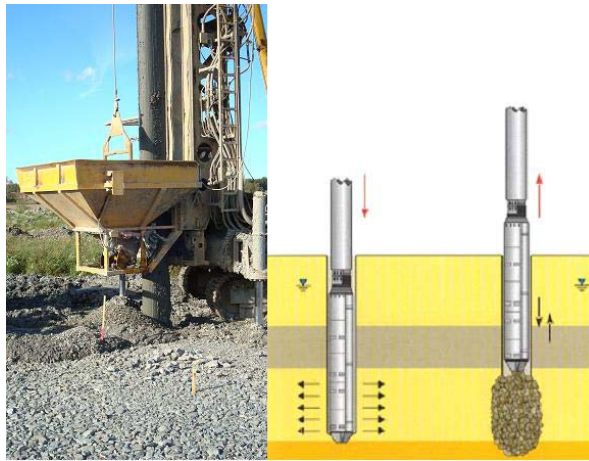




**LUND**  
UNIVERSITY



# GRUNDFÖRSTÄRKNING MED STENPELARE

## Introduktion och beräkningsmodell

JOHAN DAHLBERG och JOHAN HEDLUND

Structural  
Mechanics

*Master's Dissertation*



*Department of Construction Sciences*  
Structural Mechanics

ISRN LUTVDG/TVSM--08/5156--SE (1-89)  
ISSN 0281-6679

GRUNDFÖRSTÄRKNING  
MED STENPELARE  
Introduktion och beräkningsmodell

Master's Dissertation by  
JOHAN DAHLBERG och JOHAN HEDLUND

Supervisors:

Per Johan Gustafsson, Professor,  
Div. of Structural Mechanics

Marcus Dahlström, MSc,  
LCMAB, Lindome

Examiner:

Ola Dahlblom, Professor,  
Div. of Structural Mechanics

Copyright © 2008 by Structural Mechanics, LTH, Sweden.  
Printed by KFS I Lund AB, Lund, Sweden, March, 2008.

For information, address:  
Division of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.  
Homepage: <http://www.byggmek.lth.se>



## **Förord**

Denna rapport är skriven som ett examensarbete på Lunds Tekniska Högskola. Ämnet för examensarbetet är geoteknik. Rapporten är skriven på initiativ av Marcus Dahlström, geotekniker på LCM AB, och handlar om grundförstärkningsmetoden stenpelare. Examensarbetet är skrivet på Avdelningen för byggnadsmekanik och ingår som en del av utbildningen på Väg- och Vattenbyggnadsprogrammet.

Examensarbetet syftar till att utreda en dimensioneringsmetod för grundförstärkningsmetoden stenpelare som tar hänsyn till Svenska jordförhållanden. Rapporten skall också fungera som en introduktion till stenpelarmetoden och medverka till att vi i Sverige får kunskap om fördelarna med att använda stenpelare.

Vi vill rikta ett stort tack till våra handledare, Marcus Dahlström på LCM och Per Johan Gustafsson på Byggnadsmekanik, som med ett stort intresse medverkat till att göra denna rapport aktuell och verklighetsförankrad.

Johan Dahlberg & Johan Hedlund

Lund, Februari 2008



## Sammanfattning

I dag finns ett flertal metoder för jordförstärkning i samband med grundläggning av vägar och hus. För förstärkning av kohesiva jordar är bland annat stenpelarmetoden användbar. Stenpelarförstärkning är en etablerad förstärkningsmetod i stora delar av världen. Metoden härstammar från Tyskland där vibrationsbaserad förstärkning utvecklades under 1930-talet.

En stenpelare byggs upp genom att stenmaterial vibreras ner i marken och skapar en pelare med en diameter som varierar beroende på motståndet från omkringliggande jord. I Sverige har stonpelarförstärkning tillämpats endast för ett fåtal projekt. I dagsläget används metoden vid en ombyggnad av väg 73 mellan Stockholm och Nynäshamn. Examensarbetet baseras på detta projekt där sättningsberäkningar är utförda för en tio meter hög vägbank. LCM AB utför grundförstärkningen och Vägverket är beställare.

Den mest etablerade dimensioneringsmetoden för stonpelare är framtagen utifrån de jordförhållanden som råder på sydligare breddgrader. Det krävs därför vissa korrigeringar om denna metod skall användas för de jordförhållanden som råder i Sverige. För dimensionering av stonpelare används ett dimensioneringsprogram som heter GRETA. Programmet beräknar den totala sättning som förväntas uppstå i den förstärkta jorden utifrån geoteknisk indata för den aktuella platsen.

En viktig parameter i beräkningarna är kompressionsmodulen. Kompressionsmodulen beskriver lerans styvhetssegenskaper. Modulen varierar beroende på vilken belastning som påverkar jorden och kan bestämmas med hjälp av CRS-försök. En avgörande faktor för kompressionsmodulens värde är om förkonsolideringstrycket har överskridits eller ej. Om förkonsolideringstrycket är överskridet medför det att kompressionsmodulen går från ett konstant till ett varierande värde. Beräkningsprogrammet GRETA tar inte hänsyn till en varierande kompressionsmodul. Med hjälp av data från CRS-försök beräknas därför en utvärderad kompressionsmodul som bättre beskriver hur leran reagerar under belastning. Beräkningen av den utvärderade modulen är dock tidsödande. Förutom sättningsberäkningar med  $M_{uv}$  utförs därför också beräkningar med kompressionsmoduler direkt från CRS-försöket,  $M_0$  och  $M_L$ , för att notera skillnaden i sättning beroende på vilket värde som använts. Sättningen beräknad med de tre kompressionsmodulerna jämförs sedan med verkliga sättningar, uppmätta med slang-sättningsmätningar.

De sättningar som hittills har uppmätts tycks bäst följa de sättningar som är beräknade med  $M_L$  som kompressionsmodul. Skillnaden gentemot de beräkningar som är baserade på  $M_0$  och  $M_{uv}$  är dock liten. Detta beror på att förkonsolideringstrycket precis har överskridits. Skillnaden i sättning kommer att öka med tiden eftersom fler laststeg skall adderas. Efter hand kommer troligen  $M_{uv}$  bli det modulvärde som ger den bästa uppskattningen.

Den tid det tar för sättningar att uppstå i kohesiva jordar står i direkt samband med hur snabbt porvattnet kan dräneras från jorden. Stenpelare agerar som dränerande brunnar i den täta leran och påskyndar därför sättningarna markant, vilket är önskvärt. Konsolideringsgraden  $U$  beskriver hur sättningarna varierar med tiden. GRETA är inte programmerat för att behandla tidsberoende sättningar, vilket medför att alla konsolideringsberäkningar måste utföras för hand. Det finns olika teorier för beräkning av konsolideringsgrad, dels generella teorier för vattenmättade oförstärkta leror framtagna av Terzaghi, dels specifika för stonpelareförstärkt jord framtagna av Han och Ye.

För att bedöma vilka materialparametrar som har störst inverkan på beräkningsresultatet, rörande total sättning och konsolideringsgrad, har en känslighetsanalys utförts. En viktfaktor har införts för att kunna jämföra olika parametrar. Ett stort värde på vikt faktorn  $\nu$  erhålls om en liten förändring av aktuell parameter ger en stor förändring av resultatet. Den av de testade parametrarna som visade sig ha störst vikt, både rörande konsolideringsgrad och total sättning, var centrumavståndet mellan pelarna.

Beräkningsprogrammet GRETA uppfyller inte alla önskemål som kan ställas på ett geotekniskt dimensioneringsprogram. Det hade varit önskvärt om programmet kunde hantera varierande kompressionsmodul, tidsberoende sättningar och andra lastfall än konstant belastning.



## Abstract

Nowadays a variety of different methods for earth reinforcement for embankments and road work are available. Vibro replacement (stone columns) is a method used in soft cohesive soils and the method is accepted in most parts of the world. Reinforcement with stone columns is a development of vibro compaction. Vibro compaction was first used in Germany during the mid 1930's.

A stone column consists of coarse grained backfill material vibrated down into the earth. The dimension of the column depends on the resistance from surrounding soil. In Sweden reinforcement with stone columns has been used only four times before and is presently being used at a project done on road 73 between Stockholm and Nynäshamn. This master thesis is based on this project where settlements have been calculated for a ten meter high embankment.

The most commonly used dimensioning program for stone columns is called GRETA. This program has been developed based on soil conditions that exist in southern Europe. It is therefore necessary to make some alterations in order to calculate settlements for Swedish conditions. GRETA calculates the total settlements of the reinforced soil based on geotechnical parameters for the specific construction site.

An important parameter in settlement calculations is the constrained module. The constrained module describes the stiffness of the clay. This module varies due to the load on the soil and can be determined by a CRS-test. A major factor that affects the value of the module is if the preconsolidation pressure is exceeded. When the preconsolidation pressure is exceeded the constrained module ceases to be constant and becomes a varying value. GRETA does not take a varying module into consideration. An evaluated module, that better describes how the clay reacts under load, is therefore calculated. However, the calculation of  $M_{uv}$  is time-consuming and because of that, the settlement calculations are also performed with values directly from the CRS-test,  $M_0$  and  $M_L$ . The settlements calculated with the three modules will be compared to the actual settlements that are measured in situ.

So far the measured settlement agrees best with the calculations based on  $M_L$ . However, the difference from the calculations based on the other modules is not that great. The reason is that the preconsolidation pressure is just exceeded. If the calculations are extended to include more load-steps the difference would be greater and the evaluated module will probably be the one that corresponds best to the measurements in the end.

The time it takes for settlements to occur is directly connected to how fast the pore water can be drained from the clay. The stone columns act as draining wells in the clay and therefore contribute to a faster consolidation speed which is a desirable effect. The degree of consolidation,  $U$ , describes how the settlements vary with the time. GRETA does not consider time dependent settlements and therefore these have to be calculated by hand. There are different theories when calculating the degree of consolidation depending on if the clay is reinforced or not. For an untreated soil theories by Terzaghi are used and for a reinforced clay theories by Han and Ye are used.

A sensitivity analysis for some parameters is made in order to determine which parameters that have the greatest impact on the results regarding total settlements and degree of

consolidation. Introduced. The center distance between the columns was found to be the most important parameter concerning both total settlement and degree of consolidation.

GRETA as a program does not fulfill the expectations that could be made on a calculation program. It would be desirable if the program could handle a varying constrained module, consolidation calculations and other load scenarios than constant load.

# Begreppslista

<i>Aktivtryck</i>	Jordens egentytngd verkar i samma riktning som brottriktningen.
<i>Dynamisk testmetod</i>	Neddrivning av sonden sker med slag.
<i>Effektivspänning</i>	Den totala spänningen i jorden minus porvattentrycket.
<i>Elastisk deformation</i>	Deformation som återgår när belastningen avtar.
<i>Ex-situ</i>	Från plats, undersökningar gjorda i laboratorium.
<i>Friktionsvinkel</i>	Vinkeln för en kurva beroende av sambandet mellan skjuvhållfasthet och normalspänning.
<i>Friktionsjord</i>	Grovkornig jord där jorden hålls samman av friktionskraft mellan kornen.
<i>Förbättringsfaktor</i>	GRETAs koefficient som används vid sättningsberäkningar för förstärkta jordar.
<i>Förkonsolideringstryck</i>	Det största tryck en jord har utsatts för.
<i>Initiell penetration</i>	Första gången vibratorn förs ner i marken.
<i>In-situ</i>	På plats, undersökningar gjorda i fält.
<i>Installeringsdjup</i>	Det djup som stempelarna installeras till, utgörs ofta av ett fast lager, t.ex. morän.
<i>Jordförvätskning</i>	Hastig reduktion av den lastbärande förmågan i en jord utsatt för dynamisk last.
<i>Jordlagerföljd</i>	En jordvolym indelad i olika lager efter vilka typer av material den innehåller.
<i>Jordskelett</i>	De fasta partiklarna i en jord.
<i>Kapilläritet</i>	Ett materials förmåga att suga upp vatten över grundvattenytans läge. Den kapillära stighöjden ökar ju finkornigare ett material är.
<i>Kohesion</i>	Kornens förmåga att fästa vid varandra i finkorniga jordar på grund av bindningskrafter.
<i>Kohesionsjord</i>	Finkornig jord där partiklarna binds samman av kohesion.

<i>Kompressionsmodul</i>	Anger ett materials styvhetsgenskaper, hur kompressibelt det är.
<i>Konsolidering</i>	Omlagring i jord på grund av porvattenavgång och tätare lagring av kornen.
<i>Konsolideringsgrad</i>	Hur stor del av den slutliga sättningen som uppstått efter en viss tid.
<i>Linjärelastisk</i>	Töjning/kompression som följer en rät linje och går tillbaka när belastningen avtar.
<i>Materialparameter</i>	Materialspezifisk egenskap såsom skjuvhållfasthet, kompressionsmodul och friktionsvinkel.
<i>Normalkonsoliderad</i>	Den rådande belastningen är den högsta leran varit utsatt för. D.v.s. förkonsolideringstrycket är överskridet.
<i>Normaltryck</i>	Total spänning som råder i jorden, portrycket plus effektivspänningen.
<i>Odränerad skjuvhållfasthet</i>	Skjuvhållfastheten hos en jord som inte tillåts dränera.
<i>Passivtryck</i>	Jordens egentyngd verkar motriktat brottriktningen.
<i>Permeabilitet</i>	Ett materials förmåga att släppa igenom vätska. Mäts i m/s.
<i>Plastisk deformation</i>	Deformation som inte återgår när belastningen avtar.
<i>Porer</i>	Hålrum mellan kornen i jorden som kan vara fyllda med vatten eller luft.
<i>Portryck</i>	Trycket hos vätskan eller gasen i en por.
<i>Porositet</i>	Porvolymens andel av den totala volymen.
<i>Radiellt tryck</i>	Tryck verkar på mantelytan riktat inåt på t.ex. en stenpelare
<i>Siktprov</i>	Bestämning av procentuell uppdelning av kornstorlekar i ett jordmaterial med hjälp av olika stora siktar.
<i>Smeard zone</i>	Det område mellan stenpelare och jord som utgör den diffusa gränsen mellan de båda.

<i>Stenpelarmaterial</i>	Korn, vanligtvis i storleksordningen 4-50 mm, som utgör materialet i en stenpelare.
<i>Statisk testmetod</i>	Neddrivning av sonden sker med en konstant kraft.
<i>Superpositionsprincip</i>	Metod för att addera två kurvor till en sammanlagd kurva.
<i>Sättning</i>	Hopsjunkning i vertikalled.
<i>Torrskorpelera</i>	Ytligt lager av lera som har torkat ut.
<i>Torr metod</i>	Installation av stenpelare utan tillförsel av vatten för att minimera omgivningspåverkan.
<i>Täckningsgrad</i>	Procentuell andel av den totala markytan som upptas av t.ex. stenpelare.
<i>Vattenkvot</i>	Porvattnets massa dividerad med den torra jordens massa.
<i>Vibrationsbaserad jordförstärkning</i>	Förstärkningseffekt i jord som uppkommer av att jorden omlagrats till en tätare struktur med högre densitet på grund av vibrationer.
<i>Viljordtryckscoeffcient</i>	Faktor som vertikaljordtrycket multipliceras med för att beräkna horisontaljordtrycket.
<i>Våt metod</i>	Installering av stenpelare med hjälp av vatten för att underlätta drivning och packning.
<i>Well resistance</i>	Minskad permeabilitet hos en stenpelare p.g.a. inblandning av finmaterial.
<i>Överkonsoliderad lera</i>	Leran i fråga har varit tyngre belastad än den nu rådande belastningen.



## Kapitel 1 Inledning

1.1 Bakgrund .....	1
1.1.1 Stenpelare .....	1
1.1.2 Projektet .....	1
1.1.3 Jordmodell .....	2
1.2 Problemformulering .....	3
1.2.1 Konstant kompressionsmodul .....	3
1.2.2 Tidsberoende sättningar .....	4
1.2.3 Parametrar .....	4
1.3 Frågeställning .....	5
1.4 Syfte .....	5
1.5 Avgränsningar .....	5

## Kapitel 2 Litteraturstudie

2.1 Stenpelare .....	7
2.1.1 Historik .....	7
2.1.2 Vibrokompacktion .....	7
2.1.3 Stenpelarförstärkning .....	8
2.1.4 Jämförelse med kalkcementpelare .....	12
2.1.5 Jordförvätskning .....	13

## Kapitel 3 Testmetoder

3.1 In-situ .....	15
3.1.1 CPT – Cone penetrating test (Spetstrycksondering) .....	15
3.1.2 Hejarsondering .....	16
3.1.3 Vingsondering .....	16
3.1.4 Skruvsondering .....	16
3.1.5 Viktsondering maskin .....	16
3.1.8 Slangsättningsmätning .....	17
3.1.9 Grundvattenrör .....	17
3.2 Ex-situ .....	18
3.2.1 Ödometer .....	18
3.2.2 CRS .....	20
3.2.3 Siktprover på stenpelarmaterialet .....	21
3.3 Tolkad jordmodell .....	22

## Kapitel 4 GRETA

4.1 Användarguide .....	25
4.2 Beräkningsgång .....	28
4.2.1 Förbättringsfaktorer .....	28
4.2.2 Kompression av stenmaterial .....	30
4.2.3 Lastpåverkan .....	31
4.2.4 Rimlighetskontroller .....	32
4.2.5 Skjuvhållfasthet .....	33
4.3 Resultatredovisning .....	35

## Kapitel 5 Beräkningar

5.1 Deformationer .....	39
5.1.1 Inledning .....	39
5.1.2 Total sättning .....	40
5.1.3 Tidsberoende sättning .....	45
5.2 Överslagsmässiga bärlighetsberäkningar för den förstärkta jorden .....	52
5.3 Pelardiameter .....	54
5.4 Hänsynstagande till belastning i olika laststeg .....	55
5.5 Inverkan av parametrar .....	57
5.6.1 Centrumavstånd .....	58
5.6.2 Pelardiameter .....	61
5.6.3 Smeard zone .....	63
5.6.4 Friktionsvinkeln för stenpelarmaterialet .....	64

## Kapitel 6 Resultatanalys

6.1 Kompressionsmodul .....	67
6.2 Konsolidering .....	70
6.3 Parametervikt .....	72

## Kapitel 7

7.1 Slutsatser .....	75
----------------------	----

## Referenser

### Bilaga 1

### Bilaga 2







# Kapitel 1

## Inledning

*Kapitel 1 ger en inledande beskrivning av stempelare och beräkningsprogrammet GRETA. Här beskrivs även bakgrunden till det studerade vägprojektet och de geotekniska förutsättningarna. Kapitlet avslutas med en beskrivning av problemet som i sin tur leder fram till den frågeställning som skall besvaras samt arbetets avgränsningar.*

### 1.1 Bakgrund

#### 1.1.1 Stempelare

Stempelare är en grundförstärkningsmetod som bygger på vibrering av marken samtidigt som stenmaterial tillförs. Det tillförda materialet bildar en pelare som dränerar och stabiliserar jorden.

Stempelare är idag en mycket använd metod för grundförstärkning i stora delar av världen. Stempelare används för att förstärka kohesiva jordar med skjuvhållfasthet  $c_u = 15-50$  kPa (Greenwood och Kirsch, 1983). I Sverige är grundförstärkning med stempelare en relativt obeprövad metod. En av anledningarna kan vara de lösa svenska lerorna, vilka tidigare inte ansetts vara möjliga att förstärka med stempelare. En annan anledning kan vara bristande kunskap om stempelare i Sverige.

För dimensionering av stempelare är ett beräkningsprogram som heter GRETA (GEOStat 2003) ledande på världsmarknaden. Programmet är skapat av ingenjören Heinz J. Priebe, före detta verksam på företaget Keller Grundbau GmbH. Idag används GRETA inte bara av Keller utan även av konkurrerande bolag.

GRETA är framtaget för jordförhållande som skiljer sig från de svenska vilket innebära problem när programmet skall användas för svenska förhållanden. Ett ofta använt dimensioneringsprogram för andra geotekniska konstruktioner är Plaxis ([www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl)). Plaxis beräkningar baseras på finita element metoden, FEM. Plaxis fördel gentemot GRETA är att det är bättre anpassat till svenska förhållanden. Programmet har dock inte använts för beräkning av stempelare.

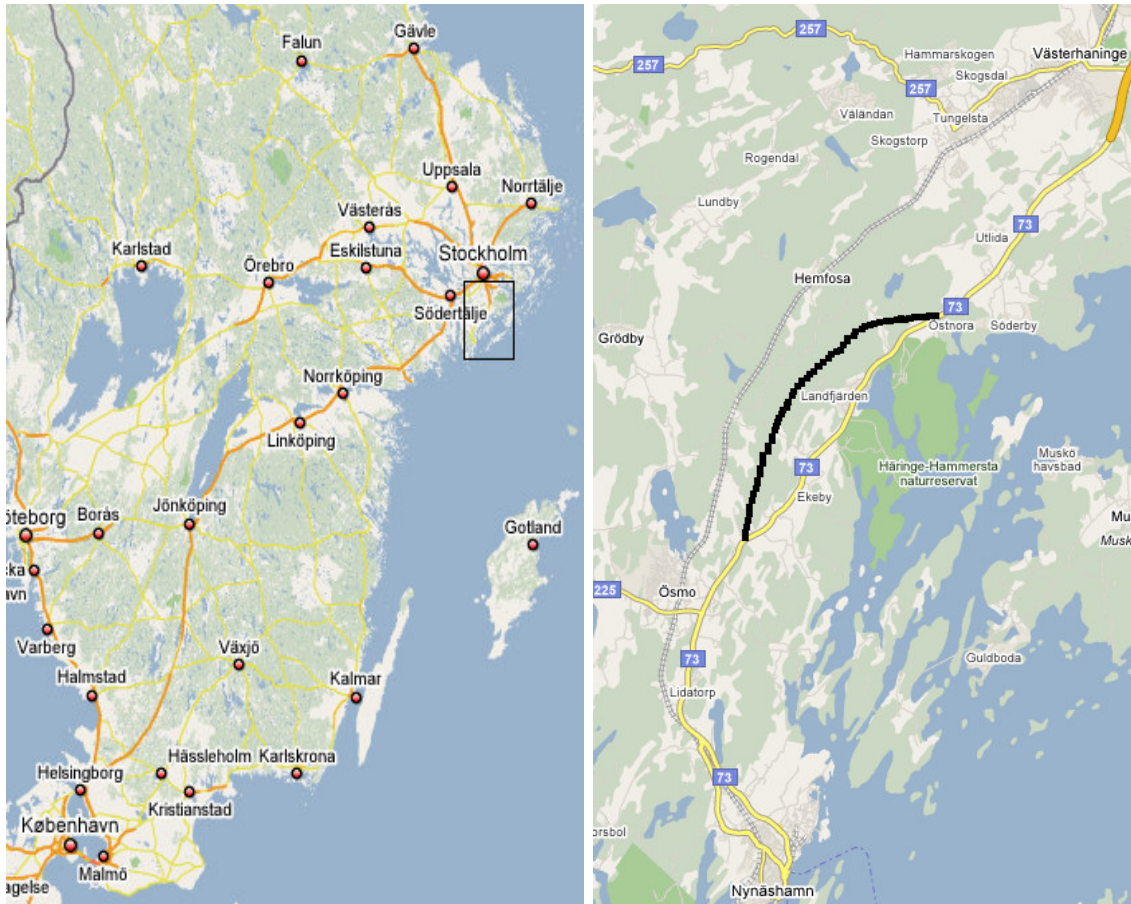
I detta examensarbete har alla datorberäkningar gjorts med GRETA och det är endast GRETA som kommer att beskrivas.

#### 1.1.2 Projektet

Ombyggnad av väg 73, Älgvik-Fors, se Figur 1.1, innebär att dagens 13 meters väg ska få motorvägsstandard. Projektet startade i september 2005 och beräknas vara klart under 2009. Sträckan har varit mycket olycksdrabbad och haft bristande framkomlighet. Vägen fyller en viktig funktion i den regionala transporten mellan Stockholm och Nynäshamn, samt som en länk för transport vidare ut till Gotland och Östersjöstaterna via Nynäshamns hamn ([www.stockholmshamn.se](http://www.stockholmshamn.se), 2007-09-24). Kravet på ökad tillgänglighet höjdes ytterligare då det beslutades att Värta hamnen i Stockholm skulle flytta sin verksamhet ut till Nynäshamn.

Detta är det femte projektet där stempelare tillämpas i Sverige och det första där Vägverket är beställare. Vid väg 73 används stempelare för förstärkning av jorden under en tio meter hög

vägbank. Vägbanken uppförs i fem olika laststeg. Då metoden endast använts vid ett fåtal tidigare projekt finns det ingen väl utarbetad modell för dimensionering av stenpelare för svenska förhållanden. LCM AB är det företag som utför jordförstärkningen och har även dimensionerat stenpelarna.



Figur 1.1 a,b. Översiktsbild för väg 73:s lokalisering (figur a). Vägens nya sträckning (figur b).

Figur 1.1 visar projektets lokalisering i Sverige samt en mer detaljerad bild över den nya respektive gamla sträckningen för väg 73.

### 1.1.3 Jordmodell

De geotekniska förhållandena i området vid väg 73 varierar från berg i dagen till lösa leror. Ur ett grundläggningssperspektiv medför detta varierande förstärkningsmetoder. Områdena med lösa jordar med en skjuvhållfasthet lägre än 10 kPa har förstärkts med kalkcementpelare (kc-pelare) och stenpelare. Vad som gjorde detta projektet speciellt och som gjorde att stenpelare kom på tal var det onormalt tjocka lagret av torrskorpelera. Torrskorpelerans mäktighet uppgår på flera ställen till 3m. Den första projekteringen angav kc-pelare som förstärkningsmetod men när det översta lerlagret visade sig vara så pass tjockt ersattes kc-pelare med stenpelare.

Att GRETA inte är anpassat till svenska förhållanden kan tyckas diffust. GRETA är utvecklat främst för de jordförhållanden som råder på sydligare breddgrader och är anpassat till de centraleuropeiska lerorna. Anledningen till att våra leror har andra egenskaper är att de har undergått andra geologiska processer. Norden har med jämna mellanrum varit överlagrat av

inlandsisar. De inre isrörelserna bidrog till att allt löst material forslades iväg vilket medförde att Sveriges bergrund lämnades kal över stora ytor efter inlandsisens tillbakadragande. I takt med landhöjningen överlagrades dessa berghällar med sand, lera och andra postglaciala jordar. I Centraleuropa och de flesta övriga delar av världen har det inte funnits några isar som förändrat de geologiska förhållandena drastiskt. Resultatet är att Sverige har yngre jordar med leror som ofta är lösare lagrade och med en större mäktighet. Dessa leror är känsligare för yttre laster än en lera som har haft längre tid på sig att konsolidera.

## 1.2 Problemformulering

### 1.2.1 Konstant kompressionsmodul

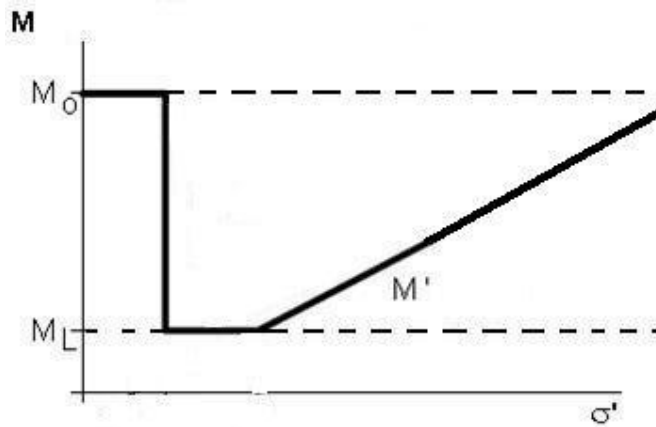
En leras kompressionsmodul beskriver dess styvhetssegenskaper. Kompressionsmodulen definieras som kvoten mellan en ändring i spänning,  $\Delta\sigma$ , och motsvarande ändring i töjning,  $\Delta\varepsilon$ . En lera har olika kompressionsmodul beroende på vilken belastning som påverkar jorden samt vilken belastning jorden tidigare varit utsatt för. Det maximala tryck som en lera har utsatts för benämns förkonsolideringstrycket. Vid belastning upp till nivån för förkonsolideringstrycket benämns leran överkonsoliderad. När förkonsolideringstrycket har överskridits, alltså när det rådande trycket i leran är det högsta som materialet utsatts för kallas leran för normalkonsoliderad.

Kompressionsmodulen antar olika värden beroende på vilket tillstånd som leran befinner sig i. Upp till belastningen som överskrider förkonsolideringstrycket är kompressionsmodulen konstant. Värdet på modulen kallas då för  $M_0$ . Efter att förkonsolideringstrycket har överskridits sjunker värdet på modulen kraftigt ner till ett lokalt minimum som kallas  $M_L$  och därefter stiger det på nytt. Efter  $M_L$  stiger modulvärdet linjärt med lutningen  $M'$ .

Beräkningsprogrammet GRETA ser jord som ett linjärelastiskt material. GRETA antar alltså att leran har samma kompressionsmodul oavsett belastning och det finns därför bara utrymme för att föra in ett värde på modulen. Anledningen till att GRETA är förenklat är att programmet är anpassat till centraleuropeiska och framförallt tyska leror. Dessa leror är fastare lagrade och har mindre mäktighet än de svenska. Detta leder till att förkonsolideringstrycket sällan överskrider och därmed är det korrekt att säga att kompressionsmodulen är konstant,  $M_0$ .

Värden på  $M_0$  och  $M_L$  erhålls ur CRS-försök, se Avsnitt 3.2. Geoteknikern som skall använda sig av GRETA måste på egen hand beräkna vilket tillstånd varje lager i jorden befinner sig i för den belastning som skall påföras. Beräkningsformlerna för slutlig sättning ser annorlunda ut beroende på vilket tillstånd som råder. Genom att dela upp leran i lager beroende på materialegenskaper är det möjligt att beräkna sättningarna för dessa lager. Genom att dividera sättningen med lagertjockleken för varje lager fås en kompression i procent. Spänningarna som den yttre lasten medför i jorden divideras med kompressionen. Denna kvot blir ett nytt värde på kompressionsmodulen,  $M_{uv}$ .  $M_{uv}$  beräknas för varje lager i leran och förs in i GRETA.

$M_{uv}$  är alltså ett konstant värde på kompressionsmodulen som är anpassat till spänningen i aktuellt jordlager och till hur modulen vid höga tryck växer enligt kurvlutningen  $M'$ . Figur 1.2 visar de två konstanta kompressionsmodulerna,  $M_0$  och  $M_L$ .  $M_{uv}$  beror på spänningsnivån före och efter belastning av jorden och blir en typ av representativt medelvärde för kompressionsmodulerna i detta spänningsintervall.



Figur 1.2. Kompressionsmodulens spänningsberoende.

Beräkning av den utvärderade kompressionsmodulen är tidsödande. Därför kommer vi i detta examensarbete, förutom att beräkna sättningar med den utvärderade modulen, också kontrollera hur stor skillnaden blir om istället  $M_0$  eller  $M_L$  används. Det kommer alltså att göras simuleringar i GRETA med tre olika värden på kompressionsmodulen för att kontrollera hur stor skillnaden i sättning blir. Förhoppningen är att visa att det inte skiljer mycket. Om skillnaden är liten behövs inte den utvärderade modulen tas fram. Istället skulle då ett av de två andra värdena kunna tas direkt från CRS-försöken.

### 1.2.2 Tidsberoende sättningar

GRETA beräknar de slutliga sättningarna för den förstärkta jorden. Vad programmet däremot inte gör är att beräkna hur sättningarna varierar med tiden. Hur långt skriden sättningen är benämns konsolideringsgrad,  $U$ .  $U$  anges i procent av den slutliga sättningen. En stor fördel med att förstärka jord med stenpelare är att de har en dränerande förmåga. Hastigheten som porvattnet i en jord kan avgå med är avgörande för konsolideringshastigheten. Att de slutliga sättningarna uppstår så snabbt som möjligt är intressant för all byggnation. Det behövs därför kompletteringar till de beräkningar som GRETA utför. Den slutliga sättningen måste multipliceras med en konsolideringsgrad för att det skall gå att bedöma vilken sättning som kommer att uppstå vid en given tidpunkt.

För att beräkna konsolidering för det särskilda fallet med stenpelare räcker varken Priebe's, GRETA's skapare, eller Terzaghi's teorier till. Istället måste teorier som tar hänsyn till radiell dränering av ett material tillämpas.

Även de teorier som tar hänsyn till radiell dränering har vissa tillkortakommanden. Dessa teorier förutsätter att all belastning påförs momentant och att den är oförändrad genom hela konsolideringsförloppet. I projektet som studeras i detta examensarbete består belastningen av en vägbank som byggs upp i fem olika laststeg vilket bryter mot kriteriet om konstant belastning. Därför måste någon form av superpositionsprincip användas för att addera konsolideringsgraderna för de olika laststegen. Sedan är det möjligt att beräkna sättningarna vid en specifik tidpunkt, vilka i sin tur kan jämföras med uppmätta värden.

### 1.2.3 Parametrar

Vid dimensionering av geotekniska konstruktioner bör geoteknikerns antaganden i så stor utsträckning som möjligt överensstämma med verkligheten. Om inte, finns det en stor risk för att konstruktionens hållfasthet över- eller underskattas. För att bestämma materialparametrar

kan olika testmetoder tillämpas. Dessa testmetoder ger exakta svar för det specifika provet som testas. Det är sedan upp till geoteknikern att anta i vilken utsträckning som dessa prov är representativa för den stora massan av jord som inte testas.

Beräkningar som utförs i detta examensarbete är baserade på ett flertal olika parametrar, många av dem antagna delvis baserat på erfarenheter och empiri. Eftersom det finns svårigheter i att ta fram vissa parametrar är det av intresse att veta vilka som spelar större roll än andra med avseende på resultatet. Genom att utföra en känslighetsanalys för en parameter i taget blir det möjligt att urskilja parametrar som måste bestämmas med större noggrannhet och vilka som kan antas mer approximativt. En sådan analys ger också ett besked om vilka parametrar som kan ändras om dimensioneringen resulterar i en konstruktion som inte uppfyller kraven.

### **1.3 Frågeställning**

- Vilken kompressionsmodul ger sättningar som överensstämmer bäst med verkligheten och hur stor skillnad blir det i sättning för olika värden på modulen?
- Är det motiverat att beräkna en kompressionsmodul,  $M_{uv}$ , med tanke på tidsåtgång och resultatavvikelse jämfört med att använda  $M_L$  eller  $M_0$ ?
- Vilka är de mest avgörande parametrarna vid beräkning av den slutgiltiga sättningen samt konsolideringshastigheten för den stenpelareförstärkta jorden?
- Hur skall tidsberoende sättningar för den stenpelareförstärkta jorden beräknas med hänsyn till påförel av last under olika laststeg?

### **1.4 Syfte**

Kontrollera hur väl sättningsberäkningar baserade på olika kompressionsmoduler stämmer överens med uppmätta sättningar samt studera inbördes skillnad mellan de olika modulerna och avgöra vilken som bör användas.

Genom förändringar i parametervärden kontrollera hur stor betydelse de enskilda parametrarna har för slutresultatet. De parametrar som kontrolleras är de som på förhand bedöms ha stor betydelse samt de som är svåra att ta fram.

Beskriva stenpelare i teori, praktik och dess beräkningsmodell så att rapporten kan tjäna som en handledning till den som skall dimensionera jordförstärkning med stenpelare.

Ta fram en modell för att beräkna de tidsberoende sättningarna med avseende på att lasten påförs under flera laststeg. Jämföra de beräknade sättningarna med de uppmätta.

### **1.5 Avgränsningar**

Detta examensarbete är begränsat till ett projekt, väg 73. Teorier gällande stenpelare är allmänna men behandlar endast utbredda laster över stora områden. Punktlaster på enskilda stenpelare går att beräkna men tas inte upp här.





## Kapitel 2

### Litteraturstudie

Kapitel 2 innehåller en beskrivning av stempelare. Denna beskrivning omfattar historik, installations- och kontrollmetoder, jordmekanisk funktion, val av fyllnadsmaterial samt ekonomi. Kapitlet beskriver även en jämförelsemetod, kalkcementpelare.

#### 2.1 Stempelare

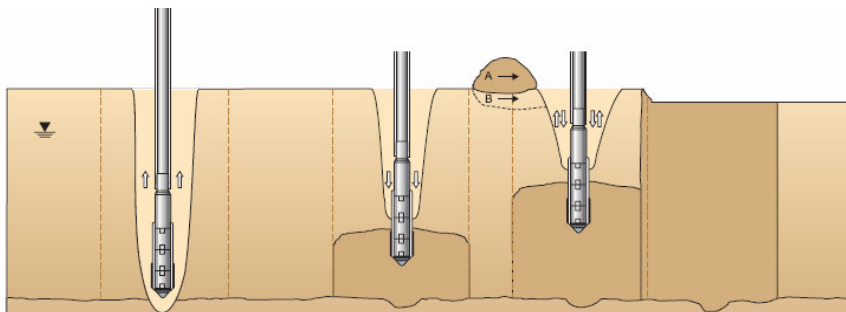
##### 2.1.1 Historik

Vibrationsbaserad förstärkning av jord är en accepterad metod använd i stora delar av världen. Metoden härstammar från Tyskland där den utvecklades på 1930-talet av företaget Keller Graundbau GmbH. Heinz Priebe är en av dem som betytt mest för utvecklingen av stempelare. Efter andra världskriget utvecklades metoden ytterligare och den fick sitt stora genomslag under 1960-talet. Den första vibrationsförstärkning som användes baserades på en vibrator som vibrerade jordmassan vilket medförde en packad och stabilare jord utan att material tillfördes. Denna teknik ligger i sin tur till grund för förstärkning med stempelare där det sker en tillförsel av material (Greenwood och Kirsch, 1983).

Jordförstärkning med hjälp av vibratorer kan delas upp i två grupper. Den äldsta är vibrokompaktion som används i friktionsjordar. Den yngre är stempelarförstärkning som används i kohesionsjordar. Stempelarförstärkning kan i sin tur utföras enligt två metoder, den våta metoden och den torra metoden. Vilken av de bägge metoder som används beror på rådande jordförhållanden (Hayward Baker, 2004).

##### 2.1.2 Vibrokompaktion

Metoden används för att packa friktionsjordar. Vibrationerna i jorden minskar de inre bindningskrafterna vilket gör det möjligt för jordens kornskelett att omstruktureras till en tätare massa. Metoden används ner till djup på 30 meter i lös sand (McCabe et al). Metoden kan tillämpas både över och under grundvattenytan. Under processen kan sand tillföras från markytan för att reducera den volymminskning som uppstår, originalnivån på marken bibehålls då. Om ingen återfyllnad sker kan markytan sjunka med 5-15 % (Hayward Baker, 2004).



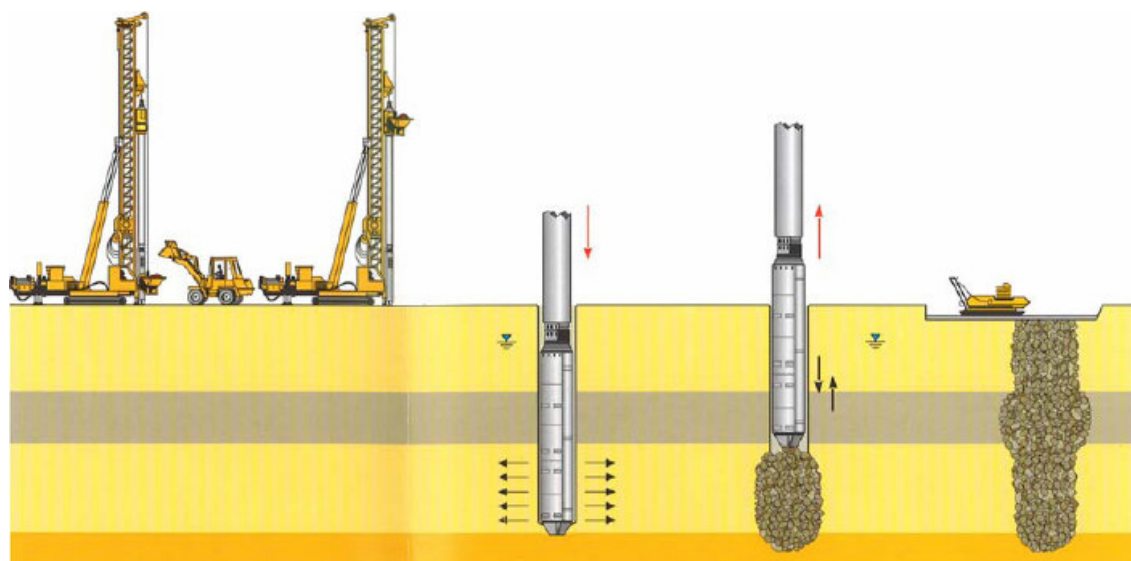
Figur 2.1. Tillvägagångssätt vid vibrokompaktion (Hayward Baker, 2004).

Figur 2.1 visar hur vibratorn penetrerar jorden. Vibratorns penetration medför att jorden packas och därmed erhåller en tätare struktur. De mörkare partierna i Figur 2.1 representerar den kompakterade jorden.

### 2.1.3 Stenpelarförstärkning

Stenpelare lämpar sig för kohesionsjordar. Till skillnad från friktionsjordar kan kohesionsjordar inte omstruktureras lika lätt. Vibrering av en kohesionsjord skulle inte förändra uppbyggnaden av jorden och därmed inte bidra till en ökad hållfasthet. Vibrering av en kohesionsjord kan tvärtom leda till att jorden försvagas.

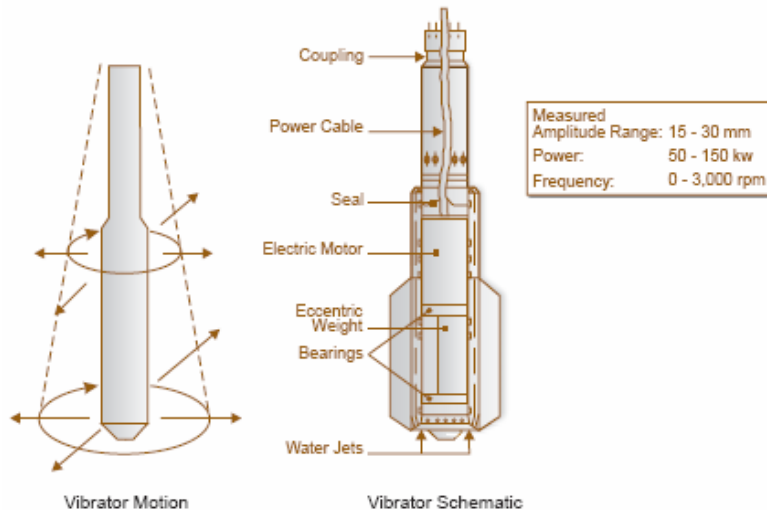
Som nämnts inledningsvis kan en stenpelare drivas ner antingen genom torr eller våt metod. Drivning enligt den torra metoden är illustrerad i Figur 2.2. Vid drivning med denna metod fylls en materialbehållare med stenmaterial. Materialbehållaren tömmer sedan sitt innehåll i slussen, d.v.s. ner i röret som leder ner till vibratorn. Tryckluft slås på och penetrationen inleds, fyllnadsmaterialet ligger nu nere i vibratorfoten. Vibratorn drivs ner till det önskade djupet. Vid önskat djup lyfts vibratorn och fyllnadsmaterialet kan då rinna ut i det hålrum som bildats. Uppbyggnaden av stenpelaren har påbörjats. Vibratorn arbetar sig sedan etappvis uppåt och bygger på pelaren genom att stegvis släppa ut stenmaterial för att sedan kompaktera det genom repenetrering av pelaren. Stenpelaren kommer att få en större diameter än själva vibratorn eftersom stenmaterial pressas ut lateralt. Diametern på den färdiga stenpelaren varierar i regel mellan 0.5-1.0 meter ([www.swedgeo.se](http://www.swedgeo.se)). Kornstorleken för den torra metoden är i regel 10-40 mm.



Figur 2.2. Tillvägagångssättet för uppbyggnaden av stenpelare enligt torr metod (Hayward Baker, 2004).

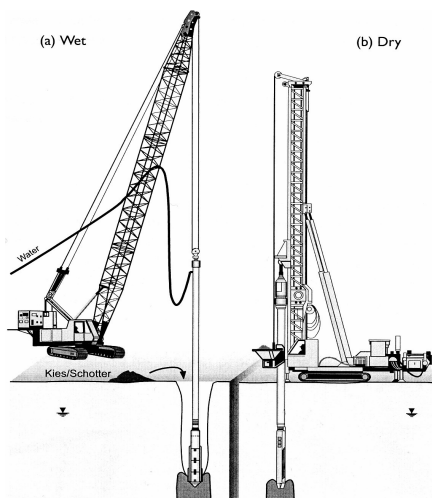
På den vibrator som används till den våta metoden sitter munstycket, som sprutar vatten, utmed och längst ner på vibratorn. Vattnet tjänar både till att ge en högre grad av packning samt transport av partiklar upp till ytan. Detta ger i sin tur ett hål med en diameter som är större än vibratordiametern. Stenen fylls sedan i det mellanrum som uppstår mellan vibratorn och marken. Jämfört med den torra metoden kan fyllnadsmaterialet ha större kornstorlek, 25-50 mm används vanligtvis (Greenwood och Kirsch, 1983).

Vid uppförandet av stenpelare används en vibrator upphängd i en kran eller fast på en borrhög. Vibratorn penetrerar jorden genom sin egen vikt och vibrationer. Horisontella vibrationer uppstår genom drivning av en excentrisk motor som sitter i vibratorn, se Figur 2.3. Drivningen av vibratorn sker antingen elektriskt eller hydrauliskt. De horisontella rörelserna av vibratorn skapar en dynamisk kraft som påverkar jorden i den horisontella riktningen. Vibratorn i sig har en diameter mellan 300-450 mm och en längd på 2-3.5 m. Vibratorn är placerad längst ner på ett vertikalt rör som i sin tur hänger i kranen. Längden på röret anpassas med marginal ner till det djup som pelaren skall drivas. Vibratorns tyngd varierar mellan 2 och 4 ton (Greenwood och Kirsch, 1983).



Figur 2.3. Vibratorn och dess komponenter (Hayward Baker 2004).

Fördelen med den torra metoden gentemot den våta är att ingen vattentillförsel är nödvändig. Vattnet som används vid våt metod måste behandlas innan det kan återinföras i det globala kretsloppet och de uppsamlingsdammar som måste anläggas för att ta hand om vattnet är utrymmeskrävande. Detta gör att den torra metoden lämpar sig bättre i områden där utrymmet är begränsat t.ex. i tätbebyggelse. Den våta metoden har i sin tur fördelar gentemot den torra. Produktionen kan ske i en snabbare takt, större kornfraktioner kan användas och drivningen kan ske ner till större djup (Raju V.R et al, 1997).



Figur 2.4. Illustration av våt- respektive torr metod (Raju V.R et al, 1997).

Figur 2.4 visar skillnaderna mellan de bägge metoderna. Vid den våta metoden syns det hur fyllnadsmaterialet tillsätts uppifrån och för den torra metoden hur fyllnadsmaterialet tillsätts genom vibratorn.

Stenpelarmetoden är ur miljöperspektiv en bra metod. Pelarmaterialet erhålls ofta från sprängsten från väglinjen vid det aktuella projektet. Stenpelare har god beständighet och på grund av dess höga permeabilitet fungerar de som brunnar. En positiv effekt av högre permeabilitet är att jordens slutsättning uppnås snabbare. Om stenpelare installeras i område som används för vattenutvinning kan den höga permeabiliteten bli en nackdel. Stenpelare kan då penetrera ett tätt lager och skapa fria vägar för vattnet ner till en annars sluten akvifer. På detta sätt kan partiklar ta sig ner genom stenpelarna och kontaminera vattnet och göra det obrukbart. Det är därför viktigt att veta om det finns vattentäkter i området (Dahlström, 2007).

I Tabell 2.1 anges vilka jordar som är lämpade för stenpelarförstärkning. De jordtyper som metoden bäst lämpar sig i är silt, sand och lera.

Tabell 2.1. Olika jordarters lämplighet för stenpelarförstärkning ([www.sgf.net](http://www.sgf.net). (a))

Typ av jord	Används ej	Kanske	Bra	Utmärkt
Lös lera		X	X	
Fast lera			X	
Organisk jord		X	X	
Silt				X
Lös sand				X
Fast sand	X			
Grus	X			
Sprängsten	X			
Morän	X			
Lermorän	X			

### Fyllnadsmaterial

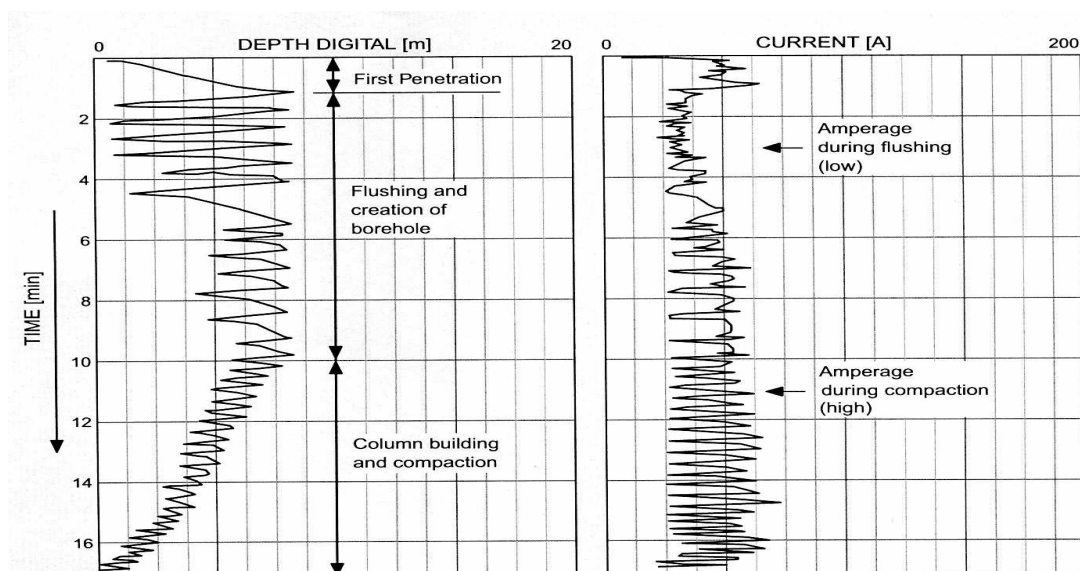
Kornstorleken på fyllnadsmaterialet kan väljas utifrån olika aspekter. Generellt används dock någon form av sorterat material. Materialet hämtas med hjullastare i upplag och om bergkross används utan sortering kommer finare partiklar att lagras längst ner i upplaget. Detta resulterar i sin tur i att varje nytt lass med lastaren har olika storlek på kornen. Med olika kornstorlek kommer pelaren att variera med djupet med avseende på diameter och permeabilitet.

Kornstorleken kan varieras beroende på vilken egenskap som anses viktigast att uppnå. Mindre korn är lättare att packa medan större partiklar ger en stenpelare med högre permeabilitet. Detta i sin tur leder till ett lägre portryck och snabbare konsolidering (Dahlström, 2007). Avsnitt 5.1.3 behandlar konsolidering utförligt.

### Kontrollmetoder

För att få reda på när rätt grad av kompaktion är uppnådd används en amperemeter som visar hur mycket energi som krävs för att driva vibratorn. När marken blir fastare går det åt mer energi och när ett visst förbestämt motstånd är uppnått anses packningen av den nivån klar och vibratorn förs upp till nästa nivå. Graden av packning kan ses som självreglerande, när repenetrering av pelare ger tillräckligt motstånd kan detta ses som ett mått på att marken har uppnått tillräcklig hållfasthet.

Under installationen av stenpelare kontrolleras processen med ett kontrollsystem. För lösa jordar är det extra noggrant att processen kontrolleras då det finns risk för att det laterala trycket på pelaren blir för lågt vilket kan resultera i att pelaren flyter ut. En maskinoperatör kan följa installationen på en datorskärm där de aktuella parametrarna presenteras, t.ex. strömförbrukning (Raju V.R et al, 1997). I Figur 2.5 visas en plott från installationen av pelare där den våta metoden använts.



Figur 2.5. Plott vid installation av stenpelare enligt den våta metoden (Raju V.R et.al, 1997).

Genom att studera den vänstra plotten kan neddrivningen av pelaren följas med tiden. Det går att urskilja tre olika faser. Första steget visar vibratorns jungfrupenetrering ner till fullt djup, den initiella penetrationen. Den andra fasen visar hur vibratorn med hjälp av vatten förstorar hålet ytterligare. Den sista fasen visar när vibratorn går upp och ner då den kompakterar den tillsatta stenen. Vid denna fas dras masten upp ungefär en meter för att sedan trycka ner igen ytterligare 0.7m. Detta ger att 0.3m pelare byggs vid varje kompaktion (Raju V.R et al, 1997).

Den högra plotten visar vilken strömförbrukning som vibratorn har beroende på motståndet i jorden. När denna vibrator hänger i luften är förbrukningen cirka 35 Ampere. Den initiella penetrationen kräver cirka 40 Ampere för lösa jordar och något högre för fastare jordar. Strömförbrukningen kan jämföras med utförda sonderingar vilket kan ge svar på om de uppmätta lagren stämmer överens med tidigare antaganden. Under kompaktionsfasen uppgår strömförbrukningen till 50-80 Ampere beroende på jorden, vilken typ av teknik som används och vibrator typ (Greenwood och Kirsch, 1983).

Figur 2.5 visar plotten för drivning med våt metod. Den torra metoden skiljer sig inte i någon större utsträckning förutom att pelareinstallationen startar direkt efter penetrationsfasen. När stenpelare upprättas med den torra metoden går det relativt exakt att bestämma hur mycket material som har tillförts jorden. Även för den våta metoden kan andelen tillfört material bestämmas. Dock med en större osäkerhet då materialet inte tillförs via en behållare med känd volym. Vetskap om hur mycket material som tillförts innebär att pelarens diameter kan beräknas.

## Ekonomi

Att utföra stenpelarförstärkning av en yta om 100m<sup>2</sup> kostar mellan 50-100 kkr. Denna kostnad tar inte hänsyn till etableringskostanden som uppgår till cirka 50 kkr (www.sgf.net (a)).

## Tidsåtgång

Det tar cirka 3-5 dagar att utföra stenpelarförstärkning av en yta om 100m<sup>2</sup>. Detta omfattar den tid från det att etablering påbörjas till det att förstärkningen är avslutad (www.sgf.net (a)).

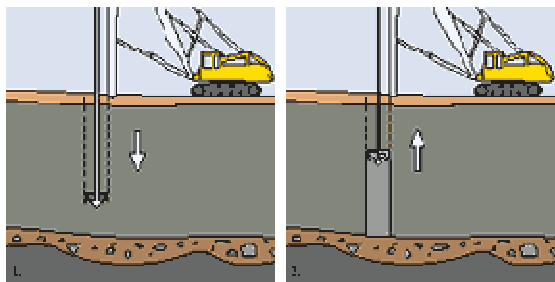
### 2.1.4 Jämförelse med kalkcementpelare

För att få en uppfattning om stenpelares användbarhet görs en jämförelse med kc-pelare. Kc-pelare är en välkänd och ofta använd jordförstärkningsmetod för väg- och järnvägsbankar, djupa schakter och ledningsgravar. Dess syfte är liksom stenpelare att reducera sättningar och öka stabiliteten. Kc-pelare används främst i leror men är även användbar i andra jordarter, se Tabell 2.2.

Tabell 2.2. Olika jordarters lämplighet för kc-pelarförstärkning (www.sgf.net (b)).

Typ av jord	Används ej	Kanske	Bra	Utmärkt
Lös lera				X
Fast lera	X			
Organisk jord			X	
Silt			X	
Lös sand			X	
Fast sand	X			
Grus	X			
Sprängsten	X			
Morän	X			
Lermorän	X			

Kc-pelare skapas genom att ett blandningsverktyg roteras ner i marken till avsett pelardjup. Då verktyget nått önskat djup vänds rotationsriktningen vilket resulterar i att bindemedlet roteras ut under uppdragningen. Det går att installera pelarna i olika mönster beroende på önskad effekt, de kan drivas ner till ett djup av ca 25 m och diametern ligger mellan 0.6-0.8 m. Liksom för stenpelare förstärks jorden genom att det bildas ett system med pelare och jord, det blir ett block som har en högre hållfasthet än den oförstärkta leran. De vanligaste bindemedlen som används vid kc-pelare är som namnet antyder kalk och cement. Bindemedlet kan varieras med avseende på mängd och typ beroende på jordart och efterfrågade egenskaper (www.sgf.net (b)).



Figur 2.6. Tillverkningsprocessen för kc-pelare (www.hercules.se).

Kc-pelare är en kostnadseffektiv metod och den är miljövänlig med hänsyn till låga bullernivåer och små vibrationsstörningar under installationen (www.sgf.net (b)).

Kc-pelare är 3-4 ggr billigare att utföra jämfört med stenpelare räknat per meter pelare. Det är dock så att täckningsgraden för kc-pelare är större, d.v.s. att kc-pelare måste sättas tätare. Normal täckningsgrad för kc-pelare är ca 30 % medan stenpelarna i detta projekt har en täckningsgrad på under 10 % (Dahlström, 2007).

### 2.1.5 Jordförvätskning

Jordförvätskning definieras av Donald Coduto (Geotechnical Engineering, Principles and Practices) som "The rapid loss of shear strength in cohesionless soils subjected to dynamic loading".

Vid en hastigt påförd last kommer portrycket i jorden att öka. Den befintliga effektivspänningen som finns mellan kornen ökar inte lika snabbt. Detta innebär att större delen av den hastigt påförda lasten bärs upp av porvattnet. När det sedan sker en hastig avlastning kommer portrycket att vara större än totalspänningen. Detta medför att portrycket kommer påverka jorden som en lyftkraft och jorden tappar då sin hållfasthet och förvätskas (Gustafson 2007). Förhållandet mellan portrycket,  $u$ , effektivspänningen,  $\sigma'$ , och normalspänningen,  $\sigma$ , beskrivs enligt ekvationen nedan (Axelsson, 2005).

$$\sigma' = \sigma - u \qquad \text{ekv. 2.1}$$

När jordförvätskning inträffar kan jorden ses som en trögflytande vätska med hög densitet. Ett exempel på när detta kan hända är vid jordbävningar där stora krafter påverkar jorden väldigt snabbt, det sker en väldigt snabb på- och avlastning (Coduto, 1999). Andra exempel är pålning och installation av stenpelare. Vibrationerna som uppstår vid stenpelarinstallation kan teoretiskt liknas vid en jordbävning. Det adderade stenmaterialet har dock en hög kapilläritet vilket innebär att jorden snabbt kan dräneras och det höga portrycket avklingar så att jorden återfår sin bärförmåga. Däremot kan det bli ett stort stabilitetsproblem om flera vibratorer körs nära varandra i ett känsligt område, t.ex. en slänt. Då kan jordförvätskning leda till stabilitetsbrott för ett större område (Dahlström, 2007).

För att jordförvätskning ska kunna inträffa krävs ett visst innehåll av silt. Kohesiva material som har ett betydande innehåll av silt, 5-25 %, utgör den undre gränsen för när jordförvätskning kan uppstå (Greenwood och Kirsch, 1983). I rent kohesiva jordar kan portrycket ändå byggas upp till höga nivåer men eftersom det är just kohesion som binder ihop partiklarna så förvätskas inte leran vid förlust av effektivspänning (Dahlström, 2007).





# Kapitel 3

## Testmetoder

I Kapitel 3 beskrivs olika testmetoder som används för att bedöma jordars egenskaper. Metoderna är uppdelade efter *in-situ* respektive *ex-situ*, vilket motsvarar tester utförda i fält respektive i laboratorium. Varje testmetod beskrivs först allmänt och sedan hur den använts i samband med detta examensarbete. Avslutningsvis kommer den aktuella jordmodellen att beskrivas.

### 3.1 In-situ

In-situ tester är fördelaktiga där jordförhållandena omöjliggör upptagning av ett jordprov, t.ex. för lösa jordar. Tester som utför in situ ger värden med hög trovärdighet eftersom jorden inte störs innan provtagningen. Att utföra tester in-situ är även i de flesta fall fördelaktiga ur en ekonomisk synvinkel jämfört med ex-situ. Vid in-situ provning fås omedelbar information om jordens egenskaper. Detta innebär att ingenjören under arbetets gång har möjlighet att bedöma vilka ytterligare parametrar som behöver undersökas samt om fler tester är nödvändiga (Coduto, 1999).

#### 3.1.1 CPT – Cone penetrating test (Spetstrycksondering)

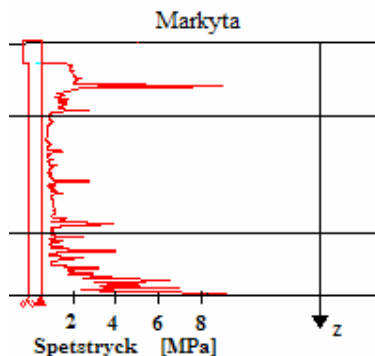
Den metod som ligger till grund för dagens CPT-försök kommer från Nederländerna och kallas ibland för den *Holländska konen*. En kon pressas ner i jorden och spetstrycket,  $q_c$ , uppmäts. Spetstrycket definieras som den kraft som krävs för penetrering dividerat på kontaktarean. Vid penetreringen uppmäts även friktionen som uppstår längs med konens sidor,  $f_{sc}$ , samt rådande portryck (Coduto, 1999).

Det finns två typer av koner, en mekanisk och en elektrisk. Skillnaden mellan de olika konerna är på vilket sätt som de drivs ner i marken. Den mekaniska konen drivs ner i intervaller och det kan endast utföras mätningar i början eller i slutet av varje intervall. Den elektriska konen kan drivas ner samtidigt som den mäter. CPT-sondering är en statisk sonderingsmetod, d.v.s. att en spets pressas ner med en jämn kraft jämfört med dynamisk där sonden drivs ner med slag (Sällfors, 2001).

Spetstrycksondering är bra för utvärdering av jordprofilen. Mätdata från jorden registreras kontinuerligt och minsta skillnader i jordlagerföljden kan uppmärksammas. Tre nackdelar med CPT som bör nämnas är (Coduto, 1999):

- Metoden ger inget jordprov vilket omöjliggör okulärbesiktning av jorden som undersöks.
- Metoden ger osäkra resultat för grusiga jordar.
- Höga mobiliseringskostnader, en speciell rigg måste installeras för varje provtagning.

I detta examensarbete har CPT-sonderingar använts för utvärdering av lagergränser. Figur 3.1 visar ett exempel på hur en CPT-sonderingskurva ser ut. För att se en CPT-sondering för den aktuella sektionen se Avsnitt 3.3.



Figur 3.1. Exempel på CPT-sondering (Bygghandling väg 73).

I Figur 3.1 syns spetsstryckets variation med djupet. Variationen beror på jordens varierande motstånd. De horisontella linjerna i figuren representerar tolkade jordlagergränser.

### 3.1.2 Hejarsondering

Hejarsondering är en dynamisk sonderingsmetod (Sällfors, 2001). Metoden är tillämpbar vid mätning av mäktiga silt-, sand- och grusavlagringar. Vid dessa typer av avlagringar är de statiska sonderingsmetoderna inte tillräckliga eftersom motståndet blir för stort. En hejarstång drivs ner i marken genom att en hammare får falla fritt på stängen. Motståndet i jorden registreras som antal slag/20 cm sjunkning för sonden.

Tillsammans med spetsstrycksondering har hejarsondering använts vid bestämning av läget för de olika lagergränserna.

### 3.1.3 Vingsondering

Vingsondering används vid bestämning av den odränerade skjuvhållfastheten. En vingborr förs ner i jorden och sedan mäts det moment som krävs för att vrida runt vingen. Moment ger ett mått på den odränerade skjuvhållfastheten,  $\tau_{fu}$ , (Dahlström, 2007). Vingsondering är en statisk sonderingsmetod d.v.s. neddrivning genom statisk belastning.

Resultaten från vingsondering har använts för att utvärdera skjuvhållfastheten i de övre lagren i jordmodellen.

### 3.1.4 Skruvsondering

Det översta lagrets mäktighet har fastställts med hjälp av skruvborrtagningar (Skr). Dessa har utförts för ett flertal olika borrhöjningar ner till ett djup på ca fem meter. Vid provningen tas ett stort jordprov upp för att sedan okulärbesiktas. Okulärbesiktningen sker på plats medan övriga provningar görs i laboratorium (Dahlström, 2007). Det är då möjligt att bestämma vattenkvot mm.

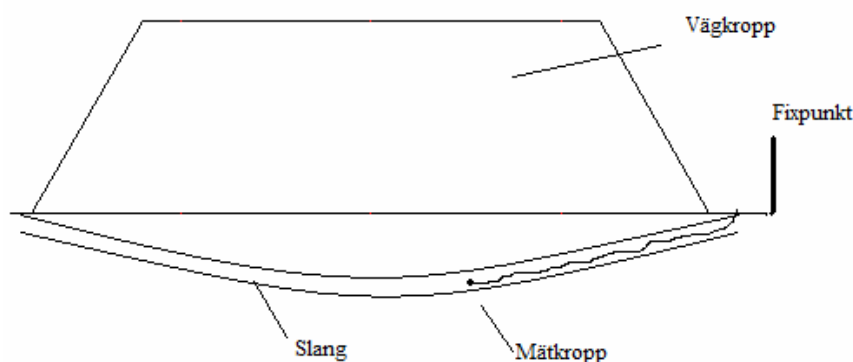
### 3.1.5 Viktsondering maskin

Vid viktsondering med maskin (Vim) registreras den kraft som krävs för nedtryckning av en skruvformad spets i jorden. Kraften som spetsen belastas med är 0.25, 0.5, 0.75 eller 1kN. Skulle spetsen inte sjunka vid 1 kN roteras spetsen och antalet halvvarv/20 cm sjunkning noteras (Sällfors, 2001). Vim är en statisk sonderingsmetod.

I detta examensarbete har resultat från viktsonderingsmaskin använts för att tolka de olika lagergränserna. Dessa resultat har använts tillsammans med CPT-försök. Se Figur 3.9 under Avsnitt 3.3.

### 3.1.8 Slangsättningsmätning

Slangsättningsmätningar är en metod för att mäta sättningarna för en färdig eller delvis färdig konstruktion. Första steget är att installera ett rör i eller under konstruktionen. För en vägkonstruktion installeras röret oftast vinkelrätt mot vägens sträckning. Mätapparaturen består av en vätskefylld slang, en mätkropp (tryckmätare) och en slangvinda, se Figur 3.2. Innan sättningmätningarna utförs mäts trycket och höjden för en fixpunkt. Under mätningen förs mätkroppen genom röret samtidigt som trycket mäts i ett antal punkter. Eftersom att ett känt tryck uppmätts innan mätningen startat kan rörets höjd beräknas genom att ta tryckskillnaden mellan fixpunkt och mätpunkterna och översätta denna till en skillnad i meter.

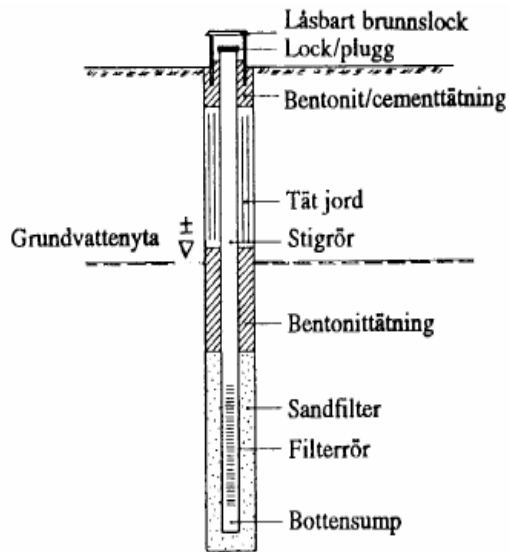


Figur 3.2. Illustration över en slangsettningsmätning. Skillnad i tryck översätts till skillnad i höjd.

Slangsättningsmätningar har för detta examensarbete varit viktiga. De mätningar som utförts ligger till grund för jämförelse mellan de utförda beräkningarna och de verkliga sättningarna. För den aktuella sektionen har det installerats två slangar, en slang som ligger precis över pelarna och en som ligger mellan pelarna. Resultatet från slangsettningsmätningar för sektion 16/743, slangerna mellan pelarna, redovisas i Bilaga 1.

### 3.1.9 Grundvattenrör

Ett grundvattenrör kan antingen slås ner i marken eller installeras i ett förborrat hål. Om borrhningar har utförts på för andra jordprover så kan dessa hål användas till installationen. De huvudsakliga syftena med ett grundvattenrör är vattenprovtagning, registrering av grundvattennivåer och bestämning av permeabiliteten. Ett grundvattenrör består av en bottenplugg, bottenstump, filter, stigrör, tätningar och lock. Grundvattenrörets utformning kan varieras beroende på vad som efterfrågas. Det är därför nödvändigt att bestämma hur utformningen ska se ut inför varje projekt (Svenska Geoteknisk Föreningen, 2001). Beroende på omständigheterna kan rörmaterial, rördiameter, slitsstorlek på filterröret mm varieras. Figur 3.3 är ett exempel på hur ett grundvattenrör kan vara utformat. Syftet med grundvattenrör i detta projekt är att mäta grundvattenytans läge samt dess variationer.



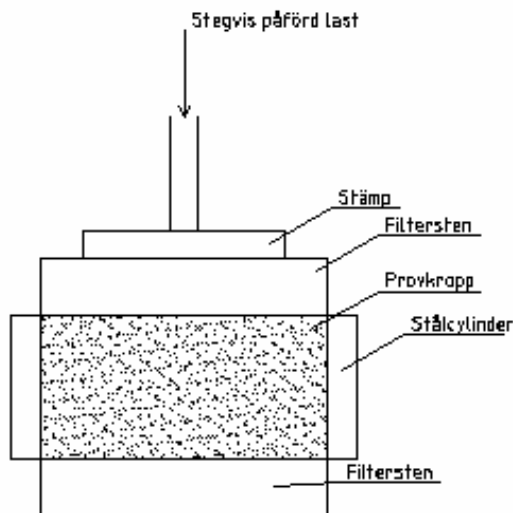
Figur 3.3. Ett grundvattenrör med dess komponenter (Svenska Geotekniska Föreningen, 2001).

### 3.2 Ex-situ

Jordtester som utförs i laboratorium benämns ex-situ tester. Då jordprovet tagits upp från provplatsen tas det in i laboratoriet för analys. Anledningen till att genomföra mätningarna ex-situ kan vara ofördelaktiga förhållande i fält eller att efterfrågad egenskap endast kan erhållas i laboratorium. Provingar som utförs i laboratorium kan utföras antingen på störda eller ostörda prover (Coduto, 1999). Ett ostört jordprov har intakt jordlagerföljd och oförstörda mekaniska egenskaper. Även för ett stört jordprov är jordlagerföljden intakt. Men jordens egenskaper t.ex. porositeten kan vara förändrade (Sällfors, 2001). Efterfrågans hållfasthets- eller deformationsegenskaper är det nödvändigt med ett ostört prov men vid endast klassificering av en jord kan det räcka med ett stört prov.

#### 3.2.1 Ödometer

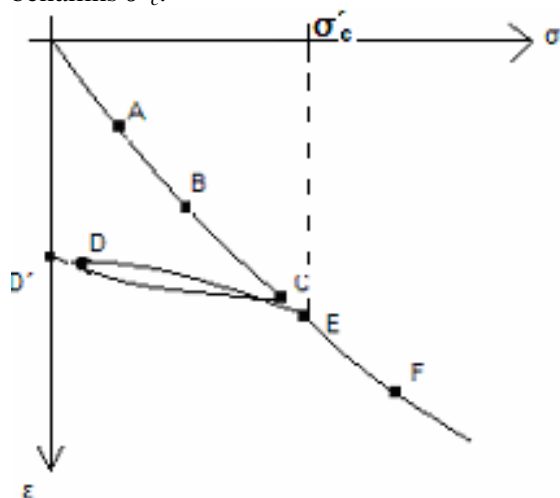
Ödometerförsök används för att bestämma kompressionsegenskaper hos jord. Provapparaten består av en stel stålcyllinder som jordprovet placeras i, se Figur 3.4. Som lock och botten till cylindern sitter en skiva med porös filtersten. Stenen har som uppgift att dränera jordprovet när det sätts under belastning. Belastningen sker med ett stämp som trycks ner med en stegvis ökande kraft på en provplatta. Provplattan gör att den påförda lasten fördelas jämt över provet. Spänningen som uppkommer i provet, på grund av kraften som påförs, betecknas  $\sigma_a$  och ses som en jämt fördelad tryckspänning (Axelsson, 2005). Syftet med ett ödometerförsök är att analysera sambandet mellan den axiella spänningen och den vertikala hoptryckningen. Detta samband benämns kompressionstjörning,  $\varepsilon_a$ . Den styva stålcyllindern som innesluter jordprovet förhindrar provkroppen från att expandera i radiell riktning som den kommer att vilja göra när last påförs. Det tryck som härav uppkommer benämns radialtrycket,  $\sigma_r$ . Ett växande värde på belastningen innebär att också radialtrycket kommer att öka. Dock kommer radialtrycket alltid att vara lägre än axialtrycket.



Figur 3.4. Utformningen av en ödometer.

Vid ödometerförsök redovisas provets kompressionstjörning,  $\varepsilon_a$ , som funktion av axialtrycket,  $\sigma_a$ . Kurvan är vanligen icke-linjär och har ett specifikt utseende för just den jord som testas. Kurvans utseende beror på jordtyp och på spänningshistorien i jorden, se Figur 3.5. Om jorden har varit belastad med mer last än vad som rådde när provkroppen extraherades från platsen har stor betydelse för kurvans utseende i början av belastningen. Om spänningen i jorden är den högsta som någonsin förekommit benämns jorden normalkonsoliderad medan om spänningen i jorden ligger under förkonsolideringstryck benämns den överkonsoliderad.

I Figur 3.5 illustreras ett exempel på jordens spänningshistoria. Förkonsolideringstrycket benämns  $\sigma'_c$ .

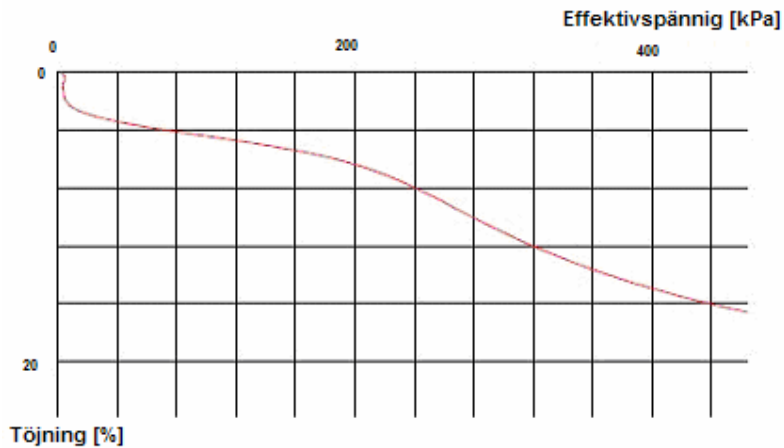


Figur 3.5. Kurva som visar en jords spänningshistoria (Sällfors, 2001).

Figur 3.5 är ett exempel på spänningshistoria för en jord. Kurvan i figuren representerar en belastning av jorden upp till en viss punkt, C. Därefter tas belastningen bort varpå en viss del av kompressionen går tillbaka. När belastningen upptas på nytt följer pålastningskurvan nästan exakt avlastningskurvan fram till punkten för förkonsolideringstrycket. Därefter följer kurvan den jungfruliga kurvan som skulle ha gällt om ingen avlastning skett (Sällfors, 2001).

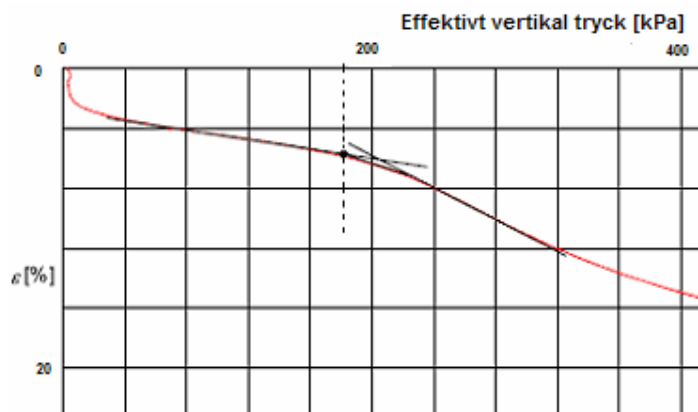
### 3.2.2 CRS

CRS står för Constant Rate of Strain och är en typ av ödometerförsök. Skillnaden mellan ett standard ödometerförsök och ett CRS-försök är att vid ett standard försök påförs lasten stegvis medan det, som namnet anger, är en jämn stegring i belastning under ett CRS-försök. Detta medför att försöket kan göras mer tidseffektivt. CRS-försök kalibreras mot ett ödometerförsök som är utfört på samma jordtyp. Då denna kalibrering är utförd behöver bara CRS-försök göras för den aktuella jordtypen. Vid ett CRS-försök utförs portrycksmätningar på en odränerad sida samtidigt som den andra sidan är helt dränerad. Detta innebär att det effektiva vertikalktrycket är mätbart under hela försökets gång (Axelsson, 2005). Figur 3.6 visar kurvan från ett verkligt CRS-försök från det aktuella projektet.



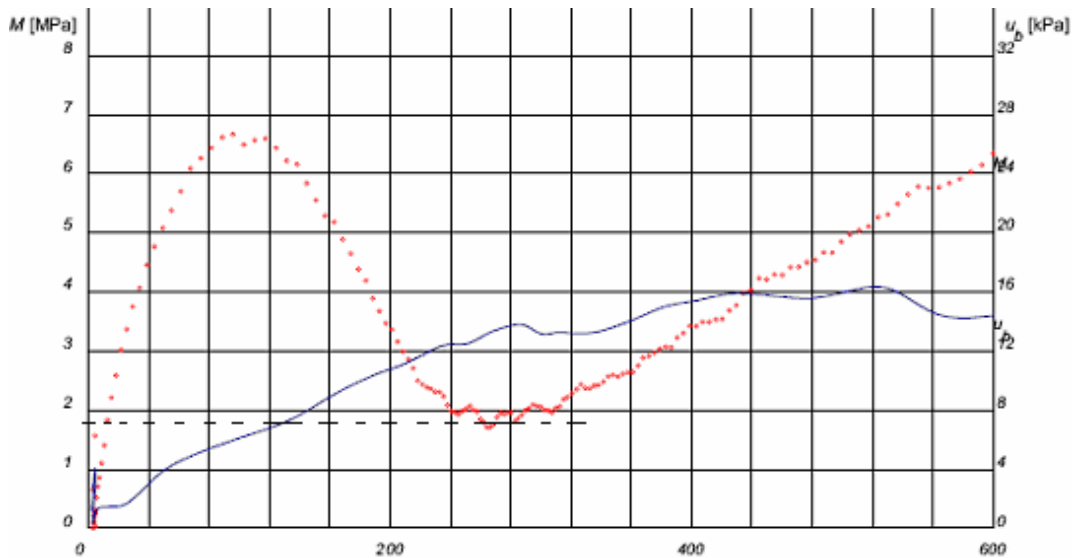
Figur 3.6. CRS-kurva för borrhål B16030 (Bygghandling väg 73).

Kurvor av den typ som visas i Figur 3.6 är viktiga vid sättningsberäkningar då flera materialparametrar kan utvinnas. För detta examensarbete har ett flertal parametrar hämtats ur CRS försöken t.ex. kompressionsmoduler och förkonsolideringstryck.



Figur 3.7. Bild över hur CRS-kurvan utvärderas för att erhålla förkonsolideringstrycket (Bygghandling väg 73).

Ur Figur 3.7 kan förkonsolideringstrycket, streckad linje, utläsas till 181 kPa. Övriga parametrar som hämtats från CRS-försöken är  $\sigma'_L$ ,  $M'$ ,  $M_L$ ,  $M_0$ . Genom att derivera kurvan i Figur 3.7 erhålls kurvan i Figur 3.8 som representerar kompressionsmodulen i förhållande till det effektiva vertikalktrycket.

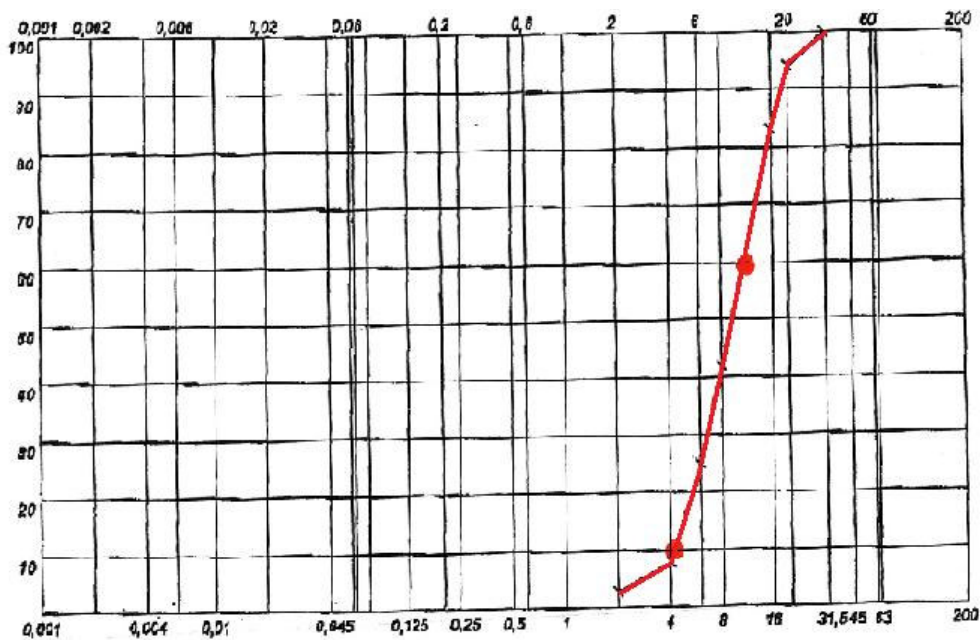


Figur 3.8. Kompressionsmodulkurva (punkter) samt portryckkurva (heldragen) (Bygghandlingväg 73).

Figur 3.8 visar utvärdering av modultal och portryck. På x-axeln visas effektivt vertikalt tryck. Denna kurva kan jämföras med den teoretiska i Figur 5.3a och 5.3b. Den streckade linjen motsvarar  $M_L$ . Ur CRS-försöken har även permeabilitetskoefficient,  $k$ , och konsolideringskoefficient,  $c_v$ , erhållits. För ett mer djupgående resonemang om hur dessa parametrar utvärderas och används se Avsnitt 5.1.2.

### 3.2.3 Siktprover på stenspelarmaterialet

Det har utförts siktprover för det stenmaterial som ska användas som fyllnadsmaterial. Detta görs för att uppnå fastställda krav på stenfraktionerna. I tidigare kapitel har det diskuterats vad som kan ske om fraktionerna inte överensstämmer med de dimensionerande, se Avsnitt 2.1.3.



Figur 3.9. Fraktionskurva för aktuellt stenmaterial, y-axeln motsvarar andel procent som passerar varje sikt och x-axeln anger storleken på sikten (Bygghandling väg 73).

I Figur 3.9 visas den stenfraktionskurva som ska användas i aktuellt projekt. Ett krav på stenpelarmaterialet är att

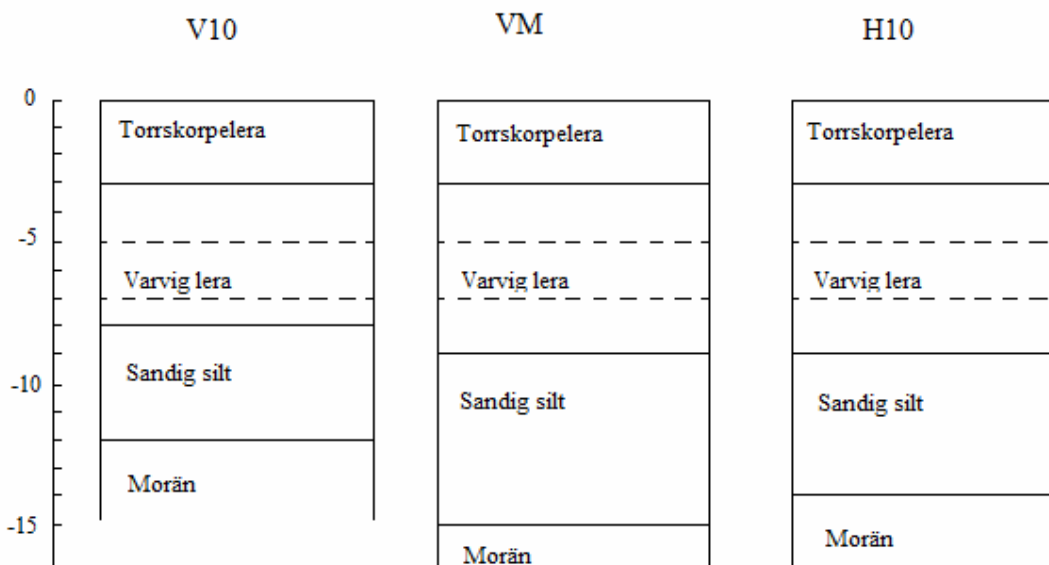
$$\frac{D_{60}}{D_{10}} \geq 3 \quad \text{ekv. 3.1}$$

Där  $D_{60}$  står för den siktdiameter som 60 % av stenmaterialet passerar och  $D_{10}$  den siktdiameter som 10 % passerar.

### 3.3 Tolkad jordmodell

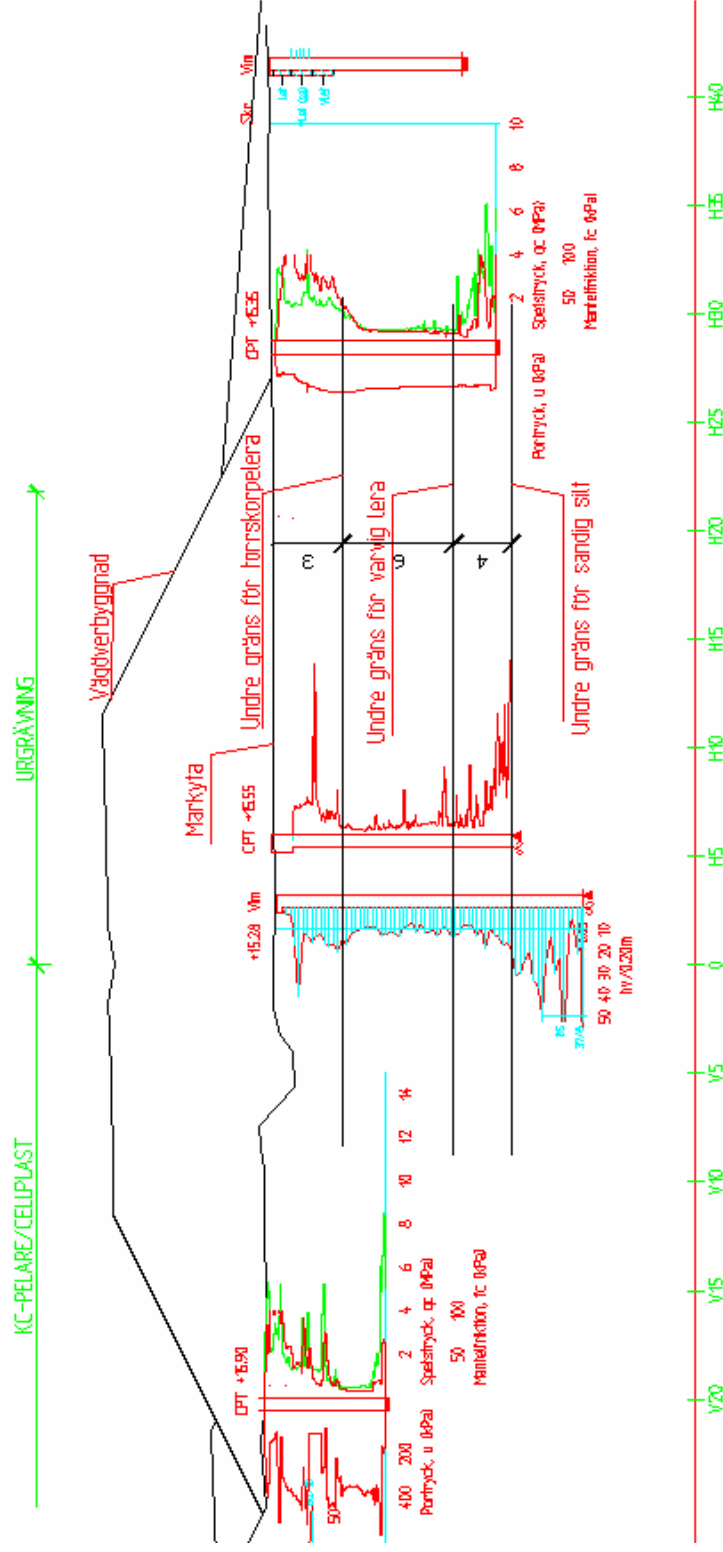
Utifrån tolkning av resultat vid provningar enligt ovan beskrivna metoder har en aktuell jordmodell fastställts för sektion 16/743, se Figur 3.10. Sektionen är i sin tur uppdelad i tre olika snitt, Vägmitt (VM), 10 m till höger (H10) och 10 m till vänster (V10) om vägmitt. I Figur 3.11 visas ett exempel på hur resultatet från CPT- och Vimförsök kan se ut. Denna plott är hämtad ur bygghandlingarna för sektion 16/740.

I det område där stenpelare skall installeras, består den översta delen av jorden av ett ca 2-3m tjockt lager av torrskorpelera med vissa inslag av tunna siltskikt. Under detta finns ett lager med en varvig lera som i de flesta fall innehåller tunna siltskikt. Mäktigheten på detta andra lager varierar men ligger i genomsnitt på runt 6 meter. Ett par meter från botten på lager två syns en gräns där det har krävts mer kraft för att få ner de olika sönerna. Denna gräns har tolkats som ett mer konsoliderat lager men med samma uppbyggnad, dvs. varvig lera med inslag av silt. Nedanför det som benämns lager nummer två kommer ett lager som ger betydligt högre motstånd, upp mot 5ggr högre motstånd för både CPT och viktsonderingarna har registrerats, se Figur 3.11. Installationen av stenpelare har drivits ner till en nivå som i genomsnitt ligger 12.5-13m under markytan för de pelare som ligger mitt under väggkroppen. Detta är mycket djupare än de 9 meter som de två översta lagren i allmänhet uppgår till vilket ger ett lager under den varviga leran som har en mäktighet på upp mot fyra meter. Detta lager har senare visat sig vara ett lager av sandig silt. Under lagret sandig silt finns ett lager med morän som ses som ett fast lager som ej penetreras med stenpelarna. Se Figur 3.10 för tolkade jordmodell.



Figur 3.10. Tolkade jordlagermodell för de tre snitten.





Figur 3.11. Utdrag över data från utförda tester. I blått visas data från vingsondering maskin och i rött och grönt kan data från CPT-försöken ses. De mörka strecken i figuren visa hur lagerföljden har tolkats utifrån mätdata (Bygghandling väg 73).



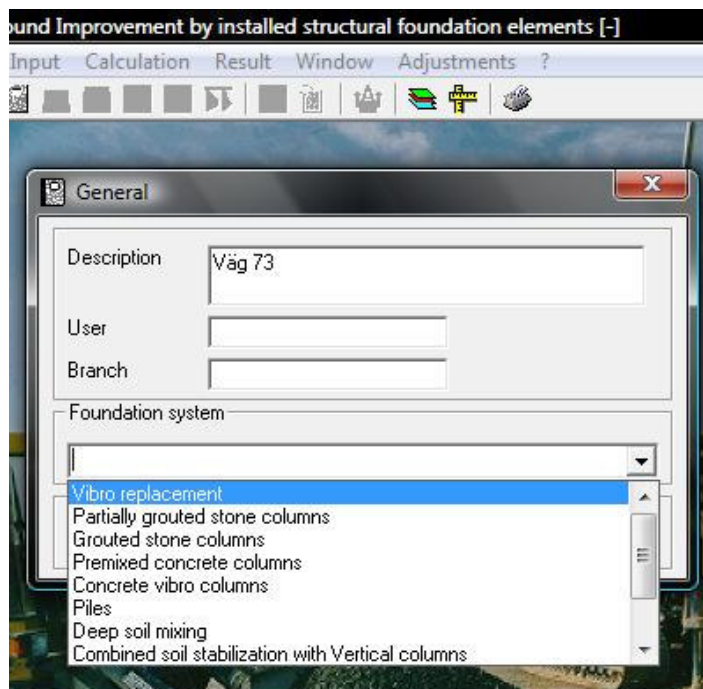
## Kapitel 4

### GRETA

I kapitel 4 beskrivs beräkningsprogrammet GRETA. Kapitlet inleds med en användarguide till programmet och sedan ges en beskrivning av bakomliggande beräkningsmodeller. Avslutningsvis ges ett exempel på resultatredovisning från GRETA. Information till detta kapitel kommer från en och samma källa, (GEOStat, 2003).

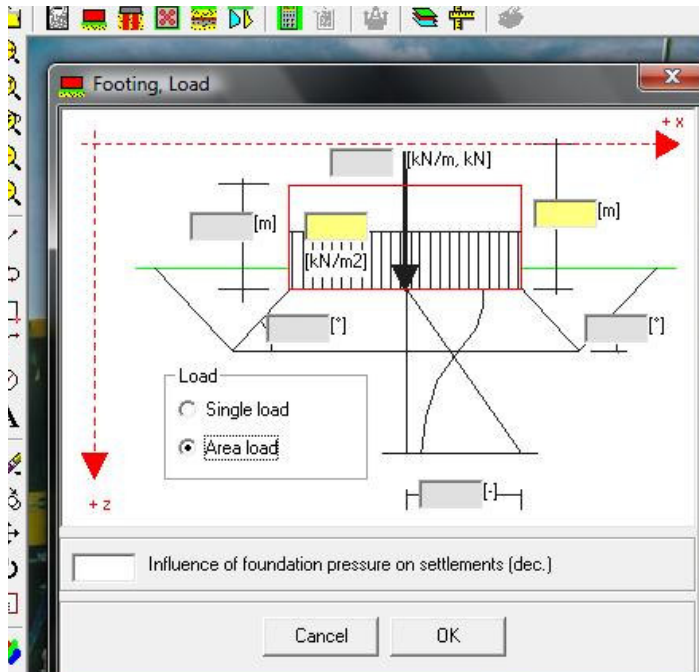
#### 4.1 Användarguide

GRETA är ett beräkningsprogram som först och främst är framtaget för stenpelare. Det är därför enkelt att använda och relativt självinstruerande. Som indata ges först en projektbeskrivning och därefter väljs grundförstärkningsmetod. Se Figur 4.1. Som synes är det inte bara stenpelare som kan beräknas med GRETA utan även mer styva konstruktioner t.ex. pålar och andra cementbaserade konstruktioner. Det alternativ som representerar vanliga stenpelare i Figur 4.1 är ”Vibro replacement”. De som benämns ”Grouted” och ”Partially grouted” är stenpelare med någon form av bindemedel, t.ex. cement.



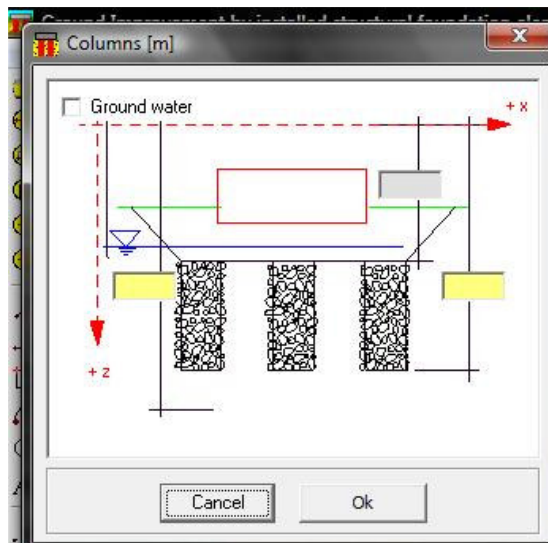
Figur 4.1. Steg 1, val av förstärkningsmetod.

Steg två är att ge data för den yttre last som påförs jorden. GRETA behöver information om hur stor lasten är och vilken typ av last det är, om det är en utbredd last eller en punktlast, se Figur 4.2.



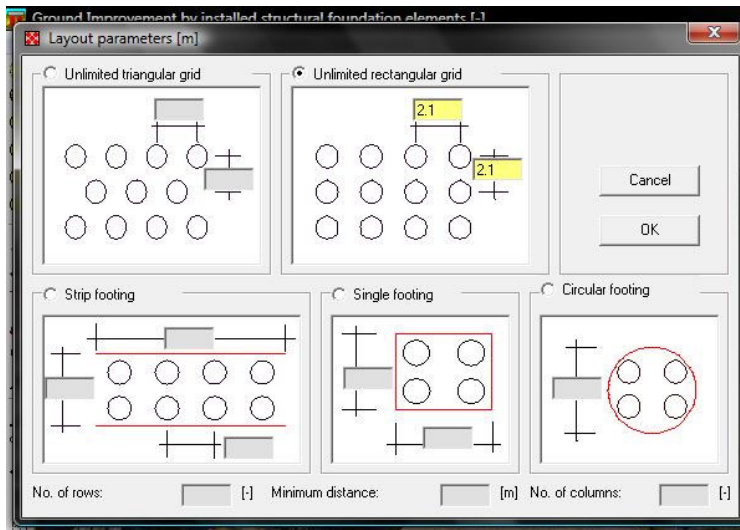
Figur 4.2. Steg 2, data för last.

När lasten är införd skall nivådata anges, se Figur 4.3. Nivådatan omfattar installationsdjup för pelare, grundvattenytans läge samt djup till fast botten.



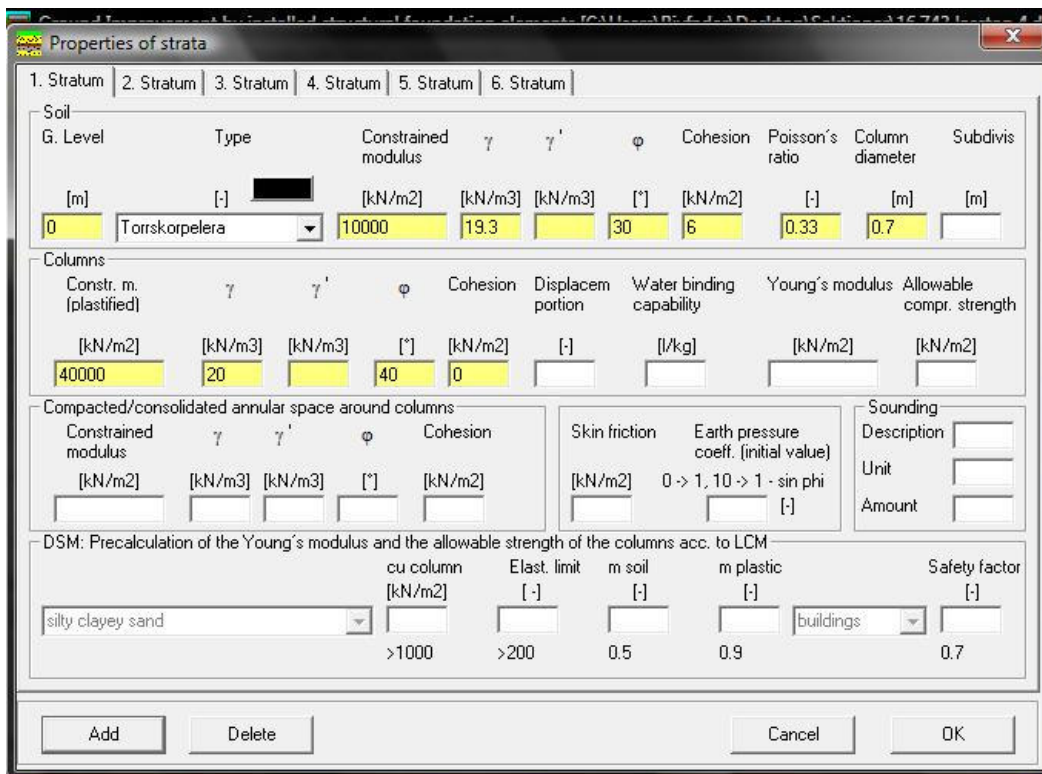
Figur 4.3. Steg 3, nivådata.

Steg nummer fyra är att bestämma vilket mönster som pelarna skall vara utplacerade i. Det finns fem alternativ att välja mellan beroende på vilken typ av last som skall påföras. I Figur 4.4 redogörs de olika alternativen. Även centrumavståndet mellan pelarna förs in under detta steg.



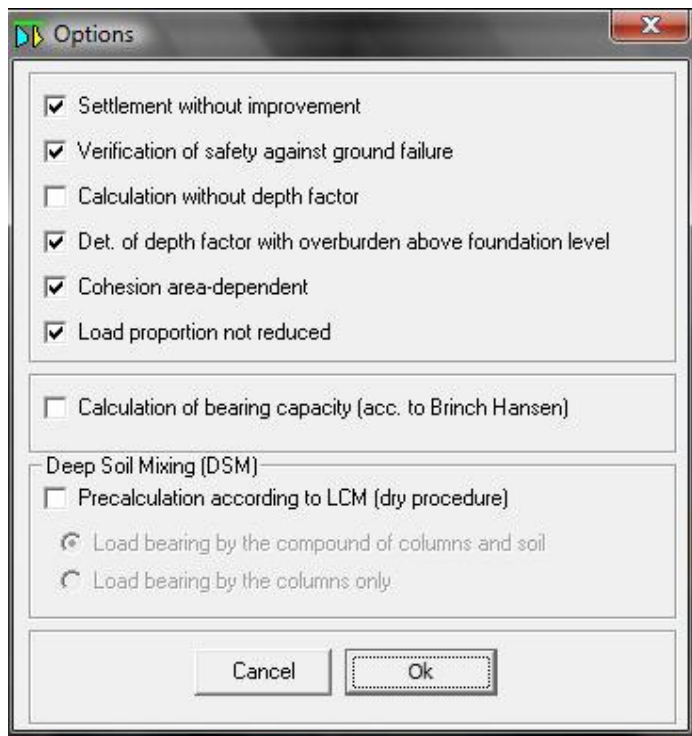
Figur 4.4. Steg 4, utplaceringmönster.

Sedan kommer det steg som är svårast att ange, jordlagerföljden. Här skall geoteknikern fylla i vilka lager som denne bedömer att jorden består av samt materialparametrar för dessa lager. Här förs även parametrar för stenpelarmaterialet in. Figur 4.5 visar ett exempel som använts i rapporten. Jorden är här uppdelad i sex lager och de data som syns i figuren är för det översta lagret, ett tre meter tjockt lager av torrskorpelera.



Figur 4.5. Steg 5, jordlagerföljd med ingående materialparametrar.

Efter dessa fem steg är all nödvändig indata ifyllt. Det enda som återstår är att välja ut vilken information som önskas ur programmet samt att trycka på knappen beräkna. I Figur 4.6 ses vilka olika val som går att göra i beräkningsväg.



Figur 4.6. Steg 6, beräkningsalternativ.

Om förutsättningarna är som för detta projekt då lasten påförs i fem laststeg så måste beräkningar genomföras för varje enskilt laststeg. Resultatet som kommer ut ger sättningar både för den förstärkta och den oförstärkta jorden. GRETA beräknar sättningar för den oförstärkta jorden på liknande sätt som det som är angivet i Kapitel 5.1.2. Sättningsberäkningar för förstärkt jord utförs med hjälp av förbättringsfaktorer, se Avsnitt 4.3.

Den noggranne läsaren noterar att det finns en ruta i Figur 4.6 som handlar om lastkapacitet. Denna ruta gäller inte för stenpelare utan endast för styvare konstruktioner. För stenpelare kan bara sättningar beräknas med GRETA.

## 4.2 Beräkningsgång

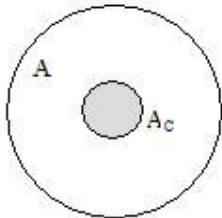
### 4.2.1 Förbättringsfaktorer

När GRETA utfört sättningsberäkningar görs en del förenklingar och antaganden. De initiala förenklingar som görs korrigeras i ett senare skede. En förbättringsfaktor införs som definieras enligt:

$$n = \frac{\text{Sättningar oförstärkt jord}}{\text{Sättningar förstärkt jord}} \quad \text{ekv. 4.1}$$

$n$  är ett mått på hur mycket sättningarna minskar med stenpelarförstärkning jämfört med om ingen åtgärd görs.  $n$  beräknas i tre steg. Det första steget innebär att en initial förbättringsfaktor tas fram efter antagna förutsättningar. I det andra steget tas hänsyn till hur mycket pelarmaterialet komprimeras och i det sista steget tas hänsyn till den omkringliggande jordens stödjande effekt. Förbättringsfaktorn  $n$  beräknas för varje enskilt lager som angivits i förutsättningarna av användaren.

Systemet antas vara uppbyggt av en obegränsat utbredd last över ett obegränsat antal stenpelare. Det vill säga att den pelaren som studeras kommer att ha lika mycket stöd från alla sidor oavsett vilken av pelarna i systemet som studeras. En delyta, se Figur 4.7, skärs ut ur detta område och studeras närmare. Den del som studeras är ytan  $A$  som innehåller en stenpelare med arean  $A_c$  samt omkringliggande jord.  $A$  antas vara en yta som är omsluten av liknande ytor på alla sidor, d.v.s. tyytan  $A$  är inte belägen i kanten av området. Området  $A$  benämns stenpelarens influensområde.



Figur 4.7. Sektion med en stenpelare och dess influensområde.

GRETAs beräkningar för jordförstärkning med stenpelare är baserat på antagandet att pelarna undergår plastiska deformationer från första stund medan den kringliggande jorden agerar elastiskt. Jorden blir förskjuten i sida under installationsprocessen och därför blir det horisontella jordtrycket i början större än det vertikala vilojordtrycket. För enkelhetens skull görs antagandet att det vertikala och det horisontella trycket är lika stora. Jordtryckskoefficienten  $K$  sätts alltså till ett.

Följande idealiseringar av förhållandena görs också för att kunna utföra de initiella beräkningarna:

- Pelaren installeras till ett fast lager.
- Fyllnadsmaterialet ses som inkompressibelt.
- Skillnaden i densitet mellan pelare och jord negligeras.

Dessa förutsättningar ligger till grund för den initiella förbättringsfaktorn,  $n_0$ , som räknas fram enligt:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[ \frac{1/2 + f(u_s, A_c/A)}{K_{ac} f(u_s, A_c/A)} - 1 \right] \quad \text{ekv. 4.2}$$

där

$$f(u_s, A_c/A) = \frac{(1-u_s) \cdot (1-A_c/A)}{1-2u_s + A_c/A} \quad \text{ekv. 4.3}$$

och

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2) \quad \text{ekv. 4.4}$$

$K_{ac} = \text{aktivjordtrycket i stenpelaren}$

$\varphi_C = \text{friktionsvinkel för stenpelarmaterialet}$

$\mu_s = \text{Poissons tal} \approx 1/3$

För att kunna läsa ekvationerna i Kapitel 4 så återfinns i Tabell 4.1 samtliga parametrar och prefix som omnämns.

Tabell 4.1. Parametrar och prefix som förekommer i Kapitel 4.

**Parametrar**

A	Area	m <sup>2</sup>
M	Kompressionsmodul	MPa
f	Djupfaktor	enhetslös
K	Jordtryckskoefficient	enhetslös
n	Förbättringsfaktor	enhetslös
m	lastandel	%
p	Last	N
W	Vikt	kg
$\mu$	Poissons tal	
$\varphi$	Friktionsvinkel	°
$\gamma$	Tunghet	kN/m <sup>3</sup>

**Prefix**

0	Initellt värde
a	Aktivt
C	Pelare
c	Kohesion
d	Djup
s	Sättningar
S	Jord

## 4.2.2 Kompression av stenmaterial

Antagandet att pelarnas material är inkompressibelt innebär att alla sättningar beror på lateral svällning av pelarna. Sanningen är dock den att även väl kompakterat stenmaterial kan komprimeras. Det kommer då att uppstå sättningar som inte beror av svällning. Detta gör att förbättringsfaktorn  $n_0$  inte kan stiga till oändligheten som den gör när areafaktorn  $A_C/A$  går mot 1, se Ekvation 4.2. Det värdet som maximalt kan uppnås på  $n_0$  är kompressionsmodulen för stenmaterialet delat med modulen för jorden,  $M_C/M_S$ .

GRETA bestämmer med en iterativ process vid vilken areafaktor  $(A/A_C)_I$  som förbättringsfaktorn  $n_0$  sammanfaller med styvhetsfaktorn  $M_C/M_S$ . Med avseende på ovan nämnda kompression av pelarematerialet beräknas en reducerad förbättringsfaktor,  $n_I$ .

$$n_I = 1 + \frac{\overline{A_C}}{A} \left[ \frac{1/2 + f(u_s, \overline{A_C}/A)}{K_{ac} \cdot f(u_s, \overline{A_C}/A)} - 1 \right] \quad \text{ekv. 4.5}$$

Där

$$\frac{\overline{A_C}}{A} = \frac{1}{A/A_C + \Delta(A_C/A)} \quad \text{ekv. 4.6}$$

$$\Delta(A/A_C) = (A/A_C)_I - 1 \quad \text{ekv. 4.7}$$



### 4.2.3 Lastpåverkan

Skrymdensiteten antas vara densamma för pelarmaterialet som för jorden runt pelaren. Detta antagande medför att skillnaden i tryck mellan pelare och jord, som ger upphov till svällning, endast beror av den påförda lastens fördelning på området  $A$  och är densamma över hela längden för pelaren. Egentyngderna från jorden,  $W_s$ , och pelarna,  $W_C$ , måste dock adderas. De kan i många fall vara mycket större än den påförda lasten från en konstruktion.

Lasterna från egentyngderna ökar linjärt med djupet vilket leder till att spänningsskillnaden mellan jord och pelare minskar asymptotiskt. Den yttre lasten utgör en mindre andel av den totala lasten vid större djup. En ökad överlast resulterar i en högre lastbärande förmåga på grund av ett ökat lateralt tryck. För att ta hänsyn till denna positiva effekt införs en djupberoende faktor  $f_d$ . Djupfaktorn är kvoten mellan tryckskillnad vid markytan och tryckskillnad på djupet. Djupfaktorn ger ytterligare en ändring av förbättringsfaktorn  $n$ . Djupfaktorn beräknas, precis som förbättringsfaktorn, för varje lager i jorden. Det djup som skall användas i Ekvation 4.9 och 4.10 är alltså djupet till det lager som studeras.

$$n_2 = f_d \cdot n_1 \quad \text{ekv. 4.8}$$

Tryckskillnaden antas avta linjärt med djupet. Tryckskillnaden räknas som skillnaden mellan linjerna som beskrivs av:

$$(p_C + \gamma_C \cdot d) \cdot K_{ac} \quad \text{ekv. 4.9}$$

och

$$(p_s + \gamma_s \cdot d) \cdot K_s \quad \text{där } K_s = 1 \quad \text{ekv. 4.10}$$

$\gamma_C$  och  $\gamma_s$  = tungheten för pelare resp. jord

$p_C$  och  $p_s$  = yttre last på pelare resp. jord

$d$  = djup

Anledningen till att  $K_s$  sätts till 1 anges i Avsnitt 4.2.1. Det måste dock beaktas att aktivtrycket  $K_{ac}$  närmar sig vilojordtrycket  $K_{oc}$  vid minskad tryckskillnad. Djupfaktorn kan sägas vara på den säkra sidan ner till den nivå då den raka linjen för tryckskillnaden som uppskattades med Ekvation 4.9 och 4.10 sammanfaller med den verkliga asymptotiska. I praktiken överskrider detta djup sällan. Formlerna för att ta fram djupfaktorn i GRETA tar inte med den externa lastens bidrag till trycket i jorden,  $p_s$ .

Formeln för att få fram  $f_d$  är:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - W_s / W_C}{K_{oc}} \cdot \frac{W_C}{p_C}} \quad \text{ekv. 4.11}$$

$$p_c = \frac{P}{\frac{A_c}{A} + \frac{1 - A_c/A}{p_c/p_s}} \quad \text{ekv. 4.12}$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad \text{ekv. 4.13}$$

$$W_c = \sum(\gamma_c \cdot \Delta d), \quad \text{ekv. 4.14}$$

$$W_s = \sum(\gamma_s \cdot \Delta d) \quad \text{ekv. 4.15}$$

$$K_{oc} = 1 - \sin \varphi_c \quad \text{ekv. 4.16}$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - 1}{K_{oc}} \cdot \frac{\sum(\gamma_s \cdot \Delta d)}{p_c}} \quad \text{ekv. 4.17}$$

För att förenkla beräkningarna sätts tungheten för jord lika med tungheten för stenmaterialet vilket ofta är nära sanningen. För att antagandet skall vara på den säkra sidan skall tungheten för jorden väljas som representant för de båda då den nästan alltid är några procent lägre.

#### 4.2.4 Rimlighetskontroller

Eftersom de olika stegen i beräkningsgången inte är matematiskt sammanlänkande måste kontroller genomföras i efterhand. Annars kan pelarna belastas med mer last än de klarar av i förhållande till dess kompressibilitet.

Då djupet ökar kommer jordens laterala tryck bli så stort att pelarens svällning avtar. Det är dock inte så att djupfaktorn kan tillåtas gå mot oändligheten. Ett oändligt stort värde på djupfaktorn skulle resultera i en oändligt hög lastbärande kapacitet.

Först kontrolleras att inte sättningen hos pelaren blir större än sättningen för den omkringliggande jorden. Kontrollen som görs är att  $f_d$  inte är större än kompressionsfaktorn/lastfaktorn, se Ekvation 4.18. För relativt fasta jordar är detta särskilt intressant då kvoten mellan  $M_c / M_s$  är relativt liten.

$$f_d \leq \frac{M_c / M_s}{p_c / p_s} \quad \text{ekv. 4.18}$$

Om ovanstående ekvation resulterar i att  $f_d < 1$  skall detta resultat inte användas. En andra kontroll som genomförs säkerställer att inte ett för litet  $f_d$  används. Om djupfaktorn blir mindre än 1 betyder det att pelarnas sättning överstiger jordens sättning. En gränsförbättringsfaktor införs då som används istället för  $n_2$ , se Ekvation 4.19.

$$n_{\max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{M_c}{M_s} - 1 \right) \quad \text{ekv. 4.19}$$

#### 4.2.5 Skjuvhållfasthet

Då en pelarförstärkt jord utsätts för belastning fördelas lasten mellan de olika pelarna som installerats. Till skillnad från styva pålar, som går till brott då deras skjuvhållfasthet överskrids, deformeras en stenpelare till den gräns då den inte kan bära ytterligare last. Vid denna gräns överförs den överskridande lastdelen till omkringliggande pelare och brott inträffar först då den totala skjuvhållfastheten överskridits för hela systemet. Den del av den totala lasten som bärs upp av pelarna beräknas med:

$$m = (n - 1 + \overline{A_c / A}) / n \quad \text{ekv. 4.20}$$

Ekvation 4.20 tar inte hänsyn till den volymminskning jorden utsätts för i samband med svällning av pelarna. Detta medför att den uträknade bärförmågan för pelarna kan bli missvisande om areafaktorn i Ekvation 4.20 blir stor. Jorden tar upp en större del av lasten än beräknat. För att inte överskatta pelarnas bärförmåga reduceras dess lastdel till ett nytt värde  $m'$ :

$$m' = 1 - 1/n \quad \text{ekv. 4.21}$$

För att visa skillnaderna mellan Ekvation 4.20 och 4.21 används värden från beräkningarna för att skapa ett exempel.

*Ex 4.1. Centrumavståndet mellan pelarna är 2.1 m med en genomsnittlig diameter på 0.7 m. Detta ger en areafaktor på ca 0.09. Om kontrollen utförs för det mittersta lerlagret är förbättringsfaktorn  $n$  enligt GRETA = 1.8, se Avsnitt 4.3. enligt dessa förutsättningar kommer Ekvation 4.20 och 4.21 bli:*

$$m = (1.8 - 1 + 0.09) / 1.8 = 0.49$$

$$m' = 1 - 1/1.8 = 0.44$$

*Resultatet visar att enligt den första ekvationen bär pelaren 49 % av lasten medan den andra säger att endast 44 % av lasten bärs av stenpelaren.*

När lastandelen som bärs av pelare och jord samt friktionsvinklarna är kända kan skjuvhållfastheten för hela den förstärkta volymen beräknas enligt Ekvation 4.22.

$$\tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s \quad \text{ekv. 4.22}$$

Skjuvhållfastheten i den förstärkta jorden ökar säkerheten mot glidning för en grundsula med sned last. Det vill säga att en konstruktionsdel som belastas snett kommer att få ett större motstånd mot att glida iväg horisontellt. Det är i dessa fall berättigat att räkna med faktorn  $m_2$  som är  $m$  beräknat med förbättringsfaktorn  $n_2$ .

Det skall dock beaktas att en brottyta ofta skär jorden på olika djup och det är därför svårt att bedöma vilken djupfaktor som skall användas. Därför rekommenderas användaren att beräkna det effektiva värdet på  $m$  med  $n_1$  som bas istället för  $n_2$ .

I avseendet släntstabilitet är det ännu svårare att bedöma situationen. Detta eftersom det inte bara är lasten på pelarna som skall tas med utan även tyngden för den glidande massan. För detta fall måste noggranna undersökningar utföras för att de effektiva värdena på skjuvhållfastheten, som erhålls vid beräkning med  $m'$ , skall få användas. Om dessa värden skulle användas rakt av så antyder det att vikten på den glidande massan kommer att vara fördelad på det mest fördelaktiga sättet mellan pelare och jord och det kan inte förutsättas.

Kohesionen för det förstärkta systemet pelare/jord utvärderas efter förhållandet mellan arean för pelare resp. jord. Vid installationen finns det risk för att strukturen i jorden omvandlas vilket är svårt att förutse. I GRETA bestäms en reducerad kohesion med hjälp av Ekvation 4.23.

$$c' = (1 - m') \cdot c_s \quad \text{ekv. 4.23}$$

Vid ett mindre ingrepp, där jordens struktur inte påverkas i samma utsträckning, kan kohesionen beräknas utifrån areafaktorn.

$$c = (1 - \overline{A_c / A}) \cdot c_s \quad \text{ekv. 4.24}$$

### 4.3 Resultatredovisning

När GRETA har beräknat de steg som angivits av användaren kommer resultatet ut i ett textdokument.

LCM

Östra Lindomevägen , 437 34 Lindome  
Tel. +46 31 99 60 43 , Fax +46 31 99 60 41

Program GRETA, Version 40115, Copyright by GEOSTat

16/743

\*\*\*\*\*

Calculation of a foundation

\*\*\*\*\*

Kind of treatment: Vibro replacement

1

Area load on a Rectangular grid									
kN/m <sup>2</sup>	Foundation level	0.00 m	Foundation pressure	190.00					
	Column distance	2.10 m	Row distance	2.10 m					
	Grid area	4.41 m <sup>2</sup>							
	Calculation depth	15.30 m							
	Depth of column foot	14.30 m							
Ground water table		3.00 m							
Properties of installed material (below load level)									
No.	Top l.	gamma	phi	c	Dia.	D	E	q	K
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	
1	0.00	20.00	40.00	0.00	0.70	40.0	0.0	0.0	1.00
2	3.00	12.50	40.00	0.00	0.70	40.0	0.0	0.0	1.00
3	5.00	12.50	40.00	0.00	0.70	40.0	0.0	0.0	1.00
4	7.00	12.50	40.00	0.00	0.70	40.0	0.0	0.0	1.00
5	9.00	12.50	40.00	0.00	0.70	40.0	0.0	0.0	1.00
6	14.30	12.50	40.00	0.00	0.00	40.0	0.0	0.0	1.00
7	15.00	12.50	40.00	0.00	0.00	100.0	0.0	0.0	1.00
8	15.30	12.50	40.00	0.00	0.00	100.0	0.0	0.0	1.00
Properties of soil layers (from ground level)									
No.	Top l.	gamma	phi	c	my	D	A-R	D-R	tau
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]		[MN/m <sup>2</sup> ]			[kN/m <sup>2</sup> ]
1	0.00	19.30	30.00	6.00	0.33	10.00	11.46	4.00	0.00
2	3.00	11.40	30.00	5.55	0.33	3.96	11.46	10.11	0.00
3	5.00	11.40	30.00	4.15	0.33	2.30	11.46	17.40	0.00
4	7.00	11.00	30.00	3.25	0.33	2.45	11.46	16.31	0.00
5	9.00	12.50	33.00	2.00	0.33	12.00	11.46	3.33	0.00
6	14.30	12.50	33.00	2.00	0.33	12.00	*****	3.33	0.00
7	15.00	12.50	35.00	0.00	0.35	35.00	*****	2.86	0.00
8	15.30	12.50	35.00	0.00	0.35	35.00	*****	2.86	0.00

Top l.= top level of layer

A-R = area ratio

D = constrained modulus

Dia. = column diameter

D-R = ratio of constraint moduli

E = Young's modulus

q = admissible stress at elastic deformation  
 K = mobilized coefficient of earth pressure  
 = in-situ measured value

Soil improvement

(Relevant for column sections with plastic deformations only!)

The initial support of the columns is considered with  $K = 1$

The  $c$  - values are averaged according to the area ratio

Mutual support of columns occurs at 100 % of this limited system only

## 2

without depth factor:

No.	n0,0	n0,1	n0	d(A/AC)	n1,0	n1,1	n1	m1	phil [°]	c1 [kN/m2]	D1 [MN/m2]
1	1.45	1.45	1.45	1.57	1.40	1.40	1.40	0.34	33.66	5.48	13.95
2	1.45	1.45	1.45	0.51	1.43	1.43	1.43	0.36	33.89	5.07	5.67
3	1.45	1.45	1.45	0.28	1.44	1.44	1.44	0.37	33.94	3.79	3.32
4	1.45	1.45	1.45	0.30	1.44	1.44	1.44	0.37	33.94	2.97	3.53
5	1.45	1.45	1.45	2.02	1.38	1.38	1.38	0.33	35.45	1.83	16.57
6	Layer without columns!										
7	Layer without columns!										

with depth factor:

No.	n0	n1	fd,0	fd	n2,0	<b>n2</b>	m2	phi2 [°]	c2 [kN/m2]	D2 [MN/m2]	
1	1.45	1.40	1.00	1.00*)	1.26	<b>1.26**)</b>	0.28	33.01	5.48	12.62	
2	1.45	1.43	1.18	1.18	1.69	<b>1.69</b>	0.46	34.87	5.07	6.67	
3	1.45	1.44	1.25	1.25	1.80	<b>1.80</b>	0.49	35.22	3.79	4.13	
4	1.45	1.44	1.32	1.32	1.91	<b>1.91</b>	0.52	35.51	2.97	4.68	
5	1.45	1.38	1.00	1.00*)	1.20	<b>1.20 **)</b>	0.24	34.81	1.83	14.44	
6	Layer without columns!										
7	Layer without columns!										

\*) fd was reduced due to a compatibility control

\*\*\*) n2 was reduced due to a compatibility control

n0 = basic improvement factor (n0,0 for grid and n0,1 for isolated column)

d(A/AC) = addition to the area ratio (to consider column compressibility)

n1= amended improvement factor(column compressibility)(resp. n1,0 and n1,1)

(--> Recommended for failure analyses if  $n1 < n2$ )

fd = depth factor (overburden constraint) (fd,0 for grid)

n2= further amended improvement factor (overburden constraint) (resp. n2,0)

m1,2 = proportional load on columns )

phil,2 = friction angle of compound ) attributable to n1 resp. n2

c1,2 = cohesion of compound )

D1,2 = constr. modulus of compound )

Depth [m]	Unlimited load area [cm]	the same without Improvement [cm]	Over- burden [kN/m <sup>2</sup> ]
0.00	1.51 pl.	1.90	0.0
1.00	1.51 pl.	1.90	19.3
2.00	1.51 pl.	1.90	38.6
3.00	2.89 pl.	4.80	57.9
4.00	2.81 pl.	4.80	69.3
5.00	4.66 pl.	8.26	80.7
6.00	4.53 pl.	8.26	92.1
7.00	4.12 pl.	7.75	103.5
8.00	4.00 pl.	7.75	114.5
9.00	1.32 pl.	1.58	125.5
10.00	1.32 pl.	1.58	138.0
11.00	1.32 pl.	1.58	150.5
12.00	1.32 pl.	1.58	163.0
13.00	1.32 pl.	1.58	175.5
14.00	0.39 pl.	0.48	188.0
14.30	1.11	1.11	191.8
15.00	0.16	0.16	200.5
	35.77	56.99	
Additional settlement by lower punching		0.15 cm	
Total settlement		35.92 cm	

Inom den första inramningen visas ingångsdata som användaren för in i programmet enligt Avsnitt 4.1. Den andra inramningen visar de uträknade förbättringsfaktorerna. De fetmarkerade siffrorna i kolumnen  $n_2$  är de slutliga förbättringsfaktorerna som används. Två stjärnor efter dessa värden betyder att faktorn har blivit reducerad eftersom resultatet av Ekvation 4.19 blev för stort.

Den sista inramningen innehåller sättningar. Till höger i tabellen finns sättningar för oförstärkt jorden och till vänster för den förstärkta. I exemplet har data för mittsektionen, laststeg 5, beräknade med  $M_{uv}$  som kompressionsmodul, lagts in. Sättningarna blir här som synes 36 cm för förstärkt lera och 57 cm för oförstärkt lera.





## Kapitel 5

### Beräkningar

*Kapitlet Beräkningar handlar om alla beräkningssteg som utförts samt om teorin nödvändig för att förstå dessa steg. Stor vikt läggs på att förklara sättningar och konsolidering. Kapitlet avslutas med en känslighetsanalys av olika parametrar.*

#### 5.1 Deformationer

##### 5.1.1 Inledning

När ett material utsätts för belastning kommer det att deformeras och vid tillräckligt stor last kommer slutligen brott att uppstå. Vid dimensionering av en konstruktion måste två stadium beaktas: brott- och bruksgränstillstånd. Brottgränstillstånd syftar på just det som ordet antyder, att materialet kollapsar under belastning, medan bruksgränstillståndet beaktar deformationer. I Figur 5.1 ses exempel på brott och deformationer i jord.



*Figur 5.1a. Exempel på brott i jord. (www.e6.se.)*

*Figur 5.1b. Exempel på deformationer i jord.*

*(www.solarnavigator.net).*



Deformationer i jord i vertikalled benämns sättningar. Sättningar är ett av huvudkriterierna vid dimensionering inom geoteknik. Sättningsberäkningar är väl utvecklade och det finns metoder för att kontrollera hur stora dessa deformationer blir. På en konstruktion ställs krav på största tillåtna deformation utan att dess funktion påverkas, detta benämns sättningskriterium. Sättningsarnas storlek beror på påförd last och jordens egenskaper. Områden med sättningsbenägna jordar måste förstärkas för att det skall vara möjligt att bebygga dem utan att för stora sättningar uppkommer.

I porerna mellan partiklarna i en jord finns antingen vatten eller porgas (luft). I jordar som är mättade är alla porer helt fyllda med vatten. Leror har mycket låg permeabilitet och vid normala grundvattenvariationer kan en lera antas mättad. Detta innebär att leror inte är känsliga för temporära sänkningar av grundvattenytan (Dahlström, 2007).

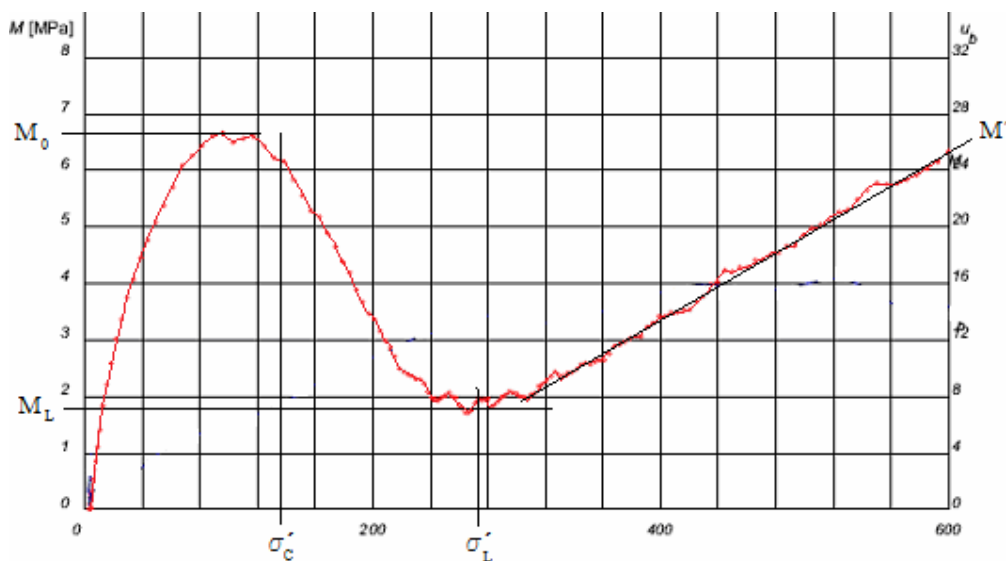
Vattnet i porerna komprimeras inte vid belastning utan dräneras ut till över/under/intilliggande medium. För jordar med låg permeabilitet uppstår därför inte sättningar direkt vid pålastning. Allt eftersom vattnet avgår från porerna kommer jorden att konsolideras. Tiden det tar för de totala sättningarna att infinna sig kan vara mycket lång, det kan handla om flera 10-tals år (Axelsson, 2005).

I detta examensarbete kommer sättning att delas upp i två delar. Den ena delen är den totala sättningen, slutsättningen, som är den totala sänkningen av markytan som uppstår av en viss last efter lång tid. Den andra delen är den som benämns konsolidering. Konsolideringen är kompressionen av jorden då porvatten avgår och partiklarna lagras tätare. Konsolideringsgraden är ett mått på hur långt sättningen har gått, d.v.s. hur stor procent av slutsättningen som uppstått vid tiden  $t$ . För en grundligare genomgång av begreppet konsolidering se Avsnitt 5.1.3.

### 5.1.2 Total sättning

Deformation i jord beror på materialets styvhetsgenskaper och spänningen. Modulen för jord benämns kompressionsmodul och betecknas  $M$ .

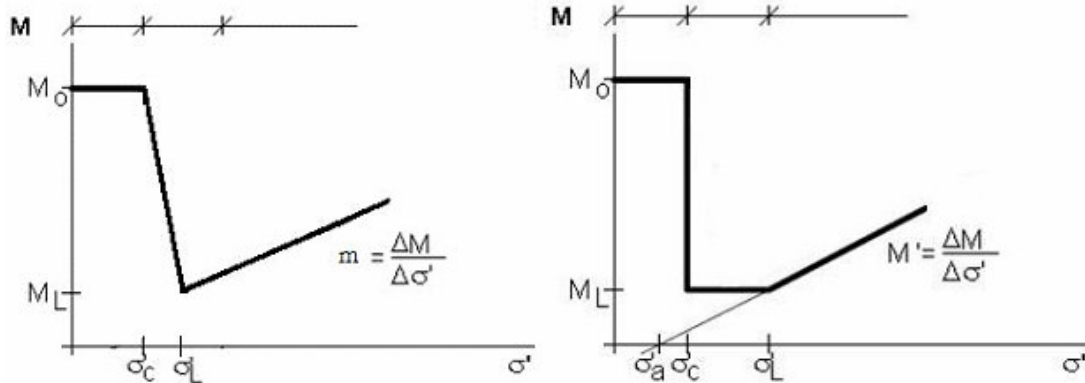
Sättningsberäkningar kan grundas på flera olika försöksmetoder. Det finns framtagna beräkningsgångar på hur sättningar kan beräknas utifrån ödometerförsök, spetsstrycksonderingar och hejarsonderingar. Sättningsberäkningar i Sverige är ofta baserade på just ödometerförsök, eller CRS-försök. Se Avsnitt 3.2.2. Kurvan i Figur 5.2 visar ett resultat från ett CRS-försök.



Figur 5.2. Kurva erhållen ur CRS-försök med parametrar viktiga för sättningsberäkningar inritade (Bygghandling).

Beroende på hur stor den rådande spänningen är i jorden kommer kompressionsmodulen att anta olika värden. Fram till dess att förkonsolideringstrycket,  $\sigma'_c$ , överskrids kommer modulen att ligga konstant på värdet  $M_0$ . När spänningarna ökar över denna nivå sjunker modulen till nivån  $M_L$ . Vid ytterligare ökning av spänningen kommer modulen på nytt att stiga. När förkonsolideringstrycket är överskrivet tappar jorden en stor del av sin styvhet för att sedan återhämta en del av den vid ytterligare ökning av spänningarna (Sällfors, 2001). I Figur 5.2 finns de ovan nämnda konstanterna inritade.  $\sigma'_L$  är den spänningen som råder när  $M_L$  uppnås

och  $M'$  är lutningen som kurvan antar efter det att  $\sigma'_L$  har passerats. Vid beräkningar brukar kurvan i Figur 5.2 förenklas och idealiseras till något av alternativen 5.3a eller 5.3b, beroende på vilken beräkningsmodell som tillämpas.



Figur 5.3a. Kompressionsmodulens variation med spänningen enligt Janbu (Axelsson, 2005)

Figur 5.3b. Kompressionsmodulens variation med spänningen enligt SGI (Formelsamling Geoteknik, LTH).

För att beräkna sättningar kan Janbus ekvation användas. Ekvation 5.1 visar Janbus ekvation som beskriver kurvan i Figur 5.3a.

$$\delta_z = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\sigma'_c - \sigma'_0}{M_0} + \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \cdot \Delta h_i \quad \text{ekv. 5.1}$$

SGI:s ekvation beskriver kurvan i Figur 5.3b och ses här som:

$$\delta_z = \sum_o^z \Delta h \left( \frac{\sigma'_c - \sigma'_0}{M_0} + \frac{\sigma'_L - \sigma'_c}{M_L} + \frac{1}{M'} \ln \left( 1 + (\sigma'_0 + \Delta\sigma - \sigma'_L) \frac{M'}{M_L} \right) \right) \quad \text{ekv. 5.2}$$

Termerna i Ekvation 5.1 och 5.2 är:

$\delta_z$	=	Sättning
$\Delta h$	=	Lagertjocklek
$\sigma'_c$	=	Förkonsolideringstryck
$\sigma'_0$	=	Effektivspänning
$\sigma'_L$	=	Effektivspänning vid $M_L$
$\Delta\sigma$	=	Tilläggsspänning
$M_0$	=	Kompressionsmodulen innan förkonsolideringstrycket har överskridits
$M'$	=	Kompressionsmodultalet enligt SGI
$M_L$	=	Kompressionsmodulen för $\sigma'_L$
$m$	=	Kompressionsmodultalet enligt Janbu

Vilka delar av dessa formler som används beror på spänningstillståndet i leran. Skillnaden mellan de båda ekvationerna ligger i det mellansteg som Ekvation 5.2 har men Ekvation 5.1 saknar. Denna skillnad beror på antagandet om över hur stort spänningsintervall som  $M_L$  råder. Enligt SGI ser kurvan ut som den i Figur 5.3b medan Janbus ekvation antar att kompressionsmodulen ökar i värde direkt efter det lokala minimumet är nått, se Figur 5.3a.

När sättningsberäkningar ska utföras måste lerans spänningshistoria och aktuella tillstånd utvärderas innan beräkningarna påbörjas. Den metod som använts i detta arbete är Ekvation 5.2.

### **Förklaring av Ekvation 5.2**

Den första termen behandlar last som ligger under förkonsolideringstrycket. Denna last divideras med kompressionsmodulen  $M_0$ . Om förkonsolideringstrycket aldrig överskrider behöver endast denna del av ekvationen beaktas.

När förkonsolideringstrycket är överskridit är det istället  $M_L$  som beskriver jordens styvhetsegenskaper. Den delen av lasten som ligger under  $\sigma'_L$ , men över förkonsolideringstrycket, divideras med det undre gränsvärdet för kompressionsmodulen,  $M_L$ . För en last som precis uppnår trycket  $\sigma'_L$  fås sättningsarna för jorden genom att addera de två första delarna av ekvationen.

Om lasten är så stor att  $\sigma'_L$  överskrider skall den tredje termen i Ekvation 5.2 också läggas till.

De tre termerna ger en kompression för det jordlager som beräknats. Kompressionen multipliceras med tjockleken för lagret för att få sättningen uttryckt i meter. Denna beräkning görs för varje lager som kohesionsjorden blivit uppdelad i. Summan av de olika lagrens sättningar ger den totala sättningen för hela jordprofilen.

### **Framtagandet av kompressionsmodul**

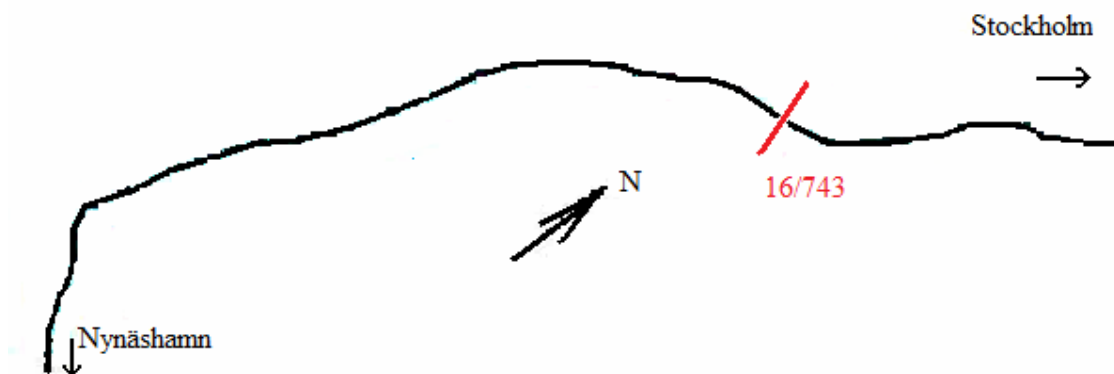
I problemformuleringen beskrivs problemet med kompressionsmodulens spänningsberoende. För att komma underfund med vilket värde på modulen som skall användas vid beräkningar med GRETA utförs först sättningsberäkningar manuellt. Dessa beräkningar baseras på SGI:s formel för sättningsberäkning för kohesiva jordar enligt Ekvation 5.2. På detta sätt beräknas den slutliga sättningen för den oförstärkta jorden. För varje laststeg beräknas sättningen för oförstärkt bank. Utifrån kompressionen  $\varepsilon$ , som erhålls genom att dividera sättningen med lagertjockleken, och tillskottsspänningen  $\sigma$  kan en genomsnittsmodul beräknas,  $M_{uv}$ . (Dahlström, 2007).

$$M_{uv} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{ekv. 5.3}$$

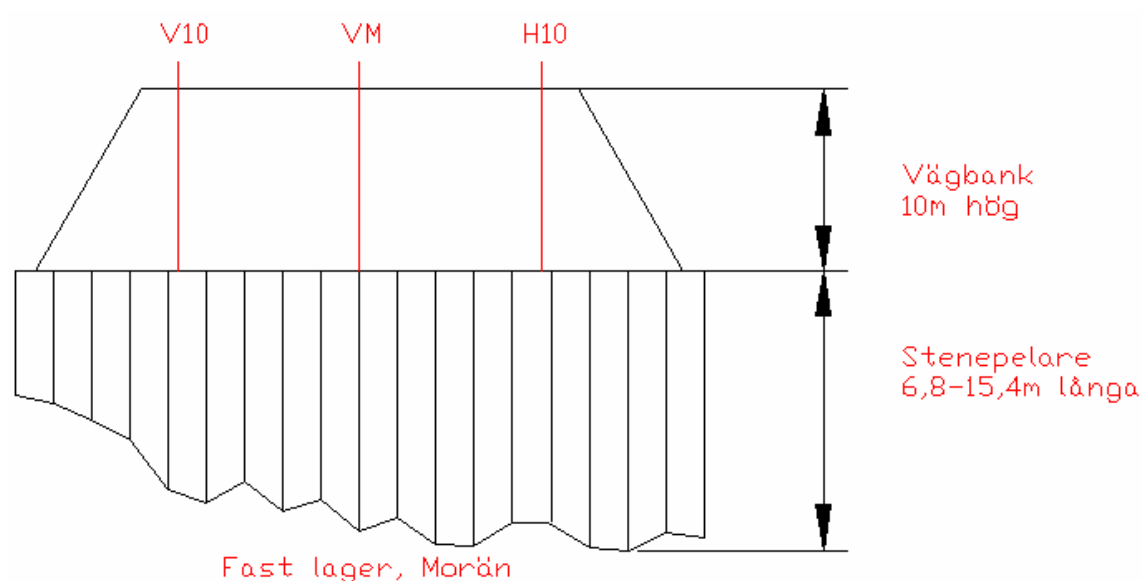
Den utvärderade modulen används vid beräkningen i GRETA. Anledningen till att utvärdera  $M$  är att programmet GRETA ej tar hänsyn till att kompressionsmodulen  $M$  varierar med spänningen (Dahlström, 2007).

### **Beräkningar**

Sättningsberäkningar har utförts för en sektion 16/743, se Figur 5.4. Beräkningar har utförts för tre punkter i sektionen, vägmitt (VM), höger 10m (H10) och vänster 10m (V10). Se Figur 5.5. I Bilaga 2 ses sättningsberäkningarna som har gjorts för att ta fram den utvärderade modulen för vägmitt.



Figur 5.4. Översigtsbild över vägsträckningen med sektion 16/743 inritad (Bygghandlingar).



Figur 5.5. Sektion över de tre snitten samt vägbankens och grundförstärkningens uppbyggnad.

Beräkningar utförs enligt Ekvation 5.2. Med denna ekvation fås den slutliga sättningen för de olika laststegen. Sättningarna gäller för den oförstärkta jorden. Laststegen utgörs av olika tjocka lager av krossat berg som läggs ut för att uppnå rätt höjd för vägbanan. Se vidare Avsnitt 5.4. Tabell 5.1-5.3 visar total sättning för de tre olika snitten och samtliga laststeg.

Tabell 5.1. Beräknade sättningar VM.

	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
Belastning (kPa)	49	87	125	163	190	174
Sättning (mm)	121	237	365	491	574	526

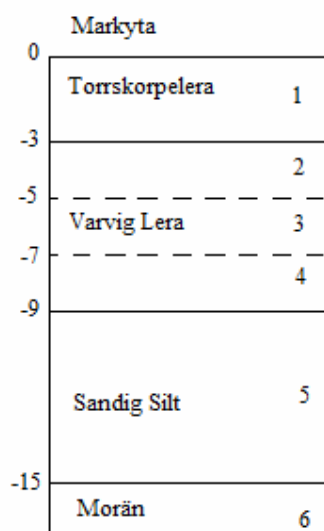
Tabell 5.2. Beräknade sättningar V10

	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
Belastning (kPa)	49	87	125	163	190	174
Sättning (mm)	93	186	290	396	465	425

Tabell 5.3. Beräknade sättningar H10

	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
Belastning (kpa)	49	87	125	163	190	174
Sättning (mm)	117	230	355	478	558	511

Jordmodellen, se Figur 5.6, delas inför GRETA-beräkningarna upp i olika skikt. I vägmitt delas jorden upp i 6 skikt. Figur 5.6 visar de olika skikten och på vilka nivåer de uppträder. Se Avsnitt 3.3 och Figur 3.11 för jordmodeller för samtliga snitt.



Figur 5.6. Bedömd jordlagerföljd för vägmitt, sektion 16/743.

För varje skikt och laststeg beräknas sättningarna för oförstärkt bank. Därefter utvärderas kompressionsmodulen  $M_{uv}$  vilket redovisas i Tabell 5.4 (VM), 5.5 (V10), 5.6 (H10).

Tabell 5.4. Kompressionsmoduler för enskilda lager, VM [kPa].

Skikt	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
1 Torrskorpelera	10000	10000	10000	10000	10000	10000
2 Varvig lera	5639	5639	5373	4341	3956	4161
3 Varvig lera	4237	2894	2332	2260	2299	2271
4 Varvig lera	2449	2350	2322	2381	2452	2408
5 Sandig silt	12000	12000	12000	12000	12000	12000
6 Morän	35000	35000	35000	35000	35000	35000

Tabell 5.5. Kompressionsmoduler för enskilda lager, 10V [kPa].

Skikt	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
1 Torrskorpelera	10000	10000	10000	10000	10000	10000
2 Varvig lera	5639	5639	5373	4341	3956	4161
3 Varvig lera	4237	2894	2332	2260	2299	2271
4 Varvig lera	2440	2345	2314	2366	2434	2392
5 Sandig silt	12000	12000	12000	12000	12000	12000
6 Morän	35000	35000	35000	35000	35000	35000

Tabell 5.6. Kompressionsmoduler för enskilda lager, 10H [kPa].

Skikt	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
1 Torrkorpelera	10000	10000	10000	10000	10000	10000
2 Varvig lera	5639	5639	5373	4341	3956	4161
3 Varvig lera	4237	2894	2332	2260	2299	2271
4 Varvig lera	2449	2350	2322	2381	2452	2408
5 Sandig silt	12000	13476	13476	13476	13476	13476
6 Morän	35000	35000	35000	35000	35000	35000

Det är modulen i Tabellerna 5.4-5.6 som skall föras in i rutan ”constrained modulus” i Figur 4.5, Avsnitt 4.1. Beräknade sättningar från GRETA presenteras i Tabell 5.7.

Tabell 5.7. Slutliga sättningar för förstärkt jord för  $M_{uv}$  [mm].

	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
VM	75	138	213	298	358	324
V10	60	112	174	245	294	265
H10	71	131	203	284	342	312

I Tabell 5.7 ses de slutliga sättningarna för samtliga skikt för de olika laststegen beräknade med den utvärderade modulen. Genom att istället använda  $M_0$  och  $M_L$  för sättningsberäkning i GRETA fås andra värden på den slutliga sättningen, se Tabell 5.8 och 5.9.

Tabell 5.8. Slutliga sättningar för förstärkt jord för  $M_L$  [mm].

	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
VM	87	161	255	355	426	384
V10	72	134	214	298	357	322
H10	83	154	245	344	410	368

Tabell 5.9. Slutliga sättningar för förstärkt jord för  $M_0$  [mm].

	Laststeg 1	Laststeg 2	Laststeg 3	Laststeg 4	Laststeg 5	Färdig bank
VM	71	127	182	237	276	253
V10	58	103	148	192	224	205
H10	67	120	172	223	250	238

Från slangställningsmätningar i sektionen erhålls de verkliga sättningarna. I Tabell 6.1, Kapitel 6, plottas värdena i Tabell 5.7-5.9 mot varandra för att visa skillnaden i slutlig sättning beroende på vilken kompressionsmodul som används.

### 5.1.3 Tidsberoende sättning

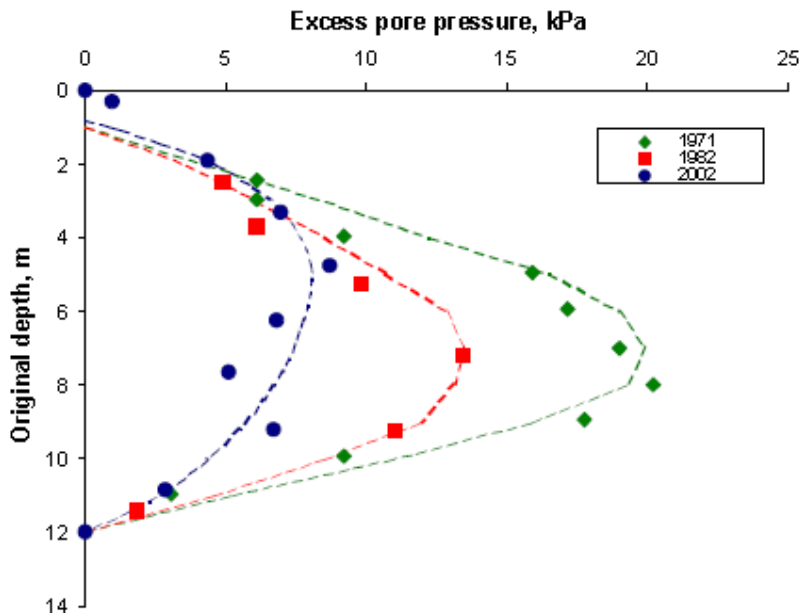
#### Konsolidering av vattenmättade oförstärkta leror

En vattenmättad lera som utsätts för belastning kommer att komprimeras. Kompressionen uppstår eftersom jordens totala volym ändras då partiklarna lagras tätare. Kompressionen kan inträffa först när det vatten som finns i porerna har trängts undan.

När en jord först belastas, alltså när tiden  $t$  som har förflutit sedan belastningen påfördes är mycket nära noll, har ännu ingen sättning uppstått. Vid denna tidpunkt bärs all pålagd last av porvattnet p.g.a. att vattnet nästan är inkompressibelt, d.v.s. mycket styvare än partikelskelettet. Effektivspänningen i jorden är alltså densamma som innan lasten påfördes medan portrycket har ökat markant. Porvattnet vill nu strömma till områden med mindre belastning. I en grovkornig jord som har stora sammanhängande porer sker denna strömning momentant medan vattnet i en jord som har en lägre permeabilitet behöver längre tid på sig

för att avgå. Leror kan ha en mycket lång konsolideringstid, flera decennier i vissa fall. I dessa fall är det av intresse att beräkna sättningarnas ökning med tiden (Terzaghi, 1966).

Figur 5.7 visar ett exempel på hur övertrycket i porerna, orsakad av last påförd 1971, avklingar med tiden. Mätningarna är utförda i ett 15 meter tjockt lerlager i Skå-Edeby utanför Stockholm. Som synes i figuren tar det hela 30 år för portrycket att sjunka från 20kPa till ca 5kPa (Matsson och Larsson, 2003).



Figur 5.7. Mätresultat av porövertryck i lera (Matsson och Larsson, 2003).

Ett mått på hur långt konsolideringen är driven är konsolideringsgraden,  $U$ .  $U$  anges i % av den slutliga sättningen. Den ekvation som beskriver hur portrycket,  $u$ , varierar med tiden är en differentialekvation som ser ut som följer.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_{vc}} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \text{ekv. 5.4}$$

$k$  i Ekvation 5.4 är kapilaritetskoefficienten och  $m_{vc}$  är volymminskningkoefficienten vilka båda är materialspecifika.  $\gamma_w$  är tungheten för vatten. Härledning av differentialekvationen finns i "Theoretical soil mechanics" 1966 s.270. Den första termen i Ekvation 5.4, kapilaritetskoefficienten dividerat med vattnets tunghet och volymminskningkoefficienten, utgör en konsolideringskoefficient som betecknas  $c_v$ .

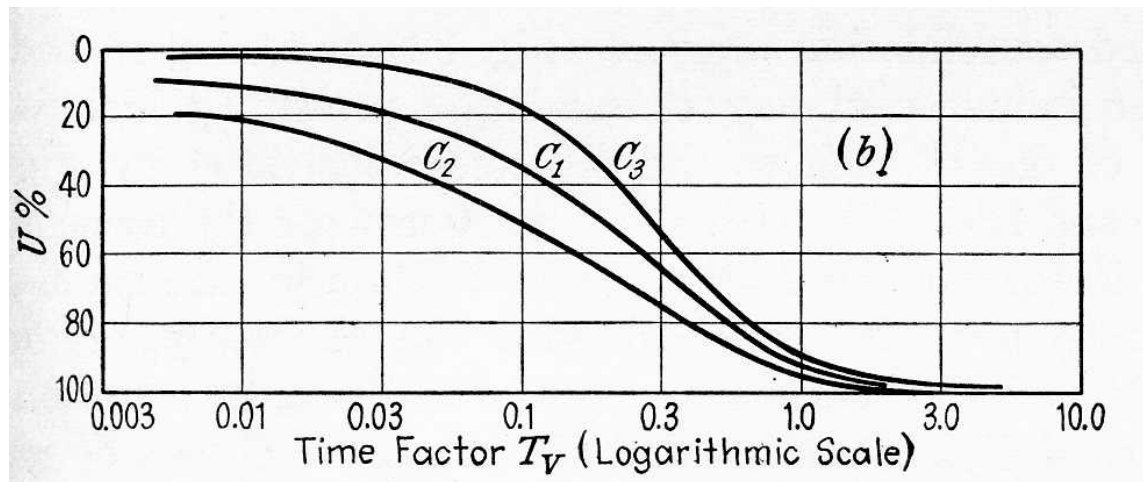
Terzaghi och Fröhler tog 1936 fram ett diagram där användaren kan läsa ut konsolideringsgraden, se Figur 5.8, genom att använda en tidsfaktor,  $T_v$ . Tidsfaktorn beräknas med Ekvation 5.5.

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} \cdot t \quad \text{ekv. 5.5}$$

Där  $c_v$  är konsolideringskoefficienten,  $H$  är dräneringshöjden och  $t$  är tiden.



Kurvan  $C_1$  i Figur 5.8 motsvarar de flesta olika typer av jordförhållanden.  $C_1$  kan sedan i sin tur förenklas till två formler för att enklare kunna beräkna  $U$ .



Figur 5.8. Konsolideringsgradens ( $U$ ) variation med tidsfaktorn ( $T_v$ ) (Terzaghi, 1966).

För värden på  $U$  mellan 0 och 52,6 kan  $C_1$  approximeras till

$$\frac{U\%}{100} = \sqrt{\frac{4c_v}{\pi \cdot H^2}} \cdot \sqrt{t} \quad \text{ekv. 5.6}$$

och för  $U$  52,6-100 används formeln

$$T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - U\%) \quad \text{ekv. 5.7}$$

När sättningen efter en viss tid skall beräknas för en jordmodell som innehåller både friktions och kohesionsjordar görs detta enligt Ekvation 5.8. Sättningarna för lagren med kohesionsjord multipliceras med en konsolideringsgrad och adderas sedan med sättningarna för friktionslagren, som antas uppstå momentant.

$$\delta_t = U_t \cdot \delta_{\text{kohesion}} + \delta_{\text{friktion}} \quad \text{ekv. 5.8}$$

### Konsolidering av stenpelarförstärkta leror

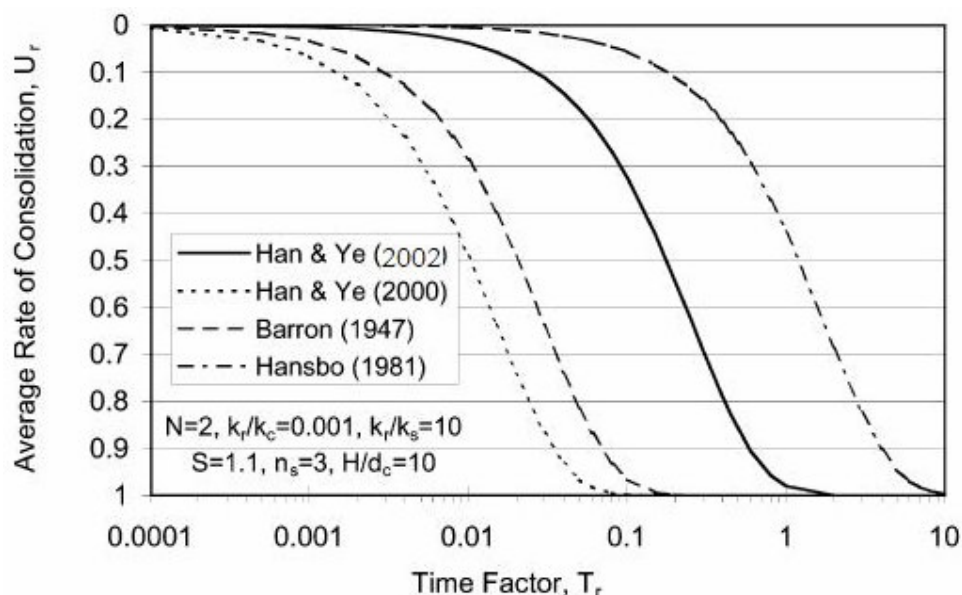
En av de största fördelarna med stenpelare är att de påskyndar konsolideringen av den lera de förstärker. Sättningarna uppkommer med andra ord snabbare i den stenpelarförstärkta lera än för den oförstärkta. Vid byggnation av t.ex. en väg så är en snabbare konsolidering önskvärd eftersom undergrunden kan ha hunnit nå nästan fullständig konsolidering redan innan byggnationen av de övre lagren i vägkonstruktionen påbörjas (Han och Ye, 2002).

Anledningen till att konsolideringen sker i en snabbare takt med stenpelare är att stenpelarna verkar som dränerande brunnar i den inpermeabla lera. På så sätt blir den sträckan som vattnet behöver transporteras till ett permeabelt lager mycket kortare. Pelarna ger alltså porvattnet en alternativ flyktväg dit det kan strömma när belastningen på jorden ökar. Anledningen till att pelarna verkar dränerande är att de har högre permeabilitet än den omkringliggande lera.

När stenpelarna installeras kommer gränsen mellan stenpelare och lera att bli något diffus jämfört med den mycket tydliga gränsen mellan t.ex. en betongpåle och lera. Det är av intresse att hålla detta område så litet som möjligt då området till och med kommer ha en lägre permeabilitet än den ostörda leran. Den lägre permeabiliteten erhålls på grund av att befintliga kanaler i leran förstörs när leran omlagras (Han och Ye, 2002). Denna del av störd jord kallas *smear zone*.

Vid installationen av stenpelare är det önskvärt att så lite finmaterial som möjligt skall vara med i det tillförda stenmaterialet. Finmaterial försämrar permeabiliteten i pelaren eftersom de små partiklarna fyller ut de stora porerna som finns mellan stenaggregaten. Minskningen i permeabilitet hos stenpelaren benämns *well resistance* (Han och Ye, 2002).

Vid införandet av stenpelare som ett medium som dränerar jorden i horisontal räder det inte med Terzaghis endimensionella analys enligt Ekvation 5.4. Den horisontella dräneringen av portrycksöverskottet kommer ofta att bli så stort att den vertikala dräneringen helt kan bortses ifrån. Det finns ett antal olika teorier som kan tillämpas för hur konsolidering med stenpelare skall gå till. Dessa bygger dock på Terzaghis grundläggande principer och skillnaden mellan dem är vilka olika fenomen de tar hänsyn till. I Figur 5.9 ses några olika exempel för konsolideringsgradens variation med tidsfaktorn, jämför med Figur 5.8.



Figur 5.9. Konsolideringsgrad för 4 olika undersökningar (Han och Ye, 2002)

J. Han och S.L. Ye har tagit fram två olika metoder (2000 och 2002 i Figur 5.9):

- Den första metoden (2000) ser systemet jord-stenpelare som ett medium uppbyggt av två separata delar och därmed överskattas pelarnas förmåga att dränera leran.
- Den andra metoden (2002) tar hänsyn till att materialen kan blandas, smear zone och well resistance, och att det därmed får konsekvensen att pelarnas dränerande förmåga stämmer bättre överens med det verkliga fallet.

Den formel som beskriver hur långt konsolideringen är driven vid tiden  $t$  med hänsyn till de olika konsolideringshämmande effekterna som beskrivits tidigare i detta avsnitt ser ut som följer.

$$U = 1 - e^{-\frac{8}{F'_m} T_m}$$

ekv. 5.9

I ekvationen ingår en tidsfaktor som delvis känns igen från Ekvation 5.5 och 5.6. Faktorn  $F'_m$  bygger på Ekvation 5.10.

$$F'_m = \frac{N^2}{N^2 - 1} \left( \ln \frac{N}{S} + \frac{k_r}{k_s} \ln S - \frac{3}{4} \right) + \frac{S^2}{N^2 - 1} \cdot \left( 1 - \frac{k_r}{k_s} \right) \cdot \left( 1 - \frac{S^2}{4N^2} \right) + \frac{k_r}{k_s} \cdot \frac{1}{N^2 - 1} \cdot \left( 1 - \frac{1}{4N^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \left( \frac{k_r}{k_c} \right) \left( \frac{H}{d_c} \right)^2$$

ekv. 5.10

Och tidsfaktorn kommer från Ekvation 5.11 som skiljer sig från vissa delar från Ekvation 5.5.

$$T_{rm} = \frac{c_{rm} \cdot t}{d_e^2}$$

ekv. 5.11

Alla ingående parametrar listas i Tabell 5.10 tillsammans med enklare bakomliggande formler. För härledning och bakgrund till dessa formler hänvisas läsaren till Han och Ye:s artikel från 2002 enligt källförteckningen.

Tabell 5.10. Parametrar ingående i konsolideringsberäkningar.

	Beskrivning	Formel	Enhet
N	Diameterfaktor, influensområde/pelare	$d_e / d_c$	Enhetslös
$d_e$	Diameter för influensområdet		m
$d_c$	Diameter för stempelaren		m
S	Diameterfaktor, smear zone/pelare	$d_s / d_c$	Enhetslös
$d_s$	Diameter för smear zone		m
$k_r$	Radiella permeabiliteten hos den orörda jorden		cm/s
$k_s$	Radiella permeabiliteten i smear zone		cm/s
$k_c$	Radiella permeabiliteten hos stempelaren		cm/s
H	Det längsta dräneringsavståndet i vertikalled		m
t	Tiden som förflutit efter belastning		s
$c_{rm}$	Modifierad konsolideringskoefficient	$c_r \left( 1 + n_s \frac{1}{N^2 - 1} \right)$	cm <sup>2</sup> /s
$c_r$	Konsolideringskoefficient m.a.p. radiellt flöde		cm <sup>2</sup> /s
$n_s$	Spänningsfaktor	$m_s / m_c$	Enhetslös
$m_c$	Lastandel buren av pelare	$m = \left( n - 1 + \overline{A_c / A} \right) / n$	%
$m_s$	Lastandel buren av jord		%
n	Förbättringsfaktorn, se Avsnitt 4.2		Enhetslös
$T_{rm}$	Modifierad tidsfaktor m.a.p. radiellt flöde		Enhetslös

### Konsolideringsberäkningar

Konsolideringsberäkningar utförs för de tre olika punkterna VM, V10, H10, och för fyra olika fall. De fyra fallen utgörs av oförstärkt jord och förstärkt jord med tre olika värden på

kompressionsmodulen. Konsolidering för den oförstärkta jorden beräknas enligt Terzaghis teorier. I Tabell 5.11 visas konsolideringsberäkningar för vägmitt, oförstärkt jord.

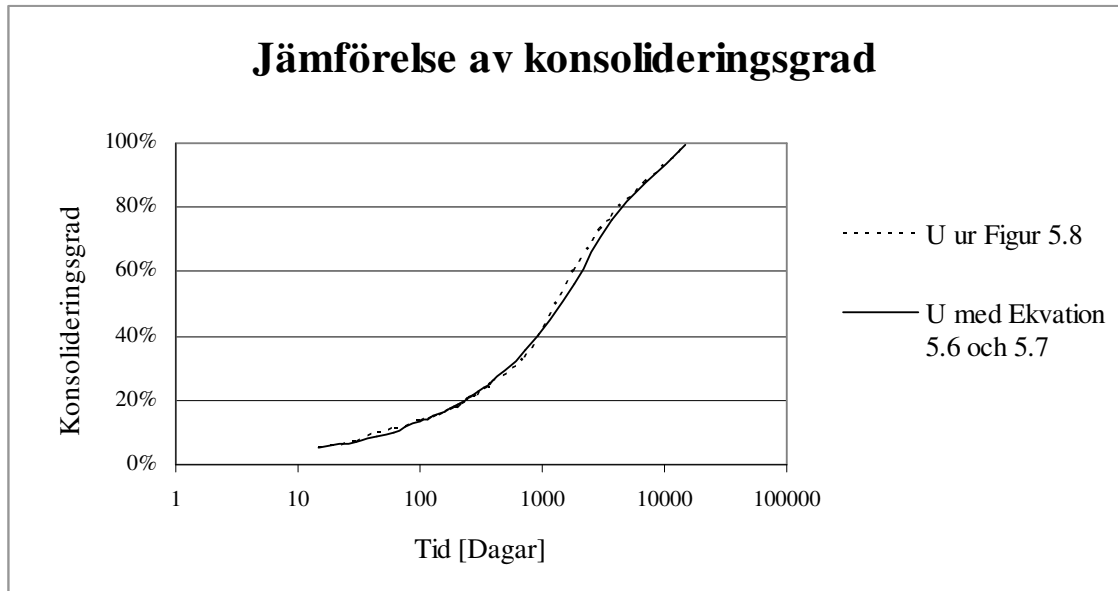
Tabell 5.11. Konsolidering för oförstärkt lera

t(dagar)	t(s)	T	U (med formler)	U (ur Fig. 5.8)	$\delta$ leran (m)	$\delta$ totalt (m)	Skillnad
1	86400	0,000	1,3%		0,001	0,042	
15	1E+06	0,002	5,1%	5,5%	0,004	0,045	7,3%
30	3E+06	0,004	7,2%	7,3%	0,006	0,046	1,2%
45	4E+06	0,006	8,8%	10,0%	0,007	0,048	11,7%
60	5E+06	0,008	10,2%	10,9%	0,008	0,049	6,4%
75	6E+06	0,010	11,4%	11,8%	0,009	0,050	3,4%
100	9E+06	0,014	13,2%	13,6%	0,011	0,051	3,2%
115	1E+07	0,016	14,1%	14,2%	0,011	0,052	0,6%
130	1E+07	0,018	15,0%	14,7%	0,012	0,053	2,1%
145	1E+07	0,020	15,9%	15,1%	0,013	0,053	4,8%
160	1E+07	0,022	16,7%	16,4%	0,013	0,054	1,5%
175	2E+07	0,024	17,4%	16,7%	0,014	0,055	4,1%
190	2E+07	0,026	18,2%	17,5%	0,015	0,055	3,6%
205	2E+07	0,028	18,9%	17,6%	0,015	0,056	6,7%
220	2E+07	0,030	19,5%	18,5%	0,016	0,056	5,3%
240	2E+07	0,033	20,4%	20,0%	0,016	0,057	2,0%
255	2E+07	0,035	21,0%	20,4%	0,017	0,058	3,0%
270	2E+07	0,037	21,6%	20,9%	0,017	0,058	3,4%
300	3E+07	0,041	22,8%	21,8%	0,018	0,059	4,4%
330	3E+07	0,045	23,9%	23,6%	0,019	0,060	1,3%
365	3E+07	0,050	25,2%	24,2%	0,020	0,061	3,8%
380	3E+07	0,052	25,7%	25,5%	0,021	0,061	0,7%
730	6E+07	0,099	35,6%	33,6%	0,029	0,069	5,6%
1825	2E+08	0,249	56,1%	60,0%	0,045	0,086	6,5%
3650	3E+08	0,497	76,2%	77,3%	0,061	0,102	1,4%
14600	1E+09	1,989	99,4%	99,1%	0,080	0,121	0,3%
36500	3E+09	4,971	100,0%		0,081	0,121	
						Medel	3,8%

Konsolideringskoefficienten,  $c_v$ , som används för att räkna ut  $T$  och  $U$  enligt Ekvation 5.4 och 5.5 beräknas som medelvärdet av fyra värden erhållna ur CRS-försök. Detsamma gäller för permeabilitetskoefficienten,  $k$ .

I Tabell 5.11 ses även att  $U$  tagits fram på två olika sätt. Dels beräknat med formler och dels taget ur kurvan i Figur 5.8. Sista kolumnen, som är döpt till ”skillnad”, redogör för skillnaden mellan de två olika sätten i procent. Medelvärdet av dessa skillnader är 3.8 %. Anledningen till att ta fram  $U$  på båda sätten är att visa hur bra ekvationerna stämmer överens med kurvan. Jämförelsen är endast utförd för detta snitt, se Figur 5.10 för en grafisk illustration. De övriga konsolideringsberäkningarna är utförda med formlerna som grund.

## Jämförelse av konsolideringsgrad



Figur 5.10. konsolideringsgrad beroende beräkningsmetod. X-axeln presenteras i logaritmisk skala.

I Figur 5.10 visas skillnaden i konsolideringsgrad för den oförstärka jorden. Konsolideringsberäkningar för en stempelförstärkt jord är mer komplicerad. I Tabell 5.12 ses resultaten av denna beräkning.

Tabell 5.12. Konsolidering för stenpelarförstärkt lera

t(dagar)	t(år)	T <sub>sammanslaget</sub>	U	δ leran (m)	δ totalt (m)
1	0,0027	0,0018	1,33%	0,000557	0,033
15	0,0411	0,0273	18,15%	0,0076226	0,040
30	0,0822	0,0545	33,00%	0,0138618	0,046
45	0,1233	0,0818	45,16%	0,0189686	0,052
60	0,1644	0,109	55,12%	0,0231486	0,056
75	0,2055	0,1363	63,26%	0,0265699	0,059
100	0,274	0,1817	73,69%	0,0309489	0,064
115	0,3151	0,2089	78,46%	0,0329545	0,066
130	0,3562	0,2362	82,37%	0,0345962	0,067
145	0,3973	0,2634	85,57%	0,0359399	0,069
160	0,4384	0,2907	88,19%	0,0370398	0,070
175	0,4795	0,318	90,33%	0,03794	0,071
190	0,5205	0,3452	92,09%	0,0386769	0,071
205	0,5616	0,3725	93,52%	0,03928	0,072
220	0,6027	0,3997	94,70%	0,0397736	0,072
240	0,6575	0,4361	95,94%	0,0402954	0,073
255	0,6986	0,4633	96,68%	0,0406047	0,073
270	0,7397	0,4906	97,28%	0,040858	0,073
300	0,8219	0,5451	98,18%	0,0412349	0,074
330	0,9041	0,5996	98,78%	0,0414874	0,074
365	1	0,6632	99,24%	0,0416788	0,074
380	1,0411	0,6904	99,37%	0,0417371	0,074
730	2	1,3263	99,99%	0,0419975	0,075
1825	5	3,3158	100,00%	0,042	0,075
3650	10	6,6317	100,00%	0,042	0,075
14600	40	26,527	100,00%	0,042	0,075
36500	100	66,317	100,00%	0,042	0,075

Genom att studera Tabell 5.11 och 5.12 ses klart och tydligt den skillnad som beskrivits som stenpelarnas konsolideringspåskyndande förmåga. I analyskapitlet i denna rapport förs en diskussion om detta men redan nu kan en snabb överblick visa hur stor skillnaden är.

## 5.2 Överslagsmässiga bärighetsberäkningar för den förstärkta jorden

För en stenpelarförstärkt jord beräknas bärigheten utifrån samma teorier som för en jord förstärkt med kc-pelare. Hur stor andel av den totala jordytan som består av stenpelare i det förstärkta området kan beskrivas genom täckningsgraden. Täckningsgraden,  $a$ , beräknas genom pelarens area dividerat med totala arean.

$$a = \frac{A_c}{A_{tot}} \quad \text{ekv. 5.12}$$

Bärförmågan för en enskild stenpelare är en funktion av:

- Pelarmaterialets friktionsvinkel,  $\Phi'_c$ .
- Totalspänning i jorden p.g.a. egentytning,  $\sigma_0$ .
- Tillskottsspänning i jorden p.g.a. påförd last,  $\Delta\sigma$ .

- Lerans odränerade skjuvhållfasthet,  $c_{uk,s}$ .

$$Bärförmågan = \sigma_{C,max} = \frac{1 + \sin 40}{1 - \sin 40} \cdot (\sigma_0 + 4 \cdot c_{uk,s} + \Delta\sigma) \quad \text{ekv. 5.13}$$

Dimensionerande bärförmåga för en pelare beräknas som:

$$Q_{dim} = \frac{\sigma_{C,max} \cdot A_C}{F} \quad \text{ekv. 5.14}$$

Där  $A_C$  är pelarens tvärsnittsarea och  $F$  är en säkerhetsfaktor mot brott (1,0-2,5).

En stenpelares bärförmåga är ett mått på hur stor last en enskild pelare kan bära. Belastas pelaren över dess bärförmåga kommer all ytterligare last att påföras omgivande jord. Eftersom stenpelare är en förstärkning av befintlig jord beror förstärkningseffekten på hur stor del av totala volymen som förstärks, d.v.s. täckningsgraden.

Beräkningsprogrammet GRETA är ett iterativt program som tar hänsyn till att stenpelarnas diameter ökar vid vertikal kompression med ökade horisontalspänningar i jorden som följd. För att påbörja beräkningarna i GRETA görs en ingenjörsmässig handberäkning av en stenpelares bärförmåga enligt Ekvation 5.13. Utifrån en pelares bärförmåga kan centrumavståndet bestämmas.

Diametern för stenpelarna i detta projekt antas bli i genomsnitt 0.7 m vid installation. Detta medför att pelararean blir  $A_c=0.385 \text{ m}^2$ . Det dimensionerande lagret blir lerlagret precis under torrskorpeleran. Anledningen till att det dimensionerande lagret ligger nära markytan är att det på detta djup inte finns lika mycket stöd från jorden, på grund av dess egentyngd, som det finns på större djup. För detta lager råder följande:

$$\sigma_0 = 66.55 \text{ kPa} = 0.5 \text{ m under torrskorpan}$$

$$\phi'_c = 40^\circ$$

$$c'_{uk} = 32 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma = 161 \text{ kPa} = 8.5 \text{ m bank}$$

$$\sigma_{C,max} = \frac{1 + \sin 40}{1 - \sin 40} \cdot (66.55 + 4 \cdot 32 + 161) = 1635 \text{ kPa}$$

Centrumavståndet,  $c$ , mellan pelarna kan därefter beräknas enligt:

$$c = \sqrt{\frac{\sigma_{C,max} \cdot A_C}{\Delta\sigma}} = \sqrt{\frac{1634 \cdot 0.385}{161}} = 2.0 \text{ m} \quad \text{ekv. 5.15}$$

Vid en första beräkning i GRETA är 2.0 m ett lämpligt centrumavstånd att påbörja beräkningarna med. C-avståndet 2 m ger en täckningsgrad  $a=0.096$  enligt Ekvation 5.12.

När täckningsgraden är framtagen kan en överslagsberäkning utföras för att uppskatta den förstärkta jordens sättning och skjuvhållfasthet. Stenpelarna och den omkringliggande jorden

viktas ihop med hjälp av täckningsgraden (Dahlström, 2007). Den sammanlagda kompressionsmodulen för lager 2 i Figur 5.5 blir:

$$M_{komb} = \frac{(A_{tot} - A_C) \cdot M_{utv} + A_C \cdot E_C}{A_{tot}} \quad \text{ekv. 5.16}$$

$$A_{tot} = 2 \cdot 2 = 4 \text{ m}^2$$

$$A_C = 0.385 \text{ m}^2$$

$$M_{utv} = 4.1 \text{ MPa (färdig bank, se Tabell 5.4)}$$

$$E_C = 40 \text{ MPa}$$

$$M_{komb} = \frac{(4 - 0.385) \cdot 4.1 + 0.385 \cdot 40}{4} = 7.56 \text{ MPa}$$

Sättningen kan sedan beräknas för lagret med hjälp av den sammanslagna kompressionsmodulen  $M_{komb}$ .

$$\Delta s = \frac{\Delta \sigma}{M_{komb}} \cdot \Delta h = \frac{161}{7555} \cdot \Delta h \quad \text{ekv. 5.17.}$$

För skikt 2 i Figur 5.5 blir sättningen då 4.3 cm.

Vid stabilitetsberäkningar sker en liknande viktning som den för kompressionsmodulen. Den dränerade skjuvhållfastheten för pelaren läggs ihop med den odränerade för leran enligt:

$$\tau_{fu} = a \cdot \tau_{fu,C} + (1 - a) \cdot \tau_{fu,S} \quad \text{ekv. 5.18}$$

$$\tau_{fu,C} = \sigma'_0 \cdot \tan \phi'_c = \text{Dränerad skjuvhållfasthet för pelaren}$$

$$\tau_{fu,S} = c_{uk,S} = 32 \text{ kPa}$$

$$\tau_{fu} = 0.096 \cdot (61.3 \cdot \tan 40) + (1 - 0.096) \cdot 32 = 33.9 \text{ kPa}$$

Med dessa handberäkningar som bakgrund kan sedan datorberäkningar enligt GRETA utföras, se Kapitel 4.

### 5.3 Pelardiameter

Diametern på stenpelaren bestäms av jordens spänningshistoria och vibratorns frekvens. Pelardiametern kan bara antas i dimensioneringen, inte bestämmas exakt. Vibratorn körs tills tillräckligt motstånd uppnås vid repenetrering i stenpelaren. Vid lösa jordar behövs det mycket stenmaterial för att uppnå tillräckligt motstånd och vid fastare jordar kommer det gå åt mindre. Observera att detta inte är en svaghet med stenpelare. Vissa lager kan kräva mindre material än beräknat men detta betyder bara att lagren är stabilare än vad som först antagits. När rätt motstånd är uppnått finns det ingen positiv effekt med att tillsätta ytterligare material.

Pelardiametern kan variera mellan olika pelare men också inom varje pelare eftersom de är installerade i olika jordlager. Beräkningarna i denna rapport har underlättats eftersom installeringen av stenpelare redan är utförd. Tabell 5.13 visar en sammanställning som gjorts utifrån uppgifter från installationen.



Tabell 5.13. Pelardiameter för enskilda pelare uträknat efter materialåtgång.

Pelare	Sektion	Djup till fast botten	Grus konsumtion (skopor)	vikt (ton)	densitet (kN/m <sup>3</sup> )	radie (m)	diameter (m)
247	16/742	6,8	4	5,48	20	0,36	0,7
248	16/742	7,3	4	5,48	20	0,35	0,7
249	16/742	8,2	4	5,48	20	0,33	0,7
250	16/742	9,3	5	6,85	20	0,34	0,7
251	16/742	12	7	9,59	20	0,36	0,7
252	16/742	12,8	7	9,59	20	0,35	0,7
253	16/742	11,6	6	8,22	20	0,34	0,7
254	16/742	13,2	7	9,59	20	0,34	0,7
255	16/742	12,6	9	12,33	20	0,39	0,8
256	16/742	14,3	10	13,7	20	0,39	0,8
257	16/742	13,6	8	10,96	20	0,36	0,7
258	16/742	15	10	13,7	20	0,38	0,8
259	16/742	15,1	10	13,7	20	0,38	0,8
260	16/742	13,9	8	10,96	20	0,35	0,7
261	16/742	13,8	9	12,33	20	0,38	0,8
262	16/742	15,2	9	12,33	20	0,36	0,7
263	16/742	15,4	12	16,44	20	0,41	0,8
264	16/742	14,4	10	13,7	20	0,39	0,8
265	16/742	14,7	10	13,7	20	0,39	0,8
Medel							0,7

Protokollet ger längden på varje enskild pelare samt hur många skopor av stenmaterialet som gått åt. Varje skopa väger ca 1.37 ton. Dessa uppgifter används för att beräkna pelarens radie. Pelaren ses då som en cylinder med lika stor tvärsnittsarea över hela längden på pelaren. Radien kan då beräknas ur volymformeln för en cylinder, enligt:

$$r = \sqrt{\frac{m}{\rho \cdot \pi \cdot l}} \quad \text{ekv. 5.19}$$

Genom att multiplicera radien med två fås diametern enligt Tabell 5.13. Medelvärdet av diametrarna för de olika pelarna i sektion 16/742 är 0.7m och det är detta värde som använts för beräkningarna.

#### 5.4 Hänsynstagande till belastning i olika laststeg

Vid konsolideringsberäkningar enligt Han och Ye skall belastningen på jorden vara konstant. I detta projekt byggs vägbanken upp i 5 olika steg vilket bryter helt mot kriteriet om konstant belastning. Laststeg 1 består av ett 2.6 m tjockt lager sprängstensfyllning. Belastningen för laststeg 1 redovisas i Tabell 5.14. Laststeg 2-5 består av ytterligare lager som vardera är 2 m tjocka. Densiteten 19 kN/m<sup>3</sup> ger följande belastning för de olika laststegen.

Tabell 5.14. Laststegens belastning och tidpunkt.

Laststeg	Belastning (kPa)	Ligg tid (dagar)
1	49	7
2	87	75
3	125	150
4	163	225
5	190	300
Färdig bank	174	-

Efter att laststeg 5 har legat en viss tid tas delar av det bort, ca 0.5 m, så att önskad höjd på vägbanken erhålls, ca 10 m. Laststeg 5 består alltså till viss del av en överlast. Överlasten är till för att sättningar skall utbildas snabbare.

För att beräkna sättningen vid en viss tidpunkt måste beräkningsmodellen utvecklas. Här föreslås och används sådan metodutveckling i analogi med linjär viskoelasticitetsteori. Exempel 5.1 beskriver problemet och föreslagen metod vid stegvis lastökning, se även Figur 5.11.

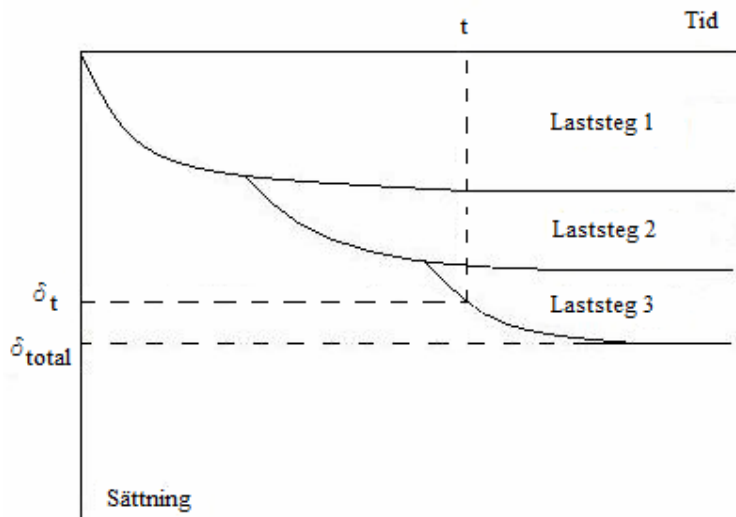
*Ex. 5.1. Från GRETA fås de slutgiltiga sättningarna för respektive laststeg. Antag att pålastning sker var 50:e dag och att sättningen som efterfrågas är den efter 140 dagar. Vid denna tidpunkt kommer alltså last ha påförts tre gånger. Enligt tidigare resonemang uppkommer sättningar i friktionsjord och i torrskorpelera med en gång efter last har påförts. Denna sättning skiljs först från sättningar för kohesionsjorden.*

*Vid tidpunkten  $t=140$  har det första laststeget legat på under hela tiden  $t$ , 140 dagar. Konsolideringsgraden för den första lasten är med andra ord  $U_{140}$ . Konsolideringen för den andra lasten har däremot endast pågått i 90 dagar och den tredje lasten har legat på i 40 dagar.*

*Sättningen för  $t=140$  fås genom att ta hela sättningen för friktionsjorden för laststeg 3 och lägga till leran som tillåtit konsolidera olika långt med avseende på olika last. Ekvationen blir som följer:*

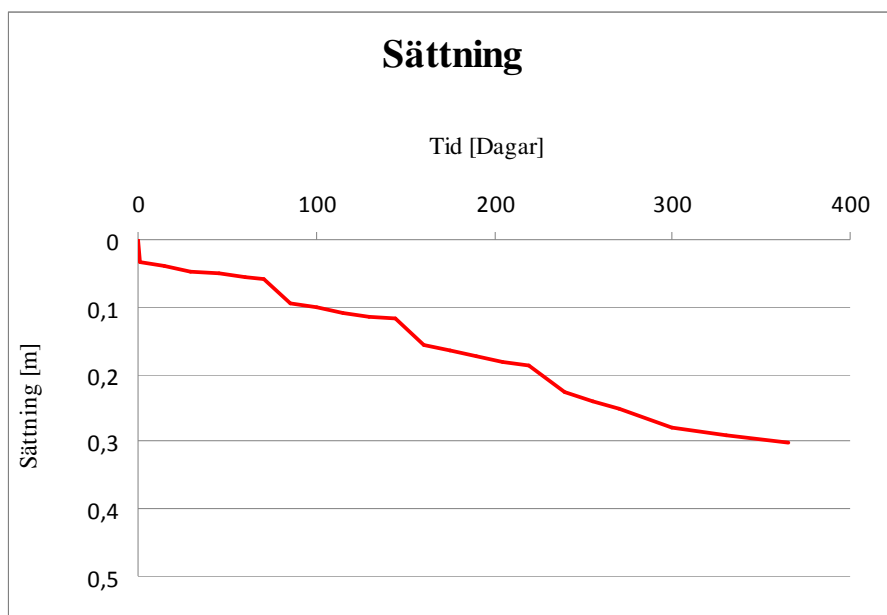
$$\delta_{140} = \delta_{\text{Friktion}} + U_{140} \cdot \delta_{\text{kohesion,ls1}} + U_{90} \cdot \delta_{\text{kohesion,ls2-ls1}} + U_{40} \cdot \delta_{\text{kohesion,ls3-ls2}} \quad \text{ekv. 5.20}$$

*Genom att ta den sättningsskillnad som fås mellan de olika laststegen i kohesionsjorden multiplicerat med konsolideringstiden för det enskilda laststeget fås ett värde på sättningen vid önskad tidpunkt.  $U$  i ekvationen beräknas enligt Han och Ye:s ekvation för konsolidering med well resistance och smear zone, se Avsnitt 5.1.3.*



Figur 5.11. Sättning beroende av tiden för flera olika laststeg.

I Figur 5.12 ses sättningar för vägmitt, beräknade med kompressionsmodulen  $M_{uv}$ . Detta är alltså de beräknade sättningarna för det första året enligt förutsättningarna i Tabell 5.14. I analyskapitlet jämförs beräknade sättningar med verkligt uppmätta.



Figur 5.12. Sättningar beroende på tiden.

### 5.5 Inverkan av parametrar

Det sista steget i beräkningarna är att undersöka betydelsen av de ingående parametrarna. D.v.s. beräkna hur stor inverkan olika parametrar har på det beräknade resultatet. De beräkningsresultat som studeras är slutsättning samt konsolideringsgraden efter 100 dygn, beroende på vilka ekvationer som de olika parametrarna återfinns i.

Beräkningarna utförs genom att en parameter i taget ändras från sitt ursprungliga värde och sedan görs beräkningarna om. Eftersom det finns många parametrar i beräkningarna kan inte alla studeras. Istället väljs några parametrar ut som bedöms extra intressanta. De parametrar

som väljs ut är de som på förhand tros ha störst inverkan samt de som är svårast att uppskatta. För parametrar av den sistnämnda kategorin är förhoppningen att de inte skall vara speciellt viktiga för beräkningsresultatet eftersom de då kan uppskattas med mindre noggrannhet. För att ge en överblick av detta resonemang så redovisas i Tabell 5.15 de parametrar som skall undersökas samt vilken kategori de tillhör.

Tabell 5.15. Parametrar som skall testas.

Parameter	Återfinns i	Tas fram med	Enhet
<b>Bedömt viktig</b>			
Centrumavstånd	Konsolideringsberäkningar och sättningsberäkningar i GRETA	Överslagsberäkning enligt Avsnitt 5.2.	M
Pelardiametern	Konsolideringsberäkningar och sättningsberäkningar i GRETA	Beror av jordens styvhet.	M
<b>Svårigen framtagen</b>			
Friktionsvinkeln för stenpelarmaterialet, $\Phi$ .	Sättningsberäkningar i GRETA	Antas	°
$d_s$ , Diametern på smeard zone	Konsolideringsberäkningar för stenpelarförstärkt jord.	Antas	M
$k_s$ , Permeabilitet för smeard zone	Konsolideringsberäkningar för stenpelarförstärkt jord.	Antas	m/s

Avgränsningar som görs i detta stycke är att beräkningar endast utförs för en sektion och för ett laststeg, laststeg 5 för mittsnittet. Läsaren bör också notera att sättningar för olika parametrar inte kommer att jämföras med mätningar. Det är alltså inte en kontroll över hur väl de värden som är räknade med stämmer överens med verkligheten utan en allmän studie för att mäta parametrarnas påverkan vid beräkningarna.

Kompressionsmodulen kommer att spela en väldigt stor roll för resultatet. Denna parameter tas inte med här då vi anser att dess betydelse är tillräckligt utredd.

Vikten av en parameter presenteras som en konstant enligt:

$$v = \left| \frac{\text{procentuell förändring av resultatet}}{\text{procentuell förändring av parametern}} \right| \quad \text{ekv. 5.21}$$

Ett stort värde på vikt faktorn  $v$  fås om en liten förändring av parametern ger en stor förändring av resultatet. Vikt faktorn beräknas som ett absolutbelopp då det inte spelar någon roll om faktorn har en negativ eller positiv inverkan på sättningen. Endast storleken av förändringen efterfrågas.

### 5.6.1 Centrumavstånd

Centrumavståndet finns med i flera olika steg i beräkningsgången och vikten för denna parameter delas därför upp i två delar. Den ena delen är hur den totala sättningen förändras vid GRETA beräkningarna och den andra är hur centrumavståndet påverkar konsolideringsgraden efter 100 dygn.

Vid beräkningar av de tidsberoende sättningarna innebär ett kortare centrumavstånd att vattnet får en kortare sträcka att transporteras och därmed en snabbare konsolideringshastighet. Det finns dock en gräns för hur tätt stenpelarna kan sättas för att de skall göra någon nytta. Det rekommenderas att inte sätta pelarna tätare än med 1.5 meters centrumavstånd. Om pelarna installeras tätare kommer det inte finnas tillräckligt med jord mellan pelarna för att bygga upp

nödvändigt motstånd. Istället kommer då pelarna att flyta ihop till en massa (Dahlström, 2007).

Faktorn  $N$  i Ekvation 5.10 beror på pelarnas diameter och på dess influensområde. Denna faktor kan minskas genom att sätta pelarna tätare.

$N$  beräknas enligt ekvationen:

$$N = \frac{d_e}{d_c} \quad \text{ekv. 5.22}$$

Där  $d_c$  är stenspelarens diameter, som inte går att förändra nämnvärt, och  $d_e$  är diametern för stenspelarens influensområde. Influensområdet definieras som total area för det stenspelarförstärkta området dividerat med antal pelare. För ett kvadratisk utsättningsmönster för stenspelarna är influensområdets diameter =  $1.13 \cdot c/c$ -avståndet (Collin et al). Se Exempel 5.2 för härledning av faktorn 1.13.

*Ex 5.2. Antag att stenspelare installeras med centrumavstånd 2 meter. 4·3 pelare installeras vilket medför att den totala jordarena som blir förstärkt är  $8 \cdot 6 = 48 \text{m}^2$  förutsatt att ett kvadratisk utplaceringsmönster används. Influensområdet för varje pelare blir då:*

$$\frac{48}{12} = 4 \text{m}^2 / \text{pelare}$$

*En cirkulär pelare kommer också att få ett cirkulärt influensområde. Diametern på influensområdet blir då:*

$$d = 2 \cdot \sqrt{\frac{4}{\pi}} = 2.26 \text{m}$$

*Genom att dividera denna diameter med centrumavståndet fås en faktor som är applicerbar vid användandet av ett kvadratisk mönster.*

$$\frac{2.26}{2} = 1.13$$

Centrumavståndet i beräkningarna är 2.1 m och diametern på stenspelarna är i genomsnitt 0.7 m. Detta ger en diameterfaktor på:

$$\frac{2.1 \cdot 1.13}{0.7} = 3.39$$

Diameterfaktorn används sedan i ekvationer för att räkna ut  $F'_m$  och  $c_{rm}$  som i sin tur används för att beräkna  $T_{rm}$  och  $U$  för den stenspelarförstärkta leran. Konsolideringsgraden vid olika tidpunkter för  $N$  redovisas i Tabell 5.16.

Tabell 5.16. Konsolideringsgrad för  $N=3,39$

t(dagar)	1	15	30	45	60	75	100	115	<b>130</b>	145	160	175	190
U (%)	1,3	18,2	33,0	45,2	55,1	63,3	73,7	78,5	<b>82,4</b>	85,6	88,2	90,3	92,1

t(dagar)	205	220	<b>240</b>	255	270	300	330	365	380	730	1825	3650
U (%)	93,5	94,7	<b>95,9</b>	96,7	97,3	98,2	98,8	99,2	99,4	100	100	100

Antag istället att pelarna sitter med  $c/c = 1.8m$  (som de gör på ett annat ställe i vägbanken). Då fås istället ett värde på  $N=2.91$ .

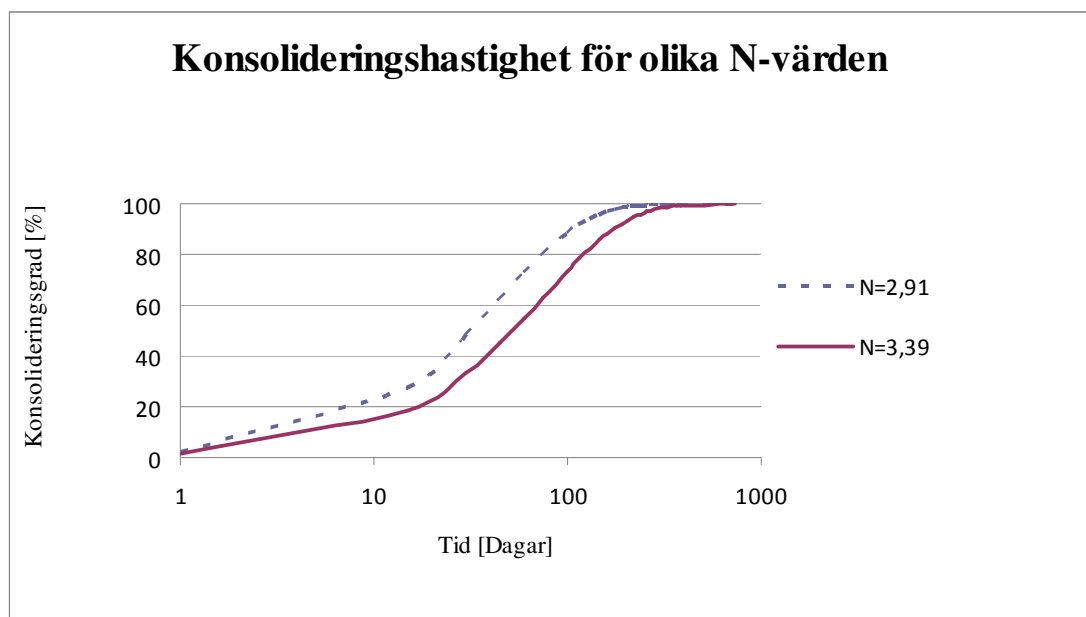
Tabell 5.17. Konsolideringsgrad för  $N=2,91$

t(dagar)	1	15	30	45	60	<b>75</b>	100	115	130	<b>145</b>	160	175	190
U (%)	2,4	27,7	47,8	62,3	72,7	<b>80,3</b>	88,5	91,7	94,0	<b>95,7</b>	96,9	97,7	98,3

t(dagar)	205	220	240	255	270	300	330	365	380	730	1825	3650
U (%)	98,8	99,1	99,4	99,6	99,7	99,9	100	100	100	100	100	100

En jämförelse mellan de båda tabellerna visar t.ex. att vid den andra beräkningen så har 80 % konsolidering uppnåtts redan efter 75 dagar medan det tog 130 dagar vid den första beräkningen. Vid 145 dagar har 95 % konsolidering uppstått, vilket tar 240 dagar med  $N=3.39$ .

Skillnaden mellan konsolideringsgraden för de olika värdena på  $N$  ses tydligare i diagramform. De är därför redovisade nedan i Figur 5.13.



Figur 5.13. Konsolideringsgradens beroende av tiden för två olika värden på  $N$ . X-axeln presenteras i logaritmisk skala.

Diameterfaktorn  $N$  har inte någon inverkan på den totala sättningen utan endast på konsolideringen. Däremot kommer ett minskat centrumavstånd i GRETA-beräkningarna medföra mindre sättningar. För laststeg 5, mittsnittet och  $M_{uv}$  kommer sättningarna minska från 35,8 cm till 32,2 cm.

Viktfaktorn  $v$  beräknas enligt Ekvation 5.17 för både slutlig sättning och konsolideringsgrad efter 100 dagar.

Konsolideringsgrad efter 100 dagar:

$$v = \frac{\left( \frac{88.53 - 73.69}{88.53} \right)}{\left( \frac{2.1 - 1.8}{1.8} \right)} = 1.17$$

Slutlig sättning:

$$v = \frac{\left( \frac{35.8 - 32.2}{35.8} \right)}{\left( \frac{2.1 - 1.8}{2.1} \right)} = 0.70$$

### 5.6.2 Pelardiameter

Diametern på stempelaren avgörs av jordens styvhet snarare än av konstruktören. Det kan ändå vara av intresse att kontrollera diameterns inverkan på slutresultatet. Beräkningarna i denna rapport är gjorda enligt antagandet att pelardiametern är densamma över hela pelarlängden. I verkligheten kommer pelaren att bli tjockare i lösa jordlager och tunnare i styvare lager. Av denna anledning beräknas hur mycket resultatet förändras om diametern antas större i lerlagret än i övrig jord. Antagandet att pelarens diameter är 70cm bygger på materialåtgången vid installationen.

Ett antagande görs att diametern för stempelaren i lerskiktet istället är 85cm. Om materialåtgången skall vara den samma som innan betyder detta att diametern för pelaren i övriga områden bli 57cm. Enligt de första beräkningarna med en konstant pelardiameter blev resultatet enligt GRETA följande, se Tabell 5.18.

Tabell 5.18. Sättningar beräknade utifrån en konstant pelardiameter.

Settlement Depth [m]	Unlimited load area [cm]	the same without Improvement [cm]	Over- burden [kN/m <sup>2</sup> ]
0.00	1.51 pl.	1.90	0.0
1.00	1.51 pl.	1.90	19.3
2.00	1.51 pl.	1.90	38.6
<b>3.00</b>	<b>2.89 pl.</b>	<b>4.80</b>	<b>57.9</b>
<b>4.00</b>	<b>2.81 pl.</b>	<b>4.80</b>	<b>69.3</b>
<b>5.00</b>	<b>4.66 pl.</b>	<b>8.26</b>	<b>80.7</b>
<b>6.00</b>	<b>4.53 pl.</b>	<b>8.26</b>	<b>92.1</b>
<b>7.00</b>	<b>4.12 pl.</b>	<b>7.75</b>	<b>103.5</b>
<b>8.00</b>	<b>4.00 pl.</b>	<b>7.75</b>	<b>114.5</b>
9.00	1.32 pl.	1.58	125.5
10.00	1.32 pl.	1.58	138.0
11.00	1.32 pl.	1.58	150.5
12.00	1.32 pl.	1.58	163.0
13.00	1.32 pl.	1.58	175.5
14.00	0.39 pl.	0.48	188.0
14.30	1.11	1.11	191.8
15.00	0.16	0.16	200.5
	35.77	56.99	
Additional settlement by lower punching		0.15 cm	
Total settlement		35.92 cm	

När diametern tillåts variera blir resultatet enligt tabell 5.19.

Tabell 5.19. Sättningar beräknade utifrån en varierande pelardiameter.

Settlement Depth [m]	Unlimited load area [cm]	the same without Improvement [cm]	Over- burden [kN/m <sup>2</sup> ]
0.00	1.62 pl.	1.90	0.0
1.00	1.62 pl.	1.90	19.3
2.00	1.62 pl.	1.90	38.6
<b>3.00</b>	<b>2.45 pl.</b>	<b>4.80</b>	<b>57.9</b>
<b>4.00</b>	<b>2.38 pl.</b>	<b>4.80</b>	<b>69.3</b>
<b>5.00</b>	<b>3.90 pl.</b>	<b>8.26</b>	<b>80.7</b>
<b>6.00</b>	<b>3.77 pl.</b>	<b>8.26</b>	<b>92.1</b>
<b>7.00</b>	<b>3.42 pl.</b>	<b>7.75</b>	<b>103.5</b>
<b>8.00</b>	<b>3.30 pl.</b>	<b>7.75</b>	<b>114.5</b>
9.00	1.39 pl.	1.58	125.5
10.00	1.39 pl.	1.58	138.0
11.00	1.39 pl.	1.58	150.5
12.00	1.39 pl.	1.58	163.0
13.00	1.39 pl.	1.58	175.5
14.00	0.42 pl.	0.48	188.0
14.30	1.11	1.11	191.8
15.00	0.16	0.16	200.5
	32.75	56.99	
Additional settlement by lower punching		0.14 cm	
Total settlement		32.89 cm	

Skillnaden mellan sättningarna i lerlagret, inramade värden, minskar något medan de ökar för lagren med friktionsjord i den andra simuleringen.



Viktparametern för varierande diameter blir då:

$$v = \frac{\left( \frac{35.92 - 32.89}{35.92} \right)}{\left( \frac{0.85 - 0.7}{0.85} \right)} = 0.48$$

### 5.6.3 Smeard zone

Tjockleken för smeard zone ligger under kategorin ”svårbestämda parametrar”. Det värde på detta område som använts under de första konsolideringsberäkningarna i denna rapport är antaget med hjälp av ett exempel. Exemplet är hämtat ur Han och Yes artikel om konsolidering för stenpelarförstärkta jordar. Även permeabiliteten för smeard zone är taget från nämnt exempel (Han och Ye, 2002, sid 15)

#### Tjockleken

Utbredningen på smeard zone antas vara 50mm i radiell riktning. Zonen kan alltså ses som ett rör med godstjockleken 50mm som omsluter stenpelaren. Diametern för zonen,  $d_s$ , är endast med i formeln för att beräkna  $F'_m$ . Konsolideringsgraden varierar med tiden likt Tabell 5.16 för dessa förutsättningar. Om tjockleken på smeard zone skulle ökas från 50 till 100 mm kommer konsolideringen istället se ut som:

Tabell 5.20. Konsolideringsgrad för  $d_s=900$  mm.

t(dagar)	1	15	30	45	60	75	<b>100</b>	115	130	145	160	175	190
U (%)	1,0	13,7	25,5	35,7	44,5	52,1	<b>62,5</b>	67,7	72,1	75,9	79,2	82,1	84,5

t(dagar)	205	220	240	255	270	300	330	365	380	730	1825	3650
U (%)	86,6	88,5	90,5	91,8	92,9	94,7	96,1	97,2	97,6	99,9	100	100

För att erhålla en rättvis viktfaktor jämfört med ovan gjorda antaganden beräknas vikten även här för konsolideringsgraden efter 100 dagar.

$$v = \frac{\left( \frac{73.7 - 62.5}{73.7} \right)}{\left( \frac{100 - 50}{100} \right)} = 0.31$$

#### Permeabiliteten

Diametern för smeard zone antas vara 800 mm (pelardiametern + 50 mm på varje sida). Permeabiliteten antogs i de första beräkningarna vara 1/5 av permeabiliteten för den ostörda leran. Om ett nytt antagande görs om att  $k$  för smeard zone istället är 1/10 av  $k$  för leran så fås andra värden på konsolideringen.

Tabell 5.21. Konsolideringsgrad för  $k_s=1/10 \cdot k_r$ .

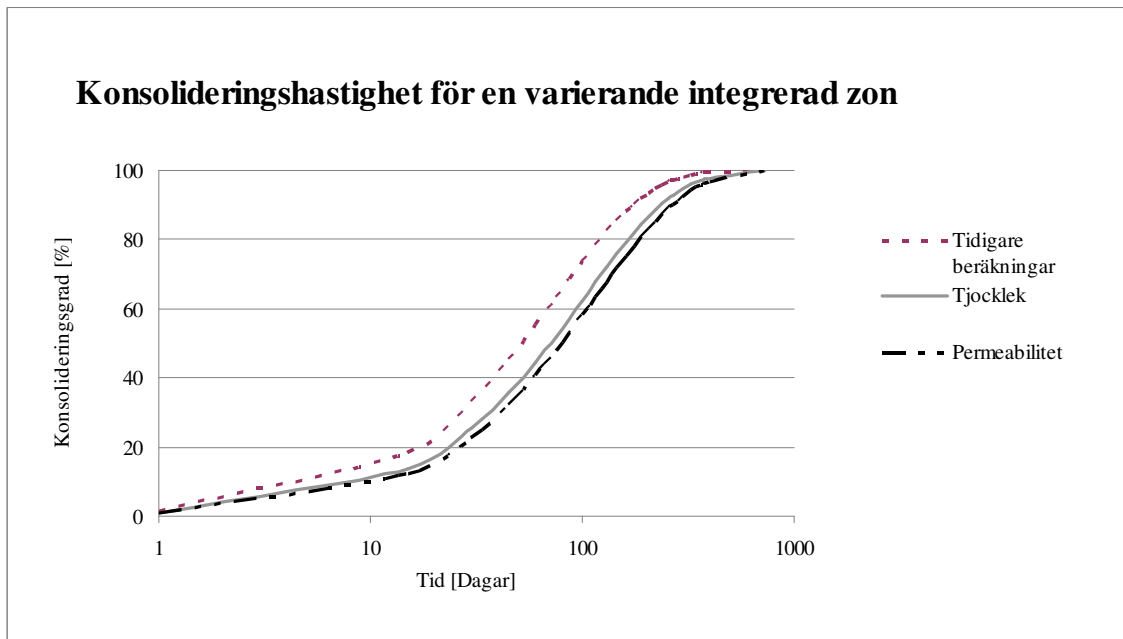
t(dagar)	1	15	30	45	60	75	<b>100</b>	115	130	145	160	175	190
U (%)	0,9	12,1	22,8	32,2	40,5	47,7	<b>57,9</b>	63,0	67,5	71,5	74,9	78,0	80,7

t(dagar)	205	220	240	255	270	300	330	365	380	730	1825	3650
U (%)	83,0	85,1	87,4	89,0	90,3	92,5	94,2	95,7	96,3	99,8	100	100

Viktfaktorn enligt tidigare modeller blir då:

$$v = \frac{\left( \frac{73.7 - 57.9}{73.7} \right)}{\left( \frac{2.32 \cdot 10^{-10} - 1.16 \cdot 10^{-10}}{2.32 \cdot 10^{-10}} \right)} = 0.43$$

Inverkan av de två ovannämnda parametrarna på konsolideringshastigheten redovisas nedan i Figur 5.14. Kurvorna för förändrad tjocklek och minskad permeabilitet redovisas tillsammans med den ursprungliga kurvan.



Figur 5.14. Konsolideringshastighet beroende av olika värden på tjockleken och permeabiliteten för smearad zone samt ursprungliga kurva. X-axeln presenteras i logaritmisk skala.

#### 5.6.4 Friktionsvinkeln för stenpelarmaterialet

Friktionsvinkeln för stenpelarmaterialet har i samtliga beräkningar i detta arbete antagits vara 40°. Värdet på vinkeln är det värde som vanligen antas för krossat berg (Dahlström, 2007). Friktionsvinkeln används i GRETAs beräkningar. Tabell 5.18 ger slutlig sättning med tidigare antaget värde på friktionsvinkeln. Om den istället sätts till 35° blir den slutliga sättningen 38,6 cm.

$$v = \frac{\left( \frac{38.6 - 35.9}{38.6} \right)}{\left( \frac{40 - 35}{40} \right)} = 0.56$$

De olika viktfaktorerna redovisas i Figur 6.5 i Avsnitt 6.3.





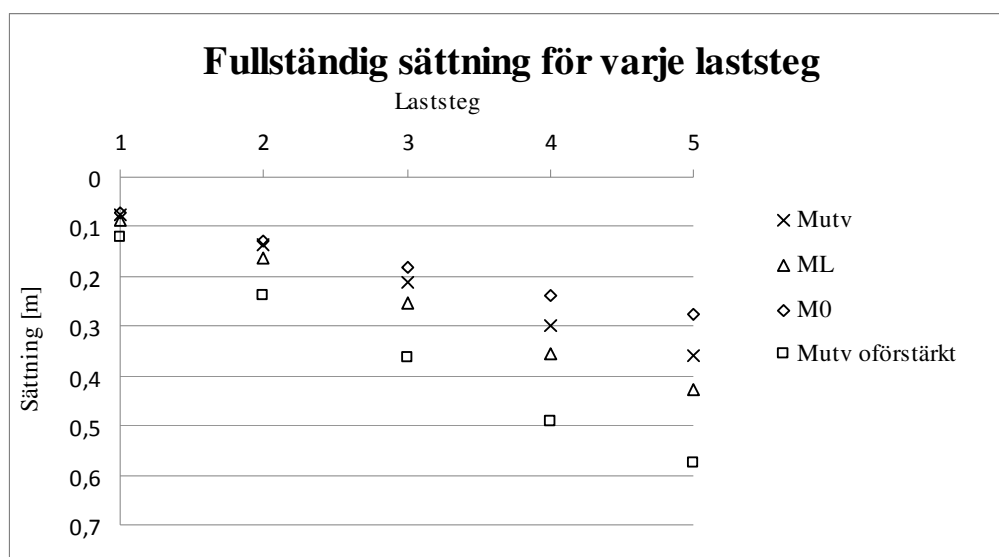
## Kapitel 6

### Resultatanalys

I detta kapitel analyseras de erhållna resultaten. Analysen sker i diskussionsform och omfattar val av kompressionsmodul, illustration av konsolidering med och utan stenpelarförstärkning samt betydelsen av olika parametrar för beräknad sättning.

#### 6.1 Kompressionsmodul

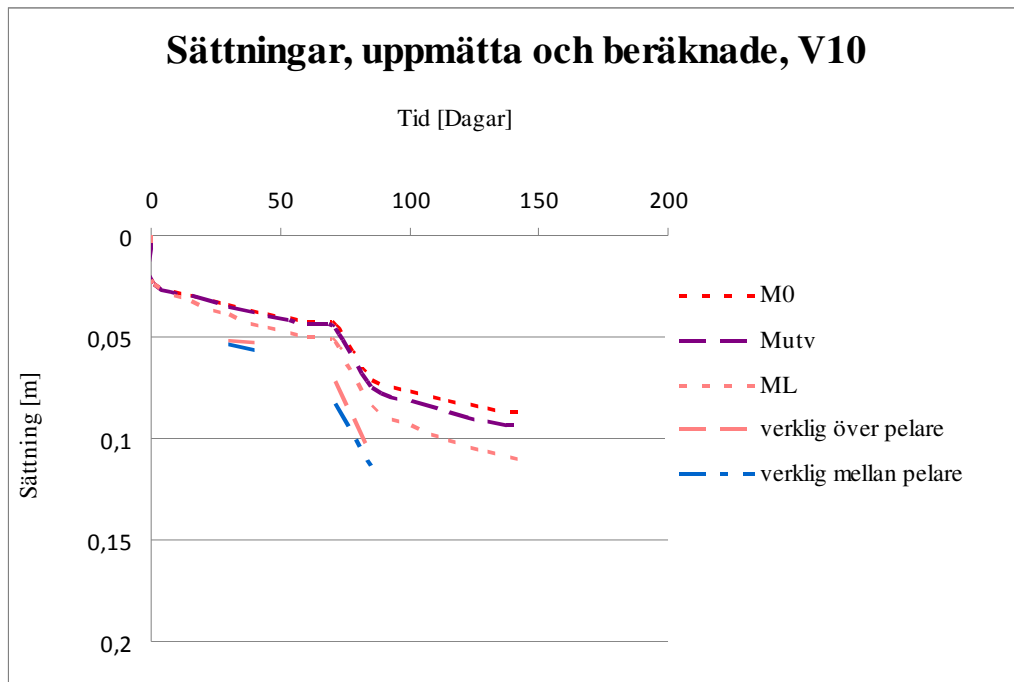
Tre olika värden på kompressionsmoduler har använts vid beräkning av slutliga och tidsberoende sättningar. I Figur 6.1 ses de slutliga sättningarna för varje laststeg och för varje modul. I figuren finns även sättningar för den oförstärkta jorden beräknade med  $M_{utv}$  införda. Alla sättningsberäkningarna i Figur 6.1 gäller för vägmitt.



Figur 6.1. Slutliga sättningar efter varje laststeg, angivet i meter.

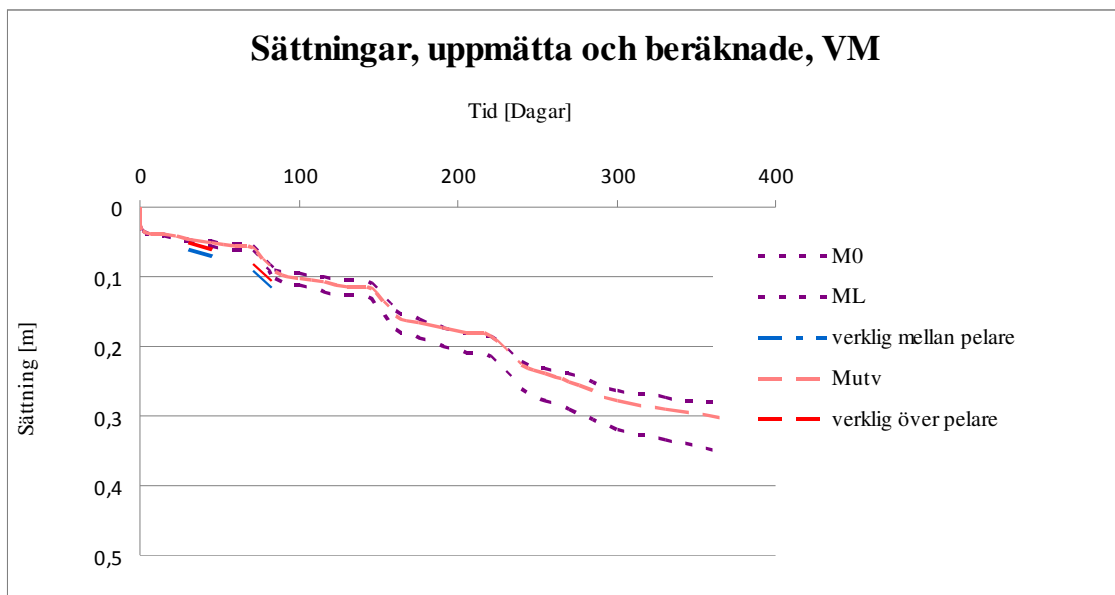
Att föra in verkligt uppmätta sättningar i Figur 6.1 är inte av intresse eftersom belastningsförutsättningarna i verkligheten är annorlunda än de som angivits vid denna beräkning. Sättningarna i Figur 6.1 är beräknade med antagandet att varje laststeg tillåts ligga tills den slutliga sättningen uppnåtts för det enskilda laststeget. Efter att denna har uppnåtts påförs nästkommande laststeg o.s.v. Detta finns det varken tid eller anledning till att göra i verkligheten.

För att kunna förutspå sättningarna vid en viss tidpunkt måste de slutliga sättningarna multipliceras med en konsolideringsgrad enligt Avsnitt 5.5. Dessa sättningar är till skillnad från de i Figur 6.1 intressanta att jämföra med de verkligt uppmätta eftersom de följer det verkliga förloppet. I Figur 6.2 visas de tidsberoende sättningarna för de två första laststegen samt de mätresultat som erhållits från slangmätningar.



Figur 6.2. Sättningar beräknade med tre olika kompressionsmoduler samt de verkligt uppmätta sättningarna för sektion V10.

Mätresultatet i Figur 6.2 tycks följa  $M_L$ -kurvan bäst men i stort skiljer det inte mycket mellan kurvorna. Detta beror på att i nuläget har förkonsolideringstrycket bara precis överskridits. Om konsolideringsberäkningarna görs över hela tidsförloppet och för samtliga laststeg kommer kurvorna att skilja mer ifrån varandra. I Figur 6.3 har alla 5 laststegen adderats.



Figur 6.3. Sättningar, beräknade och uppmätta för VM.

Figur 6.3 illustrerar att ju större lasten blir desto större blir skillnaden mellan kurvorna. Inom tidsramen för detta examensarbete kommer inga fler mätningar att hinna utföras. Eftersom

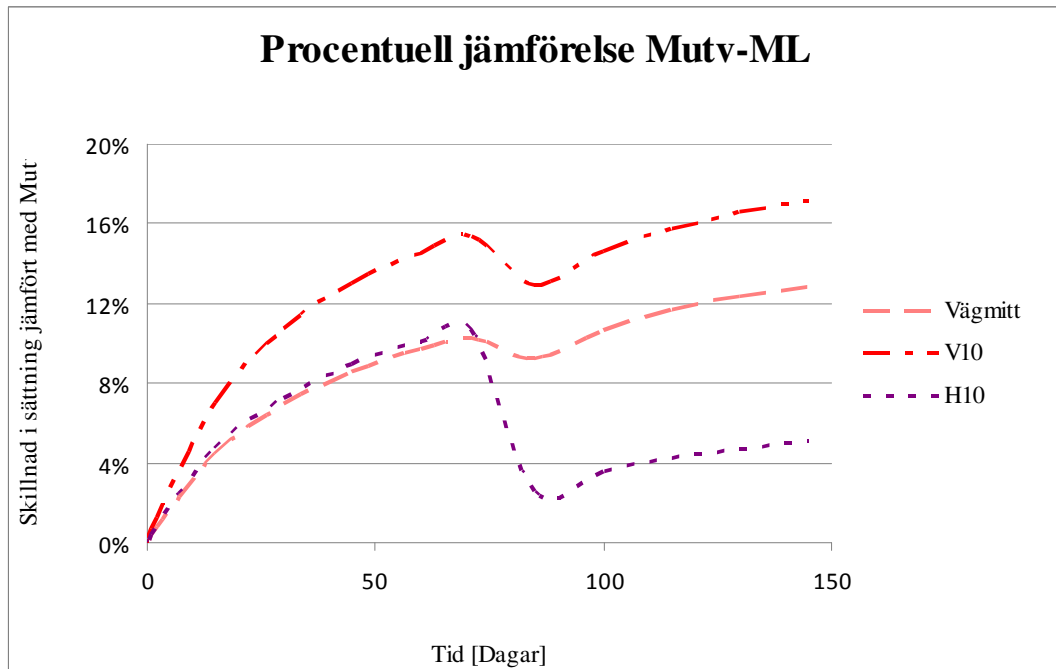
den slutgiltiga sättningen inte kommer att fås går det inte med säkerhet att verifiera vilken modul som ger den bästa approximationen.

I Figur 6.2 syns att sättningarna blivit större än vad som först beräknades. Lutningen på de verkliga och de beräknade kurvorna ser däremot ut att stämma relativt väl överens. Detta kan tyda på att det är den totala sättningen som har underskattats och inte konsolideringshastigheten.

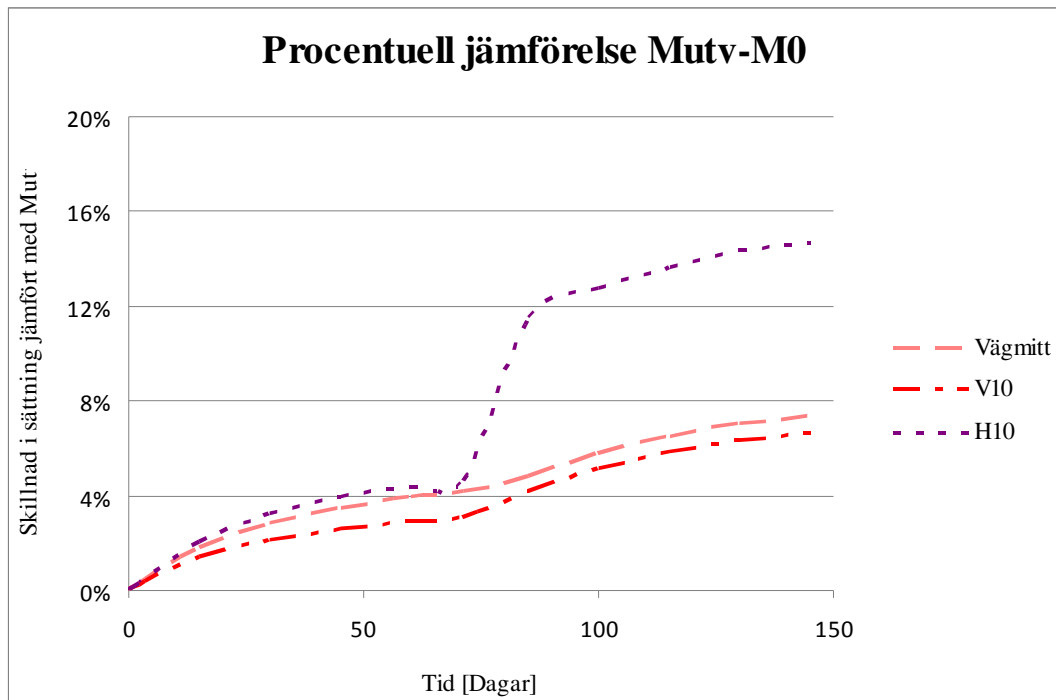
Den procentuella skillnaden mellan modulerna har beräknats för att kunna svara på frågan i frågeställningen om det kan anses befogat att beräkna  $M_{utv}$  eller om någon av de andra modulerna kan användas istället. Skillnaden mellan den utvärderade modulen och  $M_0$  ligger mellan 0 och 10 % med ett medelvärde på 5 %. Skillnaden mellan  $M_{utv}$  och  $M_L$  ligger något högre med en spridning på mellan 5 % och 20 % med ett medelvärde på 10 %. För att bedöma vilken modul som bäst beskriver de verkliga sättningarna är det intressant att veta trenden för kurvorna.

För att åskådliggöra hur skillnaden i sättningar varierar har de procentuella skillnaderna plottats i ett diagram. Figur 6.4 visar ett diagram för den procentuella skillnaden i sättning mellan  $M_{utv}$  och  $M_L$  och Figur 6.5 visar motsvarande kurvor för  $M_0$  jämfört med den utvärderade modulen. Det som redovisas i Figur 6.4 och 6.5 är alltså:

$$\left| \frac{\text{Sättning beräknad med } M_L \text{ resp. } M_0}{\text{Sättning beräknad med } M_{utv}} - 1 \right|$$



Figur 6.4. Den procentuella skillnaden i sättning beroende på kompressionsmodulens värde.



Figur 6.5. Den procentuella skillnaden i sättning beroende på kompressionsmodulens värde.

Figur 6.4 och 6.5 illustrerar att skillnaden i sättningen är väldigt varierande. Att kurvorna blir hackiga beror på att lasten läggs på i olika steg. Anledningen till att kurvorna skiljer sig ifrån varandra beror på jordens egenskaper. Eftersom kompressionsmodulen skiljer sig mellan de olika snitten och lerlagrets mäktighet varierar så kommer förkonsolideringstrycket att överskridas vid olika tillfällen för de tre snitten. En trend som kan ses är att samtliga kurvor pekar uppåt. Det kommer alltså att bli en större procentuell skillnad mellan den utvärderade modulen och de andra två allteftersom tiden fortskrider och mer last läggs på.

Frågan om vilken modul som är motiverad att använda med avseende på tidsåtgång och resultat måste besvaras med en diskussion och inte ett enkelt svarsalternativ. Geoteknikern som skall utföra dimensioneringen måste själv göra bedömningen om hur stor felprocent som kan accepteras. Beroende på vilken typ av konstruktion som skall uppföras är marginalerna olika. Känsligheten för skillnad mellan beräknad sättning och verklig sättning är betydligt mindre vid exempelvis byggnation av en väg jämfört med byggnation av ett hus.

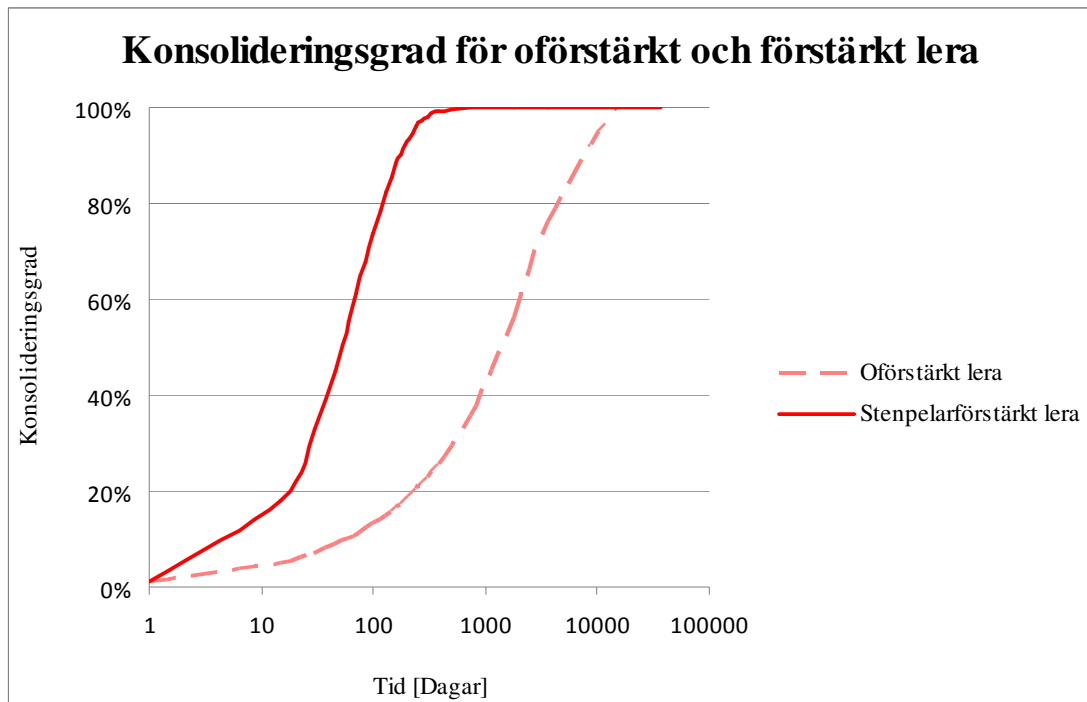
## 6.2 Konsolidering

För att illustrera skillnaderna mellan stenpelarförstärkt och oförstärkt jord visas i Tabell 6.1 konsolideringsgraden för oförstärkt jord respektive stenpelarförstärkt jord. Se Avsnitt 5.1.3, Tabell 5.11 och 5.12. I Figur 6.6 åskådliggörs dessa siffror i diagramform.



Tabell 6.1. Konsolideringsgrad för oförstärkt respektive stenpelarförstärkt jord.

t(dagar)	U för oförstärkt jord	U för stenpelarförstärkt jord
1	1,3%	1,3%
15	5,1%	18,1%
30	7,2%	33,0%
45	8,8%	45,2%
60	10,2%	55,1%
75	11,4%	61,2%
100	13,2%	67,9%
115	14,1%	73,7%
130	15,0%	78,5%
145	15,9%	82,4%
160	16,7%	85,6%
175	17,4%	88,2%
190	18,2%	90,3%
205	18,9%	92,1%
220	19,5%	93,5%
240	20,4%	94,7%
255	21,0%	95,9%
270	21,6%	96,7%
300	22,8%	97,3%
330	23,9%	98,2%
365	25,2%	98,8%
380	25,7%	99,2%
730	35,6%	99,4%
1825	56,1%	100,0%
3650	76,2%	100,0%
14600	99,4%	100,0%
36500	100,0%	100,0%



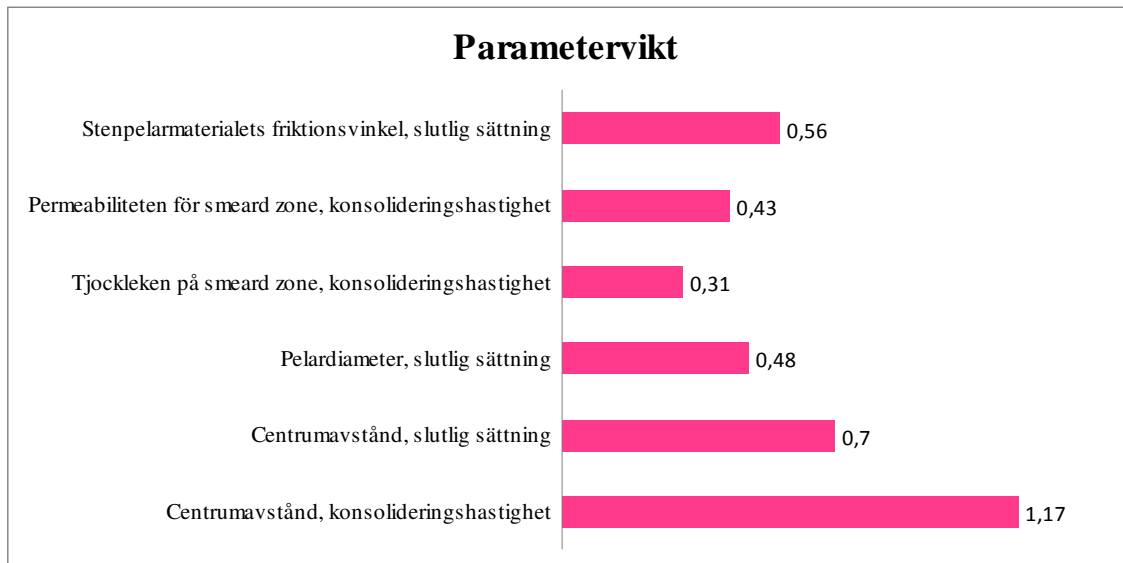
Figur 6.6. Konsolideringsgraden för oförstärkt och förstärkt lera. X-axeln presenteras i logaritmisk skala.

Figur 6.6 ovan illustrerar att konsolideringen sker betydligt fortare i den stenpelarförstärkta jorden än i den oförstärkta jorden. Efter ett år är konsolideringsgraden 100 % i den förstärkta leran medan den oförstärkta leran uppnått endast 25 % av sin slutsättning.

Den konsolideringspåskyndande effekten som är en av de största fördelarna med stenpelare är svår att översätta i monetära fördelar. Vid jämförelse av olika grundförstärkningsmetoder kan därför denna effekt lätt förbises. Att tidigt uppnå en hög konsolideringsgrad är mycket önskvärt. Med stenpelare kommer det ett år efter det att sista laststeget är pålastat nästan inte bli någon ytterligare sättning. Vid stora vägprojekt som i detta fall där byggnationen pågår under flera år betyder det att nästan all sättning hinner uppstå innan vägen är färdigbyggd. Att jämna till de få centimeter som kan uppstå i slutskedet av byggtiden innan asfalten läggs ut är betydligt billigare än att under en period av upp till 50 år lägga på 30-40cm asfalt för att vägen aldrig tycks sluta sätta sig.

### 6.3 Parametervikt

För att kunna jämföra de olika parametrarna med varandra visas de i Figur 6.7. Om en parameter har en viktfaktor som är större än 1 betyder det att en förändring av denna parameter medför en större inverkan på resultatet än själva förändringen. Om vikt faktorn är mindre än ett så betyder det istället att en förändring av parametern kommer ge en procentuellt mindre förändring av slutresultatet än vad förändringen av parametern var.



Figur 6.7. Olika parametrars vikt för slutresultatet. Efter varje parameter anges på vilket sätt den påverkar beräkningarna. Med konsolideringshastigheten menas här konsolideringsgraden efter belastning i 100 dagar.

Som synes i diagrammet är centrumavståndet av störst vikt av de jämförda parametrarna. Ett problem uppstår när vissa viktfaktorer skall beräknas. I Figur 6.7 ses att centrumavstånd och smeard zone har getts två olika vikter. I centrumavståndets fall uppkommer det två olika vikter på grund av att centrumavståndet inverkar på två olika fenomen, både på konsolideringsgraden efter en viss tid och på den slutliga sättningen.

Det kan tyckas att de två skulle kunna multipliceras ihop men detta skulle ge en felaktig bild. Vad som händer när centrumavståndet minskas är att vattnet som befinner sig i porerna får en kortare väg att transporteras. Snabbare avgång av porvatten står i direkt samband med snabbare konsolideringshastighet. Konsolideringsgraden vid en viss tidpunkt skulle öka om centrumavståndet minskas.

GRETA använder sig av centrumavståndet för att beräkna de slutliga sättningarna. Genom att sätta pelarna tätare minskar de totala sättningarna. Om de minskade sättningarna multiplicerades med den ökande konsolideringsgraden tar fördelarna ut varandra och parametervikten blir missvisande. Därför redovisas centrumavståndets vikt i två separata delar. Att addera dessa delar blir inte heller korrekt eftersom de är två olika fenomen som orsakar fördelarna.

För inverkan av smeard zone är viktfaktorn också uppdelad i två delar, zonens tjocklek och permeabiliteten. Båda faktorerna finns med i konsolideringsberäkningarna och de varieras separat. Anledningen till att just dessa två parametrar valdes var att de värden som använts i beräkningarna inte kommer från detta projektet utan från ett generellt exempel och är därför osäkra. Anledningen till att det inte finns data relaterat till projektet väg 73 beror på att smeard zone är svåridentifierad. Det existerar ingen tydlig gräns mellan zonen, pelaren och kringliggande jord. Av denna anledning ville vi se om parametervikten är stor för de två faktorerna. Om den hade blivit stor hade slutsatsen blivit att efterforskningar bör göras för att få fram exaktare värden på parametrarna. Nu uppstod dock det önskade fallet att vikterna visade sig vara små.

I beräkningarna har stempelarna antagits ha en konstant diameter över hela längden. Detta stämmer emellertid inte med verkligheten då pelardiametern beror av det ursprungliga motståndet i jorden. I verkligheten kommer pelarna att bli tjockare i lerlagren och smalare i de mer fasta jordarna. För att kontrollera hur god approximationen med konstant pelardiameter är görs en simulering i GRETA. Simuleringen görs för en pelare med två olika diametrar. En tjockare bit i lerlagren och en smalare i resterande delar av jorden. Resultatet visar att vikten av materialparametern inte är särskilt stor. Värt att notera är dock att sättningarna minskar med en varierande diameter jämfört med de första beräkningarna. Antagandet att stempelaren har en lika stor diameter över hela längden kan därför sägas vara på den säkra sidan eftersom det ger sättningar som är något större än vid varierande diameter. Se Kapitel 5.6.2.

Friktionsvinkeln för stempelarmaterialet var en parameter som antogs ha liten betydelse men den togs med eftersom vi själva hade svårt att säga något om storleken på parametern. Värdet är taget direkt ur andra dimensioneringsberäkningar som har utförts för väg 73. Resultatet av känslighetsanalysen blev att friktionsvinkeln hade den tredje största viktfaaktorn av de kontrollerade parametrarna. Vikten ligger långt under värdet 1.0, som representerar att en ändring i parametern ger en lika stor ändring i resultatet, men är ändå en parameter som bör bestämmas lite noggrannare än t.ex. smeard zone.

# Kapitel 7

## 7.1 Slutsatser

De sättningsberäkningar som stämmer bäst överens med de verkligt uppmätta resultaten är de som är baserade på kompressionsmodulen  $M_L$ . Det skiljer dock inte särskilt mycket mellan de olika modulerna. Vid tidpunkten för färdigställandet av detta examensarbete har det endast gjorts ett begränsat antal mätningar under de första två laststegen. Det går därför inte att säga vilken modul som i slutänden ger bäst resultat. Fler mätningar måste göras under en längre tidsperiod för att bekräfta eller förkasta påståendet att  $M_L$  ger de mest sanningsenliga sättningarna för detta projekt. Anledningen till att sättningarna inte varierar så mycket beroende på modulerna är att förkonsolideringstrycket knappt har överskridits vid tidpunkten för mätningarna. Mätningar längre fram i tiden kommer antagligen att visa att  $M_{uv}$  är en bättre uppskattning.

Beroende på hur stor felmarginal som är acceptabel kan geoteknikern välja själv vilken modul som han/hon vill använda sig av. Vid variationskänsliga konstruktioner såsom byggnader är det lämpligt att använda mer avancerade beräkningar medan vägar som har en relativt flexibel överbyggnad kan beräknas med enklare metoder. Om  $M_{uv}$  bedöms för avancerad att använda rekommenderas att sättningsberäkningarna utförs med  $M_L$  som kompressionsmodul.  $M_L$  är den modul som ger störst sättningar och därmed är beräkningen på säkra sidan. Skillnaderna i sättningar mellan de olika modulerna har i våra beräkningar varierat mellan 0-20 %.

Av de parametrar som testats i denna rapport är det centrumavståndet mellan pelarna som har störst inverkan på beräknad konsolideringshastighet och slutlig sättning. Om dimensioneringskraven inte uppfylls vid den initiala beräkningen är det denna faktor som konstruktören bör ändra för att få största möjliga ändring av slutlig sättning. Ett minskat  $c/c$  – avstånd ger en ökad konsolideringshastighet och en minskad total sättning. Parametrarna som rör smear zone är de parametrar som spelar minst roll enligt vår undersökning och är också den som är svårast att bestämma. Smear zone som utgör gränsoområdet mellan stenpelare och omkringliggande jord, har antagits efter exempel enligt Han och Ye:s teorier. Våra undersökningar visar att dessa parametrar även i fortsättningen kan approximeras med mindre noggrannhet än övriga parametrar.

Tidsberoende sättningar behandlas inte av beräkningsprogrammet GRETA utan måste beräknas separat. I detta examensarbete har konsolideringsgraden beräknats med hjälp av Han och Ye:s teorier kombinerat med en superpositioneringsprincip för att beakta pålastning i olika laststeg. Metoden har visat sig fungera väl då de uppmätta sättningarna efter att laststeg 2 har påförts stämmer väl överens med våra beräkningar.

Beräkningsprogrammet GRETA uppfyller långt ifrån alla önskemål som kan ställas på ett dimensioneringsprogram. För att programmet skall bli optimalt för stenpelarförstärkning även för svenska förhållanden borde formler för sättningsberäkningar programmeras så att användaren inte blir tvingad att ange ett spänningsberoende konstant värde på jordens kompressionsmodul. Detta skulle spara mycket tid för användaren. GRETAS användbarhet skulle i hög grad kunna förbättras också genom att föra in formler för beräkning av tidsberoende sättningar samt genom att föra in en superpositioneringsprincip. Denna princip möjliggör för beräkningar med andra lastfall än de med konstant belastning.

En fördel med stenpelare som inte diskuterats i någon större utsträckning i detta examensarbete är den miljövänliga aspekten. Stenpelare består enbart av material som kan hämtas från väglinjen eller från närliggande stenbrott och är betydligt miljövänligare än cementbaserade alternativ såsom kc-pelare eller betongpålar. I dagens mer och mer miljö- och energimedvetna samhälle torde det bara vara en tidsfråga innan sådana aspekter kommer att spela en stor roll även inom grundläggningsteknik.

## Referenser

### **Böcker**

Axelsson, Kennet (2005): *Introduktion till Geotekniken jämte byggnadsgeologin, jordmaterialläran och jordmekaniken*, Uppsala universitet

Coduto, Donald P (1999): *Geotechnical engineering, Principles and practises*, Prentice-Hall Inc, New Jersey

Sällfors Göran (2001): *Geoteknik, Jordmateriallära – Jordmekanik*, 3e upplagan, Göteborg

Terzaghi Karl (1966): *Theoretical soil mechanics*, John Wiley and sons Inc. 14<sup>th</sup> ed, New York

### **Artiklar**

McCabe, Bryan A., McNeill, James A., Black, Jonathan A. (2007): *Ground Improvement using the vibro-stone column technique*, Geotechnical Society of Ireland, 15<sup>th</sup> ed, NUI Galway

Collin, James G., Han, J., Huang, J: *Geosynthetic-Reinforced Column-Support Embankment Design Guidelines*

Greenwood, D.A., Kirsch, K. (1983): *Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Methods*, Technical paper 11-53E, Keller Grundbau GmbH, London

Lunds Tekniska Högskola: *Formelsamling Geoteknik*, Malmö

GEOStat (2003): *Program manual GRETA*, Version 040115

Han, J., Ye, S.L (2002): *A theoretical solution for consolidation rates of stone column reinforced foundations accounting for smear and well resistance effects*, Tongji university, Shanghai

Hayward Baker Inc (2004): *Vibro Systems*

Keller Publication: *Deep Vibro Technique*, Technical paper Keller Grundbau 10-02E

McCabe, B, McNeill, J, Black, J, (2007): *Ground improvement using the vibro-stone column technique*, The institution of engineers of Ireland

Raju V.R. Alam, M. Ha, P (1997): *Vibro Replacement – a technique for extensive ground improvement works in very soft cohesive soils at the Shah Alam Expressway*, Technical paper 12-65E, Keller (M) Sdn.Bhd, Kuala Lumpur

Svenska Geotekniska Föreningen, (2001): *Fälthandbok, miljötekniska markundersökningar 1:2001*, Linköping

Larsson, R., Matsson, H (2003): *Settlement and shear strength increase below embankment*, Swedish Geotechnical Institute, Report 63, Linköping

### **Internet**

Stockholmshamn

2007-09-24

- [http://www.stockholmshamn.se/intranet/content.nsf/vwAttachments/V%C3%A4g73%20objektsbeskrivning.pdf/\\$FILE/V%C3%A4g73%20objektsbeskrivning.pdf](http://www.stockholmshamn.se/intranet/content.nsf/vwAttachments/V%C3%A4g73%20objektsbeskrivning.pdf/$FILE/V%C3%A4g73%20objektsbeskrivning.pdf)

Statens Geologiska Institut

2007-11-13

- <http://www.swedgeo.se/upload/publikationer/Varia/pdf/SGI-V570.pdf>,

Svenska Geotekniska Föreningen

2007-11-13

- (a): <http://www.sgf.net/home/page.asp?sid=862&mid=2&PageID=19357>
- (b): <http://www.sgf.net/home/page.asp?sid=862&mid=2&PageID=19337>
- (c): [http://www.sgf.net/addon/rapporter/sgf\\_r1\\_2001.pdf](http://www.sgf.net/addon/rapporter/sgf_r1_2001.pdf)

Plaxis

2008-02-15

- [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl)

### **Bildkällor**

www.e6.se

2007-12-12

www.solarnavigator.net

2007-12-12

- ([www.solarnavigator.net/geography/pisa.htm](http://www.solarnavigator.net/geography/pisa.htm))

Hercules Grundläggning

2007-11-13

- [http://www.hercules.se/templates/GenericPage\\_\\_\\_\\_5150.aspx](http://www.hercules.se/templates/GenericPage____5150.aspx)

Bygghandlingar väg 73

### **Muntliga källor**

Dahlström Marcus(2007), Geotekniker, LCM AB, Lindome

Gustafsson Per Johan (2007), Professor Byggnadsmekanik, Lunds Tekniska Högskola



# Bilaga 1

Slangsättningsmätningar för sektion 16/743, slang mellan pelarrader.

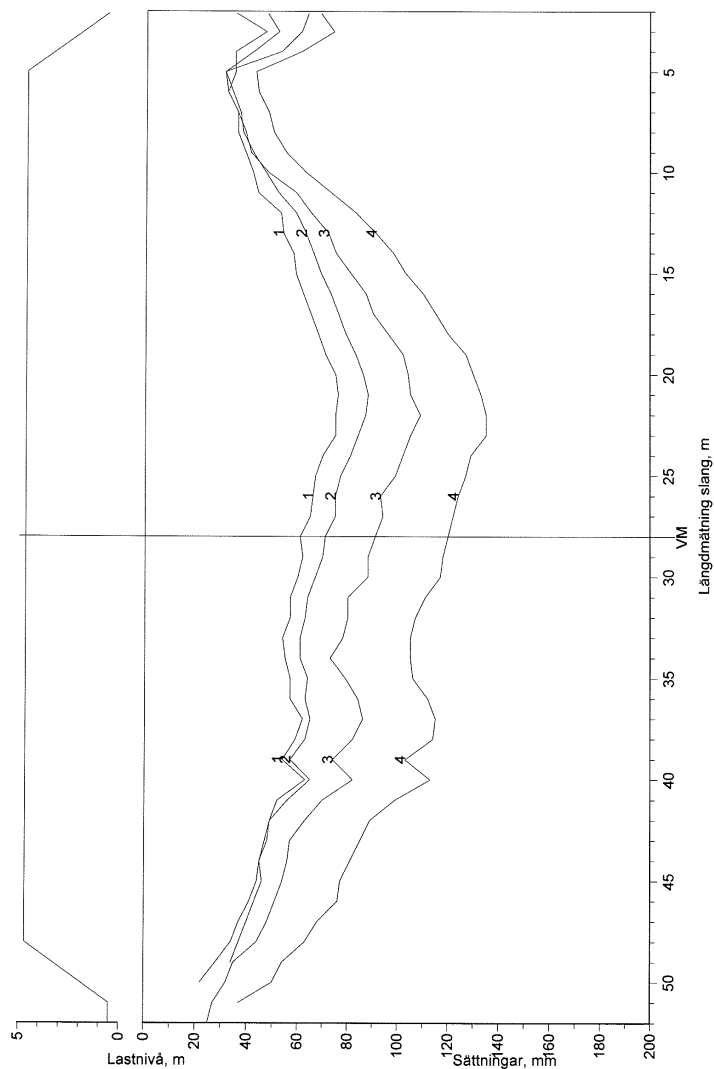
Projektnummer: VÅG 73,ÅLGVIKEN-FORS

VÅG 73,ÅLGVIKEN-FORS  
Sektion: 16-743HMSP

## Teckenförklaring

Avvägd last: 2007-11-21

Nummer	Datum	Dagar	Ref-m
1	2007-09-04		27
2	2007-10-01		42
3	2007-10-16		71
4	2007-11-14		85



## Bilaga 2

Beräkningsark för framtagning av utvärderad kompressionsmodul, sektion 16/743, vägmitt.

<b>sektion</b>	<b>markyta</b>	<b>grundvattenyta</b>
16/743	15,3	12,3

Varvig torrskorpelera  
med enstaka  
sand/siltskikt  
varvig lera med tunna  
siltskikt  
Antaget lager, sandig silt  
Moränlager(fast botten)

djup	nivå	$\gamma$	$\gamma'$	$\tau$	$c'$	$\phi'$	w	w <sub>L</sub>	u
-0,5	14,8	19,3	19,3	110,0	6,0	30,0			0
-1,5	13,8	19,3	19,3	110,0	6,0	30,0			0
-2,5	12,8	19,3	19,3	110,0	6,0	30,0			0
-3,5	11,8	18,3	11,4	32,6	5,7	30,0			5,00
-4,5	10,8	18,3	11,4	32,6	5,4	30,0			15,00
-5,5	9,8	18,3	11,4	32,6	4,4	30,0			25,00
-6,5	8,8	18,3	11,4	32,6	3,9	30,0			35,00
-7,5	7,8	17,6	11,0	31,6	3,1	30,0			45,00
-8,5	6,8	17,6	11,0	31,6	3,4	30,0			55,00
-9,5	5,8	20	12,5		2,0	33,0			65,00
-10,5	4,8	20	12,5		2,0	33,0			75,00
-11,5	3,8	20	12,5		2,0	33,0			85,00
-12,5	2,8	20	12,5		2,0	33,0			95,00
-13,5	1,8	20	12,5		2,0	33,0			105,00
-14,5	0,8	20	12,5		2,0	33,0			115,00
-15,5	-0,2	20	12,5			35,00			125,00

djup	Laststeg 1				Laststeg 2			
	$\Delta\sigma'_1$	$\Delta\sigma'_2$	$\Delta\sigma'_3$	sättning	$\Delta\sigma'_1$	$\Delta\sigma'_2$	$\Delta\sigma'_3$	sättning
0,5	49	0	0	0,0049	87	0	0	0,0087
1,5	49	0	0	0,0049	87	0	0	0,0087
2,5	49	0	0	0,0049	87	0	0	0,0087
3,5	49	0	0	0,008305	87	0	0	0,014746
4,5	49	0	0	0,009074	87	0	0	0,016111
5,5	49	0	0	0,0098	66,85	20,15	0	0,029779
6,5	43,55	5,45	0	0,013328	43,55	43,45	0	0,030346
7,5	9,405	39,595	0	0,020083	9,405	77,595	0	0,0371
8,5	10,165	38,835	0	0,019933	10,165	76,835	0	0,03695
9,5				0,004083				0,00725
10,5				0,004083				0,00725
11,5				0,004083				0,00725
12,5				0,004083				0,00725
13,5				0,004083				0,00725
14,5				0,004083				0,00725
15,5				0,0014				0,002486
				<b>0,121123</b>				<b>0,237118</b>

### Kompressionsmoduler till Greta

	Laststeg 1			Laststeg 2		
	$\epsilon$	$\sigma$	E	$\epsilon$	$\sigma$	E
1	0,005	49	10000	0,009	87	10000
2	0,009	49	5639	0,015	87	5639
3	0,012	49	4237	0,030	87	2894
4	0,020	49	2449	0,037	87	2350
5	0,004	49	12000	0,007	87	12000
6	0,001	49	35000	0,002	87	35000

$\sigma_z$	$\sigma'_z$	$\sigma'_L$	m	E	$M_0$	$M_L$	$M'$	$\sigma'_c$	$\Delta\sigma_1$
9,65	9,65	270			10000	2312	18,8	200	49
28,95	28,95	270			10000	2312	18,8	200	49
48,25	48,25	270			10000	2312	18,8	200	49
66,55	61,55	270			5900	2312	18,8	190	49
84,85	69,85	260			5400	2912	19,3	181	49
103,15	78,15	190			5000	1228	17,1	145	49
121,45	86,45	210			4000	2233	11,8	130	49
139,05	94,05	210			4000	2233	11,8	103	49
156,65	101,65	210			4000	2233	11,8	112	49
176,65	111,65	210		12000	4000	2233	11,8	123	49
196,65	121,65	210		12000	4000	2233	11,8	134	49
216,65	131,65	210		12000	4000	2233	11,8	145	49
236,65	141,65	210		12000	4000	2233	11,8	210	49
256,65	151,65	210		12000	4000	2233	11,8	210	49
276,65	161,65	210		12000	4000	2233	11,8	210	49
296,65	171,65	210		35000	4000	2233	11,8	210	49

**Laststeg 3**

**Laststeg 4**

$\Delta\sigma'_1$	$\Delta\sigma'_2$	$\Delta\sigma'_3$	sättning	$\Delta\sigma'_1$	$\Delta\sigma'_2$	$\Delta\sigma'_3$	sättning
125	0	0	0,0125	163	0	0	0,0163
125	0	0	0,0125	163	0	0	0,0163
125	0	0	0,0125	163	0	0	0,0163
125	0	0	0,021186	128,45	34,55	0	0,036715
111,15	13,85	0	0,02534	111,15	51,85	0	0,038389
66,85	45	13,15	0,059848	66,85	45	51,15	0,081466
43,55	80	1,45	0,047361	43,55	80	39,45	0,062761
9,405	106,545	9,05	0,054024	9,405	106,545	47,05	0,068883
10,165	98,185	16,65	0,053658	10,165	98,185	54,65	0,068012
			0,010417				0,013583
			0,010417				0,013583
			0,010417				0,013583
			0,010417				0,013583
			0,010417				0,013583
			0,010417				0,013583
			0,003571				0,004657
			<b>0,364988</b>				<b>0,491282</b>

**Laststeg 3**

**Laststeg 4**

$\epsilon$	$\sigma$	E	$\epsilon$	$\sigma$	E
0,013	125	10000	0,016	163	10000
0,023	125	5373	0,038	163	4341
0,054	125	2332	0,072	163	2260
0,054	125	2322	0,068	163	2381
0,010	125	12000	0,014	163	12000
0,004	125	35000	0,005	163	35000

$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	$\Delta\sigma_4$	$\Delta\sigma_5$	$\Delta\sigma_6$	$\Delta h$	$\Delta\sigma_1+\sigma'z$	$\Delta\sigma_2+\sigma'z$	$\Delta\sigma_3+\sigma'z$	$\Delta\sigma_4+\sigma'z$
87	125	163	190	174	1	59	97	135	173
87	125	163	190	174	1	78	116	154	192
87	125	163	190	174	1	97	135	173	211
87	125	163	190	174	1	111	149	187	225
87	125	163	190	174	1	119	157	195	233
87	125	163	190	174	1	127	165	203	241
87	125	163	190	174	1	135	173	211	249
87	125	163	190	174	1	143	181	219	257
87	125	163	190	174	1	151	189	227	265
87	125	163	190	174	1	161	199	237	275
87	125	163	190	174	1	171	209	247	285
87	125	163	190	174	1	181	219	257	295
87	125	163	190	174	1	191	229	267	305
87	125	163	190	174	1	201	239	277	315
87	125	163	190	174	1	211	249	287	325
87	125	163	190	174	1	221	259	297	335

Laststeg 5					Färdig Bank				
$\Delta\sigma'_1$	$\Delta\sigma'_2$	$\Delta\sigma'_3$	sättning		$\Delta\sigma'_1$	$\Delta\sigma'_2$	$\Delta\sigma'_3$	sättning	
190	0	0	0	0,019	174	0	0	0	0,0174
190	0	0	0	0,019	174	0	0	0	0,0174
190	0	0	0	0,019	174	0	0	0	0,0174
128,45	61,55	0	0	0,048393	128,45	45,55	0	0	0,041473
111,15	78,85	0	0	0,047661	111,15	62,85	0	0	0,042166
66,85	45	78,15	0,093075	0,093075	66,85	45	62,15	0,086477	0,086477
43,55	80	66,45	0,072218	0,072218	43,55	80	50,45	0,066742	0,066742
9,405	106,545	74,05	0,078052	0,078052	9,405	106,545	58,05	0,072739	0,072739
10,165	98,185	81,65	0,07691	0,07691	10,165	98,185	65,65	0,07175	0,07175
			0,015833	0,015833				0,0145	0,0145
			0,015833	0,015833				0,0145	0,0145
			0,015833	0,015833				0,0145	0,0145
			0,015833	0,015833				0,0145	0,0145
			0,015833	0,015833				0,0145	0,0145
			0,015833	0,015833				0,0145	0,0145
			0,005429	0,005429				0,004971	0,004971
			<b>0,573737</b>					<b>0,525518</b>	

Laststeg 5				Färdig bank			
$\epsilon$	$\sigma$	E		$\epsilon$	$\sigma$	E	
0,019	190	10000		0,017	174	10000	
0,048	190	3956		0,042	174	4161	
0,083	190	2299		0,077	174	2271	
0,077	190	2452		0,072	174	2408	
0,016	190	12000		0,015	174	12000	
0,005	190	35000		0,005	174	35000	

