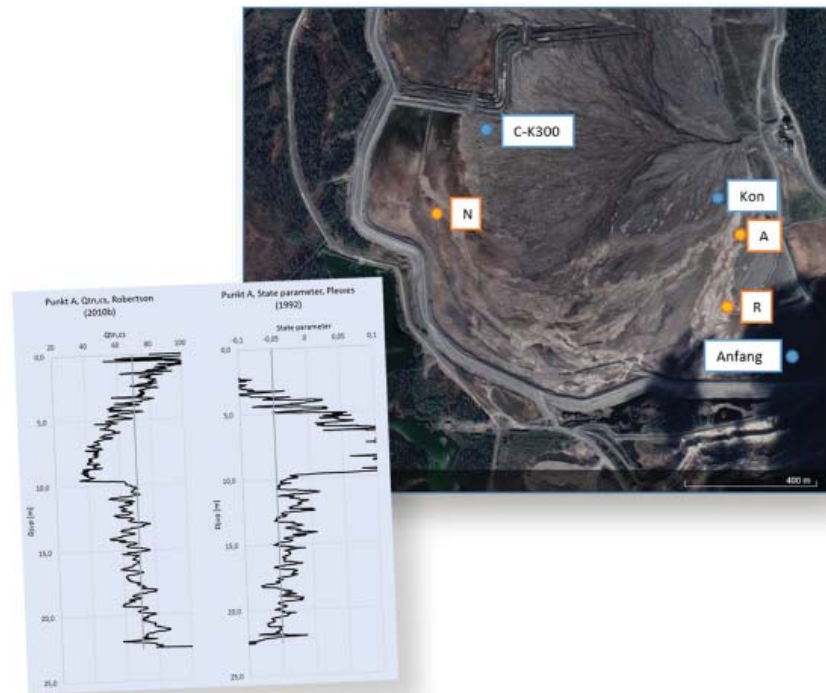




LUND
UNIVERSITY



UTVÄRDERING AV CPT-RESULTAT I ANRIKNINGSSAND

EBBA SILFVER

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES
GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--23/5073--SE (1-89) | ISSN 0349-4977
MASTER'S DISSERTATION

UTVÄRDERING AV CPT-RESULTAT I ANRIKNINGSSAND

EBBA SILFVER

Supervisor: **ERIKA TUDISCO**, Associate Professor, Geotechnical Engineering, LTH, Lund.
Assistant Supervisor: **ROGER KNUTSSON**, PhD in Soil Mechanics, Tailings Consultants Scandinavia AB.
Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2023 Geotechnical Engineering,
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, January 2023 (PI).

For information, address:
Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.
Homepage: www.geoteknik.lth.se

Abstract

Tailings is a residual product from the extractions of minerals. To protect the surrounding environment it is placed in tailing storage facilities. Depending on the design of the dam the tailings become part of the construction in various degrees. The strength of the tailings needs therefore to be considered in regards of the load bearing capacity. The dam is constructed in sequences, and is raised when more volume capacity is needed.

The first step is to evaluate tendency to dilatancy of tailings, as this controls which calculation models should be used to calculate the strength of the tailings. When subjected to shear, a volume decrease of the soil is called a contractive soil, and a volume increase is called a dilatant soil. In undrained conditions a contractive soil can loose a significant amount of strength which can lead a failure of the dam.

Calculation models are needed to analyse the dilatancy of the soil when using CPT-data. The purpose of this study is to examine the influence of assumptions in some of these calculation models on determination of the dilatancy of the tailings. Two calculation models are examined in this study, Robertson's $Q_{tn,cs}$, and the state parameter according to Plewes. This is examined with data from laboratory testing and CPT from LKAB's tailing storage facility in Svappavaara. The laboratory testing mainly consists of triaxial tests. The study is performed as a parameter study where one assumption is tested at a time. For comparison one initial calculation is created which all variations are compared against.

None of the calculation models give more conservative results than the other. Both investigated calculation models give, when changing the effective vertical stress, σ'_{v0} , an estimate of a more dilatant soil when σ'_{v0} is reduced and a more contractant soil when σ'_{v0} is increased. σ'_{v0} is considered in assumptions by varying the unit weight of the soil, the capillary rise and the position of the groundwater surface.

The result show that the standard deviation regarding absolute change is greatest in tailings where the grain size clay is dominating its behaviour in both calculation models. Robertson's calculation model show a greater change at greater depth. Plewes' calculation model show greater change in tailings with high content of grains with size clay. These observations should be verified with more measurement points to draw conclusions.

Since the tailings are placed in the tailings storage facility as a slurry it is possible to know what material to expect at different points. The classification by CONRAD and Soil Behaviour Type-index usually show similar results and are in line with the expected material. However, a point, far from the emission point, Soil Behavior Type-index identifies layers of sand which is not expected and not in confirmed by laboratory results. CONRAD show silt in these layers which is in line with expectations and lab results.

Sammanfattning

I samband med gruvbrytning uppkommer restprodukten anrikningssand, som är ett finkornigt material. För att skydda omkringliggande miljö läggs anrikningssanden i gruvdammar. Beroende på vilken konstruktionsmetod som används blir anrikningssanden mer eller mindre en del av själva konstruktionen. Detta innebär att anrikningssandens egenskaper behöver utvärderas så att anrikningssanden kan ha den lastbärande förmåga som krävs. Gruvdammen byggs upp i etapper, och höjs då i samband med att mer anrikningssand behöver lagras.

Ett första steg i att utvärdera anrikningssanden är att undersöka dilatansen, det vill säga vilken volymändring som sker vid skjuvning, då detta styr beräkningsmetoderna för hållfastheten i anrikningssanden. En kontraktant jord innebär att en volymminskning av jorden sker vid skjuvning, och en dilatant jord att en volymökning sker. Vid odränerade förhållanden kan en kontraktant jord förlora en stor del av sin hållfasthet, vilket kan resultera i att gruvdammen går till brott.

För att analysera dilatansen i anrikningssanden från CPT-sonderingar används beräkningsmodeller. Denna rapport syftar till att undersöka hur beroende ett par av dessa beräkningsmodeller är utav antaganden vid analys av anrikningssandens dilatans. De beräkningsmodeller som undersöks är Robertsons $Q_{tn,cs}$, och *state parameter* ψ enligt Plewes beräkningsmetod. Detta görs med hjälp av data ifrån CPT-sonderingar och laborationsresultat, främst triaxialförsök, på LKABs gruvdamm i Svappaavara. Undersökningen utförs som genom en parameterstudie där ett antagande i taget varieras. För att kunna jämföra förändringen har antaganden gjorts som en referensberäkning som parametrarna jämförs mot.

Resultaten visar att ingen av beräkningsmodellerna ger mer konservativa resultat än den andra. Båda undersökta beräkningsmodellerna ger vid förändring av den effektiva vertikalspänningen, σ'_{v0} , en uppskattning av en mer dilatant jord då σ'_{v0} minskas och en mer kontraktant jord då σ'_{v0} ökas. σ'_{v0} ingår i antaganden kring tungheten på jorden, kapillärstigningen och läge på grundvattenytan.

Det syns även att variationen i förändring är som störst i anrikningssand med hög lerhalt i båda beräkningsmodellerna. Robertsons beräkningsmodell ger större förändring ju djupare mätvärdena ligger. Plewes beräkningsmodell ger större förändring vid jord med hög lerhalt. Dessa observationer hade dock behövt verifieras med fler mätpunkter.

Då anrikningssanden är placerad i sandmagasinet som en slurry är det möjligt att ha en uppskattning kring vilken jord som bör finnas i olika punkter. Klassificering av jorden mellan CONRAD och *Soil Behavior Type*-index stämmer överlag överens med varandra och med förväntningar av vilket material som bör finnas där. I en punkt långt från utsläppspunkten visar dock *Soil Behavior Type*-index delvis partier av sand, medan CONRAD visar silt i dessa partier vilket överensstämmer bättre med förväntningarna på materialet och laborationsdata.

Förord

Detta arbete har utförts som den avslutande delen på civilingenjörsutbildningen inom Väg- och vattenbyggnad på Lunds Tekniska Högskola. Arbetet är utfört under hösten 2022 i samarbete med Tailings Consultants Scandinavia AB.

Jag vill rikta ett stort tack till mina handledare, Erika Tudisco på LTH och Roger Knutsson på Tailings Consultants Scandinavia AB. Er handledning och hjälp har varit avgörande för detta arbetes utförande. Tack Roger för idé till arbetet, tillhållande av material, ditt engagemang och att du agerat bollplank.

Slutligen vill jag tacka alla vänner jag fått under studietiden för att ni har gjort dessa år väldigt roliga.

Ebba Silfver

Lund, januari 2023

Notation

Latinska bokstäver

a - nettoareakvot på CPT-sond
 B_q - dynamiskt portryck
 CSL - *critical state line*
 e - portal
 e_c - kritiskt portal
 f_s - mantelfriktion
 F_r - normaliserad mantelfriktion
 I_B - modifierat *Soil behavoir type*-index
 I_c - *Soil behavoir type*-index
 k - konstant vid beräkning av state parameter i sand
 \bar{k} - empiriskt värde i samtliga jordarter
 K_0 - vilojordskoefficient
 K_c - korrigeringsfaktor
 m - konstant vid beräkning av state parameter i sand
 \bar{m} - empiriskt värde vid beräkning av state parameter i samtliga jordarter
 M - kritisk friktionskvot
 M_{tc} - kritisk friktionskvot från triaxialförsök
 n - spänningsexponent
 p_0 - total medelspänning
 p' eller p'_0 - effektiv medelspänning
 p_a - atmosfärstryck
 q - deviatorspänning
 q_c - spetstryck
 q_t - normaliserat spetstryck
 $\overline{Q_p}$ - spetstryck normaliserat för medelspänning
 $\overline{Q_p}$ - spetstryck normaliserat för medelspänning med hänsyn på finkornig jord
 Q_t - konparameter
 Q_{tn} - normaliserad konparameter
 $Q_{tn,cs}$ - normaliserad konparameter, med hänsyn till finkoring jord
 SBT - *Soil behavoir type*
 t - lagertjocklek
 u_0 - initialt porvattentryck
 u_2 - genererat porvattentryck
 V_v - porvolym
 V_s - fasta substansens volym
 V - totalvolym
 z - djup

Grekiska bokstäver

γ - tungnet på jorden

γ_w - tungnet på vatten

Γ - portal i *critical state* vid $p'=1$ kPa

σ_{v0} - total vertikalspänning vid initialförhållanden

σ'_{v0} - effektiv vertikalspänning vid initialförhållanden

λ - lutning på *critical state line* vid semi-logaritmisk plottning

ϕ - friktionsvinkel

ϕ'_{cv} - effektiv friktionsvinkel vid *critical state*

ϕ'_μ - sann friktionsvinkel

ψ - state parameter

Innehåll

Abstract	I
Sammanfattning	III
Förord	V
Notation	VII
Innehåll	X
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Problemdiskussion	2
1.3 Syfte	3
1.4 Avgränsningar	3
1.5 Målgrupp	3
1.6 Disposition	3
1.7 Metod	4
2 Dimensionering av gruvdammar	5
2.1 Lagar och regelverk	6
2.2 Riktlinjer	6
2.2.1 RIDAS och GruvRIDAS	6
2.2.2 Global Industry Standard on Tailings Management	6
2.3 Konstruktionsmetoder	7
2.3.1 Utåtmetoden	7
2.3.2 Inåtmetoden	7
2.3.3 Uppåtmetoden	8
2.3.4 Skillnader mellan konstruktionsmetoder	8
2.4 Brottyper	9
3 Jordmekanik	11
3.1 Kornstorlekar och blandningsgrad	11
3.2 Lagertjocklekar	12
3.3 Odränerade och dränerade förhållanden	12
3.4 Skjuvhållfasthet	12
3.5 Portal	14
3.6 Dilatans och kontraktans	14
3.7 Critical state approach	16
3.8 Densitet	18
	IX

3.9	Kapillär stighöjd	18
4	CPT-sondering	21
5	Beräkningsmodeller	25
5.1	Robertson	25
5.2	Critical State Parameter	27
5.2.1	Förenklad beräkning av state parameter	28
5.3	Jämförelse mellan metoder	29
5.4	Variabla parametrar	30
6	Klassificeringsmodeller av jordart	33
6.1	Soil Behavior Type	33
6.1.1	Densitetsbestämning	34
6.2	Soil Behavior Type-index	35
6.3	Modifierad Soil Behavior Type	36
6.4	CONRADs klassificeringssystem	37
7	Dataresultat i referensprojekt	39
7.1	CPT-sonderingar	39
7.2	Laborationsundersökning	40
7.3	Beskrivning av valda provpunkter	42
8	Resultat	43
8.1	Antagna parametrar för referensberäkning	43
8.2	Variation av tunghet	50
8.2.1	Konstant ändring av tunghet över djupet	50
8.2.2	Tunghet enligt Soil Behavior Type-index	52
8.3	Variation av grundvattenytan	61
8.4	Hänsyn till kapillär stighöjd	65
8.5	Variation av kritisk friktionskvot	66
8.5.1	Konstant ändring av kritisk friktionskvot över djupet	66
8.5.2	Variation av kritisk friktionskvot från laborationsresultat	67
8.6	Dilatans med modifierad Soil Type Behavior	75
8.7	Klassificering av jordart	75
9	Diskussion och slutsats	79
	Litteratur	83

1 Inledning

I detta kapitel presenteras bakgrunden till ämnesvalet, samt den problematik som finns. Detta mynnar ut i ett syfte för arbetet. Avsnittet behandlar även hur studien avgränsats.

1.1 Bakgrund

Vid gruvbrytning uppkommer restprodukterna anrikningssand (*eng. tailings*), gruvvatten och gråberg. Anrikningssand uppkommer när gråberget krossas för att frigöra den mineral gruvbrytningen vill åt, och är därmed ett finkornigt material. Hur stora volymer som uppkommer av respektive gruvavfall beror på vilken mineral som bryts samt om brytningen sker ovan jord, i så kallade dagbrott, eller om brytningen sker under jorden. Anrikningssanden uppkommer i samband med att mineral skiljs från gråberget (Svergies Geologiska Undersökning, 2020b).

Anrikningssanden lagras i sandmagasin med omslutande dammvallar, där sandmagasin och dammvallar tillsammans kallas för gruvdamm. Gruvdammar byggs vanligtvis upp i etapper, efter hand som mer anrikningssand behöver lagras. Ofta används ett sandmagasin under en gruvas hela livslängd. Detta betyder att sandmagasinet är i bruk medan dammvallarna förhöjs. Gruvdammar ses ofta som en kostnad för att kunna utvinna mineraler, då gruvdammen i sig inte är en tillgång. Detta leder till att så stora kostnadsbesparingar som möjligt är önskvärda vid byggnation och underhåll av gruvdammar, till skillnad från vattendammar som är själva tillgången (Roche m. fl., 2017). En vanlig konstruktionsmetod för gruvdammar är att en del av anrikningssanden fungerar som dammvall tillsammans med stödfyllning, det vill säga att anrikningssanden har en bärande funktion. I dessa fall är det av yttersta vikt att analysera hållfastheten i anrikningssanden så att dammen blir stabil (SveMin, 2010).

Gruvdammar byggs för att skydda den omkringliggande miljön från det restavfall som uppkommer vid brytning av mineraler. Dock har det förekommit många brott i gruvdammar som har resulterat i stora katastrofer, med så väl människoliv som ekonomiska och miljömässiga konsekvenser. Mellan åren 2014 och 2017 gick enligt Roche m. fl. (2017) sju gruvdammar till brott i världen i den omfattningen att de uppmärksammades internationellt. Ett dammbrott som haft en stor påverkansfaktor gällande dammsäkerhet är ett brott i Brumadinho, Brasilien 2019 där minst 259 personer dödades (Silva Rotta m. fl., 2020) och vattnet i närliggande vattendrag förorenades (Pacheco m. fl., 2022).

Hanteringen av anrikningssanden är enligt Roche m. fl. (2017) aktuell då volymerna på anrikningssanden blir allt större i och med att de ytligaste mineralerna redan blivit upptagna, vilket kräver djupare gruvor vilket i sin tur leder till större volymer anrikningssand än tidigare. Brott uppkommer vanligtvis i samband med en utlösande faktor,

(eng. *trigger*), där rådande klimatförändringar innebär att dessa kan uppkomma allt mer frekvent, vilket gör att stabiliteten i gruvdammar måste säkras.

1.2 Problemdiskussion

Analys av anrikningssand kan göras med hjälp av laborationsdata och med in-situ undersökningar, som CPT-sondering. CPT-sonderingar är smidiga att använda då analys av jorden kan göras för de spänningsförhållanden som råder i jorden och data fås för hela djupet. Dock mäter CPT-sonderingar inte direkt de egenskaper som efterfrågas vid hållfasthet- och stabilitetsberäkningar av jorden. Laborationsdata gör det möjligt att direkt mäta de efterfrågade egenskaperna, men spänningsförhållanden sätts i samband med test och motsvarar inte rådande förhållanden. Variationer av jordens sammansättning över djupet tas inte heller hänsyn till vid laborationsundersökningar. Beräkningsmodeller har därmed utvecklats för att få fram efterfrågade hållfasthetsparametrar från CPT-sonderingar. I samband med att en beräkningsmodell görs krävs dock antaganden kring jordens egenskaper.

För beräkningar av hållfastheten i anrikningssand krävs att faktorer som tid, skalningseffekter, porvattensförflyttning, spänningslokalisering och variationer tas hänsyn till, då dessa spelar stor roll för stabiliteten i gruvdammen men försummas ofta i metoder lämpade för naturligt bildade jordar. För att bestämma hållfastheten i anrikningssand används därmed ofta metoder som bygger på empiriska undersökningar. Dessa är ofta skapade i samband med data hämtad vid utredning av dammbrott, då det är svårt att göra fullskaliga tester som tar med samtliga av dessa faktorer. Ett problem med detta är att det då brott redan skett behöver göras antagande som kan bli så pass generella att beräkningsmodellerna kan se ut att fungera men vid vidare analys visa att resultatet är felaktigt. De beräkningsmodeller som används för att utvärdera CPT-resultat är därmed utformade med en viss säkerhetsfaktor där man med viss säkerhet kan säga att anrikningssanden har en viss typ av egenskaper (Jefferies och Been, 2016). Utöver dessa säkerhetsfaktorer finns enligt svenska riktlinjer ytterligare säkerhetsfaktorer som läggs på vid beräkningar av konstruktionen (SveMin, 2010). Om anrikningssanden är vattenmättad och löst packad finns det risk för att *liquefaction* uppstår, vilket betyder att jorden tappar så pass stor del av sin skjuvhållfasthet att den är försumbar. Detta fenomen uppkommer när portalet i jorden är högt och mothållande tryck är lågt (Knappett och Craig, 2012). Det första steget för att kontrollera stabiliteten i gruvdammen är enligt SveMin (2010) att undersöka om jorden är kontraktant eller dilatant, då en kontraktant jord i ett odränerat system kan ge upphov till *liquefaction*. Om det sker en volymökning i jorden vid skjuvspänning så är jorden dilatant, medan om en skjuvspänning resulterar i en volymminskning så är jorden kontraktant (Knappett och Craig, 2012).

För att undvika framtida dammbrott är det enligt Roche m. fl. (2017) viktigt att flytta fokus från ett reaktivt förhållningssätt till ett mer proaktivt förhållningssätt där säkerhet kommer före kostnadsreduktioner. Detta innebär att gå från att reagera när dammbrott har uppkommit till ett mer transparent system med ett långsiktigt fokus på säkerhet. Denna rapport ska därmed överbrygga de kunskapsluckor som uppkommit mellan praktiskt utförande och forskning gällande anrikningssandens hållfasthet.

1.3 Syfte

Rapporten syftar till att utreda hur beroende olika beräkningsmodeller är av antaganden vid analys anrikningssandens dilatans från CPT-sonderingar. Genom att göra en känslighetsanalys på ett par av de vanligaste beräkningsmodellerna för att utvärdera om anrikningssanden är kontraktant eller dilatant ska denna rapport bidra med att öka kunskapen kring vilka parametrar som påverkar modellerna i större respektive mindre grad. Genom att strukturera upp detta går det därmed att se vilken indata som bör verifieras ytterligare och vilka fördelar och nackdelar metoderna har.

1.4 Avgränsningar

Två av de metoder som är välanvända av gruvindustrin i dagsläget är Robertsons samt Plewes metoder för att bestämma anrikningssandens dilatans, avgränsning görs till dessa två metoder. Hänsyn kommer endast att tas till statistiska brottförhållanden.

1.5 Målgrupp

Denna rapport riktar sig främst till akademiker som besitter kunskap på en grundläggande nivå inom geoteknik och konstruktionsteknik. Då problematiken är stor kring hur känsliga beräkningsmodellerna är för bestämning av anrikningssandens egenskaper är förhoppningen att rapporten ska vara till nytta för gruvbranschen och främst för de som konstruerar gruvdammar.

1.6 Disposition

Rapporten är strukturerad enligt följande disposition:

Dimensionering av gruvdammar - Detta kapitel presenterar de regler, lagstiftning samt riktlinjer som styr byggnationen av gruvdammar i Sverige. Därefter presenteras de olika konstruktionsmetoder som finns för att bygga gruvdammar.

Jordmekanik - Här presenteras de geologiska och geotekniska faktorer som påverkar anrikningssandens beteende. Fokus läggs på egenskaper gällande jordens dilatans, med tillhörande teori.

CPT-sondering - I detta kapitel presenteras vilka egenskaper som mäts med CPT-sondering

Beräkningsmodeller - I detta kapitel beskrivs de beräkningsmodeller som valts för analys av dilatansen i jorden, samt hur beräkningsmodellerna relateras till varandra. Slutligen presenteras de variabler som kommer att analyseras i parameterstudien

Klassificeringsmodeller för jordart - Då klassificeringen styr de antaganden som kan göras i beräkningsmodellerna för att bestämma anrikningssandens dilatans, presenteras i detta kapitel presenteras ett par klassificeringsmetoder från CPT-sonderingar.

Dataresultat från CPT och laborationsresultat - I detta kapitel presenteras den data som använts vid analys av de undersökta beräkningsmodellerna. Data kommer från CPT-sonderingar och laborationsundersökningar på gruvdammen i Svappavaara.

Resultat - I detta kapitel presenteras först de antaganden som gjorts för att skapa referensberäkning. Därefter varieras ingående parametrar en i taget för att analysera de valda beräkningsmodellerna. Slutligen görs en jämförelse mellan klassificeringsmetoder av jorden.

Diskussion och slutsats - Här analyseras resultatet och slutsatser dras. De problem som funnits i samband med arbetet diskuteras. Slutligen presenteras förslag till vidare forskning.

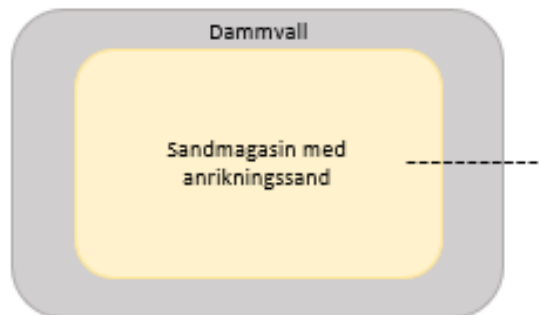
1.7 Metod

Denna rapport utförs som en parameterstudie för att undersöka hur känsliga Robertsons och Plewes är beräkningsmetoder för att uppskatta kontraktans eller dilatans i anrikningssand. Båda beräkningsmetoderna är anpassade efter utvärdering av CPT-resultat. Parameterstudien utgår ifrån en referensberäkning med antagna värden. Dessa parametrar varieras sedan efter andra rimliga värden och med laborationsdata. Variation görs med en parameter i taget för att undersöka hur denna påverkar uppskattningen av jordens dilatans. Data från LKABs gruvdamm i Svappavaara används.

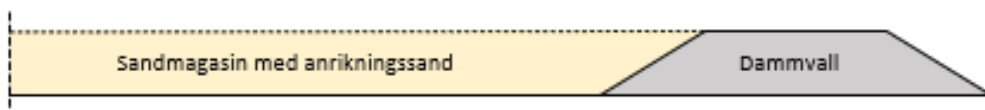
2 Dimensionering av gruvdammar

I detta kapitel presenteras de regler, lagstiftning samt riktlinjer som styr byggnationen av gruvdammar i Sverige. Därefter presenteras de olika konstruktionsmetoder som finns för att bygga gruvdammar.

Gruvdammarnas huvudsyfte är att bevara anrikningssanden i sandmagasin då denna kan ge upphov till miljöförstöring om den inte samlas upp. Gruvdammen består av ett sandmagasin med omslutande dammvallar. Anrikningssanden lagras i delen kallad sandmagasin, och dammvallarna består av sprängsten eller anrikningssandens grovandel (SveMin, 2010). Dammvallen kan även ha en tätkärna av morän (SveMin, 2013). En översiktsbild i plan presenteras i figur 2.1 och som sektion i figur 2.2. Då behovet av ett sandmagasin uppkommer successivt i och med att brytning sker brukar gruvdammen byggas upp i etapper för att hålla byggkostnaderna nere (Roche m. fl., 2017). Vilket mineral som bryts styr koncentrationen och typen av föroreningsämnen i anrikningssanden och gruvvattnet. Vid ett dammbrott är det enligt Pacheco m. fl. (2022) möjligt att grundvattnet och omkringliggande vattendrag får höga koncentrationer av föroreningsämnen under flera år efter brottet.



Figur 2.1: Visualisering av gruvdamm i plan



Figur 2.2: Visualisering av gruvdamm i sektion

2.1 Lagar och regelverk

Säkerhet inom dammsäkerhetsområdet bestäms utifrån flertalet lagar, förordningar och riktlinjer. De lagar och förordningar som finns måste dammägaren förhålla sig till, medan riktlinjerna är vedertagna i ansökningsprocesser för ny- eller tillbyggnad av gruvdammen och kräver därmed starka argument för att kringgå (Svenska Kraftnät, 2022).

Säkerheten av sandmagasinet ansvarar verksamhetsutövaren för, med tillsyn från tillsynsmyndigheten. Årligen lämnas en dammsäkerhetsrapport från verksamhetsutövaren till tillsynsmyndigheten och var tionde år görs en helhetsbedömning av dammens säkerhet (Svergies Geologiska Undersökning, 2020b).

De lagar som ligger till grund för byggnation och säkerhet för gruvdammar är främst Förordning om utvinningsavfall (2013:319), Förordning om dammsäkerhet (2014:214) samt Miljöbalken (Svenska Kraftnät, 2022). I Eurokod finns i dagsläget inga regleringar kring hur gruvdammar byggs utan innefattar endast byggnation av små dammar.

2.2 Riktlinjer

2.2.1 RIDAS och GruvRIDAS

RIDAS är riktlinjer skapade av Svensk Energi innehållande bland annat konstruktion gällande vattenkraftdammar. Dessa dokument ligger som förebild till GruvRIDAS, som är skapade av gruvindustrin då det tidigare inte funnits specifika riktlinjer för gruvdammkonstruktioners säkerhet (SveMin, u. å.). I många fall är de enda ändringarna i dokumentet terminologiska ändringar mellan branscherna, där ord som ”vattenkraftsanläggningar” har ersatts med ”sandmagasin” (SveMin, 2010). Anpassningar från RIDAS till GruvRIDAS har behövt göras kring Förordningen av utvinningsavfall samt krav gällande global standard gällande gruvdammar (SveMin, 2021).

GruvRIDAS är gruvbranschens riktlinjer för dammsäkerhet och beskriver allt från organisationens uppbyggnad till konstruktion och utformning av gruvdammen, allt för att förebygga och konsekvensbegränsa oönskade händelser (SveMin, 2021). Nya riktlinjer har kommit ut 2021, men dock är inte alla tillämpningsdokument skapade ännu, därmed används tillämpningsdokumenten för GruvRIDAS 2010 fortfarande, och dessa kommer användas i denna rapport.

2.2.2 Global Industry Standard on Tailings Management

Efter gruvdammsbrottet i Brumandinho, Brasilien, så sågs enligt Strid (2020) de internationella standarderna över för att motverka framtida dammbrott och 2020 kom därmed en internationell standard, Global Industry Standard on Tailings Management, som GruvRIDAS uppdaterats utifrån (SveMin, u. å.). Denna rapport innehåller främst instruktioner kring förvaltning av en befintlig gruvdamm, och går inte in på

tekniska detaljer gällande design och konstruktion.

2.3 Konstruktionsmetoder

Anrikningssanden kommer vanligen till sandmagasin via transport genom pipelines som en slurry bestående av anrikningssand och gruvvatten, vilket gör att sandmagasinet lagrar så väl anrikningssand som vatten. Gruvvattnet tas sedan ut ur magasinet så att det kan återanvändas till gruvbrytningen (Svergies Geologiska Undersökning, 2020a). Fylls sandmagasinet på direkt från pipelinen resulterar detta i att en segregation mellan de större och mindre kornfraktionerna sker. Sandpartiklarna hamnar då närmre pipelinens mynning än silt- och lerpartiklarna. Nya tekniska möjligheter har gjort det möjligt att öka densiteten på slurryn innan den transporteras till sandmagasinet genom att ta ut mer av gruvvattnet, vilket minskar segregationen av kornstorlekar (Been, 2016).

Gruvdammen kan konstrueras enligt tre olika metoder, inåtmetoden (*eng. upstream*), utåtmetoden (*eng. downstream*) eller uppåtmetoden (*eng. centerline*). De olika konstruktionsmetoderna presenteras i figurerna nedan, utåtmetoden i figur 2.3, inåtmetoden i figur 2.4 och uppåtmetoden i figur 2.5 med nummer som representerar ordningen som massorna läggs dit.

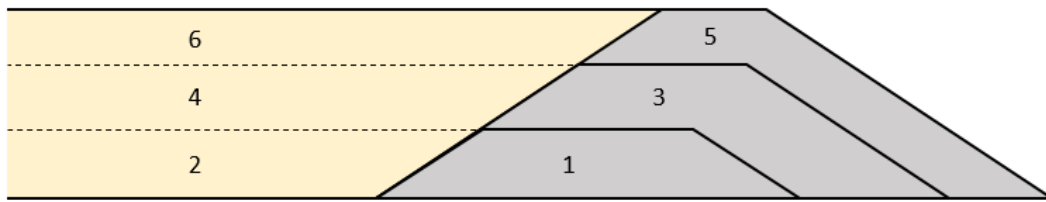
Dammkonstruktionen byggs ofta upp efter hand i och med att större volymer anrikningssand behöver lagras, och i dagsläget är den högsta gruvdammen i Sverige, Aitik, 67 meter hög med 550.000.000 m³ anrikningssand och är byggd efter både inåt- och utåtmetoden. (Global Tailings Portal, u. å.)

2.3.1 Utåtmetoden

Utåtmetoden innebär att stödfyllningen i dammvallen läggs på nedströmssidan från den befintliga dammvallen. Materialet kan då kontrolleras och packas väl vilket medför god stabilitet till dammen. Med denna konstruktionsmetod kan även en tätkärna av morän läggas in i dammvallen, vilket gör att vatten kan ligga direkt mot dammvallen. (SveMin, 2013).

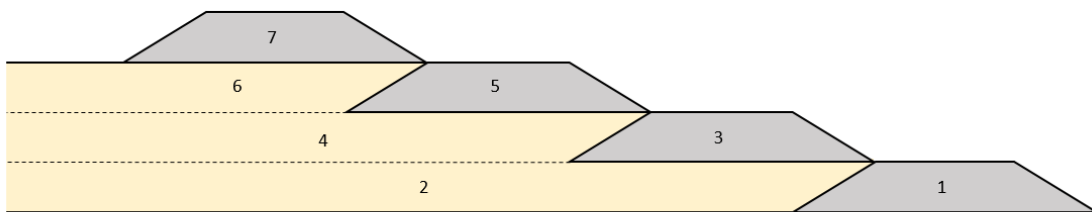
2.3.2 Inåtmetoden

Inåtmetoden innebär att stödfyllningen byggs på anrikningssanden, och att krönet därmed flyttas inåt mot sandmagasinet i och med att dammen höjs. Detta innebär att anrikningssanden blir en del av konstruktionen. Då ingen tätkärna av morän kan skapas i denna metod är det viktigt att dammen har en *beach* som sluttar ner från dammvallen så att vattnet rör sig bort från dammvallen. Det är även viktigt att dammvallen byggs på en genomsläpplig grund så att dammen är dränerad och att därmed undvika att höga portryck byggs upp. Då gruvdammen byggs enligt inåtmetoden är det därmed av yttersta vikt att analysera anrikningssandens egenskaper, där stabilitetskontroller krävs för portrycksförhållanden samt skjuvhållfasthet i jorden, för att



Figur 2.3: Visualisering av utåtmetoden. Numren representerar ordningen materialet tillförs konstruktionen

anrikningssanden ska kunna vara en del av konstruktionen (SveMin, 2010).



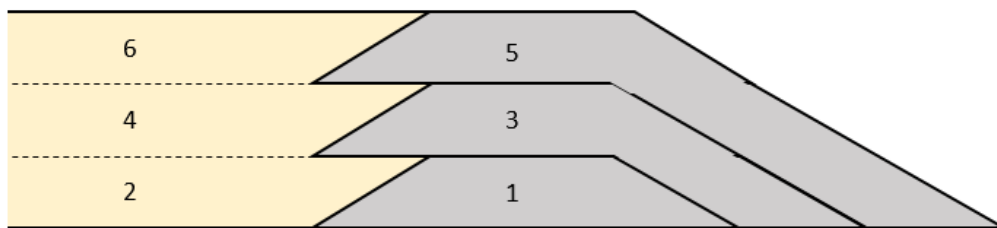
Figur 2.4: Visualisering av inåtmetoden. Numren representerar ordningen materialet tillförs konstruktionen

2.3.3 Uppåtmetoden

Uppåtmetoden innebär att vid höjning av dammen så byggs den nya dammvallen rakt på den befintliga dammvallen, och kan därmed ses som ett mellanting mellan utåtmetoden och inåtmetoden. Påbyggnaden görs både på nedströmssidan från dammen och på anrikningssanden. I denna metod är det möjligt att ha en tät kärna av morän i dammkroppen, och anrikningssandens egenskaper är inte lika kritiska som vid inåtmetoden.

2.3.4 Skillnader mellan konstruktionsmetoder

Dessa konstruktionsätt skiljer sig åt gällande mängd byggmaterial, markanspråk men även säkerhet. Gruvdammar konstrueras ofta efter inåtmetoden då denna metod är mer ekonomisk då mindre markanspråk samt material behöver tillföras påbyggnaden än i utåt- eller uppåtmetoden. Dock är inåtmetoden inte lika säker som utåtmetoden, vilket grundar sig i att egenskaperna i det tillförda materialet är valda för att matcha de eftersökta egenskaper som dammen behöver medan anrikningssanden behöver



Figur 2.5: Visualisering av uppåtmetoden. Numren representerar ordningen materialet tillförs konstruktionen

analyseras för att se vilka egenskaper den har. Detta innebär att anrikningssanden tar en del av lasten i inåt- och uppåtmetoden och därmed blir en del av konstruktionen (Roche m. fl., 2017). Gränsen mellan gruvdamm och sandmagasin är därmed diffus gällande inåt- och uppåtmetoder, och vid varje höjning av dammen blir en större del av anrikningssanden en del av den strukturella funktionen (SveMin, 2021), där inåtmetoden är mer kritisk än uppåtmetoden då anrikningssanden i inåtmetoden blir en större del av konstruktionen.

2.4 Brottyper

Anledningarna till att en gruvdamm går till brott kan vara många, och ofta är det svårt att säkerställa varför dammen har brutit. Ett rent statistiskt brott på grund av konstant last står för cirka en sjättedel av alla brott mellan 1915-2016. Vanligaste anledningen till brott är inre eller yttre erosion i dammen, vanligtvis påverkade av övertoppning, det vill säga vatten som flödar över dammen som skapar erosion (Roche m. fl., 2017). Om jorden är löst lagrad kan övertoppning leda till att anrikningssanden vid odränerade förhållanden tappar en stor del av sin hållfasthet, så kallad statisk *liquefaction* (Jefferies och Been, 2016). För att undvika dessa typer av problem förespråkar Roche m. fl. (2017) ”*best available practice and best available technology*”.

För att *liquefaction* ska kunna uppkomma krävs det enligt Robertson (2016) följande faktorer:

- Odränerade, eller nästan odränerade förhållanden
- Kontraktant jord
- Töjningsmjuknande jord
- Utlösande faktor (*eng. trigger*)

Statisk *liquefaction* uppkommer genom att hållfastheten snabbt försämras i kritiska delar av dammen på grund av en statisk utlösande faktor. Brott kan då ske snabbt

och utan förvarning med stora deformationer till följd. Den utlösande faktorn behöver inte vara stor för att ett brott ska kunna ske (Robertson, 2010b). Roche m. fl. (2017) diskuterar även att vatten i gruvdammen förvärrar konsekvenserna av brottet.

Adams (2022) diskuterar de kritiska punkter som behöver tas hänsyn till vid design av en gruvdamm, och menar att de mest kritiska punkterna är:

- Den geologiska strukturen av marken under dammen
- Glidytor
- Sprickbildning i underliggande berg
- Förekomst av lerig, kohesionslös, lätt packad jord
- Svaga lager i anrikningssanden

I denna rapport kommer fokus att vara på huvudvida jorden är kontraktant eller ej, då detta kan innebära att anrikningssanden tappar en stor del av sin hållfasthet, och det finns då risk för att gruvdammen går till brott. Denna punkt finns uttryckligen med i punktlistan enligt Robertson (2016) och indirekt i Adams (2022)s lista, då en löst packad jord innebär ett kontraktant beteende.

3 Jordmekanik

I detta kapitel presenteras de geologiska och geotekniska faktorer som påverkar anrikningssandens beteende. Fokus läggs på egenskaper gällande jordens dilatans, med tillhörande teori.

Generellt så karaktäriseras anrikningssanden enligt SveMin (2010) som ett material med:

- låg till medelhög permeabilitet;
- låg plasticitet;
- låg till medelhög skjuvhållfasthet;
- hög till medelhög kompressibilitet, och
- kantiga korn

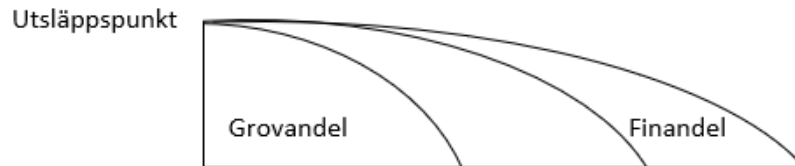
3.1 Kornstorlekar och blandningsgrad

Anrikningssand består främst av kornfraktionerna sand och silt, men även en del lerfraktioner. Trots kornfraktionen ler så består vanligtvis inte anrikningssanden av lermeneral (Been, 2016). En friktionsjord definieras enligt Svenska Geotekniska Föreningen (2021) som ”jord vars skjuvhållfasthet till övervägande del beror av friktion mellan kornen” medan en kohesionsjord definieras som en ”jord vars skjuvhållfasthet, förutom av friktion, också beror av kohesion”. Anrikningssanden har alltså inte samma kohesionsegenskaper som en kohesionsjord vid kornfraktionen ler, utan beteendet är mer likt en friktionsjord där friktionen är proportionell mot normalkraften. Friktionsvinkeln beror på vilket material jorden består av och beskriver när jorden börjar röra på sig och därmed gå till brott (Larsson, 1989). På grund av kostnadsbesparingar har det därmed historiskt varit lockande att använda empiriska metoder baserade på tidigare brott på sand eller lera för att analysera risken för *liquefaction* i anrikningssand, vilket ger stora osäkerheter. Detta har i sin tur lett till att flertalet gruvdammar har gått till brott (Been, 2016). De beräkningsmodeller för att utvärdera CPT-resultat som analyseras i denna rapport är delvis framtagna med hjälp av empiriska samband.

I europastandarder definieras lerfraktion som mindre än 0,002 mm, siltfraktion som mellan 0,002 mm och 0,063 mm, och sandfraktion som mellan 0,063 mm och 2 mm (Svenska Geotekniska Föreningen, 2021). Dock används mycket litteratur från Kanada, Australien och USA i denna rapport som definierar finkornigt material som allt mindre än 0,075 mm (Russell m. fl., 2022) (Robertson, 2016).

3.2 Lagertjocklekar

CPT-sondering används bland annat för att undersöka jordens sammansättning och dess lagerföljder, för att slutligen kunna urskilja de kritiska lagren i jorden (Larsson, 2015). Lagertjocklekarna där samma typ av kornfraktion finns i sandmagasinet beror på att anrikningssanden i de flesta fall deponeras i suspenderad form till magasinet, det vill säga uppblandad med gruvvattnet. Detta medför att de största kornfraktionerna lägger sig nära utsläppspunkten, kallade anrikningssandens grovandel, medan de mindre kornfraktionerna tar sig vidare med vattnet och lägger sig längre från utsläppspunkten, kallade finandel, vilket presenteras i figur 3.1. Utsläppspunkten behöver inte vara på samma ställe under gruvdammens livslängd. Skiktningen i lagerstrukturen i anrikningssanden beror, i svenska förhållanden, även på att anrikningssanden ofta fryser på vintern. Lagertjocklekarna kan variera från decimetertjocka skikt till metertjocka (SveMin, 2010).



Figur 3.1: Principskiss över lager i förhållande till utsläppspunkten

3.3 Odränerade och dränerade förhållanden

Då kornfraktionerna i anrikningssanden varierar mellan ler-, silt och sandfraktioner beskriver Been (2016) att jorden till viss del beter sig som en ren kohesionsjord, och till viss del som en ren friktionsjord. Variationen i kornstorlekarna gör enligt Russell m. fl. (2022) att det till viss del råder dränerade förhållanden och till viss del odränerade förhållanden i sandmagasinet.

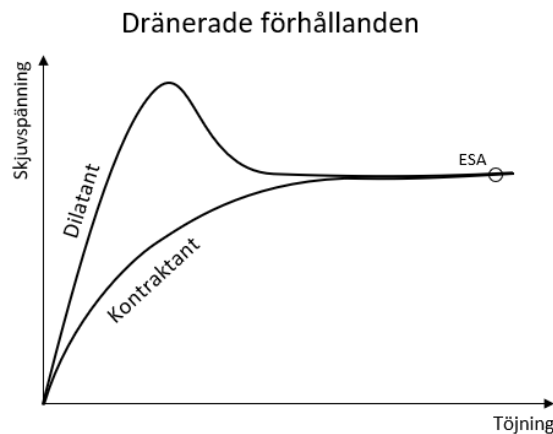
Dränerade förhållanden innebär att vatten kan lämna porerna vilket innebär att portrycket inte förändras vid belastning, istället förändras volymen. I odränerade tillstånd kan vattnet inte lämna porerna vid ökad belastning, vilket innebär att portrycket kan förändras men att volymen förblir oförändrad. Alla system kan ses som dränerade i långa tidsaspekter, medan samma system under kort belastning kan ses som odränerade (Knappett och Craig, 2012).

3.4 Skjuvhållfasthet

I dränerade system så uppnås för kontraktanta och dilatanta jordar samma porvolym och samma skjuvspänning innan jorden går till brott, se figur 3.2. För dilatanta jordar

i dränerade förhållanden, kan en högre skjuvspänning tas vid lägre töjning. Detta brukar dock bortses från vid beräkningar då det inte ses som ”på säkra sidan” att tillämpa denna extra skjuvhållfasthet. (Knappett och Craig, 2012)

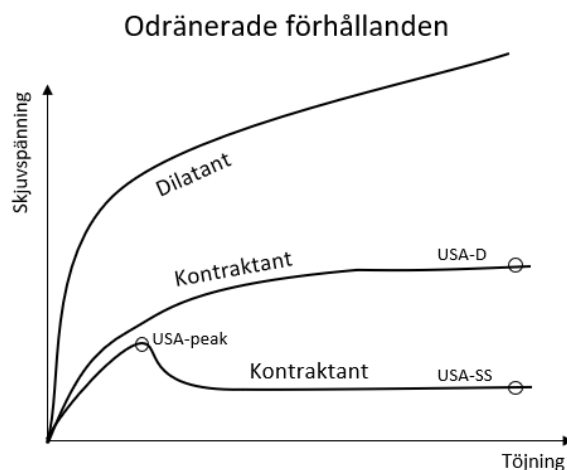
I odränerade system ökar den skjuvspänning som jorden kan ta kontinuerligt på grund av undertryck i porerna vid fast lagrade, med andra ord dilatanta, jordar, se figur 3.3. Även i löst lagrade, kontraktanta, jordar ökar skjuvspänningen kontinuerligt till en slutnivå där jorden går till brott. Dock kan det vid löst lagrade jordar uppstå ett sprött brott, så kallad *liquefaction*, för kontraktanta jordar. Brottypen *liquefaction* innebär att jorden beter sig som en vätska, det vill säga att den tappar i princip all sin hållfasthet. *Liquefaction* delas upp i statisk *liquefaction* och cyklisk *liquefaction* beroende på om fenomenet uppkommer vid statisk belastning eller en dynamisk belastning i ett cykliskt mönster. Då det finns risk för detta fenomen är ett första steg i beräkningsmetoder för anrikningssandens hållfasthet att kategorisera jorden utifrån om den är kontraktant eller dilatant, då odränerade förhållanden kan uppkomma i sandmagasinet (Knappett och Craig, 2012).



Figur 3.2: Förhållande mellan skjuvspänning och töjning för jord i dränerade förhållanden. I detta förhållande behövs endast en ESA *Effective Stress Analysis* göras

Den odränerade skjuvhållfastheten är lägre för löst lagrade jordar än den dränerade skjuvhållfastheten. Den odränerade skjuvhållfastheten för kontraktanta jordar är därmed påverkad av porvattenövertryck, där tillkommen last gör att vattnet vill lämna porerna men på grund av de odränerade förhållanden istället bygger upp ett övertryck i porerna. Vanligtvis uttrycks den odränerade skjuvhållfastheten som en funktion av effektivspänningen innan skjuvning. (Knappett och Craig, 2012)

I de fall som jorden är dilatant behöver endast en *Effective stress analysis*, ESA, göras för att kontrollera dränerade statiska lastförhållanden. Om jorden är kontraktant behövs både en ESA, och en USA, *Undrained Strength Analysis* göras. USA analysen delas in i USA-D gällande den odränerade skjuvhållfastheten för sega brott ($D = ductile$), och en USA-SS för residualhållfastheten vid odränerade förhållande ($SS = steady state$), se figur 3.2 och 3.3. De olika analyserna styr vilka säkerhetsfaktorer som kan användas (SveMin, 2010) (SveMin, 2013).



Figur 3.3: Förhållande mellan skjuvspänning och töjning för jord i odränerade förhållanden. I detta förhållande behöver även en *Undrained Strength Analysis* göras

3.5 Portal

I samband med att anrikningssanden utsätts för skjuvning kommer porvolymen att förändras. Portalet är därmed en viktig parameter vid analys kring jordens dilatans (Jefferies och Been, 2016).

Portalet, e , definieras som porvolymen i förhållande till volymen av fast material enligt

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{3.1}$$

där V_v är porvolymen och V_s är volymen av det fasta materialet. Porositeten i materialet kan även beskriva portalet, då $V = V_v + V_s$, enligt

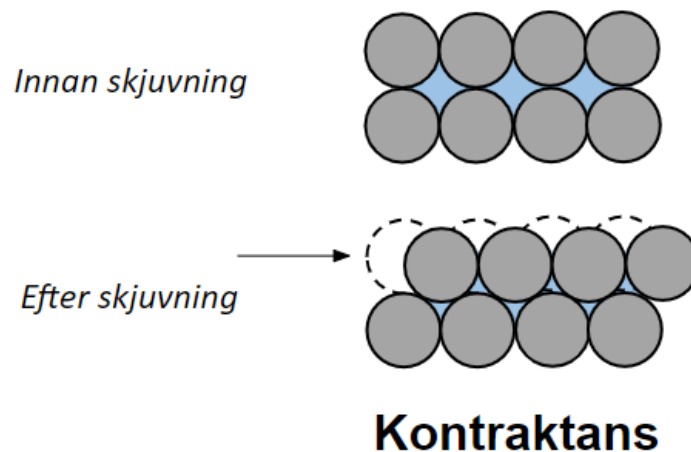
$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1 + e} \tag{3.2}$$

där V_v är porvolymen och V är den totala volymen (Knappett och Craig, 2012).

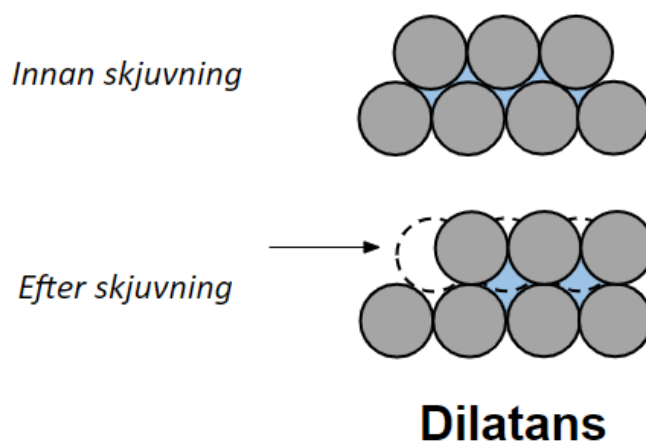
3.6 Dilatans och kontraktans

Om det vid skjuvning sker en volymökning i jorden så är jorden dilatant, medan om skjuvningen resulterar i en volymminskning så är jorden kontraktant. Kontraktans beskrivs i figur 3.4 och dilatans i figur 3.5.

Dilatation är det mått som definierar huruvida jorden är dilatant eller kontraktant, och dilatationsgraden kan beskrivas som förändringen mellan volymökning och densi-



Figur 3.4: Visualisering av kontraktans



Figur 3.5: Visualisering av dilatans

teten (Knappett och Craig, 2012). Jefferies och Been (2016) definierar dilatation som antingen absolut eller relativ enligt:

- Absolut dilatation: Volymförändring i förhållande till initialförhållanden.
- Relativ dilatation: Volymförändring i förhållande till förändring i skjuvspänning.

Den absoluta definitionen av dilatation är därmed integralen av den relativa definitionen.

Dilatationen kan beskrivas som en vinkel som beskriver den medelvinkel kornet rör sig i vid skjuvspänning i förhållande till massan som helhet. Utöver friktionen som tas hänsyn till via friktionsvinkeln uppkommer därmed ytterligare friktion i och med att sandkornen rör sig upp och ner i förhållande till varandra (Knappett och Craig, 2012).

Genom att variera friktionsvinkeln utifrån jordens dilatation är det möjligt att få ingenjörsmässiga uppfattningar kring jordens beteende (Larsson, 1989). SveMin (2010) ger friktionsvinklar på mellan 33°-37° för finandel av anrikningssand som restprodukt från koppar vid dränerad skjuvhållfasthet, medan vid odränerad skjuvhållfasthet kan värden mellan 14°-24° användas. Detta beror på dilatationen där portrycket ökar vid skjuvning under odränerade förhållanden. Detta är dock enligt Jefferies och Been (2016) inte helt representativt för hur dilatansen fungerar.

Begreppen kontraktans och dilatans hänger ihop med huruvida jorden är löst eller hårt lagrad. Ursprunget till detta är observationen att jorden slutligen når *critical state* vid höga spänningar, vilket mycket av internationell analys av jord och anrikningssand bygger på. *Critical state* är unikt för den aktuella jordsammansättningen och baseras helt på jordens egenskaper vid spänning, utan att bero på de faktiska förhållandena. Vid analys enligt *critical state* hittas ett samband mellan effektiv normalspänning, skjuvspänning och portal. Utifrån *critical state* kan *state parameter* ψ definieras då som

$$\psi = e - e_c \quad (3.3)$$

där e är det nuvarande portalet i jorden, och e_c är portalet vid *critical state* för samma medelspänning. Om jorden är löst lagrad, det vill säga att $e > e_c$ kommer jorden att bete sig kontraktant i samband med belastning, medan om jorden är fast lagrad, $e < e_c$ kommer jorden bete sig dilatant. Om jorden inte är i *critical state* kommer jorden att ändra volym till den når detta stadiet, det vill säga att e_c beskriver ett idealtillstånd för jorden. Ju större skillnad det är mellan e och e_c desto snabbare kommer volymförändringen att ske (Jefferies och Been, 2016).

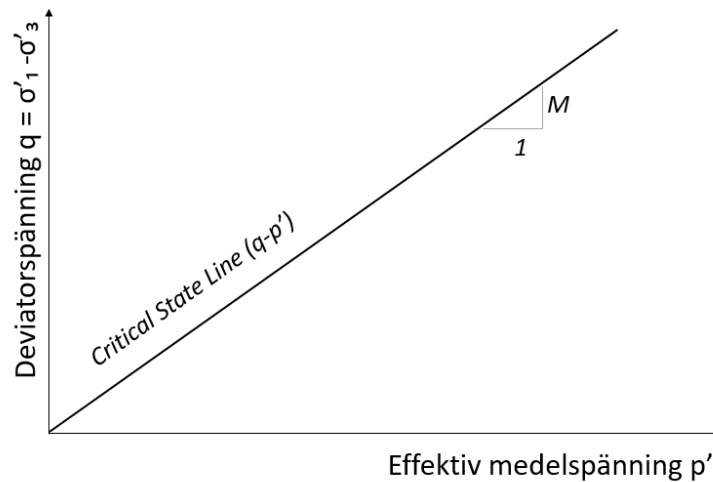
Robertson (2016) förespråkar att jorden kategoriseras efter om jorden kontrakterar vid stora töjningar, eller om jorden dilaterar.

3.7 Critical state approach

Critical state approach är ett ramverk för att beskriva jordens hållfasthet och gränsen mellan dilatant och kontraktant beteende. Ramverket utgår ifrån att jorden vid belastning slutligen når samma portal, och en slutlig friktionsvinkel. Den slutliga effektiva friktionsvinkeln som jorden når vid kritisk lagring kallas ϕ'_{cv} , och skiljer sig mot den sanna friktionsvinkeln ϕ'_μ där den sanna friktionsvinkeln även inkluderar arbetet som krävs för att förflytta partiklarna (Knappett och Craig, 2012). Att använda en slutlig friktionsvinkel vid kritisk lagring vid analys av jorden skiljer sig från teori använd i Sverige där friktionsvinkeln för jorden brukar användas i aktuellt tillstånd (Larsson, 2015), där den aktuella friktionsvinkeln är den som CONRAD presenterar vid analys.

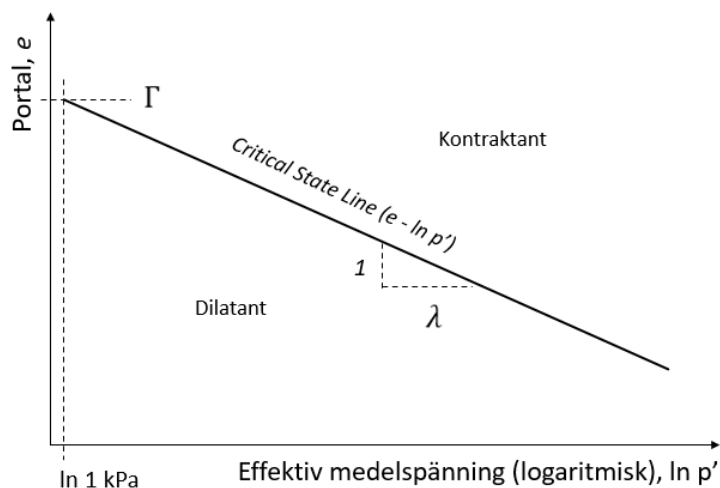
Critical state line, CSL, kan beskrivas som en rät linje mellan deviatorspänningen, q , och den effektiva medelspänningen, p' , för att beskriva hållfastheten i en jord. Detta presenteras i figur 3.6 där M är kritisk friktionskvot, och kan fås från triaxialförsök då kallad M_{tc} . Detta värde är för anrikningssand vanligtvis mellan 1,3 och 1,6 (Jefferies

och Been, 2016), vilket motsvarar ϕ_{cv} på $32,3^\circ$ till $39,2^\circ$.



Figur 3.6: Positionering av *critical state line* vid beskrivning av hållfasthet i jord

CSL-kurvan kan approximeras som en semi-logaritmisk anpassning mellan portal, e och effektiv medelspänning p' , presenterad i figur 3.7 med hjälp av parametrarna Γ och λ . λ är lutningen på *critical state line* när kurvan plottas på detta vis, med typiska värden mellan 0,04 och 0,25 beroende på kornfraktion. Γ är det portal jorden har i *critical state* vid $p' = 1$ kPa. Typiska värden på Γ är mellan 0,9 och 1,4. Både Γ och λ kan fås för jorden genom dränerade och odränerade triaxialförsök (Jefferies och Been, 2016). CSL-kurvan visar vid denna semilogaritmiska approximering det stadie där jorden deformeras med konstant spänning och konstant portal, vilket definierar *critical state*. Om jordens aktuella portal är över CSL innebär detta att jorden är löst lagrad och kontraktant, medan ett värde under CSL innebär att jorden är fast lagrad och dilatant. I *critical state* är därmed både dilatation och förändring i dilatation noll. I laborationsförsök kan *critical state* dock vara svårt att fastställa då jorden kan se ut att ha nått *critical state* för en period men ändrar sedan deformationsmönster igen. För att bestämma CSL används ofta laborationsresultat på jorden från dränerade förhållanden även om jorden in-situ ofta är odränerad. Detta beror på att liknande resultat av CSL erhålls och mindre kraft behöver tillföras från utrustningen för att uppnå samma medelspänning i jorden och därmed uppstår inte krossning av materialet som ändrar jordens egenskaper. Små variationer i jordegenskaper så som kornform, mineraler och kornfördelning har stor påverkan på CSL-kurvan för jorden (Jefferies och Been, 2016).



Figur 3.7: Positionering av *critical state line* vid beskrivning av gräns mellan kontraktant och dilatant jord

3.8 Densitet

De undersökta beräkningsmodellerna för att utvärdera anrikningssandens dilatans ifrån CPT-sonderingar har densitet som ingångsparameter för att beräkna dilatansen i jorden, då total- och effektiv vertikalspänning krävs i dessa beräkningar. Densiteten beror på om vattenmättade förhållanden råder, då vattnet ger upphov till en lyftkraft, eller om naturligt vatteninnehåll råder i jorden. För att få rimliga värden på densiteten är det därmed av vikt att undersöka på vilket djup grundvattenytan befinner sig. Densiteten styrs även av packningsgraden i jorden.

En uppskattning av densiteten kan göras utifrån klassificering av jorden. Larsson (2008) presenterar typiska värden på tunghet beroende på jordart för vattenmättad och naturfuktig jord. Sand ges en vattenmättad tunghet på 20 kN/m^3 , silt på 19 kN/m^3 , och lera på 17 kN/m^3 . De naturfuktiga värdena är 18 kN/m^3 , 17 kN/m^3 och 17 kN/m^3 för respektive jordart.

Laborationsundersökningar är en möjlighet för att uppskatta jordens densitet. Detta ger dock inte exakta resultat då spänningsförhållanden störs i samband med laborationsundersökningar och därmed packningsgraden. Robertson och Cabal (2010a) har därmed utvecklat en metod för att bestämma densiteten på jorden med hjälp av CPT-sonderingar. Detta presenteras i kapitel Klassificeringsmodeller av jordart då detta bygger på Robertson (2009)s modeller för jordklassificering.

3.9 Kapillär stighöjd

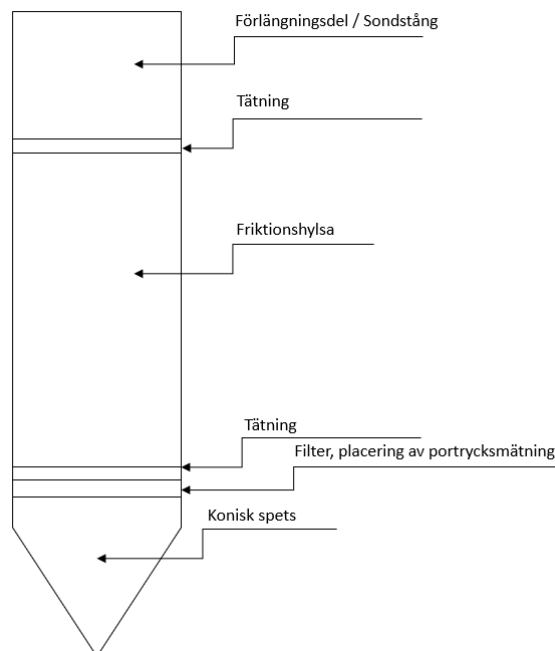
Vattennivån stiger ovanför grundvattenytan i de fall kornstorleken är liten i jorden, vilket gör jorden vattenmättad även där. Detta beror i sin tur på kornstorleken i jorden och lagringstätheten. Vid beräkning av vertikal effektivspänning kan den kapillära stighöjden bidra till att porvattentrycket, u_0 , är negativt ovan grundvattenytan. Ty-

piska värden för den kapillära stighöjden är i löst lagrad lera över 8 m, och i fast lagrad lera över 10 m. För sand varierar kapillärstigningen mellan 0,1 - 0,5 m, och för silt mellan 1,5 - 10 m, beroende på hur fast lagrad jorden är. En fast lagrad silt ger upphov till mer kapillärstigning än en löst lagrad silt (Larsson, 2008).

4 CPT-sondering

I detta kapitel presenteras vilka egenskaper som mäts med CPT-sondering

CPT-sondering används för att kunna bestämma jordlagerföljd och kunna bedöma jordens geotekniska egenskaper i naturliga förhållanden. Metoden lämpar sig bra för analys av både fast och löst lagrade jordar upp till grusfraktionen. Mätningar görs med en cylindrisk sond med konisk spets som drivs ner i jorden med en konstant hastighet. Moderna sonder kallas CPTu, och gör mätningar av spetstrycket, mantelfriktionen och genererat porvattentryck. Spetstrycket, q_c , är neddrivningsmotståndet mot sondspetsen. Mantelfriktionen, f_s , är friktionen på sondens cylindriska yta ovan spetsen. Porvattentrycket benämns u_2 och mäts vid filtret över konspetsen. I figur 4.1 visas den geometriska utformningen av CPTu-sonden. Genom att undersöka hur spetstryck, mantelfriktion och porvattentryck förhåller sig till varandra kan klassificering av jordlagren göras. Ett högt spetstryck tyder vanligtvis på ett grovt material eller en hög packningsgrad. Ju finkornigare materialet är desto högre genererat portryck mäts av. Därmed bör till exempel ett högt spetstryck tillsammans med ett högt porvattentryck läsas som en fast lagrad lera. Mätningarna görs kontinuerligt längs djupet, men då mätningen av spetstryck, mantelfriktion och porvattentryck görs på olika ställen i sonden, se figur 4.1, korrigerar sonden dessa mätningar så att de representerar samma djup (Larsson, 2015).



Figur 4.1: Geometrisk utformning av CPTu-sond

Spetstrycket, q_c , påverkas av obalanserat vattentryck, som kan vara en väsentlig felkälla. Därmed används vid analys av CPTu-sonderingar ett korrigerat spetstryck som tar

hänsyn till detta (Larsson, 2015). Det korrigerade spetstrycket, q_t kan enligt ConeTec Investigations Ltd. (2019) beräknas som

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (4.1)$$

där q_c är det uppmätta spetstrycket, u_2 är det uppmätta portrycket, och a är netto-reaktvoten på CPT-sonden.

För att klassificera jorden används ofta både laborations- och fältundersökningar för att klassificeringen ska bli så korrekt som möjligt (Svenska Geotekniska Föreningen, 2021). Detta innebär i praktiken att jorden delas in efter karaktäristiska egenskaper så som kornstorlek och plasticitet. Denna rapport kommer att fokusera på data från CPT-sonderingar, då CPT-sondering är ett populärt verktyg för att undersöka jordens egenskaper in-situ.

Spetstryck, mantelfriktion och porvattentryck som fås ur CPTu-sonderingarna är i sig inte de egenskaper som analyseras utan omräkningar behöver göras för att kunna utföra en analys. Att endast använda sig av CPTu-sonderingar är enligt Robertson (2010b) endast lämpligt vid lågriskprojekt, medan medel- och högriskprojekt bör ha både fält- och laborationsundersökningar för att klassificera materialet. Vilken risktyp ett projekt har beror på vilka konsekvenser som uppkommer vid eventuellt brott samt hur stor sannolikhet det är att ett brott uppkommer, vilket analyseras utifrån de problem som kan uppkomma (Robertson och Cabal, 2010b). Styrkorna i CPT-sondering som metod för analys av jord in-situ ligger i att metoden är snabb, upprepningsbar och billig, medan den samtidigt ger kontinuerlig data över hela djupet med stark teoretisk bakgrund (Robertson, 2016).

Det tillfälliga portryck som uppkommer i och med neddrivningen av sonden kan användas i ett dissipationstest för att bestämma nivån på grundvattenytan. I en sand förändras ofta portrycket momentant till ett jämviktsläge. I lera ökar portrycket på grund av neddrivningen som efter lång tid går tillbaka till jämviktsläge. För dilatanta jordar sjunker portrycket på grund av neddrivning av sonden, men återgår sedan till sitt jämviktsläge. Jämviktsläget används sedan för att få fram grundvattenytan. Dock krävs för finkorniga jordar ofta beräkningar av jämviktsläget, då det tar lång tid för portrycket att återställas till sitt normalläge (ConeTec Investigations Ltd., 2019).

Programmet CONRAD brukar användas för att utvärdera sonderingsdatan från CPT i Sverige, genom så väl klassificering av kornfraktionsfördelning, skrymdensitet, odränerad skjuvhållfasthet, lagringstäthet och elasticitetsmodul. Programmet är utformat efter svenska förhållanden som råder naturligt, och är därmed inte anpassat efter krossat material så som anrikningssand. Detta medför att de analyserade parametrarna behöver användas med stor försiktighet (SveMin, 2010). Även andra teorier och matematiska modeller för att analysera egenskaperna i jord baseras ofta på naturligt förekommande jord och därmed förenklar jorden till antingen sand med mindre än 35 % finjordshalt och därmed anta vara helt dränerad eller som lera med mer än 80 % finjordshalt och därmed antas vara helt odränerad vilket gör CPT-resultaten svåranalyserade även enligt andra modeller, då anrikningssanden ofta har ett finkornig kornfraktion på mellan 35 och 80 % (Russell m. fl., 2022).

Ett problem med fältundersökningar i Sverige är att tjäle kan förekomma i anrikningssanden. Då behöver temperaturmätningar göras för att försäkra sig om det är permafrost. Lager med permafrost behöver då undersökas vidare gällande genomströmning och portryck, som spelar stor roll för dammens stabilitet. De lagren som fryst gör att CPT-sonderingen inte kan fortsätta utan behöver avbrytas för att med annan geoteknisk utrustning penetrera islagren (SveMin, 2010).

Robertson (2016) menar att det är möjligt att klassificera jorden utifrån endast två stycken mätvärden, spetstrycket, q_c , och mantelfriktionen, f_s i de fall som jorden är ung och ocementerad. I leror bör även det genererade porvattentrycket, u_2 , finnas med för en noggrannare klassificering av jordens egenskaper. För att få med mikrostrukturer i jorden bör även skjuvvåg, V_s , finnas med vid bedömning. Då anrikningssanden ur ett geologiskt perspektiv alltid ses som ny behöver inte hänsyn till mikrostrukturer i materialet tas.

5 Beräkningsmodeller

I detta kapitel beskrivs de beräkningsmodeller som valts för analys av dilatansen i jorden, samt hur beräkningsmodellerna relateras till varandra. Slutligen presenteras de variabler som kommer att analyseras i parameterstudien

Det är viktigt att undersöka huruvida jorden beter sig kontraktant eller dilatant då en kontraktant jord i odränerade förhållanden kan *liquefaction* uppstå, det vill säga förlora så mycket hållfasthet att jorden beter sig som en vätska. Shuttle och Cuning (2007) kom fram till att vid högriskprojekt bör CPT-resultat kombineras med laborationsresultat i numeriska modeller för att analysera jordens risk för *liquefaction*. Lunne m. fl. (1997) har bidragit till forskningen genom att analysera kvickleror i Norge. Idriss och Boulanger (2007) har föreslagit mer konservativa beräkningsmodeller än de presenterade nedan för att bestämma potentialen för *liquefaction* i jord. Olson och Stark (2002) definierade *liquefied shear strenght* baserat på empiriska fall utan korrektion för jordtyp.

I denna rapport kommer Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) metoder användas då dessa är enkla att följa och anpassade att även gälla anrikningssand och är därmed väl använda i gruvdammsbranschen. Modellerna bygger delvis på empiriska samband, och har då bland annat anrikningssand med vid framtagning av samband.

5.1 Robertson

Robertson (2010b) beskriver dilatans utifrån ett modifierat uttryck från odränerad hållfasthet i lera. Modellen är skapad utifrån data från 36 stycken historiska fall. Dock är endast sex stycken av fallen gjorda med modern CPT-sondering, det vill säga, elektrisk CPTu som även mäter mantelfriktion och porvattentryck. Då vissa av mätningarna är gjorda med äldre SBT-sondering så kategoriserar Robertson (2010b) datan där CPTu-sonderingarna väger tyngst vid skapandet av modellen, med stöd från främst CPT-sonderingar.

Robertson (2010b) normaliserar spetstrycket och mantelfriktionen från CPT-sonderingar utifrån de vertikalspänningar som finns i jorden. Normaliseringen gör det korrigerade spetstrycket q_t till Q_t enligt

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (5.1)$$

där q_t är normaliserat spetstryck från CPT, σ_{v0} är total vertikalspänning innan CPT, och σ'_{v0} är effektiv vertikalspänning innan CPT.

Normaliseringen av mantelfriktionen görs från f_s till F_s enligt

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (5.2)$$

där f_s är den uppmätta mantelfriktionen.

Med hjälp av SBT-index (soil behaviour type-index), I_c , kan sedan en normaliserad konparameter, Q_{tn} beräknas. Beräkning av I_c görs enligt

$$I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (5.3)$$

och beräkning av den normaliserade konparametern görs enligt

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (5.4)$$

där n är en koefficient som är beroende av vilken typ av kornfraktion som finns i den analyserade jorden, där värden kring 0,5 representerar ett lager som består av ren sand och 1,0 ett lager med lerfraktioner. Därmed används I_c som variabel för beräkning av n , tillsammans med den effektiva vertikalspänningen enligt

$$n = 0.381 \cdot I_c + 0.05 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15 \quad (5.5)$$

där $n \leq 1.0$

Genom att normalisera exponenten n med den effektiva vertikalspänningen tas enligt Robertson (2010b) hänsyn till rätt in-situ förhållanden och ingen extra hänsyn behöver tas för *liquification* i analysen.

För att ha hänsyn till att jorden blir styvare och mer hållfast med tiden, genom att jorden blir överkonsoliderad och cementerar sätter Robertson (2010b) ut hur jorden varierar gällande Q_t och F_r så att dessa egenskaper finns representerade. Anrikningssand ses som en väldigt nyligen skapad jord där inga geologiska processer kunnat verka på jorden (Robertson, 2016), och bör därmed inte vara överkonsoliderad eller cementerad.

Q_{tn} är främst anpassad efter ren sand, så för att kunna använda faktorn för siltig sand, som anrikningssand kan vara, krävs en korrektionsfaktor K_c ,

$$K_c = 5.581I_c^3 - 0.0403I_c^4 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c \quad (5.6)$$

för $I_c \leq 1.64$,

$$K_c = 1.0 \quad (5.7)$$

för $I_c > 1.64$ för att på så vis få en beskrivning av konsistensen i siltig sand. Slutligen kan Robertsons (2010b) parameter $Q_{tn,cs}$ beräknas som

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (5.8)$$

för att beskriva om jorden är kontraktant eller dilatant. Via empiriska undersökningar av 36 stycken jordar har Robertson (2010b) kommit fram till att $50 < Q_{tn,cs} < 70$ för de flesta jordar representerar gränsen mellan en kontraktant och en dilatant jord. Detta värdet ger enligt Robertson (2010a) ett liknande resultat gällande jordens dilatans som Jefferies och Been (2016) *critical state parameter*. Robertson (2010b) rekommenderar därmed att $Q_{tn,cs} > 70$ bör användas för att med säkerhet säga att jorden är dilatant och inte mjukningstövande i odränerade förhållanden. Robertson (2010b) menar att inga historiska fall av brott har inträffat där $Q_{tn,cs} > 70$ där en statisk utlösare har funnits, medan en cyklisk utlösare så som jordbävningar kan göra att jorden blir mjukningstövande i samband med omlagring. En ännu konservativare metod kan därmed vara nödvändig där portrycket kan öka och portalet kan förändras vid omlagring.

5.2 Critical State Parameter

Jefferies och Been (2016) beskriver dilatans utifrån *critical state parameter* ψ . Den baseras på skillnaden mellan portalet i jorden, e , och det kritiska portalet, e_c vid samma medelspänning i jorden enligt

$$\psi = e - e_c \quad (5.9)$$

State parameter enligt detta förhållande presenterades för första gången av Jefferies och Been (1985) och sedan dess har *critical state line-approach* utvecklats och blivit en standard vid tal om dilatans i jordar.

Förenkling görs av Jefferies och Been (2016) kring isotropa materialförhållanden, trots att anisotropa förhållanden alltid råder i jord när en större massa undersöks. De diskuterar att detta endast är en detalj som inte påverkar modellen så mycket att modellen inte kan anses stämma. Antagande kring små töjningar görs också i Jefferies och Beens (2016) modell vilket inte stämmer överens med verkligheten, då töjningar i jord kan uppgå till 50 %.

Jefferies och Been (2016) använder sig av laborationsvärden för att få fram *critical state line*, CSL, som definierar om jorden är kontraktant eller dilatant. Deras metod kan förenklas genom att använda en approximativ parameter på λ enligt Plewes m. fl. (1992) metod där inga laborationsvärden är nödvändiga för att få fram *state parameter*.

5.2.1 Förenklad beräkning av state parameter

För att bestämma *state parameter* ψ kan undersökningsmetod av Plewes m. fl. (1992) användas. Förhållandet mellan *state parameter* ψ och data från CPT utvecklades för sand och kan beskrivas som

$$Q_p = k \cdot \exp(-m \cdot \psi) = \frac{q_t - p_0}{p'_0} \quad (5.10)$$

där q_t är normaliserat spetstryck från CPT, p_0 är total medelspänning, p'_0 är effektiv medelspänning, och m och k är konstanter beroende på sammansättningen i sanden.

Då anrikningssanden till stor del består av silt eller siltig sand behöver förhållandet anpassas till \overline{Q}_p enligt

$$\overline{Q}_p = \overline{k} \cdot \exp(-\overline{m} \cdot \psi) \quad (5.11)$$

där \overline{k} och \overline{m} fås utifrån en linjär anpassning av empiriska värden av sand och lera enligt

$$\frac{\overline{k}}{M} = 3 + \frac{0,85}{\lambda} \quad (5.12)$$

$$\overline{m} = 11,9 - 13,3 \cdot \lambda \quad (5.13)$$

där kritisk friktionskvot, M , kan fås från triaxialtester (Jefferies och Been, 2016). Denna kan enligt Plewes m. fl. (1992) sättas till 1,2 för de flesta jordar där friktionsvinkeln $\theta = 30^\circ$, men är enligt Jefferies och Been (2016) ofta mellan 1,3 - 1,6 för anrikningssand. λ är en CSL-parameter och beror på kornstorlek och kornstorleksfördelningen i jorden. Plewes m. fl. (1992) har skapat en modell som inte kräver några resultat ifrån laboration och fann att λ , för samtliga kornstorlekar, kan beskrivas enligt approximationen

$$\lambda = \frac{F}{10} \quad (5.14)$$

där F beräknas på samma sätt som i Robertson (2010b) enligt ekvation (5.2). λ -värdet brukar variera mellan 0,10-0,25 för engraderad sandig silt och silt medan månggraderad sandig silt har typiska värden mellan 0,04-0,07. För att få mer exakta värden på λ bör laborationsundersökningar göras (Jefferies och Been, 2016).

Anpassningen av Q_p till \overline{Q}_p på grund av anrikningssandens stora andel silt kan även göras enligt förhållandet

$$\overline{Q}_p = Q_p(1 - B_q) \quad (5.15)$$

B_q är dynamiskt porttryckskvot definierat enligt

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - p_0} \quad (5.16)$$

där p_0 är den totala medelspänningen, och enligt Jefferies och Been (2016) kan denna approximeras som

$$p_0 = p'_0 + 9,81 \cdot (z_{medel,lager} - z_{GVY}) \quad (5.17)$$

med hjälp av den effektiva medelspänningen p'_0 som är

$$p'_0 = \frac{\sigma'_{v0} \cdot (1 + 2K_0)}{3} \quad (5.18)$$

State parameter ψ kan med hjälp av ekvationerna (5.11) och (5.15) fås som

$$\psi = \frac{\ln\left(\frac{B_q}{k}\right)}{m} \quad (5.19)$$

Punkter som har $\psi > -0,05$ bör enligt Jefferies och Been (2016) räknas som kontraktanta punkter. Enligt *critical state line*-teori bör $\psi > 0$ innebära kontraktanta punkter, men via empiriska undersökningar har Jefferies och Been (2016) kommit fram till att detta värde är något högt.

5.3 Jämförelse mellan metoder

Båda beräkningsmetoderna ger enhetslösa utdata, men med olika skalor. För att kunna jämföra dessa har Robertson (2010a) föreslagit ett förhållande mellan *state parameter* ψ och $Q_{tn,cs}$ som

$$\psi = 0,56 - 0,33 \cdot \log Q_{tn,cs} \quad (5.20)$$

Då man vill mäta förändring av en variabel vid variation av förändring i en parameter är $Q_{tn,cs}$ en bättre utdata att översätta till då *state parameter* ψ ger resultat nära noll vilket ger väldigt stora förändringar. För att få mer lättolkade resultat beräknas här ekvation (5.20) om så att $Q_{tn,cs}$ beror på ψ , enligt

$$Q_{tn,cs} = 49,7702e^{-6,97753\psi} \quad (5.21)$$

för att få mer lättolkade resultat. Eftersom ekvation (5.21) är exponentiell bör försiktighet vidtas vid värden som är långt från gränsvärdena för respektive utdata. Om $\psi < -0,3$

kommer stora relativa förändringar att synas, och om $\psi > 0,8$ kommer små relativa förändringar visas.

5.4 Variabla parametrar

Modellerna påverkas av flera parametrar som är osäkra vid analysen. Värden kommer att antas för skapandet av en referensberäkning, och kommer sedan varieras för en känslighetsanalys. Vissa variabla parametrar påverkar både Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodeller, medan vissa parametrar endast finns i Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodell.

Båda modellerna påverkas av den totala vertikalspänningen σ_{v0} som beror på tungheten och djupet enligt

$$\sigma_{v0} = z \cdot \gamma \quad (5.22)$$

där z är djupet och γ är tungheten på jorden. γ påverkas därmed om jorden är vattenmättad eller naturfuktig, samt vilken kornstorlek och mineral som jorden består av. Larsson (2008) presenterar typiska värden på tunghet beroende på om jorden är naturfuktig eller vattenmättad samt beroende på vilken kornfraktion som jorden har. För att använda modellen behöver därmed en tunghet på jorden antas.

σ'_{v0} , effektiv vertikalspänningen som råder innan CPT-sonderingen utförs, beror i sin tur på den totala vertikalspänningen enligt

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 \quad (5.23)$$

där u_0 är porvattentrycket i jorden. Porvattentrycket kan antas bero linjärt på vattnets tunghet enligt

$$u_0 = \gamma_w \cdot (z - z_{GVY}) \quad (5.24)$$

där z är djupet, och z_{GVY} är djupet på grundvattenytan. Ekvationen är giltig för värden under grundvattenytan samt där vattenmättade förhållanden råder på grund av kapillärstigning ovan grundvattenytan. Grundvattenytans placering samt huruvida vattenmättade förhållanden råder är därmed antaganden som behöver göras i beräkningsmodellerna.

Båda modellerna har atmosfärstryck som ingående data, som vanligtvis sätts till 100 kPa för att få enhetslös utdata. Detta värde ger väldigt små variationer vid ändring, och kommer därmed inte att analyseras i rapporten.

Plewes m. fl. (1992) metod bygger på att ingen laborationsdata krävs för att denna ska användas. Parametrarna M , λ , och vilokoefficienten K_0 går dock att få fram

via triaxialförsök. I triaxialförsök går det även att få en uppskattning om jordens *critical state line* och på så vis få fram ψ för den undersökta jorden. I denna rapport kommer den kritiska friktionskvoten M att varieras då detta värde är framtaget från laboration. På så vis får en uppskattning om hur stor variation Plewes m. fl. (1992) beräkningsmetod har vid användning av ett annat M -värde. K_0 kan tas fram via laboration och via in-situ-mätningar. Det är möjligt att ta fram K_0 från CPT-sondering, men ger inte ett lika pålitligt resultat som vid triaxialförsök i labb eller andra in-situ-metoder. Från CPT-sonderingar fås K_0 via ett empiriskt samband som endast är giltigt för finkoringa jordar.

6 Klassificeringsmodeller av jordart

I detta kapitel presenteras ett par klassificeringsmetoder från CPT-sonderingar, då klassificeringen styr antaganden som kan göras i beräkningsmodellerna för anrikningssandens dilatans

För att kunna göra rimliga antaganden i beräkningsmodellerna bör jorden klassificeras. CPT-sonderingar används ofta för att kunna klassificera jordens egenskaper. Klassificeringen utgår vanligtvis från kornstorlek, för att få en grundläggande förståelse kring hur jorden kommer att bete sig vid belastning. Där Robertson (2016) menar att grovkornig jord ofta har hög hållfasthet, låg kompressionsbarhet och hög permeabilitet, medan finkornig jord har låg till medel hållfasthet, medium till hög kompressionsbarhet och låg permeabilitet. Beteendet påverkas dock inte enbart på kornstorlek där Robertson (2016) listar de mest grundläggande påverkansfaktorerna utöver kornstorleken:

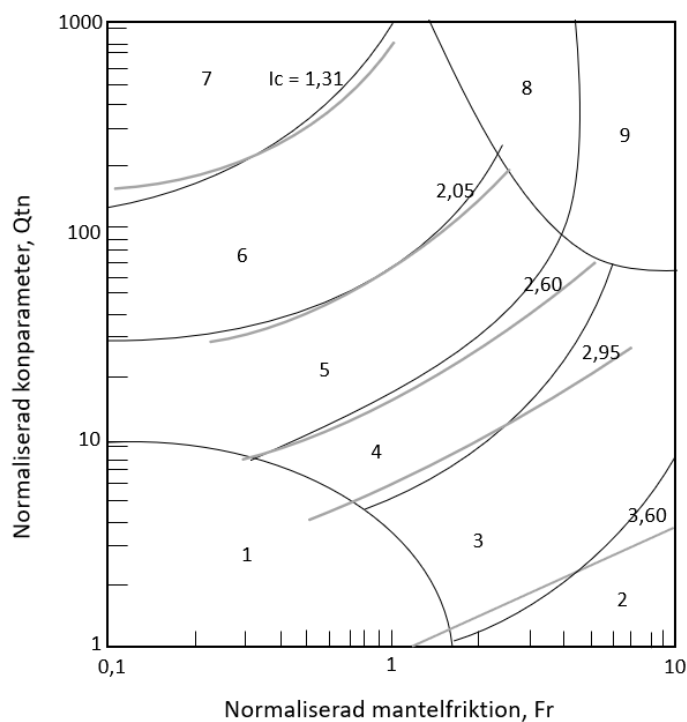
- Jorden kan på grund av omflyttning öka eller minska i volym.
- Jorden är främst friktionsdriven där hållfasthet och styvhet ökar vid ökad normalspänning och djup.
- Jorden är oelastisk och har främst olinjär töjning vid ökad last.

6.1 Soil Behavior Type

Klassificering av jorden görs vanligtvis efter vilken kornstorlek som den förväntas ha utifrån in-situ undersökningar som CPT-sondering. Robertson (2009) klassificerar jorden, analyserad av CPT-sonderingar, utifrån *Soil Behavior Type*, som beskriver vilka egenskaper som jorden förväntas ha utifrån hur olika kornstorlekar brukar bete sig. Detta betyder alltså inte att kornstorleken helt överensstämmer med denna klassificering, men vanligtvis finns det stark korrelation mellan beteende och kornstorlek. Denna klassificering är därmed relevant vid bedömning av jordens egenskaper och hur den ska utvärderas. *Soil Behavior Type* baseras på det spetstryck och den mantelfriktion som jorden har. Dessa värden normaliseras sedan efter den totala och den effektiva vertikalspänningen i jorden, för att sedan kategoriseras i nio kategorier, presenterade i figur 6.1. Beräkning av normaliserade variabler beskrivs i kapitel Beräkningsmodeller. Robertson (2009) diskuterar om *Soil Behavior Type* ska kategoriseras med hjälp av axlarna Q_t-B_q , presenterade i Robertson m. fl. (1986), eller normaliserade $Q_{tn} - F_r$ och kommer fram till att de normaliserade axlarna ger ett mer rättvisande resultat kring hur jorden betar sig. De olika klassificeringarna för jorden är:

1. Sensitiv finkornig jord

2. Organisk jord
3. Lera
4. Siltblandning
5. Sandblandning
6. Sand
7. Grusig Sand till Sand
8. Väldigt styv sand till lerig Sand
9. Väldigt styv finkornig jord



Figur 6.1: Illustration av SBTn diagram inspirerad av figur från Robertson (2009)

6.1.1 Densitetsbestämning

Robertson och Cabal (2010a) har utvecklat en metod för att kunna bestämma ungefärlig tunghet på jorden direkt ifrån CPT-sonderingar, för att på så vis kunna analysera jorden mer noggrant med in-situ-resultat. Denna metod baseras på *Soil Behavior Type* som är ett klassificeringssystem av jorden direkt från CPT-sonderingen av Robertson (2009). Sambandet mellan tunghet och *Soil Behavior Type* är

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 [\log R_f] + 0,36 \left[\log \frac{q_t}{p_a} \right] + 1,236 \quad (6.1)$$

där parametrerna q_t beskrivs mer ingående i kapitel Beräkningsmodeller, p_a är atmosfärstrycket, och γ beskriver tungheten i jorden, γ_w är tungheten av vatten som vanligtvis sätts till 10 kN/m^3 , och R_f beräknas som

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \cdot 100 \quad (6.2)$$

6.2 Soil Behavior Type-index

En förenkling kan göras av kategoriseringen av *Soil Behavior Type* genom att endast använda *Soil Behavior*-index I_c , beskriven i (5.3), där Q_t och F_r används som variabler. Då kategoriseras jorden utifrån värden på spetstryck och mantelfriktion från CPT-sondering i sex olika kategorier (Knappett och Craig, 2012). Då I_c baseras på samma variabler som används i SBT-diagrammet kan dessa avgränsningar ritas in i samma diagram, där skillnaden är att väldigt sensitiv jord, och väldigt styv jord inte tas i beaktning vid kategorisering, se figur 6.1. Denna metod är även mer approximativ, och ger inte exakt samma klassificering som *Soil Behavior Type* när samma ekvation kan användas för samtliga gränser.

2. Organisk jord, för $I_c > 3,60$
3. Lera till siltig Lera, för $2,95 < I_c < 3,6$
4. Siltblandning, lerig Silt till siltig Lera, för $2,60 < I_c < 2,95$
5. Sandblandning, siltig Sand till sandig Silt, för $2,05 < I_c < 2,60$
6. Sand, ren Sand till siltig Sand, för $1,31 < I_c < 2,05$
7. Grusig Sand till Sand, för $I_c < 1,31$

För att även klassificera jorden så att klassificeringsgränserna: väldigt styv jord (zon 8-9), och sensitiv jord (zon 1) kan enligt Saftner (2018) följande approximativa samband användas för att klassificera zon 1

$$Q_{tn} < 12exp(-1,4F_r) \quad (6.3)$$

och för att klassificera zon 8 och 9

$$Q_{tn} \geq \frac{1}{0,006(F_r - 0,9) - 0,0004(F_r - 0,9)^2 - 0,002} \quad (6.4)$$

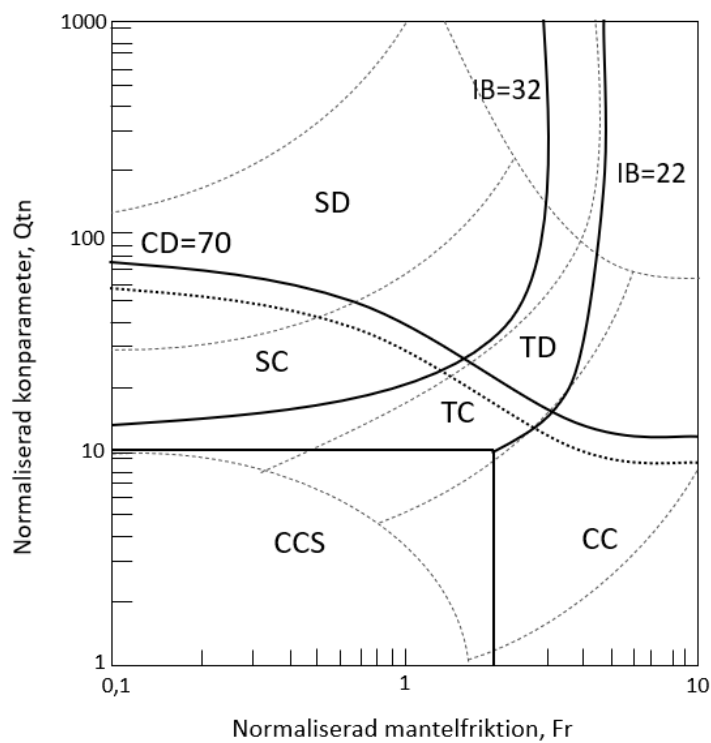
som är giltig för $F_r > 1,5$ där $1,5 < F_r < 4,5$ identifierar zon 8, och $F_r > 4,5$ är zon 9 i enlighet med Robertson (2009)s indelning.

6.3 Modifierad Soil Behavior Type

Robertson (2016) utvecklar metoden för bestämning av egenskaper och klassificering av jorden presenterad i Robertson (2009) då denna metod inte klassificerar jorden efter dess kontraktanta eller dilatanta egenskaper, och då dessa egenskaper till stor del styr jordens beteende kan denna vara bra att klassificera efter. Det nya klassificeringssystemet presenteras i figur 6.2.

Jorden delas då in i sju olika grupper:

- CCS - Leraktig, Kontraktiv, Sensitiv
- CC - Leraktig, Kontraktiv
- CD - Leraktig, Dilatant
- TC - Blandningsjord, Kontraktiv
- TD - Blandningsjord, Dilatant
- SC - Sandaktig, Kontraktiv
- SD - Sandaktig, Dilatant



Figur 6.2: Illustration av Modifierad *Soil Behavior Type* (heldragna linjer) tillsammans med *Soil Behavior Type* (streckade linjer) inspirerad av figur från Robertson (2016)

Robertson (2016) sätter gränsen mellan kontraktant och dilatant (*Contractive-Dilative*) $CD = 60$ som den nedre gränsen för en dilatant jord, enligt

$$CD = 60 = (Q_{tn} - 9,5)(1 + 0,06F_r)^{17} \quad (6.5)$$

Den övre gränsen sätts till $CD = 70$ vilket är ett mer konservativt värde, och bör användas till idealiserad jord som inte utsatts för geologiska processer och därmed inte utvecklat mikrostrukturer. Mikrostrukturer i jorden ger upphov till ett stort Q_{tn} trots att jorden beter sig kontraktant.

Jord som klassificeras som CCS har en större risk att tappa en stor del av sin hållfasthet. För att kategorisera jorden enligt denna typ kan följande förhållande på sensitivitet användas för material som har en hög finjordshalt

$$S_t = \frac{7,1}{F_r} \quad (6.6)$$

där $S_t > 3$ kategoriseras som CCS.

För att metoden ska bli jämförbar med tidigare klassificeringsmetoder där jorden kategoriseras utifrån kornstorlek läggs en modifierad *Soil Behavior Type*-index, I_B , till metoden enligt

$$I_B = 100 \cdot \frac{(Q_{tn} + 10)}{Q_{tn}F_r + 70} \quad (6.7)$$

$I_B > 32$ representerar sand, och $I_B < 22$ representerar lera, och värden $22 < I_B < 32$ representerar en blandning mellan silt- och lerfraktioner (Robertson, 2016).

6.4 CONRADs klassificeringssystem

I Sverige är programmet CONRAD vanligt att använda för att analysera jordar. Klassificering av jordarter i CONRAD görs direkt från rådata från CPT-sonderingen, och utgår ifrån spetstryck, mantelfriktion och dynamiskt portryck. (Sveriges Geotekniska Institut, 2010).

Först beräknas den totala vertikalspänningen σ_{v0} i CONRAD som

$$\sigma_{v0} = \sum(\Delta t \cdot \gamma) + \frac{\Delta t_A \cdot \gamma_A}{2} \quad (6.8)$$

där Δt är tjockleken på det ovanliggande skiktet, Δt_A är tjockleken på det aktuella skiktet, och γ_A tungheten på det aktuella skiktet. Index A står för aktuellt lager.

Den effektiva vertikalspänningen σ'_{v0} beräknas som

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 \quad (6.9)$$

Dessa räknas ut för att kunna beräkna det dynamiska portrycket B_q . I CONRAD beräknas B_q som

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (6.10)$$

Klassificering av jordart är därmed inte möjlig utan någon indata kring tunghet på jorden. Saknas densitet för enskilda lager använder sig CONRAD av densiteten i det närmst liggande övre lagret. Detta klassificeringssystem beskrivs av Sveriges Geotekniska Institut (2010) som en interaktiv process där användaren bör undersöka noggrannare om klassificeringen stämmer överens med känd geologi och trolig jordlagerföljd i det undersökta området. Jorden klassificeras främst efter kornstorlek, fasthet och överkonsolideringsgrad. Totalt finns 69 stycken kategorier av jord som CONRAD delar in jorden i. Om nettospetstrycket överstiger 1,5 MPa, och genererat portryck, u_2 understiger 100 kPa samt att det dynamiska portrycket B_q understiger 0,2 så klassificeras jorden som sand. Om nettospetstrycket överstiger 0,5 MPa, och genererat portryck, u_2 understiger 400 kPa samt att det dynamiska portrycket B_q understiger 0,4 klassificeras jorden som silt (Sveriges Geotekniska Institut, 2010). Klassificeringen av fasthet görs i enlighet med Larsson (2015) utifrån nettospetstrycket. För lera används Larsson (2015)s modell där det dynamiska portrycket ger uttryck för överkonsolideringsgraden.

7 Dataresultat i referensprojekt

I detta kapitel presenteras den data som använts vid analys av de undersökta beräkningsmodellerna. Data kommer från CPT-sonderingar och laborationstester på gruvdammen i Svappavaara.

Undersökt data kommer ifrån CPTu-sonderingar och laborationsresultat från sandmagasin beläget i Svappavaara som ägs och sköts av LKAB. Gruvan bryter järnmalm (SweMin, Gruvdammsregistret, u.å.). Dammen är i dagsläget aktiv, med en maximal höjd på 25 m, och lagrar 18.000.000 m³ anrikningssand. Konsekvensklassen för dammen är klass B, kategoriserad efter miljöbalken. Tidigare instabilitetsproblem har uppkommit på dammen, där ras på en 15 m bred och 3,5 m djup slänt uppkom 2001 i samband med stabilitetsåtgärder (Global Tailings Portal, u.å.).

7.1 CPT-sonderingar

CPTu-sonderingarna är gjorda av ConeTec på tio stycken punkter. Flertalet av punkterna är belägna nära den nuvarande utsläppspunkten, medan ett par ligger lägre från denna punkt. Lokalisering av mätpunkter presenteras i figur 7.1



Figur 7.1: Placering av mätpunkter för CPT i Svappavaara gruvdamm (ConeTec Investigations Ltd., 2019)

Samtliga CPT-sonderingar är gjorda med samma kon, som har en tvärsnittsarea på

15 cm² och en mantelarea på 225 cm² där mätinstrumenten för respektive del sitter med 0,1 m mellanrum. Mätning har gjorts av spetstryck, mantelfriktion, portryck och seismik. Nettoareakvoten på CPT-sonden är 0,8. (ConeTec Investigations Ltd., 2019). Mätvärden har tagits med 2,5 cm mellanrum. Portrycket mäts i positionen u_2 som är belägen precis bakom spetsen.

ConeTec Investigations Ltd. (2019) har analyserat CPT-sonderingarna utifrån bland annat q_t , f_s , R_f och u . Jordartsklassificeringen är gjord utifrån Robertson (2009). Dessa värden har sedan använts för att få fram huvudvida jorden är kontraktant eller dilatant utifrån Plewes m. fl. (1992)s metod samt Robertson (2010b)s metod, antaganden kring K_0 och M_{tc} har gjorts i rapporten där $K_0 = 1,0$ och $M_{tc} = 1,45$. Grundvattenytan är framtagen med dissipationstest (ConeTec Investigations Ltd., 2019).

7.2 Laborationsundersökning

Provtagning för analys i laboratorium har gjorts av Chang-Gyun (2021) från BGC Lab i Kanada för tre olika punkter, en punkt nära nuvarande utsläppspunkt, markerad med gult i figur och kallad KON, en långt från nuvarande utsläppspunkt, markerad med rött i figur och kallad C-K300, och nära en tidigare utsläppspunkt, markerad med grönt i figur och kallad ANFANG, se figur 7.2. Proverna undersöktes med triaxialförsök, där varje material studerades 11 gånger. Fem av testen var CID-test, det vill säga att materialet utsätts för skjuvspänning till fullt konsoliderad under dränerade förhållanden. I detta testet packades två av provkropparna löst, och tre packades hårt. Två av testen var CIU-test, där materialet utsätts för skjuvspänning till fullt konsoliderad under odränerade förhållanden. Fyra av testen var CKoU-test där konsoliderings-spänningarna läggs på anisotrop för att behålla en jämn diameter på provkroppen och på så vis konsolidera vid vilojordtrycket. Samtliga test gjordes för att få fram *critical state line*. Ytterligare tester gjordes även för att få fram specifik densitet och kornstorleksfördelning (Chang-Gyun, 2021).

Uppdelningen mellan kornfraktioner för de olika laborationsproverna presenteras i tabell 7.1.

Tabell 7.1: Fördelning av kornfraktioner i testade laborationsprov

	Grus [%] 4,76-76 mm	Sand [%] 4,76 - 0,076 mm	Silt [%] 0,076-0,002 mm	Ler [%] Mindre än 0,002 mm	Finandel [%] Mindre än 0,076 mm
C-K300	0	0	81	19	100
KON	0	24	68	8	76
Anfang	0	83	17	0	17

Laborationsresultaten från Chang-Gyun (2021) ger kritisk friktionskvot, M , och vilken friktionsvinkel vid *critical state* som den kritiska friktionskvoten motsvarar för de tre analyserade testerna, detta presenteras i tabell 7.2.

I figur 7.3 visas hur proverna som undersöktes i laboratorium såg ut. Som syns i figuren innehåller provet från Anfang större kornfraktioner än från Kon eller C-K300.

Tabell 7.2: Värden på kritisk friktionskvot och friktionsvinkel vid *critical state* enligt laborationsundersökning Chang-Gyun (2021)

	M_{tc}	ϕ'_{cs}
C-K300	1,18	29,5°
KON	1,30	32,3°
Anfang	1,43	35,3°



Figur 7.2: Placering av provtagningspunkter för laborationsanalys i Svappavaara gruvdamm



Figur 7.3: Anrikningssand innan laborationsundersökning (foto från Tailings Consultants Scandinavia AB)

7.3 Beskrivning av valda provpunkter

I denna rapport har tre av sonderingspunkterna valts att analyseras. För att analysera hur parametrar påverkar beräkningsmodellerna, har punkter som ligger nära de punkter där laborationsprover gjorts valts. Dessa punkter ligger även långt ifrån varandra geografiskt i magasinet. Punkt A ligger nära den nuvarande utsläppspunkten, punkt R ligger en bit från utsläppspunkten och punkt N är den punkt som ligger längst från utsläppspunkten, se figur 7.4 som en ungefärlig beskrivning av hur punkterna från CPT-sonderingen förhåller sig till laborationspunkterna. Val av dessa punkter innebär att det är enklare att analysera data från CPT-sonderingar med laborationsresultat samt att punkterna representerar olika typer av jordsammansättning då denna är starkt korrelerad med utsläppspunkten.

I tabell 7.3 presenteras de djup provpunkterna A, N och R är mätta till, samt dess djup på grundvattenyta.

Tabell 7.3: Mät djup och grundvattenyta från CPT-sondering för undersökta punkter

Provpunkt	Mät djup [m]	Grundvattenyta [m]
A	22,525	9,4
N	13,475	2,7
R	21,925	4,3



Figur 7.4: Ungefärlig placering av provtagningspunkter för laborationsanalys och CPT-sondering för valda punkter

8 Resultat

I detta kapitel presenteras först de antaganden som gjorts för att skapa referensberäkning. Därefter varierar ingående parametrar en i taget för att analysera de valda beräkningsmodellerna. Slutligen görs en jämförelse mellan klassificeringsmetoder av jorden.

Beräkningsmetoderna av Robertson (2010b) och Plewes m. fl. (1992) har analyserats med data från gruvdammen i Svappaavara. Beräkningsmetoderna är utvecklade för att analysera dilatansen i jorden baserat på CPT-sonderingar. Provpunkterna där CPT-sonderingar utförts har med antagna värden beräknats för de båda beräkningsmodellerna för att skapa en referensberäkning. Denna referensberäkning jämförs sedan med varierade parametrar. Parametrarna varierar utifrån andra rimliga antaganden samt utifrån laborationsdata.

8.1 Antagna parametrar för referensberäkning

De antaganden som är gjorda, är i möjligaste mån efter den analys som ConeTec Investigations Ltd. (2019) har gjort i sin analys av CPT-data.

ConeTec Investigations Ltd. (2019) presenterar inte vilken densitet som har antagits vid analys av CPT-sonderingar. För att göra en första bedömning har samtliga lager getts tungheten $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

Grundvattenytan sätts till den som fåtts fram via dissipationstest. ConeTec Investigations Ltd. (2019) har gjort dissipationstest på flera djup och valt att sätta grundvattenytan i enlighet med det ytligaste testet. Samma antagande görs i referensberäkningen. Porvattentrycket, u_0 , ovan grundvattenytan sätts till noll då detta gjorts analys av ConeTec Investigations Ltd. (2019). Anrikningssanden i Svappaavara gruvdamm består till stor del av mycket ler- och siltfraktioner som ger upphov till kapillärstigning, så detta antagande kommer att testas för att se hur dilatansen påverkas.

Dessa ingångsvärden ger ett liknande resultat som ConeTec Investigations Ltd. (2019) gällande fördelning av, och läge på, kontraktanta och dilatanta punkter när beräkning gjorts utifrån både Plewes m. fl. (1992) och Robertsons (2010b) beräkningsmodeller.

Denna ingångsdata ger andel kontraktanta punkter enligt tabell 8.1. Analysen av punkterna enligt Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodeller med antagna ingångsvärden för provpunkterna är presenterade i figur 8.1 för provpunkt A, i figur 8.2 för provpunkt N, och i figur 8.3 för provpunkt R. Robertsons (2010b) metod visar kontraktanta punkter när $Q_{tn,cs} < 70$ och Plewes m. fl. (1992) metod när $\psi > -0,05$. I figurerna syns att beräkningsmodellerna ger liknande resultat för vilka lager som är kontraktanta och vilka som är dilatanta, med viss variation. I tabell 8.2

beskrivs medelvärde, standardavvikelse samt maximum och minimum värden som fås vid analys. Provpunkt A och R har enligt Robertsons (2010b) beräkningsmetod många punkter längs djupet som ligger kring gränsen mellan kontraktant och dilatant. Enligt Plewes m. fl. (1992) metod är det större variation i punkterna A och R. Provpunkt N är enligt Robertsons (2010b) metod nästan enbart kontraktant längs hela djupet, medan Plewes m. fl. (1992) metod ger fler punkter som klassas som dilatanta, där punkterna längs djupet har en större variation i dilatans. Provpunkt A har ett tydligt svagt lager med kontraktanta punkter på mellan cirka 5 till 10 meters djup.

För att kunna jämföra *state parameter* ψ med $Q_{tn,cs}$ har översättning av ψ gjorts till $Q_{tn,cs}$ för både referensberäkningen och för beräkningarna med ändrade parametrar enligt ekvation (5.21). Därefter har förändring mellan referensberäkningen och nya värden på grund av ändrade parametrar tagits fram som en procentuell förändring.

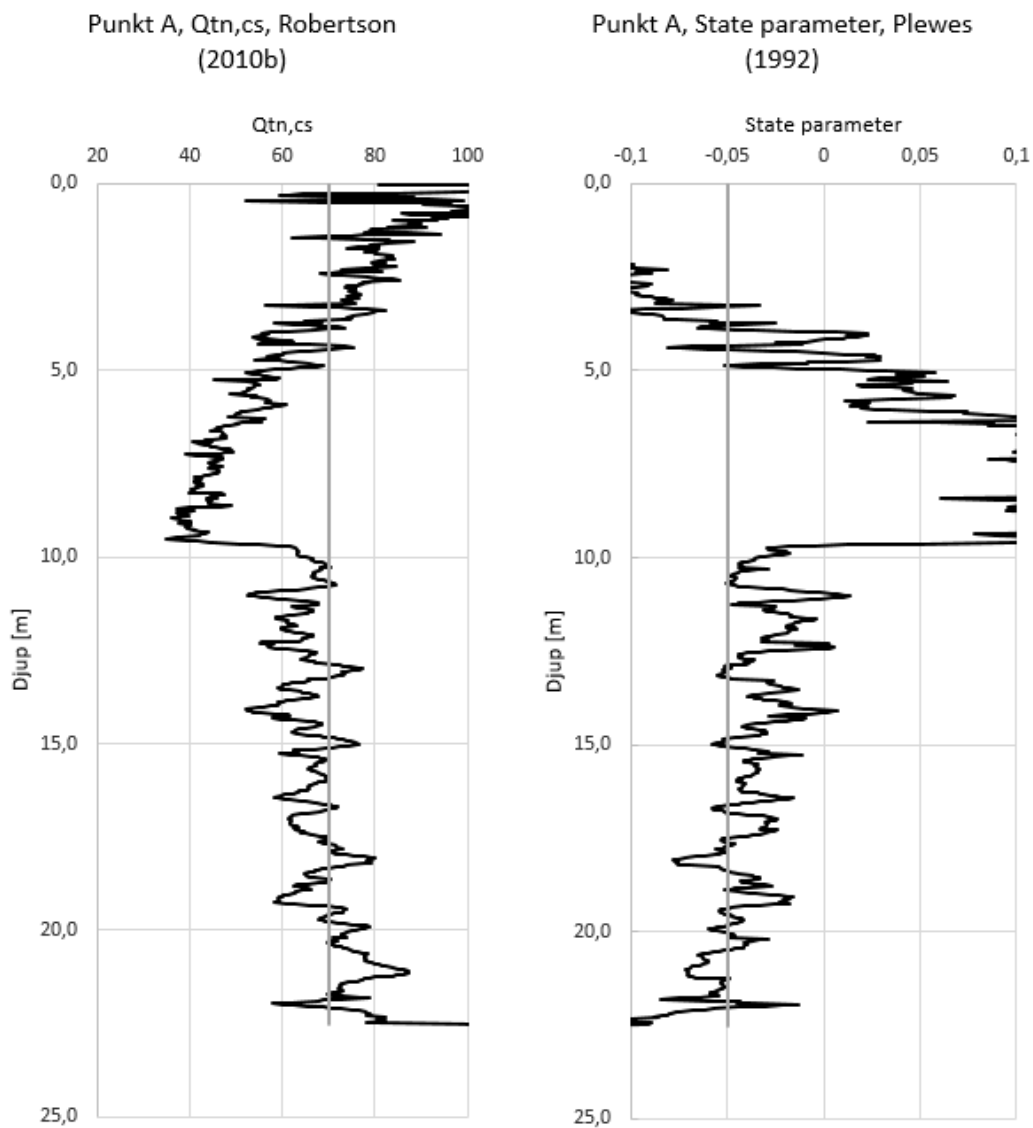
Tabell 8.1: Andel kontraktanta punkter i referensberäkning

Metod	Andel kontraktanta punkter	
	Robertson (2010b)	Plewes m. fl. (1992)
Provpunkt A	65%	66%
Provpunkt N	92%	82%
Provpunkt R	49%	36%

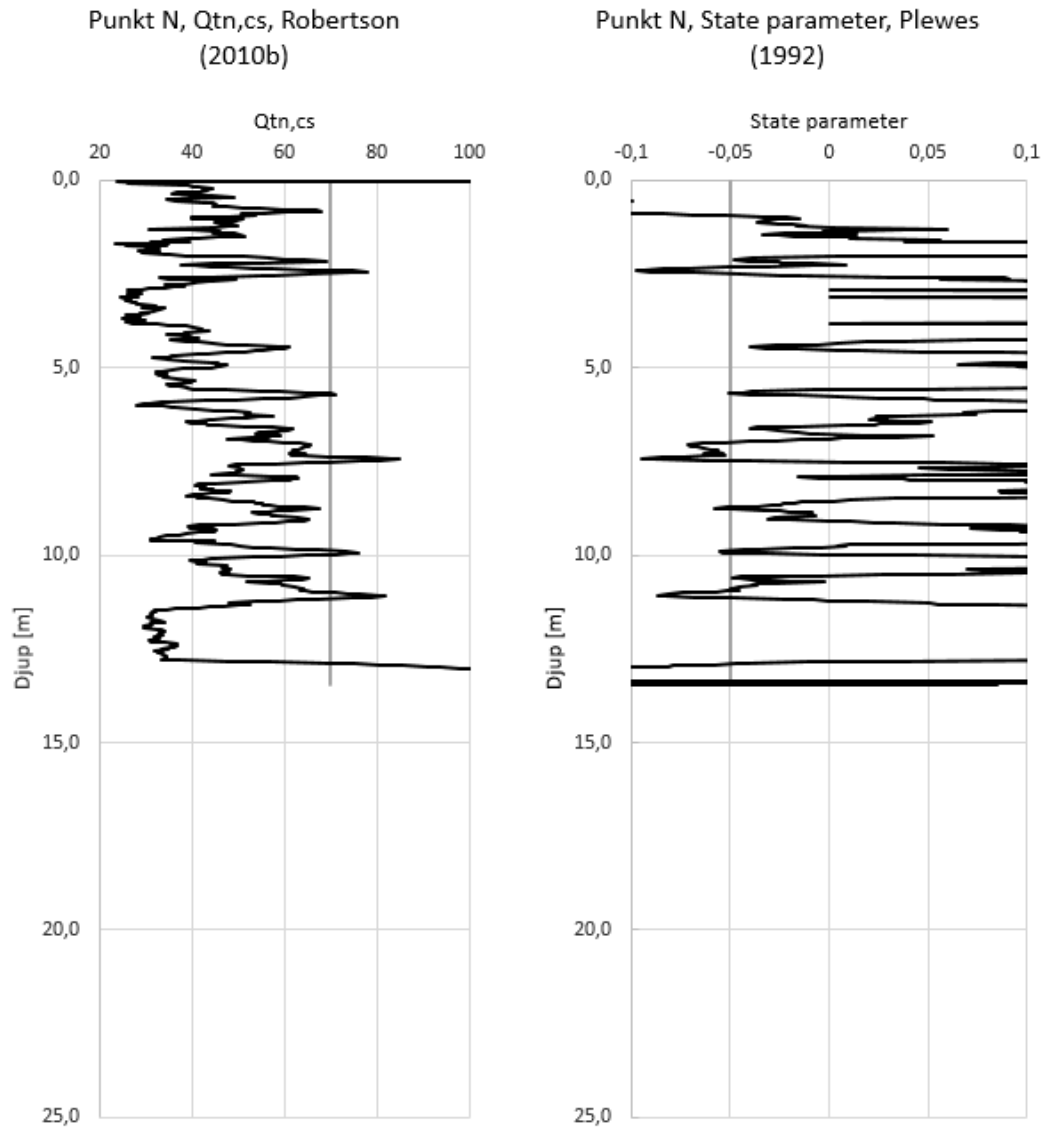
Tabell 8.2: Beskrivning av data för provpunkter i referensberäkning

	Utdata	Medelvärde	Standardavvikelse	Maximumvärde	Minimumvärde
Provpunkt A	$Q_{tn,cs}$	66	16	246	35
	ψ	-0,03	0,10	0,33	-0,72
Provpunkt N	$Q_{tn,cs}$	48	18	118	23
	ψ	0,06	0,15	0,45	-0,54
Provpunkt R	$Q_{tn,cs}$	70	9	157	40
	ψ	-0,07	0,07	0,05	-1,45

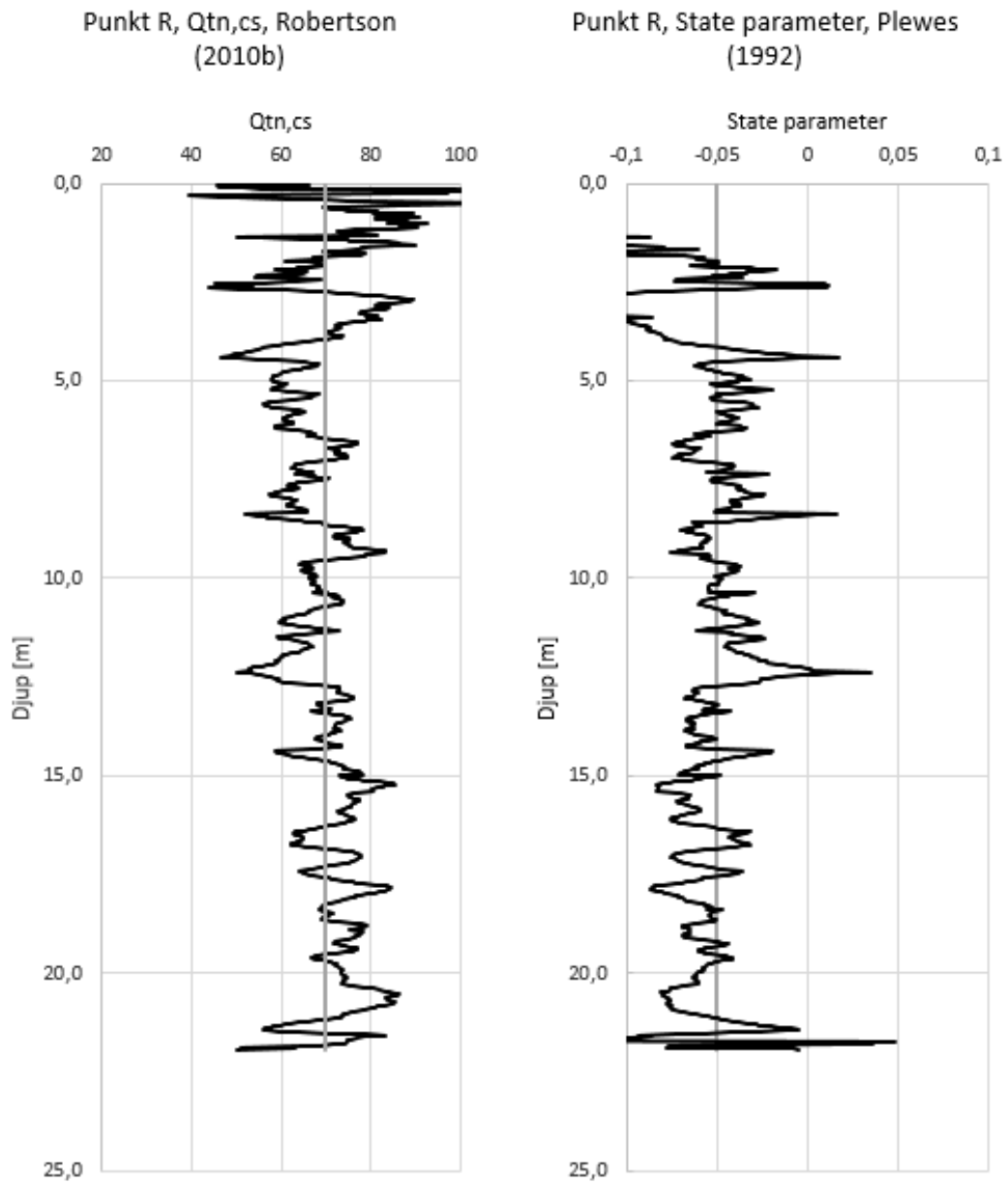
Klassificering av jorden gjord enligt *Soil Behaviour Type*-index tillsammans med approximering kring zon 1 och zon 8-9 ger uppdelning enligt figur 8.4, 8.5 och 8.6. Som visas i figurerna är *Soil Behaviour Type*-index en approximering kring zonindelningen *Soil Behaviour Type* som visas med rutnät i figurerna. Figurerna visar klassificeringen av jorden som helhet, i underrubriken Klassificering av jordart i detta kapitel visas zonindelningen över djupet för respektive provpunkt. De flesta punkterna för provpunkt A klassificeras i zon 3 - 5, det vill säga lera till sandbladning. För provpunkt N klassificeras de flesta punkterna i zon 3, lera, och för provpunkt R är majoriteten av punkterna i zon 5, sandbladning. Då större partiklar hamnar nära utsläppspunkten medan mindre och lättare partiklar transporteras vidare i suspenderad form stämmer det bra överens med klassificeringen enligt *Soil Behavior Type*-index att N som ligger långt från utsläppspunkten har mer lerfraktioner än A och R. Att punkt R har mycket sandfraktioner beror på att denna ligger vid en tidigare utsläppspunkt.



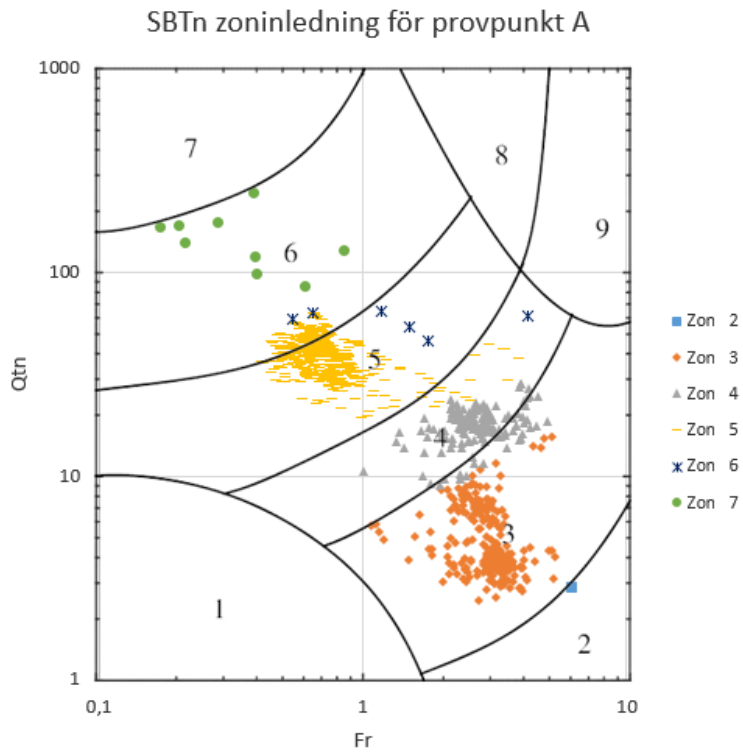
Figur 8.1: Analys av kontraktanta punkter enligt Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) metoder där $Q_{tn,cs} < 70$ respektive $\psi > -0,05$ är kontraktant för provpunkt A. Gränsvärdet är markerat med en lodrät linje



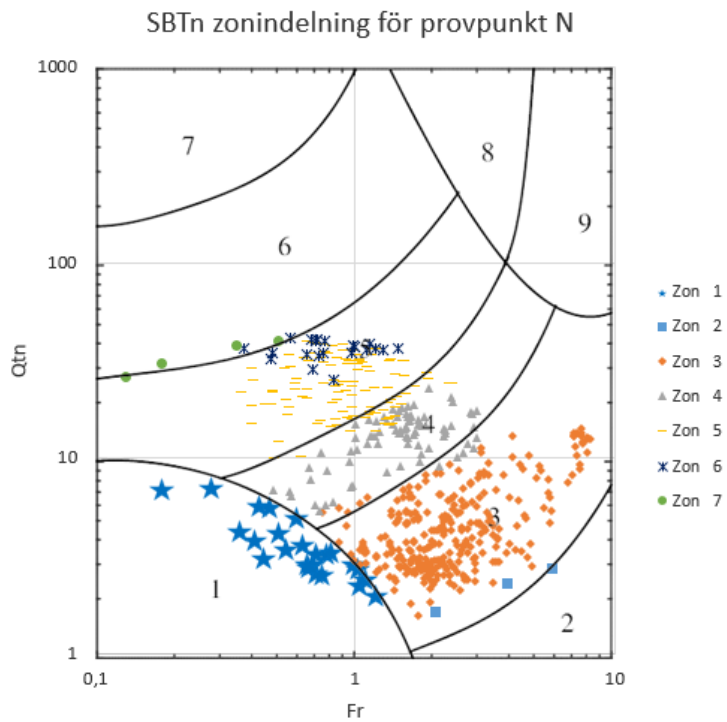
Figur 8.2: Analys av kontraktanta punkter enligt Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) metoder där $Q_{tn,cs} < 70$ respektive $\psi > -0,05$ är kontraktant för provpunkt N. Gränsvärdet är markerat med en lodrät linje



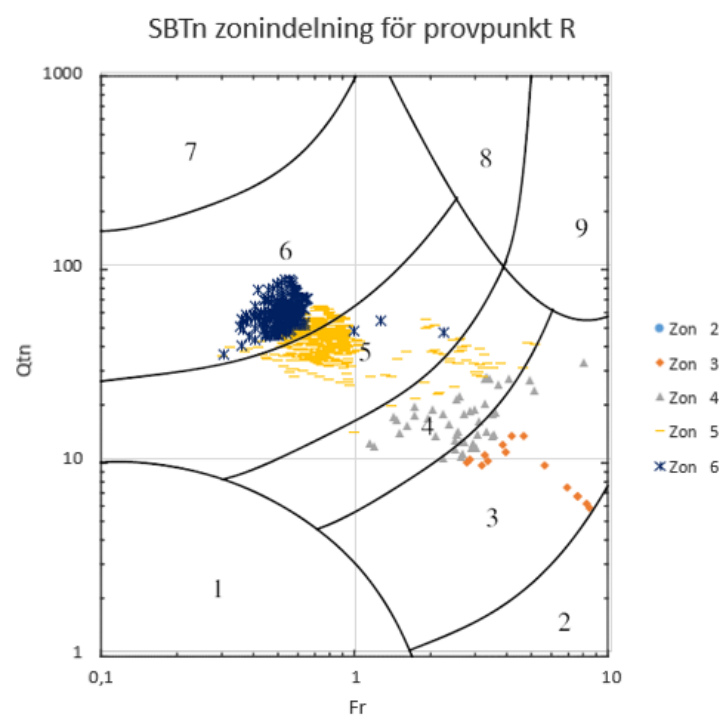
Figur 8.3: Analys av kontraktanta punkter enligt Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) metoder där $Q_{tn,cs} < 70$ respektive $\psi > -0,05$ är kontraktant för provpunkt R. Gränsvärdet är markerat med en lodrät linje



Figur 8.4: SBTn diagram med ingångsvärden för provpunkt A



Figur 8.5: SBTn diagram med ingångsvärden för provpunkt N



Figur 8.6: SBTn diagram med ingångsvärden för provpunkt R

8.2 Variation av tunghet

Variation av densitet beror på hur jorden är klassificerad, och vilka tungheter som är rimliga vid olika jordtyper. Detta kan, som presenterat i kapitel Jordmekanik, göras på flera olika sätt. Variation av densiteten görs först med en konstant lägre densitet för jorden, och sedan med Robertson och Cabals (2010a) metod för densitetsbestämning i jorden.

8.2.1 Konstant ändring av tunghet över djupet

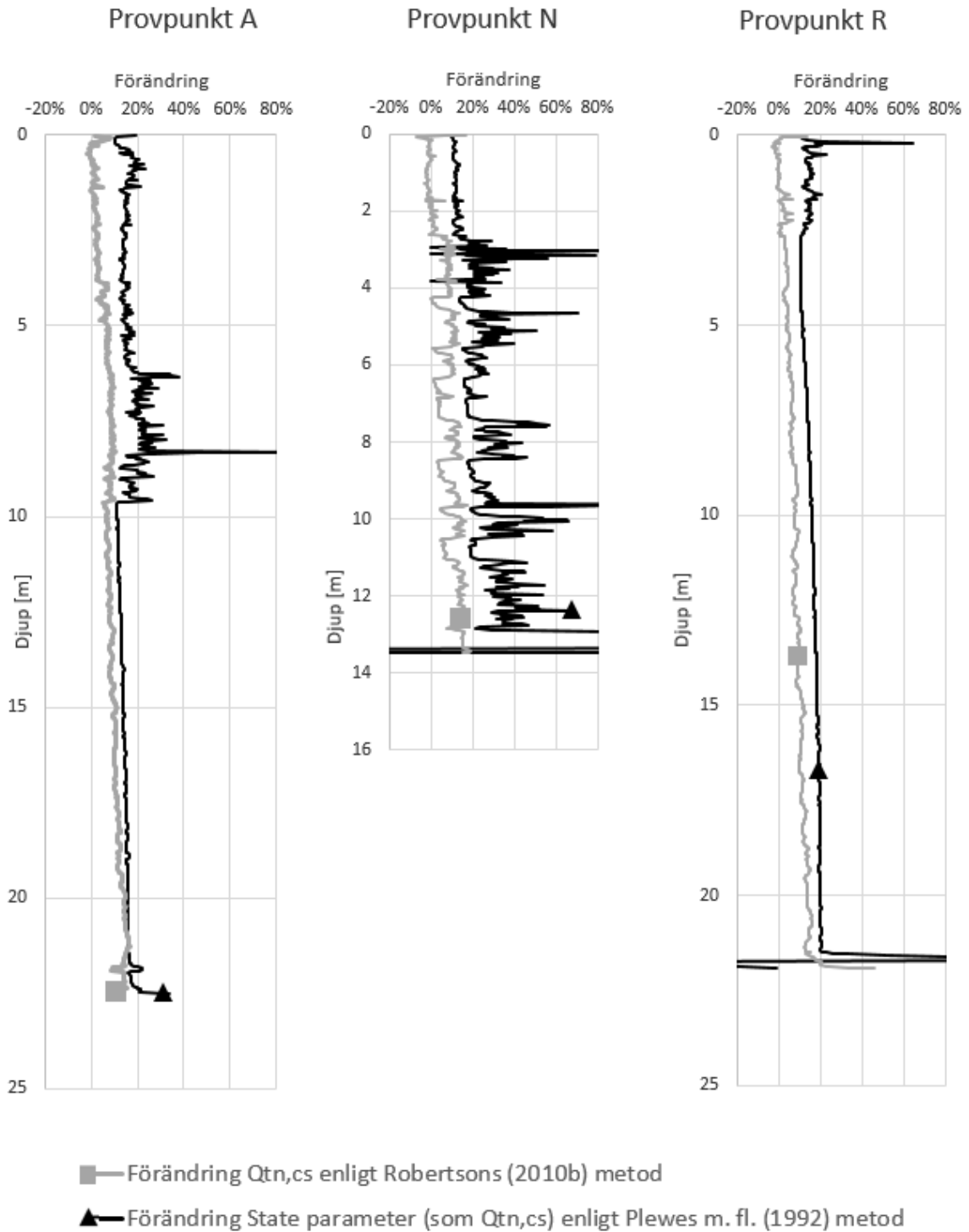
Tungheten varieras först med ett konstant värde längs hela djupet för att få en uppfattning om hur känsliga beräkningsmodellerna är för denna variabel. Tungheten sätts därmed till 17 kN/m^3 för hela djupet. Denna förändring resulterar totalt sett i en mer dilatant jord för alla tre provpunkter, se tabell 8.3. I figur 8.7 presenteras hur förändringen ser ut i punkter varierande med djupet för provpunkterna A, N och R respektivt. En positiv förändring betyder att jorden blivit mer dilatant på grund av parameterförändringen, och en negativ förändring betyder att jorden blivit mer kontraktant. Tungheten har en stor betydelse för dilatansen i jorden, där provpunkt N varierar mellan 49 % och 10 % kontraktanta punkter beroende på beräkningsmodell och tunghet, där både 17 kN/m^3 och 20 kN/m^3 är vanliga värden på tungheten i en jord.

Tabell 8.3: Andel kontraktanta punkter vid tunghet $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ mot referensberäkning med tunghet $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

		Andel kontraktanta punkter	
		Robertson (2010b)	Plewes m. fl. (1992)
Provpunkt A	Tunghet 20 kN/m^3	65%	66%
	Tunghet 17 kN/m^3	43%	43%
Provpunkt N	Tunghet 20 kN/m^3	92%	82%
	Tunghet 17 kN/m^3	88%	73%
Provpunkt R	Tunghet 20 kN/m^3	49%	36%
	Tunghet 17 kN/m^3	30%	10%

I figur 8.8, 8.9 och 8.10 presenteras nya värden på $Q_{tn,cs}$ och *state parametern* ψ varierade med djupet för provpunkterna A, N och R respektivt, tillsammans med värden för referensberäkningen för att ge en uppfattning om hur förändringen ser ut i absoluta nummer. I tabell 8.4 presenteras medelvärde, standardavvikelse samt maximum- och minimumvärde på den absoluta förändringen på grund av den konstanta tunghetsförändringen. Störst variation i $Q_{tn,cs}$ finns i den sandrika provpunkten R, medan ψ har störst förändring i provpunkt N med en stor andel lerfraktioner. De positiva maximumvärden för ψ och negativa minimumvärden för $Q_{tn,cs}$ skulle innebära att absolutförändringen i dessa punkter går mot en mer dilatant jord, men som syns i figur 8.7 är dessa endast i de djupaste punkterna där sonderingen avslutades, så ingen vikt bör läggas på dessa värdena. Vid undersökning kring hur stor förändring som sker i förhållande till djupet, syns att i Robertsons (2010b) beräkningsmodell blir förändringen större desto mer djupliggande punkter som undersöks, medan inget sådant förhållande kan ses i Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodell, vilket presenteras

Förändring vid ändrad tunghet till 17 kN/m³



Figur 8.7: Förändring i $Q_{tn,cs}$ respektive ψ vid förändring från 20 kN/m³ till 17 kN/m³ för provpunkt A, N och R respektivt

i tabell 8.5. Undersökning görs även om olika zoner enligt *Soil Behavior Type*-index påverkar hur stor förändring som sker på grund av ändrat antagande av tunghet. Endast zon 3 till zon 6 undersöks då resterande zoner har så få punkter som klassas

inom zonen att ett medelvärde inte är representativt. I tabell 8.6 syns att Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodell visar större skillnader i samtliga provpunkter för finkornigt material, främst zon 3, lera, mot mer grovkornigt material.

Tabell 8.4: Absolut förändring vid tunghetsförändring till $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

	Utdata	Medelvärde	Standardavvikelse	Maximumvärde	Minimumvärde
Provpunkt A	$Q_{tn,cs}$	5,4	3,1	18,6	-1,2
	ψ	-0,021	0,005	-0,014	-0,091
Provpunkt N	$Q_{tn,cs}$	4,0	3,8	21,5	-1,9
	ψ	-0,032	0,024	0,201	-0,148
Provpunkt R	$Q_{tn,cs}$	5,8	3,5	23,2	-1,7
	ψ	-0,021	0,013	0,122	-0,151

Tabell 8.5: Absolut förändring i genomsnitt för $Q_{tn,cs}$ och ψ beroende på djupet vid tunghetsförändring från 20 kN/m^3 till 17 kN/m^3

	Medelförändring i absoluta tal vid ändring av tunghet från 20 kN/m^3 till 17 kN/m^3					
	$Q_{tn,cs}$			ψ		
	Provpunkt A	Provpunkt N	Provpunkt R	Provpunkt A	Provpunkt N	Provpunkt R
djup < 5 m	2,1	1,3	1,6	-0,020	-0,022	-0,018
5 m < djup < 10 m	3,8	4,2	4,4	-0,025	-0,033	-0,019
10 m < djup < 15 m	5,3	7,3	6,0	-0,017	-0,047	-0,023
15 m < djup < 20 m	7,7		8,9	-0,020		-0,026
djup > 20 m	10,9		11,6	-0,023		-0,023

Tabell 8.6: Absolut förändring i genomsnitt för $Q_{tn,cs}$ och ψ beroende på zonindelning enligt *Soil Behaviour Index* vid tunghetsändring från 20 kN/m^3 till 17 kN/m^3

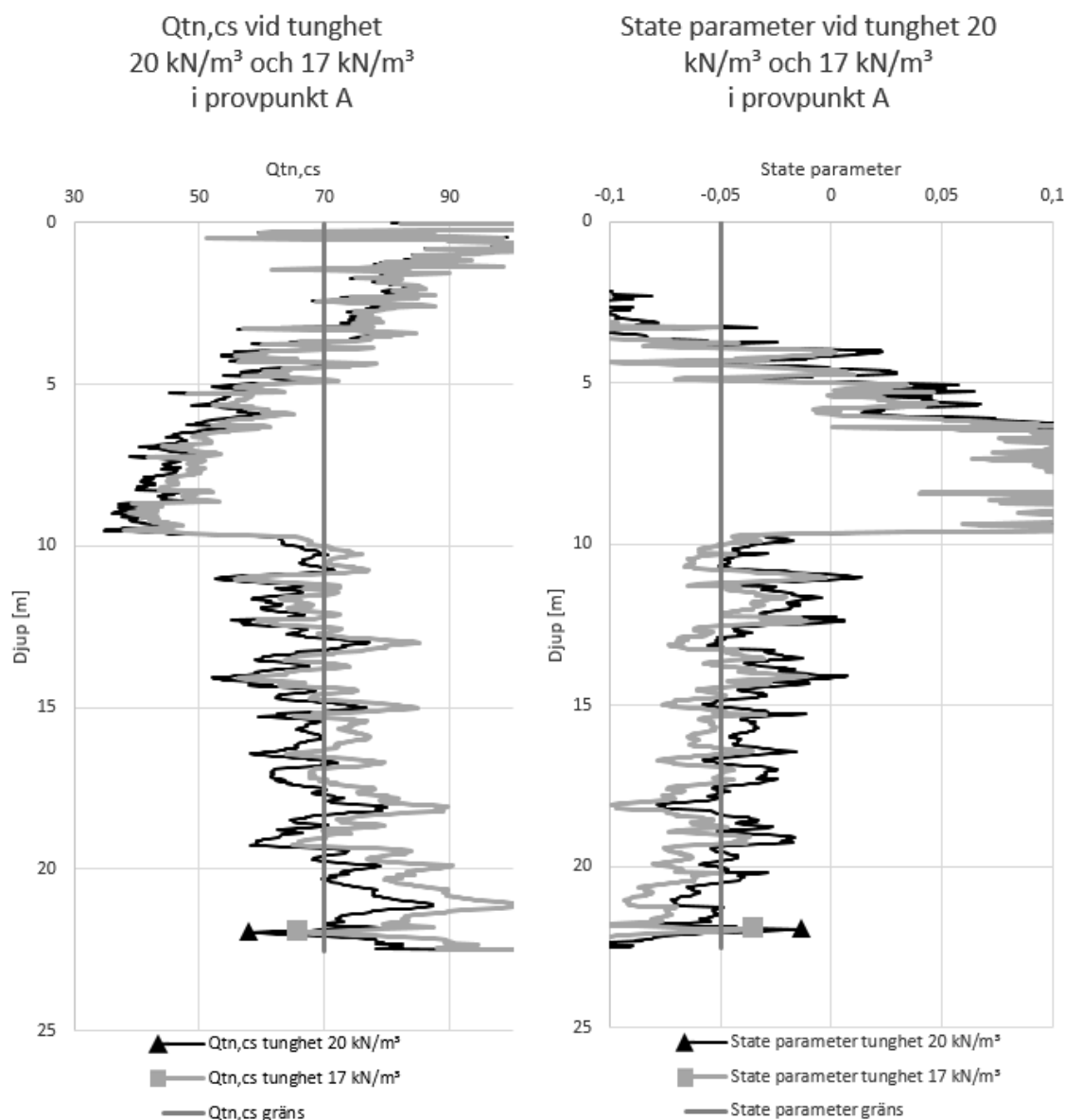
	Medelförändring i absoluta tal vid ändring av tunghet från 20 kN/m^3 till 17 kN/m^3					
	$Q_{tn,cs}$			ψ		
	Provpunkt A	Provpunkt N	Provpunkt R	Provpunkt A	Provpunkt N	Provpunkt R
Zone 3	3,8	5,9	7,9	-0,025	-0,041	-0,058
Zone 4	2,2	2,2	1,5	-0,021	-0,022	-0,022
Zone 5	7,0	1,4	6,4	-0,019	-0,021	-0,023
Zone 6		-0,1	4,2		-0,015	-0,017

Ändringen av tungheten påverkar bedömningen av dilatansen i punkter som ligger djupt mer än ytliga punkter.

8.2.2 Tunghet enligt Soil Behavior Type-index

Jordens tunghet kan uppskattas med hjälp av q_t och F_r direkt från *Soil Behavior Type-index*, I_c , med Robertson och Cabals (2010a) metod för tunghetsbestämning för samtliga lager, presenterad i ekvation (5.3).

Tungheterna varierar då för respektive provpunkt enligt tabell 8.7 och i figur 8.11 presenteras hur tungheten varierar med djupet för provpunkterna med denna tunghetsbestämning. Uppskattningen ger lägre genomsnittlig tunghet än referensberäkningen för samtliga provpunkter. I provpunkt A och R ges en tunghet kring 18 kN/m^3 i genomsnitt. Jämförs denna tunghet med Larsson (2015) typiska värden på tunghet på jord och jordklassificeringen enligt *Soil Behavior Type-index* så är detta värde något lågt. Punkt A och R klassificeras som siltblandning till sand och bör då enligt Larsson



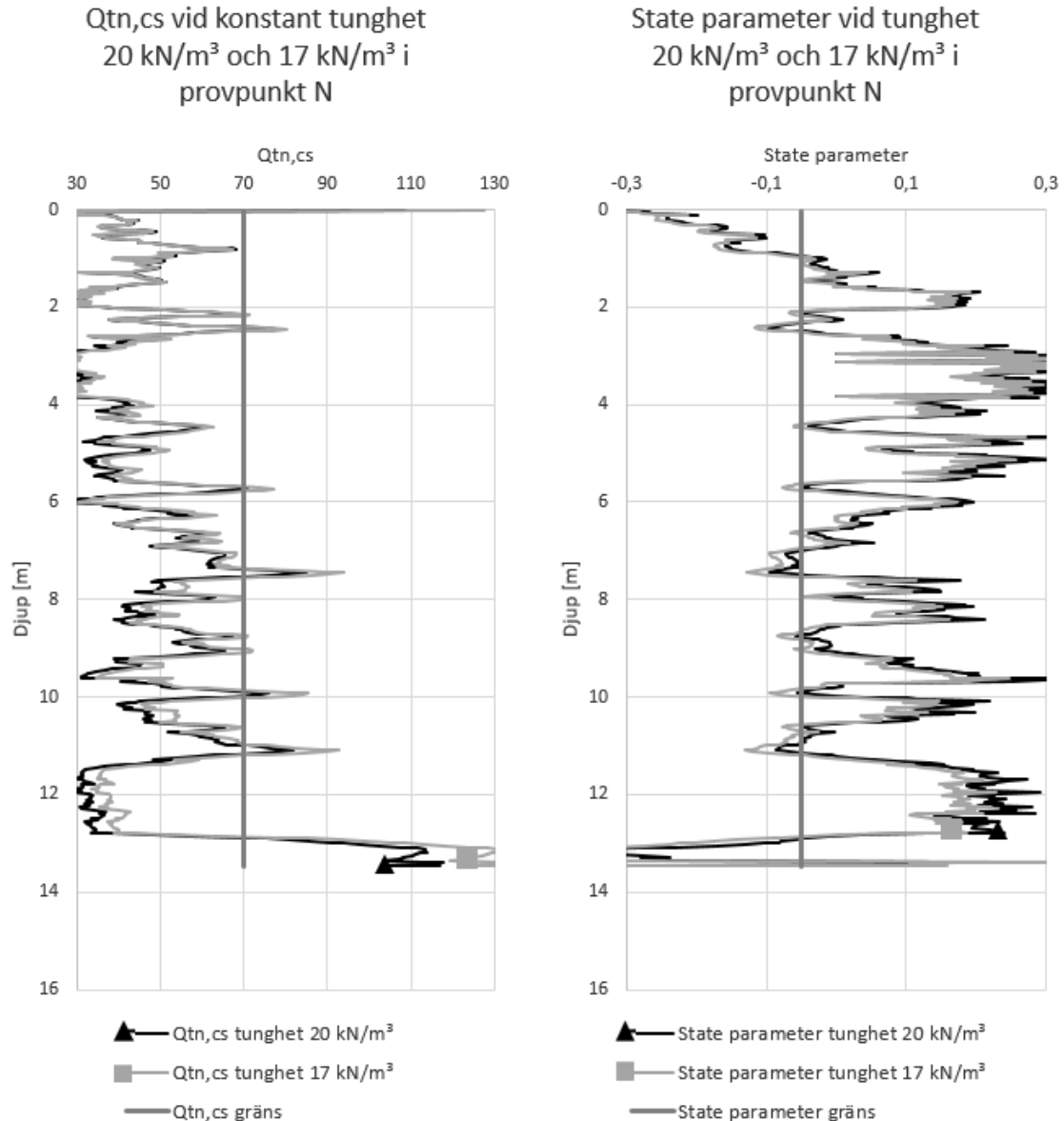
Figur 8.8: $Q_{tn,cs}$ och ψ vid 17 kN/m³ mot 20 kN/m³ för provpunkt A. Kontraktanta punkter är $Q_{tn,cs} < 70$ och $\psi > -0,05$, markerade med lodräta linjer.

(2015) ha en vattenmättad tunghet mellan 19 - 20 kN/m³. Uppskattningen ger i provpunkt N mycket lägre tunghet än vad Larsson (2015) beskriver som typiska värden på jord.

Tabell 8.7: Högsta tunghet och lägsta tunghet enligt Robertson och Cabal (2010a)s metod för tunghetsbestämning

	Högsta tunghet [kN/m ³]	Lägsta tunghet [kN/m ³]	Genomsnittlig tunghet [kN/m ³]
Provpunkt A	20,5	15,4	18,0
Provpunkt N	19,6	12,0	15,9
Provpunkt R	20,4	14,6	18,1

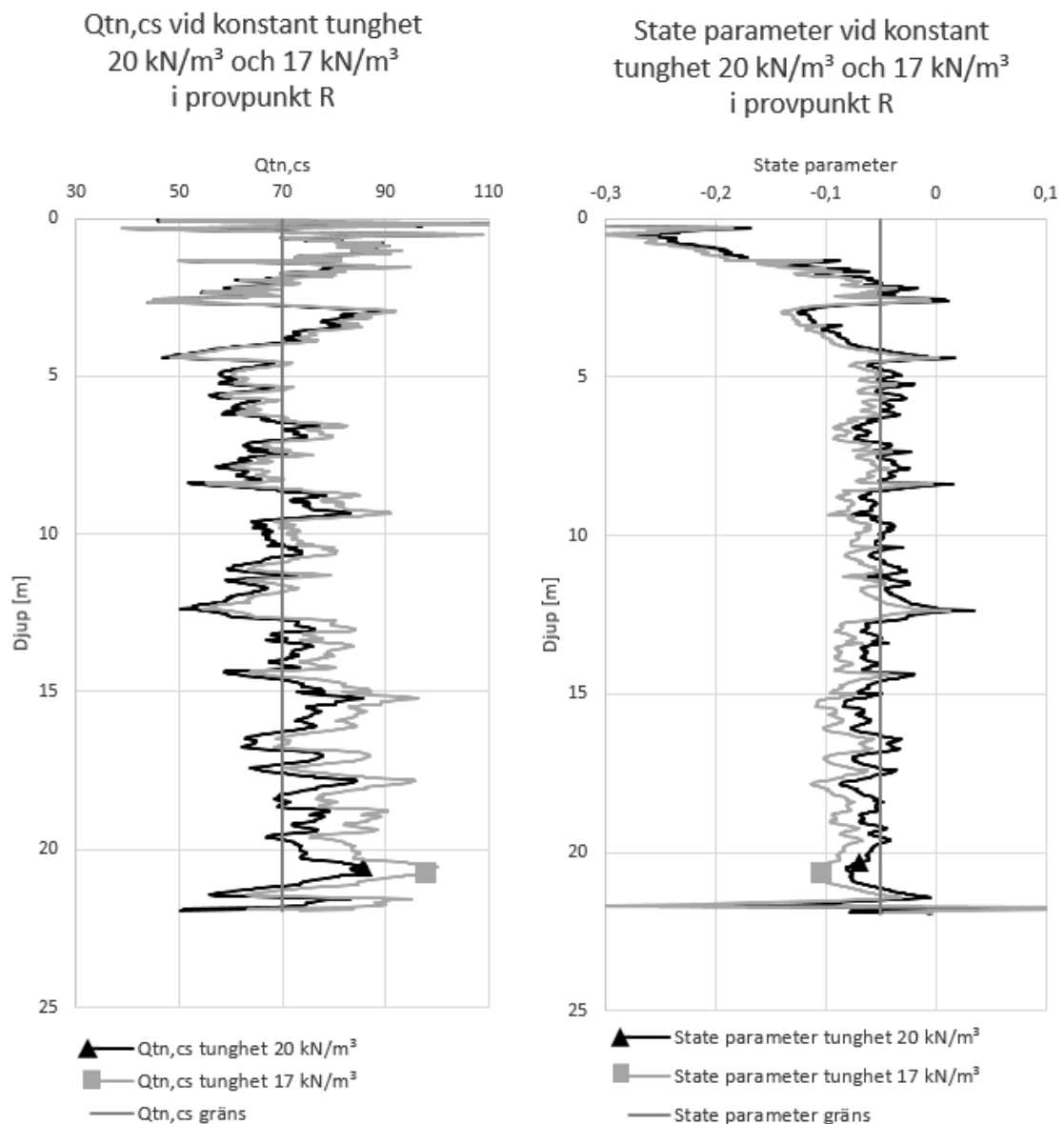
Andelen kontraktanta punkter för respektive provpunkt presenteras i tabell 8.8 mot andelen kontraktanta punkter från referensberäkningen. I figur 8.12 visas hur förändringen ser ut för respektive provpunkt mot djupet. En positiv förändring betyder att jorden



Figur 8.9: $Q_{tn,cs}$ och ψ vid 17 kN/m³ mot 20 kN/m³ för provpunkt N. Kontraktanta punkter är $Q_{tn,cs} < 70$ och $\psi > -0,05$, markerade med lodräta linjer.

blivit mer dilatant på grund av parameterförändringen, medan en negativ förändring betyder att jorden blivit mer kontraktant. Jorden blir totalt sett mer dilatant vid denna förändringen, vilket beror på att tungheten i referensberäkningen är högre än den genomsnittliga tungheten som uppskattas enligt denna metod, då en konstant minskning av tungheten gav en mer kontraktant jord.

Den faktiska förändringen i $Q_{tn,cs}$ och *state parameter* ψ presenteras i figur 8.13, 8.14 och i 8.15. I tabell 8.9 presenteras medelvärde, standardavvikelse samt maximum- och minimumvärde på den absoluta förändringen på grund av tunghetsförändringen.

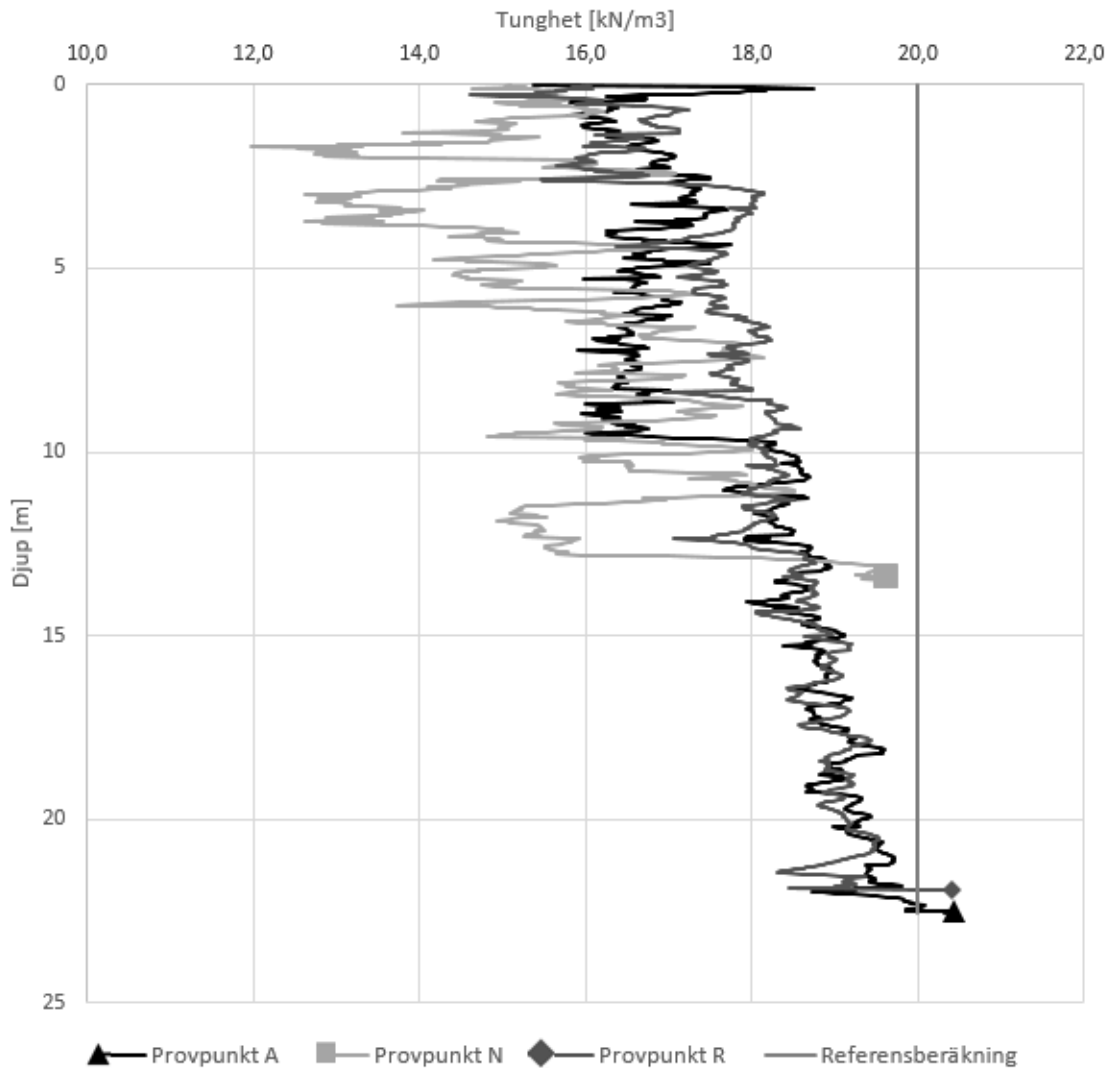


Figur 8.10: $Q_{tn,cs}$ och ψ vid 17 kN/m³ mot 20 kN/m³ för provpunkt R. Kontraktanta punkter är $Q_{tn,cs} < 70$ och $\psi > -0,05$, markerade med lodräta linjer.

Tabell 8.8: Andel kontraktanta punkter, jämförelse mellan referensberäkning och ändring av tunghet enligt Robertson och Cabals (2010a) tunghetsbestämning

		Andel kontraktanta punkter	
		Robertson (2010b)	Plewes m. fl. (1992)
Provpunkt A	Tunghet 20 kN/m ³	65%	66%
	Tunghet Robertson och Cabal (2010a)	45%	46%
Provpunkt N	Tunghet 20 kN/m ³	92%	81%
	Tunghet Robertson och Cabal (2010a)	89%	73%
Provpunkt R	Tunghet 20 kN/m ³	49%	36%
	Tunghet Robertson och Cabal (2010a)	37%	15%

Tunghet enligt Robertson & Cabal (2010) mot djupet

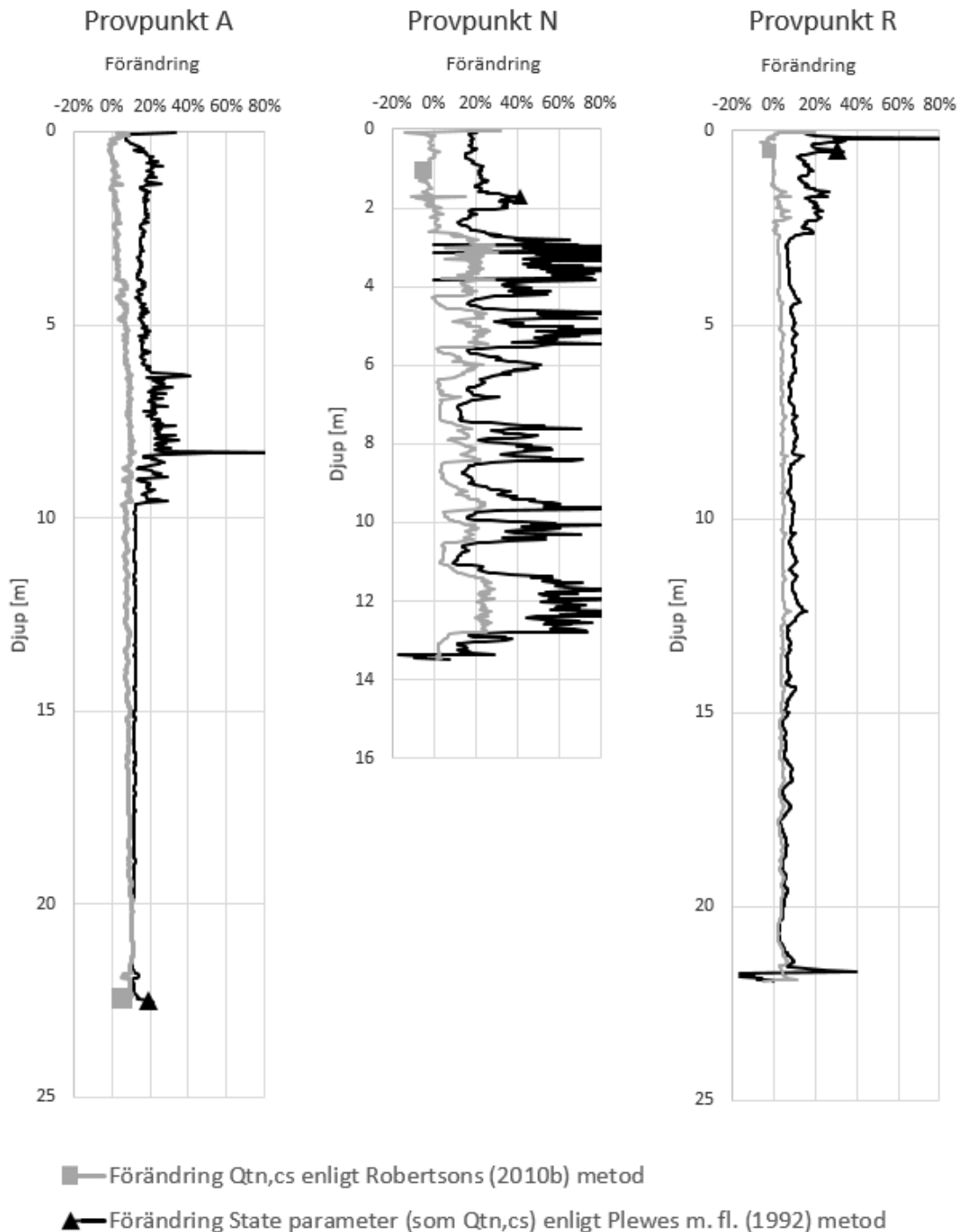


Figur 8.11: Tunghetsvariation över djupet i provpunkt A, N respektive R med Robertson och Cabals (2010a) metod för tunghetsbestämning

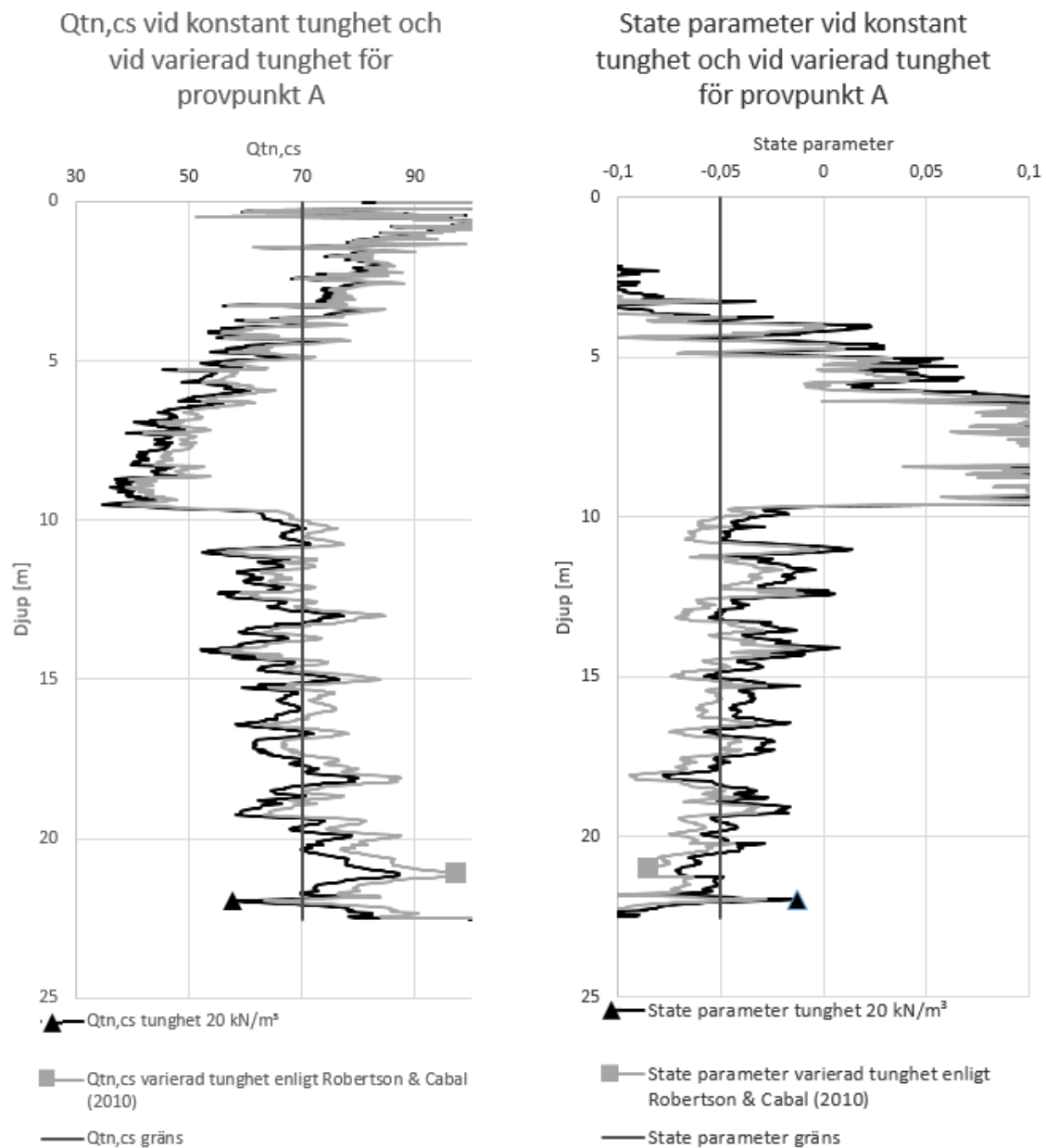
Tabell 8.9: Absolut förändring vid tunghetsförändring enligt Robertson och Cabal (2010a)

	Utdata	Medelvärde	Standardavvikelse	Maximumvärde	Minimumvärde
Provpunkt A	$Q_{tn,cs}$	4,7	2,1	15,7	-1,1
	ψ	-0,020	0,006	-0,011	-0,098
Provpunkt N	$Q_{tn,cs}$	4,4	3,6	35,5	-3,5
	ψ	-0,042	0,024	0,026	-0,170
Provpunkt R	$Q_{tn,cs}$	2,5	1,1	13,0	-3,3
	ψ	-0,012	0,007	0,025	-0,114

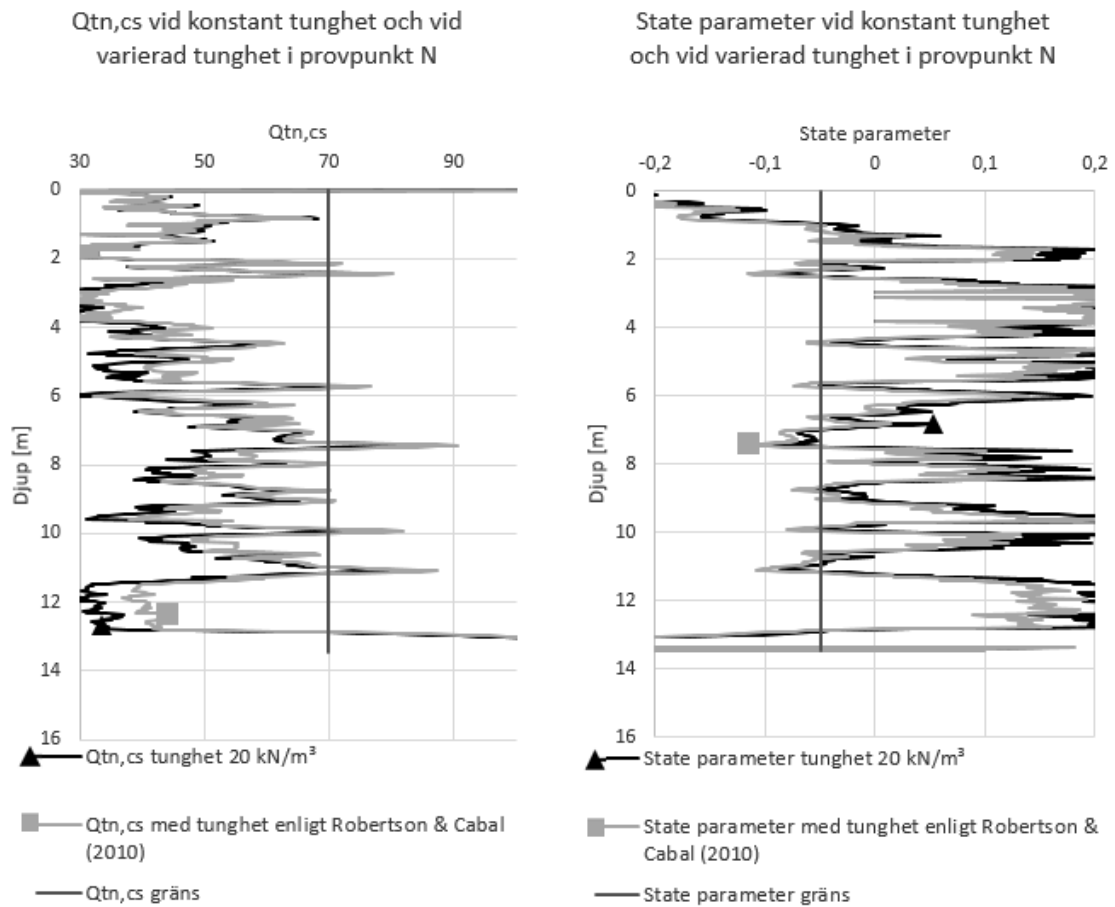
Förändring vid ändrad tunghet enligt Robertson & Cabal (2010)



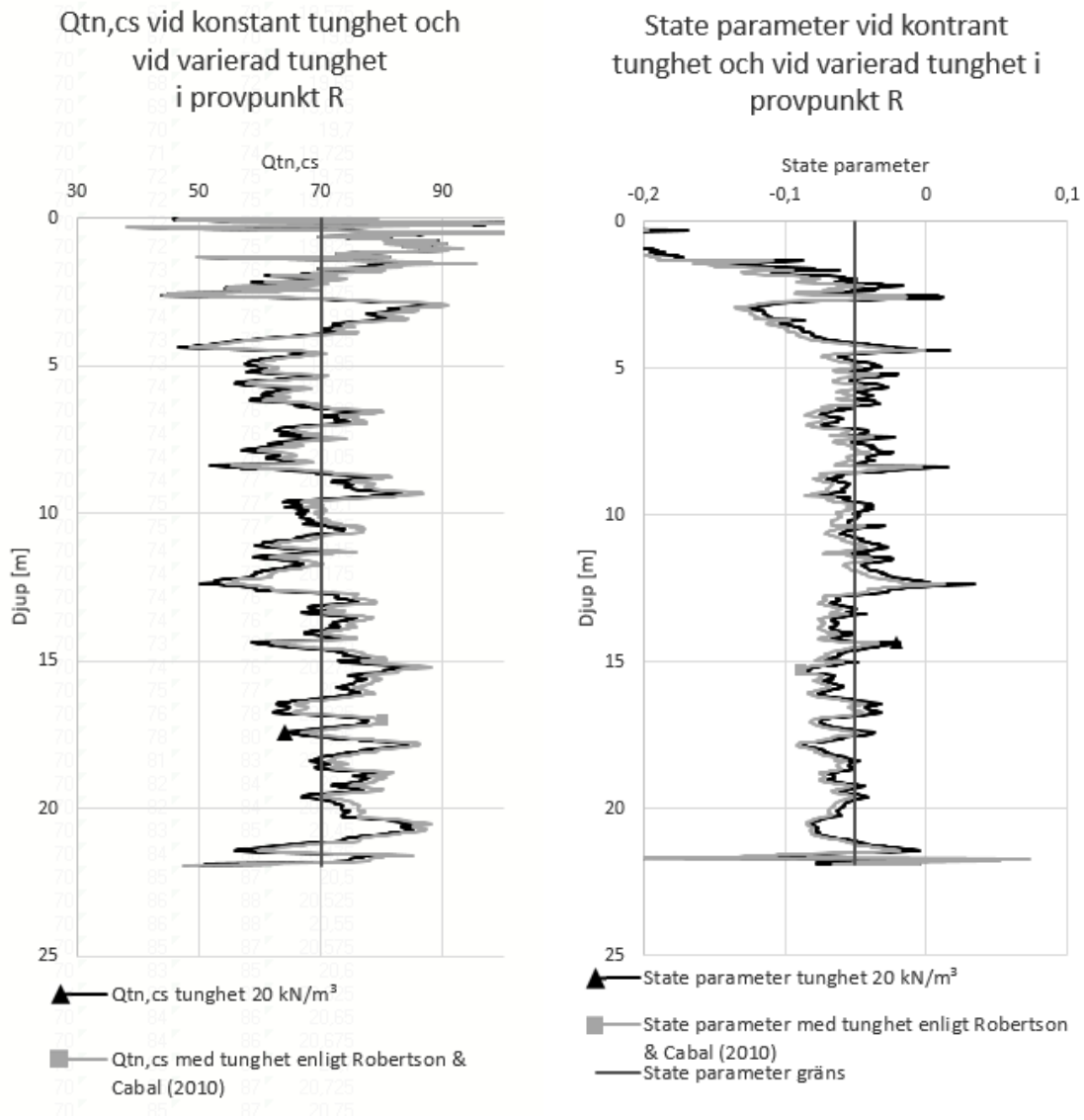
Figur 8.12: Förändring i $Q_{tn,cs}$ respektive ψ vid tunghet varierad enligt Robertson och Cabal (2010a) för provpunkt A, N och R



Figur 8.13: $Q_{tn,cs}$ och ψ vid tunghet varierad enligt Robertson och Cabal (2010a) för provpunkt A, samt värden från referensberäkning. Kontraktanta punkter är $Q_{tn,cs} < 70$ och $\psi > -0,05$, markerade med lodräta linjer



Figur 8.14: $Q_{tn,cs}$ och ψ vid tunghet varierad enligt Robertson och Cabal (2010a) för provpunkt N, samt värden från referensberäkning. Kontraktanta punkter är $Q_{tn,cs} < 70$ och $\psi > -0,05$, markerade med lodräta linjer



Figur 8.15: $Q_{tn,cs}$ och ψ vid tunghet varierad enligt Robertson och Cabal (2010a) för provpunkt R, samt värden från referensberäkning. Kontraktanta punkter är $Q_{tn,cs} < 70$ och $\psi > -0,05$, markerade med lodräta linjer

8.3 Variation av grundvattenytan

Grundvattenytan är framtagen med dissipationstest. Dessa är gjorda på olika djup, och ger då olika resultat. För att kunna jämföra hur provpunkterna påverkas mot varandra kommer samma höjning och sänkning göras för de tre punkterna.

Grundvattenytan är i provpunkt A uppskattad med hjälp av dissipationstest till 9,4 m enligt det ytligaste dissipationstestet. Beräkningarna för placering av grundyta gjorda av ConeTec Investigations Ltd. (2019) varierar dock mellan 8,5 m till 9,4 m i denna provpunkt för dissipationstest på olika djup. För att se hur variationen påverkas görs variation av grundvattenytan för punkt A, N och R, där grundvattenytan höjs med 0,9 m. Förändringen över djupet presenteras i figur 8.16. En positiv förändring betyder att jorden har blivit mer dilatant, och en negativ förändring betyder att jorden blivit mer kontraktant. Då *state parameter* ψ beror på p_0 som räknas fram med hjälp av grundvattenytans läge i ekvation (5.17) ger detta förändring av dilatansen i jorden även ovan grundvattenytan. $Q_{tn,cs}$ är endast beroende av läge på grundvattenytan vid beräkning av σ'_{v0} och varierar därmed endast under grundvattennivån. Den absoluta förändringen för jorden presenteras som medelvärde, standardavvikelse samt maximum- och minimumvärden i tabell 8.11. Förändringen är störst i provpunkt N, som även har störst variation i absolut förändring, i båda beräkningsmodellerna.

Andelen kontraktanta punkter vid höjning av grundvattenytan med 0,9 m presenteras mot referensberäkningen i tabell 8.10.

Tabell 8.10: Andel kontraktanta punkter, jämförelse mellan referensberäkning med grundvattenytan mot en höjning på 0,9 m

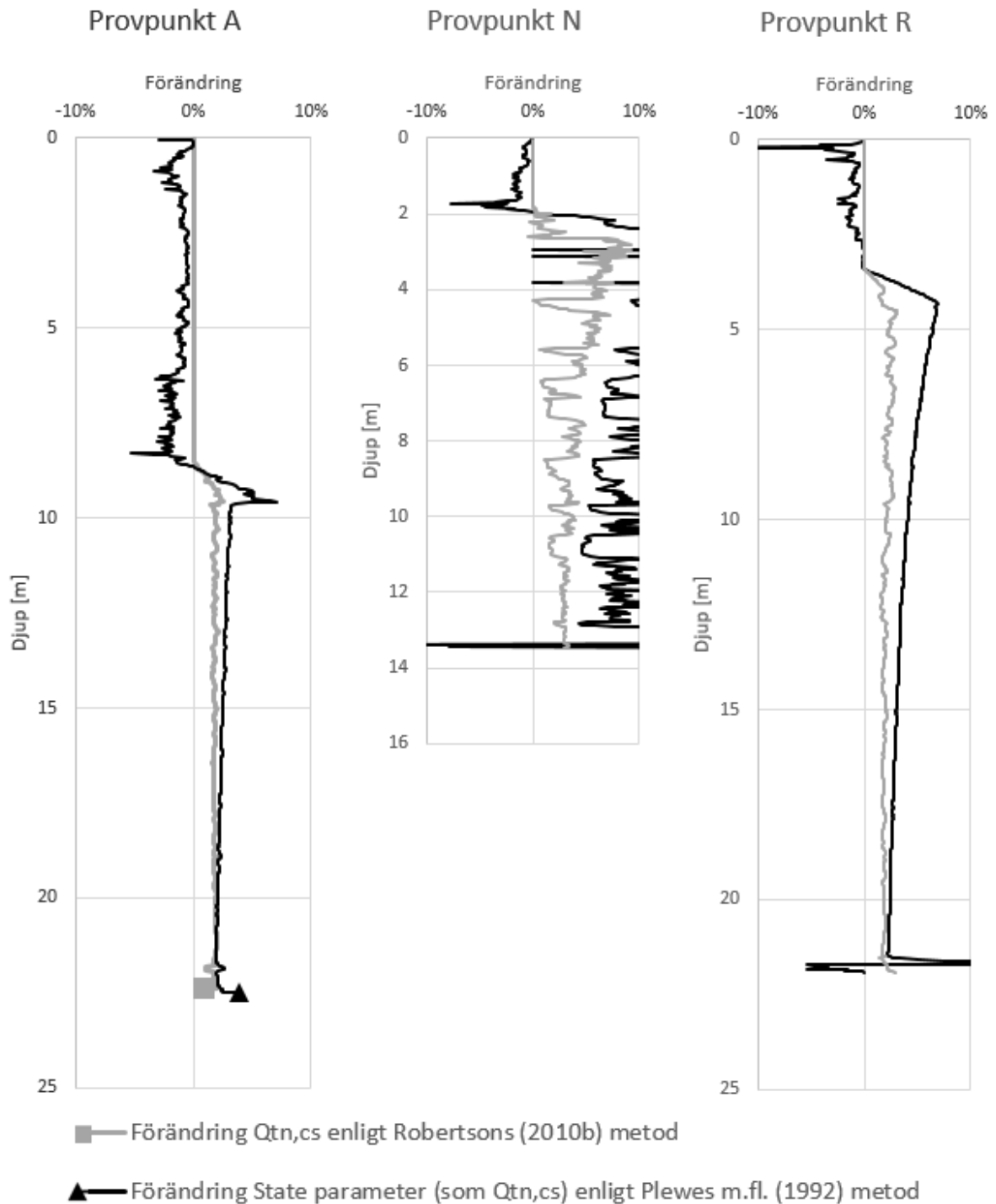
		Andel kontraktanta punkter	
		Robertson (2010b)	Plewes m. fl. (1992)
Provpunkt A	Ingen ändring av grundvattenyta	65%	66%
	Grundvattenyta höjd med 0,9 m	61%	62%
Provpunkt N	Ingen ändring av grundvattenyta	92%	82%
	Grundvattenyta höjd med 0,9 m	91%	78%
Provpunkt R	Ingen ändring av grundvattenyta	49%	36%
	Grundvattenyta höjd med 0,9 m	44%	28%

Tabell 8.11: Absolut förändring vid hänsyn till höjning av grundvattenytan på 0,9 m i provpunkt A

	Utdata	Medelvärde	Standardavvikelse	Maximumvärde	Minimumvärde
Provpunkt A	$Q_{tn,cs}$	0,7	0,6	1,8	0,0
	ψ	-0,002	0,003	0,008	-0,010
Provpunkt N	$Q_{tn,cs}$	1,4	0,9	3,9	-0,2
	ψ	-0,013	0,011	0,03	-0,091
Provpunkt R	$Q_{tn,cs}$	1,2	0,6	2,3	0,0
	ψ	-0,004	0,004	0,031	-0,035

Provpunkt N har en grundvattenyta som ConeTec Investigations Ltd. (2019) från dissipationstest beräknar till mellan 2,7 m till 5,6 m. En sänkning av grundvattenytan på 2,9 m görs för samtliga punkter för att kunna jämföra hur en sänkning av grundvattenytan påverkar beräkningsmodellerna. Förändringen över djupet presenteras i 8.17.

Förändring vid höjning av grundvattenytan 0,9 m



Figur 8.16: Förändring i $Q_{tn,cs}$ respektive ψ vid höjning av grundvattenytan på 0,9 m

Andelen kontraktanta punkter vid denna vid denna förändring presenteras tillsammans med referensberäkningen i tabell 8.12. Förändringen i absoluta tal presenteras i

tabell 8.13. I detta fallet har provpunkt N och R samma medelförändring i absoluta tal för punkterna medan N har större variation gällande standardavvikelse.

Tabell 8.12: Andel kontraktanta punkter, jämförelse mellan referensberäkning med grundvattenytan mot en sänkning på 2,9 m

		Andel kontraktanta punkter	
		Robertson (2010b)	Plewes m. fl. (1992)
Provpunkt A	Ingen ändring av grundvattenyta	65%	66%
	Grundvattenyta sänkt med 2,9 m	75%	75%
Provpunkt N	Ingen ändring av grundvattenyta	92%	82%
	Grundvattenyta sänkt med 2,9 m	94%	87%
Provpunkt R	Ingen ändring av grundvattenyta	49%	36%
	Grundvattenyta sänkt med 2,9 m	68%	60%

Tabell 8.13: Absolut förändring med hänsyn till sänkning av grundvattenytan på 2,9 m

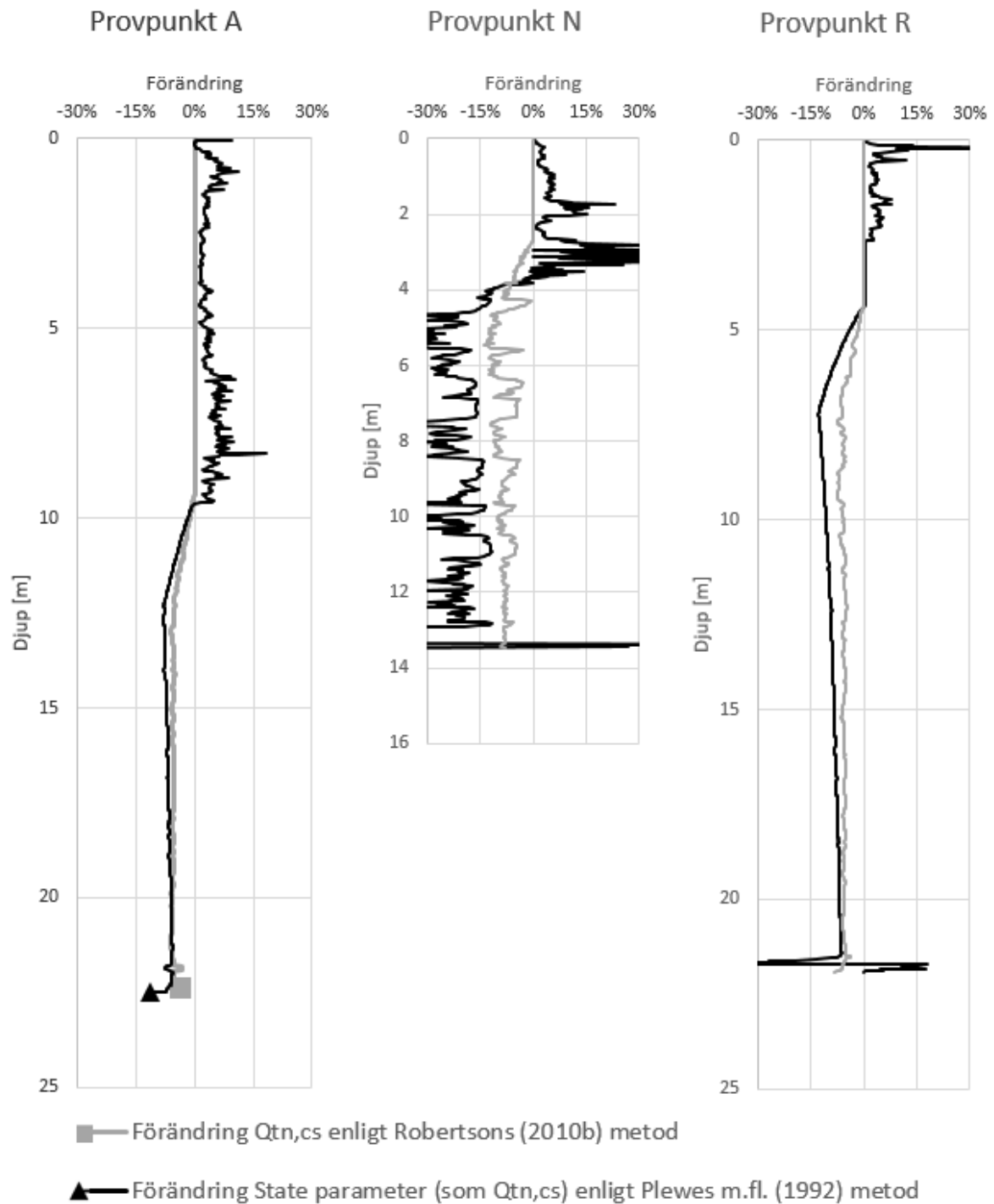
	Utdata	Medelvärde	Standardavvikelse	Maximumvärde	Minimumvärde
Provpunkt A	$Q_{tn,cs}$	-1,9	1,8	0,0	-5,4
	ψ	0,003	0,008	0,016	-0,024
Provpunkt N	$Q_{tn,cs}$	-3,0	2,4	0,0	-10,7
	ψ	0,024	0,036	0,421	-0,121
Provpunkt R	$Q_{tn,cs}$	-3,0	1,8	0,0	-6,3
	ψ	0,010	0,010	0,103	-0,091

Absoluta förändringens medelvärde jämförs mot djupet för att se var störst förändring sker vid ändring av grundvattenytans läge. I tabell 8.14 går att utläsa att i Robertsons (2010b) beräkningsmodell ökar förändringen svagt desto djupare ner mätningen är, medan Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodell inte visar något samband. Tabellen presenteras från 10 meters djup då ingen förändring sker i $Q_{tn,cs}$ ovan grundvattenytan, och då medelvärden räknas ut kan de bero på få observationer över denna punkt. Då provpunkt N endast går ner till 13 m djup utsluts denna. Ingen indelning av absolut förändring mellan zoner enligt *Soil Behavior Type*-index görs då det är svårt att ta hänsyn till var grundvattenytan är ändras.

Tabell 8.14: Absolut förändring i genomsnitt för $Q_{tn,cs}$ och ψ beroende på djupet vid ändring av grundvattenytans läge

	Medelförändring i absoluta tal vid ändring av grundvattenytans läge							
	$Q_{tn,cs}$				ψ			
	Grundvattenyta höjd 0,9 m		Grundvattenyta sänkt 2,9 m		Grundvattenyta höjd 0,9 m		Grundvattenyta sänkt 2,9 m	
	Provpunkt A	Provpunkt R	Provpunkt A	Provpunkt R	Provpunkt A	Provpunkt R	Provpunkt A	Provpunkt R
10 m < djup < 15 m	1,2	1,3	-2,9	-3,8	-0,004	-0,005	0,009	0,014
15 m < djup < 20 m	1,2	1,4	-3,7	-4,1	-0,003	-0,004	0,010	0,011
djup > 20 m	1,4	1,4	-4,1	-4,2	-0,003	-0,004	0,009	0,011

Förändring vid sänkning av grundvattenytan 2,9 m



Figur 8.17: Förändring i $Q_{tn,cs}$ respektive ψ vid sänkning av grundvattenytan med 2,9 m

8.4 Hänsyn till kapillär stighöjd

I referensberäkning samt i beräkningar av ConeTec Investigations Ltd. (2019) tas ingen hänsyn till eventuell kapillärstigning. I provpunkt A finns dock lera och silt ovan grundvattenytan, det är därmed troligt att en kapillärstigning kan uppkomma. I lera kan vattnet stiga minst 10 m och i silt minst 8 m, beräkningar är därmed gjorda fram till dess sand eller grusig sand uppkommer, totalt en kapillärstigning på 8,8 m. Kapillärstigningen tas hänsyn till i beräkningarna genom ett negativt portryck, u_0 , ovan grundvattenytan. Andelen kontraktanta punkter vid denna förändring presenteras mot referensberäkningen i tabell 8.15. I figur 8.18 presenteras förändringen av $Q_{tn,cs}$ och ψ , där en positiv förändring betyder mer dilatant jord och en negativ förändring en mer kontraktant jord. Där kan utläsas att störst förändring sker i de ytligaste punkterna i båda beräkningsmodellerna. Både punkt N och R har enligt klassificering med Robertsons (2009) *Soil Behaviour Type*-index en stor del material klassificerat som sandblandning ovan grundvattenytan, analys görs därmed enbart på provpunkt A.

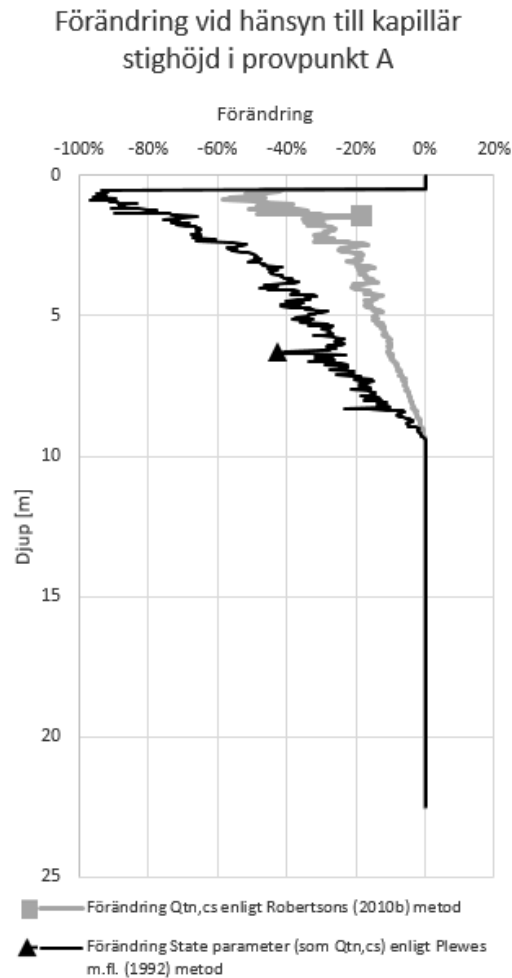
Tabell 8.15: Andel kontraktanta punkter, jämförelse mellan referensberäkning utan hänsyn till kapillärstigning, och en kapillärstigning på 8,8 m

		Andel kontraktanta punkter	
		Robertson (2010b)	Plewes m. fl. (1992)
Provpunkt A	Ingen kapillär stighöjd	65%	66%
	Kapillär stighöjd på 8,8 m	79%	82%

Den absoluta förändringen för jorden presenteras som medelvärde, standardavvikelse samt maximum- och minimumvärden i tabell 8.16

Tabell 8.16: Absolut förändring vid hänsyn till kapillär stighöjd

	Utdata	Medelvärde	Standardavvikelse	Maximumvärde	Minimumvärde
Provpunkt A	$Q_{tn,cs}$	-4,7	9,8	0,0	-60,3
	ψ	0,035	0,07	0,487	0,00



Figur 8.18: Förändring i $Q_{tn,cs}$ respektive ψ med hänsyn till kapillärstigning i provpunkt A

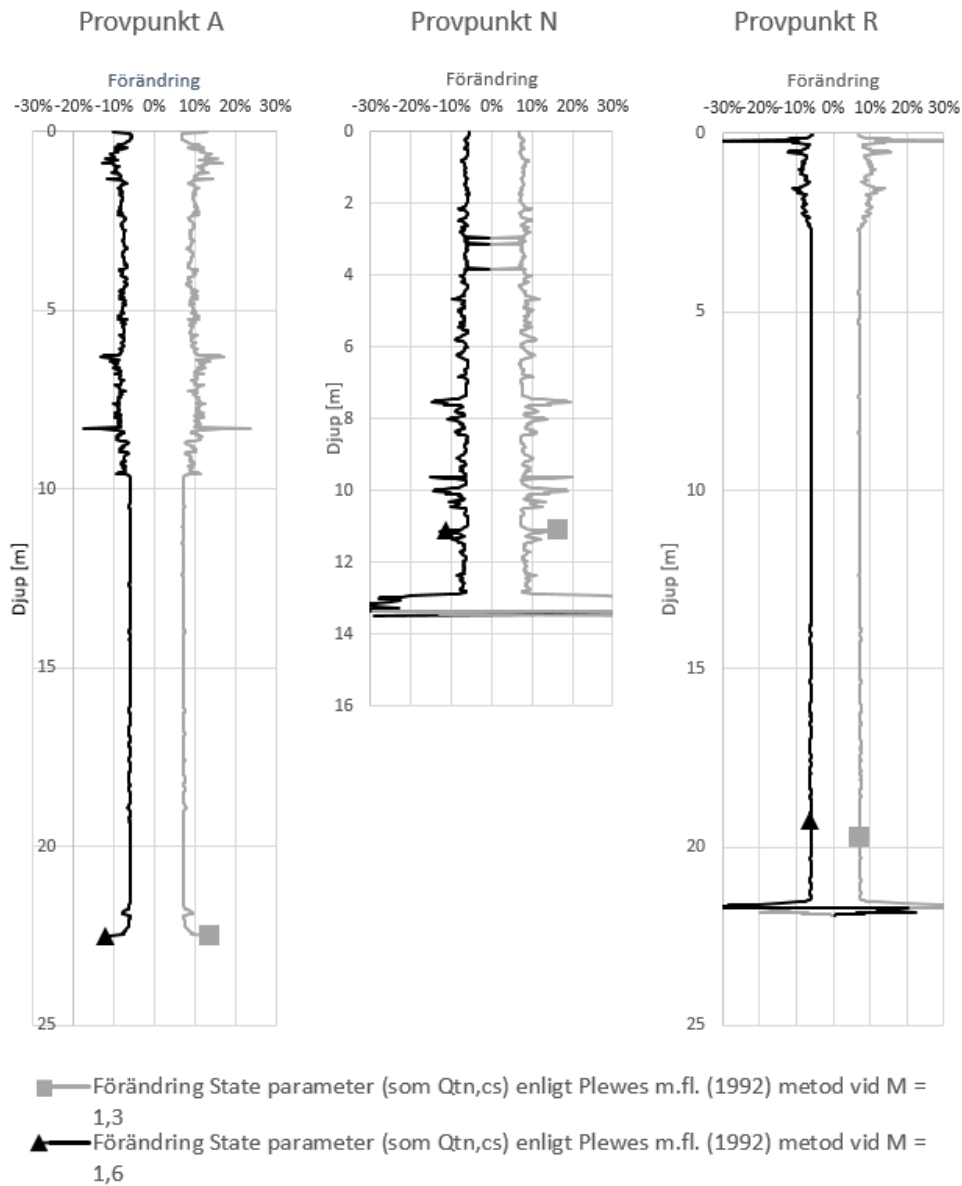
8.5 Variation av kritisk friktionskvot

Kritisk friktionskvot, M , är en parameter i Plewes m. fl. (1992) metod för beräkning av dilatans i jorden. Plewes m. fl. (1992) menar att ett värde på 1,2 är passande för jordar med en friktionsvinkel på 30° . Denna kan enligt Jefferies och Been (2016) variera mellan 1,3 och 1,6 för anrikningssand. I ConeTec Investigations Ltd. (2019) analys används 1,45 för hela djupet, och är detta värde som används för M referensberäkningen.

8.5.1 Konstant ändring av kritisk friktionskvot över djupet

Den kritiska friktionskvoten, M , varieras konstant över djupet i samtliga provpunkter för att se vilken, och hur stor, påverkan denna har på dilatansen i jorden. I figur 8.19 presenteras förändringen av *state parameter* (beskriven som $Q_{tn,cs}$) om M -värdet ändras till 1,6 respektive 1,3 för hela djupet. Andelen kontrantakta punkter ökar vid ett lägre M -värde för samtliga provpunkter, och ökar vid ett större M -värde, se tabell 8.17. I tabell 8.18 visas den absoluta förändringen, presenteras som medelvärde, standardavvikelse, maximum- och minimumvärden.

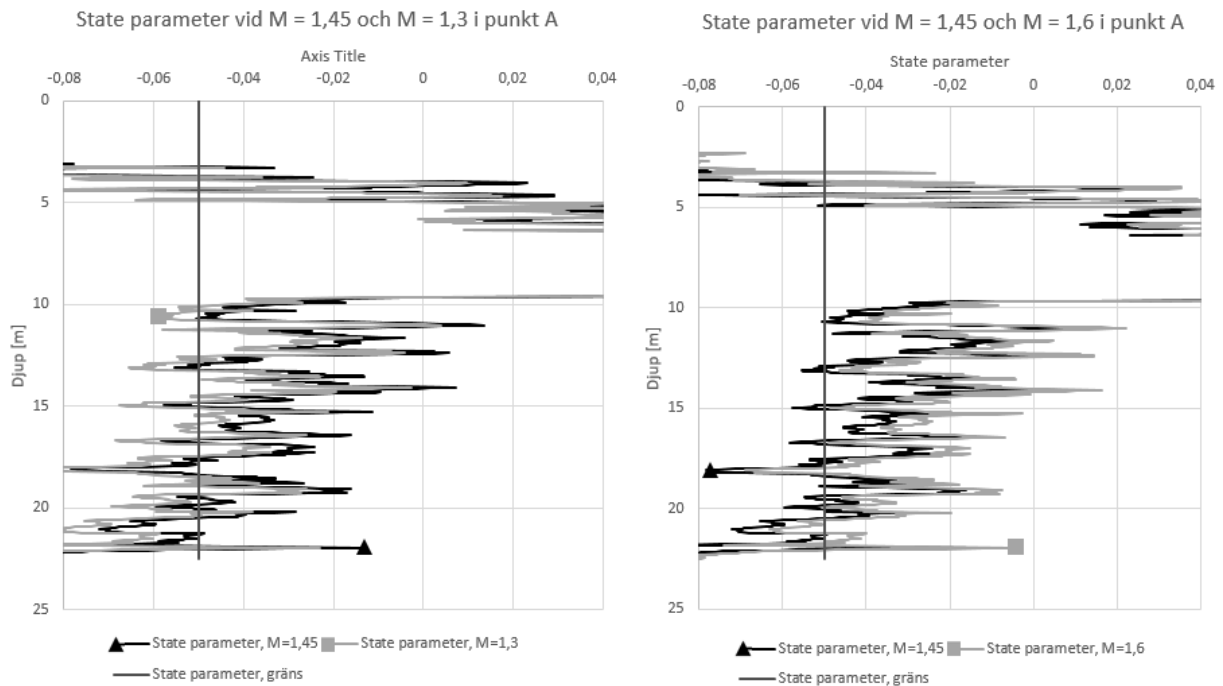
Förändring vid ändrat M-värde till 1,3 och 1,6



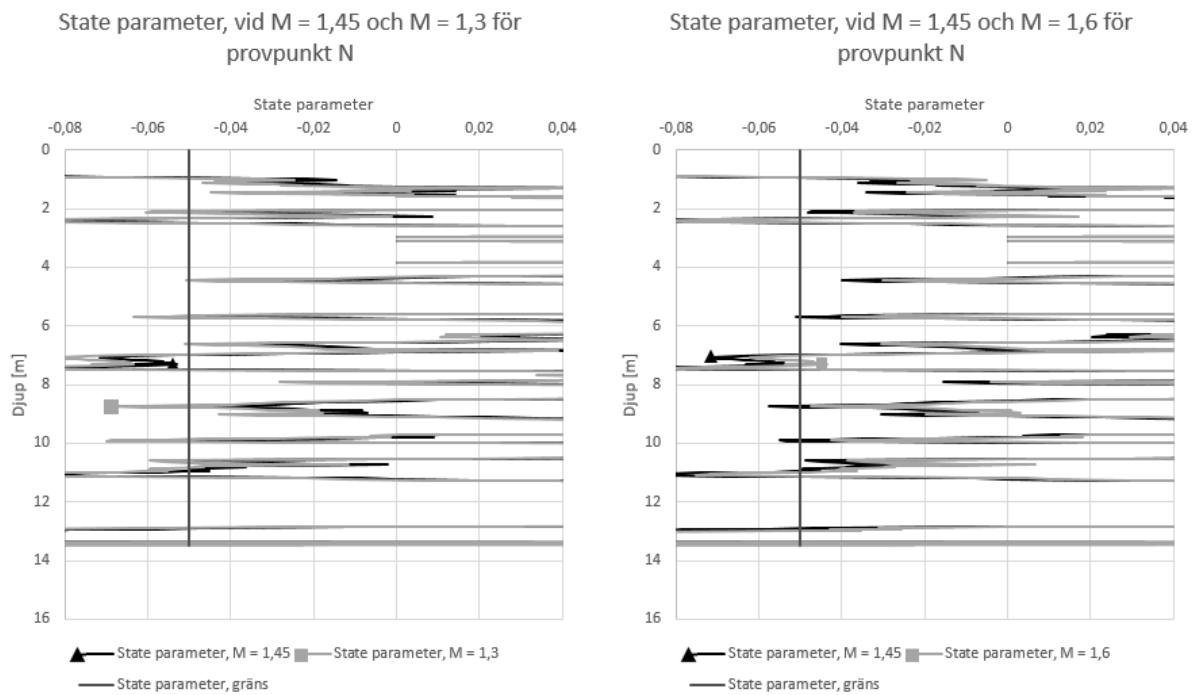
Figur 8.19: Förändring av *state parameter* ψ vid förändring av M -värde till 1,6 och 1,3 från tidigare 1,45 i provpunkt A, N och R

8.5.2 Variation av kritisk friktionskvot från laborationsresultat

I tabell 7.1 syns att laborationsprovet kallat Anfang innehåller främst sandfraktioner och lite siltfraktioner, provet kallat KON innehåller främst siltfraktioner och C-K300 innehåller silt- och lerfraktioner och i figur 7.3 syns det även att detta prov innehåller organiskt material. Uppdelningen av M -värde på CPT-proverna görs först genom att anpassa M -värdet efter den klassificering som gjorts enligt Robertsons (2009) *Soil Behavior Type-index*.



Figur 8.20: State parameter ψ i provpunkt A vid $M = 1,45$ som referensberäkning, och $M = 1,3$ respektive $M = 1,6$



Figur 8.21: State parameter ψ i provpunkt N vid $M = 1,45$ som referensberäkning, och $M = 1,3$ respektive $M = 1,6$

Tabell 8.17: Andel kontraktanta punkter vid $M = 1,45$, $M = 1,3$ och $M = 1,6$

		Andel kontraktanta punkter Plewes m. fl. (1992)
Provpunkt A	M=1,45	66%
	M=1,3	52%
	M=1,6	77%
Provpunkt N	M=1,45	82%
	M=1,3	77%
	M=1,6	86%
Provpunkt R	M=1,45	36%
	M=1,3	21%
	M=1,6	55%

Tabell 8.18: Absolut förändring vid ändrat M-värde till $M = 1,3$ och $M = 1,6$

	Utdata	M-värde	Medelvärde	Standardavvikelse	Maximumvärde	Minimumvärde
Provpunkt A	ψ	1,3	-0,012	0,002	-0,009	-0,031
		1,6	0,010	0,002	0,028	0,008
Provpunkt N	ψ	1,3	-0,013	0,006	0,050	-0,090
		1,6	0,012	0,009	0,081	-0,045
Provpunkt R	ψ	1,3	-0,010	0,006	0,032	-0,123
		1,6	0,009	0,006	0,111	-0,029

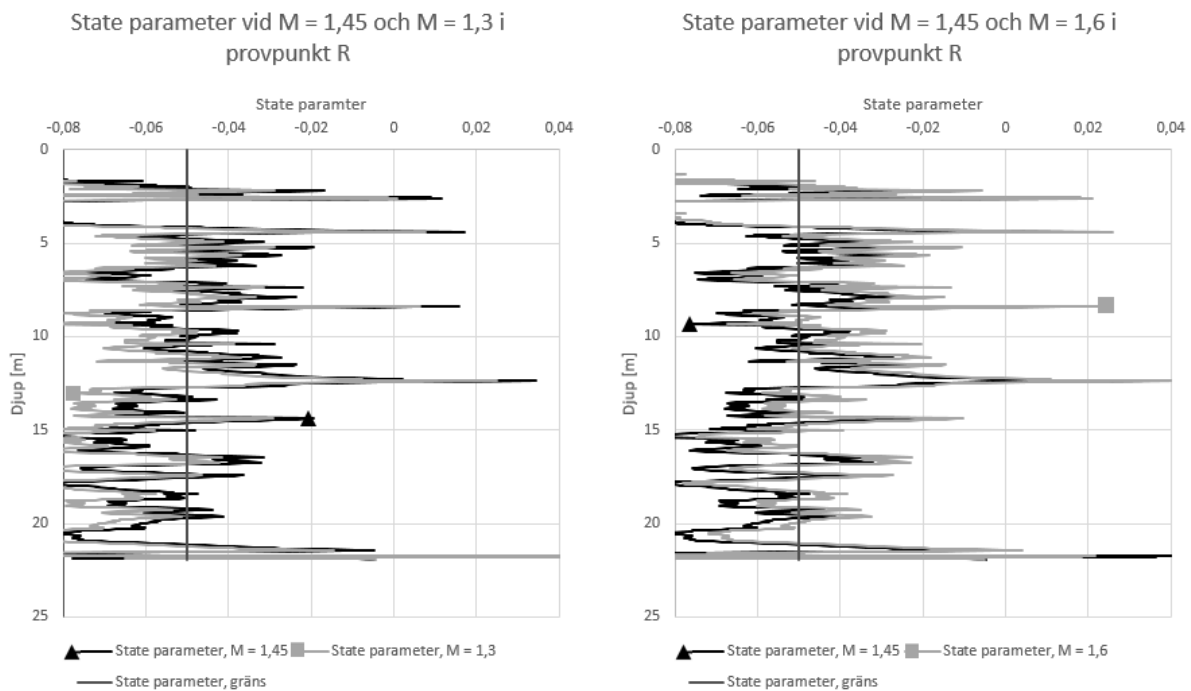
Utifrån kornfraktionsfördelningen i laborationsproverna ges respektive zons M -värde enligt tabell 8.19. Där kan avläsas att endast C-K300 som har mycket silt- och lerfraktioner har en friktionsvinkel i *critical state* som är i linje med Plewes m. fl. (1992) användning av 30° för friktionsvinkeln. Zonerna 7 till 9 får fortsatt $M = 1,45$ som i referensberäkningen då inga av laborationsproverna stämde överens med dessa klassificeringar.

Tabell 8.19: M -värden beroende på zon

Zone	Beskrivning	Labbprov	Mtc
Zone 1	Sensitiv finkornig jord	C-K300	1,18
Zone 2	Organisk jord	C-K300	1,18
Zone 3	Lera	C-K300	1,18
Zone 4	Siltbladning	KON	1,3
Zone 5	Sandbladning	ANFANG	1,43
Zone 6	Sand	ANFANG	1,43
Zone 7	Grusig sand till sand		1,45
Zone 8	Styv sand till lerig sand		1,45
Zone 9	Styv finkornig jord		1,45

Andelen kontraktanta punkter blir för de tre provpunkterna enligt tabell 8.20, och ger alla totalt mer dilatanta värden längs djupet.

I figur 8.23 presenteras hur variationen av *state parameter* ψ påverkas av att M -värdet ändras efter zonindelningen med M -värden från laborationsresultaten. *State parameter* är här först omgjord till $Q_{tn,cs}$. En positiv förändring betyder att jorden blivit mer dilatant, och en negativ förändring att jorden blivit mer dilatant. Förändringen



Figur 8.22: *State parameter* ψ i provpunkt R vid $M = 1,45$ som referensberäkning, och $M = 1,3$ respektive $M = 1,6$

Tabell 8.20: Andel kontraktanta punkter vid $M = 1,45$ och vid M varierad enligt laborationsresultat och SBTn-zoner

		Andel kontraktanta punkter Plewes m. fl. (1992)
Provpunkt A	M=1,45	66%
	M varierad efter zoner	63%
Provpunkt N	M=1,45	82%
	M varierad efter zoner	78%
Provpunkt R	M=1,45	36%
	M varierad efter zoner	33%

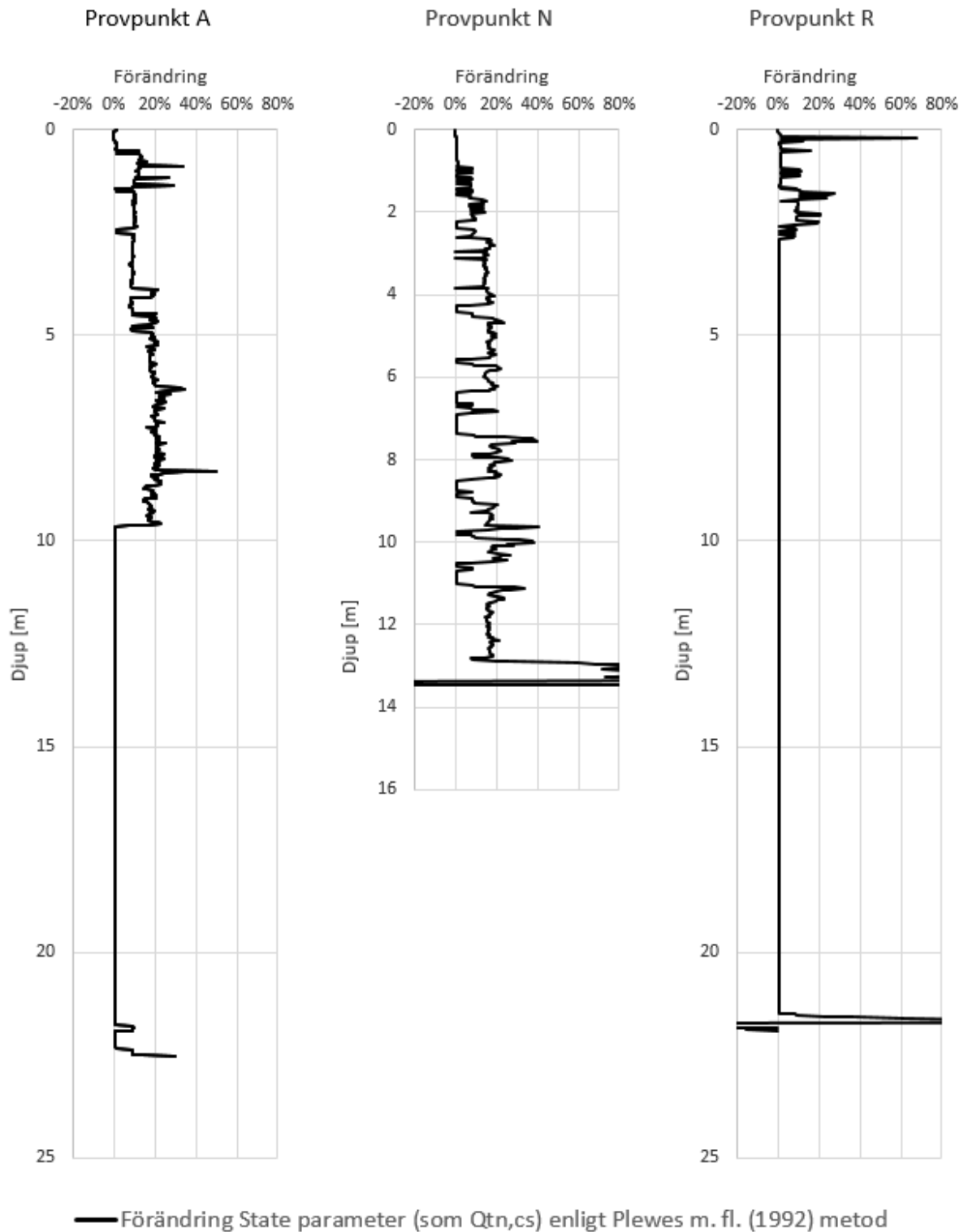
är störst i provpunkt N då denna innehåller mer ler- och siltfraktioner.

I figur 8.24, 8.25 och 8.26 presenteras hur *state parametern* ψ förändras i absoluta tal. I tabell 8.21 visas hur förändringen ser ut gällande medelvärde, standardavvikelse, minimiförändring och maximiförändring.

Tabell 8.21: Absolut förändring vid hänsyn ändrat M-värde till värden från laborationsresultat

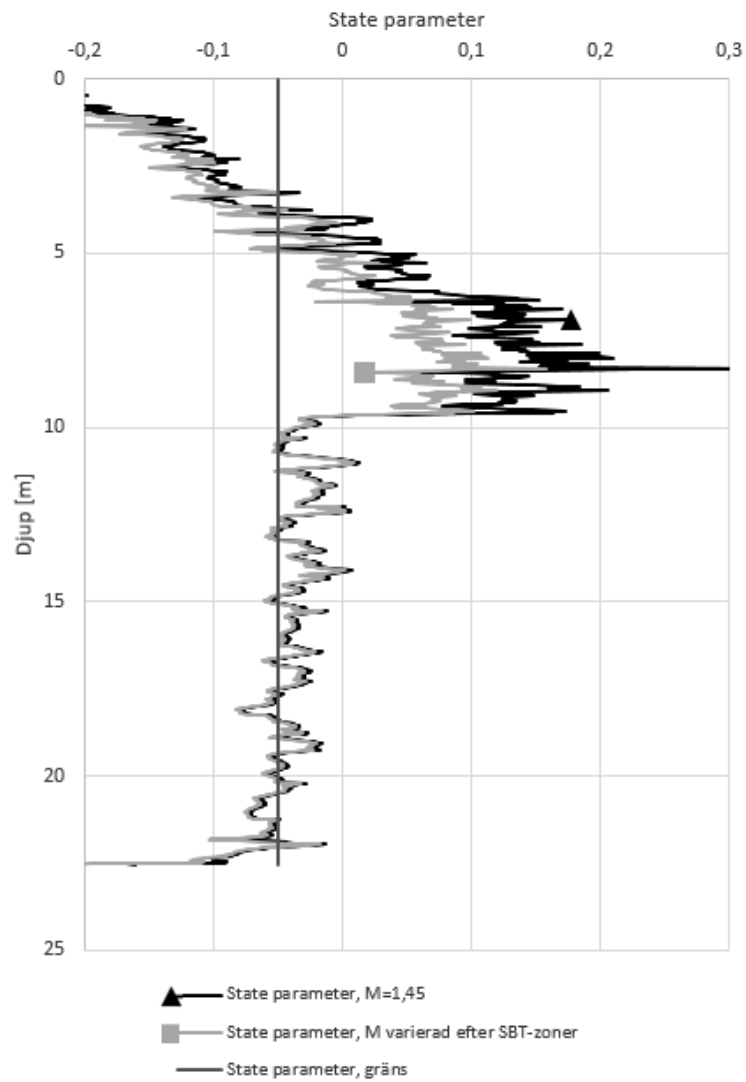
	Utdata	Medelvärde	Standardavvikelse	Maximumvärde	Minimumvärde
Provpunkt A	ψ	-0,019	0,023	0	-0,175
Provpunkt N	ψ	-0,018	0,021	0,095	-0,170
Provpunkt R	ψ	-0,003	0,013	0,060	-0,233

Förändring vid variation av M-värde enligt SBT-zoner



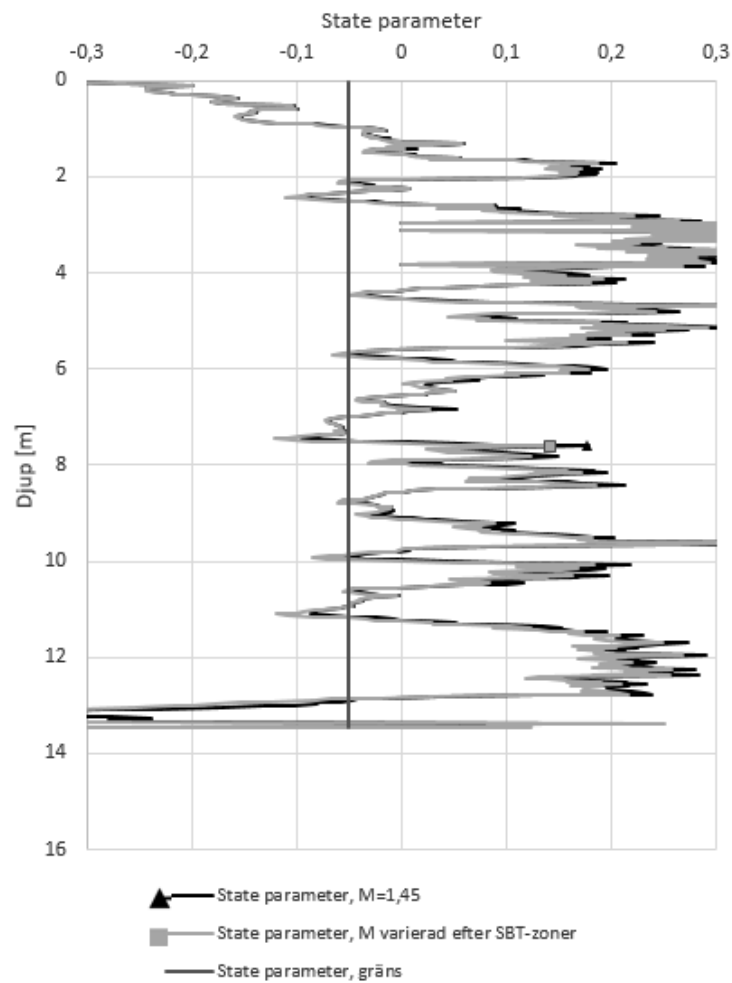
Figur 8.23: Förändring av state parameter ψ i provpunkt A, N och R vid variation av M enligt laborationsresultat och SBT-zonindelning

State parameter vid M-värde 1,45 mot
variation av
M-värde enligt SBT-zoner i punkt A

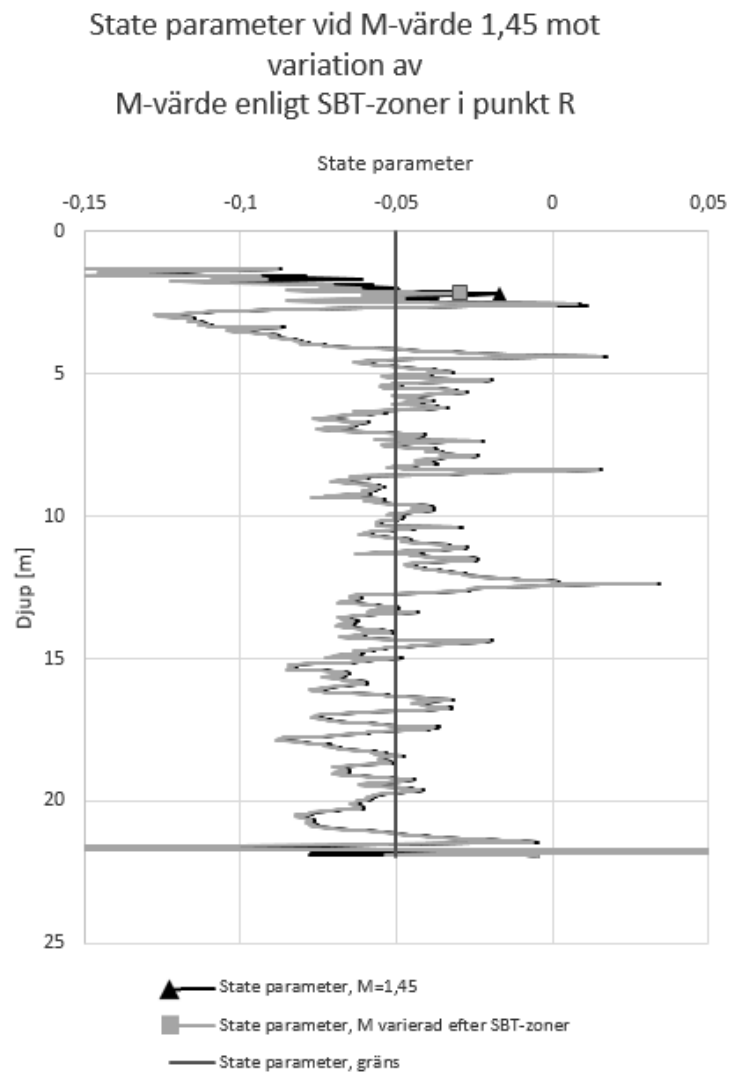


Figur 8.24: State parameter ψ i provpunkt A vid variation av M enligt laborationsresultat och SBT-zonindelning, samt vid $M=1,45$ för hela djupet

State parameter vid M-värde 1,45 mot
variation av
M-värde enligt SBT-zoner i punkt N



Figur 8.25: State parameter ψ i provpunkt N vid variation av M enligt laborationsresultat och SBT-zonindelning, samt vid $M=1,45$ för hela djupet



Figur 8.26: State parameter ψ i provpunkt R vid variation av M enligt laborationsresultat och SBT-zonindelning, samt vid $M=1,45$ för hela djupet

8.6 Dilatans med modifierad Soil Type Behavior

Robertsons (2016) klassificeringssystem för jord utgår ifrån egenskapen om jorden är kontraktant eller dilatant, för att efter det benämna den utifrån kornfraktioner. Används detta klassificeringssystem ges, om samma antaganden görs som i referensberäkningen, andel kontraktanta punkter enligt tabell 8.22. Som syns i tabellen visar denna metod liknande resultat som tidigare studerade metoder, däremot fås även hur stor andel punkter som löper större risk att tappa sin hållfasthet. Då anrikningssanden inte har några mikrostrukturer sätts gränsen mellan kontraktant och dilatans till $CD = 70$. Detta resultat visar att trots att många av punkterna är kontraktanta är det inte alla dessa som är sensitiva. Observera att det endast enligt denna metod är lerfraktioner som undersöks för sensitivitet.

Tabell 8.22: Andelen kontraktanta punkter i Robertson (2010b) och Plewes m. fl. (1992) mot Robertsons (2016) jordklassificering baserat på kontraktans eller dilatans

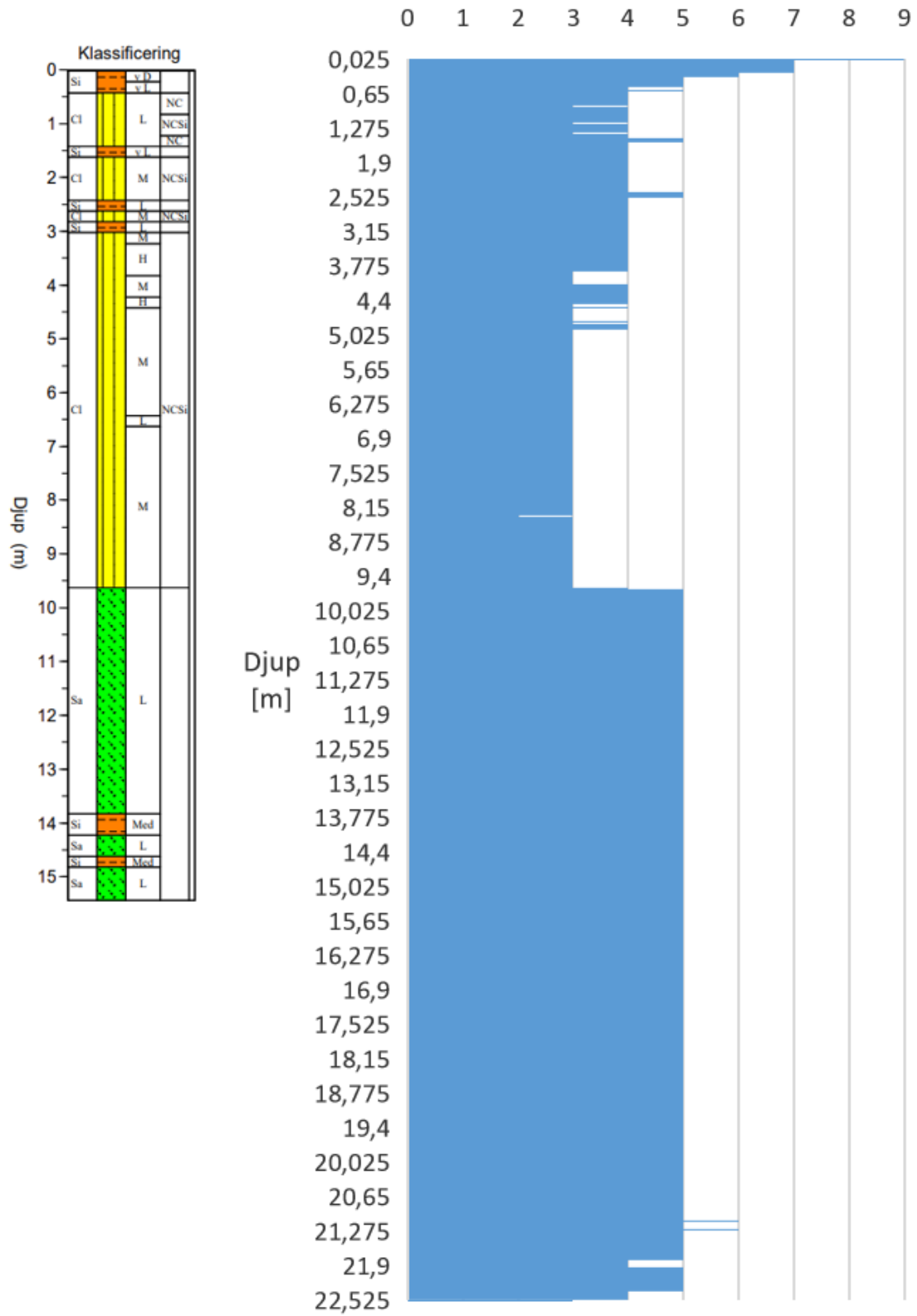
Metod	Andel kontraktanta punkter		
	Robertson (2010b)	Plewes m. fl. (1992)	Robertson (2016)
Provpunkt A	65%	66%	69%, och 4% kategoriseras som sensitiva (CCS)
Provpunkt N	92%	82%	92%, och 35% kategoriseras som sensitiva (CCS)
Provpunkt R	49%	36%	47%, och 0% kategoriseras som sensitiva (CCS)

8.7 Klassificering av jordart

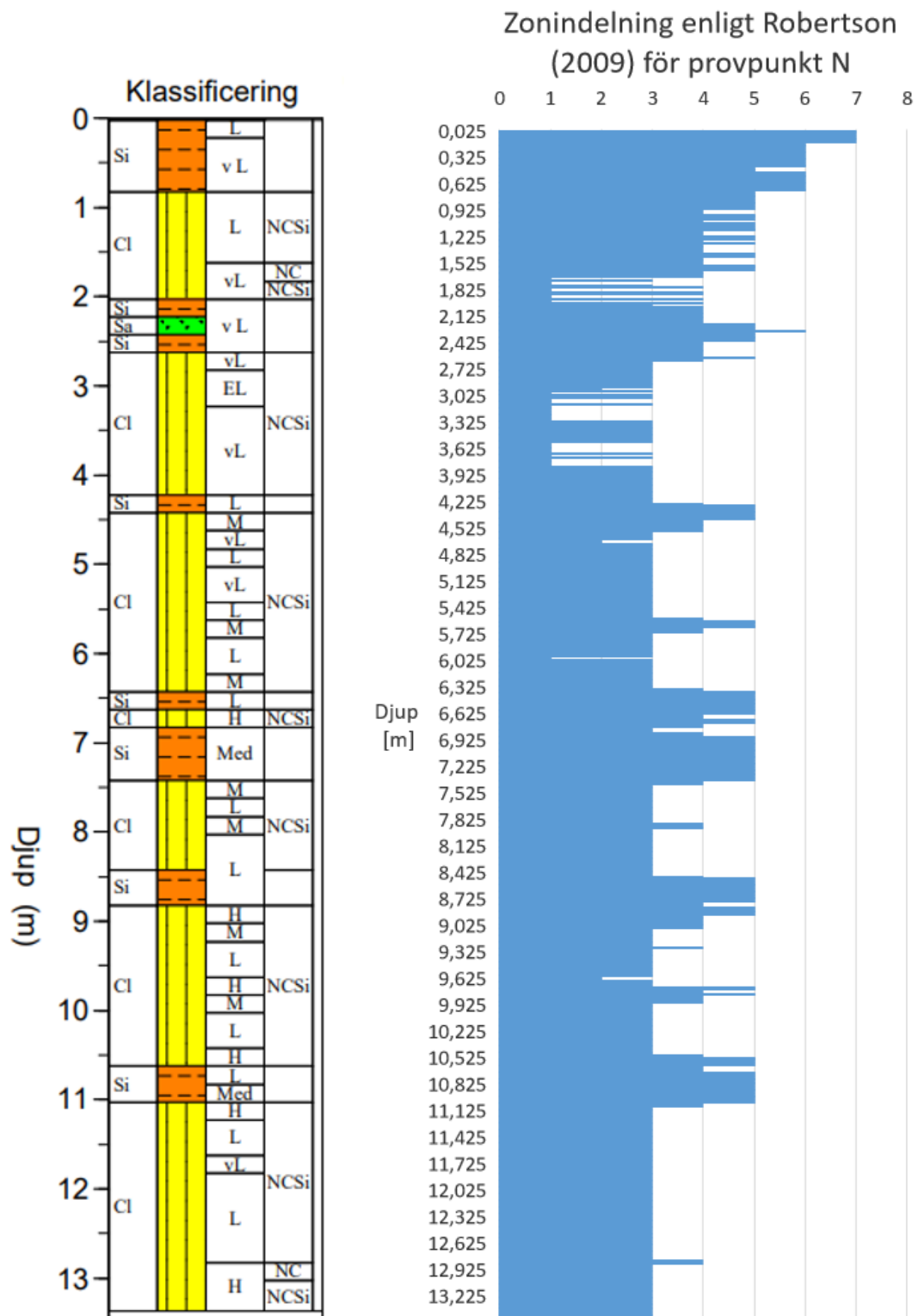
I CONRAD klassificeras jorden efter kornstorlek, fasthet och överkonsolideringsgrad (Sveriges Geotekniska Institut, 2010). För anrikningssand bör överkonsolideringsgraden inte överstiga 1 då jorden aldrig utsatts för högre last än vid rådande förhållanden. Robertson (2009) klassificerar jorden utifrån det beteende jorden förväntas ha, beskrivet som kornstorlek. I indelningen tas även hänsyn till fasthet, då sanden kan beskrivas som väldigt styv, eller leran som sensitiv. Om Q_t är stor i förhållande till F_r är jorden överkonsoliderad, vilket enklast beskrivs med en diagonal linje i SBTn-diagrammet (Robertson, 2009).

CONRAD lägger automatiskt samman flera mätningar från CPT-sonderingen till ett lager på 20 cm. Vid jämförelse mellan CONRADs klassificering av jord och Robertson (2009) ges därmed dessa egenskaper på flera lager enligt CPT-sonderingen. En jämförelse mellan jordartsklassificeringen mellan CONRADs och Robertsons (2009) *Soil Behaviour Type*-index med hänsyn till zon 1, 8 samt 9, finns i figur 8.27 för punkt A, i figur 8.28 för punkt N och i figur 8.29 för figur R. Dock är CONRADs klassificering av jorden endast plottad till 15 meters djup. För att jämföra med referensberäkningen har tungheten 20 kN/m^3 antagits för hela djupet för analys i CONRAD.

Zonindelning enligt Robertson (2009) för provpunkt A

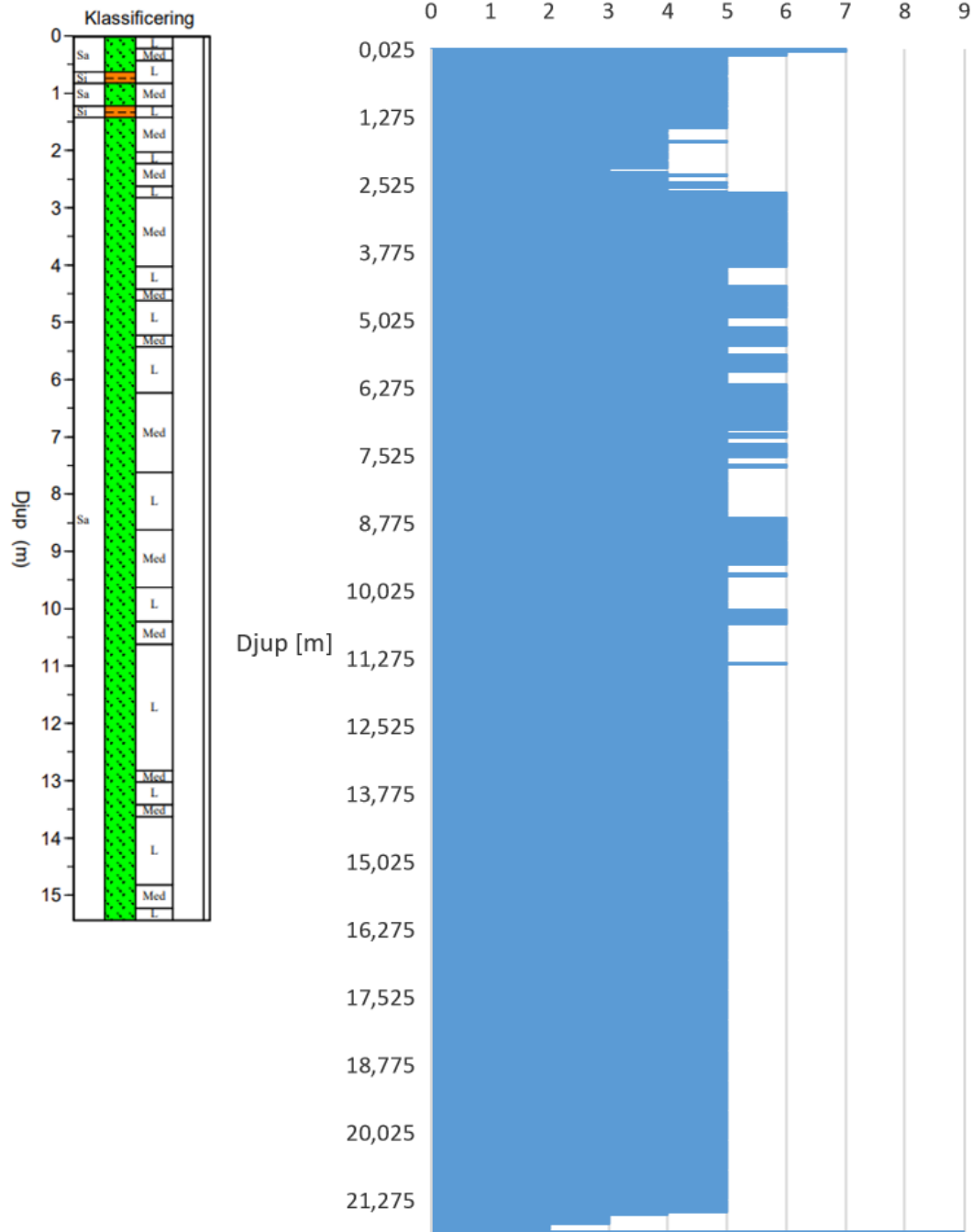


Figur 8.27: Jordartsklassificering i provpunkt A



Figur 8.28: Jordartsklassificering i provpunkt N

Zoninledning enligt Robertson (2009) för provpunkt R



Figur 8.29: Jordartsklassificering i provpunkt R

9 Diskussion och slutsats

I detta kapitel analyseras resultatet och slutsatser dras. De problem som funnits i samband med arbetet diskuteras. Slutligen presenteras förslag till vidare forskning.

Ingen av beräkningsmodellerna ger mer konservativa resultat än den andra vid utvärdering av anrikningssandens dilatans från CPT-resultat. I det fall där tungheten minskar från 20 kN/m³ till 17 kN/m³ ger både Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodeller en uppskattning att jorden är mer dilatant i samtliga undersökta punkter. I läge i anrikningssanden som har många punkter längs djupet som ligger vid gränsen mellan kontraktant och dilatant har den här ändringen i antagande stor påverkan på bedömningen av dilatansen i jorden. Detta syns tydligt i provpunkt R där bedömningen varierar mellan 49% till 10% kontraktanta punkter beroende på beräkningsmodell och antagande kring tunghet. Vid denna ändring har den effektiva vertikalspänningen, σ'_{v0} , minskats. Att punkterna blir mer kontraktanta beror på att beräkningsmodellerna kopplar den lägre tungheten vid samma spetstryck och mantelfriktion som en fastare lagring. När kapillärstigningen tas hänsyn till ges i båda beräkningsmodellerna en mer kontraktant jord, vilket ökar den effektiva vertikalspänningen σ'_{v0} över grundvattenytan. Antaganden för båda dessa parametrar varierar därmed värdet på σ'_{v0} . I de fall som σ'_{v0} ökas ger modellerna en uppskattning av mer kontraktanta punkter, och vid en minskning av σ'_{v0} ges mer dilatanta punkter. Vid variation av grundvattenytan ger både Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodeller störst absolut förändring i provpunkt N. Vid konstant ändring av tungheten ger Robertsons (2010b) metod lägst absolutförändring i provpunkt N, medan Plewes m. fl. (1992) metod ger störst förändring i denna punkt. Det innebär att en förändring av σ_{v0} och σ'_{v0} inte slår hårdare i en beräkningsmodell mot den andra. Däremot går det vid konstant variation av tunghet att se att Robertsons (2010b) beräkningsmodell ger större förändringar desto djupare mätpunkt och Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodell ger större förändringar i finkornigt material än i grovkornigt. Det hade därmed varit önskvärt att undersöka fler sonderingspunkter för att se om detta är ett genomgående samband. Ändring av grundvattenytan visar samma samband för $Q_{tn,cs}$, dock väldigt svagt då förändringarna är mindre på grund av denna ändring.

I denna rapport används en anpassning av ψ till $Q_{tn,cs}$. Då beräkningsmodellerna delvis är gjorda utifrån empiriska samband är översättningen mellan de olika metoderna gjord för att passa bäst kring gränsen för dilatant och kontraktans. Värden som är väldigt kontraktanta eller väldigt dilatanta ger då orimliga utdata. Detta innebär att *state parametern* ψ får väldigt stora förändringar vid denna typen av värden då anpassningen är exponentiell. Det kan därmed vara svårt att dra slutsatser kring hur mycket en parameter påverkar om endast den procentuella förändringen mellan referensberäkning och variation i parameter undersöks. Medelvärde på förändringen i absoluta tal tillsammans med en standardavvikelse visar hur känsliga metoderna faktiskt är.

Plewes m. fl. (1992) beräkningsmetod bygger på att ingen data ska behöva fås från laboration, utan en bedömning av jordens dilatans ska vara möjligt med data direkt från CPT-sondering. Det som är unikt med metoden mot Jefferies och Been (1985) är framtagningen av λ . Metoden har dock både kritisk friktionskvot M , och vilojordskoefficient, K_0 som ingångsvärden. Båda dessa värden går att få från triaxialförsök. Plewes m. fl. (1992) föreslår ett M -värde som, enligt Jefferies och Been (2016), är under det värde anrikningssand typiskt sett har. Ur resultatet går att utläsa att ett lågt M -värde ger en bedömning av en mer dilatant jord. För att resultaten ska bli representativa för anrikningssand bör inte Plewes m. fl. (1992) föreslagna värde användas.

Provpunkt A och R innehåller främst sand eller sandblandning enligt använda klassificeringsmodeller, med skillnaden att provpunkt A har ett 5 meter tjockt lerlager. Provpunkt N klassificeras främst som lera. Provpunkten N sticker ut i resultatet då denna punkt har mycket större genomsnittlig avvikelse från medelvärdet. Robertsons (2010b) beräkningsmodell är framtagen för empiriska samband gällande sand, och sedan justerad för finkornigare material. Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodell är anpassad med empiriska samband för lera och sand och sedan justerad för silt. Det hade därmed varit intressant att undersöka ett par sonderingspunkter med finkornigt material mot ett par med mer grovkornigt material för att undersöka om finandelen i materialet hänger ihop med att provpunkt N får en större variation kring medelvärdet.

En stor skillnad mellan att analysera anrikningssand mot naturligt bildad jord är att materialet är ditlagt. Detta betyder att det i förväg går att veta vilket material som förväntas i den analyserade punkten. I denna rapport undersökts tre stycken punkter, där två av punkterna, A och R, befinner sig nära nuvarande eller tidigare utsläppspunkt, och en punkt, N, befinner sig långt ifrån utsläppspunkterna. Då materialet är ditlagt med en slurry bestående av anrikningssand och gruvvatten bör de finkorniga partiklarna ha transporterats i suspenderad form långt ifrån utsläppspunkten och de större och tyngre partiklarna lagt sig närmre utsläppspunkten. Klassificeringen av provpunkt N visar enligt *Soil Behaviour Type*-index, att anrikningssanden bör vara en sandblandning de översta metrarna. Då denna punkten ligger långt ifrån utsläppspunkten bör materialet kommit dit i suspenderad form via vattnet, och bör därmed ha en mindre kornfraktion. CONRAD visar däremot att det endast är sand den översta metern. Enligt laborationsdatan bör det inte finnas någon sand vid detta läge. I resterande djup klassificerar både CONRAD och *Soil Behaviour Type*-index anrikningssanden som lera med mindre skikt av andra klassificeringar. Där det inte klassificeras som lera i provpunkt N så visar resultatet enligt CONRAD att detta bör vara silt, främst löst lagrad, medan med *Soil Behaviour Type*-index fås klassificeringen sandblandning i de allra flesta punkter. Med tanke på att utsläppspunkten ligger långt ifrån punkt N, och laborationsdatan endast visar silt och ler i denna punkt, är det mest troligt att klassificeringen enligt CONRAD är den som är mest korrekt. För provpunkt A och R stämmer klassificeringarna från CONRAD och *Soil Behaviour Type*-index överens, med skillnaden att *Soil Behaviour Type* klassificerar som sandblandning istället för sand. Blandningar av material finns inte i CONRAD.

Robertson och Cabals (2010a) tunghetsbestämning med CPT-sondering bygger på observationen att ett högre spetstryck och en högre mantelfriktion resulterar i en högre densitet på jorden. När jämförelse görs med variabla värden går det inte att dra slutsatsen om jorden blir mer eller mindre kontraktant, då detta helt beror på vilka

antaganden som gjorts i referensberäkningen. Om det inte finns tillgång till ostörda prover som densitet kan utvärderas ifrån bör det därmed vara gynnsamt att använda en modell för tunghetsbestämning då tungheten har en stor påverkan på hur jordens dilatans ser ut. Dock går det inte att säga hur mycket sannare värden som fås ur denna modell för tunghetsbestämning. Tungheten som beräknas i punkt N är låg, vilket vid bedömning av dilatansen i anrikningssanden ger få kontraktanta punkter i förhållande till en högre tunghet. Båda beräkningsmodellerna har säkerhetsfaktorer inbyggda, där Robertson (2010b) menar att gränsen $Q_{tn,cs} < 70$ för kontraktanta punkter är väldigt hög, där empirin pekar på att detta värde endast krävs när stora utlösande faktorer som kraftiga jordbävningar skett. *State parameter* har gränsen $\psi > -0,05$ istället för $\psi > 0,0$ som enligt *critical state approach* är gränsen mellan kontraktant och dilatans. Detta innebär att ingen extra säkerhet ska behöva tas vid antaganden. Då tungheten är en viktig ingångsdata i beräkningsmodellerna kan det därmed vara användbart att använda sig av laborationsprover för att få en uppskattning kring tungheten på jorden. Dock är ett problem med detta att laborationsprover av störda prover behöver tas vilket ändrar spänningsförhållanden runt jorden och därmed densiteten på jorden.

Ett problem som finns i både Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) beräkningsmetoder är att båda starkt beror på σ_{v0} som i sin tur beror på tungheten. Portalen som är det värde som enligt *critical state approach* bestämmer huruvida jorden är kontraktant eller dilatant är starkt korrelerat med tungheten på jorden. Tungheten beskriver massan på den fasta substansen och den porvolym som finns i jorden. I samtliga undersökta klassificeringssystem av jorden, *Soil Behaviour Type*, *Soil Behaviour Type-index*, modifierad *Soil Behavior Type* och CONRAD finns detta problem, där tungheten behövs för att få F_r genom σ_{v0} för att sedan klassificera jorden i Robertsons modeller, och behövs läggas in i CONRAD för att få fram klassificeringen. Detta blir därmed en typ av loop. Hur jorden är klassificerad spelar roll för vilka antaganden som kan göras vid beräkning av Robertsons (2010b) och Plewes m. fl. (1992) beräkningsmodeller. Tungheten beror på klassificeringen av jorden, kritisk friktionskvot M varierar för olika klassificeringar, och hänsyn bör tas till kapillärlag höjd i de fall finkornigt material finns ovan grundvattenytan, då alla dessa parametrar påverkar beräkningsmodellerna. För att få en bättre klassificering av jorden kan klassificeringen göras som en iterering där klassificeringen görs om med nya antaganden.

Vid analys av modifierad *Soil Behavior Type* syns även att trots att många punkter är kontraktanta bedöms risken för att jorden ska tappa en stor del av sin hållfasthet som låg i många av dessa punkter. Dock är det bara det material som klassas som lera där sensitiviteten undersöks. I naturliga jordar finns odränerade förhållanden främst i lera, medan vid snabb belastning kan även grovkornigare material få odränerade förhållanden.

CPT-resultat kräver en viss handpåläggning då sonderingen i sig inte mäter *critical state line*, portal eller hållfastheten, och därmed behöver antaganden alltid göras kring anrikningssandens egenskaper. Att bestämma dilatansen i jorden handlar om att i ett första steg analysera anrikningssanden för att bestämma vilka delar som är kritiska i gruvdammen. Då beräkningarna ger en stor variation i andel kontraktanta punkter för samtliga provpunkter och i båda de analyserade beräkningsmodellerna bör analys med laboration göras för att fastställa anrikningssandens egenskaper.

Critical state approach skiljer sig till stor del ifrån svensk teori där den svenska teorin tar fram en tillfällig friktionsvinkel, medan *critical state approach* menar att friktionsvinkeln slutligen går mot ett värde och att det därmed bara finns en friktionsvinkel för jorden. Detta gör att värden från CONRAD är svårt att applicera på dessa beräkningsmodeller. En möjlighet till vidare forskning är att jämföra den odränerade skjuvhållfastheten för de jordlager som CONRAD klassificerar som lera mot residualskjuvhållfastheten som används i *critical state approach*. Det som då behöver utredas är hur dessa förhåller sig till varandra.

Litteratur

- Adams, T. (2022). *Tailing Dam Failures - Factors, Causes and Examples*. URL: <https://globalroadtechnology.com/tailings-dam-failures-factors-causes-and-examples/> (hämtad 2022-11-24).
- Been, K (2016). "Characterizing mine tailings for geotechnical design". I: *Geotechnical and Geophysical Site Characterisation* 5, s. 41–55.
- Chang-Gyun, J. (2021). *Laboratory Testing of Swedish Mine Tailings*.
- ConeTec Investigations Ltd. (2019). *Presentation of Site Investigations Resluts*.
- Global Tailings Portal (u.å.). *Explore data*. URL: <https://tailing.grida.no/disclosures> (hämtad 2022-09-21).
- Idriss, I. M. och R. W. Boulanger (2007). "SPT- and CPT-based relationships for residual shear strength of liquefied soils". I: s. 1–22.
- Jefferies, M. och K. Been (2016). *Soil Liquefaction - A Critical State Approach*. 2. utg.
- Jefferies, M.G. och K. Been (1985). "A state parameter for sands". I: *Geotechnique* 35 (2), s. 99–112.
- Knappett, A. och F. Craig (2012). *Cragi's Soil Mechanics*. 8. utg.
- Larsson, R. (1989). *Hållfasthet i friktionsjord*.
- (2008). *Jords egenskaper*.
 - (2015). *CPT-sondering utrustning - utförande - utvärdering*.
- Lunne, T., P.K. Robertson och J.J.M. Powell (1997). "Cone penetration testing in geotechnical practice". I: *Blackie Academic*, s. 312.
- Olson, S. M. och T. D Stark (2002). "Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories". I: *Canadian Geotechnical Journal*.
- Pacheco, F.A.L., R.F. do Valle Junior, M.M.A Pires de Melo Silva, T.C Tarlé Pissarra, M. Carvalho, C.A Varlera och L.F.S. Fernandes (2022). "Prognosis of metal concentrations in sediments and water of Paraopeba River following the collapse of B1 tailings dam in Brumadinho (Minas Gerais, Brazil)". I: *Science of the Total Environment* 809, s. 151–157.
- Plewes, H.D., M.P. Davies och Jefferies M.G. (1992). "CPT Based Screening Procdedur for Evaluating Liquefaction Susceptibility". I: 4.
- Robertson, P.K. (2009). "Interpretation of cone penetration tests — a unified approach". I: *Canadian Geotech Journal*.
- (2010a). "Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT". I.
 - (2010b). "Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength". I: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, s. 842–853.
 - (2016). "Cone penetration test (CPT)-based soil behavior (SBT) classification system - an update". I: *Canadian Geotech Journal*.
- Robertson, P.K. och K.L Cabal (2010a). *Estimating soil unit weight from CPT*.
- (2010b). *Guide to Cone Penetration Testing for Geo-Environmental Engineering*. 2. utg.

- Robertson, P.K., R.G. Campanella, D. Gillespie, och J. Greig (1986). "Use of Piezometer Cone data in situ '86". I: *Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering* Specialy Publication, s. 1263–1280.
- Roche, C., K. Thygesen och E. Baker (2017). *Mine Tailings Storage: Safety Is no Accident*.
- Russell, A.R., T. Vo, J. Ayala, Y. Wang, D. Reid och A.B. Fourie (2022). "Cone penetration tests in saturated and unsaturated silty tailings". I: *Géotechnique*.
- Saftner, D. (2018). *Cone Penetration Test Design Guide for State Geotechnical Engineers*.
- Shuttle, D.A. och J. Cunning (2007). "Liquefaction potential of silts from CPTu". I: *Canadian Geotechnical Journal* 44, s. 1–19.
- Silva Rotta, L.H., E Alcântara, E. Park, R. Galante Negri, Y.N. Lin, N. Bernardo, T.S. Gonçalves Mendes och C.R. Souza Filhoe (2020). "The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in Brazil". I: 90.
- Strid, P (2020). *Ny global standard ska höja säkerheten vid gruvdammar*. URL: <https://www.aktuellhallbarhet.se/strategi/certifiering-och-standarder/ny-global-standard-ska-hoja-sakerheten-vid-gruvdammar-1/> (hämtad 2022-09-21).
- SveMin (u.å.). *Om ADGA och GruvRIDAS*. URL: <https://www.sveMin.se/om-oss/svemins-kommitteer/miljokommitten/agda/> (hämtad 2022-09-19).
- SveMin (2010). *Vägledning för tillämpning av GruvRIDAS - Gruvinsudtrins riktlinjer för dammsäkerhet. Avsnitt 7.3 Dränerade fyllningsdammar. Tillämpningsvägledning*.
- (2013). *Vägledning för tillämpning av GruvRIDAS - Gruvinsudtrins riktlinjer för dammsäkerhet. Avsnitt 7.3 Fyllningsdammar. Tillämpningsvägledning*.
- SveMin (2021). *GruvRIDAS2021 Gruvbranschens riktlinjer för dammsäkerhet*.
- Svenska Geotekniska Föreningen (2021). *Jordarternas indelning och benämning*.
- Svenska Kraftnät (2022). *Regler och riktlinjer*. URL: <https://www.svk.se/sakerhet-och-beredskap/dammsakerhet/regelverk-och-riktlinjer/> (hämtad 2022-09-21).
- Svergies Geologiska Undersökning (2020a). *Anrikningsprocessen och anrikningssand*. URL: <https://www.sgu.se/mineralnaring/gruvor-och-miljopaverkan/anrikningsprocessen-och-anrikningssand/> (hämtad 2022-08-31).
- (2020b). *Gruvavfall och hur det hanteras*. URL: <https://www.sgu.se/mineralnaring/gruvor-och-miljopaverkan/anrikningsprocessen-och-anrikningssand/> (hämtad 2022-08-31).
- Sveriges Geotekniska Institut (2010). *Användarmanual CONRAD version 3.1*.
- SveMin, Gruvdammsregistret (u.å.). *Svappavaara*. URL: <https://dammregistret.se/miningdust/6> (hämtad 2022-11-23).