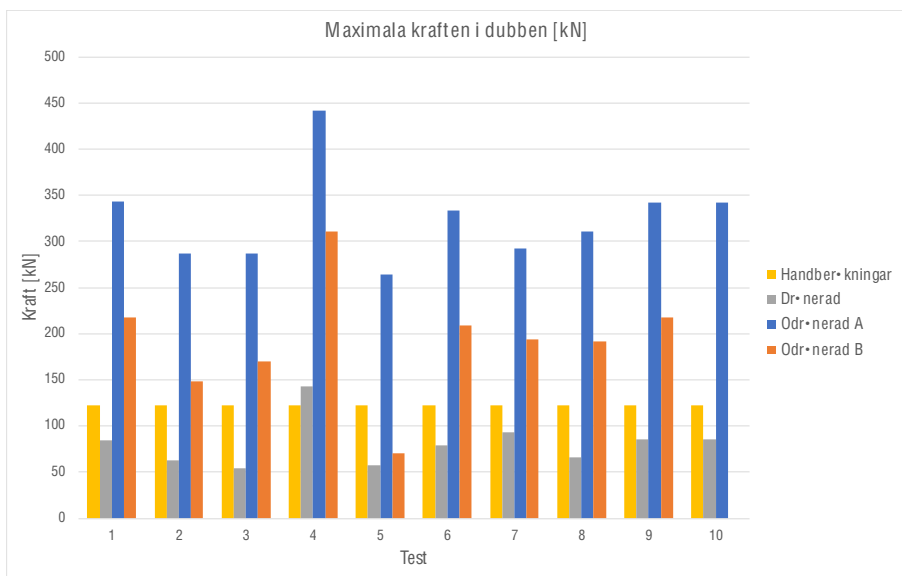
den största kraften i ankaret och dubben för varje simulering, resultatet kan ses i Tabell 7 samt visualiserat och jämförs med handberäkningarna i Figur 29–Figur 31.

Tabell 7: Maximala momentet i sponten samt absolutbeloppet av de största krafterna i dubben och förankringen för de 10 olika testerna samt de tre dräneringstyperna. De största och minsta momenten/krafterna för varje dräneringstyp är markerat med grönt respektive rött

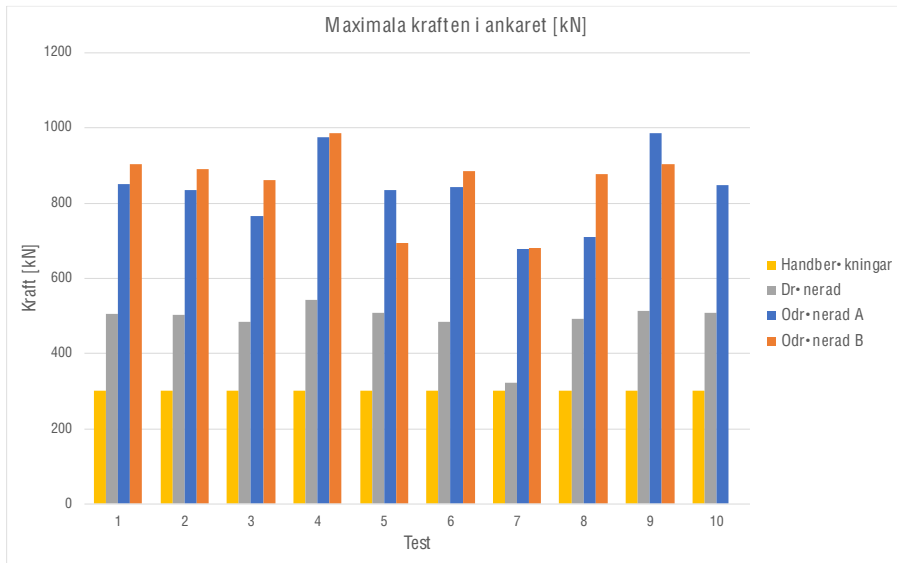
		Max moment i sponten [kNm]	Max kraft i dubben [kN]	Max kraft i f•rankingen [kN]
Odr•nerad A	TEST1	699	343	850
	TEST2	603	287	835
	TEST3	605	287	766
	TEST4	853	442	975
	TEST5	443	179	705
	TEST6	681	334	843
	TEST7	789	292	677
	TEST8	647	311	709
	TEST9	701	342	985
	TEST10	697	342	849
Odr•nerad B	TEST1	497	218	903
	TEST2	397	148	891
	TEST3	429	170	861
	TEST4	634	311	985
	TEST5	267	70	695
	TEST6	479	209	886
	TEST7	532	194	680
	TEST8	460	192	876
	TEST9	498	218	905
	TEST10	-	-	-
Dr•nerad	TEST1	314	85	505
	TEST2	282	63	502
	TEST3	263	54	484
	TEST4	413	143	543
	TEST5	242	35	509
	TEST6	298	79	485
	TEST7	328	93	322
	TEST8	285	66	492
	TEST9	314	86	514
	TEST10	318	86	507



Figur 29: Maximala momentet i sponten för de olika modellerna samt från handberäkningarna



Figur 30: Maximala kraften i dubben för de olika modellerna samt från handberäkningarna



Figur 31: Maximala kraften i ankaret för de olika modellerna samt från handberäkningarna

Resultatet för utböjningen i sponten och sättningarna i marken för de 10 olika testerna är sammanställda i separata grafer för varje enskild dräneringstyp. Då tre olika dräneringstyperna testades erhöles totalt 6 stycken grafer vilka kan ses nedan i Figur 32–Figur 37. I graferna kan de uppmätta värdena från Gävle Hamn ses som streckade linjer. De uppmätta värdena från Gävle Hamn är tagna från specifika datum som sedan visas i figurerna till skillnad från värdena från PLAXIS som är baserade på faser. De olika faserna från PLAXIS är sedan translaterade till datum för att kunna jämföra resultaten med varandra. Då det inte fanns uppmätta resultat eller datum för de sista konstruktionsfaserna så gick det inte att translatera de sista faserna av byggprocessen i PLAXIS och därför sattes ett intervall på fem dagar mellan momenten. I Tabell 8 kan de olika händelserna under byggprocessen och tidsgången ses baserat på mätningar från Gävle Hamn samt antaganden. På detta sett kunde utböjningen, sättningarna och annan data utvärderas vid färdigställandet.

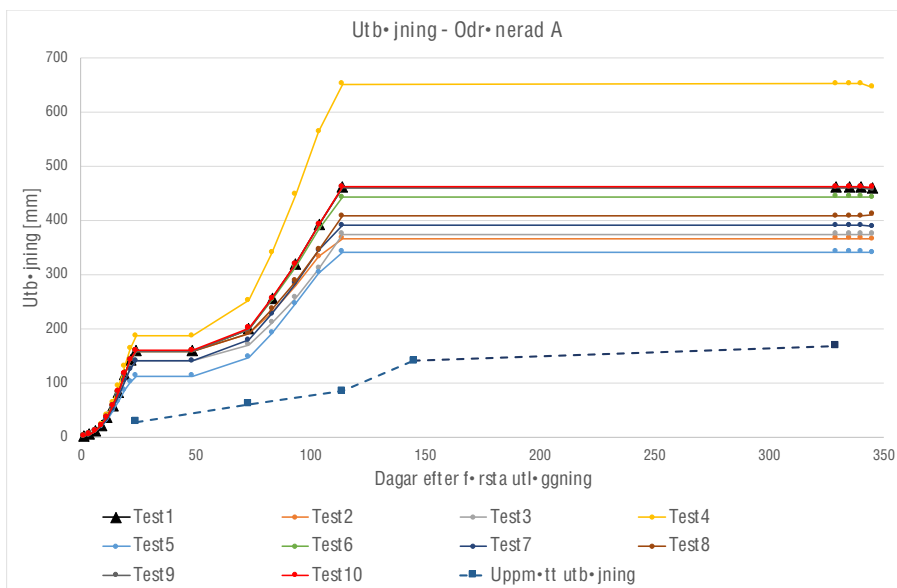
I Figur 32–Figur 34 kan det ses att alla kurvorna följer samma mönster men med olika magnituder. Dräneringstyp odränerad A ger de största utböjningarna medan dränerad ger de minsta och mest likvärdiga till det uppmätta resultatet. Ur graferna kan det ses att inga av de varierande faktorerna påverkade särskilt mycket under fasen då muddermassorna pumpades på plats. Under fasen för påläggning av utfyllnadsmaterialet blev spridningen större för testerna. Om de tre dräneringstyperna jämförs sinsemellan så är spridningen mellan resultaten mindre för de dränerade testerna och som störst för odränerad A, generellt sett avviker Test4 och Test5 mest från Test1.

I Figur 35–Figur 37 kan sättningarna i konstruktionen ses. Alla tre dräneringstyperna underskattar de uppmätta sättningar som skedde i Gävle Hamn som kan ses med streckade linjer. De uppmätta och simulerade värdena planar ut vid samma tillfälle men sättningen under pålastningsfasen av utfyllnadsmassorna underskattas.

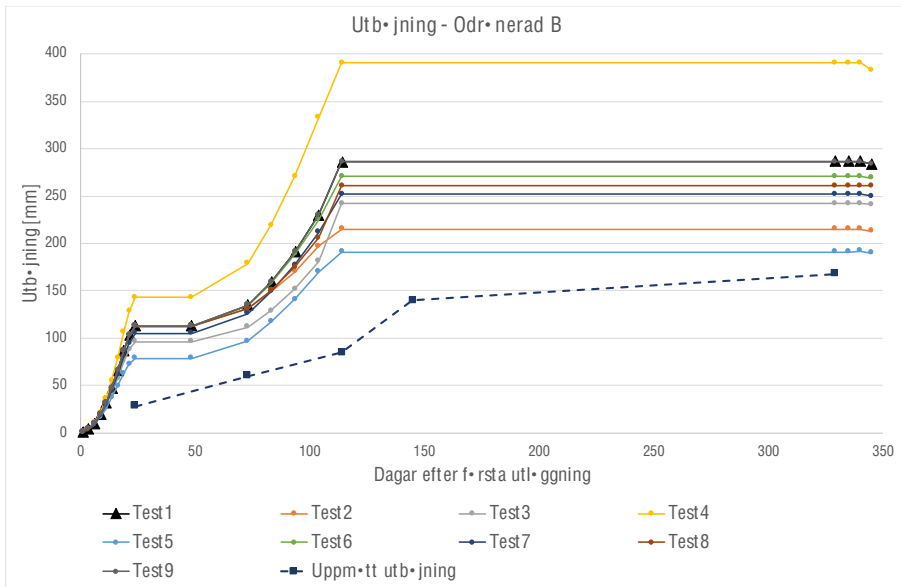
I Figur 38–Figur 40 kan det ses att deviatorspänningen inte är homogen för det tre olika dräneringstyperna då de varierar över tvärsnittet. Detta betyder att flera olika spänningvägar kommer att erhållas. I Figur 41 illustreras sex olika punkter på aktiv sidan av sponten i PLAXIS varifrån spänningvägar har ritats upp. I Figur 42–Figur 44 kan de 6 olika spänningvägarna ses från respektive punkt och för varje dräneringstyp. Punkterna valdes för att representera olika delar av muddermassorna. För att kunna göra en jämförelse mellan de olika spänningarna för de tre dräneringstyperna användes samma indata. Därför valdes Test5 i Tabell 2 för odränerad A samt dränerad och Test1 i Tabell 3 för odränerad B så att båda modellerna skulle ha samma relativa förändring i skjuvhållfastheten, med andra ord 1 och att bara friktionsvinkeln skulle skilja dem åt.

Spänningvägarna från PLAXIS har delats upp i olika färger som representerar de olika delarna av händelseförloppet under byggprocessen. Först läggs muddermassorna på och eftersom skjuvhållfastheten varierar med varje lager som läggs på fås en icke linjär kurva. I figurerna kan det ses

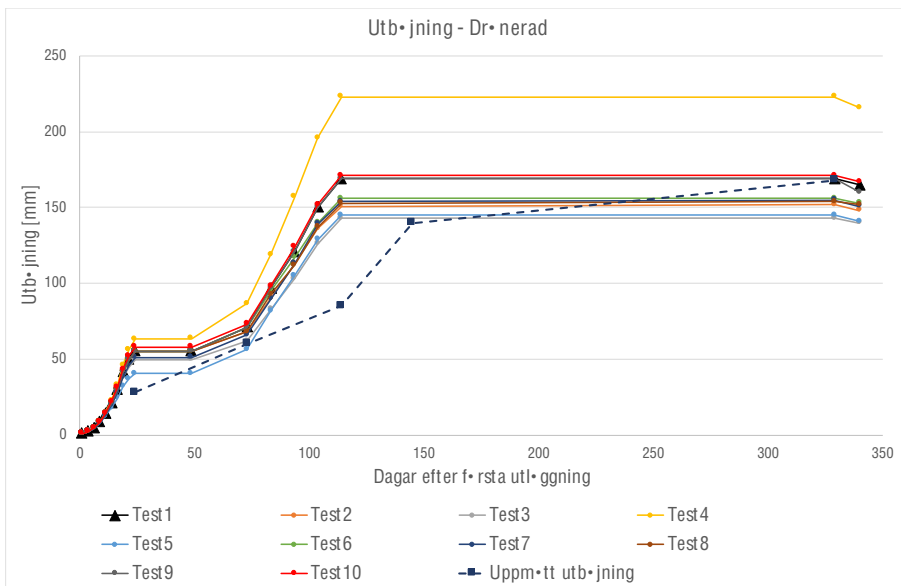
av spänningsvägen för pålägningsfasen av muddermassorna är längre för punkterna längre ner i modellen då fler lager läggs ovanpå dessa. Därefter får massorna härda till ett gemensamt lägsta värde. Vid båda härdningstillfällena följer spänningsvägen samma väg som för radiell avlastning. Därefter sker en pålastning av utfyllnadsmaterialet med konstanta egenskaper för varje pålagt lager. Spänningsvägen för pålastningen av muddermassor samt utfyllnadsmaterialet liknar generellt spänningsvägen för axiell belastning. Därefter kommer ytterligare en härdningstid, ankaret installeras, sprängstenen schaktas bort från botten av passivsidan av sponten och slutligen läggs den nyttiga lasten på. Vid bortschaktningen av sprängstenen kan det ses att punktens position har en stor inverkan på hur kurvan går och flera olika spänningskurvor fås.



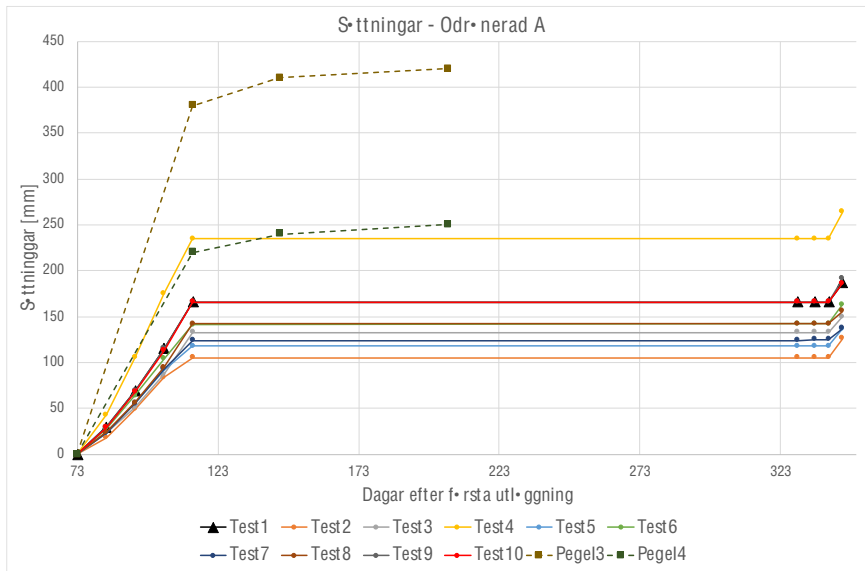
Figur 32: Maximala utböjningen av sponten för dräneringstyp odränerad A



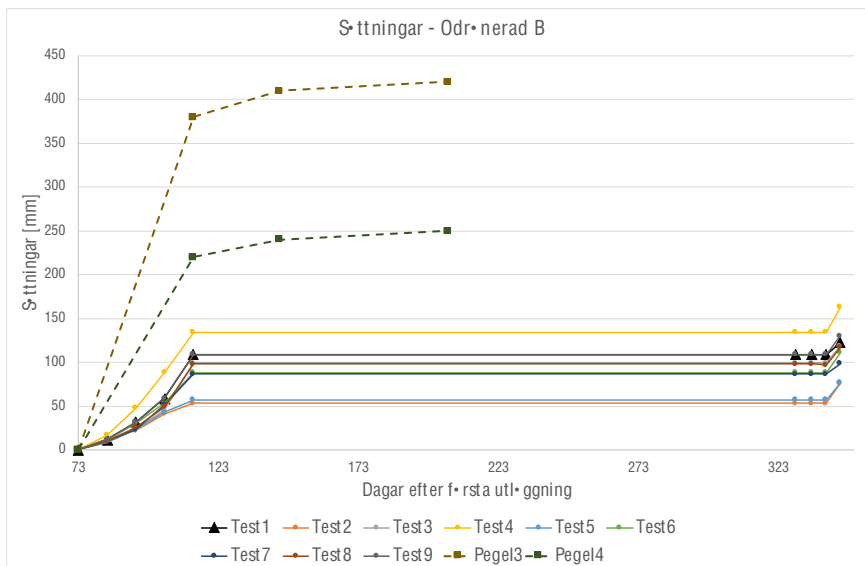
Figur 33: Maximala utböjningen av spanten för dräneringstyp odränerad B



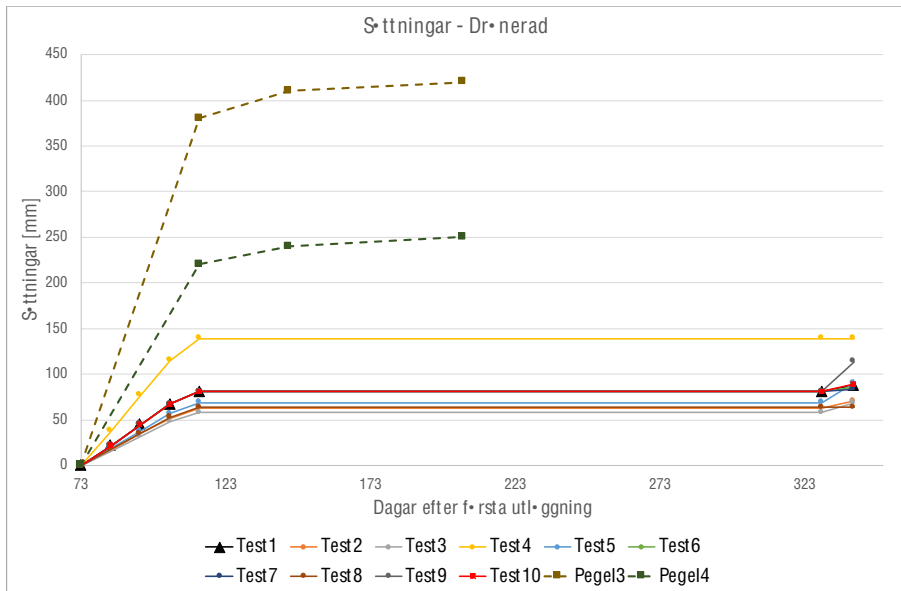
Figur 34: Maximala utböjningen av spanten för dräneringstyp dränerad



Figur 35: Maximala sättning av sponten för dräneringstyp odränerad A, där Pegel3 och Pegel4 är de uppmätta sättningarna på två olika punkter i Gävle Hamn



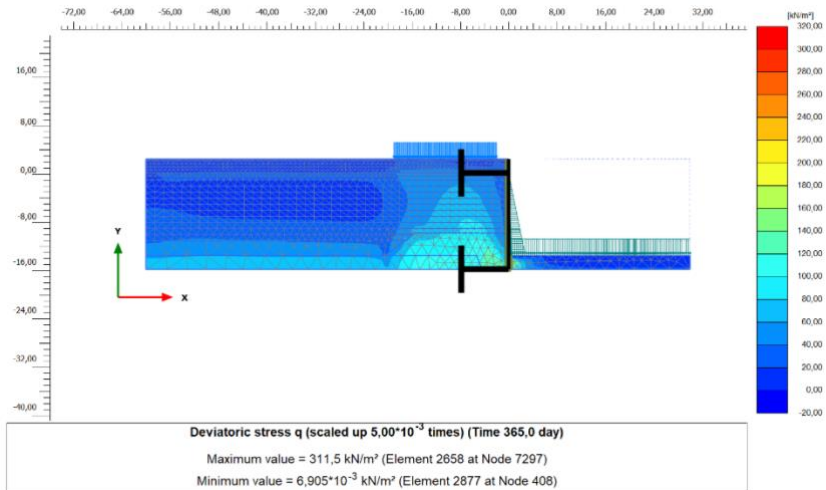
Figur 36: Maximala sättning av sponten för dräneringstyp odränerad B, där Pegel3 och Pegel4 är de uppmätta sättningarna på två olika punkter i Gävle Hamn



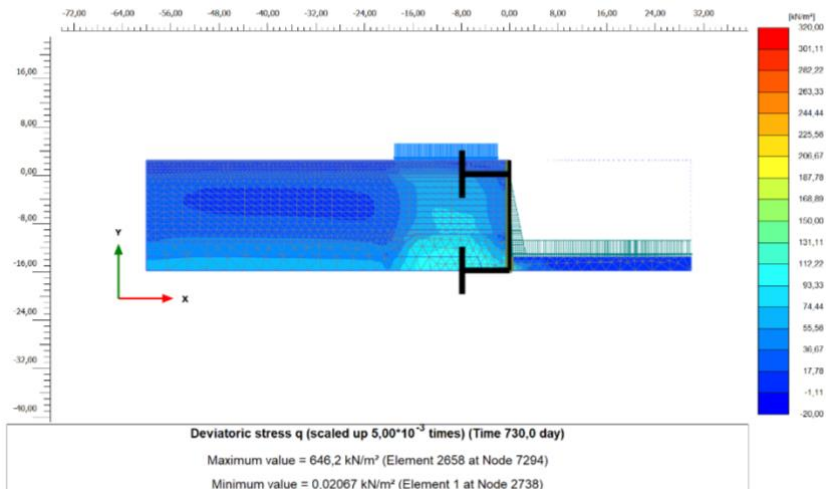
Figur 37: Maximala sättningar av sponten för dräneringstyp dränerad, där Pegel3 och Pegel4 är de uppmätta sättningarna på två olika punkter i Gävle Hamn

Tabell 8: Händelserna under byggprocessen och tidsgången baserat på mätningar från Gävle Hamn samt antaganden

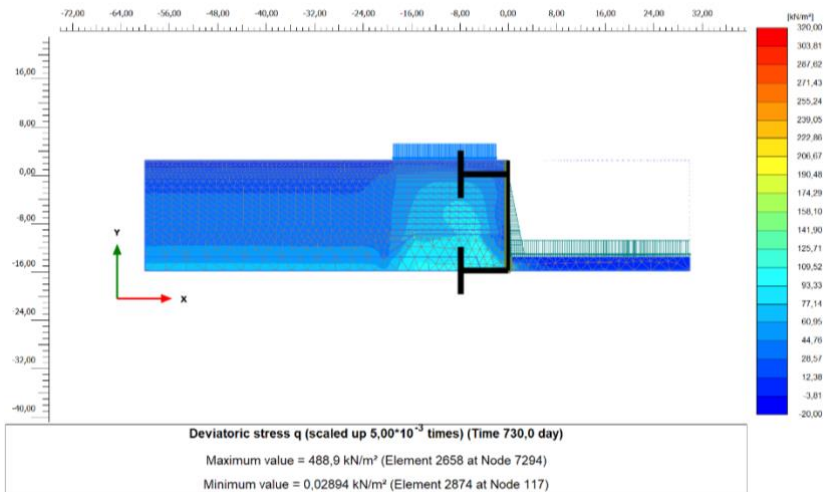
<i>Händelse</i>	<i>Start</i> [Dygn]	<i>Slut</i> [Dygn]
Muddermassor	0	24
Första härdning	25	72
Utfyllnadsmaterial	73	114
Sista härdning & ankare	115	329
Bortschaktning av sprängsten	330	335
Nyttig last	236	340
Konsolidering	341	345



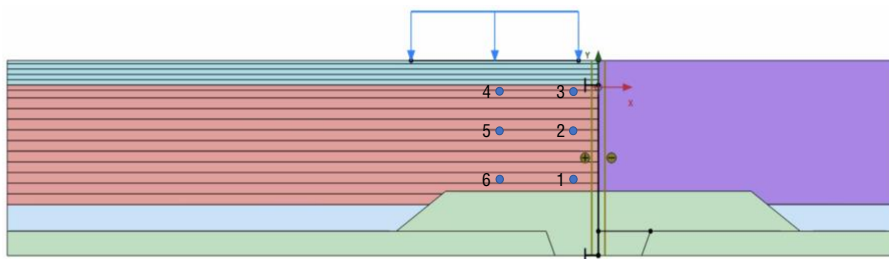
Figur 38: Variationen av deviatorspänningen över PLAXIS modellens tvärsnitt för dräneringstyp odränerad A



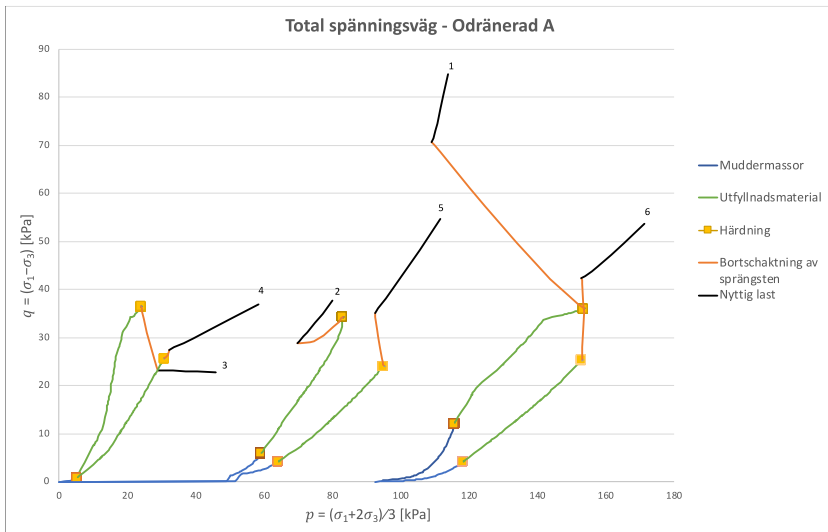
Figur 39: Variationen av deviatorspänningen över PLAXIS modellens tvärsnitt för dräneringstyp odränerad B



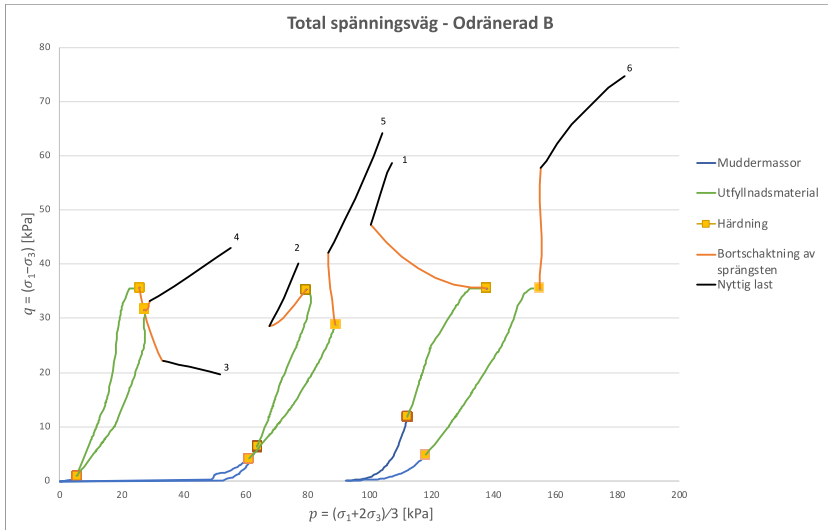
Figur 40: Variationen av deviatorspänningen över PLAXIS modellens tvärsnitt för dräneringstyp dränerad



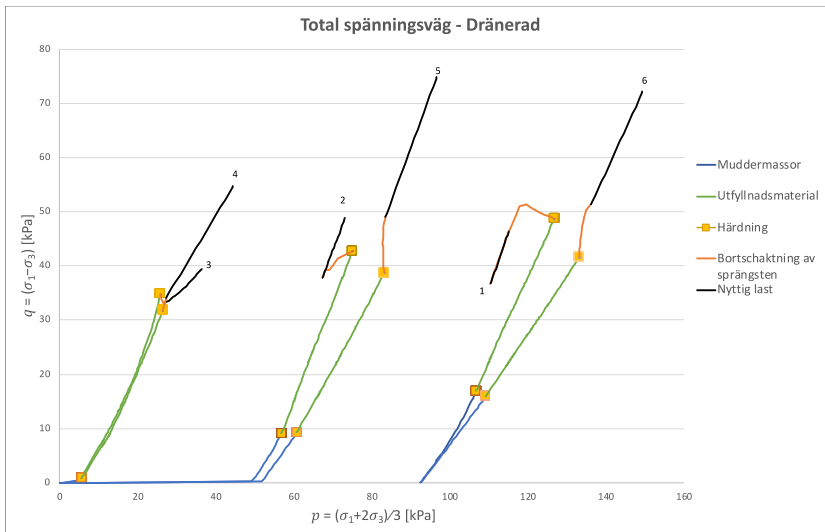
Figur 41: Var de sex utvalda punkterna i muddermassorna befinner sig i PLAXIS modellen



Figur 42: Spänningsväg för dräneringstyp odränerad A med parametrar från Test5. De sex olika kurvorna är numrerade för respektive provpunkt. De olika delarna av händelseförloppet under byggprocessen är markerat med olika färger



Figur 43: Spänningsväg för dräneringstyp odränerad B med parametrar från Test1. De sex olika kurvorna är numrerade för respektive provpunkt. De olika delarna av händelseförloppet under byggprocessen är markerat med olika färger



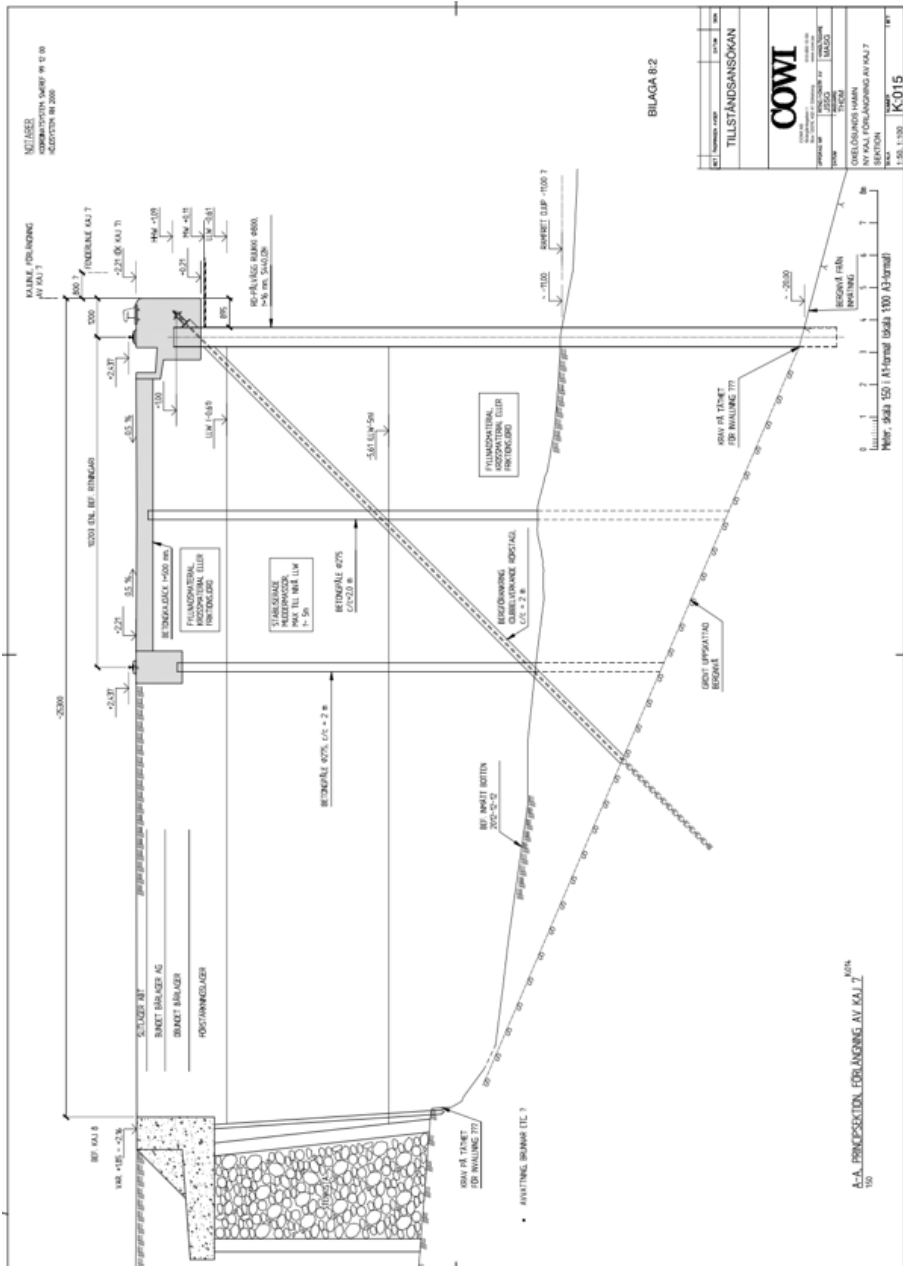
Figur 44: Spänningsväg för dräneringstyp dränerad med parametrar från Test5. De sex olika kurvorna är numrerade för respektive provpunkt. De olika delarna av händelseförloppet under byggprocessen är markerat med olika färger

5.2. Oxelösund

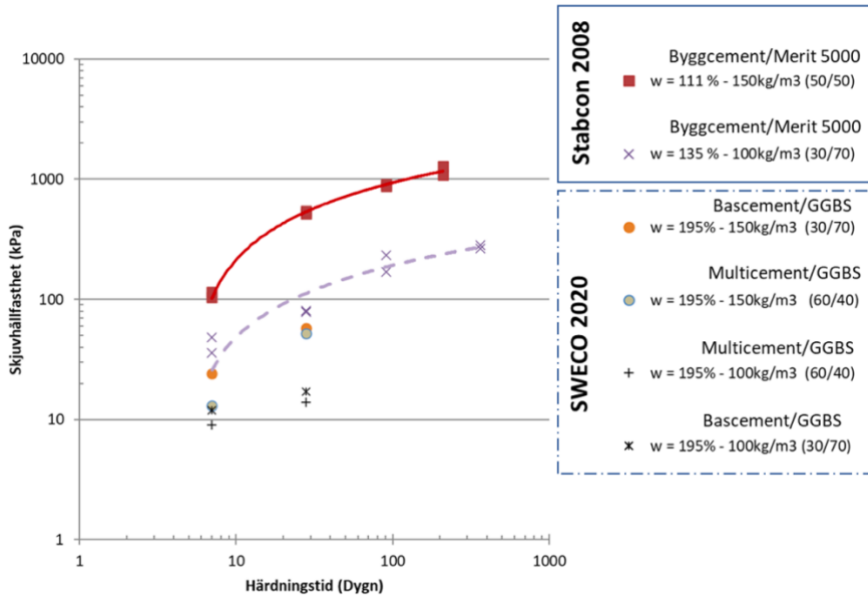
Till skillnad från projektet i Gävle Hamn som är avslutat håller en ny kajkonstruktion på att anläggas i Oxelösund (Mácsik & Svedberg, 2020). Konstruktionen kan ses i Figur 45 där S/S förorenade muddermassor kommer att användas. I detta tidiga stadium av projektet finns det utförliga laborationsresultat på inblandningsförsök av bindemedel i muddermassorna. Cowi har tidigare utfört undersökningar på Stegeludden i närheten av Oxelösund hamn, dessa har Sweco kompletterat med nya prover från en punkt där den högsta halten organiskt material kunde hittas. Olika inblandningsförsök har gjorts för att kontrollera hållfasthetsutvecklingen med olika bindemedelskombinationer. Från de tidigare undersökningarna gjorda av Cowi har den odränerade skjuvhållfastheten stigit till runt 80 kPa efter 28 dygn. De nya proverna påvisade lägre hållfasthetsvärden och en större spridning efter både 7 och 28 dygn. Efter 28 dygn varierade den odränerade skjuvhållfastheten för den stabiliserade jorden mellan 14–58 kPa.

Proverna som Sweco undersökte hade en högre vattenkvot jämfört med proverna som Cowi analyserade, dessutom härdade Swecos prover utan en belastning på 18 kPa (Mácsik & Svedberg, 2020). I fältförsöken vid närliggande Stegeludden användes en blandning av byggcement-merit5000 enligt receptet 50/50 med ett mål på en bindemedelsmängd på 150 kg/m^3 . På plats utnyttjades blockstabilisering/cellstabilisering. I efterhand visade det sig att bindemedelsmängden varierade mycket, 60–320 kg/m^3 . Skillnaden i skjuvhållfastheten i Stegeludden berodde på olika bindemedelsmängder, vilket kan ses i Figur 46. I Swecos undersökningar har bas- och multicement samt merit3500 används i två stycken bindemedelskombinationer med två olika bindemedelsmängder. Utvecklingen av hållfastheten för en blandning av bascement-merit3500 enligt receptet 70/30 med en konstant bindemedelsmängd på 150 kg/m^3 respektive 100 kg/m^3 kan ses i Figur 47. Den andra blandningen bestod av multicement-merit3500 enligt receptet 60/40 med en konstant bindemedelsmängd på 150 kg/m^3 respektive 100 kg/m^3 .

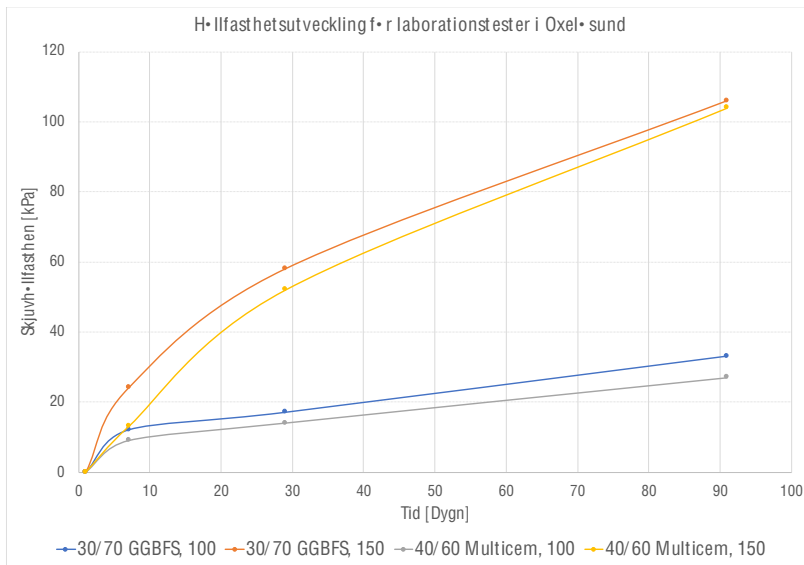
Efter en jämförelse mellan proverna från de olika tillfällena kan slutsatsen dras att vattenkvoten har en stor inverkan på utvecklingen av skjuvhållfastheten då packningen av proverna blir svårare. Dessutom uppnås en lägre hållfasthet om ingen belastning utförs under härdningstiden, liknande resultat kunde även ses i Åhnberg (2006) vid förstärkning av leror.



Figur 45: Ritning över hur kajen kan konstrueras (Mácsik & Svedberg, 2020)



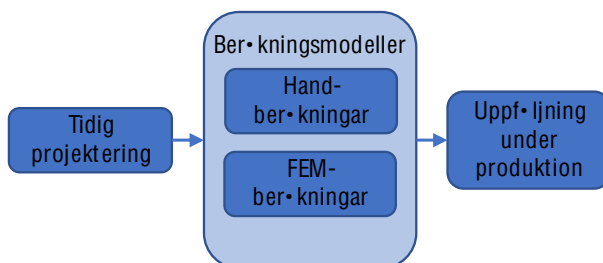
Figur 46: Skjuvhållfasthetsutvecklingen för de olika bindemedelskombinationerna (Mácsik & Svedberg, 2020)



Figur 47: Skjuvhållfasthetsutvecklingen från Swecos prover

6. Projekteringsmetod för S/S muddermassor i anslutning till en spont

Här föreslås och behandlas viktiga steg som borde finnas med i projekteringsprocessen vid användning av S/S muddermassor i anslutning till en spont. Syfte är att på ett strukturerat sätt hantera osäkerheter och risker. En grov övergripande bild över projekteringen som föreslås kan ses i Figur 48. Delarna med en mörkare färg kommer att behandlas mer och grenas ut i separata flödesscheman som förklaras i det kommande kapitlet.

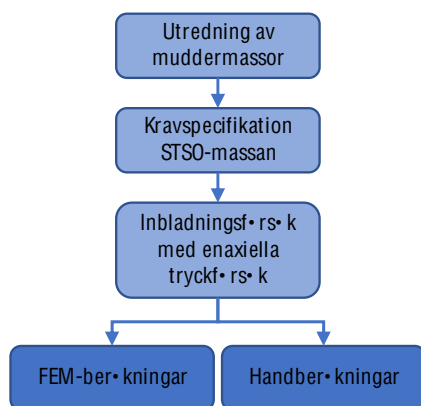


Figur 48: Grov övergripande flödesschema vid projektering av S/S muddermassor i anslutning till en spont

6.1. Tidig projektering av S/S muddermassor

Konstruktionen baseras på krav ställda av beställaren som är uppräknade i en funktionskravspecifikation. Sådana krav kan vara deformationer, ramfritt djup, last på kajen och livslängd. Till att börja kan en utredning göras på muddermassorna för att utvärdera om det är möjligt att använda S/S. Vid utredningen studeras muddermassornas egenskaper på laboratorium för att bestämmas deras lämplighet. Egenskaper som bör utvärderas är vattenkvot, skrymdensitet och hållfasthet men även massornas sammansättning inklusive föroreningar. Utifrån resultaten av laborationsförsöken kan en

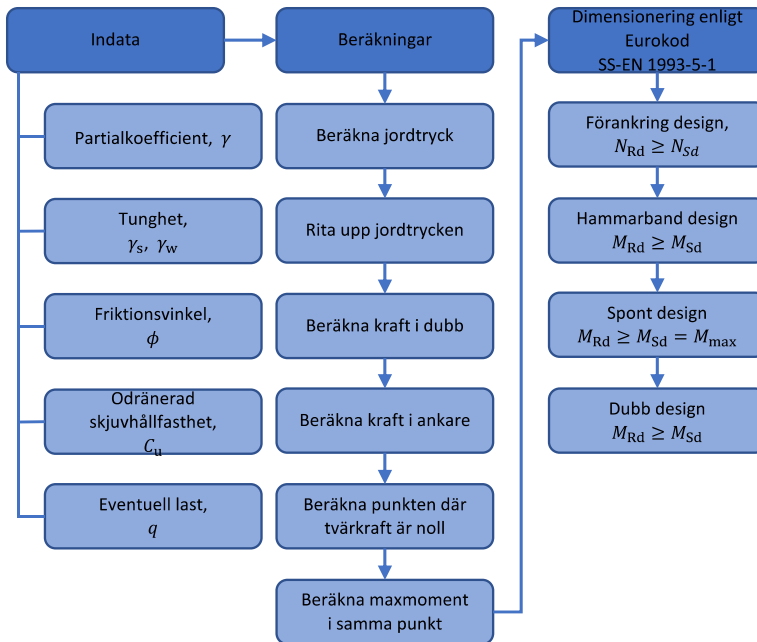
bedömning göras för att ringa in vilka bindemedelkombinationer och mängder som kan vara aktuella. Därefter kan de eftersträvade egenskaperna, såsom skjuvhållfastheten och kvasi-förkonsolideringstrycket, beskrivas i en detaljerad kravspecifikation. De föreslagna bindemedelkombinationerna samt mängderna kan sedan testas med inblandningsförsök utvärderade med hjälp av enaxiella tryckförsök för att se om och hur väl de uppfyller kravspecifikationerna i projektet och utifrån det avgöra vilken som är lämpligast. Elasticitetsmodulen kan uppskattas utifrån den utvärderade odränerade skjuvhållfastheten och enligt Åhnberg (2006) kan det ses att friktionsvinkeln är relativt konstant för förstärkta massor. Med hjälp av dessa utvärderade parametrar kan jordtrycket prognostiseras med FEM- och handberäkningar. I Figur 49 kan en schematisk bild över flödesschemat ses.



Figur 49: Övergripande flödesschema för delmoment i den tidiga projekteringen

6.2. Handberäkningar av spont

Med hjälp av Sponthandboken (2018) och de styrande dokumenten som behandlades under rubrik 3.4 kan jordtrycken och snittkrafterna beräknas utifrån utvärderade indata som behandlats under rubrik 4.3.5 och projekt specifika krav. En förenklad beräkningsgång för en dubbad enbandsspont kan ses i Figur 50.



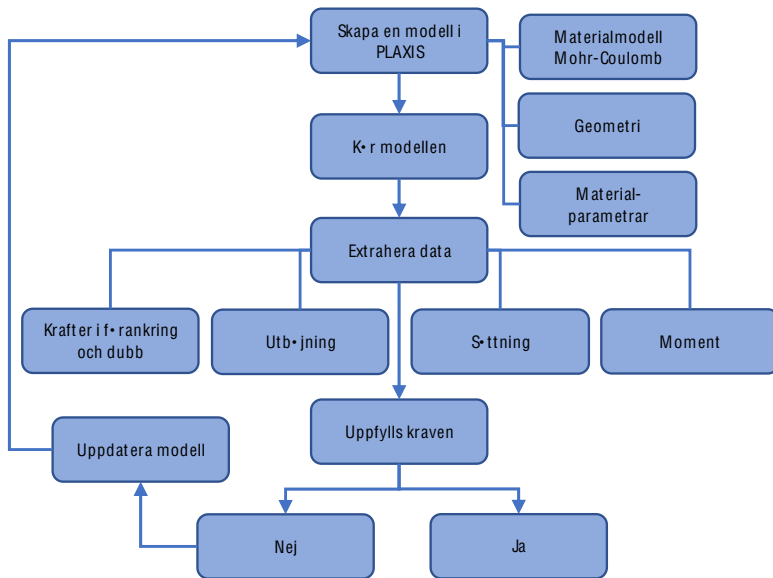
Figur 50: Beräkningsgång vid handberäkning för en enbandsspont med dubb

6.3. Samverkansberäkningar genom FE-modellering

Enligt SS-EN 1990 och SS-EN 1997 får spontkonstruktioner dimensioneras med hjälp av FEM-program. Samverkansberäkningarna mellan sponten och muddermassorna börjar med att en FEM-modell skapas i PLAXIS utifrån beställarens krav med materialmodell Mohr-Coulomb. Modellen byggs upp av en geometri med olika lager, grundvattennivåer, strukturelement samt definiera de ingående materialparametrarna. FEM-modellen delas upp i flera olika beräkningsfaser. Efter den första inledande fasen, där in-situ spänningarna fås, kommer flera pålastningsfaser där muddermassorna läggs på lagervis med en bestämd lagertjocklek enligt den estimerade kapaciteten för S/S maskinen och i hur snabb takt muddringsarbetet kan utföras för det specifika projektet. För att ge en mer verklighetsanpassad modell tilldelas lagren olika egenskaper utifrån till exempel härdningstid, bindemedelsmängd och ett varierande härdningstryck beroende på djupet av

lagret ifrån överytan. När muddermassorna påförs är materialet i en nästintill flytande form med en varierande viskositet som initialt kommer ge upphov till ett hydrostatiskt tryck. Detta simuleras genom att det nya lagret som påförs har en låg skjuvhållfasthet. Med tiden kommer materialet härda och detta simuleras genom att skjuvhållfastheten i modellen ökas. När hela volymen av muddermassor är utlagd på plats antas volymen efter en tids härdning samt konsolidering uppnå ett gemensamt minsta värde för skjuvhållfastheten och elasticitetsmodulen. Detta görs för att vara på säkra sidan i beräkningarna och ta hänsyn till en ojämn härdningsprocess. Efter denna härdning kommer muddermassorna att belastas med ett lager av pålagt material, oftast krossmaterial. I modellen kommer detta att påföras succesivt med en bestämd lagertjocklek precis som för muddermassorna, för att efterlikna produktionsstegen. Tyngden från muddermassorna kommer att bidra med en ökad effektivspänning under den fortsatta härdningen samt hjälpa till att sprida ut trycket på muddermassorna i den färdiga konstruktionen.

När modellen med alla faser är skapade kan en simulering utföras. Avvikelser mellan simuleringen och handberäkningarna i kapaciteten gällande momentet i sponten, kraften i dubben samt förankringen ska kontrolleras och jämföras. Från beräkningarna av simuleringen kan även utböjningen av sponten och sättningarna i marken jämföras med de ställda kraven från projekteringen. Om dessa krav eller dimensioneringsvärden inte uppfylls behöver modellen uppdateras och en ny simulering köras tills att de uppfylls. Med simuleringen som utgångspunkt kan även ett kontrollprogram med en åtgärdsplan upprättas som kan används i produktionsfasen. Detta kontrollprogram kan innefatta utböjningen av sponten, sättningar i marken samt kraften i förankringen och fungera som en vägledning under byggprocessen. Om det uppmätta värdena överstiger värdena i kontrollprogrammet ska en åtgärdsplan användas som vägleder vilka åtgärder som ska vidtas. En övergripande bild över ett föreslaget tillvägagångssätt kan ses i flödesschemat i Figur 51.



Figur 51: Övergripande flödesschema för samverkansberäkningarna

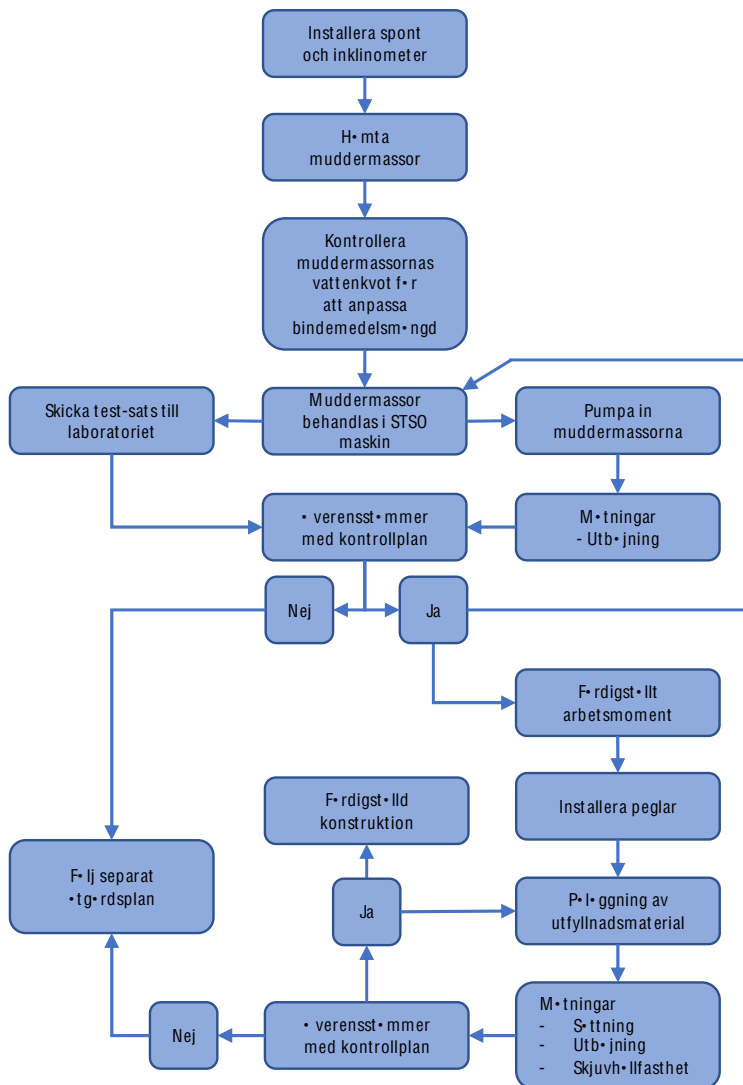
6.4. Uppföljning under byggprocessen

Under hela byggprocessen bör aktiv design tillämpas. Aktiv design när Detta betyder att projektören är tillgänglig under byggprocessen och projekteringen uppdateras vartefter. Därför är det viktigt med kontinuerliga och täta mätningar för att se om konstruktionen följer den upprättade kontrollplanen. Kontrollplanen fungerar som en vägledning under arbetsgången för att säkerställa att byggprocessen fortskrider som planerat. Om de uppmätta värdena, såsom utböjningen av sponten, överskrider säkerhetsmarginalerna i kontrollplanen så ska åtgärdsplanen följas. I åtgärdsplanen ska det beskrivas vilka åtgärder som ska vidtas vid olika situationer. Om säkerhetsmarginalen överskrids kan olika åtgärder vidtas till exempel förstärkning av konstruktionen eller att det ska övervakas mer noggrant i framtiden. Förstärkning av konstruktionen kan göras på olika sätt om de uppmätta laborationsresultaten visar en lägre utveckling av skjuvhållfastheten än den dimensionerade. Detta kan göras genom att lägga ut utfyllnadsmaterialet vid ett tidigare tillfälle för att öka

konsolideringstrycket under härdningen och därigenom öka utvecklingen av skjuvhållfastheten. Efter en tid av härdning schaktas dessa massor bort för att ersättas med till exempel lättfyllnadsmaterial. På detta sätt fås ett ökat konsolideringstryck under härdningen och i slutet en lättare konstruktion som därigenom kan ta en större nyttig last. Andra åtgärder som kan göras är att installera fler förankringar och dubb i berget. Om mätningarna stämmer överens med de kontrollplanen kan byggprocessen fortsätta.

Före neddrivning av sponten installeras inklinometerrör på sponten. Dessa används senare för att kunna mäta utböjningen hos sponten och följs upp med kontrollplanen. Mätningarna kan ske automatiskt eller manuellt. Därefter kan muddermassorna hämtas för att sedan kunna göra enkla och snabba prover på muddermassorna för att ta reda på deras vattenkvot. Utifrån resultatet kan bindemedelsmängden anpassas för varje inkommande sats muddermassor i S/S maskinen för att uppnå de ställda kraven på skjuvhållfastheten i kravspecifikationen. Därefter kan muddermassorna processas i S/S maskinen innan de pumpas in i den nya hamnkonstruktionen. Prover från varje färdigblandad sats ur S/S maskin bör även tas till laboratorium där de kan härda i en kontrollerad miljö och senare jämföras med inblandningsförsöken från den tidiga projekteringen och in-situ tester, såsom CPT försök. Då proverna från de färdigblandade satserna kan antas ha samma skjuvhållfasthetsutveckling så kan proverna på laboratoriet ge en indikation av hur långt skjuvhållfasthetsutveckling har kommit utan att behöva ta prover in-situ. Då processen med S/S muddermassor är cirkulär i den meningen att muddermassorna kommer komma in i omgångar till S/S maskinen innan de pumpas på plats i lager, kommer samma mätningar behöva göras vid ett flertal tillfällen. Efter att muddermassorna har pumpats in i den nya hamnkonstruktionen kan pglar och skyddsbrunnar installeras för att förenkla framtida mätningar av sättningar och provtagningar. När den projekterade nivån för muddermassorna är nådd kan de första CPT försöken alternativt FKPS eller KPS göras. Resultaten av mätningar från inklinometrarna och pglarna bör kontrolleras mot kontrollplanen. Om värdena är större än de förväntade bör åtgärdsplanen tillämpas, som beskrivits tidigare. Mätningar med hjälp av inklinometrar och CPT, FKPS

eller KPS för att kontrollera utbøjningarna respektive utvecklingen av skjuvhållfastheten bör utföras kontinuerligt under helt byggprocessen och vid behov bör även mätningar av sättningar utföras. En övergripande bild över ett föreslaget tillvägagångssätt kan ses i flödesschemat i Figur 52.



Figur 52: Övergripande flödesschema över byggprocessen

7. Diskussion och slutsatser

Diskussionen inleds med olika faktorer som påverkar jordtrycket. Därefter jämförs det erhållna resultatet från FEM- och handberäkningar för att sedan gå över i en diskussion kring vilka parametrar som hade en inverkan på FEM-resultatet. Därpå diskuteras spänningsvägarnas inverkan för att sedan belysa de skillnader och felkällor som uppkom under fältstudierna. Avslutningsvis kommenteras ett par saker i projekteringen.

7.1. Faktorer som påverkar jordtrycket

Sammansättningen av muddermassorna som används i ett projekt kan variera mycket. Vattenkvoten och den organiska halten påverkar hållfasthetsutvecklingen och den slutliga hållfastheten av S/S muddermassorna. S/S muddermassornas egenskaper kan varieras med hjälp av olika bindemedelskombinationer och bindemedelsmängder anpassas efter muddermassornas egenskaper. Utöver cement används oftast biprodukter från andra industrier såsom flygaska. Biprodukter kan ha både positiva och negativa funktioner i härdningsprocessen. En negativ effekt kan vara att skjuvhållfasthetsutvecklingen bli långsammare medan en positiv miljömässig effekt kan vara att dessa biprodukter kan användas som fyllnadsmedel för att minska andelen cement. Den höga halten organiskt material i muddermassorna retarderar cementationen men påverkar inte den slutgiltiga skjuvhållfastheten. Detta kan leda till att byggprocessen kan ta längre tid jämfört med då andra material än muddermassor används. Muddermassors ursprungsplats kan också ha en inverkan på kloridhalten som i sin tur påverkar den accelererande effekten av reaktionen.

För att motverka negativa effekter såsom en långsammare utveckling av skjuvhållfastheten som i sin tur påverkar jordtrycket mot sponten kan olika

åtgärder användas. Något som Åhnberg (2006) fastslår är att mer bindemedel ger en snabbare och högre hållfasthetsutveckling. Kopplingar kan dras till vatten bindemedelstal, vbt, för förhållandet mellan vatten och bindemedel i betong. Muddermassor med hög vattenkvot kräver en högre halt bindemedel för att kompensera den höga mängd vatten som finns i materialet. Mer bindemedel kommer skapa en högre hållfasthetsutveckling, men ger en större kostnad och klimatpåverkan. Härdningstiden har en betydande effekt på hållfasthetsutvecklingen. Effekten av dessa parameter kan illustreras med en brottyta som växer, se Figur 17.

När muddermassorna, med sin höga vattenkvot, har blandats med bindemedlet är de i en flytande form och kan liknas vid en vätska som orsakar ett hydrostatiskt tryck mot sponten. Med tiden kommer bindemedlens kemiska reaktioner sättas igång och bindningar i materialet kommer att skapas. Till en början kommer massorna ha lättare att deformeras även om den applicerade lasten är låg. Genom den kemiska processen kommer materialet bli hårdare och kan liknas mer vid en blandjord med en friktionsvinkel. Desto mer massorna får härda desto mer last kommer massorna klara av. Eftersom muddermassorna initialt har låga hållfasthetsegenskaper kommer massorna att gå till brott, men vartefter massorna härdar kommer skjuvhållfastheten öka och därmed brottytan. Innan en tillräckligt hög skjuvhållfasthet är uppnådd kommer massorna gå till brott ett flertal tillfällen.

7.2. Jämförelse mellan FEM- och handberäkningar

Handberäkningarna baseras på kraftjämvikten som råder i systemet precis innan jorden går till brott medan FEM-beräkningar baseras på en jämnvikt mellan jordtrycken och strukturelementen. FEM-program har även mer indata som påverkar beräkningarna, såsom längd och styvhet på förankringen samt spontens tyngd och styvhet. Då konstruktionen tillåts deformeras i PLAXIS kommer jordtrycket mot sponten att minska med deformationen och kraften i ankaret att öka.

Om handberäkningarna jämförs med värdena från PLAXIS bör de enbart jämföras med Test1, Test3-5 och Test8. De övriga testerna är inte jämförbara då de har andra friktionsvinklar och skjuvhållfasthetsvärden jämfört med handberäkningarna. Då krafterna och momentet i sponten inte bara beror på hur mycket last som lagts på utan även hur mycket materialet har hunnit härda är svårt att avgöra när det dimensionerande fallet uppstår. Därför är det lämpligare att göra en FEM-beräkningar som bättre tar hänsyn till dessa två parametrar för att hitta det dimensionerande lasttillfället. Från resultatet i Tabell 7 kan det ses att ankarkraften underskattas i handberäkningarna jämfört med PLAXIS oavsett modell och test. De handberäknade värdena för momentet och kraften i dubben ligger emellan det maximala och minsta värdet från PLAXIS och det är svårt att säga om de generellt är på den säkra sidan eller ej.

7.3. Parameterstudie

Här kommer det olika parametrarna som varierades i parameterstudien behandlas under en egen rubrik där de olika testerna jämförs med varandra.

7.3.1. Skjuvhållfastheten

Vid en jämförelse mellan proverna där skjuvhållfastheten varierades i parameterstudien, Test2, Test5 och Test9, kunde det ses att den hade olika stor inverkan vid olika tillfällen under byggprocessen. Test5 hade den största inverkan på utböjningen av de tre testerna, se Figur 32-Figur 34, då den avvek mest från Test1. Den relativa förändringen av skjuvhållfastheten vid utläggningen kan påverkas med hjälp av justering av bindemedelsmängden under inblandningsprocessen i S/S maskinen. En ökad bindemedelsmängd leder till en ökad skjuvhållfasthetsutveckling men kommer med en högre kostnad samt en större klimatpåverkan. I Test2 ökades skjuvhållfastheten från 10 kPa till 13 kPa efter första härdningen. Detta resulterade i ett likvärdigt resultat som Test5. Denna parameter kan påverkas på ett enkelt sett genom att låta massorna härda under en längre period. Däremot är kanske inte detta möjligt för ett projekt som har en pressad tidsplan och kan

leda till extra omkostnader. Om detta jämförs med Test9 där skjuvhållfastheten efter sista härdningen ändrades från 42 kPa till 18 kPa kan det ses att ingen större skillnad skedde jämfört med Test1. Utifrån detta kan vi se att den sista härdningen inte har någon större inverkan på konstruktionen. När materialet härdar ökar skjuvhållfastheten, detta medför att det horisontella trycket minskar enligt ekvation (3). Initialt vid pålastningen av muddermassor kommer det skapas ett hydrostatiskt tryck, $k_0 \approx 1$. Med tiden när massorna härdar kommer jordtryckscoefficienten, k , att minska, $k < 1$, då det horisontella trycket minskar. Utifrån detta kan slutsatsen dras att utvecklingen av skjuvhållfastheten har en större inverkan i början av byggprocessen då små förändringar gör en stor skillnad

7.3.2. Friktionsvinkeln

Om Test6, Test7 och Test10 jämförs med varandra där friktionsvinkeln varierar för olika material i konstruktionen kan slutsatsen dras att Test7, där sprängstens friktionsvinkel höjs, påverkade både sättningarna och utböjningen mest. Denna faktor är dock svåra att påverka då materialet ligger i vattnet och packningsarbeten kan vara svåra. I Test6 där utfyllnadsmaterialets friktionsvinkel ökas har en mindre påverkan observerats. Denna faktor är däremot lättare att påverka då materialet ligger över vattenytan och kan packas på ett enklare sätt. Enligt Åhnberg (2006) är förstärkta massors friktionsvinkel konstant kring 33–34°. I Test10 kontrollerades inverkan av muddermassornas friktionsvinkel genom att sänka den. Från resultatet kan det ses att denna hade en marginell skillnad och därmed ingen större påverkan på konstruktionen. Detta var ett oväntat resultat då friktionsvinkeln har en inverkan på brottytan. En lägre friktionssvinkel ger en mindre brottyta vilket i sin tur skulle göra att materialet går till brott snabbare.

7.3.3. Elasticitetsmodulen

I Test3 och Test4 då elasticitetsmodulen ökas respektive sänks kan det ses att elasticitetsmodulen har en relativt stor inverkan på utböjningen och sättningarna. Det är svårt att uppskatta utvecklingen av skjuvhållfastheten och elasticitetsmodulen och framförallt hur de förhåller sig till varandra. I

denna rapport har ett linjärt förhållande antagits, se ekvation (13). I Test8 testades hur materialet reagerar om förhållandet inte är linjärt utan om elasticitetsmodulen ökar snabbare än vad skjuvhållfastheten gör. Från resultat kan det ses att det initialt inte har någon inverkan men att utböjningen och sättningarna blir mindre i slutändan jämfört med Test1. Slutligen kan slutsatsen dras att elasticitetmodulen har en stor inverkan på resultatet. Detta kan ses då Test4 hade den största avvikelserna jämfört med Test1 och gav de största sättningarna och utböjning av alla test som utfördes samt alla tre testade dräneringstyper. Även Test3 hade en stor inverkan men minskade sättningarna och utböjningen markant. Utifrån detta kan det konstateras att det behövs göras framtida studier kring hur förhållandet av skjuvhållfastheten och elasticitetsmodulen för S/S muddermassor ser ut.

7.4. Koppling mellan sättningar och kvasi-förkonsolideringstrycket

Som tidigare har nämnts kan det ses att i Figur 35–Figur 37 underskattar alla kurvorna de uppmätta sättningar som sker i fält. En anledning till detta kan vara att materialet i den här konstruktionen upplever sitt högsta tryck någonsin i takt med att mer massor läggs på, kvasi-förkonsolideringstrycket ökar. Utifrån Åhnberg (2006) kan det även ses att kvasi-förkonsolideringstrycket ökar vartefter massorna härdar. Därför kommer massornas kvasi-förkonsolideringstryck vara beroende av dessa två faktorer och efter att alla massorna har lagts på plats så kommer det fortsätta att öka i takt med att massorna härdar. Till skillnad mot en jord i fält som förmodligen under en lång tid har utsatts för ett högre tryck, som eventuellt pressats ihop under inlandsisen och därmed har ett högre kvasi-förkonsolideringstryck. Vid användandet av materialmodellen Mohr-Coulomb i PLAXIS så tas inte materialets OCR till hänsyn, vilket kan vara en förklaring till varför modellen inte uppnår en lika stor sättning som i fält.

7.5. Spänningsväg

Som tidigare nämnts kommer spänningsvägen för muddermassor vara placerad mellan två olika spänningsvägar på grund av kombinationen av de två lastfallen, axiell belastning och radiella avlastningen, och att det är svårt att veta hur denna kommer att se ut. Spänningsdiagrammet är väldigt beroende på vilken punkt vi befinner oss i då materialet kommer påverkas av geometrin. Det anisotropiska brottbeteende som uppstår enligt Ignat, et al. (2019) kommer inte att tas hänsyn till som tidigare nämnt då det finns begränsningar i programmet PLAXIS. Inhomogeniteten beror bland annat på att materialet kommer att härda olika mycket, vara beroende av konsolideringstrycket samt hur sponten deformeras. Som tidigare nämnts så varierar konsolideringstrycket med djupet. Det är därför flera olika spänningsvägar erhålls.

När sponten böjer ut kommer det horisontella trycket att minska för alla punkter förutom punkten vid förankringen och minska med djupet men avtar längre bort från sponten. Detta kan bero på att när sponten böjer ut så ökar volymen vilket leder till en minskning i det horisontella trycket. Därför är inverkan av spontens utböjning mindre för punkterna längre bort. Det kan även ses att det vertikala trycket minskar för punkterna intill sponten medan det sker en ökning för punkterna längre bort. Detta kan bero på att sättningen är större närmare vid sponten än längre ifrån. Enligt Ignat, et al. (2019) kommer den dimensionerande skjuvhållfastheten att påverkas av spänningsvägen. Det är inte självklart om det är det dränerade eller odränerade fallet som kommer vara dimensionerande för detta kombinerade lastfall ifrån beräkningarna. För att öka förståelsen för beteendet av den här metoden måste flera försök göras för att utröna om det finns ett mönster i hur spänningsvägarna går för S/S muddermassor. Det finns stora osäkerheter kring materialet och med bättre kunskap kring hur det fungerar kan en mer exakt dimensionering göras utan att göra onödiga överdimensioneringar. Däremot kan det anses vara onödigt att välja en mer avancerad materialmodell än Mohr-Coulomb då det råder så stora osäkerheter kring indatan. Därför skulle kanske inte en mer avancerad materialmodell med fler

ingående parametrar inte hjälpa. För att undersöka detta skulle laborationstester med triaxialförsök som efterliknar de verkliga lastfallen med vertikal pålastning samt horisontell avlastning kunna göras.

7.6. Avvikelser mellan FEM och fältstudierna

Skillnaderna i de uppmätta resultaten från fältförsöken och PLAXIS beror på flera olika saker. PLAXIS är en idealisering av verkligheten där alla parametrar kan kontrolleras till skillnad mot verkligheten där bara ett fåtal parametrar kan kontrolleras. Vissa saker är också svårare och ibland till och med omöjliga att simulera i ett program som PLAXIS. Under utförandet av fältförsöket i Gävle Hamn förekom det flera olika felkällor. Dessa felkällor har påverkat resultatet i denna rapport då det har baserats på data från Gävle Hamn. För de uppmätta värdena i fält fanns det till exempel is på passivsidan av sponten, vilket hjälpte till att motverka utböjningen. När denna smälte skedde en snabb ökning av utböjningen som kan ses efter 114 dagar i Figur 32-Figur 34. Muddringsarbeten kräver tillstånd och får bara utföras under begränsade perioder av året. Oftast ligger dessa perioder under vinterhalvåret och därför kan is förekomma och påverka det uppmätta resultatet på detta sätt. Faktorer som is kan eller bör inte tas med i beräkningarna eftersom det inte finns någon garanti för att isen faktiskt lägger sig under vinterhalvåret och skapar en kraft med en positiv effekt. Därutöver skiljde sig projekteringen från den faktiska konstruktionen som byggdes.

PLAXIS modellen byggdes upp med projekteringen av Gävle Hamn som mall men anpassades på ett par punkter såsom installationen av ankare samt vattennivåer för att försöka efterlikna det verkliga fallet så mycket som möjligt. Detta gjordes för att kunna jämföra med de uppmätta resultaten och se vilka faktorer som har en större inverkan på konstruktionen. En annan felkälla som uppstod var att en skiljevägg i bassängen vek sig på grund av kraften som uppstod när den fylldes med muddermassor. Detta medförde att en del av muddermassorna flöt ut och orsakade en större sättning i närheten av brottet.

Om de uppmätta skjuvhållfasthetsvärdena från Gävle Hamn i Figur 22 jämförs med laborationsvärdena i Figur 21 (150 kg/m^3) kan det ses att dessa skiljer sig markant ifrån varandra. Till att börja med kan skjuvhållfastheten, beräknad från CPT sonderingen, utvärderas på olika sätt beroende på val av konfaktorn vid uträkningen. Bindemedelsmängden som användes i Gävle Hamn var dessutom inte anpassad till vattenkvoten på de inkommande muddermassorna utan konstant. Detta har en stor påverkan på vatten bindemedelstal, vbt, och hårdningen som tidigare diskuterats. Utöver detta användes inte färsk aska i Gävle Hamn med hög reaktivitet utan en aska som hade börjat karbonatiseras. Andra faktorer som kan spela en roll är att S/S muddermassorna kommer att härda under vatten och omges av en stor mängd material som ger en värmetröghet som inte kan representeras i ett litet jordprov från ett laboratorium. Det kommer det alltid finnas skillnader mellan laboratorietester och in-situ tester såsom storleken på provet. I materialet kan det finnas oregelbundenheter i provet som i början av processen inte har så stor påverkan, men desto mer materialet härdar desto mer kommer oregelbundenheter i materialet, såsom vass, spela roll då dessa kan bidra till en lokal försvagning. Dessa oregelbundenheter kan även ha en stor inverkan på laborationsprover jämfört med hela massan. För att få en bättre bild över hela massan bör utspridda prover tas.

7.7. Projektering

I projekteringsmetoden rekommenderas att dräneringstyp odränerad A ska användas vid simuleringar med materialmodell Mohr-Coulomb. Dräneringstypen är mer avancerad och tar hänsyn till fler parametrar. Eftersom en utveckling av en friktionsvinkel antas ske baserat på Åhnberg (2006) kommer denna modell ge en bättre representation jämfört med dräneringstyp odränerad B som inte tar hänsyn till denna. Den dränerade dräneringstypens erhållna värden är för låga för att anses vara på säkra sidan då vissa simuleringar gav lägre utböjning än den uppmätta. För ett material som det råder så stora osäkerheter kring behövs en större säkerhetsmarginal.

Under uppföljningen i byggprocessen kommer det utföras CPT och KPS för att utvärdera skjuvhållfastheten. Om onödigt många sådana tester skulle utföras skulle det dra med sig en onödig kostnad för projektet och bör därför inte utföras vid allt för många tillfällen. Alla projekt är olika och därför är det svårt att rekommendera hur många provtagningar som bör göras. Därför är det viktigt att anpassa antalet försök till varje specifikt projekt och lägga upp en plan under projekteringen för när dessa ska tas och jämföras med laboratorieförsöken, till exempel 28 och 91 dagar efter att sista lagret av muddermassor har pumpats på plats.

Projekteringen är ofta styrd av ekonomin och kostnaden för olika metoder, vilket kan leda till en balansgång mellan bindemedelsmängd och andra åtgärder såsom härdningstid. Om en mindre mängd bindemedel väljs, sker utvecklingen av skjuvhållfastheten långsammare och en lägre slutgiltig skjuvhållfasthet uppnås, vilket kan leda till att produktionen eventuell avstannar vilket kan dra med sig stora kostnader samt en förlängd byggtid. En åtgärd för att undvika detta kan vara att redan i ett tidigt skede i processen installera förankringar för att säkerställa stabiliteten av sponten. Alternativet är att sätta förankringen tätare med mindre centrumavstånd.

Som tidigare nämnts råder det stora osäkerheter kring materialet. Dels är det svårt att veta hur materialet beter sig men även hur det ska modelleras på bästa sätt. Modelleringen består av flera komplicerade steg där till exempel det är svårt att göra de nya lagerna av S/S muddermassor som lastas på samtidigt som det sker en hållfasthetsutveckling som är osäker. En förenkling som har gjorts vid simuleringarna är att när alla muddermassor har pumpats på plats är att de gavs ett gemensamt lägsta värde på skjuvhållfastheten. Detta ger en säkrare modell då massorna ges ett lägre värde än vad som egentligen kanske kommer att ha utvecklats. I verkligheten kommer massorna antagligen utvecklat ett högre värde längs ned då dessa både har fått hårda längst och utsätts för det största konsolideringstycket. Utöver modellerings osäkerheten böjs sponten ut desto mer last som läggs på och massorna riskerar att skjuvas. Med tanke på osäkerheterna som finns är det bättre om det i dagsläget modelleras på säkra sidan för att säkerställa att inga olyckor

sker. I framtida studier bör det studeras hur materialet beter sig i verkligheten för att sedan kunna effektivisera och optimera modellering samt projektering.

LITTERATURFÖRTECKNING

Åhnberg, H., 2006. Consolidation stress effects on the strength of stabilized Swedish soils. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 10(1), pp. 1-13.

Åhnberg, H., Johansson, S., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmqvist, L., Holm, G., 1995. *Cement och kalk för djupstabilisering av jordar, Rapport No.48*, Linköping: Svensk Djupstabilisering.

Ale kommun, 2014. *Sanering av området Surte 2:38 Ale kommun. Slutrapport 2014-03-15. Slutrapport från saneringsentreprenaden, ekonomi och miljökontroll.*, Alafors: Ale kommun.

Axelsson, M., 2001. *Djupstabilisering med kalkcementpelare – metoder för produktionsmässig kvalitetskontroll i fält, Rapport 8*, Linköping: Svensk Djupstabilisering.

Bendz, D., Larsson, L., Leppänen, M., Mácsik, J., Pehrson, P., Rogbeck, Y., Svedberg, B., 2007. *Stabilisering och solidifiering av förorenad jord och muddermassor - Lämplighet och potential för svenska förhållanden, Rapport 5696*, Bromma: NATURVÅRDSVERKET.

Bergdahl, U., Larsson, R. & Viberg, L., 2003. Ground Investigations and Parameter Assessment for Different Geological Deposits in Sweden. In: K. Saxena & V. Sharma, eds. *In-situ Characterization of Soils*. Tokyo: A.A. Balkema, pp. 119-132.

Bergman, N., Al-Naqshabandy, M. S. & Larsson, S., 2013. Variability of strength and deformation properties in limecement columns evaluated from CPT and KPS measurements. *Georisk*, 7(1), pp. 21-36.

Bilgin, Ö., 2010. Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions. *Computers and Geotechnics*, 37(3), pp. 399-407.

- Broms, B., 2004. *Lime and lime/cement columns. Ch 8 in Ground Improvement*. 2nd ed. 2 Park Square, Milton Park, Abingdon, Oxon: Spon Press.
- Donald, B. A., 2000. *An introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications*, Georgetown Pike: Office of Infrastructure Research and Development.
- Forsman, J., Marjamäki, T., Jyrävä, H., Lindroos, N., Autiola, M., 2016. *Applications of Mass Stabilization at Baltic Sea Region*. Lithuania, Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference, pp. 241-247.
- Forsman, J., Winqvist, F. & Korkiala-Tanttu, L., 2017. *Mass Stabilization Quality Control Methods*. Seoul, Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 2511-2514.
- Forssenstrand, I., 2009. *Stabilisering och solidifiering av muddermassor i Gävle hamn*, Luleå: Luleå tekniska universitet. Examensarbete, Luleå tekniska univeritet, LTU, Luleå.
- Fourie, A. B., 1984. *The Behaviour of Retaining Walls in Stiff Clay*, Doktorsavhandling, Imperial collage, Londons univeritet, London.
- Fredriksson, A., Ryner, A., Kullingsjö, A. & Stille, H., 2018. *Sponthandboken*, Stockholm: Pålkommissionen.
- Holm, G., Svedberg, B. & Eriksson, K., 2011. *Vägledning för nyttiggörande av muddermassor i hamn- och anläggningskonstruktioner*, Linköping: Statens geotekniska institut, SGI. Forskningsrapport.
- Holtz, R. D. & Kovacs, W. D., 1981. *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Englewood Cliffs: Prentice-Hall.

Ignat, R., Baker, S., Holmén, M. & Larsson, S., 2019. Triaxial extension and tension tests on lime-cement-improved clay. *Soils and Foundations*, 5 Augusti, 59(5), pp. 1399-1416.

Janz, M. & Johansson, S.-E., 2002. *Olika bindemedels funktion vid djupstabilisering, Rapport 9*, Linköping: Svensk Djupstabilisering.

Johansson, S.-E., Åhnberg, H. & Pihl, H., 2006. *Kemiska reaktioner vid stabilisering av jord, Arbetsrapport 38*, Linköping: Svensk Djupstabilisering.

Kiilsgaard, R., 2019. *Förutsättningar att bedöma klimatpåverkan från grundläggning och grundkonstruktioner*, Linköping: Statens geotekniska institut, SGI. SGI rapport.

Kitazume, M., 2005. *State of Practice Report – Field and laboratory investigations, properties of binders and stabilized soil*. Stockholm, Svensk Djupstabilisering, Swedish Deep Stabilization Research Centre , pp. 660-684. Konferens handling.

Länsstyrelsen Västra Götaland, 2021. *Vattenverksamhet Västra Götaland*. Tillgänglig på: <https://www.lansstyrelsen.se/vastra-gotaland/miljo-och-vatten/vattenverksamhet.html#0>
[Hämtad 11 05 2021].

Lahtinen, P. & Niutanen, V., 2009. *Development of in-situ mass stabilization technique in Finland*. Okinawa, Japan, Deep Mixing 2009 Okinawa Symposium.

Larsson, R., 2006. *Djupstabilisering med bindemedels- stabiliserade pelare och masstabilisering – En vägledning, Rapport 17*, Linköping: Svensk Djupstabilisering.

Larsson, S., 2003. *Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing*, Stokholm: KTH, Royal Institute of Technology. Doktorsavhandling Kungliga tekniska högskolan, KTH , Stockholm.

Lindh, P., 2012. *Fältförsök med stabiliserade muddermassor, Gävle Hamn*, Lund: SBUF. SBUF rapport.

Lindh, P., 2021. *Intervju med Per Lindh från Trafikverket angående STSO muddermassor* [Interview] (7 Maj 2021).

Mácsik, J. & Svedberg, B., 2020. *Underlag för val av bindemedel, Oxlösunds hamn*, Stockholm: ecooop. Projekterings handling.

Mayne, P. W., Huang, A., Springman, S. M., Zornberg, J. G., Coop, M. R., 2009. *SOA-1: Geomaterial behavior and testing*. Alexandria, Egypt, Millpress, Rotterdam, the Netherlands, 2009, pp. 2777-2872. Konferens handling.

Parry, R. H. G., 2004. *Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics*. Second Edition ed. London & New York: Spon Press is an imprint of the Taylor & Francis Group.

Poulos, H. G., Carter, J. P. & Small, J. C., 2001. *Foundations and retaining structures - Research and practice*. Istanbul, Turkiet, Conference: 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Regeringkansliet, 2014. *Projektet SMOCS gör förorenade muddermassor till hållbart byggmaterial*.

Tillgänglig på: https://www.regeringen.se/artiklar/2014/10/projektet-smocs-gor-fororenade-muddermassor-till-hallbart-byggmaterial/?TSPD_101_R0=088d4528d9ab2000f47e953f9c225ad020ecb413b473fc91258cf2ee844a206fa07d6212a20d7cf5088256e33b143000ee02918e284bb86aa5625c1790758344

[Hämtad 02 06 2021].

SGF:s Jordförstärkningskommitté , 2003. *Metodblad jordförstärkningsmetoder* , Linköping: SGF.

SGF, 2013. *SGF Rapport 1:2013. Geoteknisk fälthandbok*, Göteborg: Svenska Geotekniska Föreningen, SGF.

SGI, 2021. *Stödkonstruktioner*.

Tillgänglig på: <https://www.sgi.se/sv/vagledning-i-arbetet/grundlaggning-och-forstarkning/stodkonstruktioner/>

[Hämtad 18 02 2021].

Sobhan, K. & Das, B. M., 2017. *Principles of Geotechnical Engineering*. Ninth Edition ed. Boston: Cengage Learning.

Trafikverket, 2015. *Sjöfart*, Borlänge: Trafikverket.

Wall, H. & Wadsö, L., 2013. Corrosion rate measurements in steel sheet pile walls in a marine environment. *Marine Structures*, Issue 33, pp. 21-32.

8. Bilaga 1, handberäkningar

Tabell 9: Indatan som användes vid hanberäkningarna

Material	ϕ' [°]	$\gamma_{m-tt\text{ad}}$ [kN/m ³]	$\gamma_{om-tt\text{ad}}$ [kN/m ³]	C_u [kPa]	k_a [-]	k_p [-]
Utfyllnadsmaterial	35	21	18	-	0,3	3,68
Språngsten	35	21	18	-	0,3	3,68
Muddermassor fas 1	35	13	13	10	0,3	3,68
Muddermassor fas 2	35	13	13	14	0,3	3,68
Muddermassor fas 3	35	13	13	42	0,3	3,68

Nyttig last [kPa]	30
c/c ankare [m]	3,8
c/c dubb [m]	1,4

Tabell 10: Beräkningar för att räkna ut jordtrycket mot sponten i konstruktionsfas 1

Konstruktionsfas: 1		Aktivsidan				Passivsidan				Netto tryck
Lager	z [m]	$\sigma_{v\text{öa}}$ [kPa]	u_a [kPa]	$\sigma'_{v\text{öa}}$ [kPa]	σ_a [kPa]	$\sigma_{v\text{öb}}$ [kPa]	u_p [kPa]	$\sigma'_{v\text{öb}}$ [kPa]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,\text{net}}$ [kPa]
Utfyllnadsmaterial	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0					0,0
Utfyllnadsmaterial	0,2	18,0	0,0	18,0	4,9					-4,9
Muddermassor	0,2	18,0	0,0	18,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Muddermassor	-9,8	147,4	99,5	47,9	107,0	99,5	99,5	0,0	99,5	-7,5
Språngsten	-9,8	147,4	99,5	47,9	112,5	99,5	99,5	0,0	99,5	-13,0
Goal	-13,8	232,6	140,1	92,5	165,1	184,8	140,1	44,7	304,5	139,3
Språngsten	-15,8	274,0	159,8	114,2	190,7	226,1	159,8	66,3	403,9	213,2

Tabell 11: Beräkningar för att räkna ut dubbens kraft i konstruktionsfas 1

Dubb		Aktivsidan				Passivsidan								
-564 [kN/m]														
-789 [kN]														
Konstruktionsfas: 1		Aktivsidan				Passivsidan								
Lager	z [m]	σ_a [kPa]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,\text{net}}$ [kPa]	Rektangel [kN/m]	H-värm rektangel [m]	Triangel [kN/m]	H-värm triangel [m]	Moment [kNm/m]	Rektangel [kN/m]	H-värm rektangel [m]	Triangel [kN/m]	H-värm triangel [m]	Moment [kNm/m]
Utfyllnadsmaterial	1,2	0,0	0,0	0,0										
Utfyllnadsmaterial	0,2	4,9	0,0	-4,9	0,0	-14,5	2,4	-14,3	-34,9					
Muddermassor	0,2	0,0	0,0	0,0										
Muddermassor	-9,8	107,0	99,5	-7,5	0,0	-9,0	532,5	-7,4	-3928,2	0,0	-9,0	495,0	-7,4	-3651,5
Språngsten	-9,8	112,5	99,5	-13,0										
Goal	-13,8	165,1	304,5	139,3	456,6	-2,0	107,0	-1,4	-1071,5	404,0	-2,0	416,1	-1,4	-1383,1
Språngsten	-15,8	190,7	403,9	213,2	325,3	1,0	25,2	1,3		599,8	1,0	98,0	1,3	
		Moment- j-mnkvit			• Aktiv rektangel area [kN]		• Aktiv triangel area [kN]		• Aktiv moment [kNm/m]	• Passiv rektangel area [kN]		• Passiv triangel area [kN]		• Passiv moment [kNm/m]
		0,00			781,9		667,1		-5034,7	1003,8		1009,0		-5034,7

Tabell 12: Beräkningar för att räkna ut var max momentet infinner sig och dess storlek i konstruktionsfas 1

Max moment d·r skjувkraften · r noll z = -11,6 m					
Lager	z [m]	σ _{p,net} [kPa]	Rektangel [kN/m]	Triangel [kN/m]	Skjuvkraft [kN/m]
Utfyllnadsmaterial	1,2	0,0			0,0
Utfyllnadsmaterial	0,2	-4,9	0,0	2,4	2,4
Muddermassor	0,2	0,0			2,4
Muddermassor	-9,8	-7,5	0,0	37,5	39,9
Spr·ngsten	-9,8	-13,0			39,9
Goal	-11,6	56,2	23,9	-63,8	0,0
Spr·ngsten	-15,8	213,2	-235,4	-328,4	-563,8

Max moment runt punkt: -11,6 m						
Max moment: 206 kNm/m						
Lager	z [m]	H·varm rektangel [m]	Rektangel [kN/m]	H·varm triangel [m]	Triangel [kN/m]	Moment [kNm/m]
Utfyllnads	1,2					
Utfyllnads	0,2	12,3	0,0	12,1	2,4	29,5
Mudderm	0,2					
Mudderm	-9,8	6,8	0,0	5,2	37,5	193,6
Spr·ngsten	-9,8					
Goal	-11,6	0,9	23,9	0,6	-63,8	-17,2
Spr·ngsten	-15,8	-2,1	-235,4	-2,8	-328,4	1408,9

Tabell 13: Beräkningar för att räkna ut jordtrycket mot spanten i konstruktionsfas 2

Konstruktionsfas:	2	Aktivsidan				Passivsidan				Netto tryck
Lager	z [m]	σ _{vis} [kPa]	u _a [kPa]	σ' _{vis} [kPa]	σ _a [kPa]	σ _{vis} [kPa]	u _p [kPa]	σ' _{vis} [kPa]	σ _p [kPa]	σ _{p,net} [kPa]
Utfyllnadsmaterial	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0					0,0
Utfyllnadsmaterial	0,2	41,4	0,0	41,4	11,2					-11,2
Muddermassor	0,2	41,4	0,0	41,4	3,6	0,0	0,0	0,0	0,0	-3,6
Muddermassor	-9,8	170,8	99,5	71,3	111,2	99,5	99,5	0,0	99,5	-11,7
Spr·ngsten	-9,8	170,8	99,5	71,3	118,8	99,5	99,5	0,0	99,5	-19,3
Goal	-15,7	296,0	159,1	136,8	196,2	224,7	159,1	65,6	400,5	204,4
Spr·ngsten	-15,8	297,4	159,8	137,6	197,0	226,1	159,8	66,3	403,9	206,9

Tabell 14: Beräkningar för att räkna ut dubbens kraft i konstruktionsfas 2

Dubb															
		-476 [kN/m]													
		-667 [kN]													
Konstruktionsfas:	2	Aktivsidan						Passivsidan							
Lager	z [m]	σ _a [kPa]	σ _p [kPa]	σ _{p,net} [kPa]	Rektangel [kN/m]	H·varm rektangel [m]	Triangel [kN/m]	H·varm triangel [m]	Moment [kNm/m]	Rektangel [kN/m]	H·varm rektangel [m]	Triangel [kN/m]	H·varm triangel [m]	Moment [kNm/m]	
Utfyllnadsmaterial	2,5	0,0	0,0	0,0											
Utfyllnadsmaterial	0,2	11,2	0,0	-11,2											
Muddermassor	0,2	3,6	0,0	-3,6											
Muddermassor	-9,8	111,2	99,5	-11,7	36,1	-10,9	535,2	-9,3	-5361,5	0,0	-10,9	495,0	-9,3	-4593,7	
Spr·ngsten	-9,8	118,8	99,5	-19,3											
Goal	-15,7	196,2	400,5	204,4	708,4	-3,0	230,7	-2,0	-2570,8	593,4	-3,0	897,6	-2,0	-3553,5	
Spr·ngsten	-15,8	197,0	403,9	206,9	13,1	0,0	0,0	0,0		26,7	0,0	0,1	0,0		
		Moment·j·mrvikt		· Aktiv rektangel area [kN]		· Aktiv triangel area [kN]		· Aktiv moment [kNm/m]		· Passiv rektangel area [kN]		· Passiv triangel area [kN]		· Passiv moment [kNm/m]	
		0,00		757,5		778,9		-8147,2		620,0		1392,8		-8147,2	

Tabell 15: Beräkningar för att räkna ut var max momentet infinner sig och dess storlek i konstruktionsfas 2

Max moment d·r skjувkraften · r noll z = -12,5 m					
Lager	z [m]	σ _{p,net} [kPa]	Rektangel [kN/m]	Triangel [kN/m]	Skjuvkraft [kN/m]
Utfyllnadsmaterial	2,5	0,0			0,0
Utfyllnadsmaterial	0,2	-11,2	0,0	12,9	12,9
Muddermassor	0,2	-3,6			12,9
Muddermassor	-9,8	-11,7	36,1	40,2	89,2
Spr·ngsten	-9,8	-19,3			89,2
Goal	-12,5	84,0	53,1	-142,3	0,0
Spr·ngsten	-15,8	206,9	-275,2	-201,2	-476,4

Max moment runt punkt -12,5 m						
Max moment: 639 kNm/m						
Lager	z [m]	H·varm rektangel [m]	Rektangel [kN/m]	H·varm triangel [m]	Triangel [kN/m]	Moment [kNm/m]
Utfyllnadsn	2,5					
Utfyllnadsn	0,2	13,9	0,0	13,5	12,9	173,6
Muddermas	0,2					
Muddermas	-9,8	7,7	36,1	6,1	40,2	523,0
Spr·ngsten	-9,8					
Goal	-12,5	1,4	53,1	0,9	-142,3	-57,5
Spr·ngsten	-15,8	-1,6	-275,2	-2,2	-201,2	890,0

Tabell 16: Beräkningar för att räkna ut jordtrycket mot sponten i konstruktionsfas 3

Konstruktionsfas: 3		Aktivsidan				Passivsidan				Netto tryck
Lager	z [m]	σ_{v0} [kPa]	u_z [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	σ_s [kPa]	σ_{v0} [kPa]	u_p [kPa]	σ'_{vp} [kPa]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,net}$ [kPa]
Utfyllnadsmaterial	2,5	30,0	0,0	30,0	8,1					-8,1
Utfyllnadsmaterial + ankare	0,2	71,4	0,0	71,4	19,3					-19,3
Muddermassor	0,2	71,4	0,0	71,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Muddermassor	-9,8	200,8	99,5	101,3	104,2	99,5	99,5	0,0	99,5	-4,7
Spr-ngsten	-9,8	200,8	99,5	101,3	126,9	99,5	99,5	0,0	99,5	-27,4
Spr-ngsten	-13,5	279,5	137,0	142,5	175,6	137,0	137,0	0,0	137,0	-38,6
Spr-ngsten	-15,8	327,8	160,0	167,8	205,4	185,3	160,0	25,3	253,1	47,7

Tabell 17: Beräkningar för att räkna ut dubbens kraft i konstruktionsfas 3

Dubb		88 [kN/m]			Ankare			80 [kN/m]			301 [kN]			
Konstruktionsfas: 3		Aktivsidan						Passivsidan						
Lager	z [m]	σ_a [kPa]	σ_p [kPa]	$\sigma_{p,net}$ [kPa]	Rektangel [kN/m]	H- varm rektangel [m]	Triangel [kN/m]	H- varm triangel [m]	Moment [kNm/m]	Rektangel [kN/m]	H- varm rektangel [m]	Triangel [kN/m]	H- varm triangel [m]	Moment [kNm/m]
Utfyllnadsmaterial	2,5	8,1	0,0	-8,1										
Utfyllnadsmaterial + ankare	0,2	19,3	0,0	-19,3	18,7	-1,2	12,9	-0,8	-31,4					
Muddermassor	0,2	0,0	0,0	0,0										
Muddermassor	-9,8	104,2	99,5	-4,7	0,0	5,0	518,2	6,6	3437,7	0,0	5,0	495,0	6,6	3283,6
Spr-ngsten	-9,8	126,9	99,5	-27,4										
Spr-ngsten	-13,5	175,6	137,0	-38,6						373,1	11,8	70,3	12,5	5287,6
Spr-ngsten	-15,8	205,4	253,1	47,7	767,8	13,0	237,5	14,0	13283,0	315,1	14,9	133,5	15,2	6713,3
					• Aktiv rektangel area [kN]		• Aktiv triangel area [kN]		• Aktiv moment [kNm/m]	• Passiv rektangel area [kN]		• Passiv triangel area [kN]		• Passiv moment [kNm/m]
					786,5		768,6		16689,3	688,2		698,9		15284,5

Tabell 18: Beräkningar för att räkna ut var max momentet infinner sig och dess storlek i konstruktionsfas 3

Max moment d-r skjuvkraften r noll		z = -10,6 m			
Lager	z [m]	$\sigma_{p,net}$ [kPa]	Rektangel [kN/m]	Triangel [kN/m]	Skjuvkraft [kN/m]
Utfyllnadsmaterial	2,5	-8,1			0,0
Utfyllnadsmaterial + ankare	0,2	-19,3	18,7	12,9	31,6
Ankare	0,2		0,0	0,0	-48,6
Muddermassor	0,2	0,0			-48,6
Muddermassor	-9,75	-4,7	0,0	23,2	-25,4
Spr-ngsten	-9,75	-27,4			-25,4
Goal	-10,6	-30,0	24,2	1,2	0,0
Spr-ngsten	-13,5	-38,6	102,8	20,9	98,3
Spr-ngsten	-15,8	47,7	88,7	-99,2	87,8

Max moment runt punkt		-10,6 m				
Max moment:		-387 kNm/m				
Lager	z [m]	H- varm rektangel [m]	Rektangel [kN/m]	H- varm triangel [m]	Triangel [kN/m]	Moment [kNm/m]
Utfyllnads	2,5					
Utfyllnads	0,2	12,0	18,7	11,6	12,9	373,3
Ankare	0,2	10,8	-80,2	10,8	0,0	-869,0
Mudderm:	0,2	10,8	0,0	10,8	0,0	0,0
Mudderm:	-9,75	5,9	0,0	4,2	23,2	97,6
Spr-ngstei	-9,75	0,9	0,0	0,9	0,0	0,0
Goal	-10,6	0,4	24,2	0,3	1,2	11,1
Spr-ngstei	-13,5	-1,4	102,8	-1,0	20,9	-167,2
Spr-ngstei	-15,8	-4,0	88,7	-3,6	-99,2	4,1

TRITA-ABE-MBT-21494