

# Kompressionsegenskaper hos sulfidjordar

*En fält- och laboratoriestudie av provbankar*



Mattias Andersson





# Kompressionsegenskaper hos sulfidjordar

*En fält- och laboratoriestudie av provbankar*

Mattias Andersson

Luleå tekniska universitet  
Institutionen för samhällsbyggnad och naturresurser  
Avdelningen för Geoteknologi

Tryck: Universitetstryckeriet, Luleå

ISSN: 1402-1757

ISBN 978-91-7439-480-1

Luleå 2012

[www.ltu.se](http://www.ltu.se)

## *Förord*

Denna licentiatuppsats är en del av ett forskningsprojekt som handlar om sättningar i sulfidjord. Licentiatuppsatsen behandlar ämnet kompressionsegenskaper hos sulfidjordar och är en fält- och laboratoriestudie av två i projektet byggda provbankar i det nya av Statens geotekniska institut (SGI) etablerade provfältet i Lampen strax norr om Kalix.

Arbetet är utfört på Statens geotekniska institut i Linköping och vid avdelningen för geoteknologi på Luleå tekniska universitet (LTU). Finansiärer av projektet är Trafikverket, Statens geotekniska institut, Svenska byggbranschens utvecklingsfond och Luleå tekniska universitet.

Jag vill tacka min huvudhandledare, Tekn. Dr. Bo Westerberg SGI/LTU, projektledare för forskningsprojektet Sättningar-sulfidjord, för hans engagemang i licentiatarbetet genom värdefulla synpunkter och kommentarer samt granskning av text. Jag vill även tacka Karl-Gustav Joelsson SGI för all hjälp med fältutrustningar och fältinstallationer samt min biträdande handledare Per-Evert Bengtsson SGI. Ett tack också till Rolf Larsson SGI och biträdande handledare Professor Sven Knutsson LTU för deras stöd och diskussioner av projektet.

Ett särskilt tack riktas också till infrastrukturprojektet Haparandabanan och Trafikverkets personal som hjälpte till med fältinsatser vid uppbyggnad av provbankarna och ekonomiskt gjorde bygget av provbankarna möjligt. Tack också till markägaren som upplåter området med provfältet för forskningsändamål.

Jag vill även tacka Thomas Forsberg och Ulf Stenman på Complab, Markku Jämsä på Tyréns samt Erik Andersson och Lars Eriksson på MRM konsult för deras insatser vid fält- och laboratorieförsök. Tack också till alla övriga personer som på ett eller annat sätt bidragit till projektets genomförande.

Ett tack riktas även till projektets referensgrupp för kommentarer, resonemang och frågor kring arbetet. I referensgruppen har ingått Leif Jendeby, Trafikverket, Jonas Sjöberg, Trafikverket, Sven Liedberg, Skanska och Peter Claesson, Skanska.

Och sist men inte minst ett stort tack till min familj och arbetskamrater som uppmuntrat och gett mig stöd till att genomföra projektet.

Linköping, september 2012

Mattias Andersson



*Innehållsförteckning*

Förord	III
Innehållsförteckning	V
Sammanfattning	IX
Abstract	XI
Symbollista	XIII
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Mål och syfte	1
1.3 Omfattning och avgränsningar	2
2 Sulfidjordar	3
2.1 Inledning	3
2.1.1 Allmänt	3
2.1.2 Bildning, förekomst och utbredning	4
2.1.3 Geotekniska egenskaper	7
2.2 Kompressionsegenskaper hos sulfidjordar med fokus på krypegenskaper	8
2.2.1 Inledning	8
2.2.2 Primär och sekundär konsolidering	8
2.2.3 Sulfidjordar	10
3 Fält- och laboratorieförsök	17
3.1 Inledning	17
3.2 Fältundersökningar	17
3.2.1 Omfattning och lokalisering	17
3.2.2 CPT-sondering	19
3.2.3 Vingförsök	20
3.2.4 Kolvprovtagning	20
3.2.5 Sticksondering	20
3.2.6 Torvprovtagning	21
3.2.7 Densitetsbestämning i fält	22
3.2.8 Mätning av portryck	24
3.2.9 Mätning av temperaturer i jord och luft	25
3.3 Laboratorieundersökningar	26
3.3.1 Laboratorier	26
3.3.2 Rutinförsök	26
3.3.3 Bestämning av järn- och svavelhalt samt organisk halt	27
3.3.4 Sedimentationsanalyser	27
3.3.5 CRS-försök	28
3.3.6 Försök i ödometerutrustning	29
3.3.7 Permeabilitetsförsök	31
3.3.8 Direkta skjuvförsök	33
3.3.9 Proctorpackning	35
3.3.10 Kompressionsförsök på torvprover	36

4	Instrumentering och byggnation av provbankar.....	39
4.1	Instrumentering.....	39
4.1.1	Horisontalslangar .....	40
4.1.2	Markpeglar .....	41
4.1.3	Bälgslangar.....	42
4.1.4	Skruvpeglar .....	44
4.1.5	Inklinometrar.....	45
4.1.6	Marktrycksgivare av typ Freyssinet.....	48
4.1.7	Portrycksspetsar .....	48
4.1.8	Installation av fast fix.....	50
4.2	Byggnation av provbankarna.....	50
5	Resultat.....	59
5.1	Fältundersökningar .....	59
5.1.1	CPT-sonderingar .....	59
5.1.2	Vingförsök.....	63
5.1.3	Bestämning av jordlagerföljd och jorddjup.....	65
5.1.4	Densitetsbestämning i fält .....	67
5.2	Laboratorieundersökningar.....	68
5.2.1	Basegenskaper .....	68
5.2.2	Odränerad skjuvhållfasthet och sensitivitet från fallkonförsök.....	70
5.2.3	Kornfördelning .....	72
5.2.4	Järn- och svavelhalt samt organisk halt.....	73
5.2.5	Benämning av sulfidjorden i Lampen .....	75
5.2.6	Kompressionsegenskaper från CRS-försök .....	75
5.2.7	Kompressionsegenskaper från stegvisa ödometerförsök .....	81
5.2.8	Krypegenskaper.....	86
5.2.9	Av- och pålastningsegenskaper .....	91
5.2.10	Permeabilitet från permeabilitetsförsök .....	93
5.2.11	Hållfasthetsegenskaper från direkta skjuvförsök .....	94
5.2.12	Packningsegenskaper hos bankmaterial .....	97
5.2.13	Kompressionsegenskaper hos torvprover.....	98
5.3	Fältmätningar.....	101
5.3.1	Horisontalslangar .....	101
5.3.2	Markpeglar .....	105
5.3.3	Bälgslangar.....	111
5.3.4	Skruvpeglar .....	112
5.3.5	Inklinometrar.....	114
5.3.6	Marktrycksgivare av typ Freyssinet.....	118
5.3.7	Portryck .....	118
5.3.8	Temperatur, jord och luft .....	124
6	Sättningsprognostisering .....	129
6.1	Inledning .....	129
6.2	Förutsättningar och indata .....	129
6.3	Resultat och analys av sättningsberäkningar .....	133
7	Erfarenheter och diskussion .....	137
7.1	Provtagning och hantering av prover.....	137
7.2	Installation av mätutrustning .....	138
7.3	Byggnation av provbankar.....	139
7.4	Fältmätningar.....	141
7.5	Egenskaper och parametrar .....	147



8	Slutsatser .....	157
9	Referenser.....	159

**Bilaga 1 – Resultat från CRS-försök**

**Bilaga 2 – Resultat från stegvisa ödometerförsök**

**Bilaga 3 – Resultat från krypförsök**

**Bilaga 4 – Resultat från av- och pålastningsförsök**

**Bilaga 5 – Resultat från permeabilitetsförsök**



## Sammanfattning

I denna licentiatuppsats redovisas arbetet med och resultaten av uppbyggnaden av två provbankar på sulfidjord vid nya provfältet i Lampen strax utanför Kalix intill nya Haparandabanan.

Huvudsyftet med licentiatarbetet var att förbättra kunskapen om sulfidjordars kompressionsegenskaper med fokus på krypegenskaper. Ett annat syfte var att etablera ett provfält med väl instrumenterade provbankar där sättningar och portryck kan följas upp under många årtionden.

Arbetet med själva provbankarna har omfattat instrumentering och byggande samt mätningar av deformationer, porvattentryck och jordtemperaturer. Fältundersökningar av sulfidjordens egenskaper har utförts huvudsakligen genom CPT-sondering, vingförsök och kolvprovtagning. Ett omfattande program med laboratorieförsök innehållande bl.a. stegvisa ödometerförsök, CRS-försök, krypförsök, permeabilitetsförsök och odränerade direkta skjuvförsök, har utförts för bestämning av kompressions- och hållfasthetsegenskaper. I arbetet har ingått en litteraturstudie av sulfidjordar med fokus på kompressionsegenskaper. En första enkel endimensionell beräkning har genomförts av provbankarnas sättningar avseende storlek och tidsförlopp.

Instrumenteringen och byggnationen av provbankarna har efter noggranna förberedelser utförts som planerat. De olika mätutrustningarna som horisontalslangar, bälgslangar, markpeglar, skruvpeglar och inklinometrar, vilka är installerade i bankarna och underliggande sulfidjord för att mäta rörelser (deformationer) i jorden, har överlag gett mätvärden som är i förväntad storleksordning och vars beteenden kan förklaras med jordmekaniska teorier. Portrycksresponsen i den underliggande sulfidjorden är kopplad till pålagd last orsakad av bankarna och effektivspänningsförhållandena i fält. Resultaten från portrycksmätningarna är jämförbara med tidigare erfarenheter från belastningsförsök på finkorniga jordar.

Ett stort antal CRS-försök och stegvisa ödometerförsök har utförts för att studera kompressionsegenskaper och utvärdera olika parametrar hos sulfidjorden. Det har varit möjligt att utvärdera förkonsolideringstrycket från samtliga CRS-försök, vilket tyder på en bra provkvalitet dvs. en väl utförd kolvprovtagning och efterföljande provhantering. Vid en jämförelse mellan CRS-försöken och stegvisa ödometerförsöken gav de senare ett något högre värde på förkonsolideringstrycket.

Från de stegvisa ödometerförsöken har kryppparametrarna,  $\alpha_{s,max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$ , utvärderats och de visar att för sulfidjorden i Lampen är värdena på dessa parametrar något högre än vad tidigare erfarenheter av sulfidjord har visat. Detta visar att det kan vara relativt stora skillnader i krypegenskaper mellan olika lokaler med sulfidjord och att stegvisa ödometerförsök bör utföras i de fall krypsättningar är av intresse.

De totala beräknade sättningarna efter 50 år är för de två provbankarna i Lampen mellan 1,12 - 1,35 m, med bankhöjderna 1,5 m respektive 2,0 m. De utförda uppföljningsmätningarna visade vid det senaste mättillfället, dvs. 420 dygn efter påbörjad uppfyllnad av bankarna, att de största uppmätta sättningarna av den ursprungliga markytan var mellan 0,34 – 0,38 m. I en jämförelse med de beräknade resultaten var dessa något större, då beräkningarna efter samma tidpunkt ger sättningar i storleksordningen 0,26 – 0,30 m.

Ett omfattande experimentellt underlag för framtiden har tagits fram avseende kompressionsegenskaper inklusive krypegenskaper hos aktuella typer av sulfidjordar med tillämpning på sättningsberäkningar av bankar.

## *Abstract*

In this licentiate thesis is presented the work and the results of the construction of two test embankments on sulphide soils at the test field in Lampen outside the city of Kalix next to the new rail road Haparandabanan.

The main purpose of the licentiate thesis work was to improve the knowledge of compression properties of sulphide soils, with focus on the creep properties. Another aim was to establish a test field with extensive instrumented test embankments where settlements and pore pressures can be measured during many decades.

The work with the test embankments has included instrumentation and construction as well as measurements of deformations, pore water pressures and soil temperatures. Field investigations of the properties of the sulphide soil have been performed mainly by CPT-sounding, field vane test and Swedish piston sampling. An extensive program of laboratory tests, mainly through oedometer tests, both incremental loading and constant rate of strain, permeability tests and undrained direct simple shear tests, was conducted for the determination of compression and strength properties. In this work a literature review was performed with the subject sulphide soils and focusing on compression properties. A first simple one-dimensional calculation of the total settlements of the test embankments was carried out regarding the magnitude and the time dependency.

The instrumentation and the construction of the test embankments have been carefully planned and were carried out as planned. The different measuring equipment as settlement hoses, bellow hoses, settlement gauges and inclinometers, which are installed in the embankments and the underlying sulphide soil to measure deformations in the soil, overall has given the expected values and the behaviour can be explained by theories of soil mechanics. The pore pressure responses in the underlying sulphide soil are related to the applied load caused by the mass of the embankments and the effective stresses in the soil. The results of the pore pressure measurements are comparable with previous experiences of the behaviour of load testing on fine-grained soils.

Many oedometer tests, incremental loading and constant rate of strain (CRS), have been performed to study the compression properties of the sulphide soil and to evaluate different parameters. It has been possible to identify and evaluate the preconsolidation pressure from all the CRS oedometer tests, which indicates a good quality of the soil samples, .i.e. a well performed piston sampling and following handling of the soil samples. In comparison between the two different oedometer tests, incremental loading and constant rate of strain, the first one gave a slightly higher value of evaluated preconsolidation pressure.

From the incremental loading tests the creep parameters,  $\alpha_{s,max}$  and  $\beta_{\alpha_s}$ , were evaluated and they indicate that the values of these parameters in the sulphide soil from Lampen are slightly higher than the previous experiences of sulphide soils have shown. This implies that it can be relatively large differences in creep properties between different sites with sulphide soils and that incremental loading tests should be performed in the cases when creep settlements are of interest

The total calculated settlements of the two embankments in Lampen after 50 years are between 1.12 and 1.35 m, with the heights 1.5 m and 2.0 m respectively of the embankments.

The performed measurements of the settlements showed at the time for the latest measurements, i.e. 420 days after the start of the construction of the embankments, that the largest measured settlements of the ground surface were between 0.34 and 0.38 m. In comparison with the calculated results, these values were slightly higher, since the calculations for the same time give settlements in the order of 0.26 to 0.30 m.

In this work an extensive experimental basis for the future has been created for compression properties including creep properties of the investigated types of sulphide soils, with applications to settlement calculations of embankments.

## *Symbollista*

### Romerska bokstäver

$C_\alpha$	Sekundära kompressionsindex
$c_u$	Odränerad skjuvhållfasthet
$c_v$	Konsolideringskoefficient i vertikalled
$c_{v,min}$	Konsolideringskoefficient i vertikalled, minvärde
$e$	Portal
$e_0$	Initiellt portal
$K_0$	Jordtryckskoefficient
$k$	Permeabilitet
$k_i$	Initiell permeabilitet
$N_{kt(c_u)}$	Konfaktor vid utvärdering av odränerad skjuvhållfasthet från CPT-sondering
$M_0$	Kompressionsmodul för spänningar under förkonsolideringstrycket
$M_L$	Kompressionsmodul för spänningar strax över förkonsolideringstrycket
$M'$	Modultal, för spänningar över gränstrycket
$m$	Massa prov
$m_s$	Massa torkat prov, torkat i 105 °C under ett dygn
$m_w$	Massa vatten, dvs. $m - m_s$
$q_t$	Totalt spetsmotstånd vid CPT-sondering
$R_D$	Packningsgrad
$S_t$	Sensitivitet
$V$	Specifik volym
$w$	Vattenkvot
$w_N$	Naturlig vattenkvot
$w_L$	Konflytgräns
$w_P$	Plasticitetsgräns

### Grekiska bokstäver

$\alpha_s$	Kryppparameter, koefficient för sekundär kompression
$\alpha_{s,max}$	Kryppparameter, koefficient för sekundär kompression vid förkonsolideringstrycket
$\alpha_t$	Kryppparameter i kryppningens andra fas, dvs. efter ”knyck” i tid – kompressionskurvan
$\alpha_{s,1}$	Kryppparameter då en ”knyck” har kunnat utvärderas på tid - kompressionskurvan, parameter innan knycken.
$\alpha_{s,2}$	Kryppparameter då en ”knyck” har kunnat utvärderas på tid - kompressionskurvan, parameter efter knycken.
$\beta_{\alpha_s}$	Kryppparameter, koefficient för förändringen av $\alpha_s$ med kompression
$\beta_k$	Koefficient för permeabilitetens förändring med kompressionen
$\Delta\sigma_{isotropt}$	Medelspänningsändring
$\Delta\sigma_1$	Ändring största huvudspänning (i aktuellt fall vertikalspänningsökning)
$\Delta\sigma_2$	Ändring mellersta huvudspänning (horizontalspänningsändring)
$\Delta\sigma_3$	Ändring minsta huvudspänning (horizontalspänningsändring)
$\Delta\sigma_v$	Totalspänningsändring i vertikalled
$\sigma'_{v,10 mån}$	Effektivspänning i vertikalled, 10 månader efter lastpåläggning
$\Delta u$	Portrycksändring
$\Delta u_{upplastning}$	Portrycksändring vid upplastning
$\Delta u_{efter 10 mån}$	Aktuell portrycksändring 10 månader efter lastpåläggning

$\Delta\varepsilon$	Töjningsändring
$\varepsilon$	Töjning
$\eta_w$	Vattnets viskositet
$\mu$	Korrektionsfaktor för ving- och fallkonförsök (i sulfidjord lika med 0,65)
$\rho$	Skrymdensitet
$\rho_{max}$	Maximal skrymdensitet
$\rho_d$	Torrdensitet
$\rho_{d_{max}}$	Maximal torrdensitet
$\rho_s$	Kompaktdensitet
$\sigma'_c$	Förkonsolideringstryck (i vertikalled)
$\sigma'_v$	Effektivspänning i vertikalled
$\sigma'_h$	Effektivspänning i horisontalled
$\sigma_{v0}$	Rådande vertikalt överlagringstryck (totaltryck)
$\sigma'_L$	Gränstryck, över förkonsolideringstrycket där modulen börjar öka
$\tau_v$	Hållfasthetsvärde bestämt med vingförsök
$\tau_k$	Hållfasthetsvärde bestämt med fallkonförsök

### Förkortningar

CRS	Constant rate of strain
CPT	Cone penetration test
OCR	Overconsolidation rate = Överkonsolideringsgrad
LTU	Luleå tekniska universitet
LVDT	Linear variable differential transformer (typ av lägesgivare)
SGF	Svenska geotekniska föreningen
SGI	Statens geotekniska institut
TIC	Total inorganic content
TOC	Total organic content



# 1 Inledning

## 1.1 Bakgrund

Hantering av sulfidjord samt byggande i och på sulfidjord förknippas ofta med olika svårigheter om hur uppgiften ska lösas. Sulfidjord har som regel låg bärförmåga, är mycket sättningsbenägen och kan inverka negativt på miljön och konstruktionsmaterial vid felaktig hantering. Vid grundläggnings- och anläggningsarbeten eftersträvas där så möjligt, av miljö- och/eller kostnadsskäl, att använda sulfidjorden på plats som en del av konstruktionen istället för att tillämpa exempelvis den vanligt förekommande förstärkningsåtgärden urgrävning med återfyllning av annat material. I Sverige finns sulfidjordar (tidigare kallad svartmocka) företrädesvis i ett brett stråk utmed norrlandskusten, från Gävle i söder till Haparanda i norr, dvs. inom de områden där stora infrastrukturprojekt nu byggs eller planeras.

Bygg- och anläggningsbranschen saknar just nu tillförlitliga verktyg för att kunna prognosticera sättningar inklusive långtidssättningar i sulfidjord med bra tillförlitlighet. Uppmätta verkliga sättningar orsakad av belastningen från en anläggning eller byggnad på sulfidjord avviker relativt ofta tydligt från de på förhand beräknade och förväntade sättningarna. Det vanligaste är att prognoserna (beräkningarna) visar på mindre sättningar än vad som sker i verkligheten men ibland händer även det motsatta, dvs. prognosen visar på större deformationer än vad som sker i fält.

Långtidsdeformationer (krypning) kan pågå under lång tid, ibland till och med längre än en konstruktions planerade livslängd. Långtidssättningar kan bli betydande och leda till allvarliga skador hos konstruktioner som vägar, järnvägar, hus, mm. Storleksordningen på förväntade sättningar med tiden och dess variation i längs- och tvärled för exempelvis en järnväg påverkar valet av eventuella förstärkningsåtgärder för sulfidjorden.

Sättningar och i synnerhet långtidssättningar (krypsättningar) av anläggningar och byggnader blir ibland särskilt stora i sulfidjord, vilket beror på jordens speciella och öppna strukturella uppbyggnad. Sulfidjord består av en blandning av mineral, järnsulfider och organiskt material vilket ger dess speciella geotekniska egenskaper. Sulfidjord skiljer sig i flera avseenden i egenskaper och mekaniskt beteende från andra finkorniga jordar. Detta gör att den nuvarande tillämpningen av beräkningsmodeller, materialmodeller och utvärdering av parametrar anpassade för andra finkorniga jordar kan, och ofta ger, missvisande resultat för sulfidjord. En större empirisk erfarenhet från sulfidjordar är därför nödvändig. Befintlig kunskap kring sulfidjords krypegenskaper (kompressionsegenskaper) är i stort sett avgränsad till laboratorieförsök utförda på endast ett fåtal sulfidjordar, t.ex. (Larsson, et al., 2007a), (Eriksson, 1992) och (Schwab, 1976). Fältförsök och uppföljningar i fält behöver genomföras för att verifiera, korrigera eller förkasta de resultat som erhållits i laboratoriet. Tillförlitlig metodik och modeller för bestämning och beräkning av krypsättningar och totala sättningar saknas.

## 1.2 Mål och syfte

Målet med arbetet i detta licentiatarbete var att förbättra kunskapen om sulfidjordars kompressionsegenskaper med fokus på krypegenskaper. Detta framförallt genom att studera sättningar hos konstruktioner i fält men även genom laboratorieförsök. Ett annat mål var att

etablera ett provfält med väl instrumenterade bankar där sättningar och portryck kan följas upp under många år. Syftet med projektet var att skapa ett bättre empiriskt underlag, baserat på fält- och laboratorieförsök, för bedömning av kompressionsegenskaper inklusive krypegenskaper i sulfidjord.

### **1.3 Omfattning och avgränsningar**

Licentiatarbetet som presenteras i denna rapport är avgränsat till att huvudsakligen studera kompressionsegenskaper (sättningsegenskaper) i sulfidjordar vid provfältet i Lampen. I arbetet ingår också en litteraturstudie av tidigare erfarenheter av sulfidjordars egenskaper i allmänhet och med fokus på kompressionsegenskaper i synnerhet. I licentiatuppsatsen presenteras arbetet med och resultaten av uppbyggnad av två provbankar på sulfidjord vid provfältet i Lampen strax utanför Kalix intill nya Haparandabanan. Arbetet med själva provbankarna omfattar instrumentering, byggande och mätningar av deformationer och porvattentryck. Fältundersökningar av sulfidjordens egenskaper utförs huvudsakligen genom CPT-sondering, vingförsök och kolvprovtagning. Ett omfattande program med laboratorieförsök med bl.a. stegvisa ödometerförsök, CRS-försök, krypförsök och permeabilitetsförsök, utförs för bestämning av kompressionsegenskaper och tillhörande materialparametrar. En första enkel endimensionell beräkning genomförs av provbankarnas sättningar avseende storlek och tidsförlopp.

## 2 Sulfidjordar

### 2.1 Inledning

I detta kapitel beskrivs var sulfidjordar förekommer, utbredning i Sverige och Finland, hur sulfidjordar bildas samt sulfidjordars speciella geotekniska egenskaper.

#### 2.1.1 Allmänt

På flertalet platser runt om i världen går det att hitta olika typer av sulfidhaltiga jordar, enligt (Beek, et al., 1980) täcker dessa en ungefärlig yta på 14 miljoner hektar. Större delen av dessa jordar finns belägna i tropiska områden främst i Sydostasien, västra Afrika och längs med Sydamerikas nordöstkust. Även i Australien finns uppgifter om stora mängder sulfidjordar, (Larsson, et al., 2007a). I Europa är andelen sulfidhaltiga jordar jämförelsevis liten och återfinns huvudsakligen i Bottenhavet och Bottenvikens kustområden, dvs. längs Sveriges nordöstkust och Finlands västkust.

En gemensam nämnare för sulfidjordarna i Sverige är att de innehåller olika former av sulfid, de vanligast förekommande formerna är svavelkis  $\text{FeS}_2$  (pyrit) och järnmonosulfid  $\text{FeS}$ . Dessa former av sulfid är stabila när omgivningen är starkt reducerande, dvs. i syrefri miljö men vid tillgång till syre vid exempelvis en grundvattensänkning oxiderar de fort och då kan sulfater, järnjoner och andra metalljoner frigöras och medföra att omgivande mark och porvatten försuras genom att vätejoner frigörs och svavelsyra bildas, (Larsson, et al., 2007a).

De norrländska sulfidjordarna kallas lokalt ofta för ”svartmocka”. Begreppet sulfidjord i Sverige är numera reserverat specifikt för sulfidjorden längs Norrlandskusten, (Trafikverket, 2011). Sulfidjord är dock ingen enhetlig jordart utan den varierar i egenskaper som många andra finkorniga jordarter och kan bestå av sandig silt, silt, lerig silt och siltig lera med varierande sulfidhalt och organisk halt, (Larsson, et al., 2007a). Vid en jordarts bedömning benämns den där av som en sulfidsilt eller en sulfidlera med olika tilläggsbenämningar beroende på övriga ingående material. Då en benämning av sulfidjorden ska utföras ska den klassas som en organisk (gyttjig) sulfidjord om den organiska halten överstiger 2 % och som en sulfidgyttja då den organiska halten överstiger 6 %. När den organiska halten är under 1 % bör jorden endast ges benämningen ”sulfidfärgad”. Sulfidhalterna har endast bestämts i undantagsfall och några gränser för dessa i benämningarna ur rent geoteknisk synvinkel finns inte, (Larsson, et al., 2007a).

Det är däremot numera relativt vanligt att totalhalterna av järn och svavel bestäms vid en provtagning men detta då normalt med tanke på sulfidjordens eventuella försurningspotential. Riktlinjer för gränsvärden ur denna synvinkel har tagits fram av (Pousette, 2010).

Sulfidjord är ett samlingsnamn för finkorniga jordar och innehåller generellt följande, (Eriksson, et al., 2000) och (Westerberg, et al., 2005);

- Organisk halt < 10 viktprocent TS (torrsubstans) jord
- Järnhalt mellan 3 -5 viktprocent TS jord
- Svavelhalt mellan 0,5 – 2 viktprocent TS jord
- Lerhalt mellan 10 – 40 viktprocent TS jord
- Silthalt mellan 60 – 90 viktprocent TS jord
- Små mängder sand kan förekomma

Normalt sett blir sulfidjordarna finkornigare desto längre norrut och ju närmare kusten man kommer, (Eriksson, et al., 2000), men stora lokala variationer kan förekomma.

De dominerade mineralerna i sulfidjordar (från en fältlokal i Kalix) är illit, kvarts och fältspat. Det förekommer även klorit, kaolinite och hornblände, (Pusch, 1973).

### 2.1.2 Bildning, förekomst och utbredning

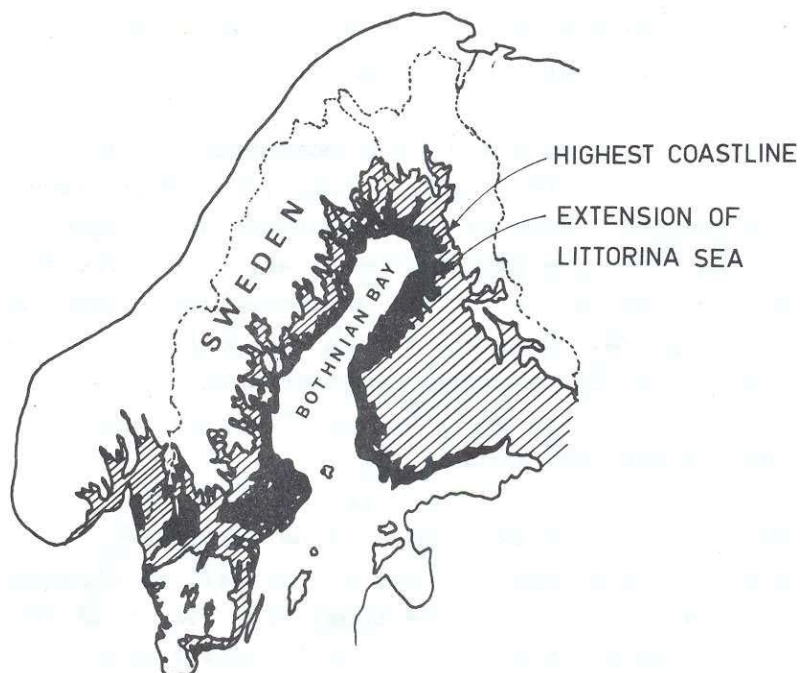
Bildningen av sulfidjord inom området Bottenhavet och Bottenviken har beskrivits av flera författare bl.a. (Wiklander, 1950), (Schwab, 1976), (Georgala, 1980), (Nystrand, 1980), (Mácsik, 1994), (Händel, 1996), (Eriksson, et al., 2000), (Magnusson & Axelsson, 2001), (Westerberg & Mácsik, 2003), (Andersson & Norrman, 2004), (Larsson, et al., 2007a) och (Müller, 2010). Följande stycke är en kortfattad beskrivning av processen och informationen är hämtad från dessa referenser.

Sulfidjordar bildas genom sedimentation i en anaerob (syrefattig) reducerande miljö. Sulfiderna kommer från organiska och till viss del oorganiska sulfider (pyrit). För att det ska uppstå en syrefattig miljö krävs det att vattenomsättningen är minimal, skiktningar som förhindrar att ytligt vatten transporterar syre ned till botten och där förekomsten av organiskt material i sedimenten är tillräckligt stort för att förbruka allt tillgängligt syre under nedbrytningsprocesser. När det inte finns något tillgängligt syre genomförs en nedbrytningsprocess av anaeroba bakterier som nyttjar sulfatjoner som elektronmottagare i vattnet. Detta leder till att det bildas svavelväte  $H_2S$  vilket kan reagera med järnhaltiga substanser och reducerande järnjoner ( $Fe^{2+}$ ) i vattnet, processen bildar järnmonosulfid. Mängden järnsulfid som kan bildas på detta sätt styrs av mängden och reaktiviteten bland de förekommande järnhaltiga substanserna, tillgängligheten till lösta sulfater och mängden av nedbrytbart organiskt material. Mängden organiskt material anses vara mest inflytelserik på hur mycket järnsulfid som bildas, under premisen att det finns tillräckligt mycket tillgängligt järn. Förvandlingen från järnmonosulfiden till pyrit avgörs framförallt av tillgängligheten av elementärt svavel, temperatur och tid. För sulfidjordarna omkring Bottenhavet och Bottenviken antas för det mesta att den största delen av sulfiden består av järnmonosulfid. Det finns dock undersökningar som visar att det lokalt kan förekomma stora mängder pyrit, detta tros dock bero delvis på att pyrithaltiga material funnits i de mineral som har sedimenterat.

Syrefattiga miljöer där sulfidjord kan bildas uppstår exempelvis då vattenomsättningen är liten. På land kan detta uppkomma i våtmarker och i kustområdena runt Bottenviken och Bottenhavet skapas sådana miljöer allt eftersom landhöjningen sker. Bildningen av sulfidjordar inom detta område startade för cirka 14 000 år sedan och hade nått hela Bottenviken för cirka 9000 år sedan då hela viken hade blivit fri från inlandsis. Till en början

var det en avsnörd sötvattenssjö (Ancyclusinsjön) som sedan blev Littorinahavet då vattnet bröt igenom från söder, (Larsson, et al., 2007a).

Utbredningen av Littorinahavet visas i Figur 1, vattennivån i detta hav var avsevärt högre än dagens nivåer och på grund av landhöjningen har flera tidigare sjö- och havsbottnar idag blivit fastland. Detta gör att sulfidjordar förekommer både under nuvarande vattenytor men också i kust och strandnära områden som en gång i tiden varit under vatten. Sulfidjordar förekommer därför i ett brett stråk utmed kusterna och upp längs med älvdalar runt omkring Bottenhavet och Bottenviken, en ungefärlig utbredning visas i Figur 2.

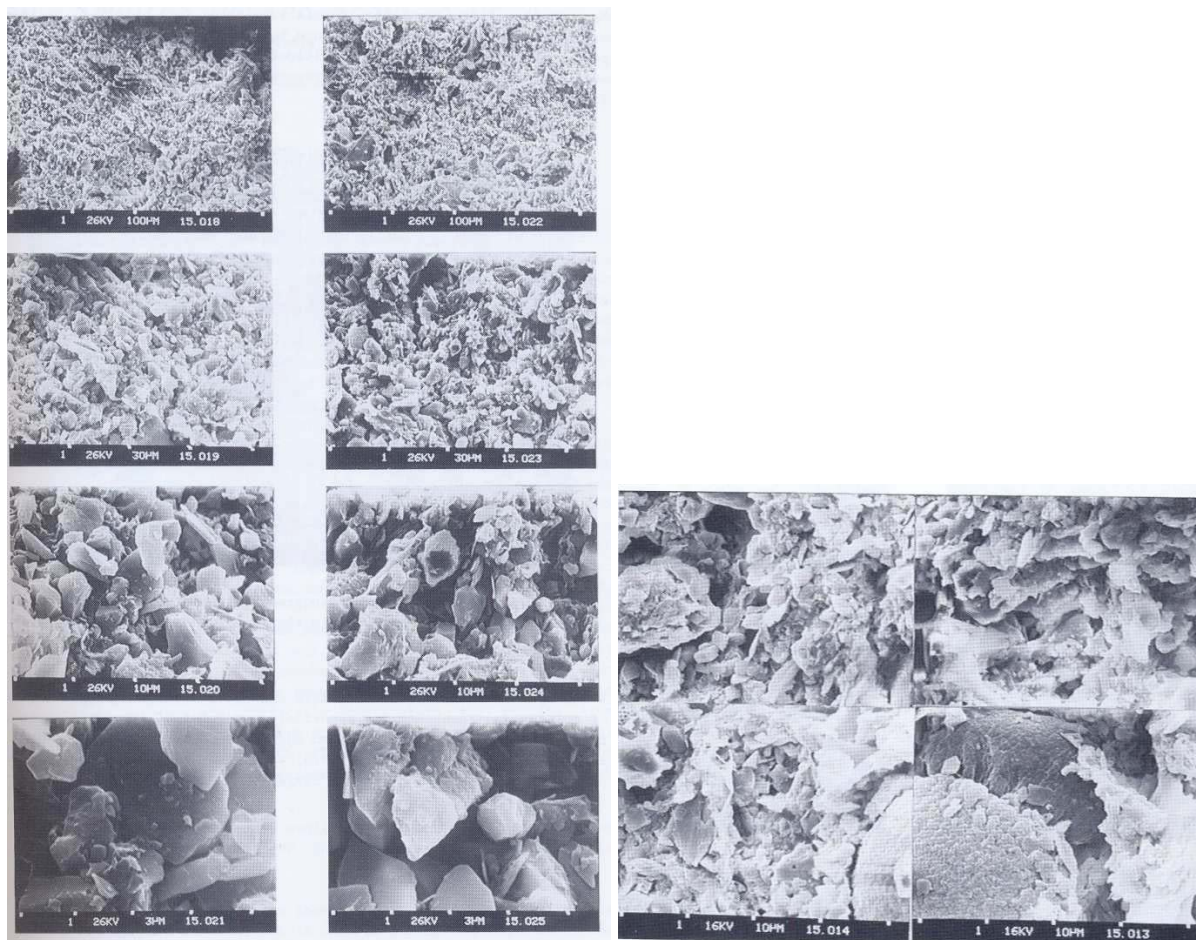


**Figur 1.** Utbredningen av Littorinahavet i nord-östra delen av Sverige och västra Finland, (Schwab, 1976).



**Figur 2. Sulfidjordars utbredningsområde utmed kusterna runt Bottenviken och Bottenhavet, (Schwab, 1976).**

I Figur 3 visas elektronmikroskopbilder på mikrostrukturen för en sulfidjord från Luleå, studien utfördes av (Larsson, 1990). Den aktuella sulfidjorden hade en organisk halt på 1,5 %, en lerhalt på 27 %, en vattenkvot på 85 %, en konflytgräns på 76 % och en skrymdensitet som var  $1,6 \text{ t/m}^3$ . Jordprover frystorkades och studerades sedan i elektronmikroskop. Kornskelettet är uppbyggt av siltpartiklarna och med lerpartiklarna fastsittande på ytan av siltpartiklarna. Inga andra fibrer eller organiska ämnen var möjliga att urskilja, det var dock möjligt att i en del bilder se sfäriskt formade aggregat. En undersökning med X-Ray diffraktion visade att dessa aggregat till stor del bestod av svavel och järn, (Larsson, 1990).



**Figur 3. Elektronmikroskopbilder på sulfidjord från Luleå, (Larsson, 1990).**

### 2.1.3 Geotekniska egenskaper

Sulfidjordar är som regel finkorniga, mycket lösa och sättningkänsliga. De har en relativt låg odränerad skjuvhållfasthet, normalt mellan 5 och 20 kPa, men den kan vara högre också. Skrymdensiteten är relativt låg och varierar oftast mellan 1,2 och 1,8 t/m<sup>3</sup>. Den naturliga vattenkvoten varierar vanligen mellan 40 och 150 %, (Westerberg , et al., 2005). När sulfidjordar ska belastas exempelvis i samband med ett väg- eller järnvägsprojekt krävs oftast någon form av jordförstärkningsåtgärder. Sulfidjordars egenskaper gör att de är svårhanterade även vid en urgrävning, bl.a. eftersom det är svårt att packa dem och upplagda massor har låg bärighet. Urgrävning är dock inte att föredra ur miljösynpunkt med tanke på sulfidjordarnas försurningsegenskaper, (Pousette & Knutsson, 2007).

Sulfidjordar har ofta en relativt varvig struktur mot djupet, vilket beror på varierande avsättningsförhållandena när de bildades. Storleken på geotekniska parametrar kan variera från centimeter till centimeter, vilket man bör beakta vid genomförandet av och analys av resultat från fältundersökningar och laborieförsök. Sulfidjordarna är normalt svart färgade eller svartbandade (se Figur 4) och den svarta färgen beror på innehållet av järnmonosulfid, FeS, (Westerberg & Andersson, 2009). Den varviga strukturen i sulfidjordarna gör att bestämningar av egenskaper som exempelvis skrymdensitet, vattenkvot och flytgräns kan ha en stor spridning även i en liten jordmassa som t.ex. den i ett kolvprov. För att representativa värden ska erhållas för hela jordprofilen krävs då relativt många undersökningar, (Larsson, et al., 2007a).



**Figur 4.** Ett exempel på svart och relativt homogen sulfidjord som har utsatts för oxidation (syre) på mantelytan, (Westerberg & Andersson, 2009).

Sulfidjordar har flera specifika geotekniska egenskaper i jämförelse med andra glaciala och postglaciala lerjordar i mellersta och södra Sverige. Några speciellt utmärkande egenskaper är listade av (Yu, 1993); låg densitet, generellt en hög vattenkvot i jämförelse med andra liknande jordar med samma överlagringstryck, sulfidjordar är ofta grovkornigare än andra postglaciala leror men på grund av det organiska innehållet och sulfid innehållet påminner de i flera avseenden om leror. Sulfidjordar är förhållandevis ofta överkonsoliderade trots att de är avsatta ganska nyligen ur ett geologiskt perspektiv och detta kan möjligen bero på cementering av organiskt material.

Angående sulfidjordars förhållandevis låga permeabilitet skriver (Yu, 1993), att permeabiliteten generellt sett är låg för jordar med stort innehåll av organiskt material och svavel. Permeabiliteten kopplas normalt till jordens porositet och sulfidjordarnas relativt höga vattenkvot kopplat till en relativt låg densitet samt innehållet av organiska partiklar gör att porerna är tämligen välfyllda vilket påverkar det möjliga vattenflödet i porerna. Formen på de organiska partiklarna är också ofta sådan att de effektivt bromsar vattenflödet i porerna.

## **2.2 Kompressionsegenskaper hos sulfidjordar med fokus på krypegenskaper**

### **2.2.1 Inledning**

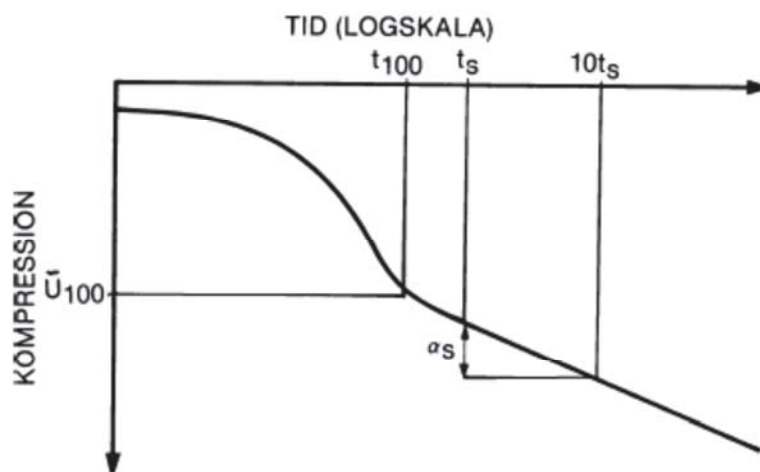
I detta avsnitt beskrivs tidigare kunskap avseende sulfidjordars kompressionsegenskaper och i förekommande fall även kunskap allmänt avseende finkorniga jordars kompressionsegenskaper.

### **2.2.2 Primär och sekundär konsolidering**

När det gäller konsolidering av finkornig jord brukar man skilja på primär och sekundär konsolidering, där krypeffekter brukar hänföras till de senare. Detta är dock inte korrekt eftersom krypning normalt startar mycket tidigare, troligtvis någonstans vid en femtioprocentig primär konsolidering. Konsolidering av finkornig jord har beskrivits tidigare av bl.a. (Larsson, 1986).



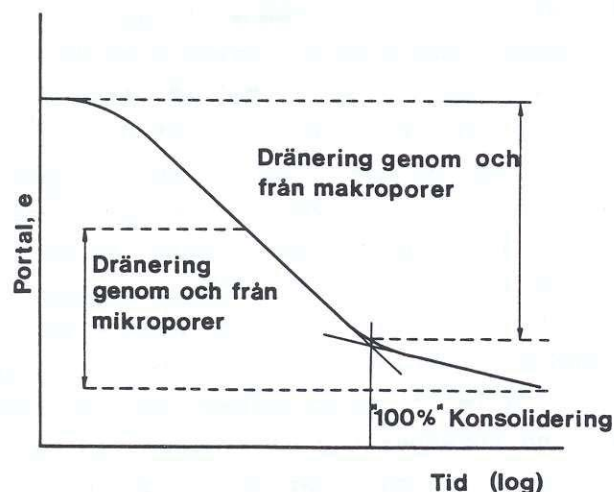
Då sekundär konsolidering nämns avses oftast tidsbunden volymminskning under konstant spänning, vilket sker så långsamt att inga portrycksändringar sker i jorden. Sekundär konsolidering är en krypdeformation som pågår också under primärkonsolideringen, varför uppdelningen i primär och sekundär konsolidering är godtycklig. Den sekundära konsolideringen utvärderas i regel genom att studera en tid (logaritmisk skala) – kompressionskurva för en belastningssituation, se Figur 5, (Larsson, 1986) och (Larsson, 2008).



**Figur 5. Tid-kompressionskurva för ett laststeg i ett stegvist ödometerförsök, med utvärdering av  $\alpha_s$ , (Larsson, 2008).**

När portrycket har utjämnats efter en belastning övergår tid (logaritmisk skala) - kompressionskurvan, till att bli en någorlunda rät linje. Lutningen av denna linje ökar generellt med ökande portal och minskande kornstorlek. Den varierar också med den aktuella spänningens förhållande till förkonsolideringstrycket. Med krypning menas ett tidsberoende samband mellan effektivspänning och kompression. Andra namn som förekommit för detta fenomen är, sekundär kompression, plastiskt kompressionsmotstånd, tidsmotstånd och hastighetseffekter, alla namnen har använts för att beskriva samma företeelse. I ett stegvist ödometerförsök betecknas som regel den sekundära konsolideringen som ren krypning, dvs. deformationer uppstår på grund av deformationer i jordskelettet, (Augustesen, et al., 2004). Lutningen på den räta delen av tid (logaritmisk skala) - kompressionskurvan brukar beskrivas med koefficienten för sekundär kompression,  $\alpha_s$  senare i texten benämnd som krypparametern, (Larsson, 1986) och (Larsson, 2008).

Som tidigare har nämnts är det som regel svårt att skilja på primär och sekundär konsolidering. (Yong & Warkentin, 1975) observerade att konsolideringsprocessen egentligen inte kan delas in på detta sätt då de rent tidsmässigt oftast löper in i varandra. Det är då bättre att använda endast begreppet konsolidering. I Figur 6 visas detta med att kompressionen av den finkorniga jorden utgörs av dränering av vatten dels ur makroporer och dels ur mikroporer i jordskelettet, två processer som bitvis går in i varandra. Det första som inträffar då en finkornig jord belastas är att det sker en portrycksökning, som går relativt lätt att mäta, vilket genererar en vattenströmning ur makroporerna. Vattenströmningen ur mikroporerna är svårt att registrera genom mätning av porvattenövertryck, (Eriksson, 1992).



Figur 6. Konsolideringsfasen vid porvattenströmning ur makro- och mikroporer, (Eriksson, 1992) och (Yong & Warkentin, 1975).

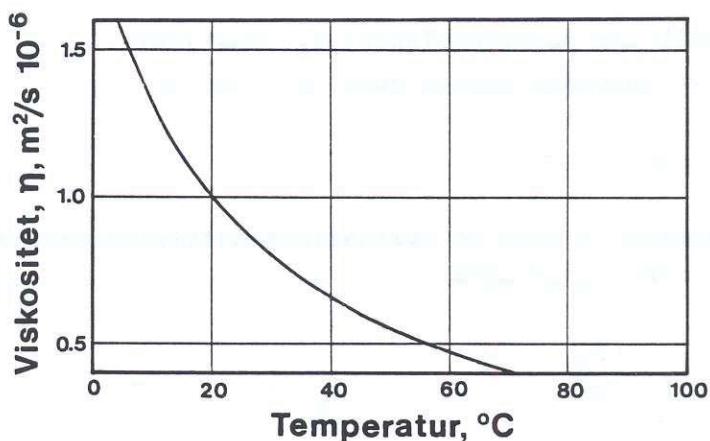
### 2.2.3 Sulfidjordar

För att undersöka kompressionsegenskaperna för sulfidjordar tillämpas normalt samma rutiner och försök som för övriga finkorniga jordar, dvs. CRS- och stegvisa ödometerförsök, (Larsson, et al., 2007a). Sulfidjordar anses dock vara särskilt känsliga för störning och för höga försökstemperaturer, (Eriksson, 1992). Förkonsolideringstrycket som är en viktig parameter vid sättningsberäkningar utvärderas vanligen från CRS-försök eller stegvisa ödometerförsök och då med utvärdering enligt (Sällfors, 1975) respektive Casagrande. Utvärderingen av CRS-försök är framtagen för lera (främst västkustlera) och gytta med hjälp av laborieförsök kopplat till fullskaleförsök i fält och något liknande för sulfidjordar finns inte att tillgå, (Larsson, et al., 2007a). Det organiska innehållet i sulfidjordar gör att de är krypningsbenägna. I organisk jord inklusive sulfidjordar har tidigare konstaterats i bland annat torv av (den Haan & Edil, 1993) och (Dhowian & Edil, 1980) samt i sulfidjord av (Eriksson, 1992) att krypningen inte alltid avtar linjärt mot logaritmen för tiden på liknande sätt som för en mineraljord. Krypningen indelas då i två faser, sekundär- och tertiär krypning. Krypcurvan i ett tid (logaritmisk skala)-kompressions diagram får en ökad lutning i den tertiära fasen jämfört med den sekundära fasen, (Larsson, et al., 2007a).

Denna beskrivning av krypfasen används också vid exempelvis krypförsök på lera utfört i triaxial utrustning och den tertiära fasen av krypning benämns då som krypbrott (engelska creep failure eller creep rupture), finns beskrivet av bland annat (Olsson, 2010) och (Augustesen, et al., 2004).

Sulfidjordars kompressionsegenskaper har tidigare av (Eriksson, 1992) konstaterats påverkas av temperaturen. När det gäller laborieundersökningar av deformationsegenskaper har det visat sig att storleken på parametrar som förkonsolideringstryck och krypparametrar påverkas av vilken försökstemperatur som tillämpas. Förkonsolideringstrycket blir lägre med ökad försökstemperatur och krypdeformationerna går snabbare vid en högre försökstemperatur. I detta licentiatarbete har därför de flesta försöken utförts i jordtemperatur (5 °C), se senare kapitel i denna rapport.

En av de kanske viktigaste parametrarna när det gäller temperaturens påverkan på finkorniga jordars kompressionsegenskaper är vattnets viskositet,  $\eta_w$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ). Först och främst gäller detta konsolideringsförloppet, då den har betydelse både för permeabiliteten,  $k$  ( $\text{m}/\text{s}$ ) och konsolideringskoefficienten,  $c_v$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ), (Eriksson, 1992). I Figur 7 visas vattnets viskositet som funktion av temperaturen.



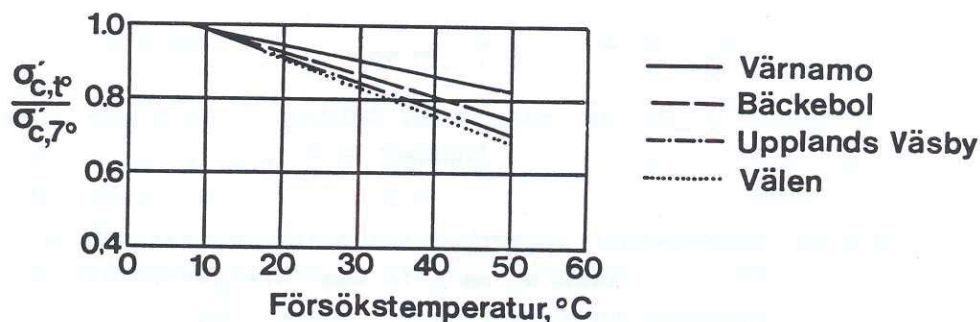
**Figur 7. Förändringen av vattnets viskositet med ökande temperatur, från (Eriksson, 1992).**

En serie med ödometerförsök på leror i temperatur intervallet 4-27 °C utfördes av (Finn, 1951). Han konstaterade att konsolideringskoefficienten  $c_v$  är proportionell mot permeabiliteten,  $k$  som är en funktion av viskositeten,  $\eta_w$ . (Eriksson, 1992) skriver att för svenska förhållanden är ett  $c_v$  tal bestämt i rumstemperatur en överskattning på det  $c_v$  -tal som råder in-situ, se Ekvation 1.

$$c_{v,in-situ} \approx 0,61 \cdot c_{v,laboratorium}$$

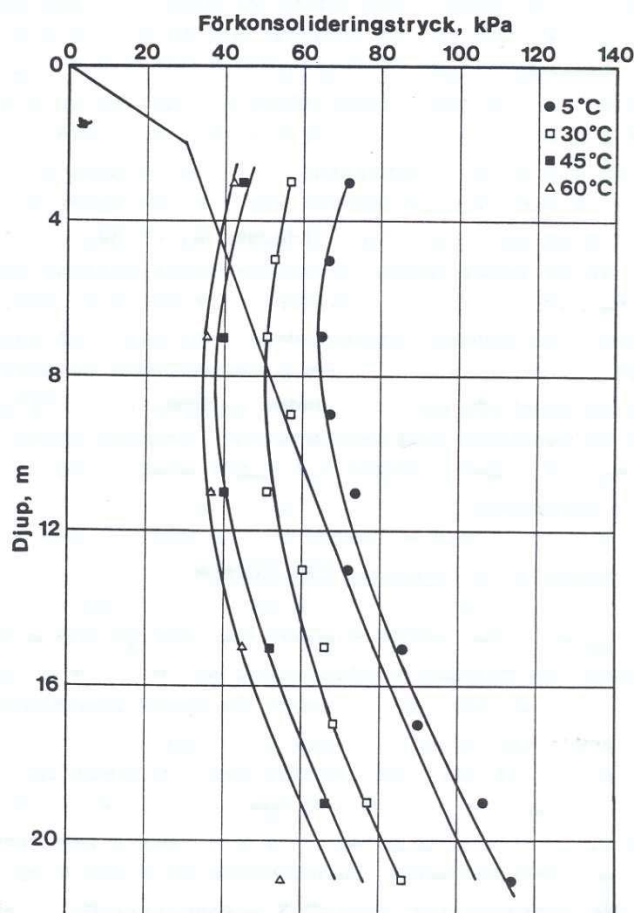
**Ekvation 1**

I en studie av (Tidfors, 1987) kontrollerades för ett antal CRS-försök utförda på fyra svenska leror från mellersta och västra delen av Sverige, temperaturens påverkan på det utvärderade förkonsolideringstrycket,  $\sigma'_c$ . De undersökta lerorna var i huvudsak illitiska och med en låg organisk halt, mellan 0 och 2,5 % och i de flesta av proverna mindre än 1 %. Vid försöken varierade temperaturen mellan 7 - 50 °C. I Figur 8 illustreras ett normaliserat förhållande mellan det utvärderade förkonsolideringstrycket vid försökstemperaturen samt det utvärderade förkonsolideringstrycket vid 7 °C som funktion av försökstemperatur. Diagrammet visar att de utvärderade förkonsolideringstrycken blir lägre med en högre försökstemperatur. Resultat från dessa undersökningar visar även att ju lägre förkonsolideringstryck den undersökta jorden har in-situ (vid temperatur 7 °C) desto större påverkan har försökstemperaturen på det utvärderade förkonsolideringstrycket, (Eriksson, 1992).



**Figur 8.** Normaliserat förhållande mellan förkonsolideringstrycket vid försökstemperaturen och vid 7 °C som funktion av försökstemperatur, (Eriksson, 1992) och (Tidfors, 1987).

På sulfidjordsprover från Gammelgården utanför Kalix har (Eriksson, 1992) utfört ett stort antal CRS-försök (64 st) i temperaturintervallet 5 till 60 °C. Från försöken framkom det att förkonsolideringstrycket sjunker med stigande försökstemperatur, se Figur 9. (Eriksson, 1992) konstaterade att från jordtemperaturen in-situ 5 °C till försökstemperaturen ca 50 °C minskade förkonsolideringstrycket med en procent per grad i temperaturökning.



**Figur 9.** Utvärderade förkonsolideringstryck från CRS-försök utförda på sulfidjord från Gammelgården i temperaturintervallet 5 – 60 °C, från (Eriksson, 1992).

(Eriksson, 1992) har utfört ett stort antal vanliga standard stegvisa ödometerförsök (dvs. med laststeg med varaktighet på 24 h) på sulfidjord från b.l.a. norra Sunderbyn utanför Luleå och

för dessa försök studerat kryppparametrar. Det noterades då för försök utförda vid in-situ temperatur (5 °C) att när vertikalspänningen är på en nivå nära eller strax över förkonsolideringstrycket tilltar kryphastigheten. För spänningar klart under förkonsolideringstrycket är jordens struktur relativt opåverkad och kryphastigheten därav liten. Då spänningarna däremot är betydligt högre än förkonsolideringstrycket ökar styvheten i jordmaterialet och det får ett deformationshårdnande uppträdande vilket innebär att kryphastigheten sjunker. Proverna uppvisade en viss spridning men det var möjligt att urskilja ett mönster som visade att störst krypdeformationer inträffade då spänningarna ligger i närheten och något över förkonsolideringstrycket, (Eriksson, 1992).

Den högsta kryphastigheten för försök vid in-situ temperaturer återfinns således omkring och något över förkonsolideringstrycket. För försök vid högre temperaturer minskar jordprovets förkonsolideringstrycket och kryphastighetens största värde flyttas då mot lägre vertikalspänningar. Med detta menas att en högre försökstemperatur innebär extra stora deformationer i provet vid låga spänningar då jordmaterialet har en benägenhet att inte fungera på ett deformationshårdnande sätt förrän det har uppstått ganska stora deformationer, (Eriksson, 1992).

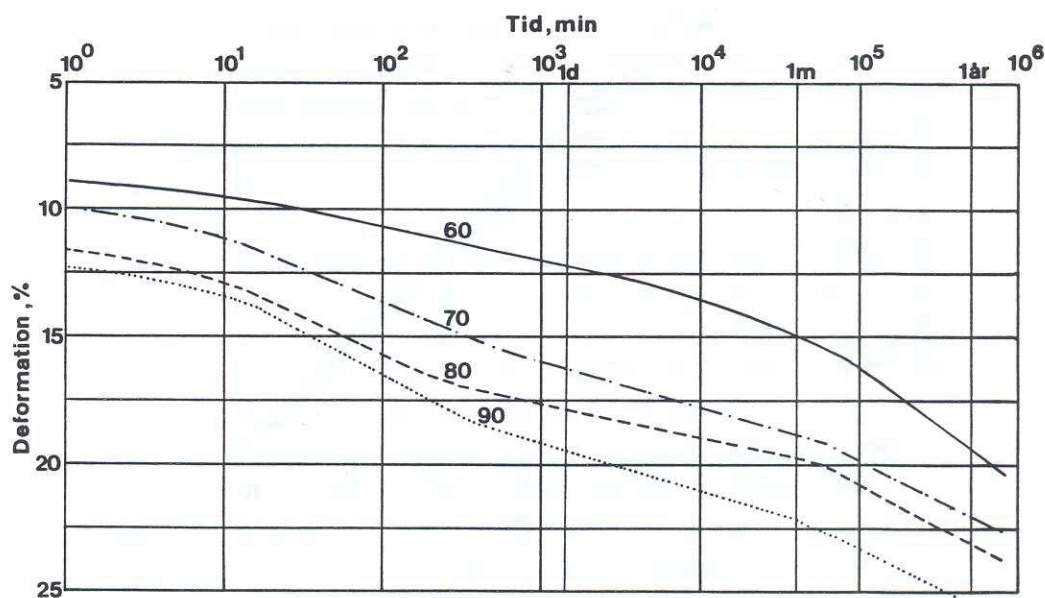
(Eriksson, 1992) har utfört ett antal standard krypförsök samt ett antal långvariga krypförsök på sulfidjord från bl.a. Vånafjärden utanför Kalix. Med standard krypförsök avses försök utförda i en standardödometer och med minst 1 veckas varaktighet på sista laststeget (kryplasten). De långvariga krypförsöken utfördes i en triaxialcell, där kryplaststegets varaktighet var 26 månader. Standard krypförsöken utfördes på prover från 5 olika djup. Kryppparametern  $\alpha_s$  utvärderas normalt i ett tid (logaritmisk skala) – kompressions diagram där krypfasen anses vara den rätlinjiga och slutliga delen av kurvan, se exempel i Figur 5. I dessa försök var krypkurvan inte helt rätlinjig utan uppvisade en förändring av kryppparametern för samtliga försök vid tiden 5 till 6 dygn efter det att slutlig kryplast påförts provet. Kryppparametern före denna förändring anges med  $\alpha_s$  och kryppparametern efter förändringen med  $\alpha_t$ . Värdet på kryppparametern är ungefär dubbelt så stort efter ”knycken” i krypkurvan, se Tabell 1, dvs. det blir större krypdeformationer i proven efter en viss tid då krypkurvans lutning ökar trots konstant last. Kryppparametern i den första delen av krypfasen (före knycken) anges i tabellen som  $\alpha_s$  och kryppparametern i den andra delen av krypfasen (efter ”knycken”) som  $\alpha_t$ . Tiden, t i tabellen är den tidpunkt då krypkurvans ”knyck” inträffar och lutningen ökar.

**Tabell 1. Utvärderade kryppparametrar,  $\alpha_s$  och  $\alpha_t$  för krypförsök med kryplasten 85 kPa utförda på sulfidjordsprover från Vånafjärden, djup 3, 4, 5, 6 och 7 m, från (Eriksson, 1992).**

	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
$\alpha_s$	0.019	0.022	0.023	0.027	0.024
$\alpha_t$	0.036	0.035	0.043	0.046	0.063
t (dygn)	4.9	5.8	4.6	4.6	4.6

Från de långvariga krypförsöken (26 månader), utförda på sulfidjordsprover från Vånafjärden erhöles motsvarande resultat, dvs. kryppparametern ökar rejält efter en viss tids påförd kryplast, (Eriksson, 1992). I Figur 10 och Tabell 2 visas resultat och utvärdering av kryppparametrar från dessa försök. Det som är intressant att notera för dessa försök är att förändringen i

kryppparametern inträffade först mellan 12 till 39 dagar, vilket innebär att denna ökning av kryppparametern inte skulle ha upptäckts i ett vanligt kryppförsök som normalt pågår 10 till 14 dagar. Notera att tidsskalan är logaritmisk vid presentation och utvärdering av kryppparametrarna.



Figur 10. Resultat från långvariga kryppförsök (26 månader) utförda på sulfidjord från Vånafjärden, från (Eriksson, 1992).

Tabell 2. Resultat från utvärdering av kryppparametrar från långvariga kryppförsök (26 månader) utförda på sulfidjord från Vånafjärden, från (Eriksson, 1992).

$\sigma'$	60 kPa	70 kPa	80 kPa	90 kPa
$\alpha_s$	0.0137	0.0175	0.011	0.0183
$\alpha_t$	0.0340	0.0285	0.0320	0.0293

Konsolideringskoefficienten,  $c_v$ , har studerats av (Eriksson, 1992) för flertalet prov från sulfidjord. Han har utfört bestämningar från både CRS-försök och standardödometerförsök och konstaterat att förändringen av  $c_v$  motsvarar skillnaden i försöksvattnets viskositet, vilket innebär att parametern  $c_v$  är oberoende av försökstemperatur. Det är således möjligt att korrigera denna parameter till in-situ temperatur om försöket är utfört i rumstemperatur.

(Eriksson, 1992) fann i samband med portrycksönderingar i sulfidjord att portrycksutvecklingen indikerar att sulfidjorden kanske inte är helt vattenmättad även under grundvattenytan. Även vetskapen om att sulfidjordar oftast luktar svavelväte vid hantering skulle kunna vara en indikation på detta. (Eriksson, 1992) skriver att om detta stämmer kan det vid ett ödometerförsök innebära att ett något lägre portryck utvecklas jämfört om ett fullt vattenmättat prov testades. Detta får i sin tur en påverkan på utvärderingen av konsolideringskoefficienten som får ett högre värde vid utvärdering från CRS-försök jämfört med utvärdering från standardödometerförsök.

(Eriksson, 1992) har konstaterat att den vanligen nyttjade kryppparametern,  $\alpha_s$  är användbar endast inom ett begränsat tidsintervall efter den inledande ”primära” konsolideringsfasen. Tidsintervallet är beroende av försöksförfarandet och (Eriksson, 1992) har konstaterat att för de laborieförsök som har utförts i hans studier av sulfidjordar så inträffade det en förändring av kryppkurvans lutning i de fall den redovisats linjärlogaritmiskt. Tidpunkten när denna brytpunkt inträffar varierar en del mellan de olika sulfidjordarna, och (Eriksson, 1992) har benämnt kryppparametern efter denna brytpunkt med  $\alpha_t$ . Enligt denna studie krävs således två stycken kryppparametrar för att kunna bestämma en sulfidjords deformationsförlopp,  $\alpha_s$  och  $\alpha_t$ .

(Eriksson, 1992) menar att sulfidjordar är mycket känsliga för förändringar av temperaturen. Temperaturpåverkan på laborieförsök utförda i normal rumstemperatur (20 °C) är av den graden att en korrektion av bestämda kompressionsegenskaper måste utföras. I praktiken är det lämpligaste alternativet att utföra samtliga laborieförsök i en temperatur som motsvarar in-situ temperaturen, i den mån det är möjligt i ett visst laboratorium.

Förkonsolideringstrycket kan bestämmas antingen genom standardödometerförsök eller med CRS-försök. Dessa båda laboriemetoder ger ett likvärdigt resultat vid jordtemperatur (5 °C), och vid högre temperaturer (>20 °C) ger CRS-försöken ungefär 10-20 % lägre värde på utvärderade förkonsolideringstryck jämfört med standardödometerförsök, (Eriksson, 1992). Utvärderingen av förkonsolideringstrycket inrymmer vidare ett visst mått av subjektivitet, vilket kan påverka de utvärderade värdena.

Kryppparametrarna bör bestämmas genom särskilda krypförsök, där parametrarna  $\alpha_s$  och  $\alpha_t$  utvärderas ur diagram där kryphastigheten plottats i logaritmisk skala, (Eriksson, 1992).

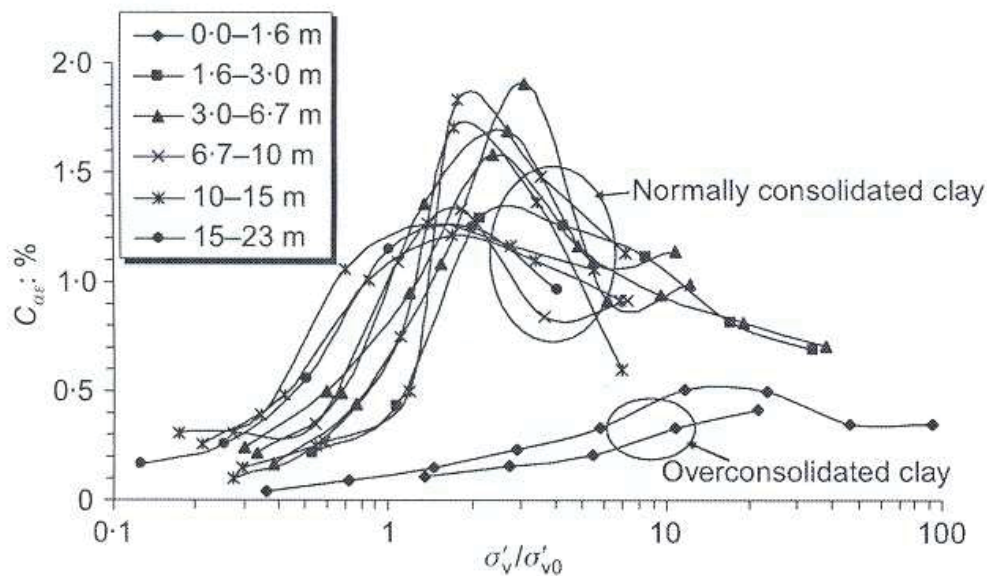
1993 uppförde finska vägverket en provbank på sulfidjord i västra Finland. Platsen heter Murro och den är belägen i närheten av staden Seinäjoki. Detta finns beskrivet bland annat av (Koskinen, et al., 2002), (Karstunen, et al., 2005) och (Karstunen & Yin, 2010) och informationen nedan är hämtad från dessa referenser. Byggnationen av provbanken föregicks av provtagning och efterföljande laborieförsök med bland annat CRS-försök och standard stegvisa ödometerförsök. Ett resultat från denna studie som liknar det som konstaterats av (Eriksson, 1992) för svenska sulfidjordar var att kryppparametrar från utvärderade stegvisa ödometerförsök gav de högsta värdena vid spänningsnivåer strax över förkonsolideringstrycket. I Figur 11 visas utvärderade kompressionsindex,  $C_\alpha$  plottade mot kvoten mellan aktuell spänningsnivå vid krypning och in-situ spänningen. Kryppparametern  $\alpha_s$  skiljer sig något mot kompressionsindex, den enda skillnaden i definition mellan dessa parametrar  $\alpha_s$  och  $C_\alpha$  är att  $\alpha_s$  beskrivs som en funktion av töjning,  $\varepsilon$  och  $C_\alpha$  som en funktion av portalet,  $e$ . Förhållandet mellan dessa parametrar redovisas i Ekvation 2.

$$\alpha_s = \frac{C_\alpha}{1+e_0}$$

#### Ekvation 2

Där

$e_0$  = initiella portalet



**Figur 11. Utvärdering av kompressionsindex plottat mot kvoten mellan spänningsnivån för krypning och in-situ spänningen, (Karstunen & Yin, 2010).**

Ett annat resultat från studien i Finland var utvärdering av permeabilitet från ödometerförsök, och då förhållandet mellan permeabiliteten i horisontal- och vertikalled. Undersökningarna visar att kvoten mellan horisontell- och vertikal permeabilitet är ungefär 1,3 vilket också är detsamma som (Müller, 2010) och (Müller & Larsson, 2012) kom fram till i sina studier av sulfidjord. Värt att notera från fältmätningarna av portryck vid provbanken i Finland är att ungefär hälften av det porövertryck som skapades i samband med uppfyllnad av provbanken fanns kvar efter 8 års konsolidering av sulfidjorden, vilket betyder att primärsättningarna ännu inte är avslutade.



## 3 Fält- och laboratorieförsök

### 3.1 Inledning

I detta kapitel presenteras försöksprogram, utrustning och försöksförfarande för genomförda fältundersökningar och laboratorieförsök. Resultaten av försöken presenteras i kapitel 5.

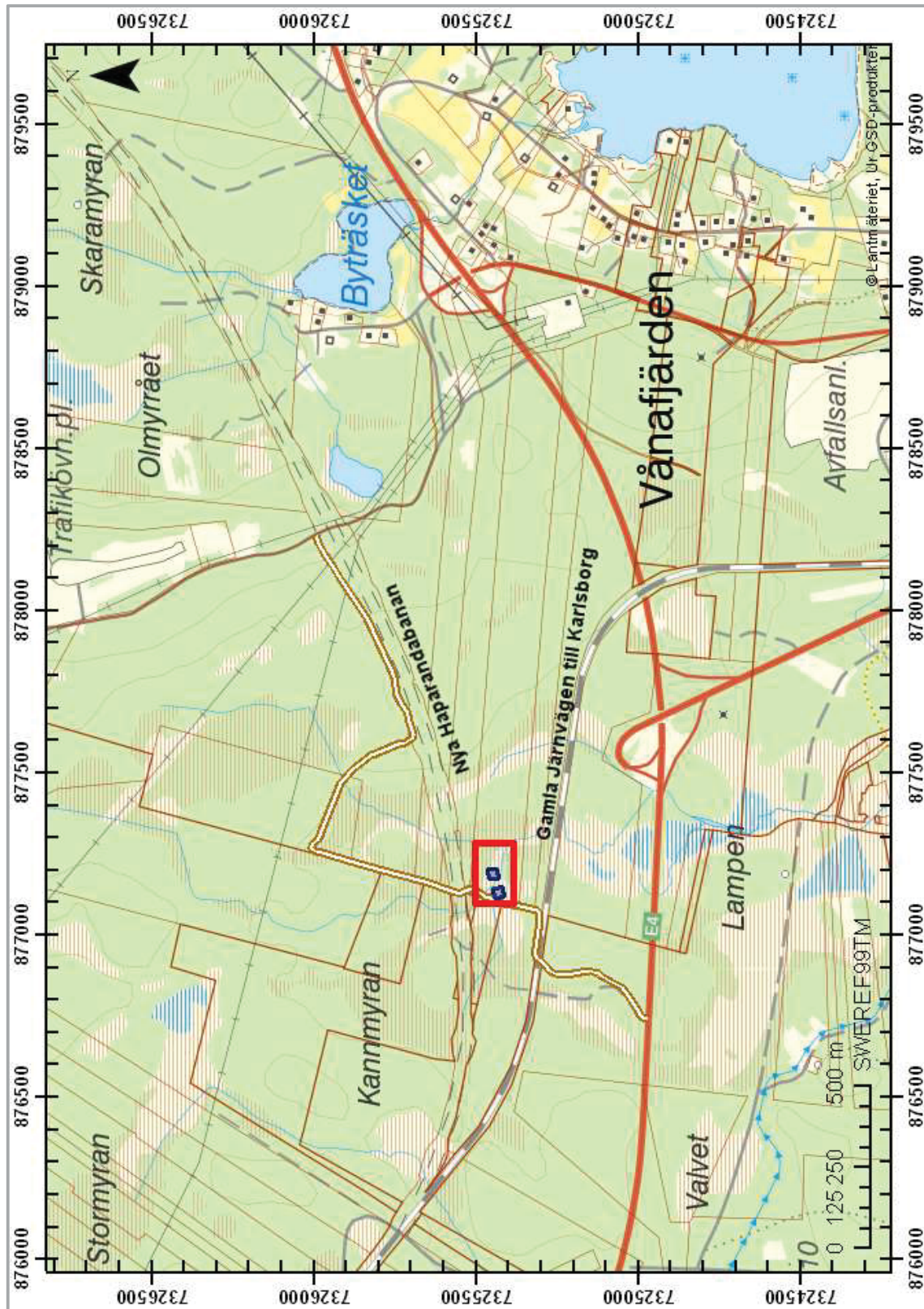
### 3.2 Fältundersökningar

#### 3.2.1 Omfattning och lokalisering

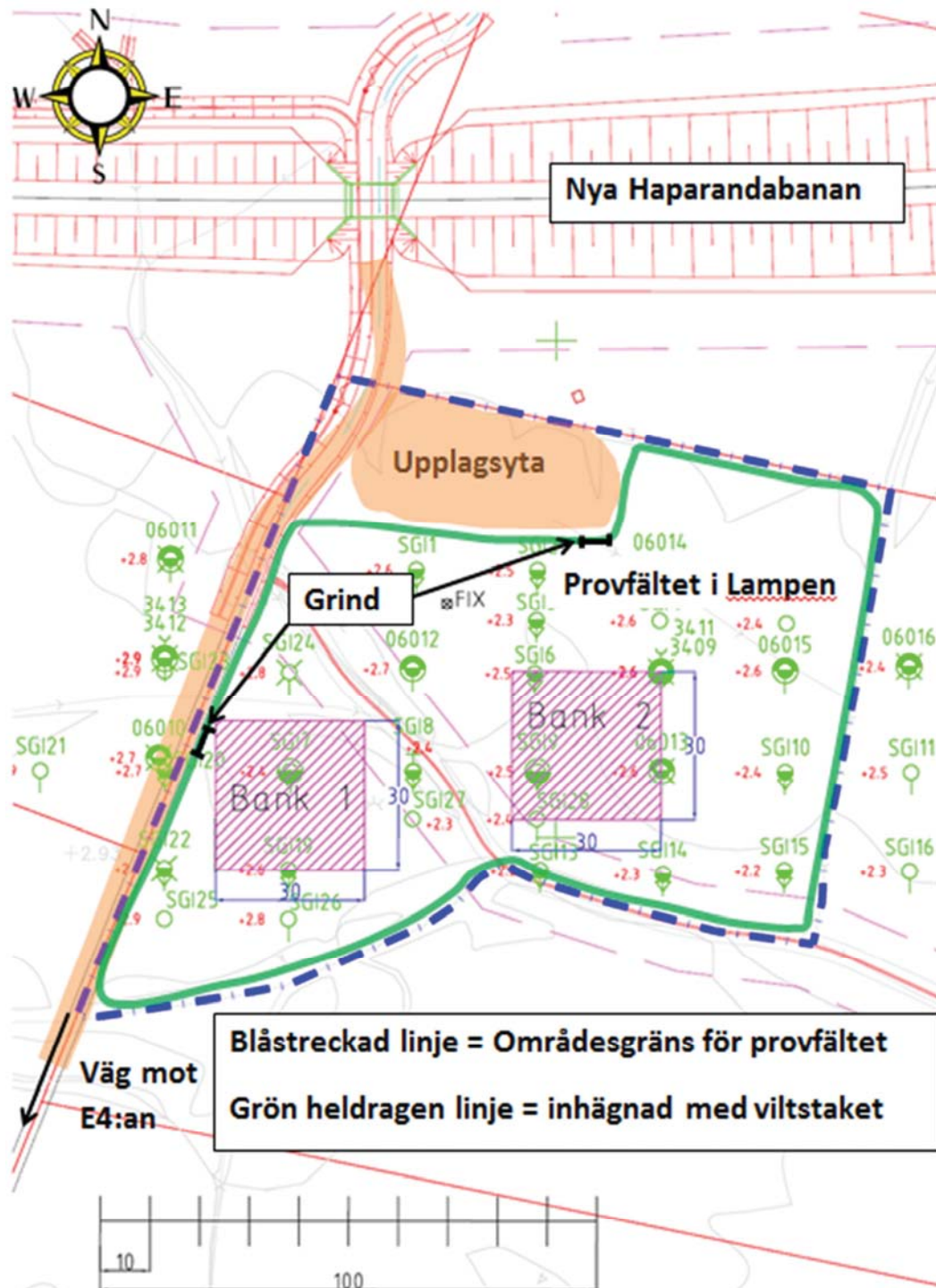
Geotekniska fältundersökningar har utförts i flera omgångar på provområdet i Lampen. Provområdet som är beläget i närheten av Haparandabanans nya sträckning (ungefär km 44+000), ca 100 m söder om den nya järnvägen. Området för provfältet har dels undersökts i järnvägsutredningen och dels i tre omgångar i forskningsprojektet. Första gången (2008) var med avsikten att undersöka förutsättningar för placering av provfältet. Under 2008 undersöktes två skilda lokaler i närområdet med sulfidjord, varav en valdes ut och mer utförliga undersökningar utfördes under 2009 och 2010.

I Figur 12 visas en planritning över lokaliseringen av provområdet, en röd rektangel är uppritad runt omkring de markerade provbankarna (blå kvadrater i figuren). Den röda rektangeln är motsvarande område som visas i Figur 63. En planskiss inkluderat planläge för provbankar, tillfartsvägar, områdesgräns för provfältet och planläge för upplagsyta visas i Figur 13.

Fältundersökningarna har omfattat; CPT-sondering, vingförsök, kolvprovtagning, sticksondering, torvprovtagning, densitetsbestämning av bankmaterial i fält, mätning av portryck samt mätning av jord- och lufttemperatur. Borrbandvagnen som användes vid fältundersökningarna var Geotech:s modell 604D.



Figur 12. Översiktskarta över provfältet i Lampen, de blå kvadraterna är provbankar, den röda rektangeln är ytan som visas i Figur 63.



Figur 13. Planskiss över provområdet som visar planläget för provbankarna, tillfartsvägar, områdesgräns för provfältet och planläge för upplagsyta.

### 3.2.2 CPT-sondering

CPT-sondering har utförts på provområdet vid fyra tillfällen under 2008-2011, enligt rekommenderad standard (SGF, 1993a). År 2008 genomfördes 3 stycken CPT-sonderingar vid en punkt (borrhål 3411 enligt Figur 63), med 2 m mellanrum för att undvika störningar. Av dessa CPT-sonderingar utfördes 2 stycken med SGI:s CPT-sond med max 0,5 ton

spetslast, en s.k. lersond, och 1 sondering utfördes med standard CPT-sond med max 5 ton spetslast. Dessa CPT-sonderingar redovisas ej i resultatkapitlet.

Under augusti 2009 genomfördes 14 st CPT-sonderingar (borrhål SGI 1 till SGI 22 enligt Figur 63) med standard CPT-sond. Sonderingarna utfördes enligt ett förutbestämt ruttmönster och syftet med det förutbestämde mönstret var att lokalisera de största mäktigheterna med sulfidjord samt att få en uppfattning om dess egenskaper. Dessa sonderingar redovisas ej i resultatkapitlet.

I augusti 2010 genomfördes 10 stycken CPT-sonderingar (borrhål SGI 30 till SGI 39 enligt Figur 63) med den s.k. lersonden. Vid tillfället för sonderingarna hade provbankarnas form, utseende och läge bestämts, varför sonderingar utfördes i hörnen på provbankarna, centralt och i en punkt mellan de tilltänkta platserna för provbankarna.

Före byggnation av etapp 2 på provbankarna utfördes 4 stycken CPT-sonderingar (borrhål SGI 50 – 53 enligt Figur 32). Samtliga CPT-sonderingar utfördes med Geotech:s NOVA-sond med max 0,8 ton spetslast. Av dessa sonderingar utfördes 2 stycken ca 10 m utanför släntfot på bank 1 och 2 stycken under bank 1 genom foderrör.

### 3.2.3 Vingförsök

Vingförsök har utförts vid två tillfällen på provområdet, enligt rekommenderad standard (SGF, 1993b). Under augusti 2009 genomfördes vingförsök i två punkter (borrhål SGI 22 och SGI 24, enligt Figur 63) och i augusti 2010 i två punkter (borrhål SGI 43 och SGI 47, enligt Figur 63). Vingförsöken utfördes med utrustning av typ Geotech och mellanvingen (65x130 mm<sup>2</sup>). Försök utfördes dels avseende ostörd skjuvhållfasthet och dels avseende omrörd skjuvhållfasthet. Vingförsöken från 2009 redovisas ej i resultatkapitlet.

### 3.2.4 Kolvprovtagning

Kolvprovtagning har utförts vid provområdet under samtliga fyra provtagningstillfällen, 2008, 2009, 2010 och 2011. Två olika kolvprovtagare har använts, dels St I (standard kolvprovtagare nr 1) och dels St II (standard kolvprovtagare nr 2), se (SGF, 2009). Vid provtagning under 2008 (borrhål 3411 enligt Figur 63) och 2009 (borrhål SGI 7 och 9 enligt Figur 63) användes St I och St II användes under 2010 (borrhål SGI 40 – 42 och SGI 44 – 46 enligt Figur 63) och 2011 (borrhål SGI 54 enligt Figur 32). Slutarbleck har använts vid all kolvprovtagning.

### 3.2.5 Sticksondering

Under augusti 2009 utfördes 10 stycken (borrhål SGI 4 till SGI 28, enligt Figur 63) manuella sticksonderingar som komplement till övriga fältundersökningar. Sticksonden som användes bestod av ett handtag, sticksondstänger med längden 1 m samt skarvhylsor och en sondspets med diameter 15 mm. Sticksonderingarna användes för att försöka lokalisera området med största mäktigheten av sulfidjord. Som mest användes 6 stycken sticksonderingsstänger, vid djupare mäktigheter än 6 m avbröts sonderingen (pga. att det vid provningstillfället inte fanns fler sticksonderingsstänger tillgängliga).

### 3.2.6 Torvprovtagning

Under augusti 2010 och augusti 2011 har två stycken prov på översta jordlagret (torv) tagits upp, se Figur 64. Torvproverna togs upp manuellt genom att pressa ner ett plaströr (ytterdiametern 250 mm, godstjocklek 9 mm och längden ca 650 mm) ned till överkant på sulfidjorden/torrskorpan. De upptagna proverna hade en höjd på ungefär 40 cm. För att nedpressningen skulle kunna genomföras på ett smidigt sätt användes en handsåg för att såga i torven utvändigt plaströret och på så vis kapa eventuella rot- och torvtrådar som annars hade omöjliggjort en nedpressning av plaströret, se Figur 14 till Figur 16. Båda torvproverna togs upp ungefär mellan markpegel 13 och 14 enligt Figur 32 och syftet var att i laboratorium undersöka torvens kompressionsegenskaper.



**Figur 14.** Upptagning av torvprov. Bilden visar när plaströret är nedpressat genom torvlagret och till vänster syns sticksågen som användes vid nedpressning.



**Figur 15.** Upptagning av torvprov. Bilden visar uppgrävningen av torvprovet.



**Figur 16.** Upptagning av torvprov. Bilden visar det uppgrävda torvprovet.

### 3.2.7 Densitetsbestämning i fält

Under augusti 2011 i samband med byggnation av laststeg två för den höga banken utfördes densitetsbestämningar av bankmaterialet (gr sa si Mn) med en i forskningsprojektet utvecklad vattenvolymeter med relativt stor volym, se Figur 17. Vattenvolymetern består av två stycken cirkulära plattor av transparent akrylglas. I den understa plattan finns ett 25 cm stort hål där ett skålformat membran av naturlatex placerades. I den ovanliggande plattan finns ett 5 cm stort hål med ett akrylglasrör fastmonterat. Plattorna har satts ihop med 5 st bultar, vilket gör att latexmembranet kläms fast ordentligt.

Vid utförandet av densitetsbestämningen avjämnades först den aktuella provytan med exempelvis ett plattjärn, enligt översta bilden i Figur 18. Därefter kontrollerades ytan med ett vattenpass så att ytan är horisontell. Sedan grävdes en skålformad grop med volymen ca 5 liter, se mellersta bilden i Figur 18. Materialet som togs upp sparades i plastthinkar och vägdes in direkt i fält. Den skålformade gropen jämnas till så att latexmembranet får en bra anliggning mot hela ytan, vilket är viktigt för att volymbestämningen ska bli så korrekt som möjligt. När gropen är grävd lyfts vattenvolymetern på plats, nedersta bilden i Figur 18. Vattenvolymetern är fylld med ca 6,5 liter vatten, och när den förs ned i den skålformade gropen trycks latexmembranet mot gropens väggar pga. vattentrycket. Genom att ställa sig på akrylglasplattorna trycks allt överblivet vatten upp i akrylglasröret och en vattenpelare skapas. Vattenpelaren mäts med tumstock eller liknande, se nedersta bilden i Figur 18. Vattenvolymetern har före användning i fält kalibrerats mot en plan yta och ett samband har tagits fram för att utifrån den uppmätta vattenpelaren kunna beräkna gropens volym.



**Figur 17. Stor vattenvolymeter utvecklad i forskningsprojektet. Bestämning av densitet för bankmaterialet.**



**Figur 18.** Utförande av densitetsbestämning med hjälp av en stor vattenvolymeter. I översta bilden visas hur provytan jämnades till och vägdes av med vattenpass. Mitten bilden visar den använda utrustningen (stålring, sked, vattenpass och plattjärn) och i den nedersta bilden visas hur provgropens volym bestämdes med hjälp av tumstock (meter vattenpelare i röret).

### 3.2.8 Mätning av portryck

Under augusti 2010 installerades totalt 8 stycken portrycksspetsar, 4st på olika djup under respektive bank, se beskrivning i avsnittet ”instrumentering”. I ett av mätskåpen finns en tryckgivare som mäter aktuellt lufttryck. Portrycket mäts med absoluttryckgivare med mätområdet 0-300 kPa och korrigeras med hänsyn till lufttrycket. Mätningen och registrering av portrycket under bankarna sker kontinuerligt med hjälp av loggrar i två stycken mätskåp, ett per bank. Ett mätvärde registreras var tjugonde minut och lagras i en logger i mätskåpet. Mätskåpet kan sedan ringas upp via mobilnätet (gsm-modem) och mätdata kan då skickas till en stationär dator för lagring. Uppringning till mätskåpet sker automatiskt var tredje timme



och en gång per dag skickas ett SMS om att data har laddats hem, detta är en bra och smidig kontroll på att allt fungerar som det är tänkt. Den kontinuerliga registreringen av portrycket i sulfidjorden påbörjades den 23 augusti 2010, dvs. ungefär en månad innan byggnationen av provbankarna påbörjades.

Portrycksspetsar och ett öppet rör installerades vid borrhål SGI 8 (se Figur 63) under augusti 2009 och mätningar utfördes i dessa vid fem tillfällen fram till och med juni 2010.



**Figur 19.** Mätskåp vid bank 2 (låga banken).

### 3.2.9 Mätning av temperaturer i jord och luft

Under augusti 2010 installerades i befintlig mark 2 stycken temperaturstavar (1 tums plaströr med pålimmade temperatursensorer), en per bank. Stavarna mäter temperaturen i jorden från 0,3 m till 2,25 m djup under markytan, 7 stycken temperatursensorer dessutom finns en sensor på ca 5 m djup under markytan. Dessa stavar installerades i syfte att kontrollera tjäldjup på provområdet samt aktuell jordtemperatur. De är installerade i bankarnas släntfot, se Figur 32 och Figur 33. Temperaturstavarna är kopplade till mätskåpet och registrering sker kontinuerligt. I Figur 20 visas en av temperaturstavarna efter installation, dvs. endast överdelen är synlig.

I ett av mätskåpen finns också en givare som kontinuerligt registrerar rådande lufttemperatur.



**Figur 20.** Installerad temperaturstav med upphängd anslutningskabel (före installation i mätskåpet).

### **3.3 Laboratorieundersökningar**

#### **3.3.1 Laboratorier**

Laboratorieundersökningar har utförts av följande aktörer; MRM i Luleå har utfört rutinförsök, glödning och CRS-försök, Complab (Luleå tekniska universitet) i Luleå har utfört försök i ödometerutrustning (stegvisa försök, av- och pålastningsförsök och krypförsök), permeabilitetsförsök, direkta skjuvförsök, proctorpackning och kompressionsprovning på torv, SGI i Linköping har utfört sedimentationsanalyser samt bestämning av kompakt densitet och ALS i Luleå har utfört miljöanalyser i form av järn- och svavelhalter samt mätning av halterna organiskt och oorganiskt kol. Det har varit prioriterat att minimera transport och hantering av kolvprover varför närmaste laboratorier som kan genomföra önskad provning har nyttjats.

#### **3.3.2 Rutinförsök**

I princip samtliga upptagna kolvprover från 2008, 2009, 2010 och 2011 har undersökts i laboratorium enligt rutinförsök på ostörda prov, dvs. jordartsbenämning enligt (Karlsson & Hansbo, 1984), skrymdensitet (SS 02 71 14), vattenkvot (SS 02 71 16), konflytgräns (SS 02 71 20), konförsök med både ostörd och omrörd skjuvhållfasthet (SS 02 71 25) och sensitivitet

(SS 02 71 25). För en del av proverna har utförts bestämning av plasticitetsgräns (SS 02 71 21).

Bestämning av kompaktdensiteten har utförts med pyknometerförsök (SS 02 71 15) på material från kolvprover, borrhål SGI 42, djup 2 och 3 m.

Enligt pyknometermetoden torkades jordmaterialet under ett dygn i ugn i 105 °C varefter proverna maldes sönder i en mortel. På varje djup och från samma provtub utfördes två försök. Pyknometrarna fylldes med destillerat vatten och sattes i ett vattenbad (23 °C) och efter att vattnet i pyknometrarna uppnått samma temperatur som omgivningen vägdes de vattenfyllda pyknometrarna. Pyknometrarna tömdes därefter och torkades ur för att sedan fyllas till ungefär 1/3 med det nedkrossade materialet. Därefter tillfördes destillerat vatten så att pyknometern nästan toppfylldes. Pyknometrarna placerades sedan i en ecksikator med anslutning till en vakuumpump som fick verka i ungefär 10 minuter, i syfte att suga ur all luft ur provmaterialet. Nästa steg var att toppfylla pyknometrarna och sätta på ett lock för att återigen placera dem i vattenbadet (23 °C), och därefter kontrollera vikten på dem. Utifrån alla dessa moment och uppgifter om vattens densitet vid 23 °C, kunde materialets kompaktdensitet beräknas.

### 3.3.3 Bestämning av järn- och svavelhalt samt organisk halt

Kolvprover från borrhål SGI 40 (djup 2 – 6 m), SGI 41 (djup 7 m) och från borrhål SGI 46 (djup 2 – 9 m) har undersökts med avseende på järn- (Fe) och svavelhalt (S) samt halterna av organiskt kol (TOC) och oorganiskt kol inklusive karbonater (TIC).

En del av provet som har använts vid undersökning av Fe- och S-halter har torkats vid 105 °C enligt (SS 02 81 13) för att bestämma vattenkvoten och indirekt då TS-halten genom beräkning. Sedan har själva analysprovet torkats vid 50°C och elementhalterna TS-korrigerats. Därefter krossades analysprovet och siktades genom en 2 mm siktduk för att sedan i mikrovågsugn lösas upp i 5 ml koncentrerad HNO<sub>3</sub> + 0.5 ml H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>. Metallerna har analyserats med ICP-AES (EPA-metoder (modifierade)), vilket är optisk emissionsspektrometri med induktivt kopplad plasma.

Halterna TOC och TIC har bestämts enligt metod A i SS-EN 13137. Den totala mängden organiskt kol, oorganiskt kol och karbonater TC, alltså TOC+TIC har bestämts genom förbränning i 1000 °C. Före förbränningen har materialet torkats och krossats till ett granulärt pulver (kornstorlek < 0,2 mm). TIC har bestämts genom syratillsats (85 % fosforsyra, H<sub>3</sub>PO<sub>4</sub>) i ett naturligt jordprov och därefter mäts mängden frigjord koldioxid. Med hjälp av resultatet från bestämningen av TC och TIC har TOC beräknats.

Glödgningsförlust har utförts i två temperaturer dels i 550 °C och dels i 950 °C (SS 02 71 05) för att studera inverkan av temperaturen.

### 3.3.4 Sedimentationsanalyser

Enligt vågkroppsmetoden, (Karlsson, 1973) har sedimentationsanalyser utförts på samtliga sulfidjordsprov från provtagningsdjup (2 - 9 m) och från ett och samma borrhål (SGI 44). Sedimentationsförsöken utfördes på ett uppslammat jordprov som sedimenterar i en vätska

bestående av destillerat vatten med tillsats av dispergeringsmedel (natriumhexametafosfat,  $\text{Na}-(\text{NaPO}_3)_x$  ONa och natriumkarbonatdekahydrat,  $\text{Na}_2\text{CO}_3 \times 10 \text{ H}_2\text{O}$ ). Kornstorleken bestäms med hjälp av Stokes lag och kornens sjunkhastighet. Under sedimentationen förändras densiteten hos suspensionen såväl med djupet som med tiden. Principen för vågkroppsmetoden är att partikelkoncentrationen i suspensionen bestäms med hjälp av en sjunkkropp (vågkropp), som är upphängd i en våg med en tunn tråd, se Figur 21. Vid mätning bestäms vågkroppens skenbara massa dels i suspensionen och dels i dispersionsvätskan. Mätning har utförts på två olika sedimentationsdjup, 5 cm och 20 cm efter ett förutbestämt tidsschema.



**Figur 21.** Sedimentationsanalys med vågkroppsmetoden.

### 3.3.5 CRS-försök

CRS-försök (SS 02 71 26) har utförts på jordprover upptagna med kolvprovtagare (borrhål SGI 40 – 42, 44, 46 och 54), totalt har 39 stycken försök utförts. Provningstemperaturen har varit ca  $10^\circ\text{C}$  vid samtliga försök och deformationshastigheten vid utförande av försöken var 1 procent kompression per timme, vilket också är en tidigare rekommenderad hastighet för CRS-försök på sulfidjordar av bland annat (Eriksson, 1985) och (Yu, 1993). Den initiala provhöjden vid montering av provet var 20 mm vid samtliga försök.

### 3.3.6 Försök i ödometerutrustning

Olika typer av försök har utförts i ödometerutrustning för stegvisa ödometerförsök. Det har genomförts standard stegvisa ödometerförsök (SS 02 71 29), av- och pålastningsförsök och krypförsök. Försöken utfördes på kolvprover och försöksutrustningen var den som visas i Figur 22. Samtliga försök utfördes i klimatrum med konstant temperatur på ca +5 °C, med provkropparna nedsänkta i ett vattenbad, se Figur 24. Provningsdimensionerna var, diameter 40 mm och höjd 20 mm. I Figur 23 visas den använda modellen på ödometerring, en ring i rostfritt stål med stansningsegg i nedersta delen. I samma figur visas också stämpan av rostfritt stål innehållande perforeringar. Mellan stämpan och provets överyta placeras en väl passande filtersten, denna filtersten finns dock inte med på den bilden i Figur 23. Ödometerringen placeras på en botten bestående av en dränerande filtersten, vilken kan ses i Figur 23.

Innan ett jordprov placerades i ödometerringen penslades ett tunt lager av vitt vaselin på insidan av ringen. Därefter skars ett 20 mm högt prov ut från en provhylsa, detta utfördes med hjälp av en stålring som hade en diameter på 50 mm och en höjd på 20 mm. Provet trycktes in i denna stålring och skars av med trådvaskare, därefter placerades stålringen inklusive provkroppen på filterstenen. Stålringen plockas sedan bort varefter ödometerringen placerades ovanför provet och därefter stansades in i provet med lätt handkraft. Efter applicering av ett prov i ödometerringen monterades det i utrustningen, Figur 22. Proverna belastades sedan genom att laster lades på manuellt efter förutbestämda scheman, se Tabell 3 och Tabell 4. Lasten består av vikter som har kalibrerats mot en precisionsvåg.

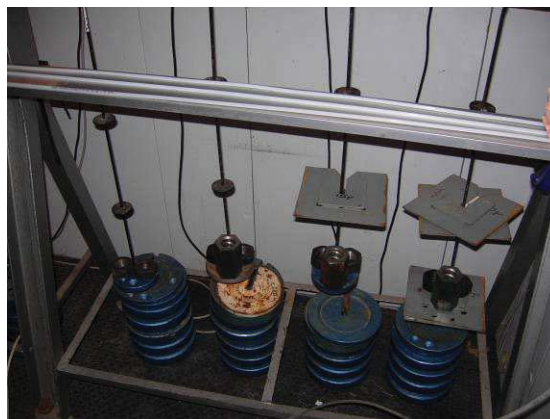
Registreringen av deformationen i vertikalled (kompressionen) utfördes med hjälp av en lägesgivare (LVDT), som var centralt placerad på stämpens ovanyta. Givaren kopplades till en logger som registrerar ett mätvärde en gång per sekund. Mätnoggrannheten är plus minus 1/100 mm.

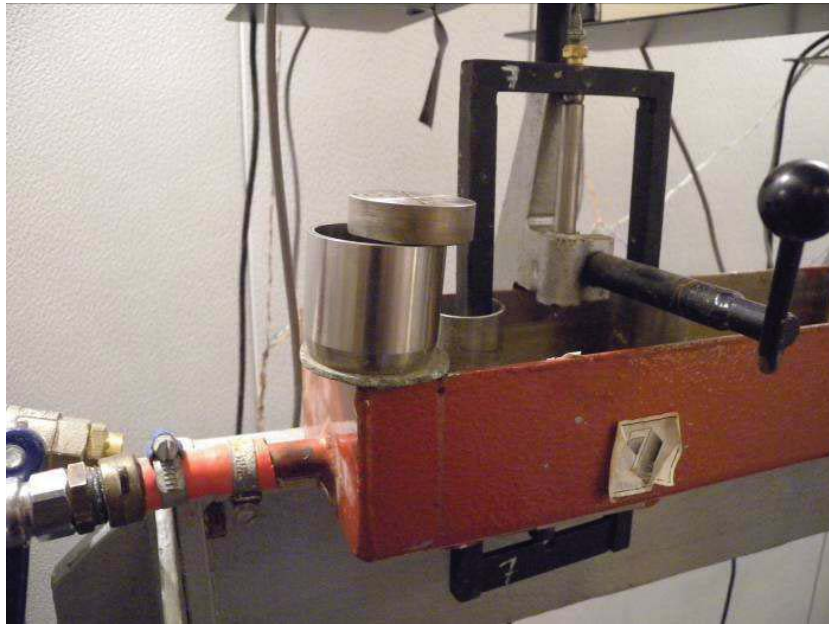
**Tabell 3. Sammanställning över utförandet av stegvisa ödometerförsök och av- och pålastningsförsök utförda på kolvprover från Lampen.**

Typ av ödometerförsök	Borrhål	Djup [m]	Laststeg [kPa]	Tid för varje laststeg [dygn]	Övrigt
Stegvisa ödometerförsök (standard)	SGI 40,41,42,44 och 46	2-9	0-10-20-40-80-160-320	1	21 försök
Av- och pålastning, försök 1 och 3	SGI 45	5 och 7	10-20-40-20-10-20-40-80-40-20-10-20-40-80-160	1	2 försök
Av- och pålastning, försök 2 och 4	SGI 45	5 och 7	10-20-40-80-40-20-10-20-40-80-160	1	2 försök
Av- och pålastning, försök 5 och 6	SGI 46	2 och 3	10-20-30-20-10-20-30-40-20-10-20-40-80	1	2 försök

**Tabell 4. Utförda krypförsök på kolvprover från Lampen.**

Försök	Borrhål	Djup [m]	Laststeg [kPa]	Kryplast [kPa]	Tid för varje laststeg respektive kryplast [dygn]	Övrigt
A1	SGI 42	6	10-20-40	40	1/26	Kryplast runt $\sigma'_c$
A2	SGI 42	6	10-20-40-80	80	1/25	Kryplast över $\sigma'_c$
A3	SGI 46	7	10-20-40	40	1/26	Kryplast runt $\sigma'_c$
A4	SGI 46	7	10-20-40-80	80	1/25	Kryplast över $\sigma'_c$
B1	SGI 46	4	10-25	25	1/41	Kryplast under $\sigma'_c$
B2	SGI 46	4	10-25-35	35	1/33	Kryplast runt $\sigma'_c$
B3	SGI 46	4	10-25-35-45	45	1/43	Kryplast något över $\sigma'_c$
B4	SGI 46	4	10-25-35-45-55	55	1/42	Kryplast över $\sigma'_c$
C1	SGI 46	2	10-20-36	36	1/298	Kryplast lika med $\sigma'_v$ in-situ plus banklast 27 kPa
C2	SGI 46	2	10-20-40-63	63	1/297	Kryplast lika med $\sigma'_v$ in-situ plus banklast 54 kPa
C3	SGI 46	5	10-20-49	49	1/298	Kryplast lika med $\sigma'_v$ in-situ plus banklast 27 kPa
C4	SGI 46	5	10-20-40-76	76	1/297	Kryplast lika med $\sigma'_v$ in-situ plus banklast 54 kPa
D1	SGI 46	3	10-25	25	1/299	Kryplast under $\sigma'_c$
D2	SGI 46	3	10-25-35	35	1/298	Kryplast runt $\sigma'_c$
D3	SGI 46	3	10-25-35-45	45	1/297	Kryplast något över $\sigma'_c$
D4	SGI 46	3	10-25-35-45-55	55	1/296	Kryplast över $\sigma'_c$

**Figur 22. Försökupställning för ödometerförsök, standard stegvisa, av- och pålastning och krypförsök.**



**Figur 23.** Närbild på ödometerring, överstämp och understämp (dränerande sandfiltersten).



**Figur 24.** Överdelen av ödometerutrustningarna. (Utrustningen var här inte i ordningsställd för försök, dvs. det pågick inga försök.)

### 3.3.7 Permeabilitetsförsök

Permeabilitetsförsök har utförts på kolvprover. Försöken har utförts i så kallade triaxialceller (se Figur 25 och Figur 26), där omgivande tryck (radialtryck) och axiallast (axialtryck) kan kontrolleras. Provkropparnas höjd varierade initialt mellan 4-5 cm och diametern var 5 cm. Provkropparna monterades i cellen inuti ett tunt latexmembran (tjocklek ca 0,2 mm) och med vattengenomsläppliga filterstenar placerade på ändytorna uppe och nere. Axiallasten applicerades manuellt med dödvikter på en ram som belastar en pistong som i sin tur trycker i centrum av provets överyta, se Figur 25. Omgivande tryck, dvs. det radiella trycket

applicerades genom att trycksätta vattnet i behållaren, vilket styrs med hjälp av en tryckregulator. Tillförsel av vatten till provet utfördes genom underliggande filtersten med en tryckskillnad på mellan 0,94 och 1,03 m vattenpelare, Figur 26. Vatten tilläts sedan att dränera ut genom filterstenen på provets överyta och in i en plastslang med en exakt innerdiameter på 4 mm som var placerad på en horisontell yta i nivå med provets nedersta del. Det utströmmande vattnet mättes med millimeternoggrannhet vid olika tidpunkter och på så vis kunde permeabiliteten för provet beräknas. Det tillförda vattnet som användes i försöken samt vattnet i cellerna var vanligt kranvatten som tappades upp i hinkar, vattnet fick sedan stå i klimatrummet under minst ett dygn innan det användes i försöken för att anpassas till temperaturen och avluftas.

I Tabell 5 anges de effektivtryck som har applicerats vertikalt och horisontellt på proverna. För vart och ett av de tre proven genomfördes permeabilitetsförsök för tre olika trycknivåer med den lägsta nivån först (delsteg 1) och den högsta nivån (delsteg 3) sist. De olika delstegen motsvarar olika belastningssituationer, delsteg 1 är in-situ belastning dvs. laster motsvarande rådande effektivspänningar, delsteg 2 motsvarar tillägg av en tänkt banklast på 30 kPa och delsteg 3 tillägg av en tänkt banklast på 60 kPa. Den horisontella spänningsnivån har beräknats utifrån den vertikala effektivspänningen och med ett antagande om  $K_0 = 0,6$ .

**Tabell 5. Applicerade tryck vid utförande av permeabilitetsförsök.**

Provtagningsdjup [m]	$\sigma'_v$ In-situ [kPa]	Belastning					
		Delsteg 1		Delsteg 2		Delsteg 3	
		$\sigma'_v$ [kPa]	$\sigma'_h$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\sigma'_h$ [kPa]	$\sigma'_v$ [kPa]	$\sigma'_h$ [kPa]
3	13,5	14	8,4	44	26,4	74	44,4
5	22,5	23	13,8	53	31,8	83	49,8
7	31,5	32	19,2	62	37,2	92	55,2



**Figur 25. Försöksutrustning för permeabilitetsförsök, "triaxialcell".**





Figur 26. Permeabilitetsförsök, vattenpelare 0,94 – 1,03 m.

### 3.3.8 Direkta skjuvförsök

Direkta skjuvförsök har utförts med skjuvapparaten (modell Geonor) som visas i Figur 27, försöken är utförda enligt (SGF, 2004). Försök har utförts dels i klimatrum med temperatur ca +5 °C och dels i rumstemperatur med temperatur ca +20 °C. I samtliga försök har proven konsoliderats med vertikala effektivspänningen upp till 85 % av förkonsolideringstrycket och därefter avlastats till in-situ spänning och sedan har skjuvningsfasen genomförts under odränerade förhållanden.

Provstorleken var höjd 20 mm och diameter 50 mm, provet placerades på en filtersten med piggar med höjden 3 mm (Figur 28) och en likadan filtersten sattes sedan på provets överyta. Därefter omslöt provet och filterstenar av ett armerat latexmembran innan det monterades i skjuvapparaten. Proverna har antagits vara helt vattenmättade och av den anledningen tillfördes inget extra vatten under konsolideringsfasen. Konsolideringsfasen, vilken omfattar pålastningsdelen och avlastningsdelen, pågick ca 1 dygn för vardera delen. Skjuvningsfasen pågick i ungefär 1,5 dygn för varje enskilt prov, dvs. till en vinkeländring på 0,3 radianer där vinkeländringen är kvoten mellan horisontalförskjutningen och provets effektiva höjd efter

konsolideringen. Vid skjuvningsfasen var provhöjden låst och provet tilläts således inte att höjddändras eller volymändras. Skjuvningshastigheten som användes var ungefär 2,8 mm per dygn vilket var den långsammaste hastighet som aktuell skjuvapparat klarade av.

Den odränerade skjuvhållfastheten har utvärderats vid maximal uppnådd skjuvspänning för varje försök. I de fall där brott (maximal skjuvspänning) i provet inte inträffar innan en vinkeländring på 0,15 radianer har uppnåtts så har skjuvhållfastheten bestämts som skjuvspänningen vid denna vinkeländring. Av totalt 24 stycken försök har 6 stycken prov utvärderats vid en vinkeländring på 0,15 radianer.

Registrering av vertikal last (normalspänningen) och horisontell last (skjuvspänningen) sker med lastceller, modell B4000 kalibrerad för ett mätområde upp till 2000 N. Horisontal- och vertikalrörelse av provet mäts med potentiometergivare med noggrannheten plus minus 2/1000 mm. Portrycket i provet mäts i undre filterstenen med hjälp av en Druck-givare som har noggrannheten 0,02 kPa.



**Figur 27.** Skjuvapparat typ Geonor, se (SGF, 2004).



**Figur 28.** Filtersten med 3 mm höga piggar som användes vid utförda odränerade direkta skjuvförsök.

### 3.3.9 Proctorpackning

Proctorpackning har utförts på 6 olika jordprover med modifierad proctor enligt (SS 02 71 09) på en del av de prover som togs upp i fält vid vattenvolymeterförsöken. Jordproverna avser bankmaterialet som benämns som en grusig sandig siltig Morän. Packning av prover har utförts vid 4 olika vattenkvoter för varje jordprov.

Modifierad proctor eller tung stampning som den också benämns enligt svensk standard utförs i en packningscylinder med volymen 1 liter. Packning i cylindern utfördes med en fallvikt på 4,5 kg och en fallhöjd på 450 mm samt med en slagdyna på 50 mm. Försöksutrustning visas i Figur 29.

Provning utfördes på fyra delprover för varje enskilt jordprov med vattenkvoter mellan 3 och 10 % i syfte att också försöka hitta materialets optimala vattenkvot för packning. Med optimal vattenkvot menas den vattenkvot där det aktuella materialet packas mest, dvs. högst densitet uppnås.

Innan packningen påbörjades torkades allt material i ugn 105 °C under ett dygn varefter allt material större än 20 mm siktades bort. Sedan delades materialet upp och en vatteninblandning utfördes för att uppnå önskad vattenkvot. Vid packningen fylldes jordmaterial på i 5 olika lager med ungefär samma tjocklek och som vart och ett packades genom 25 stötar med fallvikten. Vid packningen av det sista lagret ska hela cylindern vara fylld. Provet jämnades sedan till och det packade provets vikt samt vattenkvot kontrollerades. Torrdensiteten beräknades sedan och ritades upp i ett diagram, där erhållen torrdensitet är på y-axeln och önskad vattenkvot på x-axeln.



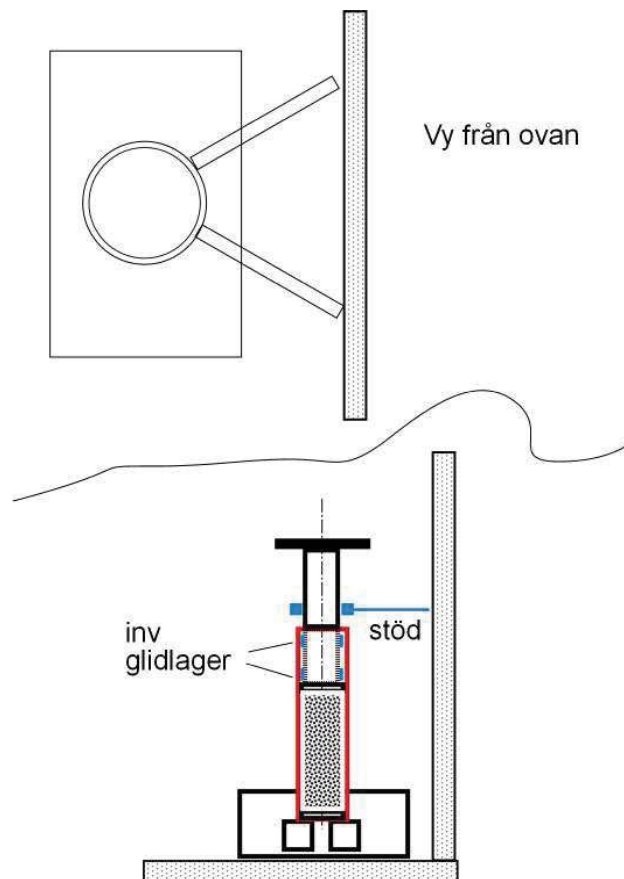
**Figur 29.** Proctorutrustning som användes vid packning av bankmaterialet.

### 3.3.10 Kompressionsförsök på torvprover

En typ av storskaliga kompressionsförsök har utförts på två stycken torvprov. Försöken har utförts i syfte att få en uppskattning av kompressionen hos det ca 0,4 m tjocka torvlagret som överlagrar sulfidjorden vid provområdet i Lampen. Torvproverna som kommer från det översta jordlagret, se Figur 64 är upptagna mellan markpegel nummer 13 och 14 enligt Figur 32. De har belastats med 5, 30, 50 och för ett av proven 70 kPa. Varje laststeg har verkat under en tid av ca 1 vecka.

De aktuella proven togs upp i ett plaströr med diameter 0,25 m och längden ca 0,65 m, se tidigare beskrivning om provtagningsförfarandet i avsnitt 3.2.6. Kompressionsförsöken har utförts i utrustning enligt principskissen i Figur 30, där provet belastas i provtagningsröret. Provkroppens diameter, dvs. det invändiga måttet på provtagningsröret var 232 mm. Innan någon belastning påfördes, jämnades ändytorna av på torvproven. Efter att provet avjämnats placerades styva plastlock på båda sidor av provet, varvid ett av locken (det övre) belastas med ett tryckrör enligt Figur 30, se även Figur 31. I locket som var i underkant på provet fanns en ventil som öppnades vid påförande av last vilket innebar att vatten fritt kunde pressas

ur provkroppen. Under försökets gång vattnades även provet uppifrån med jämna mellanrum för att undvika uttorkning och därmed onödig friktion mot provrörets väggar. Mätning av provkroppens kompression utfördes med en lång LVDT-givare (mätområde upp till 40 cm) som installerade ovanpå tryckröret. Förutom mätningarna med LVDT-givaren som loggades kontinuerligt utfördes manuella mätningar (kontroller) med tumstock. Vid försökens början var provhöjderna för de bägge torvproverna 405 mm respektive 270 mm. Skrymdensiteten har beräknats till  $1,33 \text{ t/m}^3$  respektive  $1,43 \text{ t/m}^3$  genom att väga hela provkroppen och bestämma volymen. På det senare torvprovet har vattenkvoten bestämts till 91 %.



**Figur 30.** Försöksuppställning för ett storskaligt ödometerförsök på torv, principskiss.



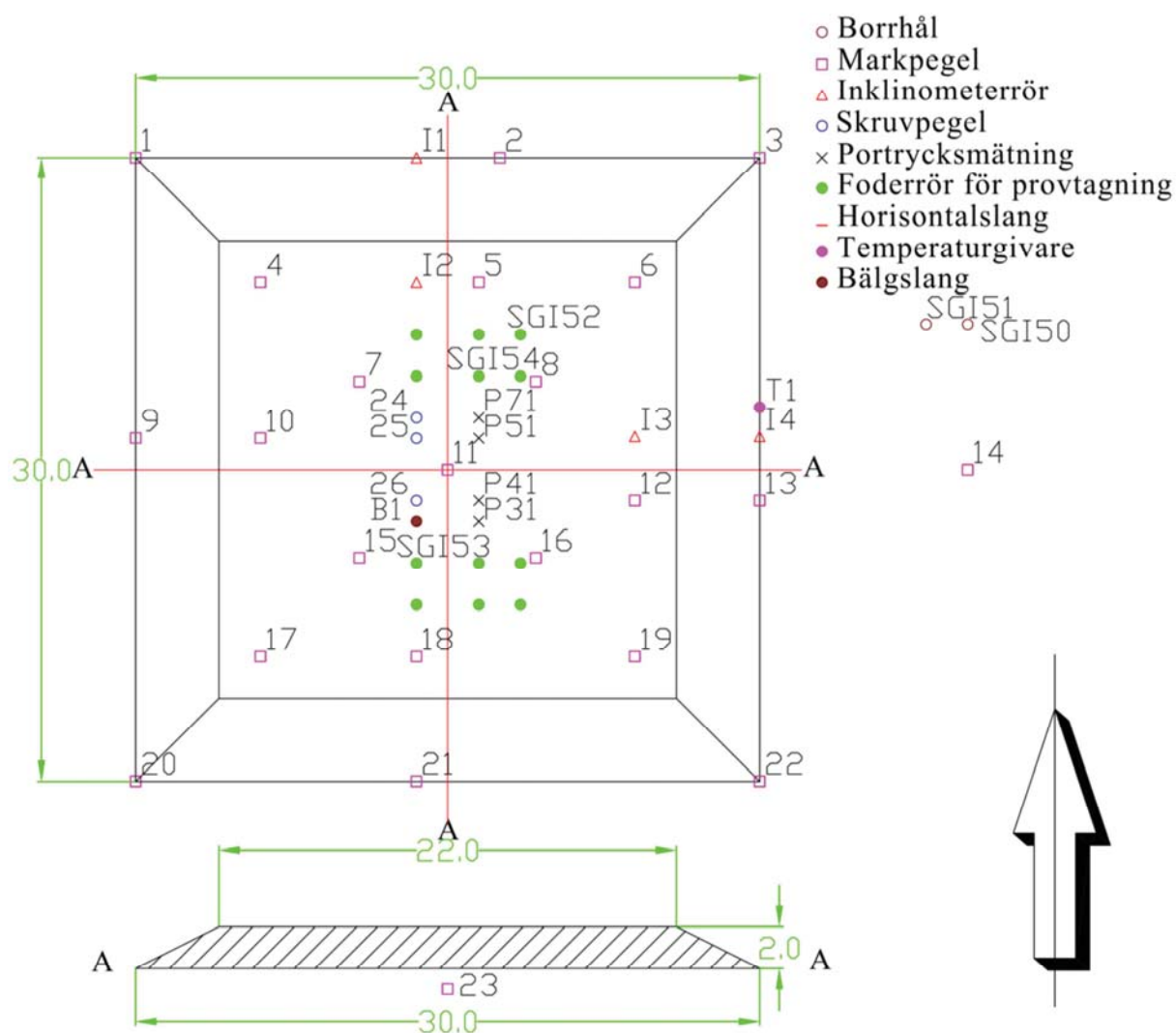
**Figur 31.** Försöksupställning för ett kompressionsförsök på torv. Till vänster visas röret i vilket torvprovet är placerat och till höger visas provet belastad med 5 kPa, ovanpå lasterna syns även den monterade LVDT-givaren som använts för kompressionsmätning.

## 4 Instrumentering och byggnation av provbankar

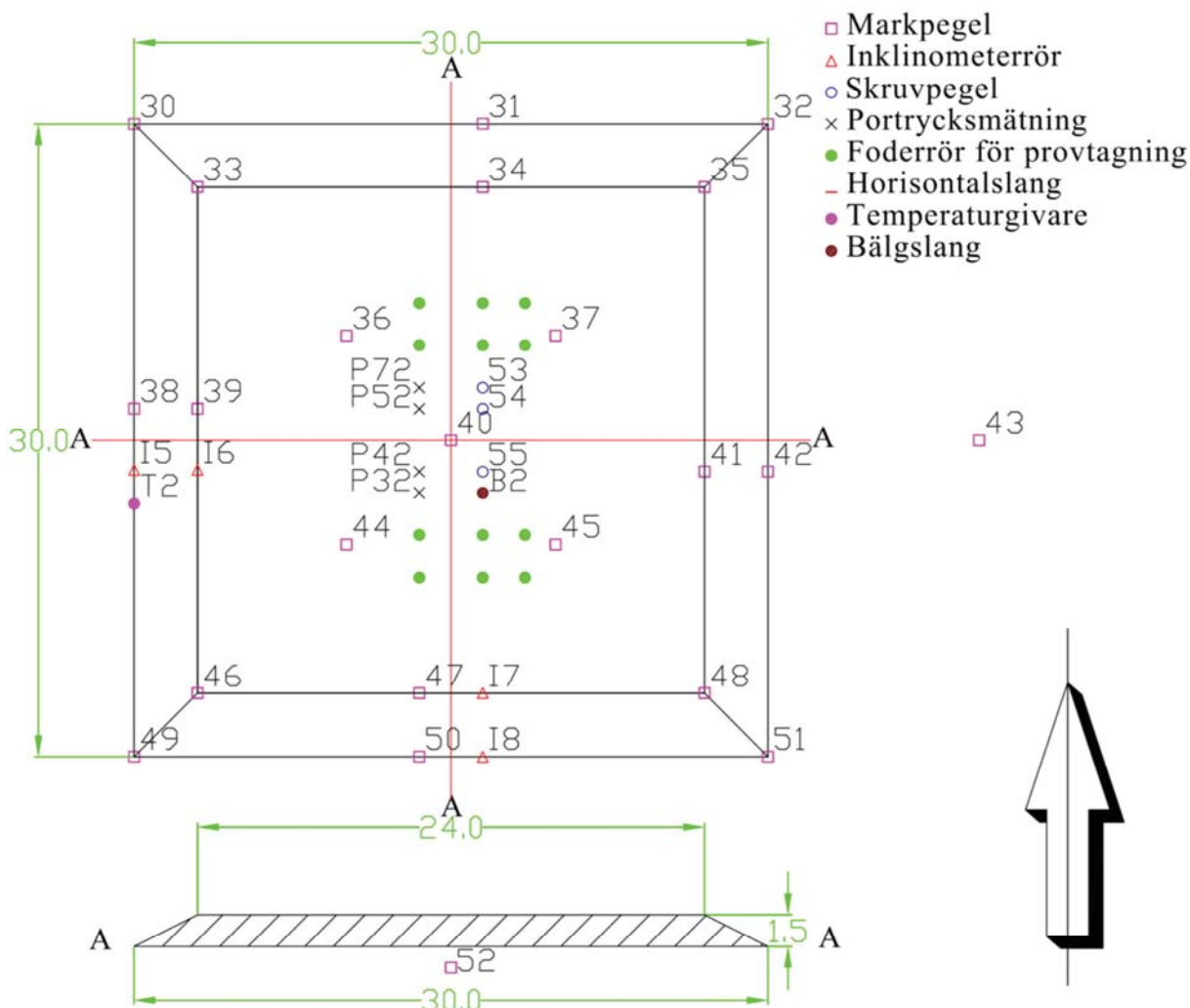
### 4.1 Instrumentering

I Figur 32 och Figur 33 visas instrumentering och numrering av mätinstrument för bank 1 och bank 2.

Instrumenteringen av provbankarna vid provfältet i Lampen har omfattat; horisontalslangar, skruvpeglar, markpeglar, inklinometrar, bälgslangar, portrycksspetsar, marktrycksgivare av typ Freyssinet och en installation av en fast fix.



Figur 32. Instrumentering för bank 1, samt ett tvärsnitt på provbanken, måttangivelser i meter.



**Figur 33.** Instrumentering för bank 2, samt ett tvärsnitt på provbanken, måttangivelser i meter.

#### 4.1.1 Horisontalslangar

Horisontalslangar för mätning av den ursprungliga markytans sättning har placerats centralt under varje bank i ett kryss (se Figur 32 och Figur 33). Mätlangarna som har använts består av ett polyetenrör typ PEM PN 10 med innerdiameter 40,8 mm och ytterdiameter 50 mm. Den ursprungliga planen var att respektive slang skulle läggas i en ca 0,5 m bred ”ränna” där ca 0,2 m av översta jordlagret och mark vegetation schaktats bort samt senare bäddas in i ett sandlager innan en nollmätning utförs. Det var dock inte möjligt att utföra någon schaktning då bärigheten för en grävmaskin var för dålig, med aktuella förhållanden på provfältet. Linjen där en horisontalslang skulle placeras rensades istället manuellt från större grenar och kvistar, vid eventuella stubbar kontrollerades även grova rötter med hjälp av ett järnspett. Detta var det enda som var praktiskt möjligt att genomföra.

Horisontalslangen rullades därefter ut direkt på torven och fixerades mot markytan med hjälp av bockade armeringsjärn (u-form), se Figur 34. Slangen lades ut ungefär 2 meter utanför vardera sidan av banken och sattes fast vid en kraftig tråkapp med ändytan på ca 1 m höjd över markytan, se Figur 35. En första mätning av slangarnas position utfördes i detta läge. Senare i samband med byggnation av bankarna bäddades först slangerna in i ett sandlager med



huvudsakligt syfte att skydda den mot vassa och större stenar som kan finnas i moränfyllningen.



**Figur 34.** Bild på centrum av bank 2, där de två horisontalslangarna möts. Till höger visas armeringsbyglarna som användes för att nagla fast slangen i torven.



**Figur 35.** Bild på horisontalslang i väst-östlig riktning bank 2.

#### 4.1.2 Markpeglar

Markpeglarna har installerats i släntfot, under och utanför bankarna, se Figur 32 och Figur 33. De utgörs av en jordskruv med diametern 200 mm påsvetsad på galvaniserat stålrör med diametern 25 mm och höjden 500 mm, Figur 36. Dessa markpeglar roterades ned (ca 0,3 m) i det översta jordlagret (torv) på avsedd plats manuellt före uppfyllnad av bankarna. De markpeglar som placerades under bankarna har förlängts upp genom fyllningen med samma rör som pegeln är gjord av. Överst på varje markpegel finns ett lock påskruvat med en mätdubb. Kontroll av pegelns vertikala rörelse utfördes sedan med hjälp av avvägning av pegelns mätdubb.



**Figur 36.** Till vänster visas en bild på en markpegel före installation och till höger visas en färdiginstallerad markpegel.

### 4.1.3 Bälgslangar

Bälgslangarna har installerats centralt i bankarna nära mitten, se Figur 32 och Figur 33. Vid installationen av bälgslangarna förborrades först ett hål med 50 mm jordskruv ungefär till 1 m djup, dvs. genom torv och torrskorpa. Förborringen ger bälgslangspetsens skruv en bättre förutsättning att tränga ned i jorden samt en styrning så att installationen utförs så vertikalt som möjligt.

Bälgslangen består av en plastslang, bottenskruv och skarvhylsor med inkluderad stålring som används vid mätning, se Figur 37. Installationen utfördes med speciella sättningsrör (tunnväggiga borrstålrör) avsedda för bälgslang. Bälgslangen skruvas fast vid bottenskruven varefter ett sättningsrör träs på och låser fast i en skåra i bottenskruven. Denna fastlåsning gör det möjligt att rotera ned bottenskruven och bälgslangen för att sedan släppa då det är dags att dra upp sättningsrören. Bälgslangen roteras ned till fast botten dvs. underliggande morän och dras fast något i denna. Det är viktigt att hela tiden varefter bälgslangen roteras ned fylla den med vatten annars riskerar man att den trycks ihop av omgivande vattentryck och i ett senare skede då sättningsrören tas bort av omgivande jordtryck vilket då skulle innebära att den inte är mätbar, dvs. en givare kan inte föras ned genom slangen. När bottenskruven nådde önskat djup (ca 0,5 m ned i underliggande morän) och neddrivningen upphörde spändes slangen upp genom att stoppa i ett innersystem bestående av sticksonderingsstänger, i vilka bälgslangen tejpades fast. I detta läge är det möjligt att dra upp sättningsrören utan att riskera att slangen dras ned i jorden. Syftet med denna uttänjning är att öka slangens mätområde. Bälgslangarna fick stå i ett uppspänt läge i ca 2 veckor för att ”växa” fast i omkringliggande jord vilket är nödvändigt för att de ska fungera och ge representativa resultat. Innan en första mätning kunde utföras måste ett galvaniserat stålrör inklusive markplatta träs över bälgslangen. Stålröret fungerar som foderrör genom banken och torrskorpan och förhindrar att bälgslangen fastnar i dessa jordlager. När foderrör och markplatta var på plats kunde sticksonderingsstängerna dras upp och bälgslangen nollmättes, se Figur 38.

Bälgslangen som användes i aktuellt fall har skarvhylsor ungefär med en meters mellanrum. Vid mätning av bälgslangen nedförs en givare som är fastsatt i ett måttband och kopplad till en avläsare, i botten på givaren finns vikter som gör det lättare att få ned den genom bälgslangen. Varje gång givaren passerar en skarvhylsas stålring ges ett utslag på avläsningsinstrumentet. Vid mätning av bälgslangen nedförs givaren först till botten av

slangen och en avläsning på måttbandet sker mot foderrörets topp (avläsning i mm), därefter dras givaren uppåt i slangen och en ny mätning sker varje gång givaren passerar en skarvhylsa, dvs. då man får utslag på avläsningsinstrumentet. På så sätt kan man ha kontroll på skarvhylsans rörelse i vertikalled, vilket indirekt är slangens kompression.



**Figur 37.** Bälgslangens bottenkruv inklusive monterad bälgslang, till vänster i bilden en grön plastslang.



**Figur 38.** Installation av bälgslang, till vänster i figuren syns bälgslangen inklusive bottenkruv omgivna av sättningsrören. Till höger i figuren visas en färdiginstallerad bälgslang med markplatta och foderrör samt uppspänd med ett innersystem av stålstänger.

#### 4.1.4 Skruvpeglar

Skruvpeglar har installerats på 3, 5 och 7 meters djup under ursprunglig markyta, i syfte att mäta sättningsförloppet på olika nivåer, se Figur 32 och Figur 33. Innan installation av skruvpegel genomfördes förborrades ett hål genom torrskorpan med jordskruv, diameter 50 mm. Det förborrade hålet gör att själva skruvpegeln initialt får en bättre anliggning mot jorden samt att det skapas ett styrhål genom torrskorpan så att skruvpegeln kan installeras så vertikalt som möjligt. Skruvpegeln har en diameter på 200 mm och höjden är 200 mm. Den är fastsvetsad på stålstänger med diametern 22 mm, (se Figur 39). Skruvpegeln skruvades först ned ca 0,2 m med hjälp av borrarbandvagn varefter ett plaströr (foderrör) sattes på stålstängerna och låstes fast i detta läge med en kulklämman. Kulklämman gör att skruvpegel och foderrör rör sig parallellt nedåt i jorden vid rotation. Skruvpegel med foderrör roterades ned till 1,5 m höjd ovanför den tänkta nivån för installation. I detta läge plockas kulklämman bort och skruvpegeln roteras ned till avsedd nivå. Vid sättningsmätningar bestäms skruvpegelns vertikala rörelse med hjälp av avvägning av skruvpegelns topp ovanför bankytan.



**Figur 39.** Till vänster visas en bild på nedersta delen av skruvpegeln samt ett foderrör. Till höger visas en färdig installerad skruvpegel (3m djup i bank 2).

#### 4.1.5 Inklinometrar

Inklinometerrör har installerats i mitten på provbankarnas sidor, dels vid släntfot och dels vid släntkrön, (se Figur 32 och Figur 33). Vid installationen av inklinometerrören förborrades först ett hål med 50 mm jordskruv ungefär till 1 m djup, dvs. genom torv och torrskorpa. Därefter utfördes en jord/berg (jb) sondering med en 76 mm:s borrhkrona och vattenspolning både vid drivning nedåt och uppåt. Spolvattentrycket hölls tillräckligt högt för att det vid uppdragning av stängerna skulle flöda upp vatten ur borrhålet, se Figur 41. Borrningen utfördes genom hela sulfidjordslagret och ca 0,5 m ned i underliggande morän. Vid denna typ av ”förborring” för inklinometerröret skapas ett vattenfyllt vertikalt hål som skall göra det relativt lätt att driva ned de inte så styva inklinometerrören.

Inklinometerrören som är kvadratiska består av PVC-plast och har ett utvändigt sidomått på 60 mm samt en godstjocklek på 3 mm. Fyrkantrören är utvecklade vid SGI, se (Joelson, 2002) och (Eriksson & Joelson, 2003). Längst ned på det första röret träs en 500 mm lång stålspets på röret, se Figur 40. Spetsen tejpas fast på plaströret med ett glapp på ca 100 mm. Syftet med glappet är att plaströret efter installation ska kunna röra sig inne i spetsen. Vid installationen ansätts rören med en av de plana ytorna i förväntad deformationsriktning. Vid nedpressning av rören användes ett innersystem av 32 mm borrstål samt en stålplatta som vilade på toppen av inklinometerröret. Hydraulchucken på borrhbandvagnen klämdes åt runt borrstålen i nivå med stålplattan vilket gör att hela systemet bestående av inklinometerspets, inklinometerrör och borrstål pressas ned i jorden parallellt, se Figur 41. Inklinometerrören som är 1,5 m långa skarvas ihop med en aluminiumhylsa och popnitar. Vid neddrivning av inklinometerrören till fast botten vattenfylldes rören kontinuerligt för att minska belastningen av jordtrycket på rören. Rören är tunna och man skulle annars riskera att trycka ihop dem på större djup. När inklinometerrören pressades sakta ned med borrhbandvagnen kontrollerades hela tiden att det inte uppstod någon vridning eller rotation på rören. Då spetsen nådde det förborrade hålets botten, dvs. befann sig ca 0,5 m ned i moränen (se Figur 64) knackades den försiktigt fast genom att lyfta innersystemets stålstänger några centimeter och släppa ned dem.

Spetsen antas vid utvärderingen av mätresultat vara en fast punkt. Röret kapades ca 1 m ovanför markytan och fick sedan stå orört i ungefär två veckor före upplastning av bankarna. I och med detta tilläts inklinometerörret att "växa" fast i jorden vilket är nödvändigt för att det ska få önskvärd samverkan med jorden. Före upplastningen av bankarna utfördes en kontroll av inklinometerörens eventuella vridning mot förväntade deformationsriktningen. Samtliga inklinometerör (8 stycken) kontrollerades på varje metersnivå och vridningen gentemot den förväntade deformationsriktningen varierade mellan 0 och 13°. Dessutom utfördes en mätning av inklinometerörens position före byggnation av bankarna.

Mätningen av inklinometerören sker manuellt med hjälp av en inklinometer (lutningsgivare av typen med trådtöjningsgivare) som är fastsatt i en vajer med halvmeterangivelser och kopplad till ett mätinstrument (en ampere mätare), se Figur 42. På själva givaren finns en fjäder samt styrklackar fastmonterat vilket gör att givaren inte kan vrida sig i de kvadratiske inklinometerören. I givarens underkant sitter en vikt monterad som gör det lätt att få ned givaren genom inklinometerören. Mätningen går till så att man mäter från botten av inklinometeröret och uppåt, avläsning av mätinstrumentet sker då varje halvmeterangivelse på vajern befinner sig i nivå med inklinometerörets topp. Från de uppmätta amperevärdena kan sedan inklinometergivarens lutning beräknas för varje halvmetersnivå. Beräkningarna av de horisontella rörelserna är utförda med antagandet att inklinometerens stålspets i moränen är en fast punkt och 0,100125 mA motsvarar 1 mm lutning på 1 m.



**Figur 40.** Till vänster i bilden syns ett fyrkantströr i plast inklusive bergsko i stål och till höger i bilden flera fyrkantströr med skarvhylsor av aluminium.



**Figur 41.** Till vänster förborrning för installation av inklinometerrör med jbsondering och vattenspolning (76 mm krona). Till höger visas nedpressningen av ett inklinometerrör.



**Figur 42.** Mätutrustning för fyrkantsinklinometer.

### 4.1.6 Marktrycksgivare av typ Freyssinet

I syfte att försöka mäta tyngden av bankmaterialet installerades två stycken marktrycksgivare av typ Freyssinet per bank, Figur 43. Marktrycksgivarna består av två stålplattor med olja emellan och i kanten på plattorna sitter en tryckgivare, diametern på plattorna var 30 cm vilket ger arean 707 cm<sup>2</sup>. För att om möjligt få en bättre tryckfördelning på marktrycksgivarna placerades en skiva med cellplast (tjocklek 50 mm) på vardera sidan före installationen. Marktrycksgivarna bäddades in i ett sandlager (ca 1 – 2 dm på vardera sidan) på markytan innan de överfylldes av bankmaterialet. Marktrycksgivare nr 2 är placerad ca 5,5 m söder om pegel nr 11 (se Figur 32), nr 6 är placerad ca 1,5 m öster om pegel nr 11, nr 3 är placerad ca 1 m söder och ca 1 m väster om pegel nr 40 (se Figur 33) och nr 5 är placerad ca 3,5 m söder och ca 1 m väster om pegel nr 40.



**Figur 43.** Till vänster i figuren visas en av de installerade marktrycksgivarna av typ Freyssinet med en passande skiva cellplast. Till höger i figuren visas en installation av en marktrycksgivare, där själva plattan är omgiven av två ihoptejpad cellplastskivor vilket bäddas in i ett skyddande sandlager.

### 4.1.7 Portrycksspetsar

Portrycksspetsarna har placerats centralt nära mitten på respektive bank och på 3, 4, 5 och 7 meter under ursprunglig markyta. Vid installationen förborrades ett hål med en jordskruv (diameter 100 mm) ned till 2 m ovan installationsnivån, se Figur 44. Därefter pressades ett plaströr med diametern 110 mm ned i det uppborrade hålet. För att tömma röret på jordmaterial jäb-sonderades röret invändigt med en 76 mm krona och med vattenspolning så att det flödade över i toppen av röret, Figur 45. Detta plaströr används som foderrör till portrycksrören i syfte att reducera risken för en portryckshöjning orsakad av påhängskrafter på portrycksröret.

Portrycksspetsarna som användes är av typen GeoN med kropp i termoplast och filter i HDPE, höjden 165 mm, bredden 40 mm och porvidd 20 micron, se Figur 46. Före installation vattenmättades spetsarna i ett vakuumsatt vattenbad. Som portrycksrör användes PEH-rör med ytterdiameter 63 mm och innerdiameter 51 mm. För att klara av att installera portrycksspetsar inklusive tillhörande rör i plast krävdes en särskild adapter som kan föra ned trycket till spetsen vid neddrivning i jorden. Portrycksspetsarna pressades således ned i foderröret med hjälp av ett innersystem bestående av denna adapter samt vanliga 32 mm borrstål. Adaptern är utformad så att den inte skadar spetsens invändiga membran, se Figur



46. Portrycksspetsarna pressades sakta ned till önskade installationssnivåer. För att förhindra att de satta foderrören ska fungera som stora vertikaldräner vid upplastning av banken så fylldes hålrummet mellan portrycksrör och foderrör med en bentonitslurry som sväller och tätar rören så att utpressat porvatten inte kan dräneras ut snabbare än i omgivande jord.



Figur 44. Förborrning med 100 mm jordskruv för att kunna installera foderrör till portrycksspetsar.



Figur 45. Installation av foderrör till portrycksspetsar inklusive portrycksspetsar och rör. Till vänster i figuren visas ett foderrör som blir urspolat med jbsonderingsutrustning. Till höger i figuren visas två färdiginstallerade portrycksrör.



**Figur 46.** Till vänster i figuren visas de installerade porttrycksspetsarna förvarade i ett vattenbad för att behålla vattenmättnaden. Till höger i figuren visas den adapter som användes för att installera spetsarna.

#### 4.1.8 Installation av fast fix

En fast fix har installerats i anslutning till provbankarna, se Figur 63 för planläget. Fixen har koordinaterna,  $N = 7325474$  och  $E = 877152$  i koordinatsystem SWEREF 99 TM. Fixens höjd blev inmätt 2010-11-02 i höjdsystem RHB 70 och fastställdes till + 3,009 m.

Fixen är installerad genom att först ta upp ett hål med en jordskruv genom de lösa jordlagren ned till underliggande morän. Därefter installerades i det uppborrade hålet ett vanligt grundvattenrör (diameter 63 mm) med en lös spets (bottenplugg). Sedan smetades ett antal viktsonderingsstänger med sedvanlig viktsondspets in med ett tjockt lager smörjfett och fördes ned invändigt genom det installerade grundvattenröret. När viktsondspetsen nådde bottenpluggen på grundvattenröret knackades den loss och slutligen viktsonderades stängerna fast ca 1 m ned i moränen.

#### 4.2 Byggnation av provbankarna

Byggnation av bank 2 (låga) påbörjades den 2010-09-20 och färdigställdes upp till 1,5 m höjd den 2010-09-28. Arbetet med att bygga upp bankarna pågick samtliga veckor under måndag till onsdag mellan klockan 06.00 och 18.00 samt under torsdag klockan 06.00 till 16.00. Bankmaterialet som användes bestod av en finkornig morän (gr sa si Mn) med förekomst av sten och block, men dessa sorterades bort i möjligaste mån och i bankarna finns enbart stenar och block med en diameter på upp till cirka en halv meter i diameter. Innan själva byggnationen av bankarna kunde påbörjas transporterades moränmassor till en upplagsyta belägen 25-30 meter norr om bank 2, se Figur 13. Från denna upplagsyta byggdes en transportväg ut till nordöstra hörnet på bank 2, se Figur 47.

Uppfyllnaden upp till full höjd 1,5 meter beslutade man att utföra i två pallar, först 1 meter och därefter 0,5 m. Anledningen till den relativt höga första pallan på 1 meter var undergrundens dåliga bärlighet och det bedömdes inte vara möjligt att utföra uppfyllnaden av banken med en tunnare palltjocklek. Moränmassorna transporterades ut med en hjullastare och lades på plats med en ca 20 ton tung grävmaskin. Själva hanteringen av massor utfördes

genom att hjullastaren som transporterade materialet till banken tippade detta bakom grävmaskinen och denna placerade sedan materialet försiktigt på rätt plats skopa efter skopa. Det var viktigt att se till så att massorna inte ändtippades då detta kunde ha lett till ett bärighetsbrott i underliggande torv och sulfidjord.

Uppbyggnaden av bank 2 startade i dess nordöstra hörn och massor lades ut i en ca 10 meter bred och 1 meter hög pall längs bankens östra kant och därefter motsvarande pall med längden ungefär 5 meter längs med bankens norra och södra kant. På så sätt skapades en transportväg med en U-liknande form inom bankens gränser varifrån grävmaskinen kunde nå alla dess hörn och kanter. I samband med detta första steg av uppfyllnaden noterades att moränmassorna blev lösare och lösare desto fler gånger maskinerna körde över, vilket berodde delvis på den finkorniga moräns naturliga fuktighet samt uppträngande vatten från underliggande torvlager. Det var nödvändigt att förbättra bärförmågan för banken för att kunna köra med maskiner ovanpå. För att förbättra bärigheten för maskinerna placerades en 5 meter bred geotextil ut centralt på den U-formade vägen (se Figur 48) och ovanpå den ett 4-5 decimeter tjockt förstärkningslager av sprängsten (0-150 mm).

I samband med uppfyllnaden av banken påfördes först ett skyddslager av sand runt omkring de tidigare utplacerade horisontalslangarna. Vid uppfyllnad runt övriga mätinstrument som går vertikalt upp genom banken fylldes massor på försiktigt både med hjälp av grävmaskinen samt genom manuellt handhavande med spade. Detta för att se till att samtliga utplacerade mätinstrument inte skulle skadas och fortsätta att löpa vertikalt genom banken. I skyddslagret för horisontalslangarna placerades även två stycken freyssinet celler i vardera banken för mätning av trycket orsakat av bankens tyngd.

Under den första arbetsveckan, dvs. till och med den 2010-09-23 byggdes nästan hela den första pallen på bank 2. Det som inte hanns med var ca 6-8 meter längs med bankens västra kant. Under fredagen den 2010-09-24 utfördes en mätning av horisontalslangarna, vilka då överlagrades av 1 m fyllning, förutom på den redan nämnda sträckan i bankens västra kant.

Arbetet med att fylla upp bank 2 till 1,5 m höjd avslutades på tisdagen den 2010-09-28. Vid avslutningen på uppfyllnaden schaktades anslutningsvägen ned till en höjd av ca 0,5 m ovan markytan, se Figur 49 och Figur 50. Under tiden som arbetet med uppfyllnaden pågick utfördes vattenvolymeter försök, 5 stycken per pall detta för att i fält bestämma bankens densitet.

Bank 1 (höga) påbörjades den 2010-09-29 och färdigställdes upp till 1,5 m höjd den 2010-10-05. Arbetet med denna bank utfördes på motsvarande sätt som för bank 2 och med bankmaterial från samma täkt, se Figur 51 och Figur 52. En anslutningsväg byggdes fram till bankens nordvästra hörn. Utfyllnaden utfördes även denna gång med pallhöjderna 1 m och 0,5 m. En U-formad transportväg skapades genom att fylla ut en 10 m bred pall längs bankens hela västra kant och ungefär halva bankbredden på norra och södra kanten. Fram till och med torsdagen den 2010-09-30 byggdes nästan hela den första 1 m pallen klart, det som fattades var ca 2-3 m längs med bankens östra kant. Det fanns utlagt ett skyddslager med sand på horisontalslangen i öst-västlig riktning.

Under fredagen den 2010-10-01 utfördes en mätning av horisontalslangarna, vilka då överlagrades av 1 m fyllning, förutom på den redan nämnda sträckan i bankens östra kant ca 3 m som endast hade ett 0,5 m tjockt och ca 1 m brett sandlager som belastning. Även i denna bank placerades två stycken freyssinet celler för mätning av banklast och likaså utfördes

vattenvolymeter försök. Arbetet med att fylla upp bank 1 till 1,5 m höjd avslutades på tisdagen den 2010-10-05, se Figur 53 och Figur 54.

Den 22 augusti 2011 påbörjades arbetet med att öka belastningen ytterligare på bank 1, en halvmeters pall med moränmassor byggdes på den sedan tidigare 1,5 m höga banken, se Figur 55. Arbetet med detta påbörjades klockan 06.00 och färdigställdes samma dag vid ca 18.00, se Figur 56 och Figur 57. Utläggningen av massorna påbörjades i bankens sydöstra hörn och maskinerna arbetade sig sedan successivt ut mot tillfartsvägen i bankens nordvästra hörn. Detta arbete kunde utföras relativt snabbt bland annat beroende på torr väderlek, att moränmassorna fanns i närheten i ett lager och att alla tillfartsvägar redan var utförda samt erfarenheterna från föregående år. Detta arbete föregicks av kompletterande fältundersökningar i juni 2011 under banken (genom foderrör) och utanför banken i syfte att se hur underliggande sulfidjord hade påverkats av lasten som lades på hösten 2010. Efter dessa undersökningar, fältmätningar och laboratorieförsök utfördes stabilitetsberäkningar med odränerad analys för bankhöjden 2 m och den visade att säkerhetsfaktorn,  $F_c = 1,2$  för aktuell last (i beräkningarna 40 kPa).



**Figur 47.** Byggnation av transportväg ut till nordöstra hörnet på bank 2 samt påbörjad 1 m pall.



**Figur 48.** Första uppbyggnadspallen för bank 2 är nästan färdig, en 5 meter bred geotextil rullades ut och överfylldes med ett 4 – 5 dm tjockt lager sprängsten.



**Figur 49.** Bank 2 är färdig och slänterna justeras till lutning 1:2.



**Figur 50. Översiktsvy på bank 2 vid färdigställande.**



**Figur 51. Första delen i uppbyggnaden av bank 1, sandsträngarna som syns centralt i bilden är skyddslagret som överlagrar horisontalslangarna.**



**Figur 52.** Försiktig uppfyllnad utfördes omkring alla mätinstrument för att skydda dem och för att se till att de behåller sin vertikala installation.



**Figur 53.** Uppbyggnad av pall 2 (0,5 m) för etapp 1 vid bank 1, nordöstra hörnet på bank 1.



**Figur 54.** Översiktsbild över bank 1 efter färdigställande av etapp 1.



**Figur 55.** Etapp 2 för bank 1, ytterligare 0,5 m tjockt lager morän byggdes på den redan 1,5 m höga banken. Den totala bankhöjden är nu 2,0 m.





**Figur 56.** Översiktsbild över bank 1 efter färdigställande av etapp 2.



**Figur 57.** Översiktsbild över provområdet 5 december 2011, bank 1 syns till höger i figuren och bank 2 till vänster.

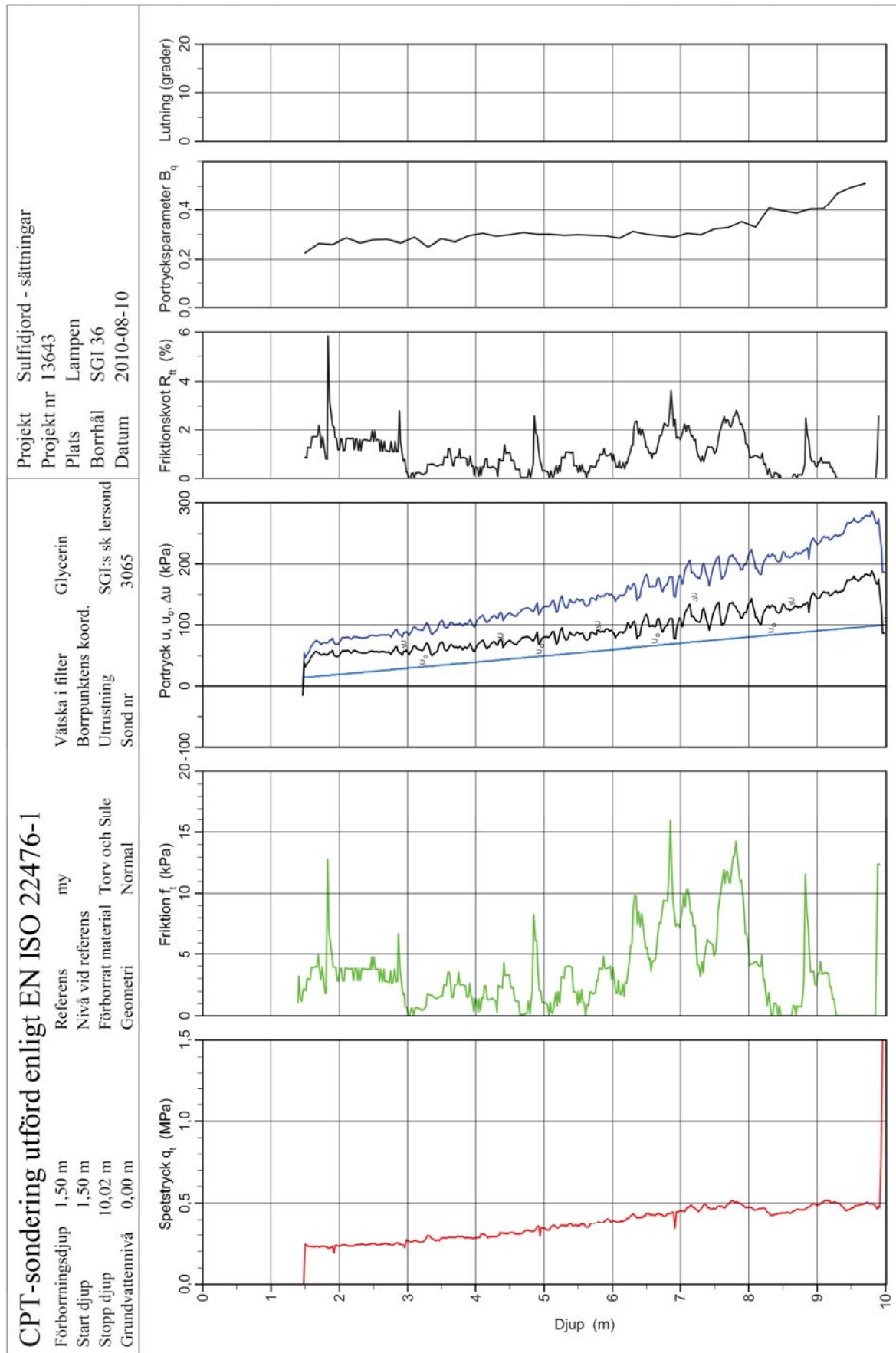


## 5 Resultat

### 5.1 Fältundersökningar

#### 5.1.1 CPT-sonderingar

I Figur 58 visas bland annat spetstryck och portryck från en av CPT-sonderingarna som är utförda i Lampen. CPT-sonderingen är utförd i borrhål SGI 36 (se ritning i Figur 63) vilket är centralt inom området för bank 1. Samtliga CPT-sonderingar har utförts ned till moränlagret som finns under sulfidjorden. Eftersom CPT-sonderna som har använts var särskilt känsliga för belastning och kalibrerade för relativt lösa jordlager har sonderingarna avbrutits när spetsen påträffade moränen, dvs. då spetstrycket ökade markant. Det lösa jordlagrets djup var vid borrhål SGI 36 knappt 10 m. Sonderingarna i det lösa sulfidjordslagret visar på en relativt homogen jordprofil under torrskorpan (se även tolkad jordprofil i Figur 64) och inga fastare eller lösare skikt kan urskiljas ur sonderingsresultaten, se exempel i Figur 58. De hack som kan urskiljas i kurvan för spetstrycket återkommer med ett två meters intervall och kan härröras till stopp för skarvning av sondstänger. De genererade porövertrycken tyder på att jorden är varvig, detta syns särskilt tydligt på djup ca 6,5 – 8 m i Figur 58. Utvärderingar av samtliga utförda CPT-sonderingar har genomförts i programmet Conrad version 3.0 och 3.1.



Figur 58. Resultat från CPT-sondering med SGI:s s.k. lersond i borrhål SGI 36 utförd centralt inom området för bank 1.

Resultat avseende odränerad skjuvhållfasthet från utförda CPT-sonderingar redovisas i Figur 59 och Figur 60. CPT-sonderingarna i Figur 59 (borrhål SGI 30-39) utfördes under augusti 2010 dvs. före uppbyggnads etapp 1 av provbankarna. CPT-sonderingarna i Figur 60 utfördes under juni 2011, dvs. efter etapp 1 men före etapp 2. Två olika CPT-sonder har använts, dels SGI:s s.k. lersond och dels Geotech:s NOVA-sond, se avsnitt 3.2.2.

De tio sonderingarna i Figur 59 visar på relativt liten spridning när det gäller resultaten för odränerad skjuvhållfasthet. Skjuvhållfastheten är utvärderad enligt rekommendationer i (Larsson, et al., 2007a), och infört i (Larsson, et al., 2007b) SGI Information 3 och (Trafikverket, 2011) TK Geo 11, dvs. enligt Ekvation 3.

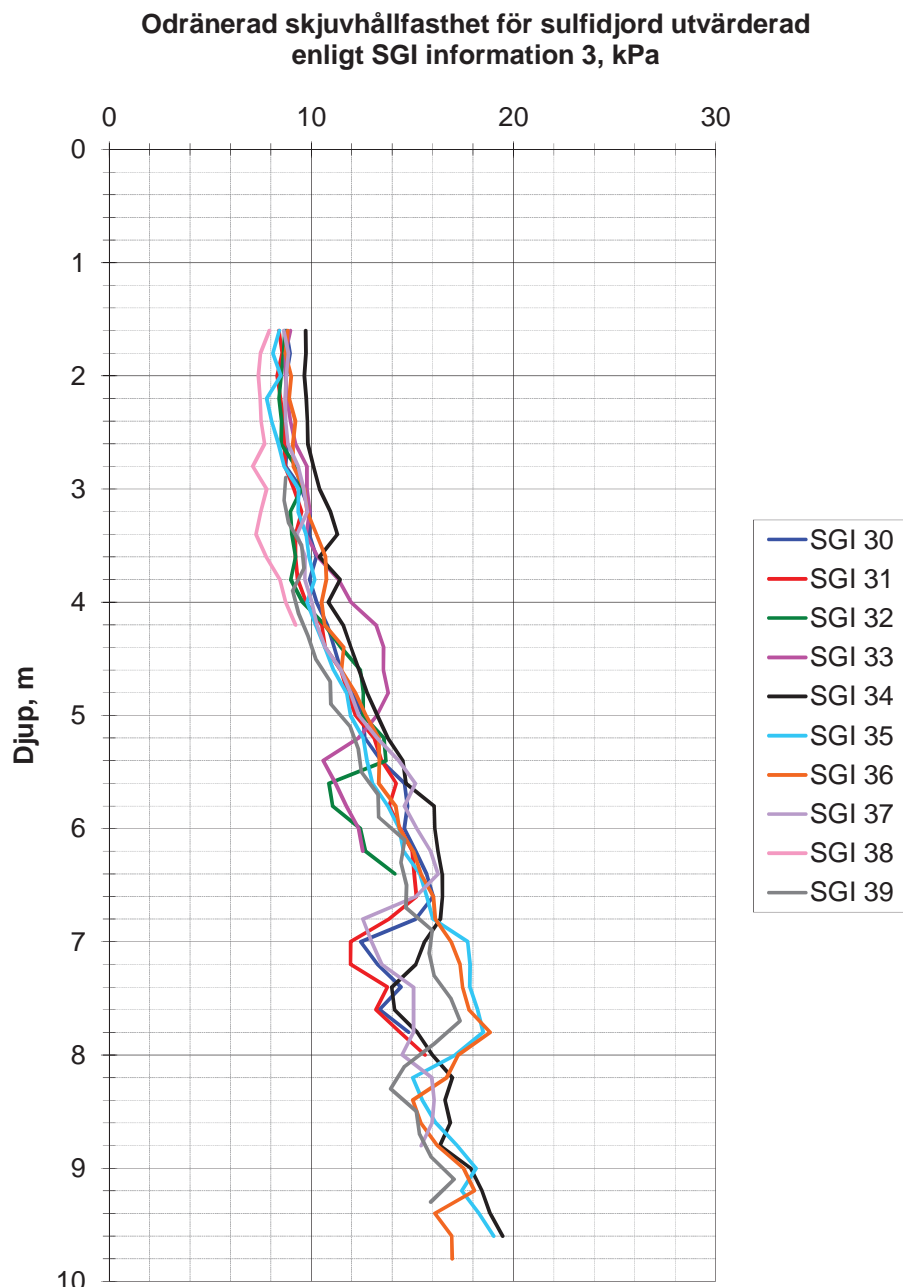
$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt(c_u)}} \left( \frac{OCR}{1,3} \right)^{-0,2} \quad \text{Ekvation 3}$$

Där;

- $c_u$  = odränerad skjuvhållfasthet
- $q_t$  = totalt spetsmotstånd vid CPT-sondering
- $\sigma_{v0}$  = rådande vertikalt överlagringstryck
- $OCR$  = överkonsolideringsgrad
- $N_{kt(c_u)}$  = konfaktor vid utvärdering av odränerad skjuvhållfasthet, som för sulfidjord är lika med 20, se (Larsson, et al., 2007a) SGI rapport 69

Vid utvärdering av den odränerade skjuvhållfastheten utförs en korrigering med hänsyn till överkonsolideringsgraden (OCR) enligt Ekvation 3. Resultaten avseende odränerad skjuvhållfasthet som visas i Figur 59 och Figur 60 är korregerade med hänsyn till OCR baserat på utvärderade förkonsolideringstryck från utförda CRS-försök, se avsnitt 5.2.6.

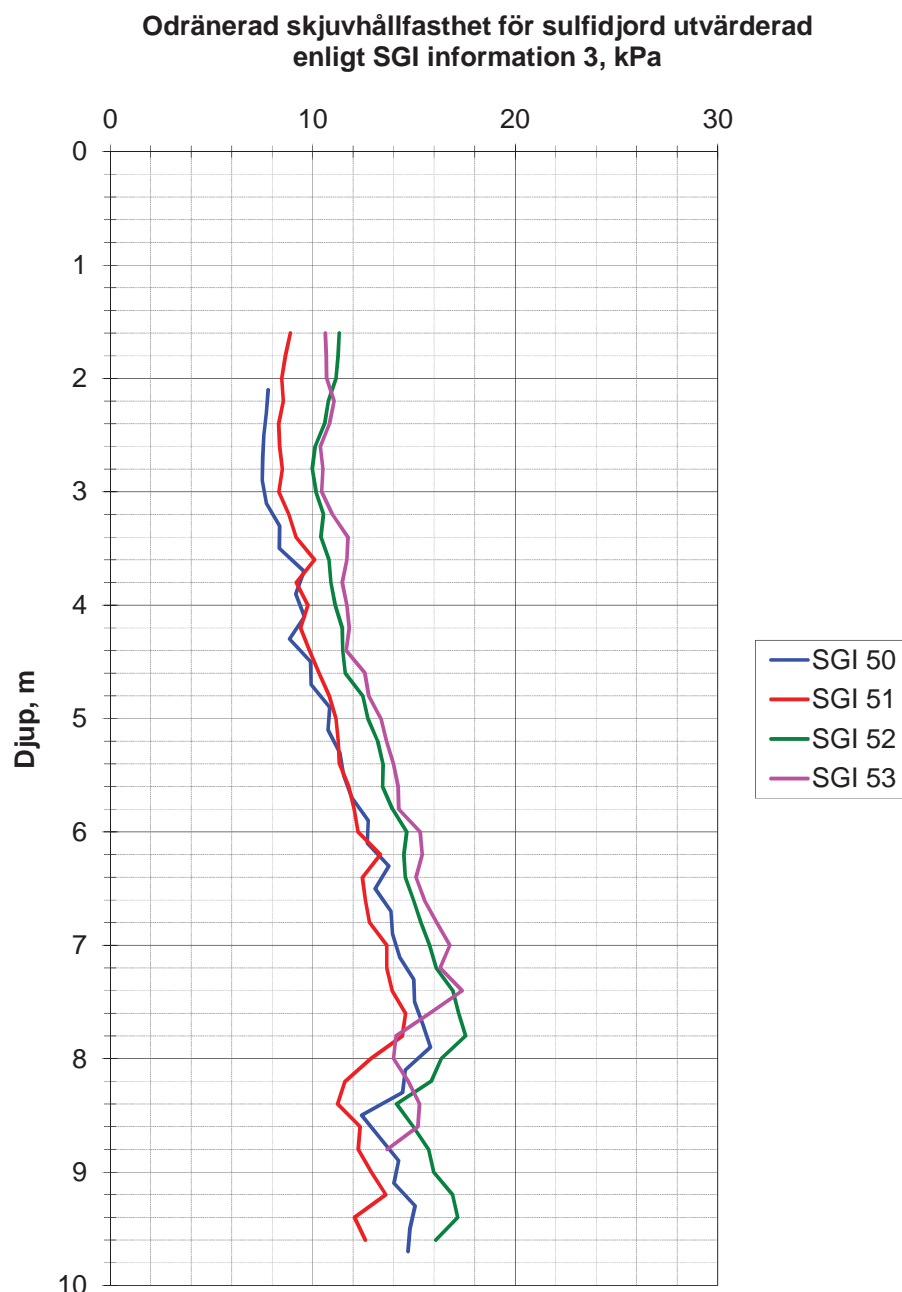
Den lägsta odränerade skjuvhållfastheten erhöles på djup 1,6 m där skjuvhållfastheten är ca 8,5 kPa och därefter ökar skjuvhållfastheten kontinuerligt mot djupet. På 3 m djup är skjuvhållfastheten ca 9 kPa. Från 3 m djup ökar skjuvhållfastheten ca 1,7 kPa per meter ned till 6 m djup och slutligen med ca 1,2 kPa per meter ned till djup 9 m. Detta innebär att skjuvhållfastheten bestämd med CPT-sondering är ca 17,5 kPa på 9 m djup. I medeltal fås en ökning på odränerad skjuvhållfasthet på ca 1,2 kPa per meter från 1,6 m ned till 9 m djup.



**Figur 59. Resultat från 10 utförda CPT-sonderingar med SGI:s s.k. lersond. Läget för borrhålen, SGI 30-39 visas i Figur 63.**

I Figur 60 redovisas resultat från CPT-sonderingar utförda dels på obelastad mark (2 stycken, borrhål SGI 50-51) och dels på belastad mark (2 stycken, borrhål SGI 52-53). CPT-sonderingarna som är utförda på obelastad mark är gjorda med ca 2 m mellanrum och ca 10 m utanför släntfot på bank 1, se Figur 32. Resultaten från dessa sonderingar i obelastad mark indikerar en odränerad skjuvhållfasthet av samma storlek som sonderingsresultaten i Figur 59.

CPT-sonderingarna i borrhål SGI 52-53 är utförda på belastad mark, dvs. under bank 1 efter ca 8 månaders belastning med 1,5 m bankhöjd. Sonderingarna gjordes genom foderrör inom området för bank 1, se Figur 32. Resultaten visar på en generell ökning av den odränerade skjuvhållfastheten med knappt 2 kPa på djup 1,5 – 7,5 m under ursprunglig markyta. Från 7,5 m djup och nedåt är det inte lika entydigt med någon ökning av skjuvhållfastheten.



**Figur 60.** Resultat från utförda CPT-sonderingar med Nova-sond. SGI 50 och 51 är två borrhål utanför släntfot på bank 1 (östra sidan). SGI 52 och 53 är CPT-sonderingar utförda i foderrör genom bank 1, för lokalisering se ritning i Figur 32.

### 5.1.2 Vingförsök

Den odränerade skjuvhållfastheten bestämd med vingförsök redovisas i Figur 61. Resultaten från vingförsöken varierar mellan 7,0 – 13,2 kPa från 2 ned till 8 m djup under markytan. Detta är korrigerade värden enligt (Larsson, et al., 2007a), och infört i (Larsson, et al., 2007b) SGI Information 3 och (Trafikverket, 2011) TK Geo 11, dvs. en konstant korrektionsfaktor,  $\mu = 0,65$  (och därmed ej beroende av flytgränsen), enligt Ekvation 4.

$$c_u = \mu \cdot \tau_v$$

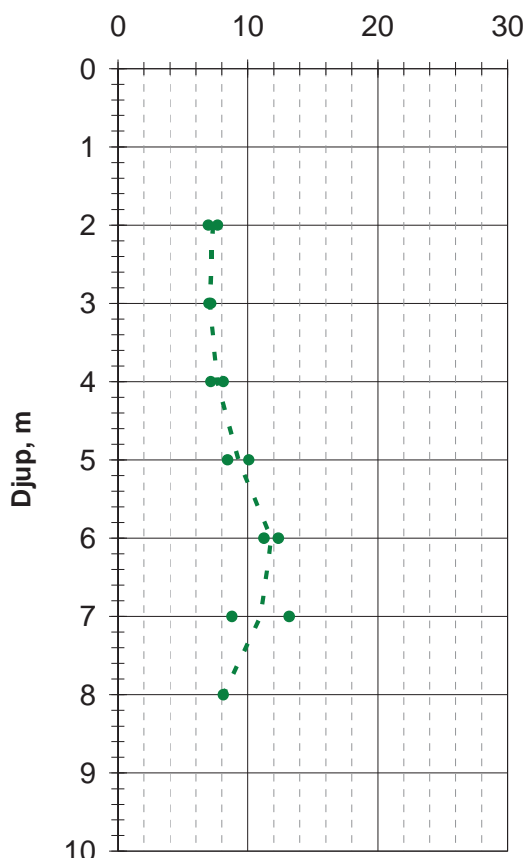
**Ekvation 4**

Där;

 $c_u$  = odränerad skjuvhållfasthet $\mu$  = korrektionsfaktor $\tau_v$  = hållfasthetsvärde bestämt med vingförsök

De lägsta skjuvhållfasthetsvärdena erhöles på 2 – 4 m djup under markytan, och där var värdena i stort sett oförändrade med djupet och medelvärdet för vingförsöken ungefär 7 - 8 kPa. För vingförsöken ökar medelvärdet på den odränerade skjuvhållfastheten från ca 8 kPa på 4 m djup med ca 2 kPa per meter ned till 6 m djup och därefter minskar de med ca 2 kPa per meter ned till 8 m djup under markytan.

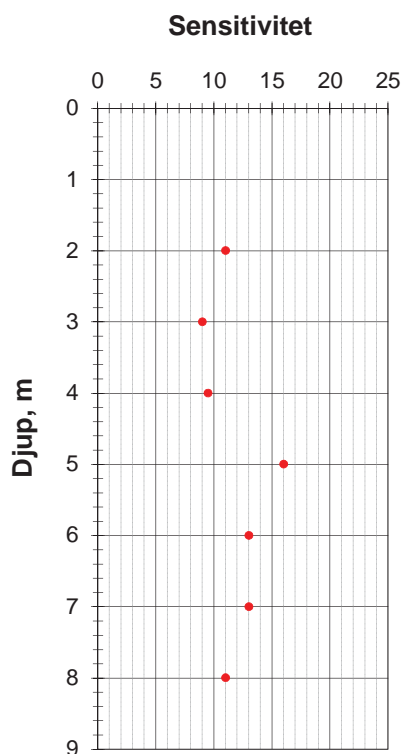
**Odränerad skjuvhållfasthet för sulfidjord enligt SGI information 3, kPa**



**Figur 61. Odränerad skjuvhållfasthet från vingförsök för sulfidjorden vid provområdet i Lampen. Den streckade linjen i diagrammen representerar medelvärdet.**

Resultat från bestämning av sensitiviteten med vingförsök, redovisas i Figur 62. Sensitiviteten varierar mellan 9,0 och 16,0 från 2 m djup ned till 8 m djup under markytan.

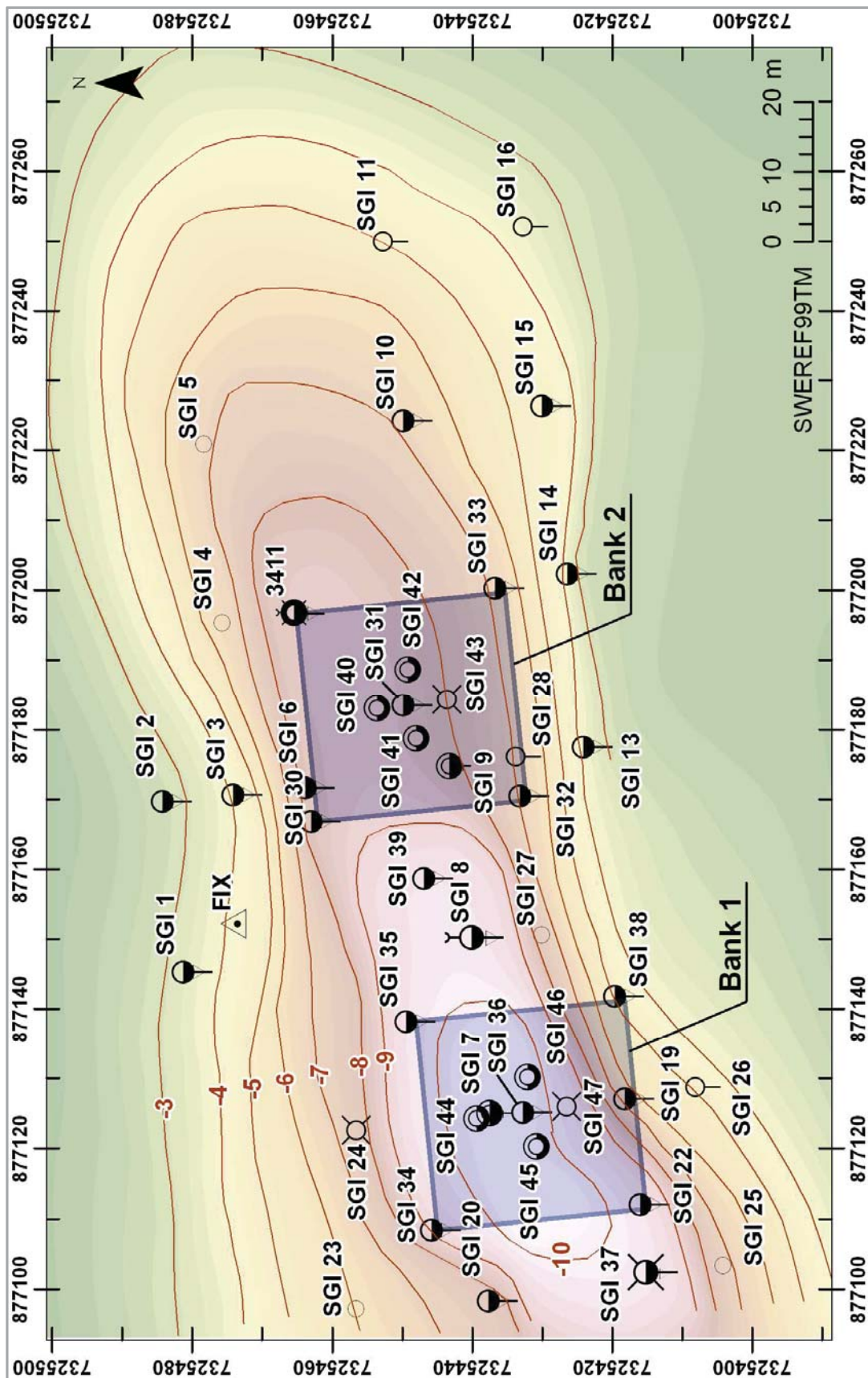




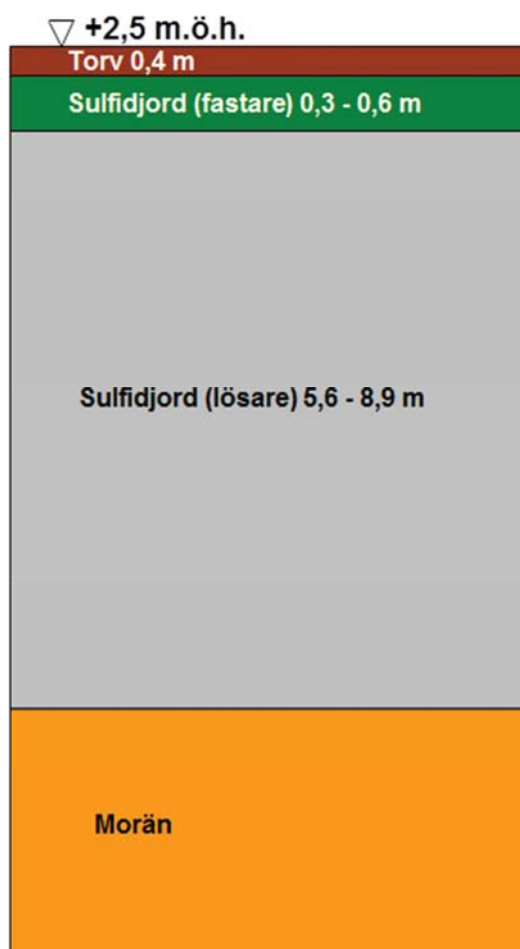
**Figur 62.** Sensitivitet för sulfidjorden vid provområdet i Lampen. Resultat från utfört vingförsök.

### 5.1.3 Bestämning av jordlagerföljd och jorddjup

I Figur 63 visas djupkurvor som illustrerar den lösa jordens utbredning i plan samt planläget för utförda fältundersökningar (borrpunkter). För området under de två provbankarna har en jordprofil tolkats enligt, Figur 64, där har valts att kalla de översta jordlagren torv inklusive sulfidjord (fastare) för torrskorpa. Den lösa sulfidjorden i området under provbankarna varierar i mäktighet mellan 5,6 – 8,9 m. Plusnivån över havet för markytan är ca 2,5 m för hela provfältet.



Figur 63. Planritning över provbankarna i Lampen. I figuren visas provbankarnas och borrhubbarnas placering samt djupkurvor med 1 meters ekvidistans som illustrerar djupet från markytan ned till fast botten dvs. underliggande morän.



**Figur 64.** Tolkad jordprofil för provområdet, gäller under bankarna.

#### 5.1.4 Densitetsbestämning i fält

I Tabell 6 redovisas resultat från densitetsbestämningar utförda i fält på det material som har använts till uppbyggnad av de två provbankarna, se avsnitt 3.2.7 för beskrivning av utförandet. Totalt har 12 försök utförts i bank 1 och 9 stycken försök i bank 2. Skrymdensiteten (se Ekvation 5) varierar mellan 1,89 – 2,14 t/m<sup>3</sup> med ett medelvärde på 2,02 t/m<sup>3</sup> samt en variationskoefficient på 4 %. Vattenkvoten (se Ekvation 6) för dessa prover varierade mellan 5,0 – 9,5 % och med ett medelvärde på 8,2 %, vilket ger en variationskoefficient på 14 %. Torrdensiteten (se Ekvation 7) har beräknats för samtliga prov och den varierar mellan 1,73 – 1,98 t/m<sup>3</sup> och med ett medelvärde på 1,87 t/m<sup>3</sup>.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad \text{Ekvation 5}$$

$$w = \frac{m_w}{m_s} \quad \text{Ekvation 6}$$

$$\rho_d = \frac{m_s}{V} \quad \text{Ekvation 7}$$

Där;

 $\rho$  = Skrymdensitet $m$  = Massa prov $V$  = Provets volym $w$  = Vattenkvot $m_s$  = Massa torkat prov, torkat i 105 °C under ett dygn $m_w$  = Massa vatten, dvs.  $m - m_s$  $\rho_d$  = Torrdensitet

**Tabell 6. Resultat från densitetsbestämning av bankmaterialet utfört med volymeter. Provnummer V6-V17 är från bank 1 och V18-V26 är från bank 2.**

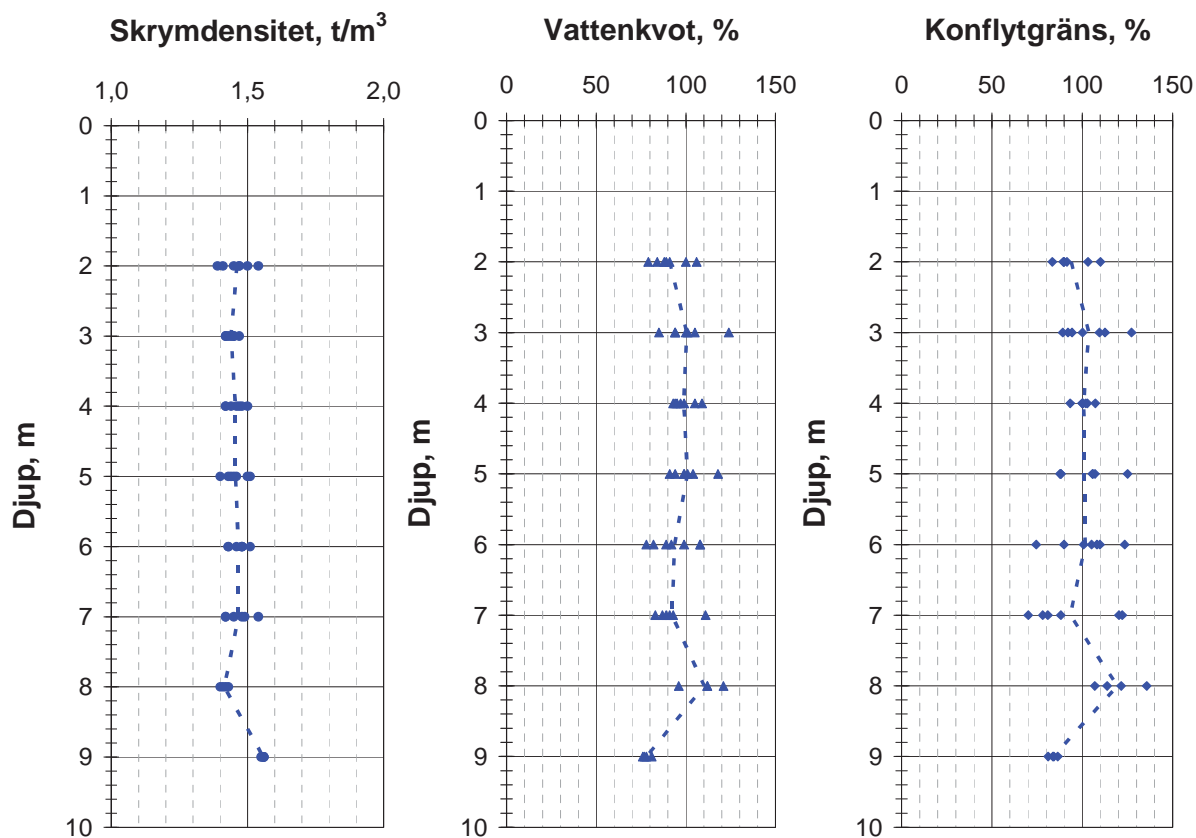
Provnummer	Vattenkvot $w, \%$	Skrymdensitet $\rho, \text{t/m}^3$	Torrdensitet $\rho_d, \text{t/m}^3$
V6	8,3	2,14	1,98
V7	8,6	2,12	1,95
V8	8,6	2,05	1,89
V9	9,5	1,94	1,77
V10	6,2	1,96	1,84
V11	7,9	1,90	1,76
V12	8,0	1,95	1,80
V13	5,0	1,99	1,89
V14	6,0	1,95	1,84
V15	7,4	2,06	1,92
V16	8,9	2,07	1,90
V17	8,8	1,97	1,81
V18	8,7	2,01	1,85
V19	8,4	2,14	1,97
V20	9,4	2,02	1,84
V21	9,4	1,89	1,73
V22	9,1	2,03	1,86
V23	8,5	2,09	1,93
V24	8,7	2,12	1,95
V25	8,1	2,03	1,88
V26	7,7	2,05	1,91
<b>Medelvärde</b>	<b>8,2</b>	<b>2,02</b>	<b>1,87</b>

## 5.2 Laboratorieundersökningar

### 5.2.1 Basegenskaper

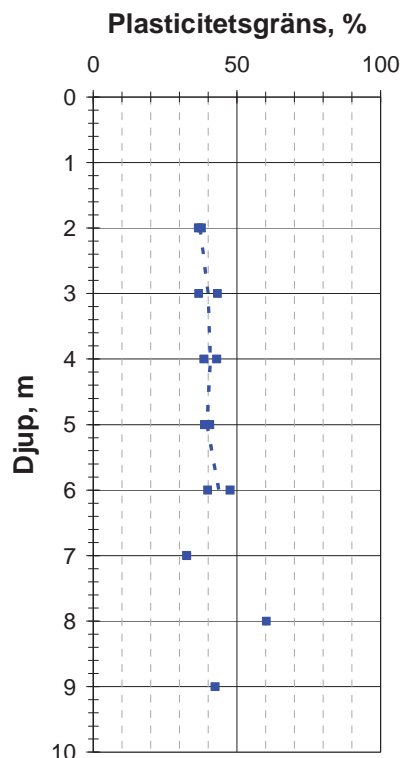
I Figur 65 till Figur 68 redovisas resultat från rutinförsök utförda på sulfidjordsprover upptagna med kolvborrh. Skrymdensiteten,  $\rho$  varierar mellan 1,39 – 1,56 t/m<sup>3</sup> från 2 m djup ned till 9 m djup under markytan, och är i medeltal ungefär 1,45 t/m<sup>3</sup> genom jordprofilen ner till 8 m djup. Vattenkvoten,  $w_N$  varierar mellan 77 – 124 % från 2 m djup ned till 9 m djup under markytan och är generellt något lägre jämfört med konflytgränsen,  $w_L$  som varierar mellan 70 – 136 % på motsvarande djup. Ett flertal bestämningar har utförts avseende vattenkvot och konflytgräns och variationen inom ett och samma djup är relativt stor,

exempelvis varierar vattenkvoten på 3 m djup mellan 85 – 124 % och konflytgränsen på motsvarande djup mellan 92 – 127 %.



**Figur 65. Skrymdensitet, vattenkvot och konflytgräns för sulfidjorden i provområdet i Lampen. Den streckade linjen i diagrammen representerar medelvärdet.**

För en del av sulfidjordsproverna har även plasticitetsgränsen,  $w_p$  bestämts (se Figur 66) och den varierar mellan 33 - 60 % från 2 m djup ned till 9 m djup under markytan. Lägsta värdet erhöles på 7 m djup och det högsta på 8 m djup. Observera att det är endast ett prov undersökt på dessa djup. Från 2 – 6 m djup varierar plasticitetsgränsen mellan 37 – 48 % och medelvärdet är där ungefär 40 %.



**Figur 66.** Plasticitetsgräns för sulfidjorden vid provområdet i Lampen. Den streckade linjen i diagrammet representerar medelvärdet.

I Tabell 7 redovisas resultat från bestämning av kompakt densiteten,  $\rho_s$  för sulfidjord från djup 2 och 3 m inom provområdet (borrhål SGI 42). Kompakt densiteten är  $2,54 \text{ t/m}^3$  för djup 2 m och  $2,62 \text{ t/m}^3$  för djup 3 m. Resultaten som visas i Tabell 7 är för varje provtagningsdjup medelvärdet på utförda dubbelprov.

**Tabell 7.** Resultat från bestämning av kompakt densitet på sulfidjordsprover från Lampen.

Djup, m	Kompakt densitet, $\rho_s$ , $\text{t/m}^3$
2	2,54
3	2,62

## 5.2.2 Odränerad skjuvhållfasthet och sensitivitet från fallkonförsök

Den odränerade skjuvhållfastheten bestämd med fallkonförsök redovisas i Figur 67. Skjuvhållfastheten varierar mellan 9,5 - 25,1 kPa från 2 ned till 9 m djup under markytan. Detta är korrigerade värden enligt (Larsson, et al., 2007a), och infört i (Larsson, et al., 2007b) SGI Information 3 och (Trafikverket, 2011) TK Geo 11, dvs. en konstant korrektionsfaktor,  $\mu = 0,65$  (och därmed ej beroende av flytgränsen), enligt Ekvation 8.

$$c_u = \mu \cdot \tau_k \quad \text{Ekvation 8}$$

Där;

$c_u$  = odränerad skjuvhållfasthet

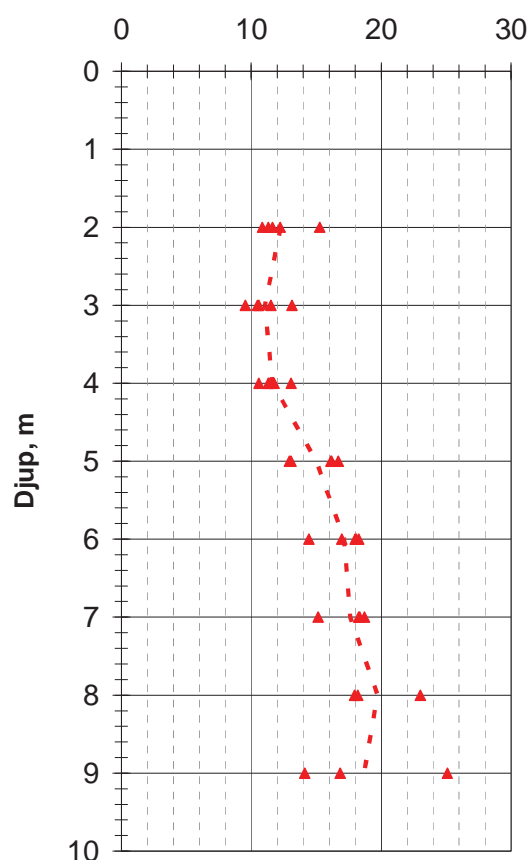
$\mu$  = korrektionsfaktor

$\tau_k$  = hållfasthetsvärde bestämt med fallkonförsök

De lägsta skjuvhållfasthetsvärdena erhöles på 2 – 4 m djup under markytan, där medelvärdet för fallkonförsöken är ungefär 11-12 kPa.

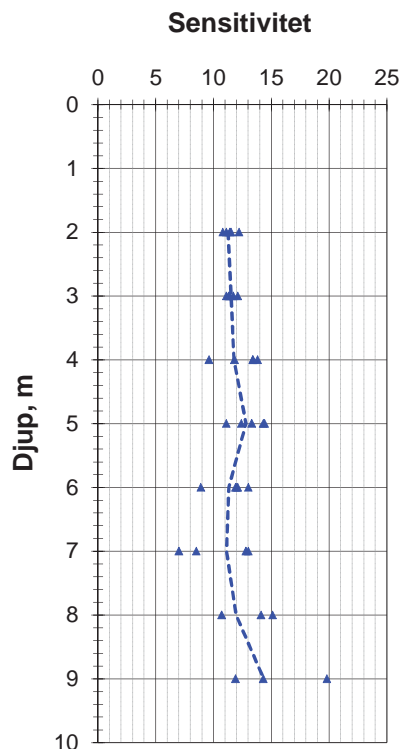
För fallkonförsöken ökar medelvärdet på den odränerade skjuvhållfastheten från 11 kPa på 4 m djup med ca 2,3 kPa per meter ned till 8 m djup under markytan, och därefter minskar skjuvhållfastheten något på 9 m djup. På 9 m djup är spridningen för resultaten relativt stor, då skjuvhållfastheten varierar mellan 14 - 25 kPa.

**Odränerad skjuvhållfasthet för sulfidjord enligt SGI information 3, kPa**



**Figur 67. Odränerad skjuvhållfasthet för sulfidjorden vid provområdet i Lampen. Resultat från utförda fallkonförsök. Den streckade linjen i diagrammen representerar medelvärdet.**

Resultat från bestämning av sensitiviteten,  $S_t$  med fallkonförsök, redovisas i Figur 68. Sensitiviteten varierar mellan 7,7 och 19,8 från 2 m djup ned till 9 m djup under markytan, medelvärdet för sensitiviteten på motsvarande djup varierar mellan 11 - 14.



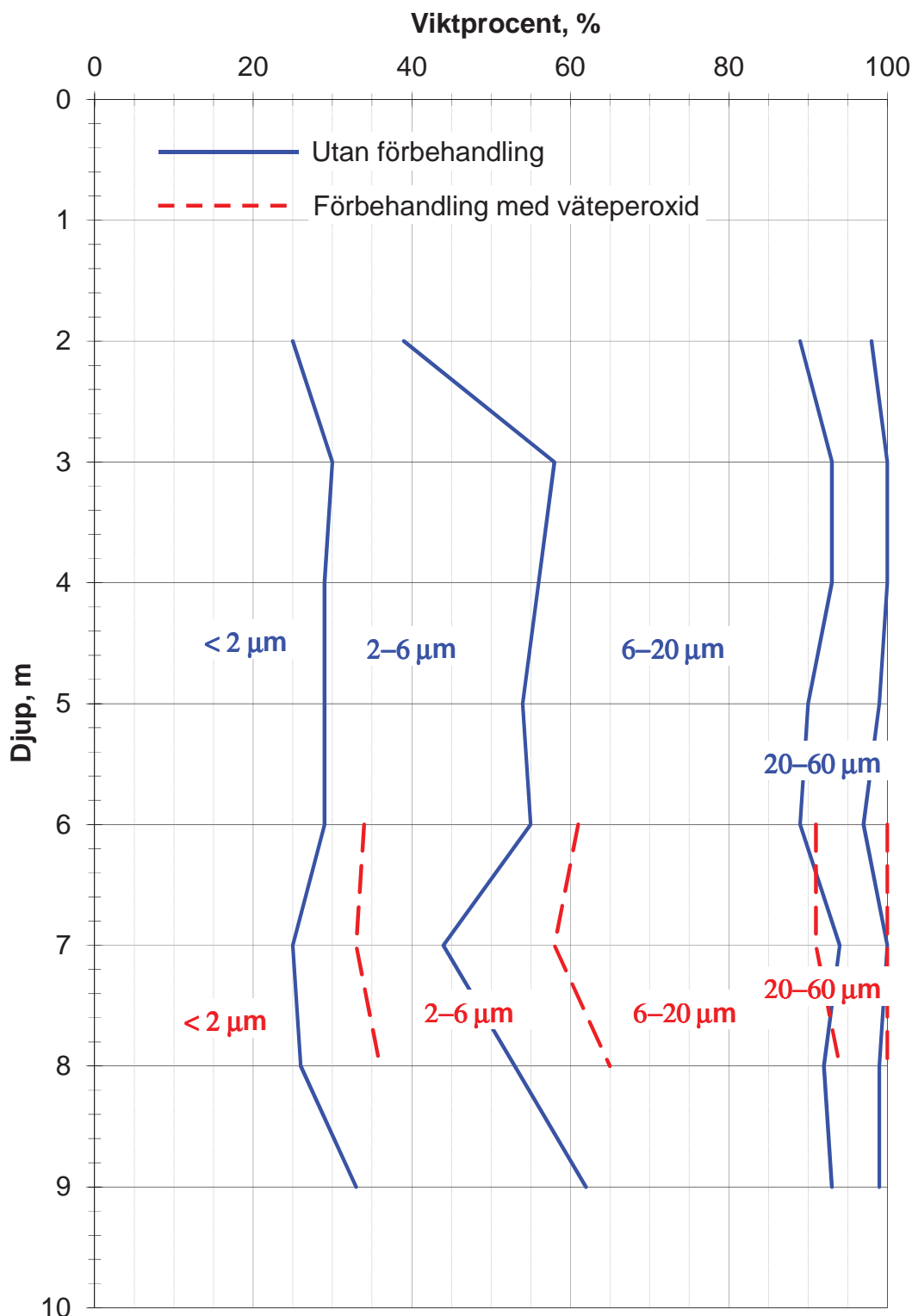
**Figur 68.** Sensitivitet för sulfidjorden vid provområdet i Lampen. Resultat från utförda fallkonförsök i laboratorium. Den streckade linjen i diagrammet representerar medelvärdet.

### 5.2.3 Kornfördelning

I Figur 69 redovisas resultat från utförda sedimentationsförsök på sulfidjordsprover från Lampen, för metod beskrivning se avsnitt 3.3.4. Samtliga prover som har analyserats avseende kornfördelning är tagna i ett och samma borrhål (SGI 44) och de djup som har undersökts är 2 – 9 m. För de undersökta proverna var finjordshalten högre än 97 % i samtliga fall.

Lerhalten för prover som inte har förbehandlats (med väteperoxid) varierade mellan 25 – 33 %, Figur 69. För 3 prov (djup 6 – 8 m) utfördes en förbehandling med väteperoxid innan själva sedimentationsförsöket startade. Lerhalten för de förbehandlade proverna varierade mellan 33 - 36 % vilket kan jämföras med proverna utan förbehandling på motsvarande djup som varierade mellan 25 – 29 %, Figur 69.





Figur 69. Resultat från sedimentationsanalyser utförda på sulfidjordsprover från Lampen.

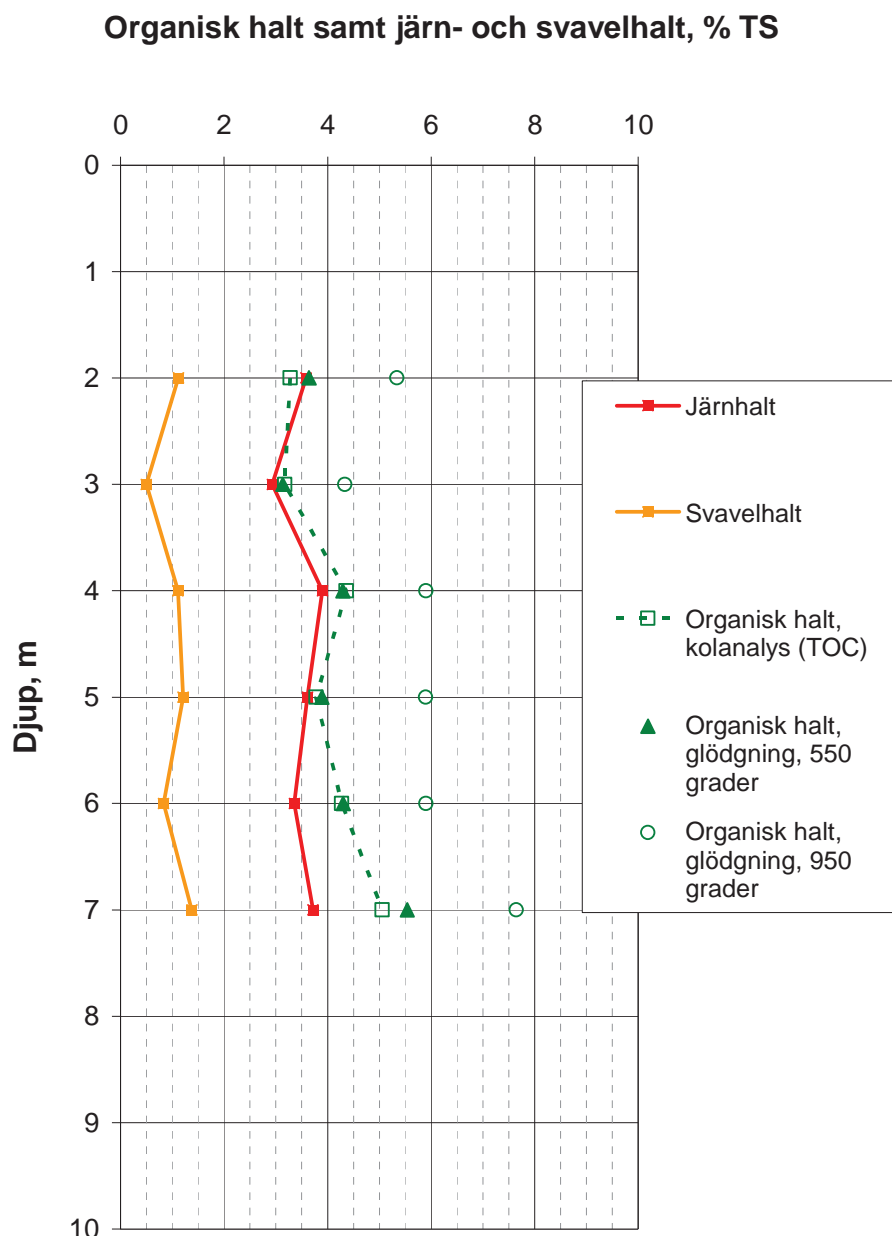
#### 5.2.4 Järn- och svavelhalt samt organisk halt

I Figur 70 och Figur 71 redovisas resultat från bestämning av järn- och svavelhalter samt organisk halt. Försöken har utförts på prover tagna i borrhål SGI 40 och SGI 41 (Figur 70) och SGI 46 (Figur 71). Den organiska halten har bestämts dels med kolanalys (TOC) och

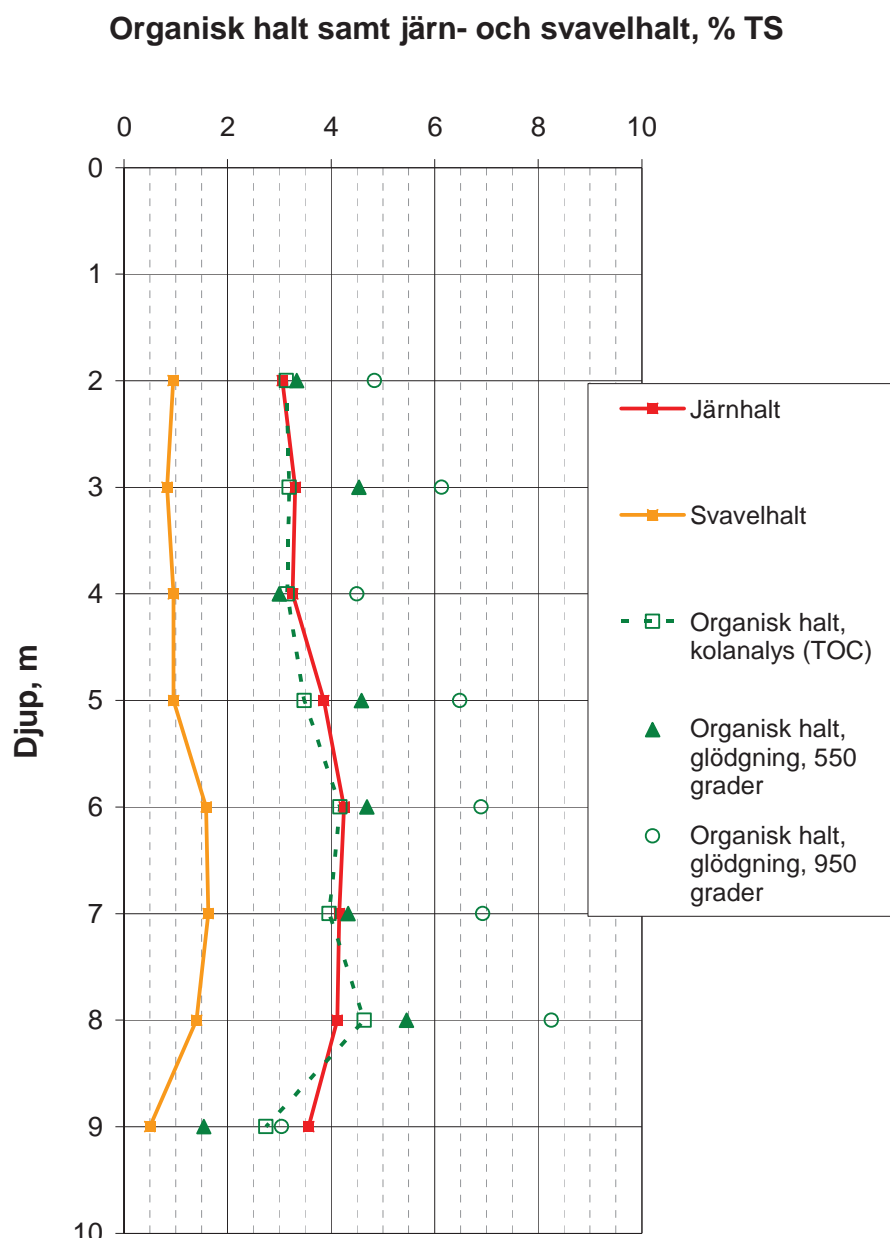
dels med glödgningsförlust, se avsnitt 3.3.3. De bestämda kolhalterna från kolanalysen har räknats om till organisk halt med Wolff- eller van Bemmelenfaktorn som säger att 58 % av det organiska materialet består av organiskt kol, (Larsson, et al., 1985) och (van Bemmelen, 1891).

Glödgningsförlust har utförts både vid 950 °C och vid 550 °C och resultaten från glödgningsförlusten som redovisas i Figur 70 och Figur 71 har korrigerats enligt SS 027105 med avseende på ler- och karbonathalt. Standarden gäller dock endast för 950 °C men resultaten från 550 °C har i detta fall korrigerats på liknande sätt.

Järnhalten i sulfidjorden vid provområdet varierar mellan 2,9 – 4,3 % och svavelhalten mellan 0,5 – 1,6 %. Den organiska halten bestämd genom kolanalys varierar mellan 2,7 – 5,1 %, den organiska halten bestämd med glödning i 550 grader varierar mellan 1,5 – 5,5 % och enligt glödning i 950 grader mellan 3,0 – 7,6 %.



Figur 70. Organisk halt samt järn- och svavelhalt från Lampen.



**Figur 71. Organisk halt samt järn- och svavelhalt från Lampen.**

### 5.2.5 Benämning av sulfidjorden i Lampen

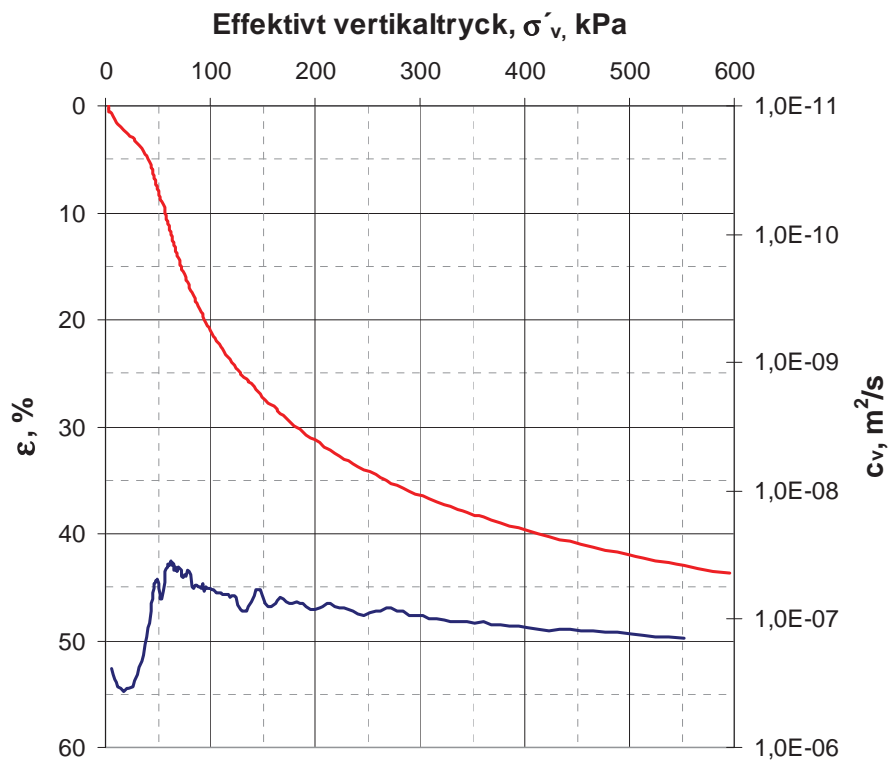
Sulfidjorden vid provfältet i Lampen från 2 till 9 m djup har okulärt bedömts som en sulfidlera och enligt (Larsson, et al., 2007a) kan den klassificeras som organisk (gyttjig) sulfidjord då den organiska halten överstiger 2 % samt med hänsyn till konflytgränsen är benämningen en organisk sulfidlera på gränsen till lerig sulfidgyttja. Sett till kornfördelningen och lerhalten som varierar mellan 25 – 36 % så ska jorden benämnas som en siltig sulfid lera.

### 5.2.6 Kompressionsegenskaper från CRS-försök

I Figur 72 till Figur 74 redovisas resultat från ett av de utförda CRS-försöken. Resultat från samtliga utförda CRS-försök finns presenterade i Bilaga 1, se även avsnitt 3.3.5. Det aktuella

sulfidjordsprovet kommer från borrhål SGI 44 och djup 5 m, se ritning i Figur 63. I Figur 72 visas det effektiva vertikalktrycket uppritat mot vertikalkompressionen och konsolideringskoefficienten i linjära skalor. Förkonsolideringstrycket,  $\sigma'_c$  för det aktuella provet har utvärderats till 36 kPa och konsolideringskoefficienten minimum värde,  $c_{v,min}$  har bestämts till  $4,0E-8 \text{ m}^2/\text{s}$ .

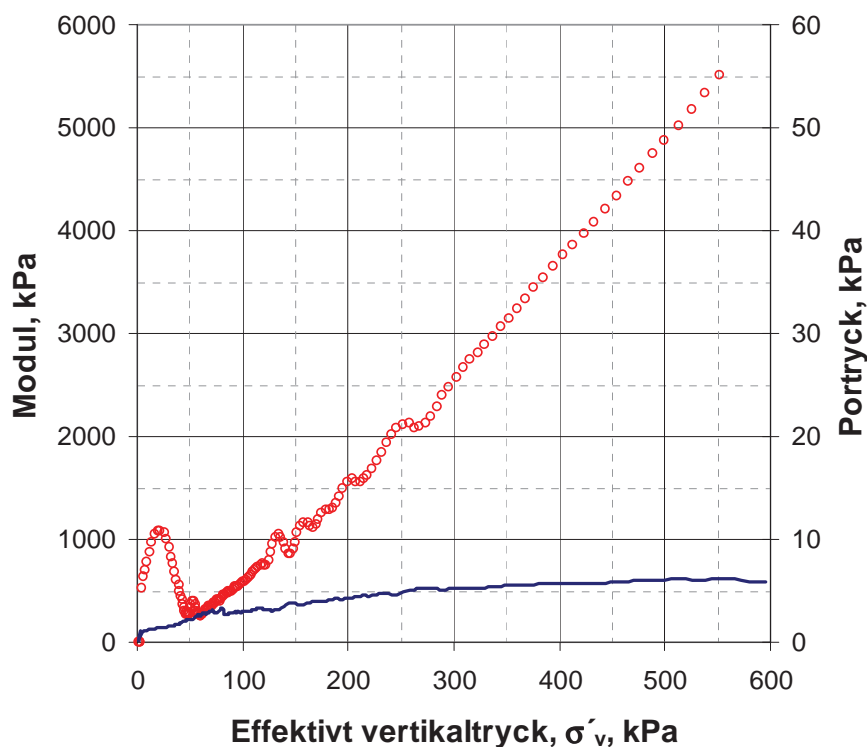
Kompressionsmodulen för spänningar över förkonsolideringstrycket,  $M_L$  har för det aktuella provet beräknats till 300 kPa. Denna modul utvärderas som spänningen dividerat med töjningen för spänning-töjnings kurvans räta del vid spänningar närmast över förkonsolideringstrycket. Gränstrycket  $\sigma'_L$  som är det effektivtryck då modulen återigen börjar öka, har utvärderats till 60 kPa.



**Figur 72.** Resultat från CRS-försök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 44, djup 5 m. Det effektiva vertikalktrycket uppritat mot vertikaltöjningen och konsolideringskoefficienten.

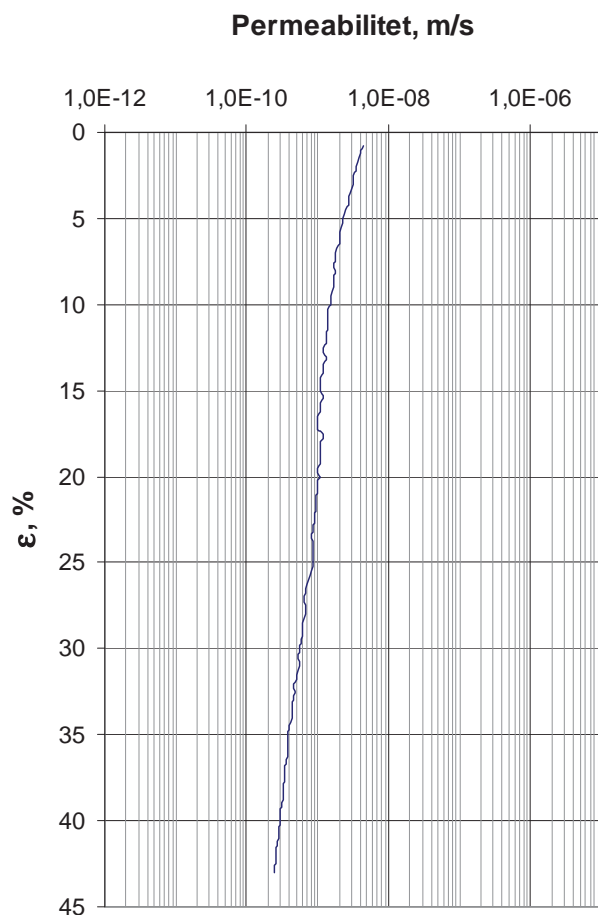
I Figur 73 visas det effektiva vertikalktrycket uppritat mot kompressionsmodulen och portrycket i linjära skalor.

Modultalet,  $M'$  som är modulkurvans lutning för spänningar över gränstrycket har beräknats till 9,3 för det aktuella sulfidjordsprovet, se Figur 73.



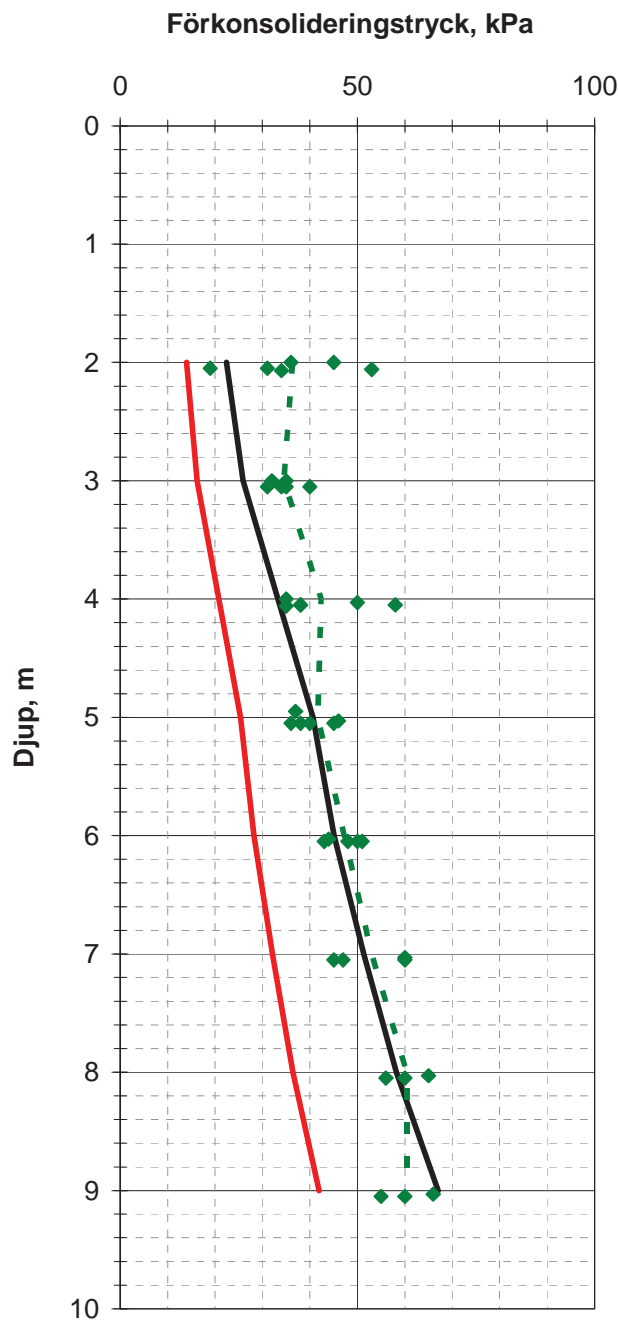
**Figur 73.** Resultat från CRS-försök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 44, djup 5 m. Det effektiva vertikalktrycket uppritat mot modulen och portrycket.

I Figur 74 visas permeabiliteten (logaritmisk skala) uppritat mot vertikalkompressionen (linjär skala). Den initiella permeabiliteten,  $k_i$  för det aktuella sulfidjordsprovet har utvärderats till  $2,2E-9$  m/s. Permeabilitetens förändring under kompression,  $\beta_k$ , vilket är lutningen på kurvan i Figur 74 har utvärderats till 1,9.



**Figur 74. Resultat från CRS-försök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 44, djup 5 m. Permeabilitet uppritat mot vertikaltöjningen.**

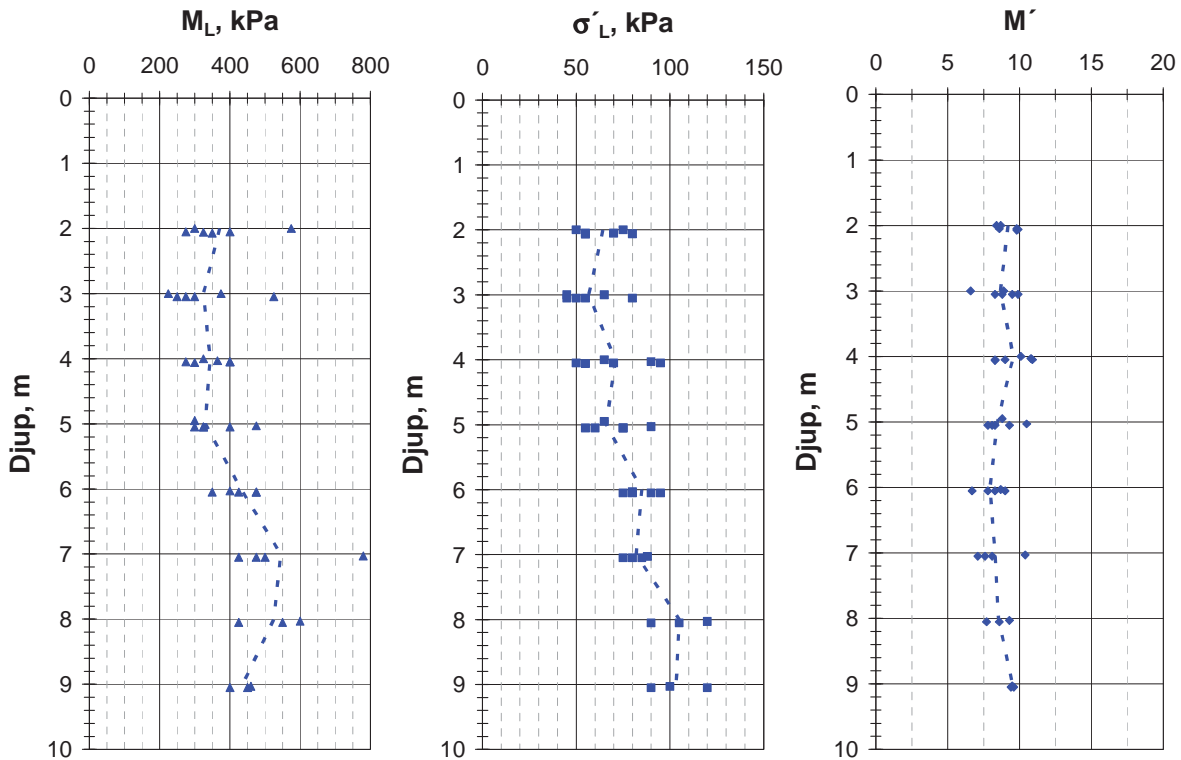
I Figur 75 redovisas utvärderade förkonsolideringstryck från totalt 39 stycken CRS-försök. Den streckade linjen i diagrammet representerar medelvärdet för utvärderade förkonsolideringstryck. Röd linje i figuren visar effektivspänningarna in-situ och svart linje representerar överkonsolideringsgraden  $OCR = 1,6$  baserat på in-situ spänningarna. Försöken är utförda på sulfidjordsprover från 2 till 9 m djup under markytan och samtliga prover kommer från områdena för bank 1 och 2, se ritning i Figur 63. Medelvärdet på förkonsolideringstrycket på 2 m ned till 3 m djup är ungefär 35 kPa, och ökar därefter med ca 2,5 kPa/m ned till djup 5 m och är då ca 40 kPa. Från 5 m djup och ned till 9 m djup ökar medelvärdet för förkonsolideringstrycket med 5 kPa/m vilket innebär att förkonsolideringstrycket på 9 m djup är ca 60 kPa. OCR är på 2 m djup ca 2,6 och minskar sedan mot djupet till ca 1,6 på 5 m djup vilket ungefär bibehålls ned till 8 m djup. Därunder sker en minskning till OCR ca 1,5 på 9 m djup.



**Figur 75.** Utvärderade förkonsolideringstryck från utförda CRS-försök på sulfidjordsprover från Lampen. Den streckade linjen i diagrammet representerar medelvärdet. Röd linje i figuren visar effektivspänningarna in-situ och svart linje representerar  $OCR = 1,6$  baserat på in-situ spänningarna.

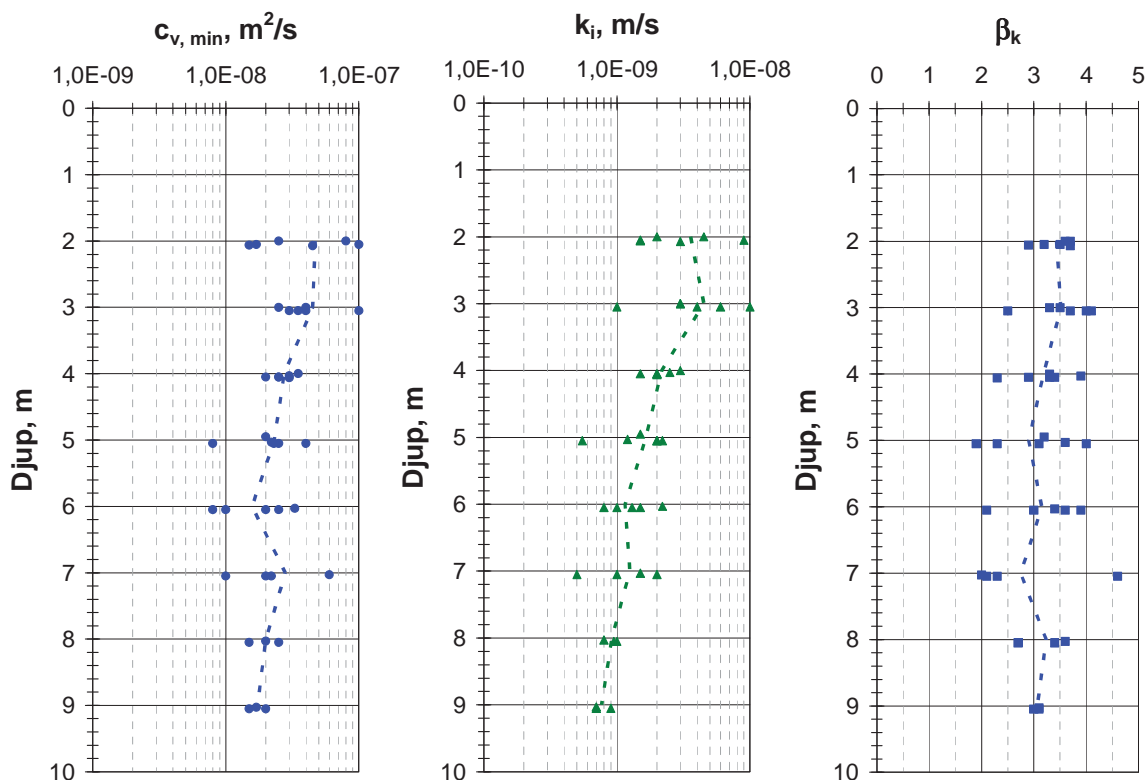
I Figur 76 och Figur 77 redovisas övriga parametrar utvärderade från utförda CRS-försök. Medelvärdet för kompressionsmodulen för spänningar över förkonsolideringstrycket,  $M_L$  är på djup 2 – 5 m ca 350 kPa, därefter ökar modulen till ca 550 kPa på 7 m djup för att sen minska ned till ca 450 på 9 m djup. För gränstrycket  $\sigma'_L$  är medelvärdet ca 60 kPa på djup 2 och 3 m, sedan ökar gränstrycket med ca 8 kPa/m ned till 8 m djup där det är ca 100 kPa, och därefter konstant ned till 9 m djup. Medelvärdet för modultalet,  $M'$  varierar mellan 8,0 – 9,6 från 2 till 9 m djup.

Konsolideringskoefficientens ( $c_{v,min}$ ) medelvärde är på 2 m djup  $4,5E-08$  m<sup>2</sup>/s och minskar sedan till  $1,6 E-08$  m<sup>2</sup>/s på 6 m djup, därefter ökar den till  $2,8 E-08$  m<sup>2</sup>/s på 7 m djup och minskar sen återigen till  $1,7 E-08$  m<sup>2</sup>/s på 9 m djup. Medelvärdet för den initiella permeabiliteten,  $k_i$  är på 2 - 3 m djup ca  $4E-09$  m/s. Därefter minskar permeabiliteten relativt linjärt mot djupet för att vara ca  $2E-09$  m/s på 9 m djup. Medelvärdet för permeabilitetens förändring vid kompression,  $\beta_k$ , varierar mellan 2,8 – 3,5 för djupen 2 till 9 m.



Figur 76. Resultat från utförda CRS-försök. I diagrammet till vänster visas kompressionsmodulen för spänningar över förkonsolideringstrycket,  $M_L$ , i diagrammet i mitten visas gränstrycket,  $\sigma'_L$  och i diagrammet till höger visas modultalet,  $M'$ . De streckade linjerna i diagrammen representerar medelvärdet.

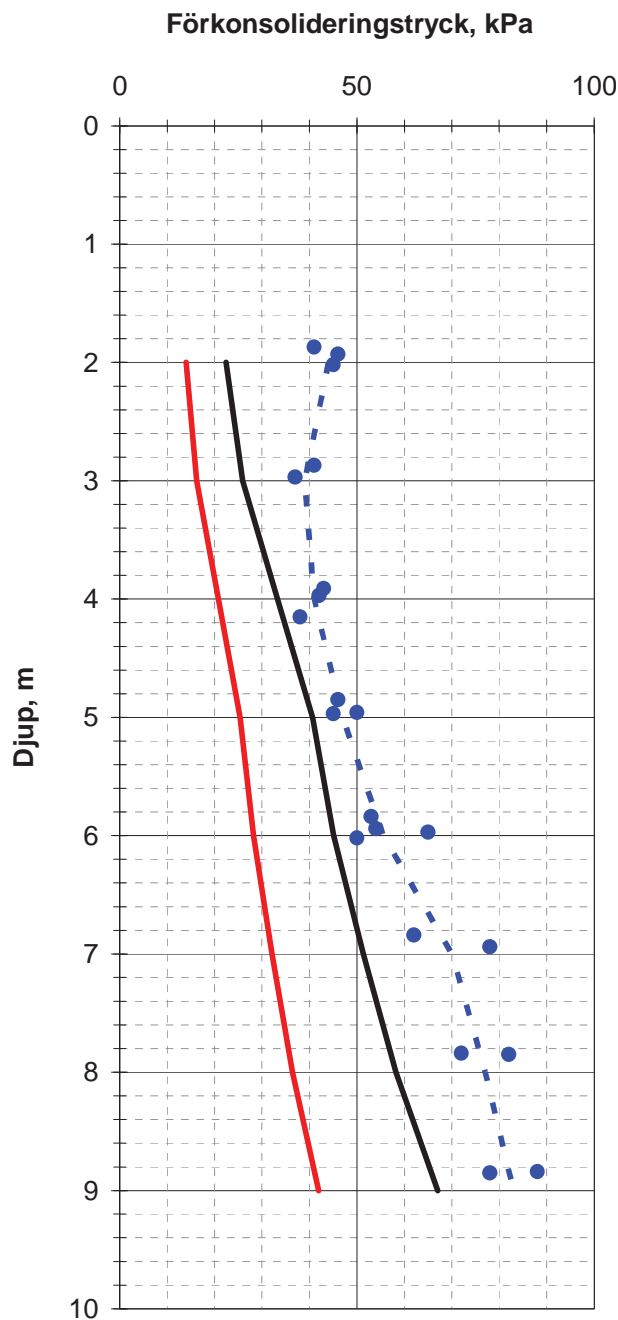




**Figur 77.** Resultat från utförda CRS-försök. I diagrammet till vänster visas konsolideringskoefficienten,  $c_{v,min}$ , i diagrammet i mitten visas initiala permeabiliteten  $k_i$  och i diagrammet till höger visas permeabilitetens förändring vid kompression,  $\beta_k$ . De streckade linjerna i diagrammen representerar medelvärdet.

### 5.2.7 Kompressionsegenskaper från stegvisa ödometerförsök

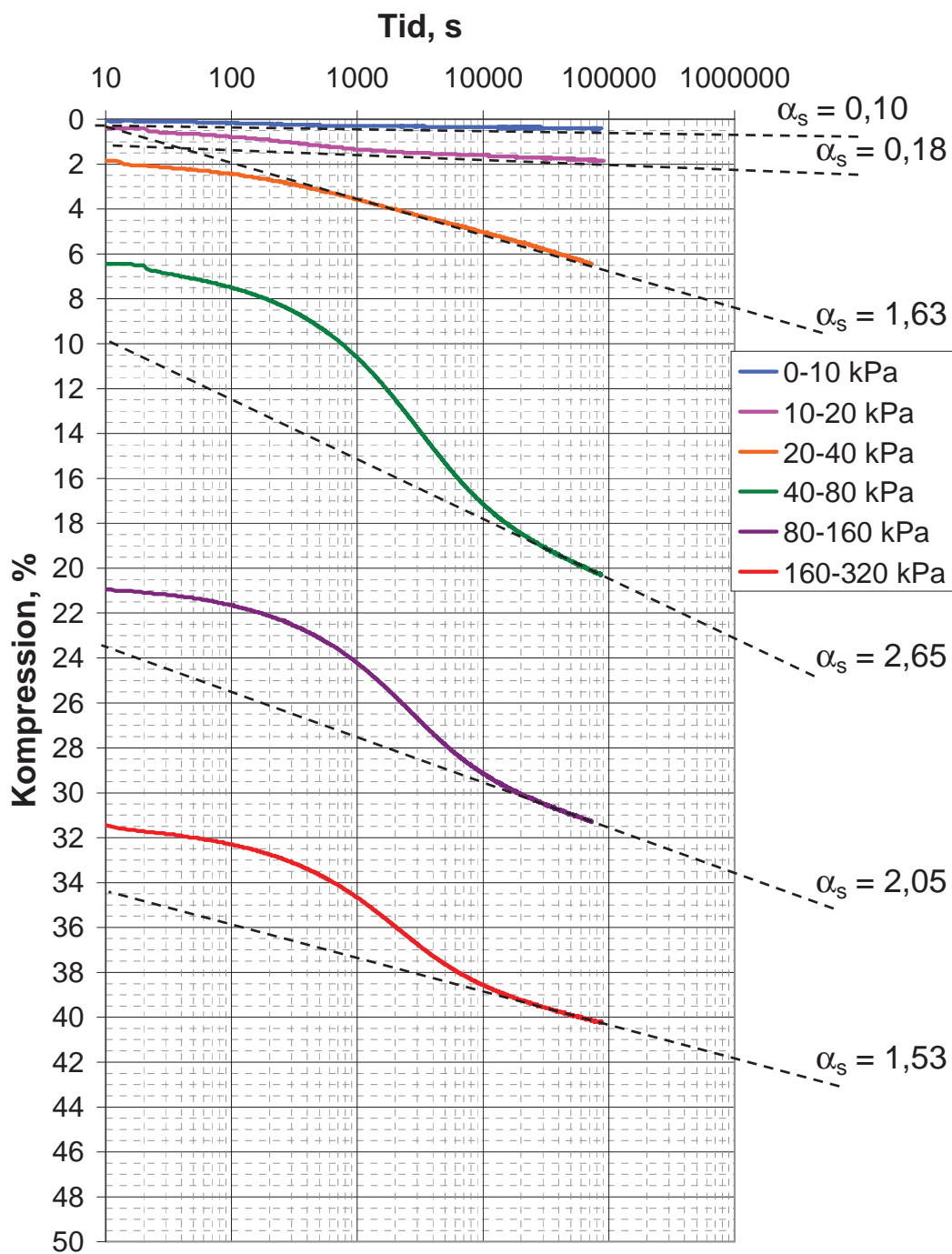
I Figur 78 redovisas utvärderade förkonsolideringstryck från totalt 21 stycken stegvisa ödometerförsök utvärderade enligt Casagrandes metod (se SS 02 71 29). Den streckade linjen i diagrammet representerar medelvärdet för utvärderade förkonsolideringstryck. Röd linje i figuren visar effektivspänningarna in-situ och svart linje representerar OCR = 1,6 baserat på in-situ spänningarna. Försöken är utförda på sulfidjordsprover från 2 till 9 m djup under markytan och samtliga prover kommer från områdena för bank 1 och 2, se ritning i Figur 63. Medelvärdet på 2 m djup är ungefär 45 kPa, därefter minskar förkonsolideringstrycket till ca 40 kPa på 3 - 4 m djup. Från 4 m djup och ned till 9 m djup ökar medelvärdet för förkonsolideringstrycket med ca 8,5 kPa/m vilket innebär att förkonsolideringstrycket på 9 m djup är ca 83 kPa. Överkonsolideringsgraden, OCR, är på 2 m djup ca 3,2 och minskar därefter till att befinna sig i intervallet 1,9 – 2,4 på djup 3-9 m.



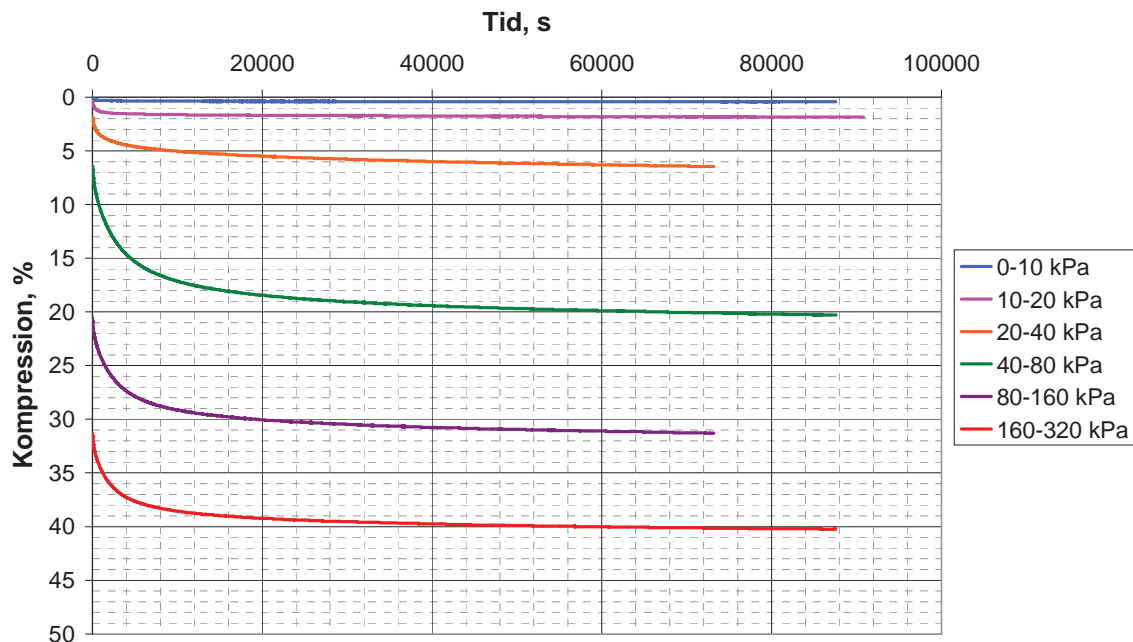
**Figur 78.** Utvärderade förkonsolideringstryck från stegvisa ödometerförsök utförda på sulfidjordsprover från Lampen. Den streckade linjen i diagrammet representerar medelvärdet. Röd linje i figuren visar effektivspänningarna in-situ och svart linje representerar  $OCR = 1,6$  baserat på in-situ spänningarna.

Från de stegvisa ödometerförsöken har förutom förkonsolideringstrycken även kryppparametern  $\alpha_s$  utvärderats för samtliga utförda försök och för alla laststeg i respektive försök. I Figur 79 visas utvärderingen för ett stegvist ödometerförsök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 46, djup 2 m. I Figur 79 visas de olika laststegens beteenden uppritat i ett i tid (logaritmisk skala) – kompressionsdiagram, denna typ av diagram för samtliga utförda stegvisa ödometerförsök finns redovisade i Bilaga 2, se även avsnitt 3.3.6. Kryppparametern,  $\alpha_s$  utvärderas som lutningen på tid-kompressionskurvan då den i slutskedet

på laststeget övergår till en antagen rät linje. I Figur 80 visas samma försök som i Figur 79 men med x-axeln (tiden) i linjär skala.

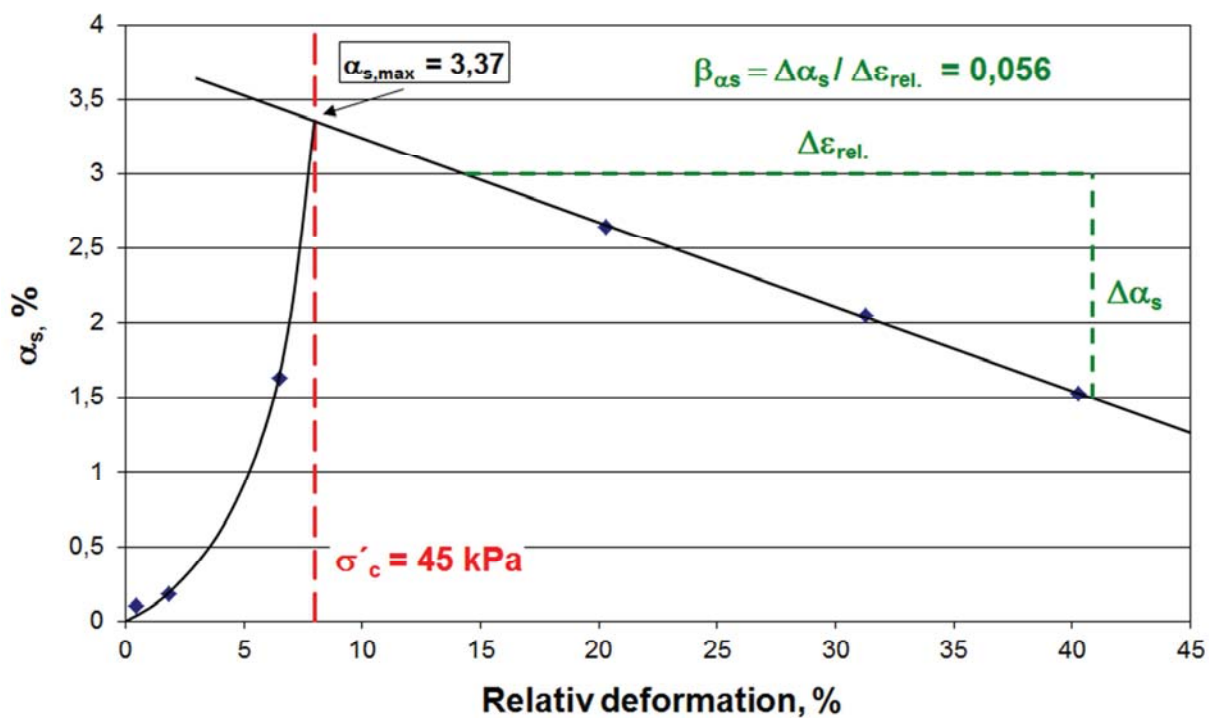


**Figur 79.** Resultat från ett stegvist ödometerförsök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 46, djup 2 m, redovisat i logaritmisk skala med utvärderad kryppparameter,  $\alpha_s$  (i %).

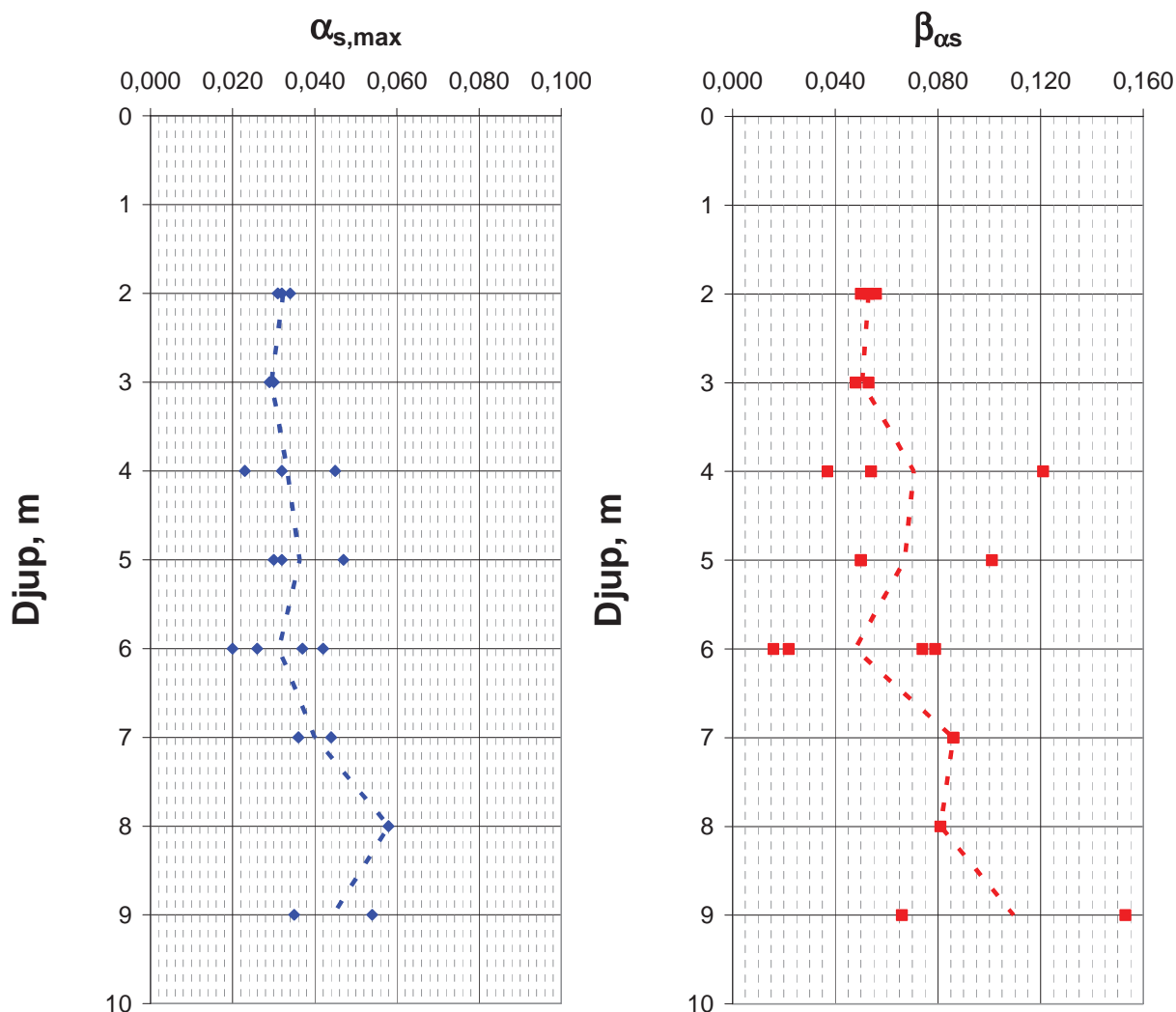


**Figur 80. Resultat från ett stegvist ödometerförsök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 46, djup 2 m, redovisat i linjär skala.**

Vid sättningsberäkningar som inkluderar krypning används normalt parametrarna  $\alpha_{s,max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$ . Dessa parametrar har utvärderats ur Figur 81 där de utvärderade  $\alpha_s$  – värdena från varje laststeg i Figur 79 plottats mot varje enskilt laststegs slutliga kompression (mörkblå punkter i diagrammet). I diagrammet markeras även den kompression man har då förkonsolideringstrycket uppnås, se även (Larsson, et al., 1993),  $\alpha_s$  – värdena till höger om denna kurva knyts samman med en rät linje och  $\alpha_{s,max}$  utvärderas där kurvan skär kompressionen motsvarande utvärderat förkonsolideringstryck, i Figur 81 är det vid  $\alpha_s = 3,37$ . Parametern  $\beta_{\alpha_s}$  beskriver lutningen på kurvan, med andra ord förändringen av  $\alpha_s$  med ökande kompression. I Figur 82 visas resultatet från utvärderingen av  $\alpha_{s,max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$  för samtliga utförda stegvisa ödometerförsök. För försök utförda på sulfidjordsprover från 2 – 6 m djup varierar medelvärdet för  $\alpha_{s,max}$  mellan 0,030 – 0,036 och för  $\beta_{\alpha_s}$  mellan 0,048 – 0,071. Därefter sker en ökning mot djupet, på 7 m djup är medelvärdet för  $\alpha_{s,max}$  lika med 0,040 och på 9 m djup lika med 0,045. På 8 m djup finns endast ett försök utfört och det utvärderade  $\alpha_{s,max}$  är relativt högt och bör sannolikt istället vara någonstans mellan värdena från 7 och 9 m djup, eftersom jordprofilen är förhållandevis homogen mot djupet. Medelvärdet för  $\beta_{\alpha_s}$  på djup 7 – 9 varierar mellan 0,081 – 0,110.

Utvärdering av  $\alpha_{s,max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$ 

Figur 81. Resultat från utvärdering av kryppparametrarna,  $\alpha_{s,max}$  (i %) och  $\beta_{\alpha_s}$  för ett stegvist ödometerförsök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 46, djup 2 m.

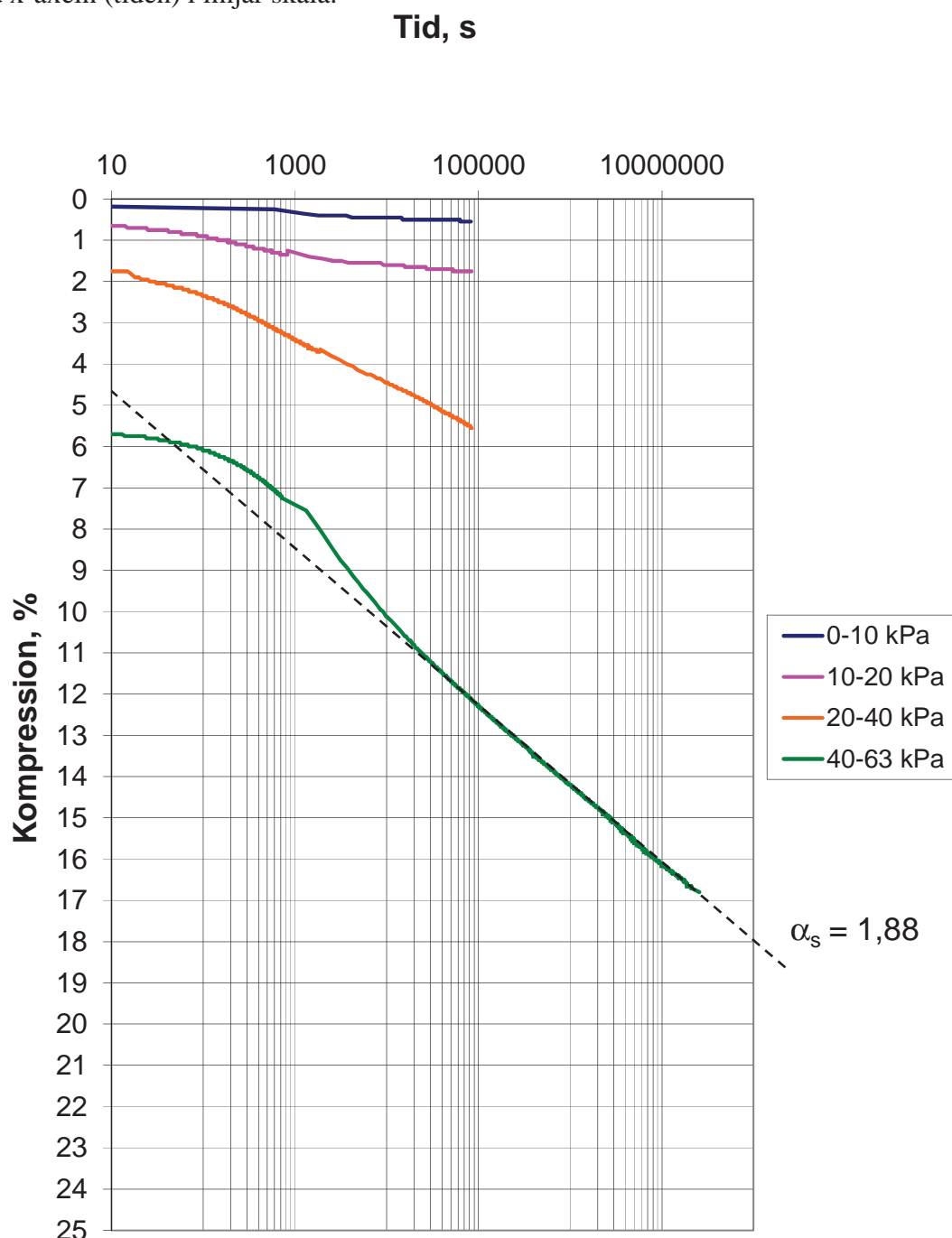


Figur 82. Resultat från utvärdering av kryppparametrarna,  $\alpha_{s,max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$  för samtliga utförda stegvisa ödometerförsök. Den streckade linjen i diagrammen representerar medelvärdet.

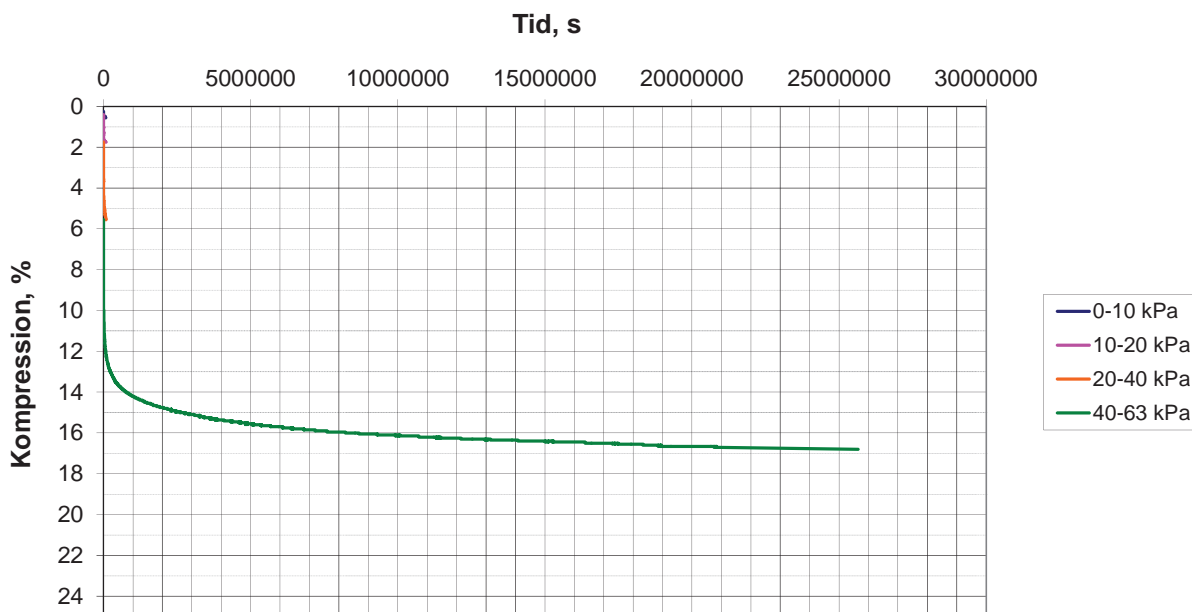
### 5.2.8 Krypegenskaper

I Figur 83 och Figur 85 visas resultat av utvärdering av  $\alpha_s$  för två krypförsök. Försöksförfarandet och belastningsstegen finns beskrivet i avsnitt 3.3.6. Krypförsöket som visas i Figur 83 benämns i Tabell 4 och Tabell 8 som försök C2 och krypförsöket i Figur 85 benämns i Tabell 4 och Tabell 8 som försök D3. Kryplasten (dvs. sista laststeget) för dessa två försök har verkat under 297 dygn. Resultat från samtliga krypförsök visas i Bilaga 3 och utvärderade  $\alpha_s$  för respektive kryplast i Tabell 8 och Figur 87. Kryppparametern,  $\alpha_s$  utvärderas för dessa försök på liknande sätt som för "standard" ödometerförsöken, dvs. som lutningen på tid-kompressionskurvan då den i slutskedet på laststeget (i detta fall kryplasten) övergår till en antagen rät linje. I några fall (6 av totalt 16 försök) har ett annorlunda krypbeteende noterats i försöken, dvs. en "knyck" uppstår i krypkurvan efter en tids krypning, detta har även konstaterats av (Eriksson, 1992) i ett flertal försök. I de fall där ett sådant krypbeteende har konstaterats benämns det som  $\alpha_{s,2}$ .

I Figur 83 visas utvärderingen för ett krypförsök utfört i utrustningen för stegvisa ödometerförsök, försöket är utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 46, djup 2 m. I Figur 83 visas de olika laststegen beteende uppritat i ett i tid (logaritmisk skala) – kompressionsdiagram, där de första laststegen verkat under ett dygn och det sista laststeget under 297 dygn. Kryppparametern,  $\alpha_s$  utvärderas likt standardödometerförsöken som lutningen på tid-kompressionskurvan då den i slutskedet på laststeget övergår till en antagen rät linje. En väsentlig skillnad är dock att den antagna ”räta” linjen i slutskedet av kurvan är betydligt längre då lasten fått verka under en längre tid. Kryppparametern  $\alpha_s$  har för detta försök utvärderats till 0,019 för kryplasten 63 kPa, vilket motsvarar den vertikala in-situ spänningen plus en banklast på 54 kPa. I Figur 84 visas samma försök som i Figur 83 men med x-axeln (tiden) i linjär skala.



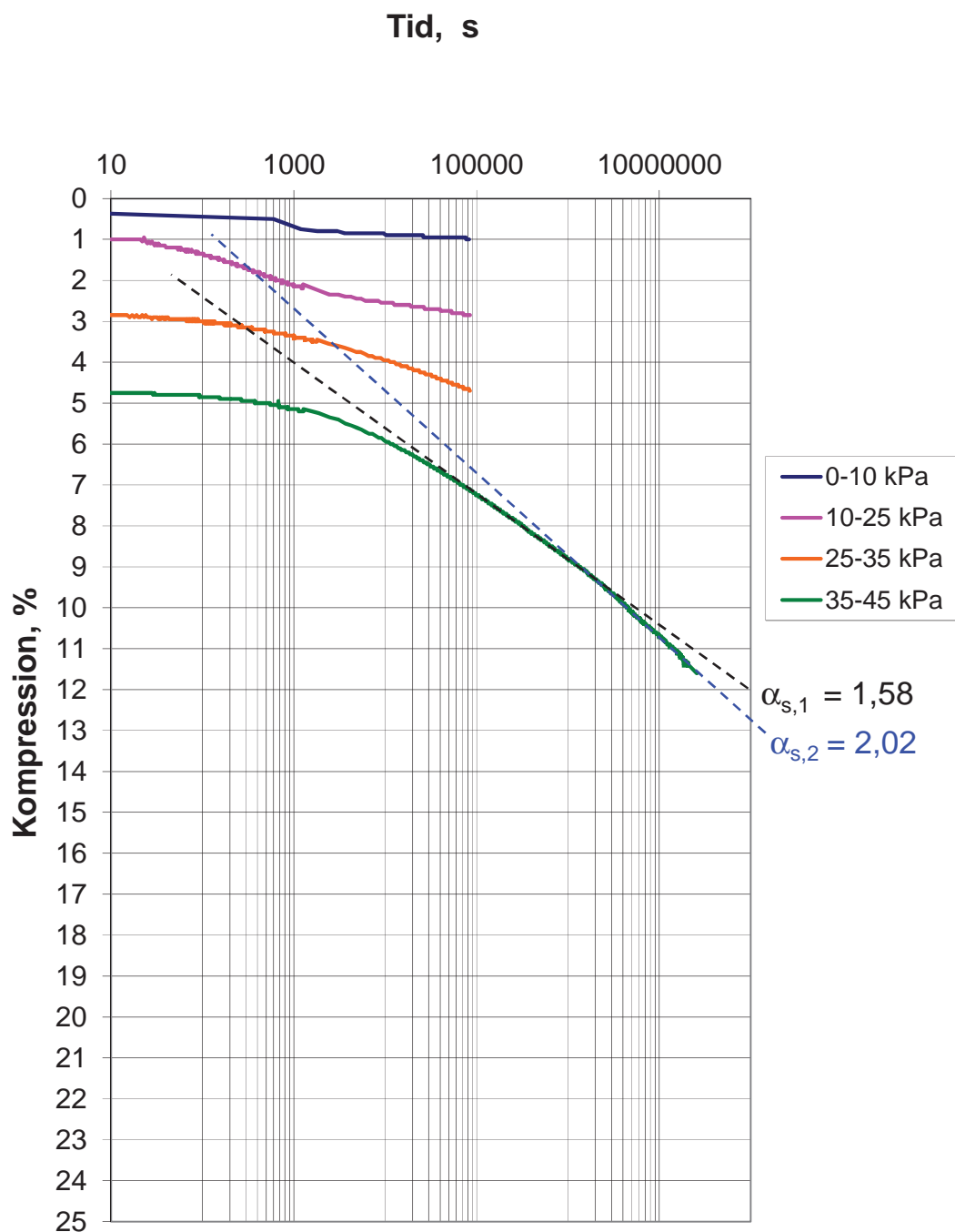
**Figur 83.** Resultat från ett krypförsök utfört i stegvisa ödometerutrustningen, borrhål SGI 46 djup 2 m, med utvärderade kryppparametern,  $\alpha_s$  (i %).



**Figur 84. Resultat från ett krypförsök utfört i stegvisa ödometerutrustningen, borrhål SGI 46 djup 2 m, linjär skala, jämför med Figur 83.**

I Figur 85 visas utvärderingen för ett krypförsök utfört i utrustningen för stegvisa ödometerförsök, försöket är utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 46, djup 3 m. De olika laststegen beteende uppritat i ett tid (logaritmisk skala) – kompressionsdiagram visas i Figur 85, där de första laststegen verkat under ett dygn och det sista laststeget under 297 dygn. Detta är ett av försöken där två olika  $\alpha_s$  har utvärderats, dvs. en ”knyck” har uppstått i krypkurvan efter en tids krypning vilket ger en brantare lutning på krypkurvan och ett högre värde på  $\alpha_s$ . Krypparametern  $\alpha_s$  har för detta försök utvärderats till 0,016 ( $\alpha_{s,1}$ ) och 0,020 ( $\alpha_{s,2}$ ) för kryplasten 45 kPa, vilket motsvarar en kryplast som är något större än förkonsolideringstrycket. I Figur 86 visas samma försök som i Figur 85 men med x-axeln (tiden) i linjär skala.





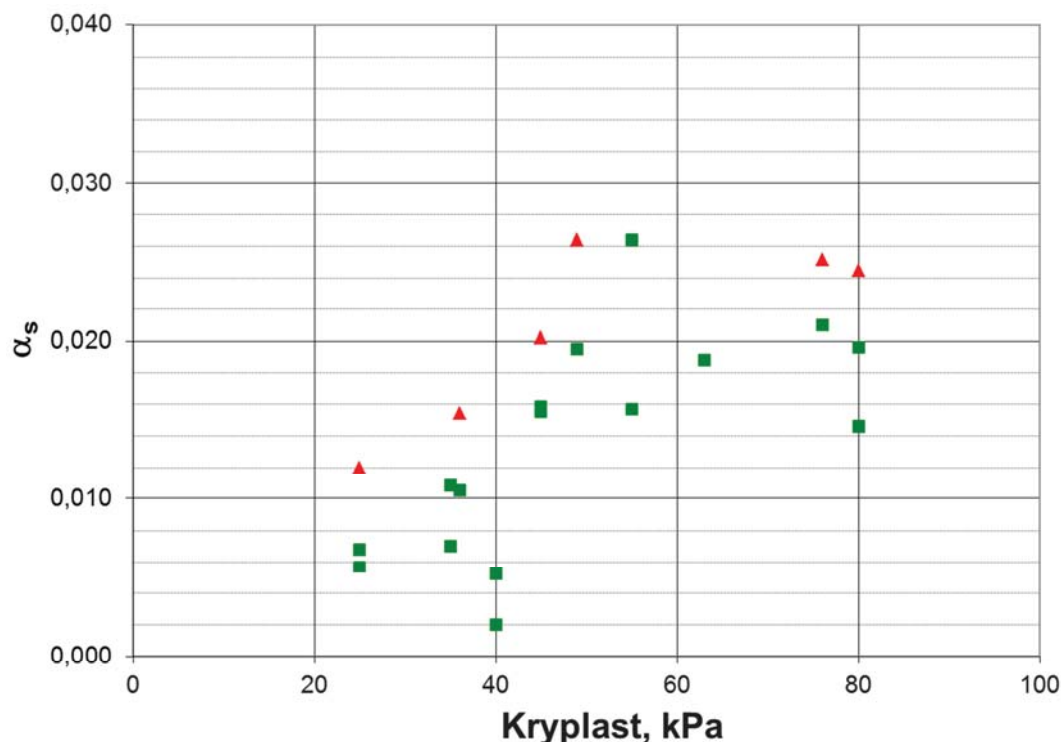
**Figur 85.** Resultat från ett krypförsök utfört i stegvisa ödometerutrustningen, borrhål SGI 46 djup 3 m, med utvärderade kryppparametern,  $\alpha_s$  (i %).



**Figur 86.** Resultat från ett krypförsök utfört i stegvisa ödometerutrustningen, borrhål SGI 46 djup 3 m, linjär skala, jämför med Figur 85.

**Tabell 8.** Resultat från utförda krypförsök på kolvprover från Lampen.

Försök	Borrhål	Djup [m]	Laststeg [kPa]	Kryplast [kPa]	Utvärderat $\alpha_{s,1}$	Utvärderat $\alpha_{s,2}$
A1	SGI 42	6	10-20-40	40	0,005	
A2	SGI 42	6	10-20-40-80	80	0,020	
A3	SGI 46	7	10-20-40	40	0,002	
A4	SGI 46	7	10-20-40-80	80	0,015	0,025
B1	SGI 46	4	10-25	25	0,007	
B2	SGI 46	4	10-25-35	35	0,007	
B3	SGI 46	4	10-25-35-45	45	0,016	
B4	SGI 46	4	10-25-35-45-55	55	0,026	
C1	SGI 46	2	10-20-36	36	0,011	0,015
C2	SGI 46	2	10-20-40-63	63	0,019	
C3	SGI 46	5	10-20-49	49	0,020	0,026
C4	SGI 46	5	10-20-40-76	76	0,021	0,025
D1	SGI 46	3	10-25	25	0,006	0,012
D2	SGI 46	3	10-25-35	35	0,011	
D3	SGI 46	3	10-25-35-45	45	0,016	0,020
D4	SGI 46	3	10-25-35-45-55	55	0,016	

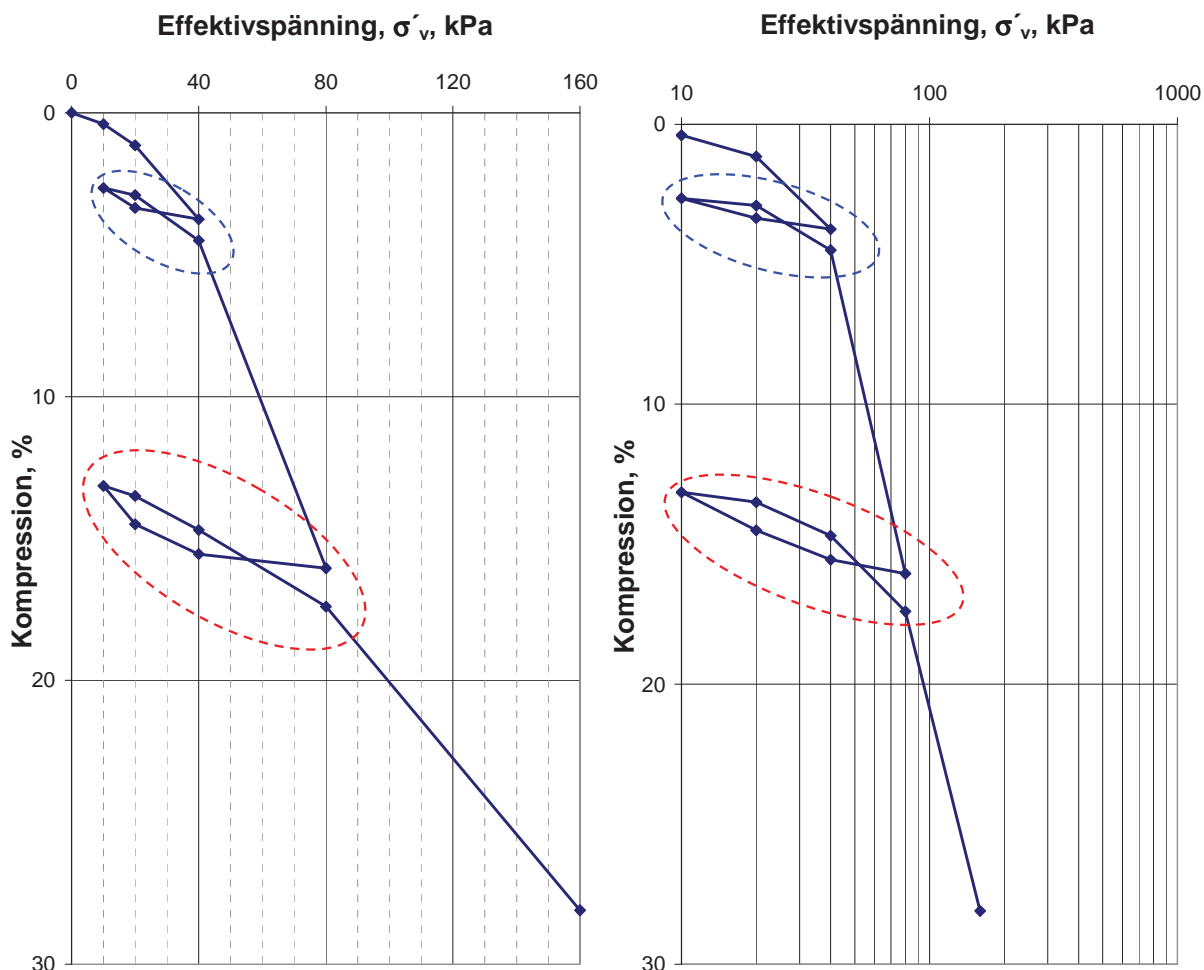


**Figur 87.** Utvärderade  $\alpha_s$  från samtliga utförda krypförsök plottade mot kryplast (dvs. sista laststeget). Gröna kvadrater motsvarar utvärderade  $\alpha_{s,1}$  och röda trianglar  $\alpha_{s,2}$ .

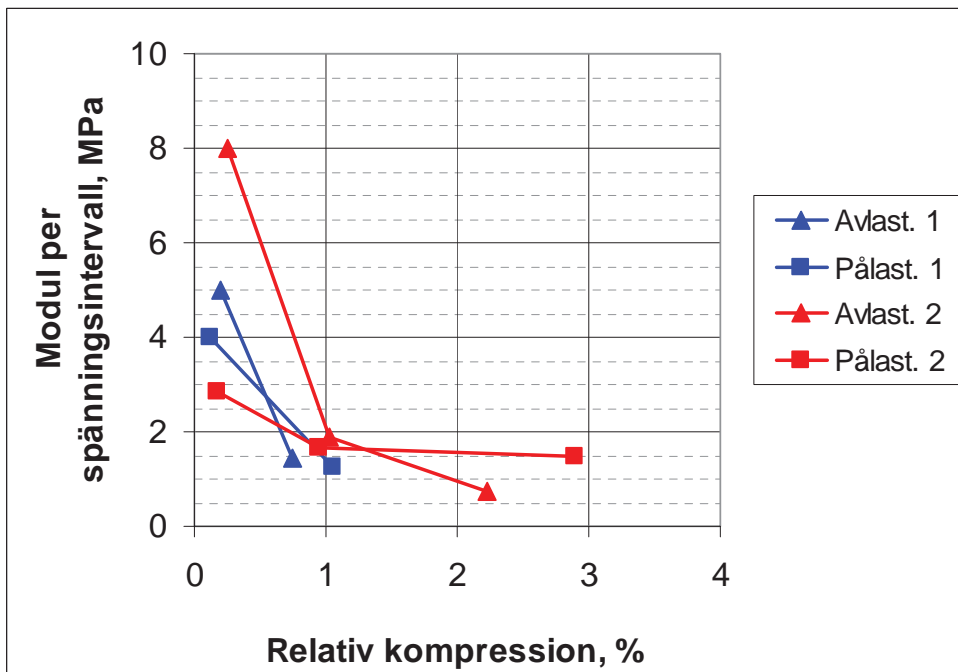
### 5.2.9 Av- och pålastningsegenskaper

I Figur 88 redovisas resultat från ett av- och pålastningsförsök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 45 och djup 5 m. Försöket är utfört i utrustningen för stegvisa ödometerförsök och finns beskrivet i avsnitt 3.3.6. Graferna (spännings-kompressions diagram) i Figur 88 är från ett och samma försök, till vänster visas ett diagram med x-axeln (effektivspänningen) i linjär skala och till höger i logaritmisk skala. Totalt har sex stycken av- och pålastningsförsök utförts och samtliga försök redovisas i Bilaga 4.

Från av- och pålastningsförsöken har modulen mellan två enskilda punkter för respektive av- eller pålastningssteg utvärderas. För försöket som redovisas i Figur 88 finns utvärderingen presenterad i Figur 89 och i Tabell 9. Avlastningsmodulerna för detta försök varierar mellan 0,74 – 8,00 MPa och pålastningsmodulerna mellan 1,25 – 4,00 MPa. Röd färg i Figur 88 och Figur 89 representerar första av- och pålastningen och blå färg representerar andra av- och pålastningen.



Figur 88. Av- och pålastningsförsök på prov från borrhål SGI 45, djup 5m.



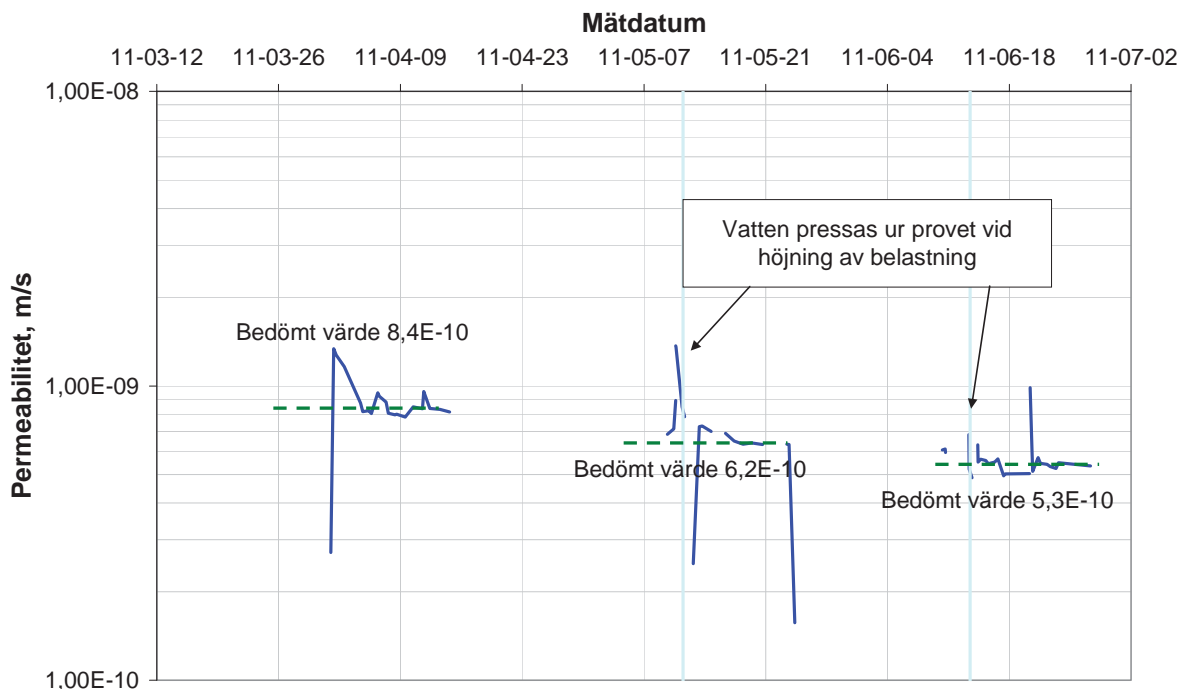
Figur 89. Beräknade moduler i olika spänningsintervall från av- och pålastningsförsök på prov från borrhål SGI 45, djup 5m.

**Tabell 9. Beräknade moduler i olika spänningsintervall från av- och pålastningsförsök på prov från borrhål SGI 45, djup 5m.**

Försök	Borrhål	Djup m	Avlastning/Pålastning	Spänningsintervall kPa	Modul MPa
1	SGI 5	2	Avlastning 1	40-20	5,00
”	”	”	”	20-10	1,43
”	”	”	Pålastning 1	10-20	4,00
”	”	”	”	20-40	1,25
”	”	”	Avlastning 2	80-40	8,00
”	”	”	”	40-20	1,90
”	”	”	”	20-10	0,74
”	”	”	Pålastning 2	10-20	2,86
”	”	”	”	20-40	1,67
”	”	”	”	40-80	1,48

### 5.2.10 Permeabilitet från permeabilitetsförsök

Permeabilitetsförsök i triaxialceller har utförts på sulfidjordsprover från borrhål SGI 45 och prover från djup 3, 5 och 7 m. Försökets utförande finns beskrivet i avsnitt 3.3.7. Varje enskilt prov har belastats med tre olika laster (tryck), först ett tryck som motsvarar in-situspänningen och därefter in-situspänningen plus banklaster motsvarande 30 kPa respektive 60 kPa. Efter varje pålagd last har utströmmande vatten uppmäts och därmed provets permeabilitet kunna beräknas. I Figur 90 visas resultatet från beräknad permeabilitet för 1 av totalt 3 utförda permeabilitetsförsök, övriga försök redovisas i Bilaga 5. Permeabiliteten som har beräknats för ett visst tidsintervall varierar en del med tiden och ett bedömt värde som antas representera provets permeabilitet har därför tagits fram för alla enskilda prov och respektive belastning. För provet som redovisas i Figur 90 är den bedömda permeabiliteten  $8,4 \cdot 10^{-10}$  m/s vid en belastning motsvarande in-situspänningen. Vid en lastökning med 30 kPa minskar den bedömda permeabiliteten till  $6,2 \cdot 10^{-10}$  m/s och när belastningen sedan ökar ytterligare med 30 kPa till en spänning motsvarande in-situ spänningen plus en banklast på 60 kPa minskar den bedömda permeabiliteten ytterligare till  $5,3 \cdot 10^{-10}$  m/s. I Tabell 10 redovisas bedömda permeabilitetsvärden för samtliga utförda permeabilitetsförsök och de olika laststegen. Generellt minskar permeabiliteten med kompressionen orsakad av den ökande belastningen, vilket är naturligt då jordens porer och kornskelett trycks samman med ökande belastning.



**Figur 90.** Resultat från permeabilitetsförsök utfört på ett och samma sulfidjordsprov från borrhål SGI 45, djup 7 m vid tre olika trycknivåer.

**Tabell 10.** Resultat från utförda permeabilitetsförsök.

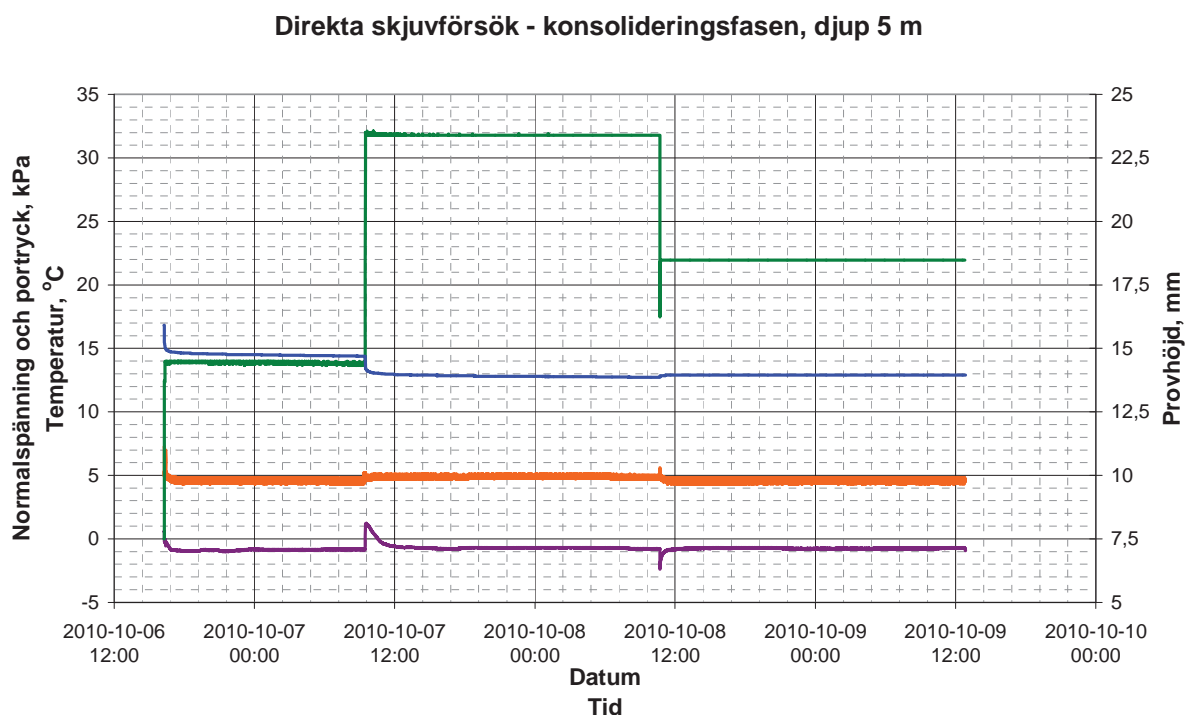
Provtagningsdjup [m]	$\sigma'_v$ In-situ [kPa]	Belastning					
		Delsteg 1		Delsteg 2		Delsteg 3	
		$\sigma'_v$ [kPa]	$k$ [m/s]	$\sigma'_v$ [kPa]	$k$ [m/s]	$\sigma'_v$ [kPa]	$k$ [m/s]
3	13,5	14	$4,0 \cdot 10^{-9}$	44	$1,0 \cdot 10^{-9}$	74	$1,0 \cdot 10^{-9}$
5	22,5	23	$8,4 \cdot 10^{-10}$	53	$5,4 \cdot 10^{-10}$	83	$2,7 \cdot 10^{-10}$
7	31,5	32	$8,4 \cdot 10^{-10}$	62	$6,2 \cdot 10^{-10}$	92	$5,3 \cdot 10^{-10}$

### 5.2.11 Hållfasthetsegenskaper från direkta skjuvförsök

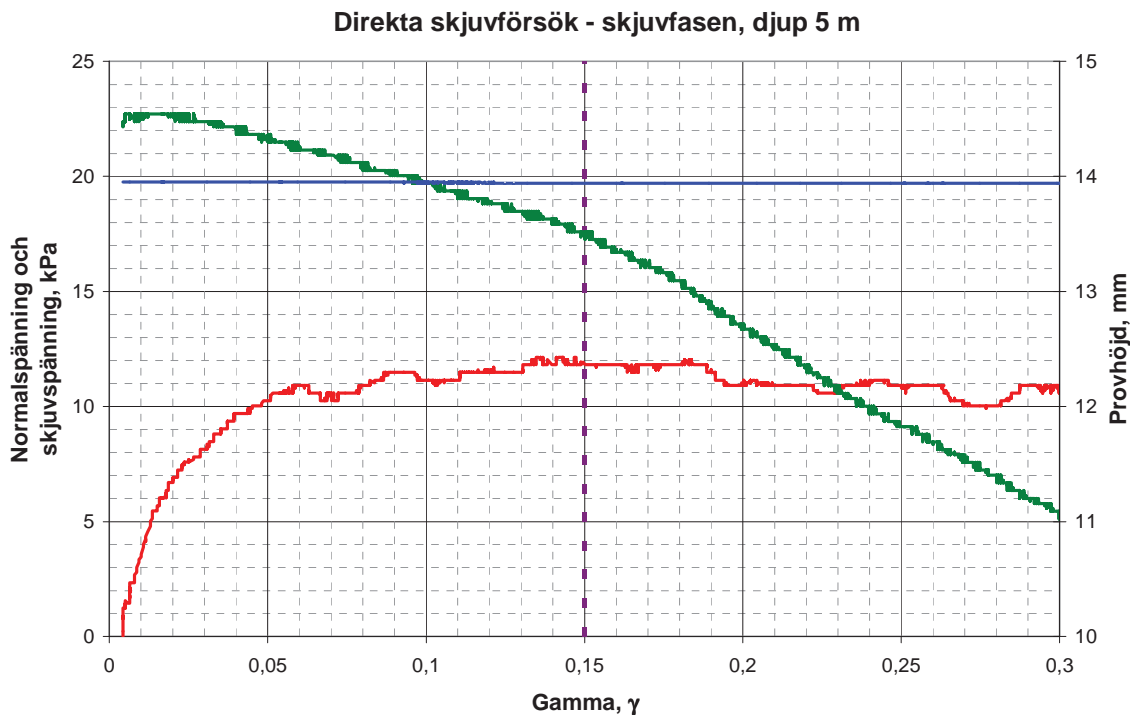
Den odränerade skjuvhållfastheten har bestämts med odränerade direkta skjuvförsök, se försöksbeskrivning i avsnitt 3.3.8.

I Figur 91 (konsolideringsfasen) och Figur 92 (skjuvningsfasen) redovisas resultaten från ett av de odränerade direkta skjuvförsöken, det aktuella sulfidjordsprovet kommer från borrhål SGI 42 och djup 5 m. Provet har under konsolideringsfasen belastats med vertikalt tryck motsvarande 85 % av förkonsolideringstrycket, vilket för detta prov innebar 32 kPa. Konsolideringen utfördes i två delsteg först applicering av en normalspänning på 14 kPa och sedan ytterligare 18 kPa pålastning, se Figur 91. Grön linje visar normalspänningen, vilket är detsamma som den vertikala spänningen (även effektivspänning). Innan själva skjuvningsfasen påbörjades lastades provet av vertikalt till en belastning motsvarande in-situ spänningen, vilket för detta prov är 22 kPa. Övrig information som visas i Figur 91 är provets effektiva provhöjd (blå linje), provningstemperatur (orange linje) och portrycket i provet (lila linje).

I Figur 92 som visar skjuvningsfasen för provet går att utläsa att provets högsta skjuvspänning (röd linje i diagrammet) 12 kPa erhålls vid en vinkeländring på ca 0,13 radianer. Annan information som visas i Figur 92 är provets effektiva provhöjd (blå linje) och normalspänningen (grön linje).



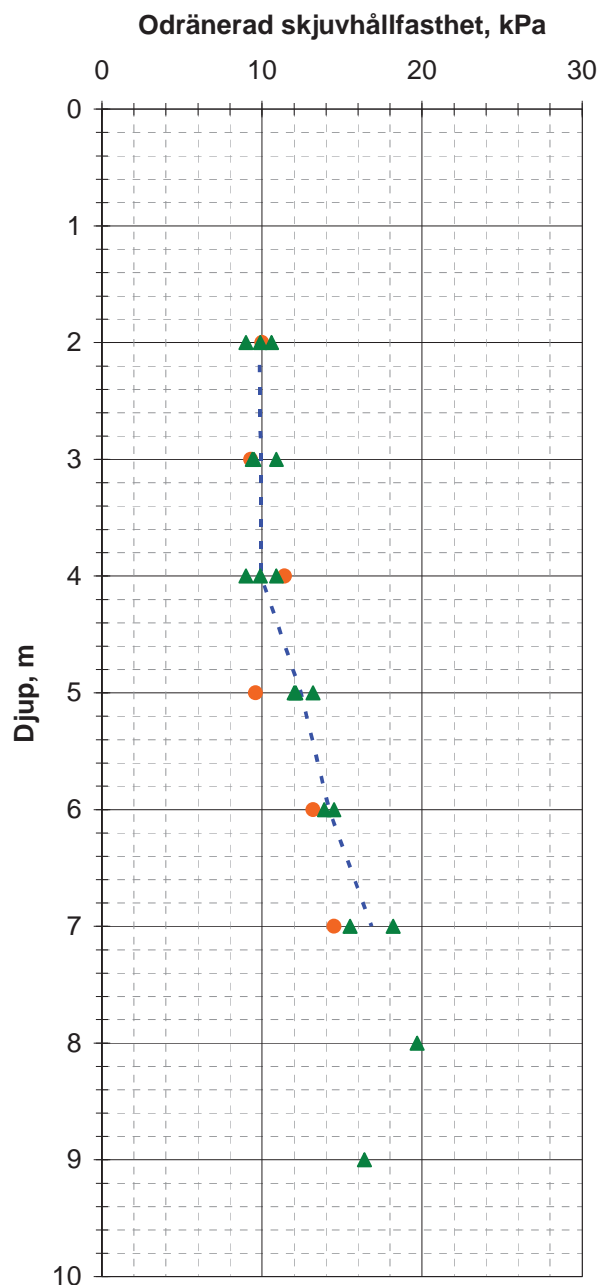
**Figur 91.** Resultat från konsolideringsfasen från ett odränerat direkt skjuvförsök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 42, djup 5 m. Grön linje är normalspänningen, blå linje är provhöjd, orange linje är provningstemperatur och lila linje är portrycket.



**Figur 92.** Resultat från ett odränerat direkt skjuvförsök utfört på ett sulfidjordsprov från borrhål SGI 42, djup 5 m. Grön linje är normalspänningen, blå linje är provhöjd, röd linje är skjuvspänning.

Resultat från samtliga utförda odränerade direkta skjuvförsök visas i Figur 93. De lägsta värdena på den odränerade skjuvhållfasthet erhöles på 2 – 4 m djup under markytan, där medelvärdet för försöken utförda i klimaträm (+5 grader) är relativt konstant mot djupet och värdet är ca 10 kPa. Från djup 4 m ökar skjuvhållfastheten med ca 2,3 kPa per meter ned till djup 7 m. På prov från djup 8 och 9 m är endast ett försök utfört på respektive djup och de bestämda värdena på den odränerade skjuvhållfastheten är ca 20 respektive ca 16 kPa på dessa djup.





**Figur 93.** Resultat från odränerade direkta skjuvförsök, utförda på sulfidjordsprover från Lampen. De gröna trianglarna i figuren representerar försök utförda i klimatrum (+5 grader) och de orangea bollarna representerar försök utförda i rumstemperatur (+20 grader). Den streckade linjen i diagrammet representerar medelvärdet av försöken utförda i +5 grader.

### 5.2.12 Packningsegenskaper hos bankmaterial

I Tabell 11 redovisas resultat från proctorpackningar (modifierad proctor) utförda på det material som användes vid uppbyggnad av provbankarna, se avsnitt 3.3.9 för beskrivning av utförandet. Moränproverna som har använts vid packningsförsöken togs upp i samband med volymeterförsöken i fält, se resultat från dessa försök i Tabell 6.

Totalt har 6 försök utförts varav 4 försök på prover från bank 1 och 2 försök på prover från bank 2. Skrymdensiteten varierar mellan 2,21 – 2,32 t/m<sup>3</sup> och med ett medelvärde på 2,29 t/m<sup>3</sup>. Den optimala vattenkvoten för dessa prover varierade mellan 5,9 – 7,8 % och med ett medelvärde på 6,7 %. Maximala torrdensiteten har beräknats för samtliga prov och den varierar mellan 2,05 – 2,18 t/m<sup>3</sup> och med ett medelvärde på 2,15 t/m<sup>3</sup>. Vattenkvot, skrymdensitet och torrdensitet beräknades enligt Ekvation 5, Ekvation 6 och Ekvation 7.

Packningsgraden i Tabell 11 är beräknad genom att dividera torrdensiteten som erhöles vid volymeterförsöken (se Tabell 6) med den maximala torrdensiteten från proctorpackningen och i medeltal uppgår packningsgraden för de båda bankarna till ca 82 %.

I Tabell 12 visas resultat från proctorpackningar utförda i samband med järnvägsutredningen för Haparandabanan. Proverna kommer från provgrovsgrävning i den skärning där materialet till provbankarna har hämtats, (MRM, 2007).

**Tabell 11. Resultat från proctorpackning av bankmaterialet utfört på moränprover som grävdes upp vid volymeterförsöken i fält, jämför med resultaten i Tabell 6. Provnummer V6 - 13 är från bank 1 och V19 - 22 är från bank 2.**

Provnummer	Optimal vattenkvot, $w$ , %	Skrymdensitet $\rho_{max}$ , t/m <sup>3</sup>	Torrdensitet $\rho_{d_{max}}$ , t/m <sup>3</sup>	Packningsgrad $R_D$ , %
V6	6,5	2,31	2,17	91,1
V8	6,9	2,32	2,17	87,0
V9	7,8	2,21	2,05	86,2
V13	6,9	2,28	2,13	88,9
V19	6,1	2,30	2,17	90,9
V22	5,9	2,31	2,18	85,2
<b>Medelvärde</b>	<b>6,7</b>	<b>2,29</b>	<b>2,15</b>	<b>88,2</b>

**Tabell 12. Resultat från proctorpackning utförda på moränprover från skärningen där materialet till provbankarna har hämtats, (MRM, 2007).**

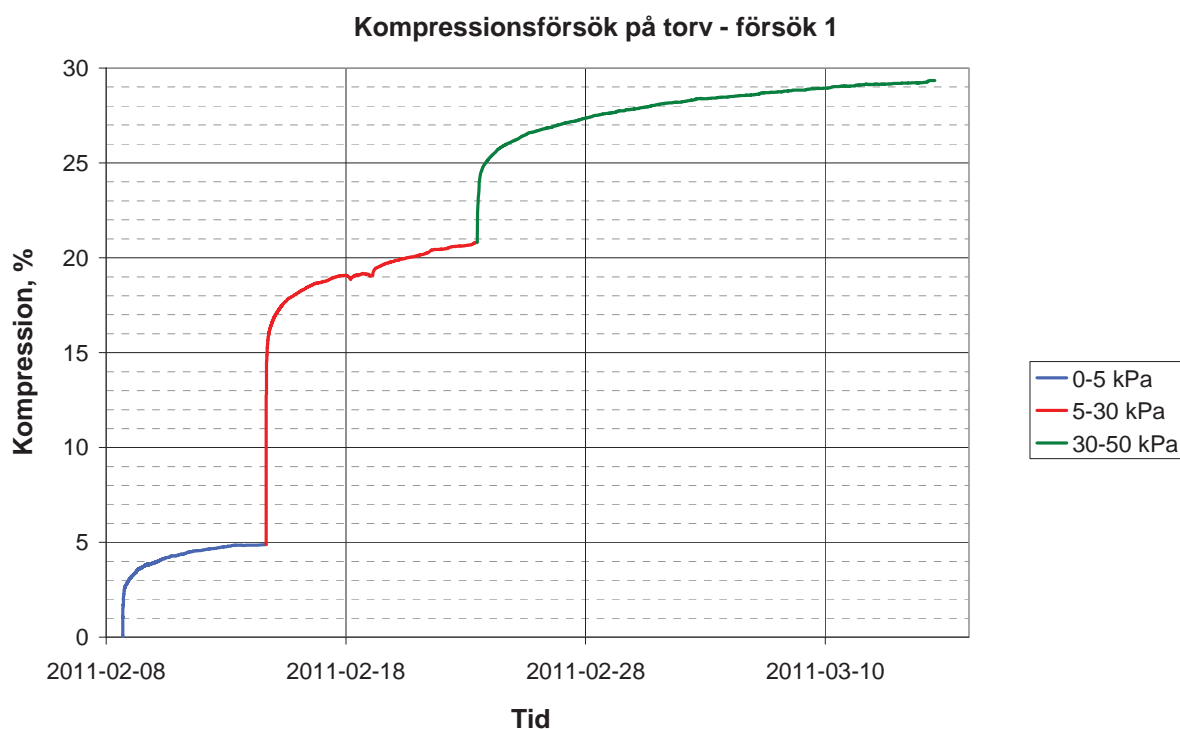
Provnummer	Optimal vattenkvot, $w$ , %	Skrymdensitet $\rho_{max}$ , t/m <sup>3</sup>	Torrdensitet $\rho_{d_{max}}$ , t/m <sup>3</sup>	Bedömd jordart
1	9,5	2,10	1,92	Sa Mn
2	6,0	2,26	2,12	gr sa si Mn
3	6,0	2,28	2,15	gr sa si Mn
4	8,0	2,18	2,01	sa si Mn
5	6,0	2,22	2,09	si Sa Mn
<b>Medelvärde</b>	<b>7,1</b>	<b>2,21</b>	<b>2,06</b>	

### 5.2.13 Kompressionsegenskaper hos torvprover

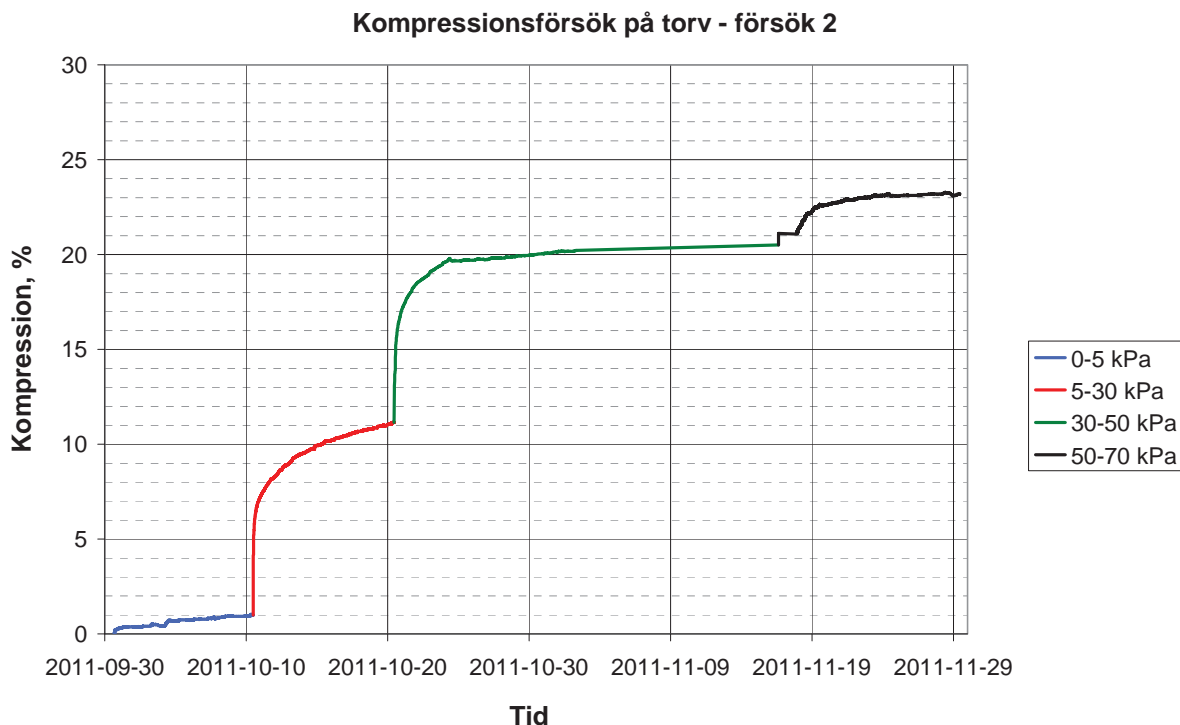
I Figur 94 och Figur 95 redovisas resultat från utförda kompressionsförsök på torv, se avsnitt 3.3.10 för beskrivning av utförandet. Proverna till de båda proven är upptagna i anslutning till östra sidan på provbank 1, mellan markpegel 13 och 14.

Kompressionen i torvprovet var som mest ca 29 % i försök 1 med en last på 50 kPa, för försök 2 var motsvarande kompression ca 20 %. Kompressionen vid trycket 30 kPa är 21 % i försök 1 och 11 % i försök 2. I Figur 96 visas samma försök som i Figur 94 och Figur 95 men med x-axeln (tiden) i logaritmisk skala.

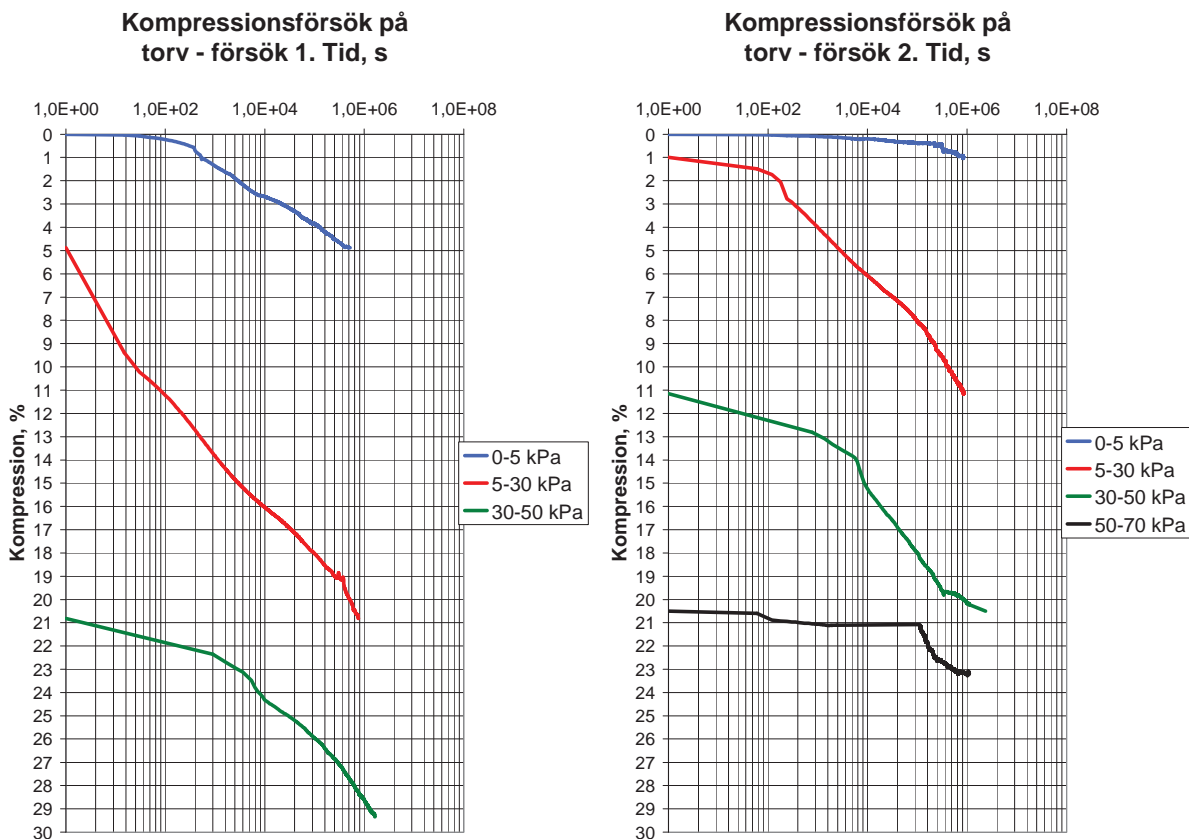
Beräknade moduler för respektive laststeg och försök finns redovisade i Tabell 13 och Tabell 14. I dessa tabeller går att utläsa att den relativa kompressionen var störst i laststeg 5 – 30 kPa (mellan 10 – 16 %), modulerna varierade mellan 103 – 704 kPa för de bägge torvförsöken.



**Figur 94. Resultat från ett kompressionsförsök på torv, försök 1, redovisat i ett tid – kompressionsdiagram i linjär skala.**



**Figur 95. Resultat från ett kompressionsförsök på torv, försök 2, redovisat i ett tid – kompressionsdiagram i linjär skala.**



**Figur 96. Resultat från kompressionsförsök på torv, försök 1 till vänster och försök 2 till höger i figuren, redovisat i ett tid (logaritmisk skala) – kompressionsdiagram (linjär skala).**

**Tabell 13. Moduler för de olika laststegen vid torvförsök 1.**

Laststeg kPa	Spänning, $\Delta\sigma_v$ kPa	Kompression, $\Delta\varepsilon$ %	Modul kPa
0-5	5	4,9	103
5-30	25	15,9	157
30-50	20	8,5	235

**Tabell 14. Moduler för de olika laststegen vid torvförsök 2.**

Laststeg kPa	Spänning, $\Delta\sigma_v$ kPa	Kompression, $\Delta\varepsilon$ %	Modul kPa
0-5	5	1,0	506
5-30	25	10,2	246
30-50	20	9,4	214
50-70	20	2,7	744

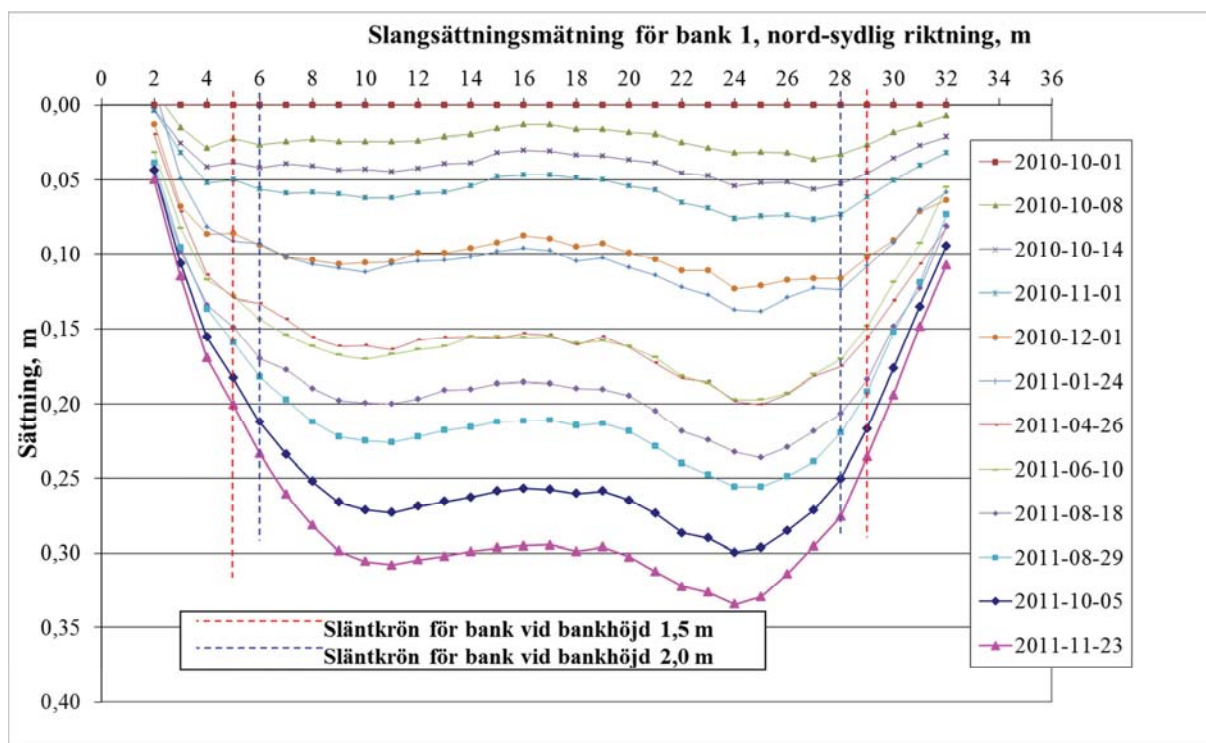
### 5.3 Fältmätningar

I detta avsnitt visas resultat från utförda fältmätningar vid provbankarna i Lampen. Det senaste *manuella* mättillfället som redovisas i denna skrift utfördes den 23 november 2011, vilket är 414 dygn efter det att etapp 1 (1,5 m bankhöjd) avslutades för bank 1 och 421 dygn efter avslutandet av etapp 1 för bank 2. För bank 1 har även en etapp 2 (2,0 m bankhöjd) utförts och den 23 november 2011 var 93 dygn efter avslutande av etapp 2.

Kontinuerliga mätningar avseende portryck under provbankarna, jordtemperatur och lufttemperatur påbörjades den 23 augusti 2010 och de senaste resultaten som redovisas i denna skrift är från 29 februari 2012, vilket innebär kontinuerliga mätningar under sammanlagt 555 dygn.

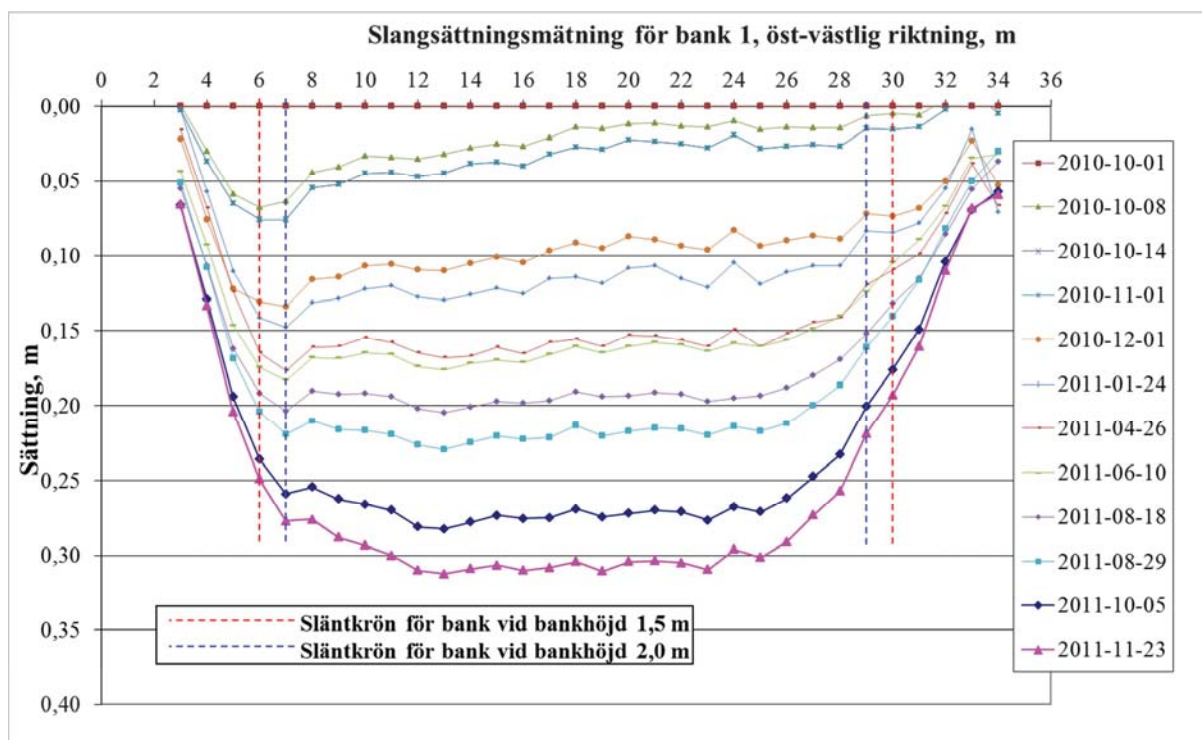
#### 5.3.1 Horisontalslangar

I Figur 97 visas resultat från utförda mätningar av en horisontalslang placerad i nord-sydlig riktning under bank 1, för exakta läget se Figur 32. Horisontalslangens referensmätning den så kallade nollmätningen utfördes den 1 oktober 2010 och horisontalslangen var vid det tillfället överfylld med ca 1 m bankmaterial, se även avsnitt 4.2. I Figur 97 illustreras läget för bankens släntkrön i förhållande till horisontalslangens mätpunkter, röd streckad linje motsvarar släntkrön för bankhöjd 1,5 m och blå streckad linje är släntkrön vid bankhöjd 2,0 m. Mätningar av horisontalslangen har genomförts vid ett utvalt antal tillfällen sedan uppbyggnaden av banken och den maximala sättnings för denna horisontalslang var den 23 november 2011 ca 0,34 m i en punkt belägen ca 5 m innanför släntkrönet (för bankhöjden 2,0 m) i bankens södra kant.



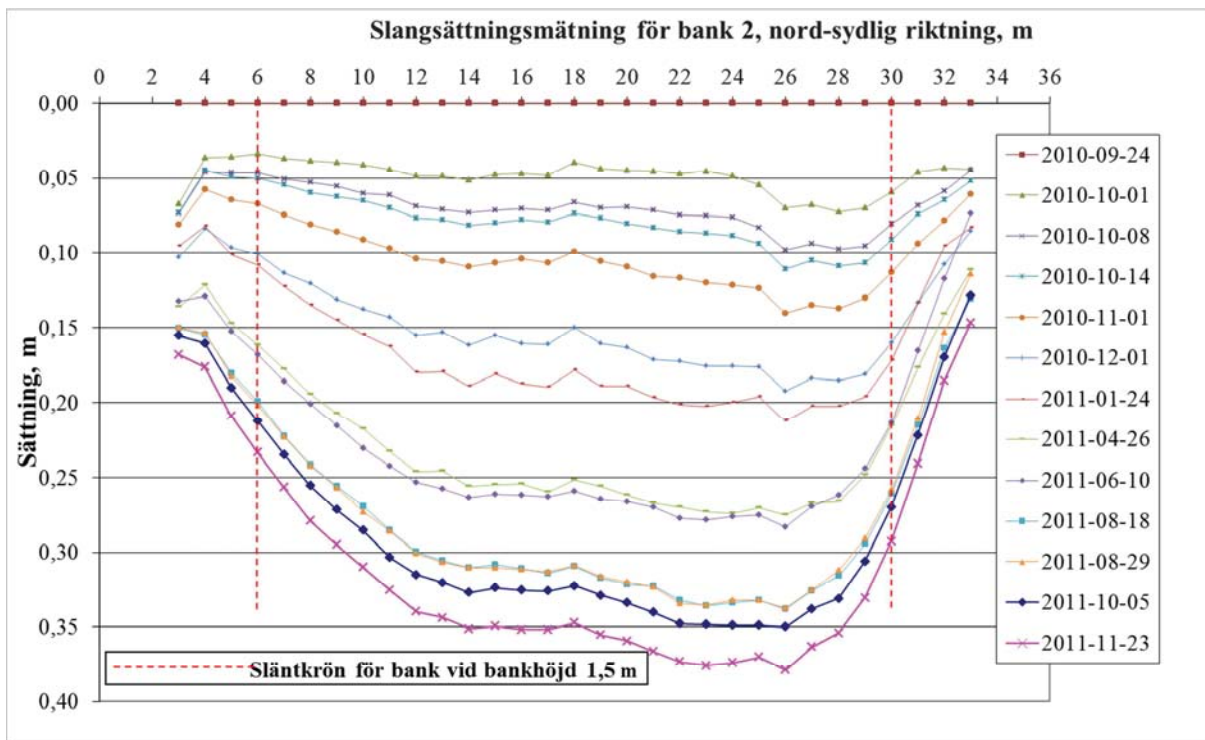
**Figur 97. Resultat från mätningar av horisontalslang, utförda vid olika datum, vid bank 1 i nord - sydlig riktning.**

I Figur 98 visas resultat från utförda mätningar av en horisontalslang placerad i öst - västlig riktning under bank 1, för exakta läget se Figur 32. Horisontalslangens nollmätning utfördes den 1 oktober 2010 och horisontalslangen var vid det tillfället överfylld med ca 1 m bankmaterial förutom ca 3 m vid bankens östra kant som endast överlagrades av ett 0,5 m tjockt och ca 1 m brett sandlager, se även avsnitt 4.2. I Figur 98 illustreras läget för bankens släntrön i förhållande till horisontalslangens mätpunkter, rödstreckad linje motsvarar släntrön för bankhöjd 1,5 m och blåstreckad linje är släntrön vid bankhöjd 2,0 m. Mätningar av horisontalslangen har genomförts vid ett utvalt antal tillfällen sedan uppbyggnaden av banken och den maximala sättningen för denna horisontalslang var den 23 november 2011 ca 0,31 m i en punkt belägen ca 6 m innanför släntrönet (för bankhöjden 2,0 m) i bankens östra kant.



**Figur 98. Resultat från mätningar av horisontalslang, utförda vid olika datum, vid bank 1 i öst - västlig riktning.**

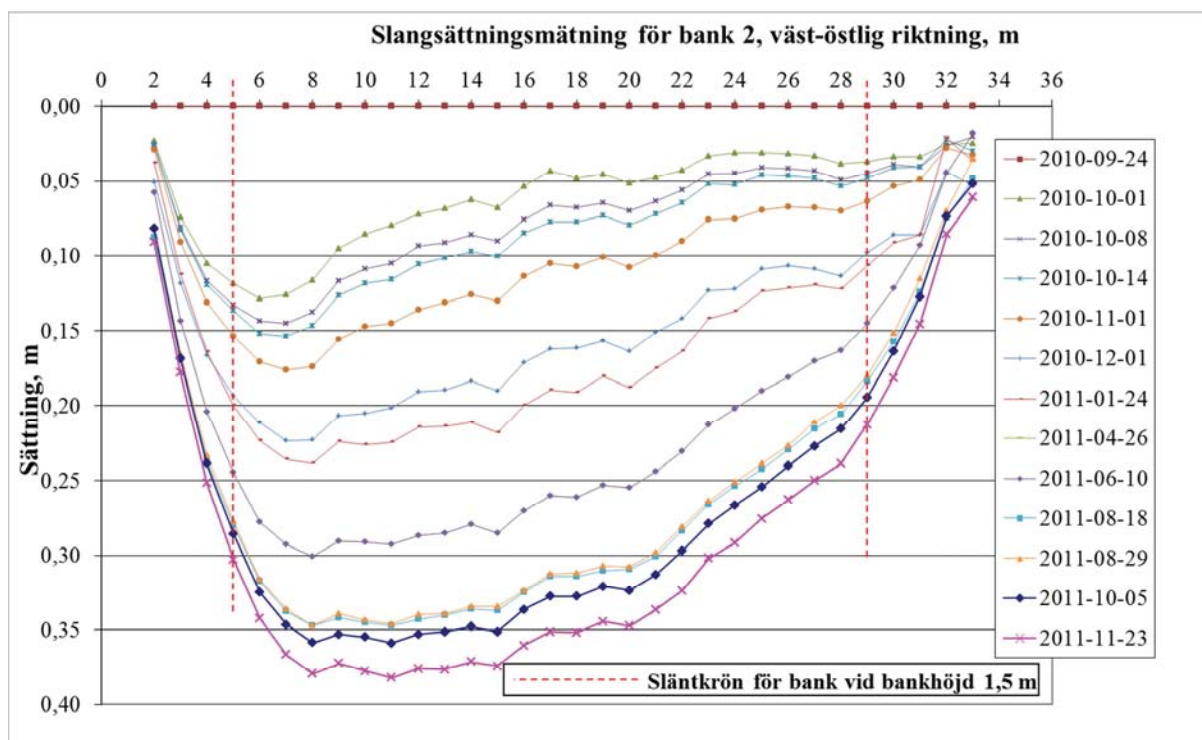
I Figur 99 visas resultat från utförda mätningar av en horisontalslang placerad i nord - sydlig riktning under bank 2, för exakta läget se Figur 33. Horisontalslangens nollmätning utfördes den 24 september 2010 och horisontalslangens var vid det tillfället överfylld med ca 1 m bankmaterial, se även avsnitt 4.2. I Figur 99 illustreras läget för bankens släntrön i förhållande till horisontalslangens mätpunkter, rödstreckad linje motsvarar släntrön för bankhöjd 1,5 m. Mätningar av horisontalslangen har genomförts vid ett utvalt antal tillfällen sedan uppbyggnaden av banken och den maximala sättningen för denna horisontalslang var den 23 november 2011 ca 0,38 m i en punkt belägen ca 6 m innanför släntrönet i bankens södra kant.



**Figur 99. Resultat från mätningar av horisontalslang, utförda vid olika datum, vid bank 2 i nord - sydlig riktning.**

I Figur 100 visas resultat från utförda mätningar av en horisontalslang placerad i väst - östlig riktning under bank 2, för exakta läget se Figur 33. Horisontalslangens nollmätning utfördes den 24 september 2010 och horisontalslangen var vid det tillfället överfylld med ca 1 m bankmaterial förutom ca 6-8 meter i bankens västra kant som saknade belastning och var endast fastnaglat med bockade armeringsjärn, se även avsnitt 4.2. I Figur 100 illustreras läget för bankens släntrön i förhållande till horisontalslangens mätpunkter, rödstreckad linje motsvarar släntrön för bankhöjd 1,5 m. Mätningar av horisontalslangen har genomförts vid ett utvalt antal tillfällen sedan uppbyggnaden av banken och den maximala sättningen för denna horisontalslang var den 23 november 2011 ca 0,32 m i en punkt belägen ca 6 m innanför släntrönet i bankens västra kant.





**Figur 100. Resultat från mätningar av horisontalslang, utförda vid olika datum, vid bank 2 i väst - östlig riktning.**

### 5.3.2 Markpegel

Det finns totalt 46 stycken markpegel utplacerade på provområdet, 23 stycken per bank. De är nedskruvade i översta jordlagret, torvlagret, ca 0,3 m, se avsnitt 4.1.2 för utförligare installationsbeskrivning. Läget i plan för samtliga peglar inklusive numrering finns redovisade i Figur 32 och Figur 33. Nollmätning för samtliga markpegel utfördes den 6 september 2010 och senaste avvägningen som redovisas i denna skrift gjordes den 23 november 2011.

I Figur 101 - Figur 108 redovisas resultaten från samtliga avvägningar av markpegel mot tid. I diagrammen är de olika byggnationsetapperna (etapp 1 och etapp 2) illustrerade med streckade linjer, grönstreckad linje för etapp 1 och brunstreckad linje för etapp 2.

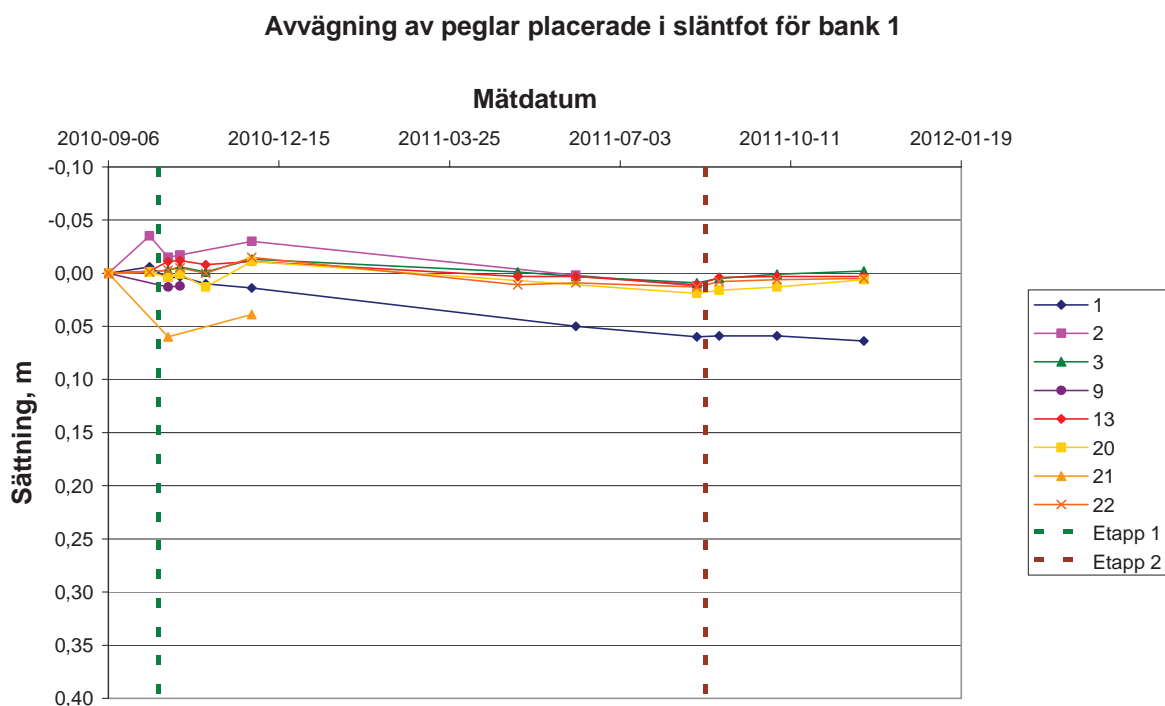
Resultat från avvägning av markpegel placerade i slänkfot för bank 1 visas i Figur 101, det är relativt små sättningar för dessa punkter och den största sättningen (0,06 m) har uppmätts i markpegel nr 1 som är placerad i nordvästra hörnet på bank 1.

I Figur 102 visas resultat från avvägning av markpegel placerade 10 m utanför slänkfot för bank 1. Markpegel nr 14 finns öster om banken och markpegel nr 23 på södra sidan. Den uppmätta vertikala rörelsen för dessa markpegel är liten och den maximala vertikala rörelsen är uppmätt till mindre än 0,01 m. De här markpegelarna bör inte heller röra sig speciellt mycket och är huvudsakligen avsedda som referenser till övriga markpegel och avvägningar.

Avvägningsresultat från markpegel placerade nära slänkrön i bank 1 finns redovisade i Figur 103 och med nära menas 2 m innanför slänkrönet in mot centrum av banken. Den största uppmätta sättningen (0,33 m) har registrerats för markpegel nr 18 som är placerad vid

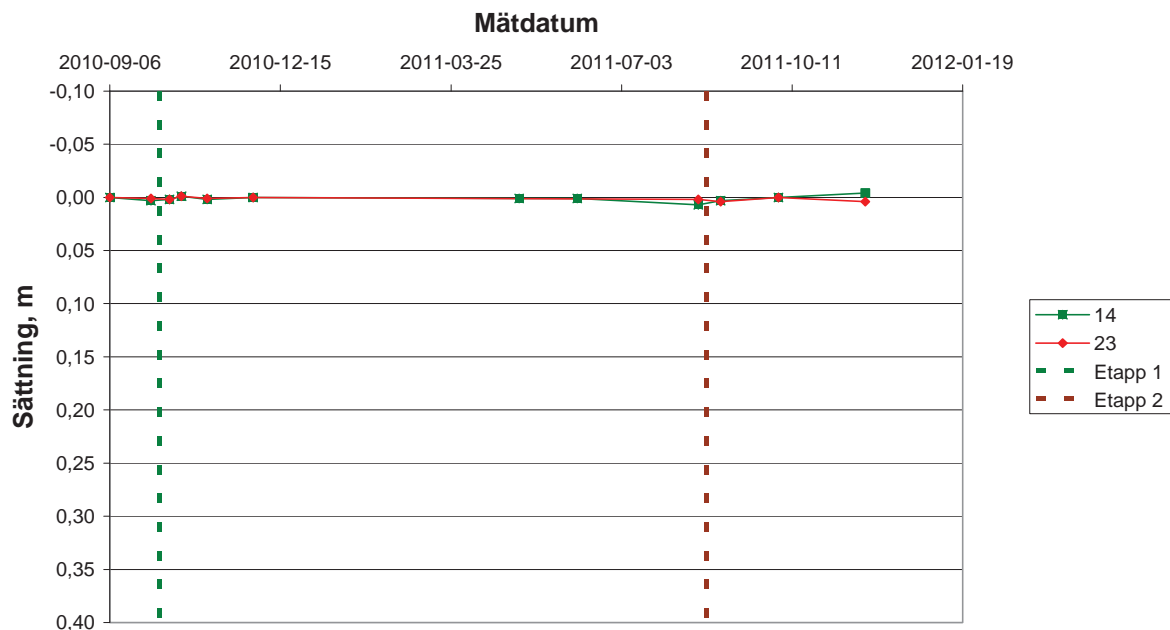
bankens södra kant. Den maximala uppmätta sättningen för markpeglar placerade i närheten av släntkrön i bank 1 varierar mellan 0,24 och 0,33 m.

I Figur 104 visas avvägningresultat från markpeglar placerade i centrum av bank 1. Den största uppmätta sättningen (0,34 m) har registrerats för markpegel nr 16 som är placerad ca 6 m sydost om bankens centrumpunkt. Den maximala uppmätta sättningen för markpeglar placerade i centrum av bank 1 varierar mellan 0,26 och 0,34 m.



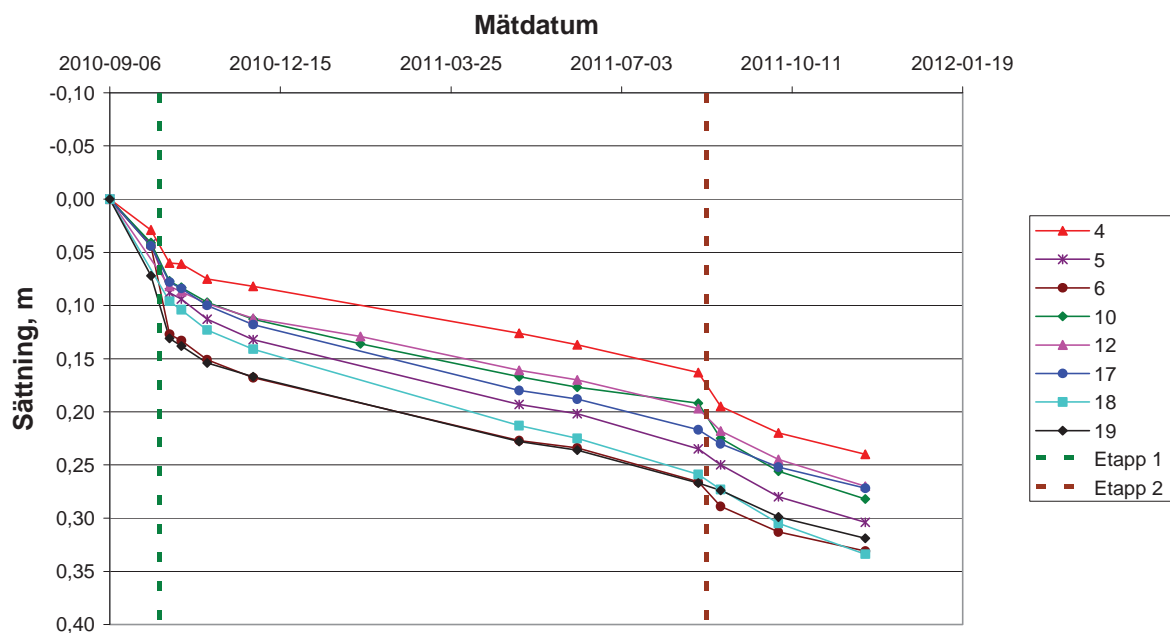
**Figur 101. Resultat från avvägning av markpeglar utförda vid olika datum för bank 1. Peglarna är placerade i slänkfot vid bank 1. De streckade linjerna i figuren visar tidpunkten då de olika byggnationsetapperna avslutades.**

## Avvägning av peglar placerade utanför bank 1



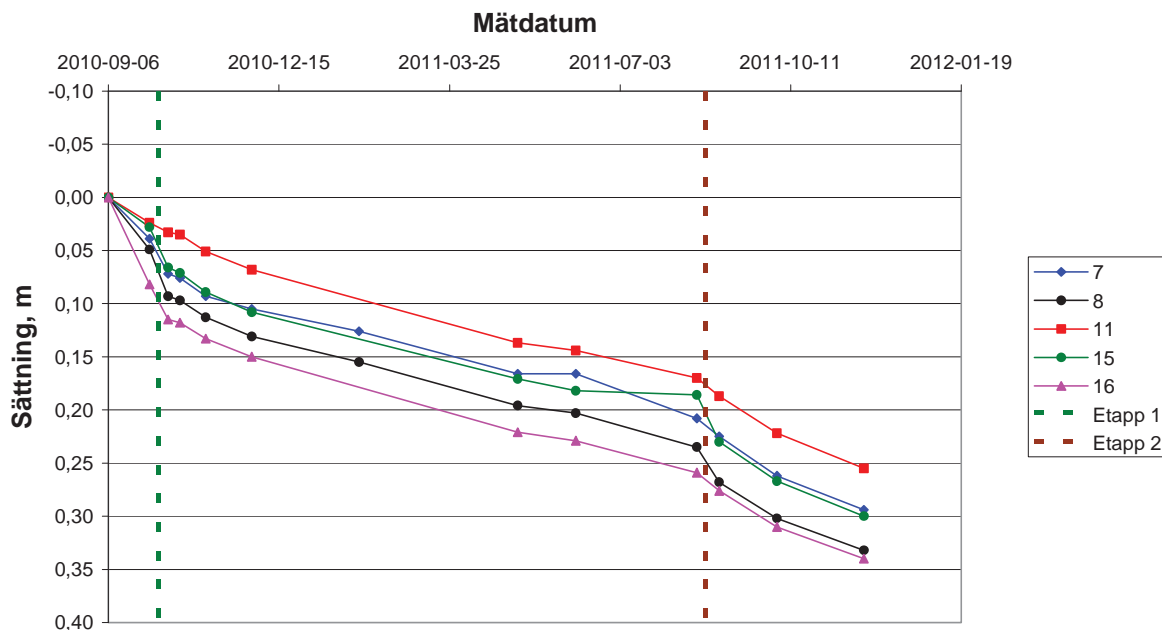
**Figur 102.** Resultat från avvägning av markpegel utförda vid olika datum för bank 1. Peglarna är placerade som referenser 10 m utanför slänkfot på östra och södra sidan av bank 1. De streckade linjerna i figuren visar tidpunkten då de olika byggnations-etapperna avslutades.

## Avvägning av peglar placerade nära släntkrön i bank 1



**Figur 103.** Resultat från avvägning av markpegel utförda vid olika datum för bank 1. Peglarna är placerade nära släntkrön för bank 1. De streckade linjerna i figuren visar tidpunkten då de olika byggnationsetapperna avslutades.

### Avvägning av peglar placerade centralt i bank 1



**Figur 104.** Resultat från avvägning av markpegel utförda vid olika datum för bank 1. Peglarna är placerade centralt i bank 1. De streckade linjerna i figuren visar tidpunkten då de olika byggnationsetapperna avslutades.

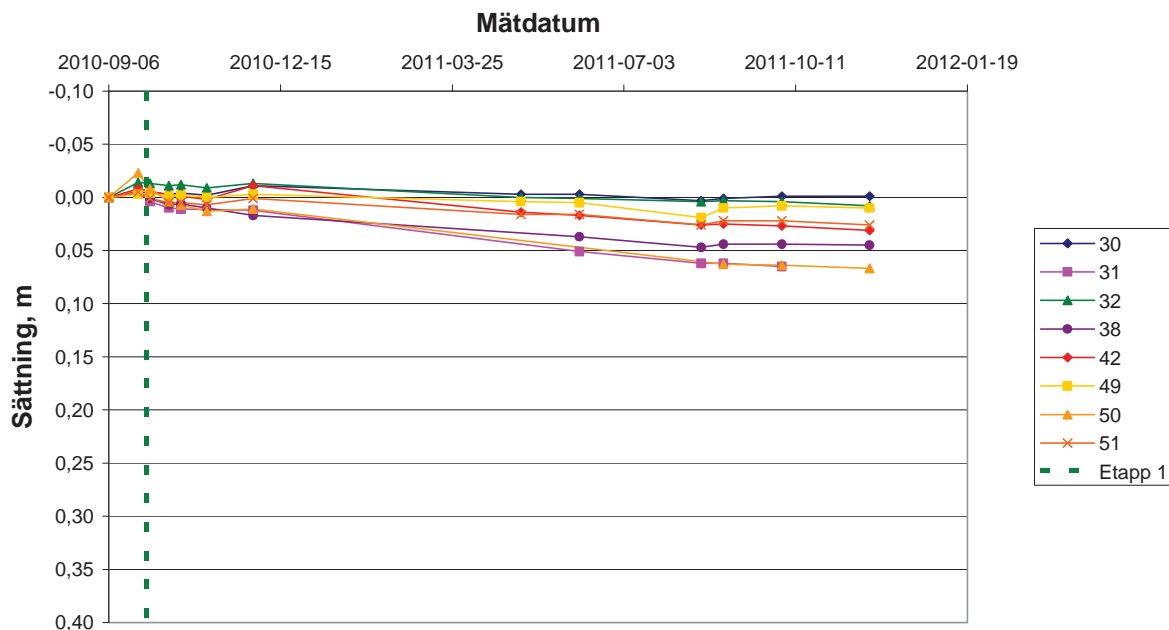
Resultat från avvägning av markpegel placerade i släntfot för bank 2 visas i Figur 105. Det är relativt små sättningar för dessa punkter och den största sättningen (0,07 m) har uppmätts i markpegel nr 50 som är placerad i mitten på södra kanten av bank 2.

I Figur 106 visas resultat från avvägning av markpegel placerade 10 m utanför släntfot för bank 2. Markpegel nr 43 finns öster om banken och markpegel nr 52 på södra sidan. Den uppmätta vertikala rörelsen för dessa markpegel är liten och den maximala vertikala rörelsen är uppmätt till ca 0,01 m. De här markpeglarna bör inte heller röra sig speciellt mycket och är huvudsakligen avsedda som referenser till övriga markpegel och avvägningar.

Avvägningresultat från markpegel placerade vid släntkrön i bank 2 finns redovisade i Figur 107. Den största uppmätta sättningen (0,35 m) har registrerats för markpegel nr 47 som är placerad vid släntkrönet i mitten på södra kanten av bank 2. Den maximala uppmätta sättningen för markpegel placerade i släntkrön i bank 2 varierar mellan 0,13 och 0,34 m.

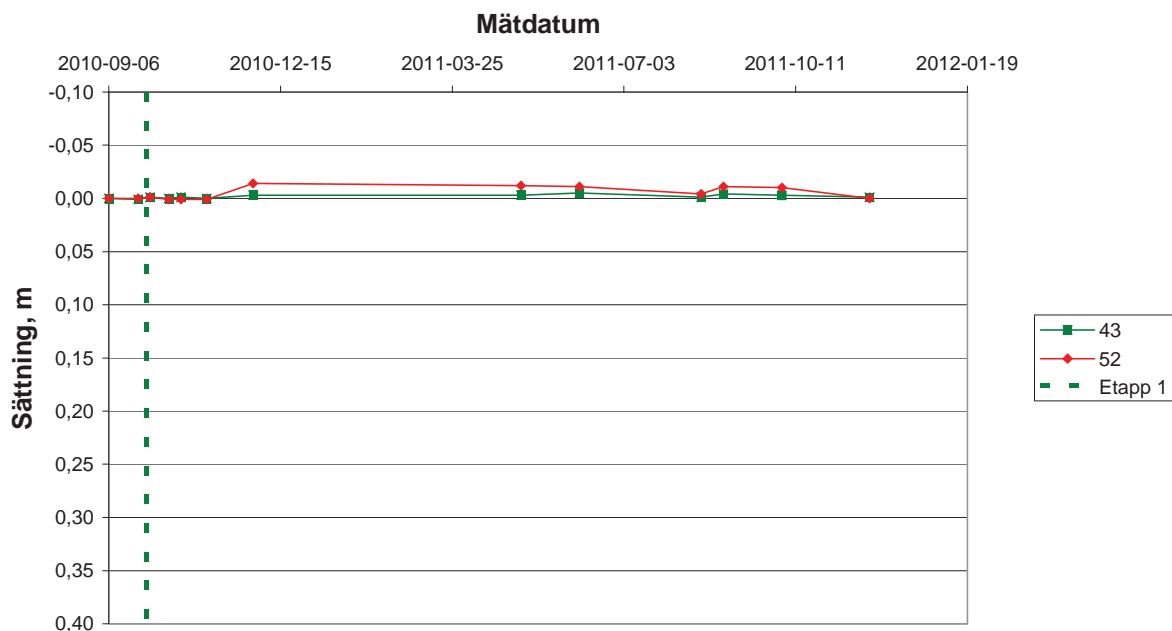
I Figur 108 visas avvägningresultat från markpegel placerade i centrum av bank 2. Den största uppmätta sättningen (0,37 m) har registrerats för markpegel nr 44 som är placerad ca 6 m sydväst om bankens centrumpunkt. Den maximala uppmätta sättningen för markpegel placerade i centrum av bank 2 varierar mellan 0,32 och 0,37 m.

### Avvägning av peglar placerade i släntfot för bank 2



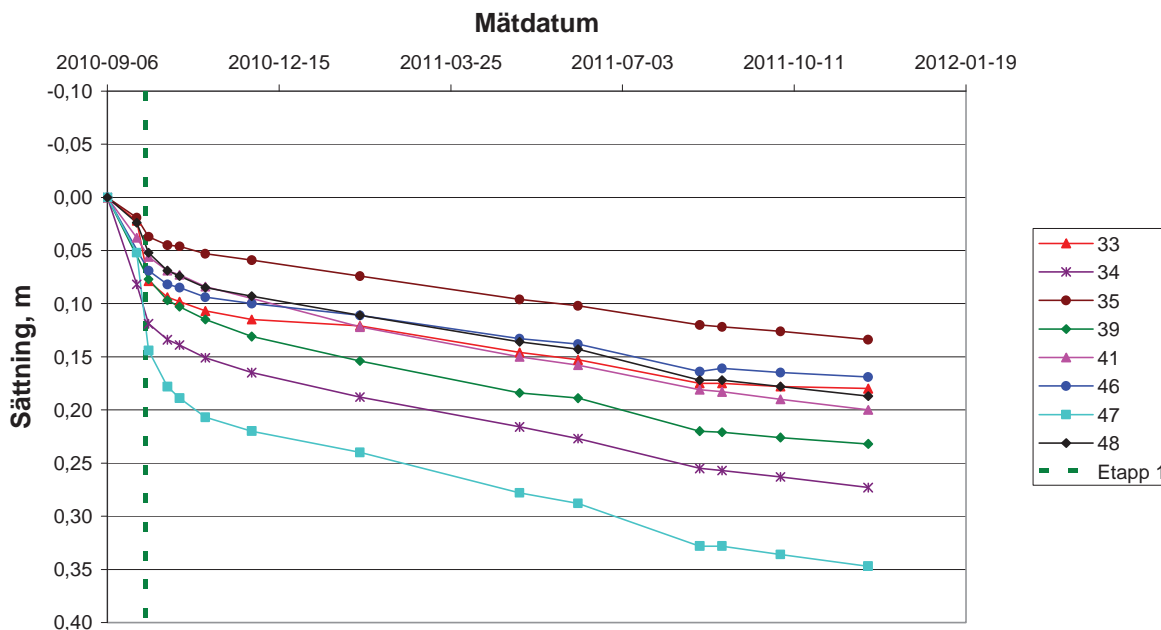
**Figur 105.** Resultat från avvägning av markpeglar utförda vid olika datum för bank 2. Peglarna är placerade i släntfot vid bank 2. Den streckade linjen i figuren visar tidpunkten då uppbyggnadsetapp 1 avslutades.

### Avvägning av peglar placerade utanför bank 2



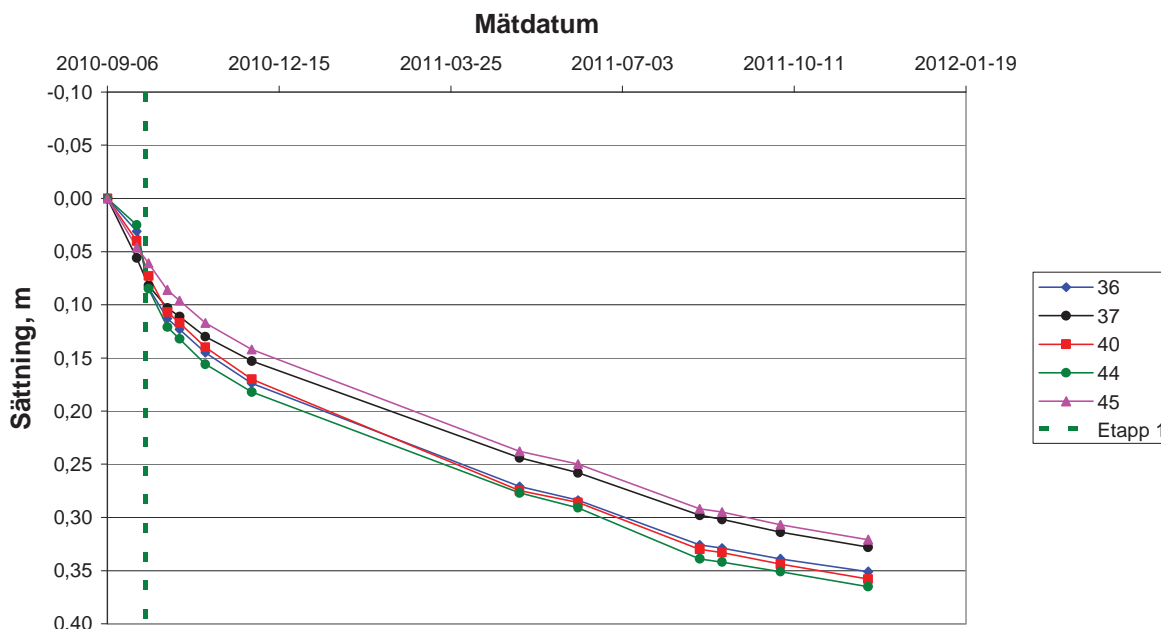
**Figur 106.** Resultat från avvägning av markpeglar utförda vid olika datum för bank 2. Peglarna är placerade som referenser 10 m utanför släntfot på östra och södra sidan av bank 2. Den streckade linjen i figuren visar tidpunkten då uppbyggnadsetapp 1 avslutades.

Avvägning av peglar placerade vid slänkrön i bank 2



Figur 107. Resultat från avvägning av markpeglar utförda vid olika datum för bank 2. Peglarna är placerade vid slänkrön för bank 2. Den streckade linjen i figuren visar tidpunkten då uppbyggnadsetapp 1 avslutades.

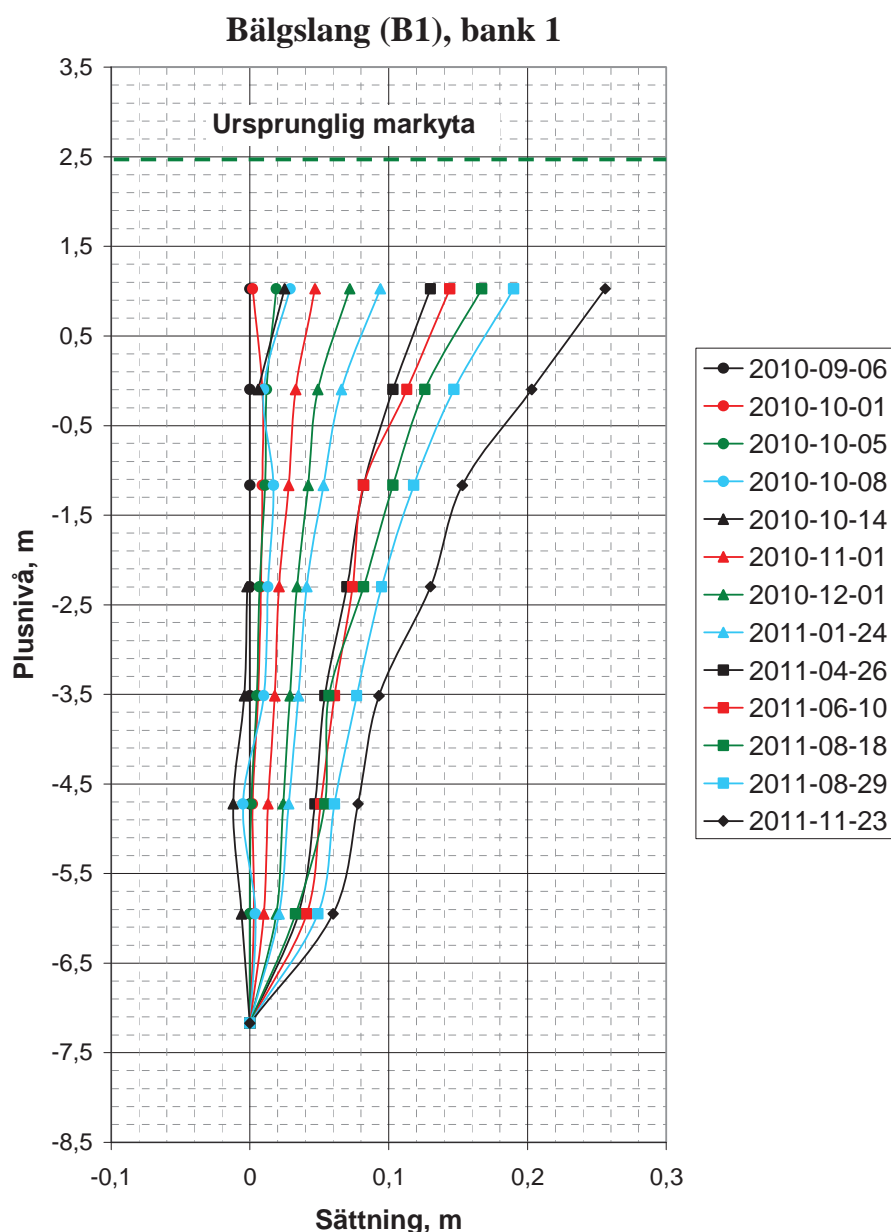
Avvägning av peglar placerade centralt i bank 2



Figur 108. Resultat från avvägning av markpeglar utförda vid olika datum för bank 2. Peglarna är placerade centralt i bank 2. Den streckade linjen i figuren visar tidpunkten då uppbyggnads etapp 1 avslutades.

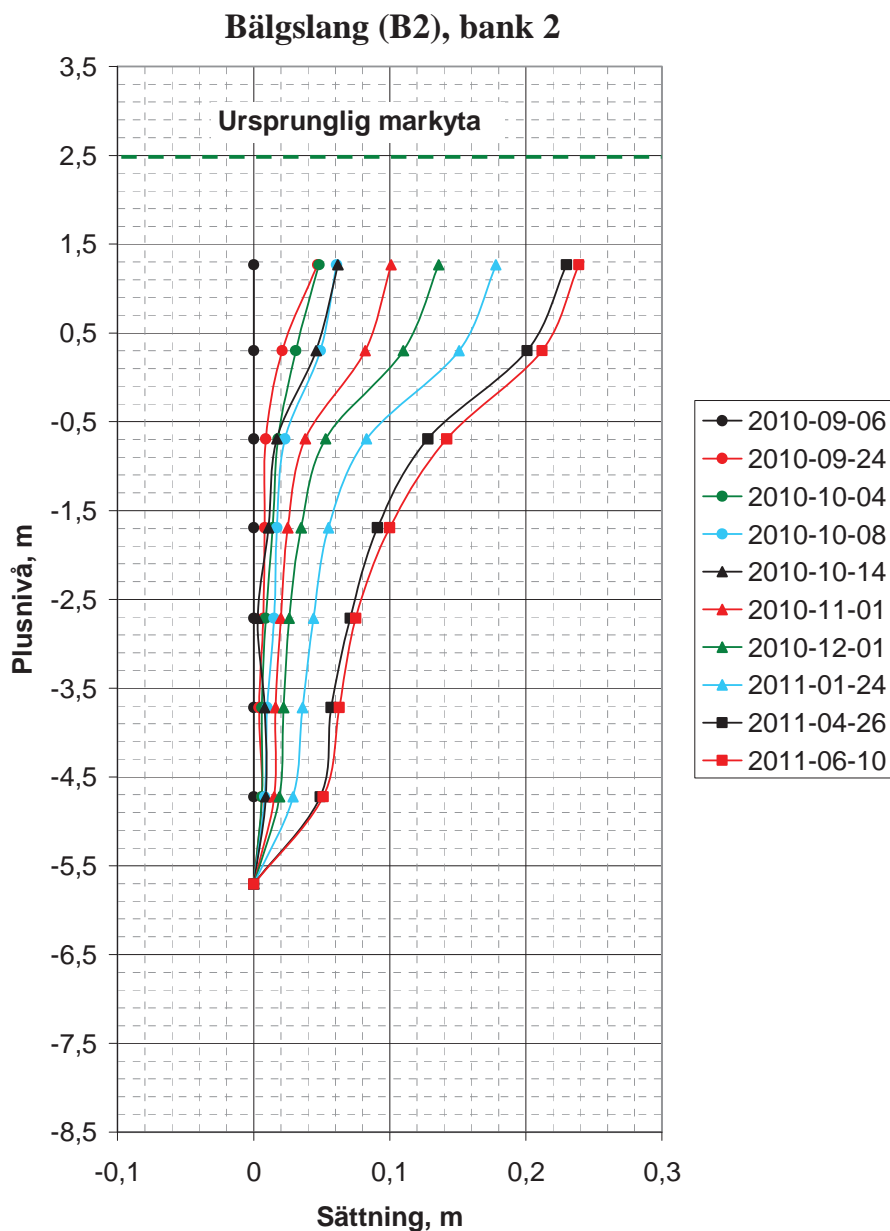
### 5.3.3 Bälgslangar

Två stycken bälgslangar finns installerade på provfältet en per bank. För beskrivning av installationsförfarandet se avsnitt 4.1.3 och för läget i plan se Figur 32 och Figur 33. Bälgslangarna visar sättningen på sju olika nivåer genom jordprofilen och bestämningen av sättningarna är utförda med antagandet att bottenskraven i moränen är en fast punkt, dvs. ej rör sig. Nollmätningen av bälgslangarna utfördes den 6 september 2010. I Figur 109 redovisas resultat från sättningsmätningar för bälgslang, B1 som är centralt placerad i bank 1. Den maximala uppmätta sättningen är för B1 till och med den 23 november 2011, 0,26 m i en punkt ca 1,2 m under den ursprungliga markytan.



**Figur 109.** Resultat från mätning av bälgslang, utförda vid olika datum. Bälgslang, B1 är centralt placerad i bank 1.

I Figur 110 redovisas resultat från sättningsmätningar för bälgslang, B2 som är centralt placerad i bank 2. Den maximala uppmätta sättningen är för B2 till och med den 10 juni 2011, 0,24 m i en punkt ca 1,1 m under den ursprungliga markytan.



**Figur 110. Resultat från mätning av bälgslang, utförda vid olika datum. Bälgslang, B2 är centralt placerad i bank 2.**

### 5.3.4 Skruvpeglar

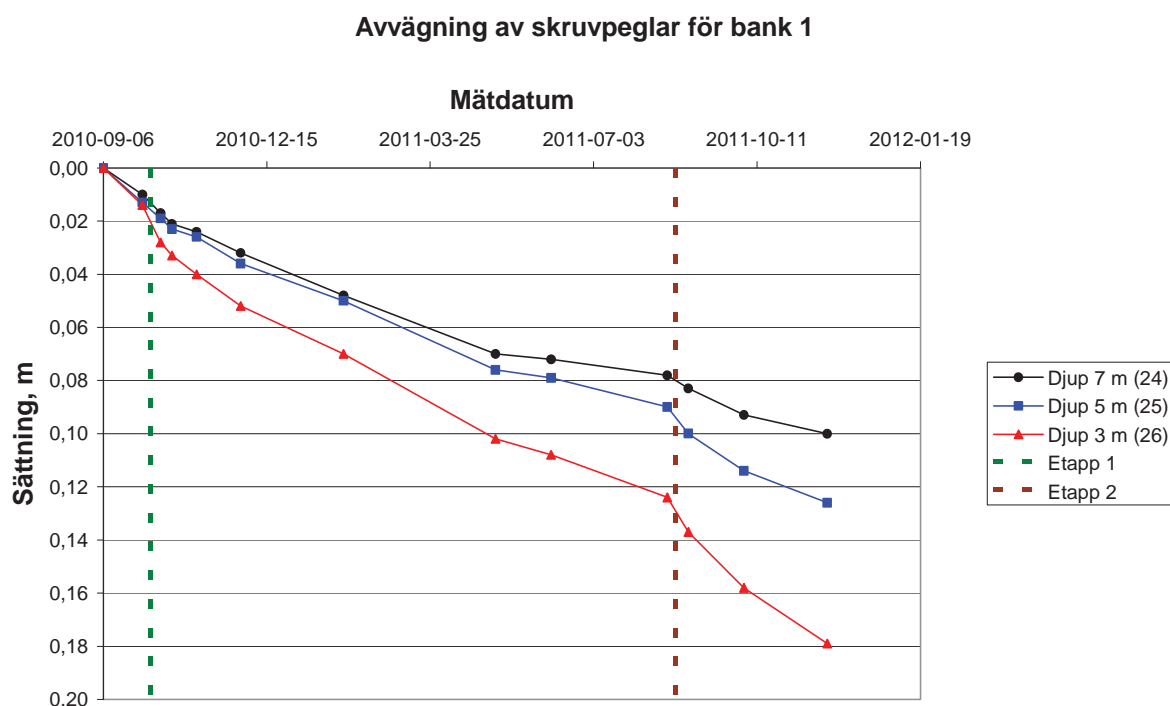
I varje provbank finns det 3 stycken skruvpeglar placerade på 3, 5 och 7 m djup under ursprunglig markyta. I avsnitt 4.1.4 finns en utförlig installationsbeskrivning. Läget i plan för skruvpeglarna inklusive numrering finns redovisade i Figur 32 och Figur 33. Nollmätning för samtliga skruvpeglar utfördes den 6 september 2010 och senaste avvägningen som redovisas i denna skrift gjordes den 23 november 2011.



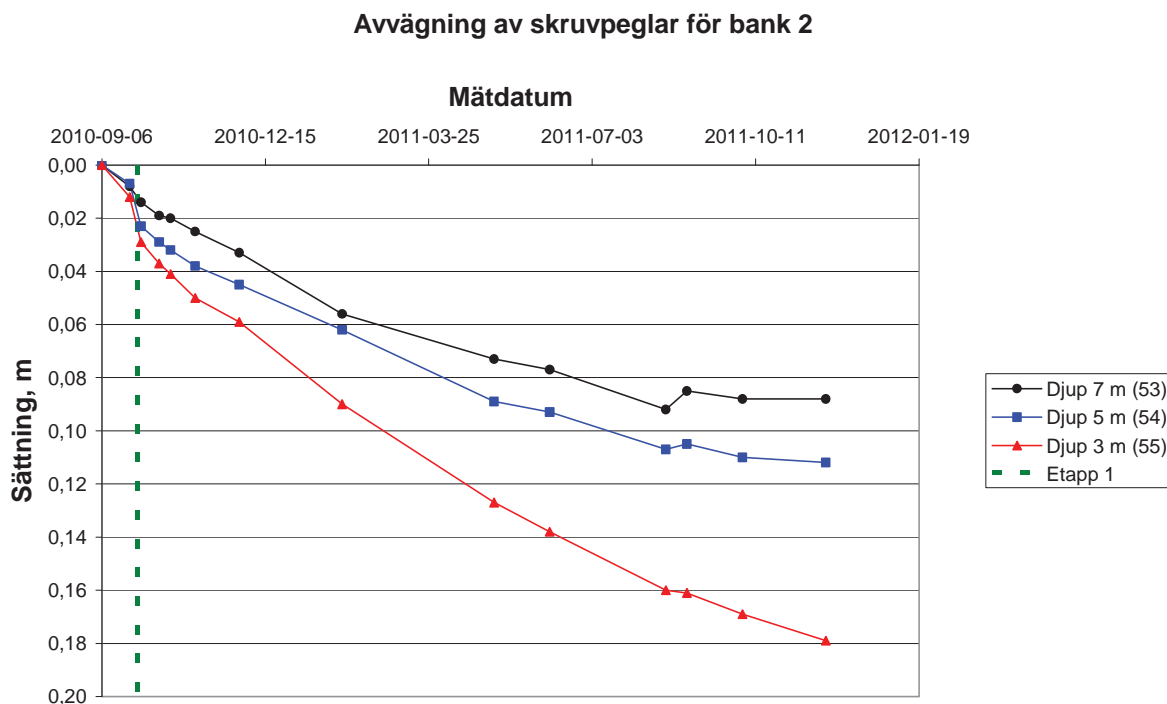
I Figur 111 och Figur 112 redovisas resultaten från samtliga avvägningar av skruvpeglarna. I diagrammen är de olika byggnationsetapperna (etapp 1 och etapp 2) illustrerade med streckade linjer, grönstreckad linje för etapp 1 och brunstreckad linje för etapp 2.

Resultaten för avvägningar av skruvpeglar i bank 1 visas i Figur 111. Skruvpeglarna är placerade centralt i bank 1 och de maximala uppmätta sättningarna för respektive djup är 0,18 m för skruvpegel nr 26 (3 m djup), 0,13 m för skruvpegel nr 25 (5 m djup) och 0,10 m för skruvpegel nr 24 (7 m djup).

I Figur 112 visas resultaten från avvägningar av skruvpeglar i bank 2. Skruvpeglarna är placerade centralt i bank 2 och de maximala uppmätta sättningarna för respektive djup är 0,18 m för skruvpegel nr 55 (3 m djup), 0,11 m för skruvpegel nr 54 (5 m djup) och 0,09 m för skruvpegel nr 53 (7 m djup).



**Figur 111. Resultat från avvägning av skruvpeglar utförda vid olika datum för bank 1. Peglarna är placerade centralt i bank 1 på djupen 3, 5 och 7 m. De streckade linjerna i figuren visar tidpunkten då de olika byggnationsetapperna avslutades.**



**Figur 112. Resultat från avvägning av skruvpeglar utförda vid olika datum för bank 2. Peglarna är placerade centralt i bank 2 på djupen 3, 5 och 7 m. Den streckade linjen i figuren visar tidpunkten då uppbyggnadsetapp 1 avslutades.**

### 5.3.5 Inklinometrar

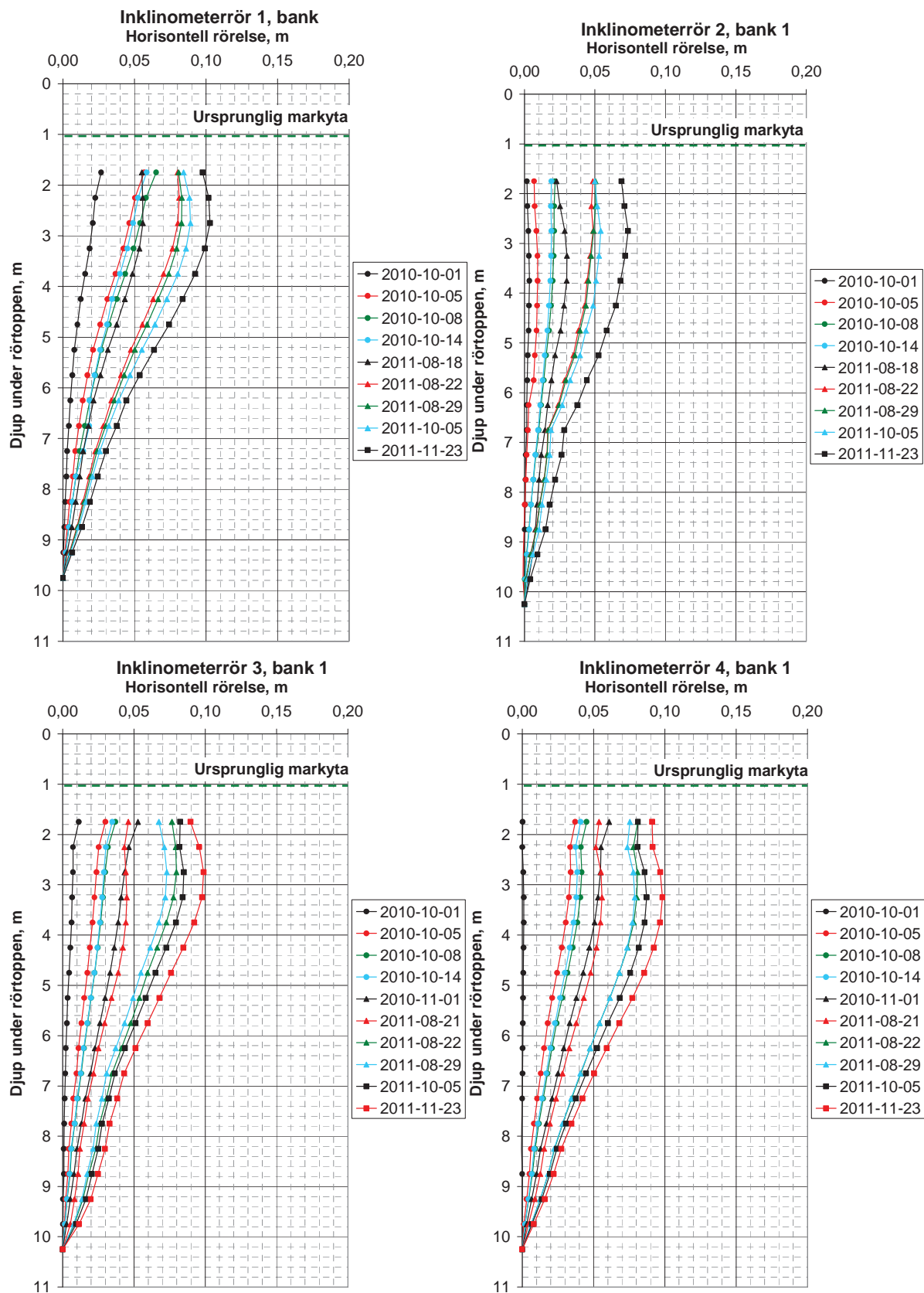
Åtta stycken fyrkantsinklinometrar finns installerade på provfältet, fyra stycken per bank, för beskrivning av installationsförfarandet se avsnitt 4.1.5 och för placering se Figur 32 och Figur 33. Inklinometrarna visar jordens (beräknade) horisontella rörelse mot djupet genom hela jordprofilen och beräkningarna av de horisontella rörelserna är utförda med antagandet att inklinometerns stålspets i moränen är en fast punkt, dvs. ej rör sig. En horisontell rörelse med positivt tecken betyder en rörelse utåt från provbanken. I Figur 113 och Figur 114 redovisas resultaten från de beräknade horisontella rörelserna mot djupet för samtliga inklinometerrör. Generellt kan man säga att alla inklinometerrören har de största horisontella rörelserna mellan ca 0,5 – 3 m under ursprunglig markyta och att de horisontella rörelserna minskar mot djupet. Några av mätresultaten har sorterats bort på grund av att givaren tillfälligt har förvarats felaktigt (dvs. ej vertikalt) mellan mättillfällena och detta resulterade i bedömda orimliga mätresultat. Nollmätning av inklinometerrören utfördes 6, 7 och 13 september 2010.

I Figur 113 visas horisontella rörelser för inklinometerrör nr 1-4, samtliga installerade vid bank 1. Inklinometerrör nr 1 och 4 är placerade i släntfot och dessa uppvisar en maximal horisontell rörelse på ca 100 mm på ett djup ungefär 1 – 3 m under ursprunglig markyta. Inklinometerrör nr 3 som är placerat en bit in i banken (1 m innanför släntkrön) uppvisar ett likartat horisontellt rörelsemönster som för rören placerade i släntfot. Det andra inklinometerröret som är placerat 1 m innanför släntkrön (rör nr 2) indikerar en något mindre horisontell rörelse, maximalt ca 70 mm på ett djup ungefär 2 m under ursprunglig markyta. En möjlig orsak till att detta inklinometerrör har en uppmätt horisontell rörelse som är något

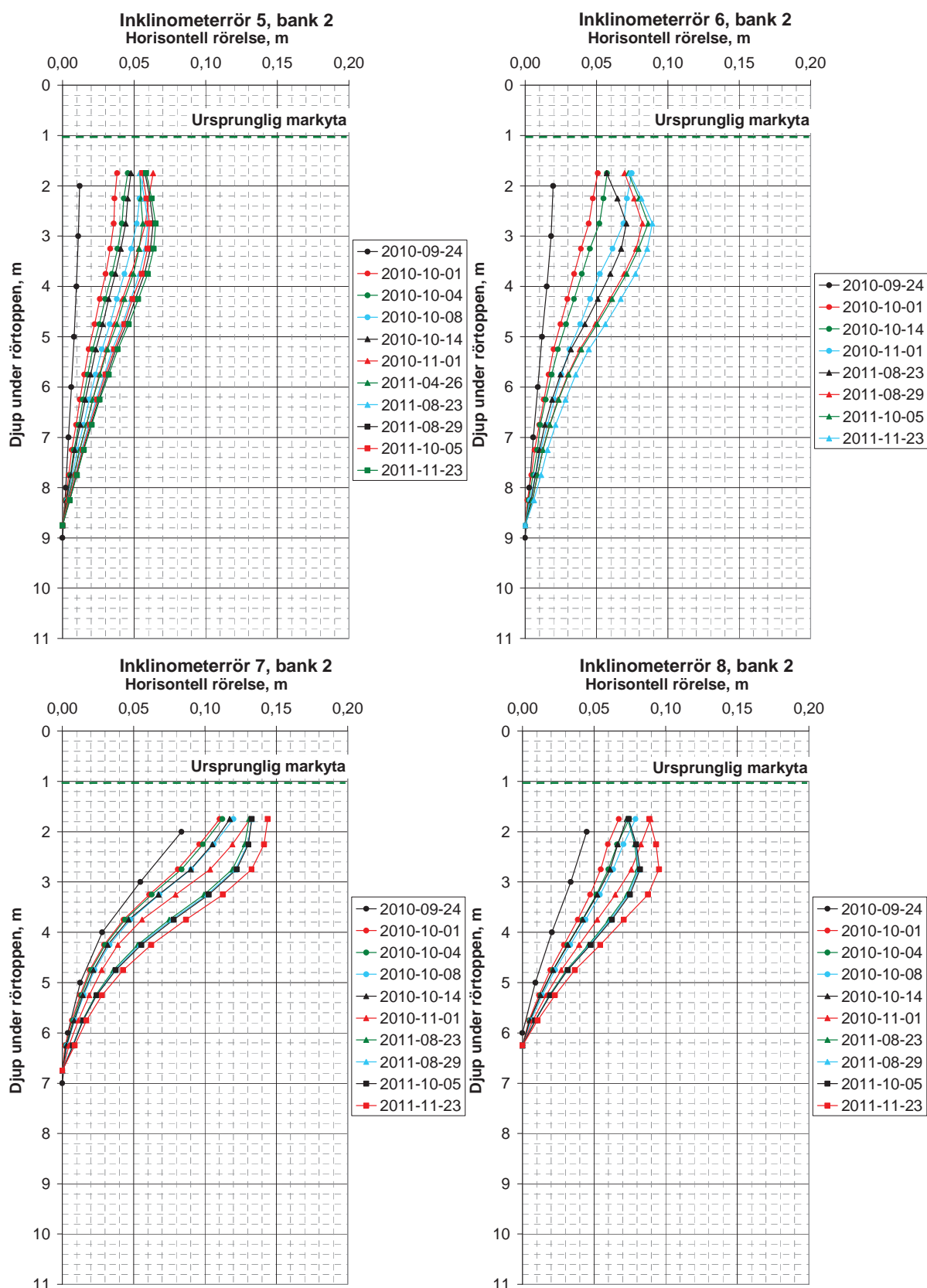
---

mindre jämfört med övriga inklinometerrör i denna bank är att en transportväg var placerad på utsidan av detta rör i samband med uppfyllnad av banken.

I Figur 114 visas beräknade horisontella rörelser för inklinometerrör nr 5 - 8, samtliga installerade vid bank 2. Inklinometerrör nr 5 och 8 är placerade i släntfot och inklinometerrör nr 6 och 7 är placerade i släntkrön. Inklinometerrören nr 7 och 8 i bankens södra kant blev troligen tydligt påverkade i samband med själva uppfyllnaden av banken då en transportväg placerats lite för nära dessa rör. Dessa inklinometerrör hade en horisontell rörelse på ca 110 mm respektive ca 70 mm på ett djup ungefär 1 m under ursprunglig markyta, direkt efter avslutad uppfyllnad av banken. Efter detta har de horisontella rörelserna för dessa rör inte varit lika stor som till en början och vid senaste mättillfället (23 november 2011) var de maximala horisontella rörelserna för inklinometerrör 7 och 8, ca 140 mm respektive ca 100 mm på ett djup ungefär 1 - 2 m under ursprunglig markyta. Inklinometerrör nr 5 och 6 placerade i bankens västra kant har maximala horisontella rörelser på ca 70 mm respektive ca 90 mm på ett djup ca 2 m under ursprunglig markyta.



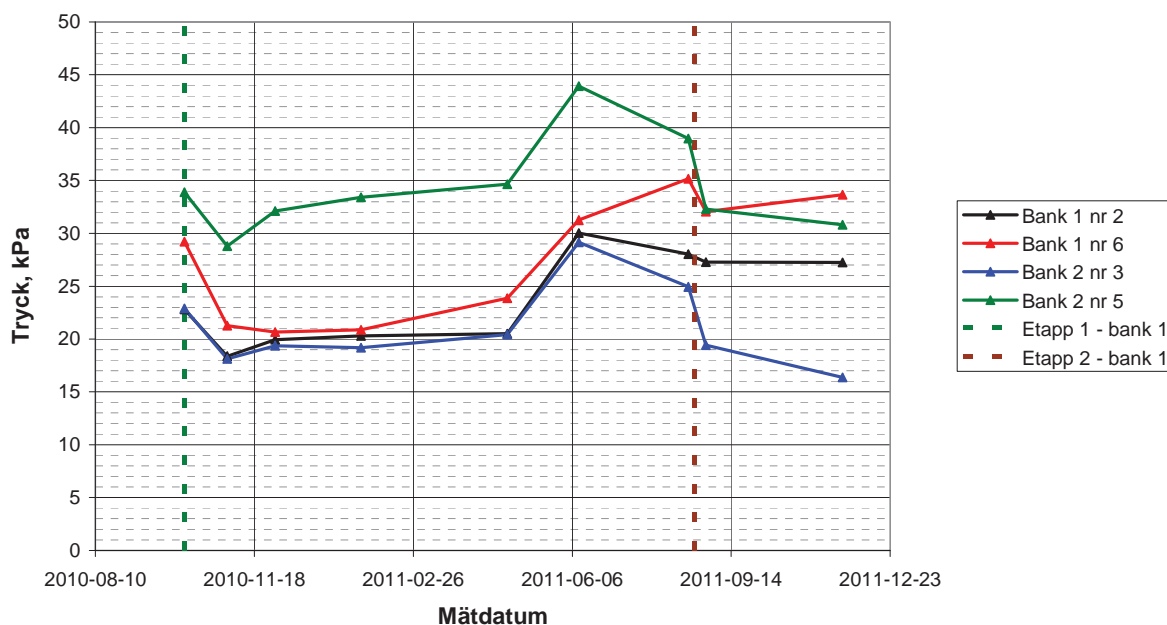
Figur 113. Resultat från mätning av horisontella rörelser av inclinometerrör, utförda för olika datum vid bank 1. Inclinometerrör 1 och 4 är placerade i släntfot och inclinometerrör 2 och 3 är placerade nära släntrönn för bank 1.



**Figur 114.** Resultat från mätning av horisontella rörelser av inklinometerrör, utförda för olika datum vid bank 2. Inklinometerrör 5 och 8 är placerade i släntfot och inklinometerrör 6 och 7 är placerade nära släntkrön för bank 2.

### 5.3.6 Marktrycksgivare av typ Freyssinet

I Figur 115 redovisas resultaten från utförda mätningar med marktrycksgivare av typ Freyssinet, för installationsbeskrivning och placering, se avsnitt 4.1.6. Det finns två stycken marktrycksgivare installerade per bank och de förväntade trycken var ca 30 kPa (etapp 1) vid 1,5 m bankhöjd (med antagen densitet  $2,0 \text{ t/m}^3$ ) och 40 kPa (etapp 2) vid 2,0 m bankhöjd. Efter att etapp 1 avslutades med uppfyllning av 1,5 m bankmaterial, uppmättes i de fyra marktrycksgivarna tryck på mellan 23 – 34 kPa orsakat av den pålagda lasten. Därefter har de uppmätta trycken varierat mellan ca 16 – 45 kPa, vilket gör att dessa mätningar är svårtolkade och sannolikt inte särskilt representativa. Exempelvis visade marktrycksgivarna på minskade tryck i bank 2 direkt efter avslutad etapp 2 och det borde ha varit tvärtom.

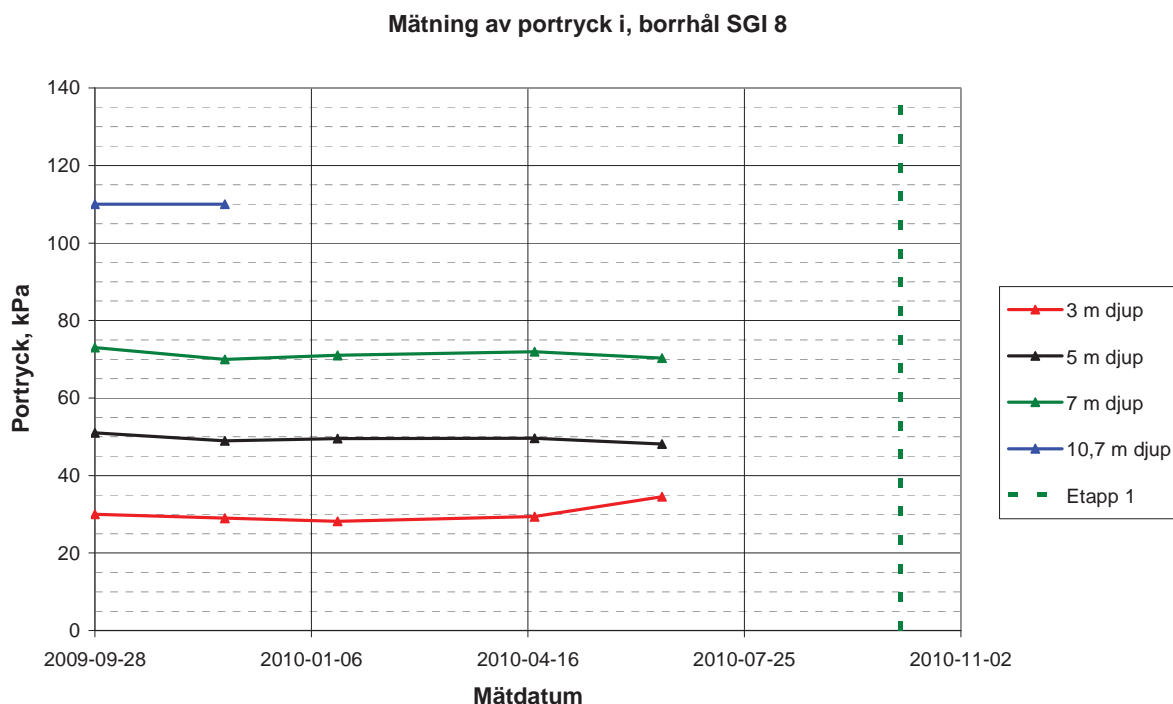


**Figur 115. Mätning med marktrycksgivare av typ Freyssinet av tryck av uppbyggd bank 1 respektive bank 2.**

### 5.3.7 Portryck

#### Referensportryck

I Figur 116 redovisas bakgrundsvärden avseende grundvattentryck (porvattentryck) vid provområdet i Lampen. Vid borrhål SGI 8 finns det tre stycken portryckspetsar installerade i sulfidjorden på 3, 5 och 7 m djup under markytan samt ett öppet grundvattenrör med filterspets på 10,7 m djup under markytan. Mätningar av dessa utfördes vid fem tillfällen före det att uppbyggnadsetapp 1 för provbankarna påbörjades. Tidpunkten för etapp 1 är markerad med grönstreckad linje i Figur 116. Mätningarna visade på en grundvattennivå motsvarande ungefär i markytan och med en ungefär hydrostatisk ökning mot djupet, med ett litet artesiskt vattentryck i moränen under sulfidjorden motsvarande en vattenpelare ungefär 0,3 m över markytan.



**Figur 116. Bakgrundsvärden avseende grundvattenstryck (porvattenstryck) vid provområdet i Lampen, 3 stycken portrycksspetsar (3, 5 och 7 m djup) samt ett öppet grundvattenrör (10,7 m djup).**

### *Portryck under provbankarna*

I Figur 117 och Figur 118 redovisas resultat från uppmätta portryck under de båda provbankarna. Portrycksspetsar är placerade på 3, 4, 5 och 7 m djup under ursprunglig markyta. För installationsbeskrivning av dessa se avsnitt 4.1.7 och för placering se Figur 32 och Figur 33. Portrycksspetsarna benämns i Figur 32 och Figur 33 exempelvis som P31, vilket betyder portrycksspets installerad på 3 m djup i bank 1.

Portrycksspetsarna installerades ca 3 veckor innan byggnationen av provbankarna påbörjades och värdena för respektive bank precis innan starten på byggnationen var för bank 1, 26 kPa på 3 m djup, 37 kPa på 4 m djup, 47 kPa på 5 m djup och 68 kPa på 7 m djup. Motsvarande värden för bank 2 var 28 kPa på 3 m djup, 38 kPa på 4 m djup, 48 kPa på 5 m djup och 70 kPa på 7 m djup. I Figur 119 och Figur 120 redovisas bland annat de uppmätta portrycksvärdena före byggnationen (grön linje i diagrammen) vilket indikerar en trycknivå motsvarande en grundvattenyta 0,3 m under markytan och med hydrostatisk tryckfördelning mot djupet.

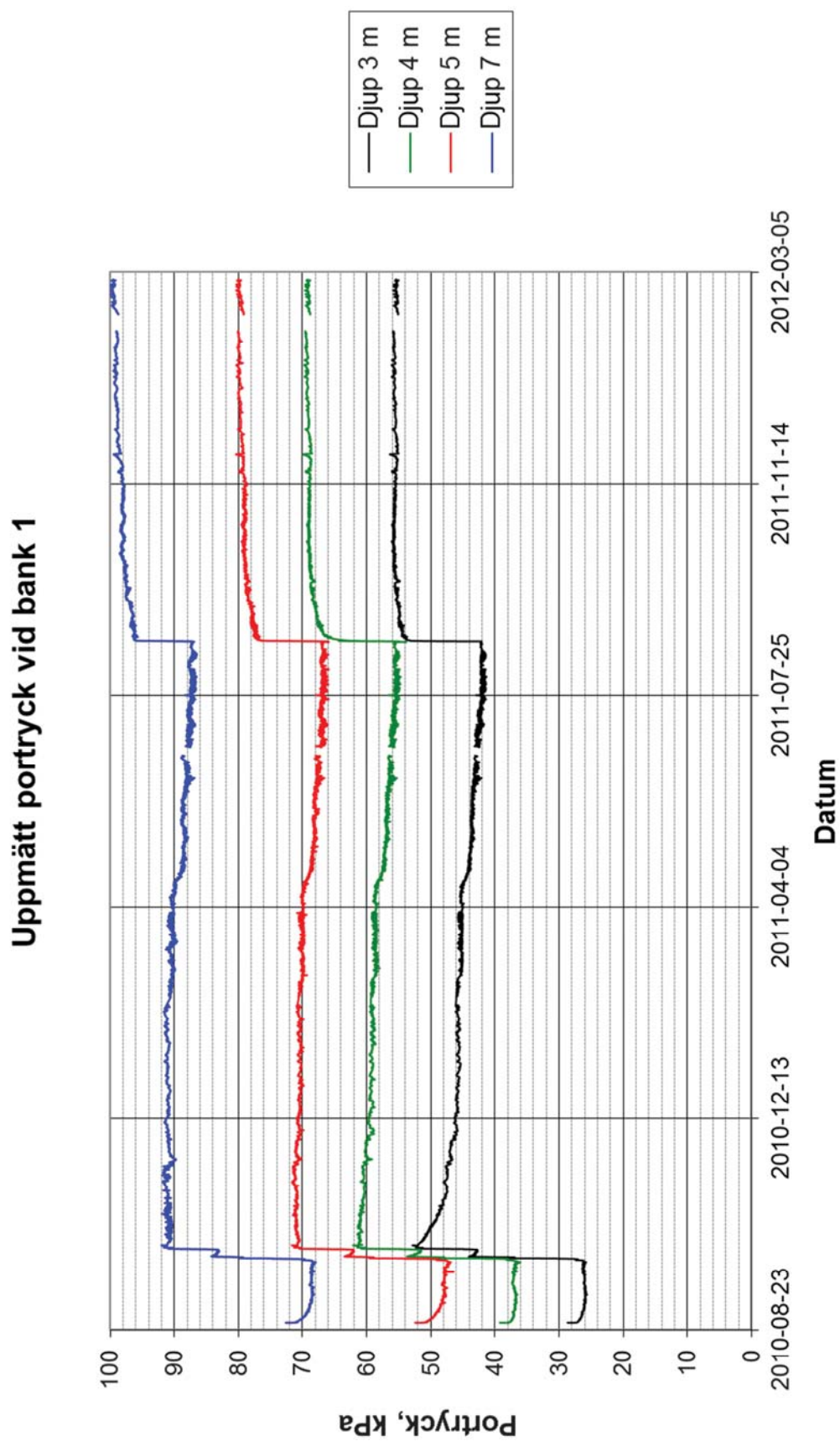
Resultat i Figur 117, Figur 119 och Tabell 15 visar att för pålagd 1,5 m bankmaterial (vilket ger en last på 30 kPa med antagandet att skrymdensiteten är lika med  $2,0 \text{ t/m}^3$ ) erhålls för bank 1 en portrycksökning på 26 kPa (3 m djup), 25 kPa (4 m djup), 24 kPa (5 m djup) och 23 kPa (7 m djup). Dessa portrycksökningar uppmättes direkt efter byggnationsetapp 1 och fram till och med nästa etapp (etapp 2) ca 10 månader senare minskade portrycken på 3 – 7 m djup med mellan 4-10 kPa. Vid pålastning (etapp 2) av ytterligare 0,5 m bankmaterial (motsvarande en last på 10 kPa) erhöles en portrycksökning på 12 kPa (3 m djup), 12 kPa (4 m djup), 11 kPa (5 m djup) och 9 kPa (7 m djup), vilket uppmättes direkt efter avslutad etapp 2. Portrycken har därefter under ungefär ett halvår, från augusti 2011 till februari 2012, ökat

med mellan 1-3 kPa. Hacken i samband med första pålastningen (Figur 117) beror på uppehåll i byggnation i samband med en helg.

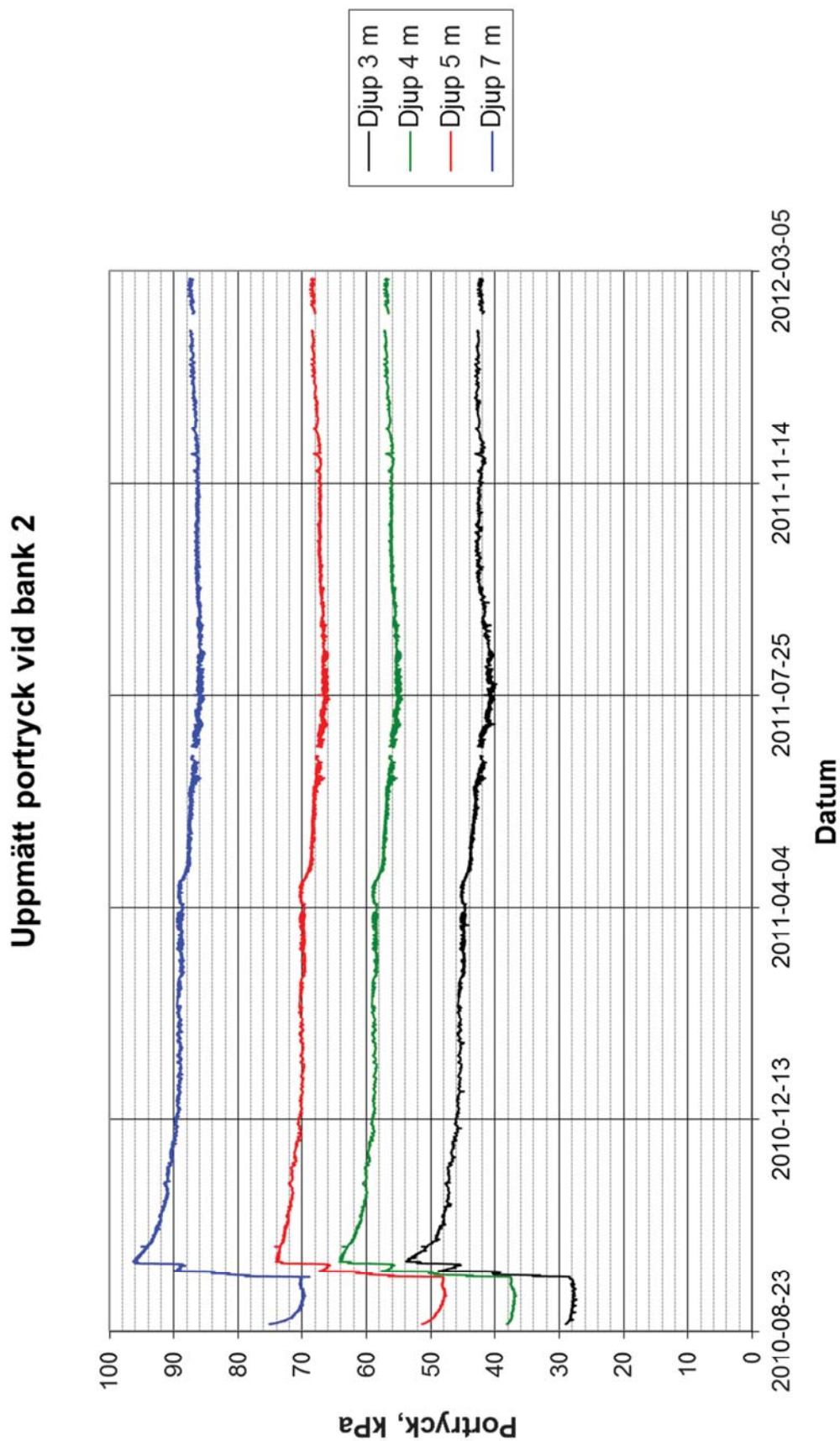
Resultat i Figur 118, Figur 120 och Tabell 16 visar att för pålagd 1,5 m bankmaterial (vilket ger en last på 30 kPa med antagandet att skrymdensiteten är lika med  $2,0 \text{ t/m}^3$ ) erhålls för bank 2 en portrycksökning på 25 kPa (3 m djup), 27 kPa (4 m djup), 26 kPa (5 m djup) och 26 kPa (7 m djup). Dessa portrycksökningar uppmättes direkt efter byggnationsetapp 1. Fram till och med mitten på augusti 2011, dvs. ca 10 månader senare, minskade portrycken på 3 – 7 m djup med mellan 7 – 12 kPa. Portrycken har därefter under ungefär ett halvår, från augusti 2011 till februari 2012, ökat med mellan 1-2 kPa.

De uppmätta portrycken samt inom parentes förändringarna av portrycket med tiden och efter lastökning inom området för bank 1 och 2 som redovisas i Tabell 15 och Tabell 16 ska avläsas så att värdet som visas i parentes i respektive kolumn är hela tiden en jämförelse med kolumnen närmast till vänster i tabellen, dvs. hur portrycket har förändrats i jämförelse med föregående tidpunkt.





Figur 117. Uppmätta portryck centralt inom området för bank 1.

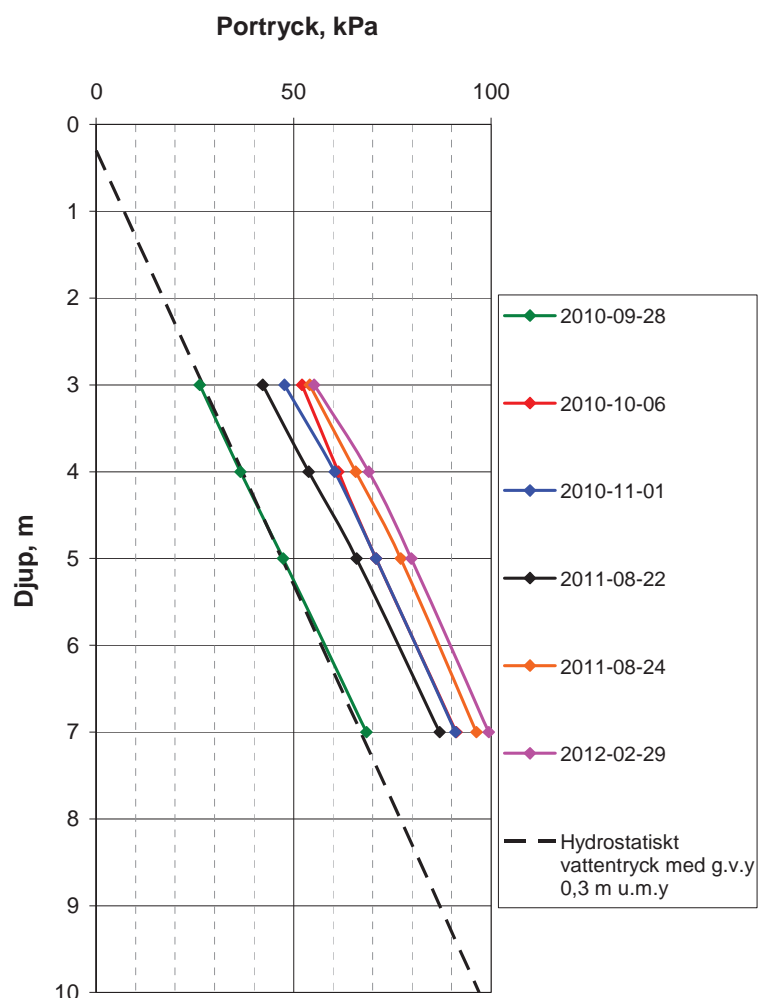


Figur 118. Uppmätta portryck centralt inom området för bank 2.

**Tabell 15. Uppmätta portryck och förändringar av portrycket med tiden och efter lastökningar inom området för bank 1.**

Djup u.m.y, m	Portryck, kPa	Lastökning 30 kPa	Portryck (förändring av portryck), kPa		Lastökning 10 kPa	Portryck (förändring av portryck), kPa	
			2010-10-06	2011-08-22		2011-08-24	2012-02-29
Datum	2010-09-28						
3	26		52 (+26)	42 (-10)		54 (+12)	55 (+1)
4	37		62 (+25)	55 (-7)		67 (+12)	70 (+3)
5	47		71 (+24)	66 (-5)		77 (+11)	80 (+3)
7	68		91 (+23)	87 (-4)		96 (+9)	99 (+3)

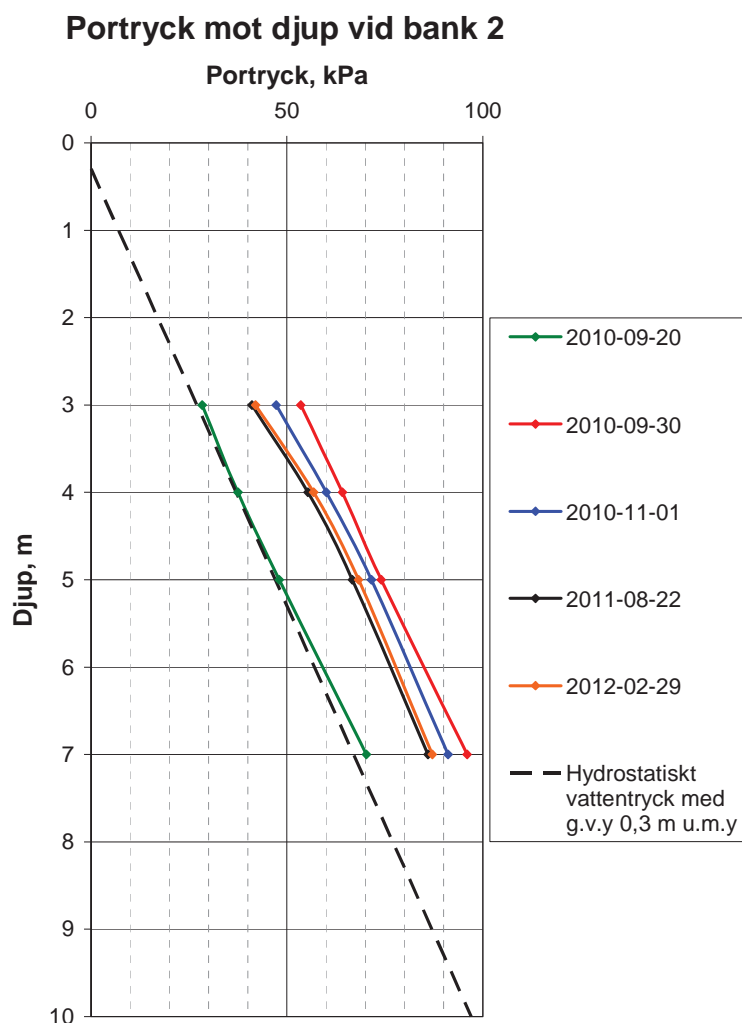
### Portryck mot djup vid bank 1



**Figur 119. Uppmätta portryck vid olika datum för bank 1.**

**Tabell 16. Uppmätta portryck och förändringar av portrycket med tiden och efter lastökning inom området för bank 2.**

Djup u.m.y, m	Portryck, kPa	Lastökning 30 kPa	Portryck (förändring av portryck), kPa		
Datum	2010-09-20		2010-09-30	2011-08-22	2012-02-29
3	28		53 (+25)	41 (-12)	42 (+1)
4	38		65 (+27)	56 (-9)	57 (+1)
5	48		74 (+26)	67 (-7)	69 (+2)
7	70		96 (+26)	86 (-10)	87 (+1)



**Figur 120. Uppmätta portryck vid olika datum för bank 2.**

### 5.3.8 Temperatur, jord och luft

I Figur 121 redovisas resultat från uppmätta jordtemperaturer vid bank 1. Temperaturgivarna är placerade i en punkt (släntfoten i östra kanten på bank 1, se Figur 32) och på 8 olika djup under markytan, 0,3, 0,6, 0,9, 1,2, 1,5, 1,8, 2,1 och 4,95 m. Temperaturen i jorden har under perioden 2010-08-26 till 2012-02-29 varierat mellan ca 0,5 – 17,0 °C för givare placerade på 0,3 till 2,1 m djup under markytan och för givaren placerad på större djup (4,95 m)

hartemperaturen varierat mellan ca 3,5 – 4,5 °C. Noterbart är att tjälen (dvs. minusgrader) inte har trängt ned till den ytligast placerade givaren någon gång under de vintermånader och 1,5 år som mätningar har pågått samt att variationen av temperaturen på 4,95 m djup under markytan är relativt liten.

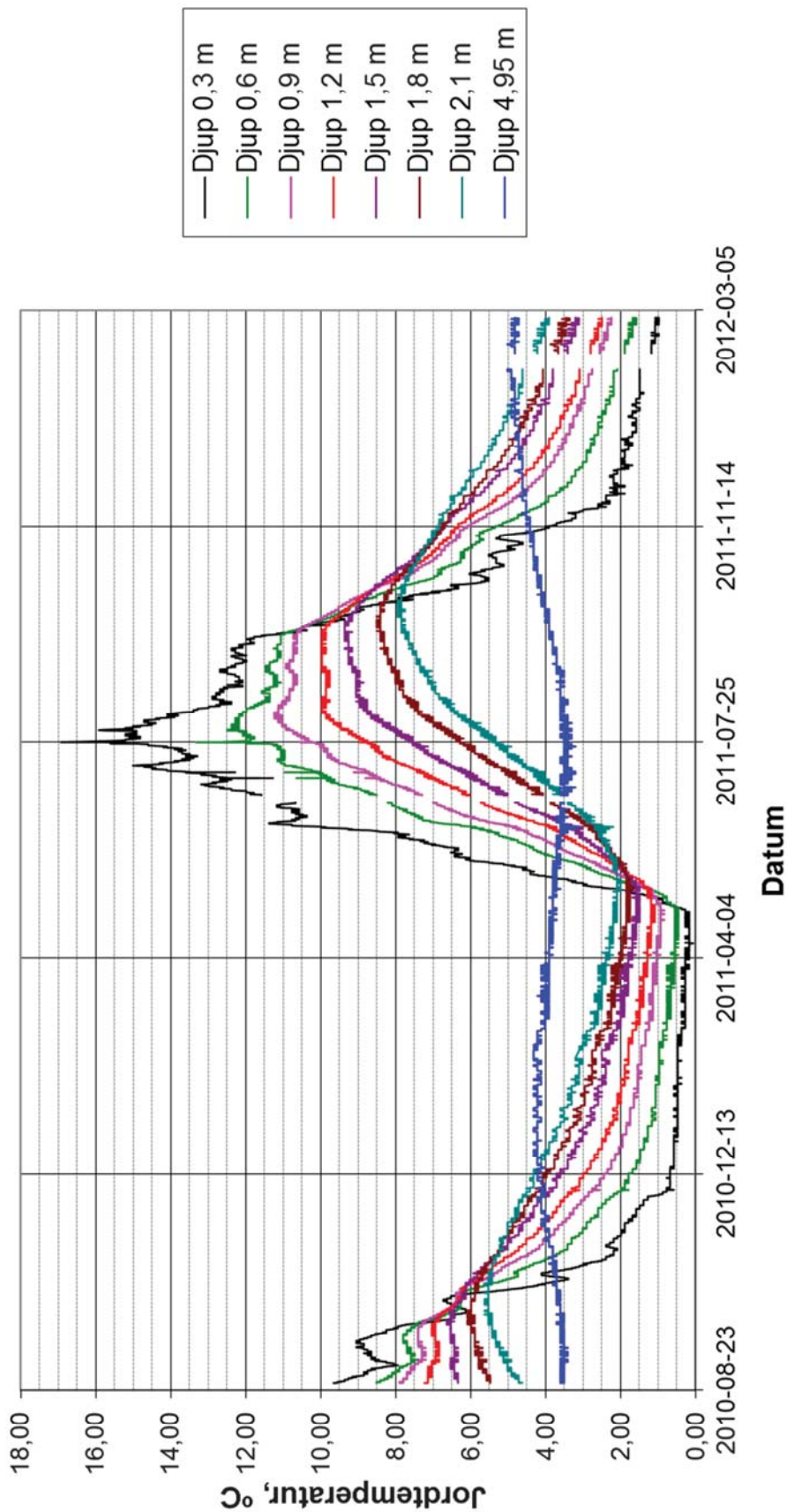
I Figur 122 och redovisas resultat från uppmätta jordtemperaturer vid bank 2.

Temperaturgivare är placerade i en punkt (släntfoten i västra kanten på bank 2, se Figur 33) och på 8 olika djup under markytan, 0,45, 0,75, 1,05, 1,35, 1,65, 1,95, 2,25 och 5,10 m. Temperaturen i jorden har under perioden 2010-08-26 till 2012-02-29 varierat mellan ca 1,0 – 14,0 °C för givare placerade på 0,45 till 2,25 m djup under markytan och för givaren placerad på större djup (5,10 m) har temperaturen varierat mellan ca 3,5 – 5,0 °C. Tjälen (dvs. minusgrader) har även för denna bank inte lyckats att tränga ned till den ytligast placerade givaren någon gång under de vintermånader och 1,5 år som mätningar har pågått och likaså är temperaturen variationen relativt liten på större djup, dvs. i detta fall 5,10 m under markytan.

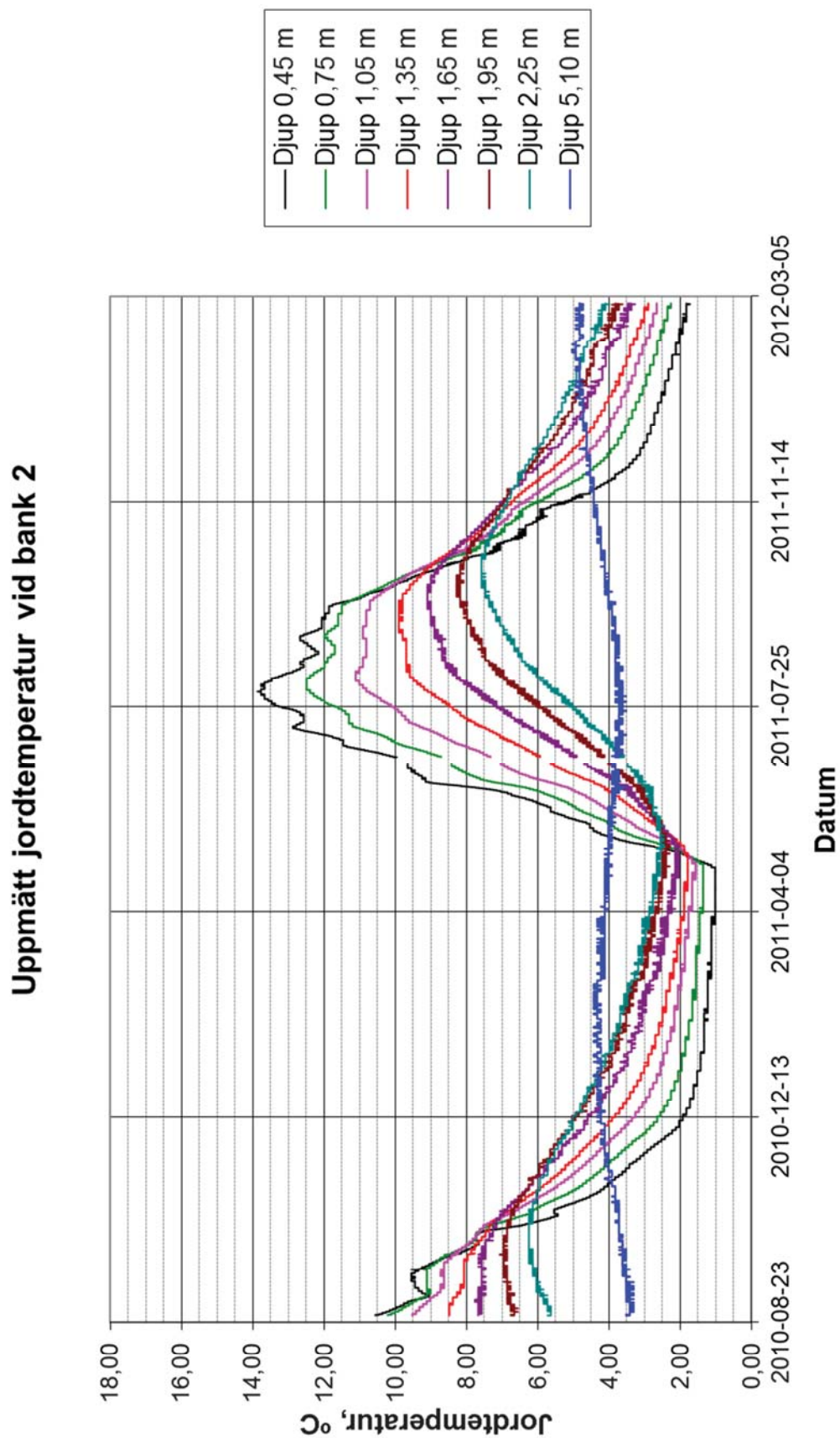
I Figur 123 redovisas resultat från uppmätt lufttemperaturer på provområdet i Lampen.

Temperaturgivare är placerad utanpå ett av mätskåpen ca 2 m över markytan och med ett enklare skydd för direkt påverkan av sol och vind. Lufttemperaturen har under perioden 2010-08-26 till 2012-02-29 varierat mellan ca plus 32,0 °C till minus 33 °C, med en reservation för det lägsta värdet då mätutrustningen inte klarade att mäta lägre temperaturer. Det har troligtvis varit några grader kallare under kortare perioder.

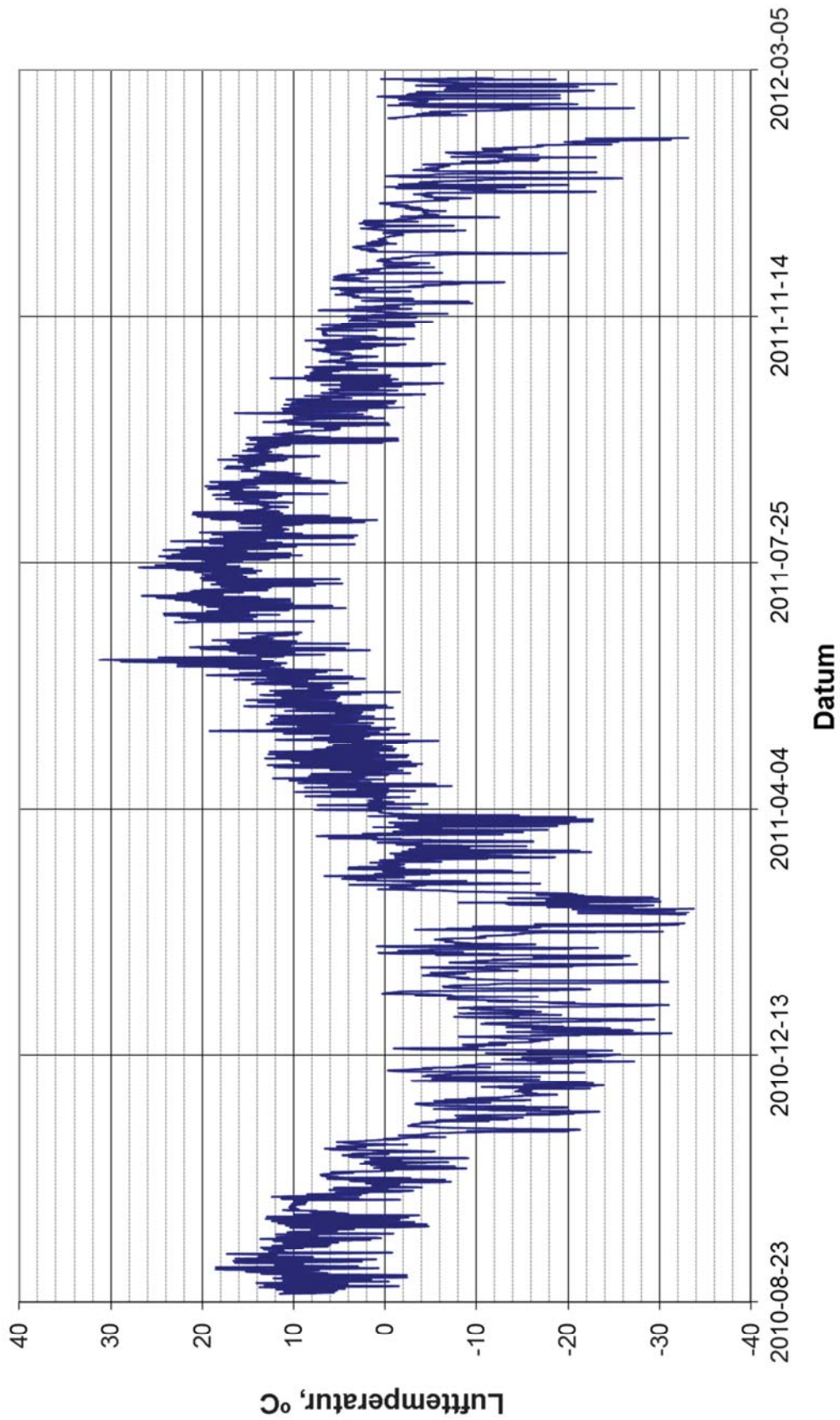
Uppmätt jordtemperatur vid bank 1



Figur 121. Uppmätta jordtemperaturer vid släntfot för bank 1 i Lampen under perioden 2010-08-26 till 2012-02-29.



Figur 122. Uppmätta jordtemperaturer vid slänkfot för bank 2 i Lampen under perioden 2010-08-26 till 2012-02-29.



Figur 123. Uppmätt lufttemperatur vid provområdet i Lampen under perioden 2010-08-26 till 2012-02-29.



## 6 Sättningsprognostisering

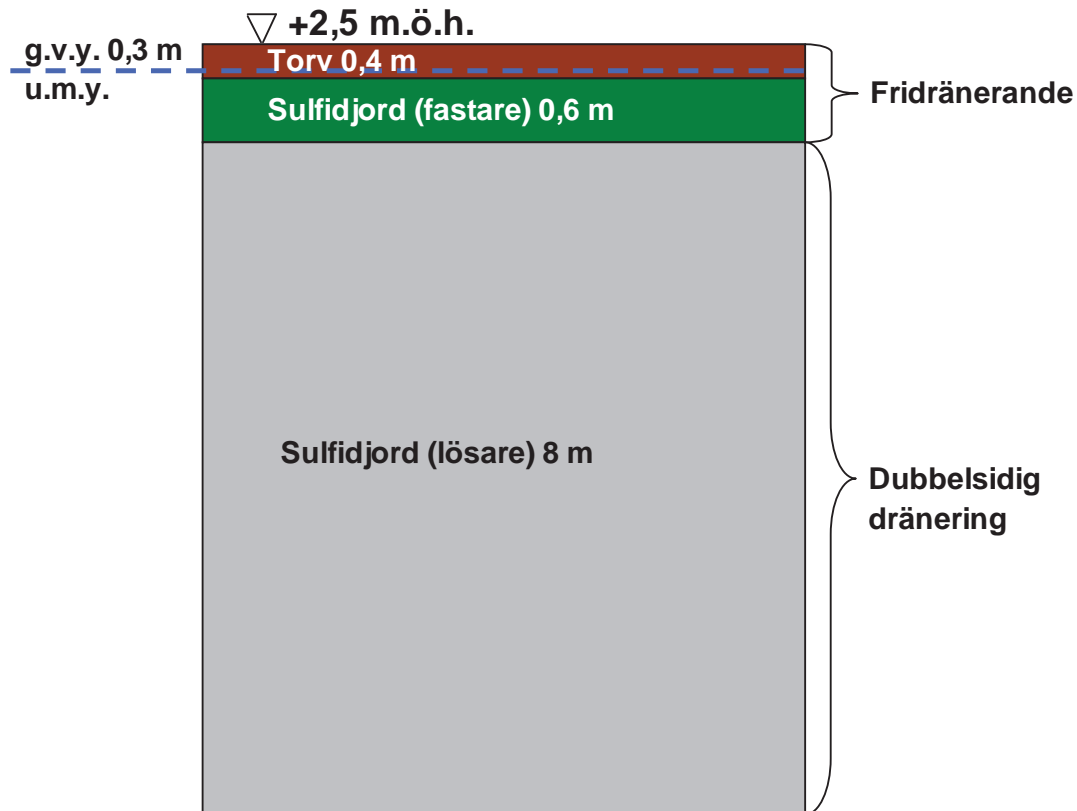
### 6.1 Inledning

I detta kapitel redovisas en förenklad endimensionell beräkning av de två provbankarna i Lampen avseende sättningarnas storlek och tidsförlopp. Beräkningarna har utförts med programmet Embankco version 1.02. En beskrivning av programmets förutsättningar finns i användarhandboken (Bengtsson & Larsson, 1994). Prognostiserade sättningar för provbankarna redovisas för de tre tiderna 420 dygn (vilket motsvarar mättillfället som utfördes i november 2011), 10 år och 50 år. Syftet med dessa beräkningar är att göra en första och relativt enkel ansats till prognostisering av sättningarnas tidsförlopp och storlek.

### 6.2 Förutsättningar och indata

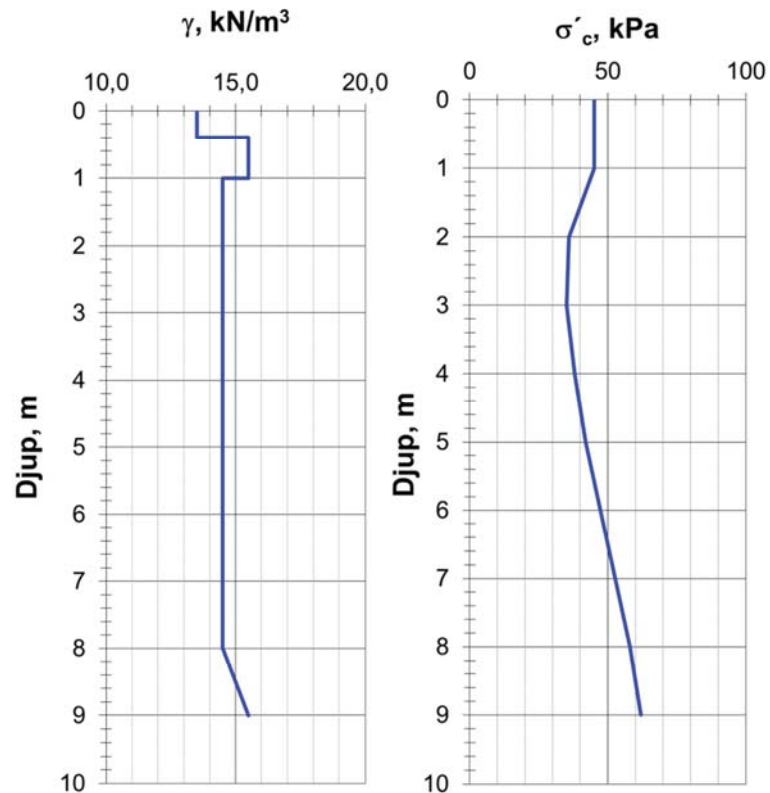
I Figur 124 visas den jordprofil som använts vid sättningsberäkningarna, med överst ett 0,4 m tjock torvlager. Därunder ett 0,6 m tjockt lager med relativt fast sulfidjord följt av ett 8 m mäktigt lager av lös sulfidjord. Den översta metern i jordprofilen har antagits vara fridränerande och det underliggande jordlagret har tillåtits att dränera ut dels uppåt och dels nedåt mot angränsande morän. Det finns dock inga mätningar utförda på den underliggande moränens permeabla förmåga men de djupast placerade portrycksgivarna (djup 7 m) antyder att en viss dränering sker nedåt. Grundvattenytan har initieellt antagits till 0,3 m under markytan och med en hydrostatisk tryckfördelning mot djupet. Geometrin för pålagda bankklaster är i enlighet med tvärsnitten som visas i Figur 32 och Figur 33.

Vid etapp 1 av provbankarna byggdes båda provbankarna upp till bankhöjden 1,5 m vilket motsvarar en last på 30 kPa om skrymdensiteten antas till  $2,0 \text{ t/m}^3$ . Etapp 2 innebar en ökning av lasten för bank 1 med 10 kPa (totalt 2,0 m bankhöjd som motsvarar en last på 40 kPa) vilket utfördes 321 dygn efter det att etapp 1 avslutats. Med tiden 0 dygn avses den tidpunkt då uppfyllnad för respektive bank påbörjades på ursprunglig markyta, dvs. när etapp 1 startade.

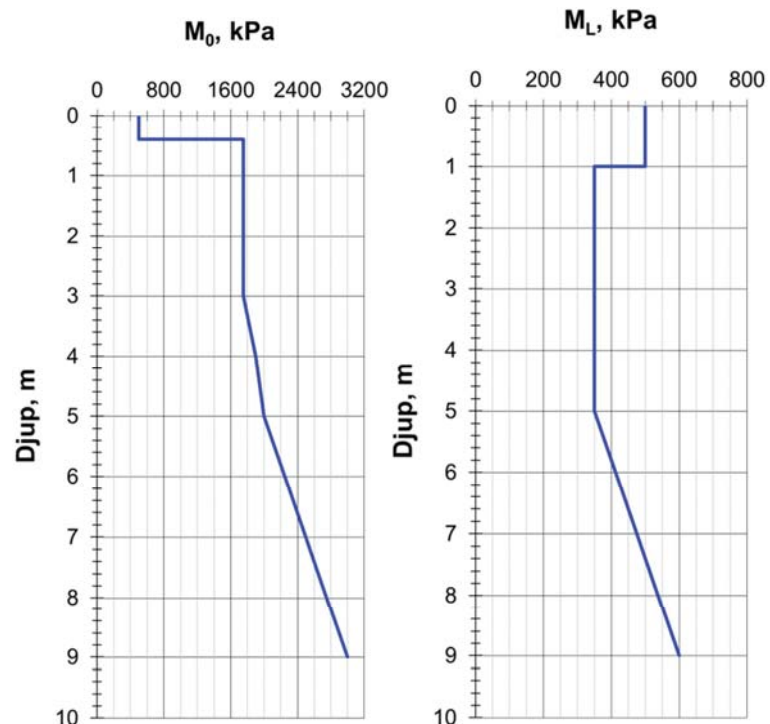


**Figur 124. Jordprofil för sätttningsberäkningar i Embancko.**

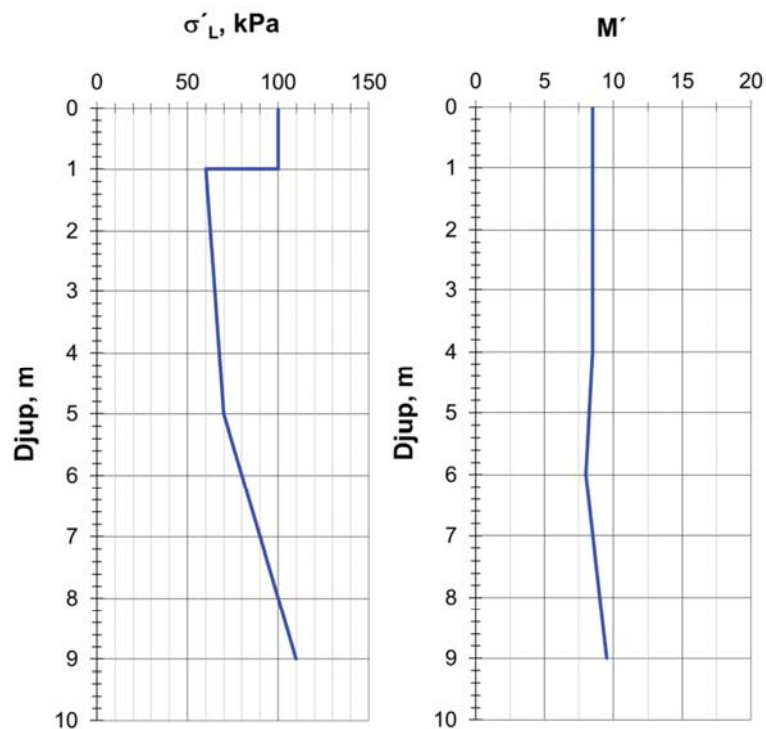
I Figur 125 till Figur 129 redovisas de parametervärden som har använts vid sätttningsberäkningarna i Embancko. Parametervärdena baseras på resultaten presenterade i kapitel 5. De olika parametrarna som ingår i sätttningsberäkningar med beräkningsmodellen i programmet Embancko finns redovisade i användarhandboken till Embancko (Bengtsson & Larsson, 1994).



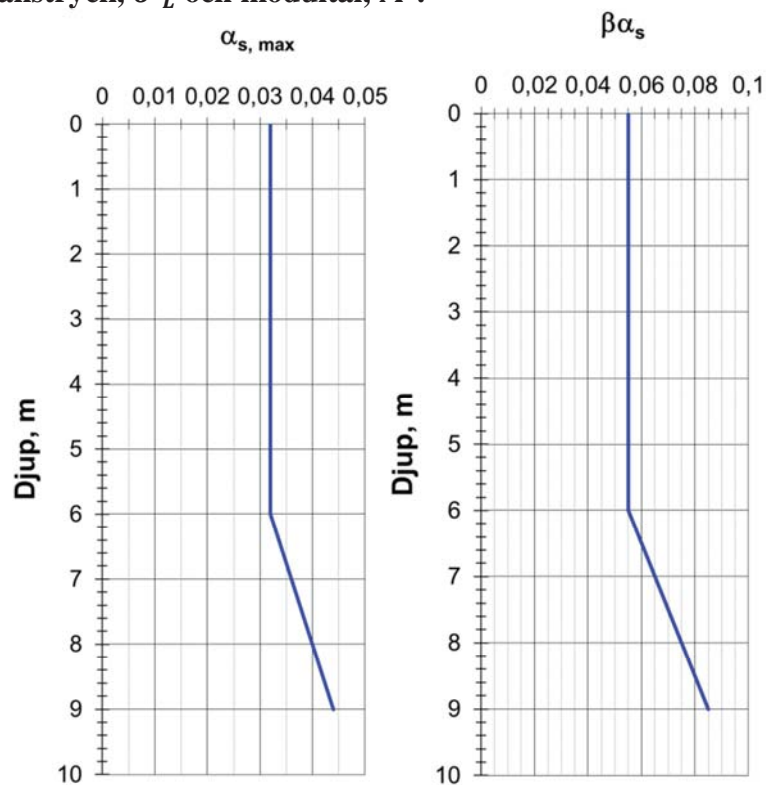
Figur 125. Tunghet,  $\gamma$  och förkonsolideringstryck,  $\sigma'_c$ .



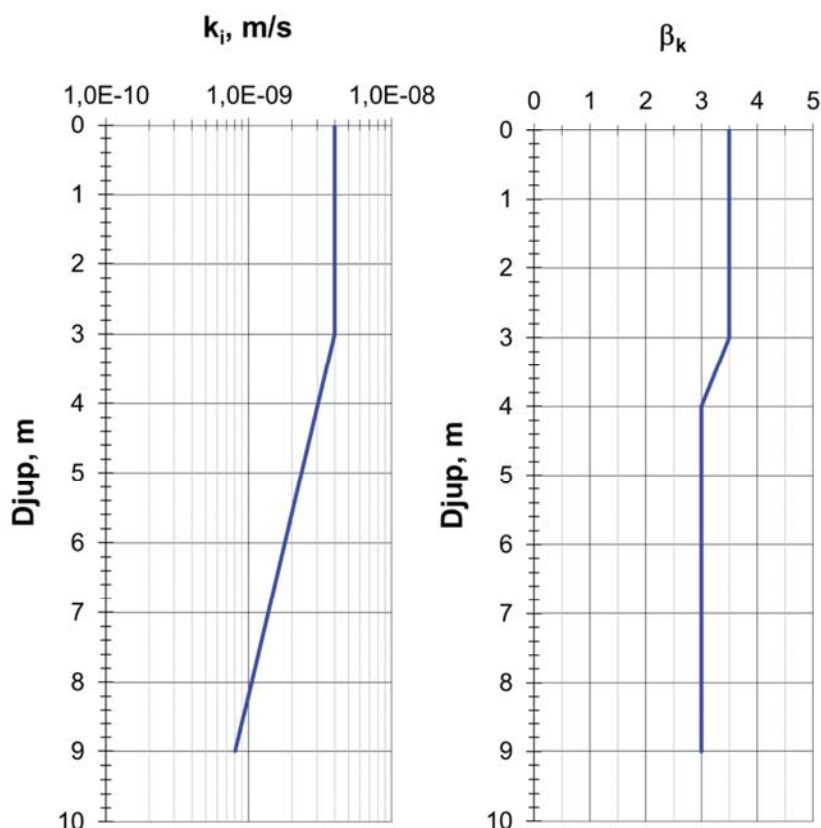
Figur 126. Modul vid låga spänningar under förkonsolideringstrycket,  $M_0$ , samt modul för spänningar strax över förkonsolideringstrycket,  $M_L$ .



Figur 127. Gränstryck,  $\sigma'_L$  och modultal,  $M'$ .



Figur 128. Kryppparametrar,  $\alpha_{s, \max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$ .



Figur 129. Permeabilitet,  $k_i$  och koefficient för permeabilitetens förändring med kompressionen,  $\beta_k$ .

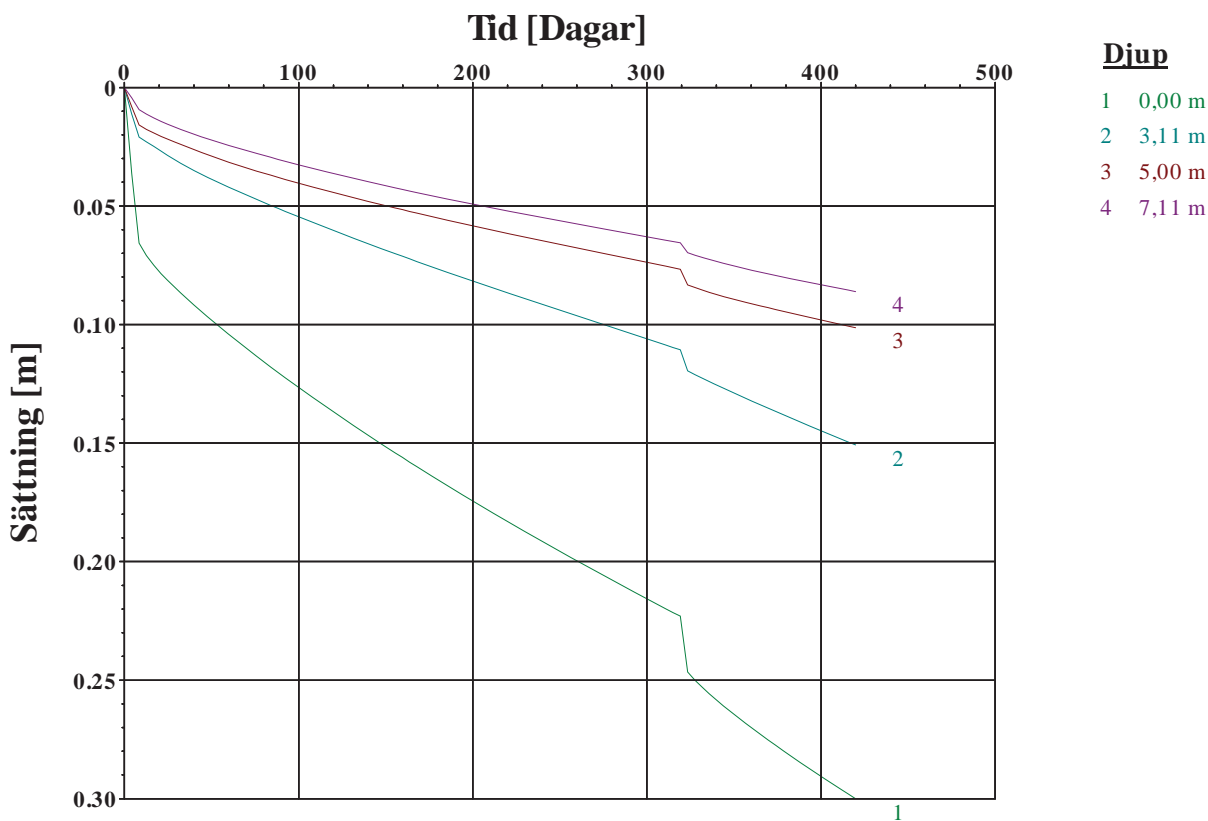
### 6.3 Resultat och analys av sättningsberäkningar

I Figur 130 och Figur 131 visas resultat från utförda sättningsberäkningar (inkluderat krypdeformationer) med tidsaspekten 420 dygn för båda provbankarna i Lampen. Det som illustreras i de två diagrammen är sättningarnas storlek dels för markytan (djup 0 m) och dels för punkter på djupen 3, 5 och 7 m under ursprunglig markyta. De beräknade sättningarna efter 420 dygn för markytan vid bank 1 är ungefär 0,04 m mindre sättning jämfört med de verkligt uppmätta sättningarna (resultat från horisontalslang och markpeglar) och för bank 2 är det ungefär 0,12 m mindre sättning av markytan i beräkningarna jämfört med de verkligt uppmätta sättningarna. Jämförelsen har gjorts med de maximalt uppmätta sättningarna i fält.

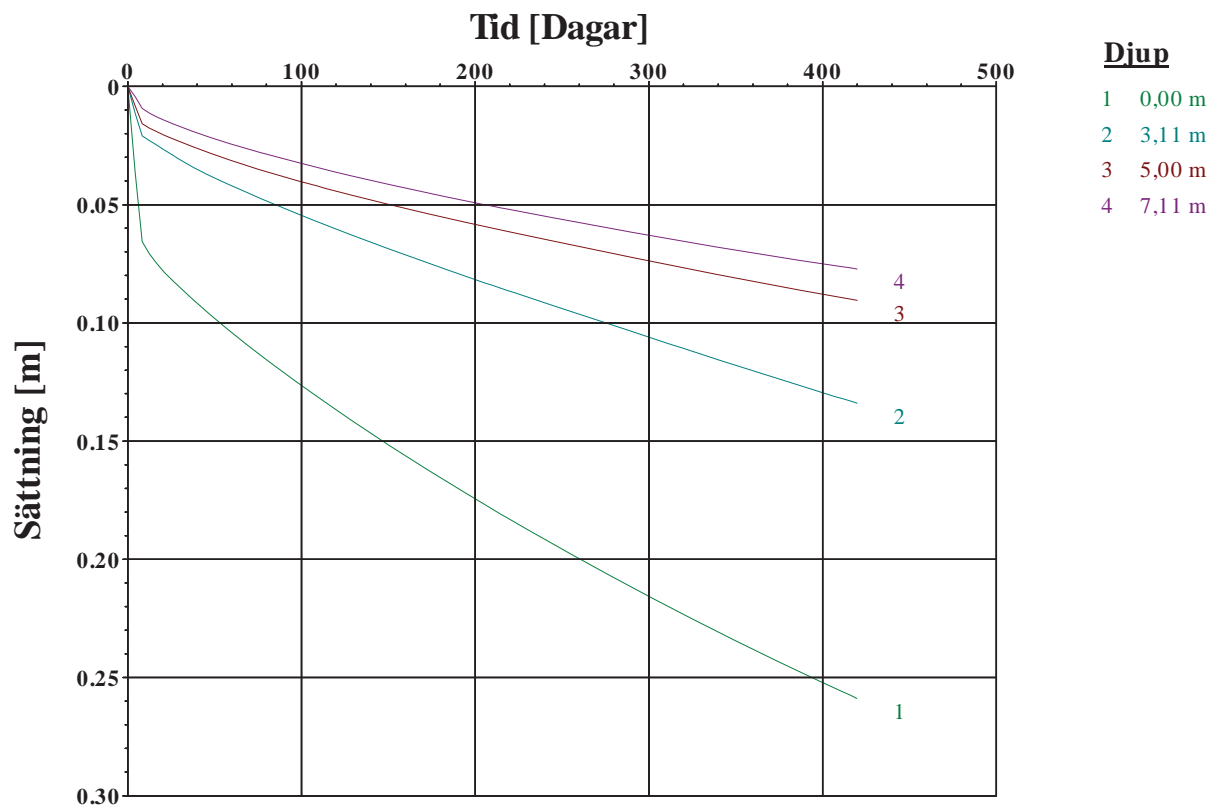
För sättningar vid olika djup, dvs. djup 3, 5 och 7 m är de beräknade sättningarna efter 420 dygn för bank 1 ca 0,01 - 0,03 m mindre sättning jämfört med de verkligt uppmätta sättningarna (resultat från skruvpeglar). För bank 2 visar beräkningarna på ca 0,01 - 0,04 m mindre sättning jämfört med de verkligt uppmätta sättningarna.

Beräknad portrycksutveckling i jordprofilen under bank 2 visas i Figur 132, en grön kurva för ursprungligt porvattentryck (0 dygn i diagrammet), en blå kurva för porvattentrycket strax efter avslutad pålastning (10 dygn i diagrammet) och en röd kurva i diagrammet för porvattentrycket efter 420 dygn. Enligt beräkningarna från Embankco ökar portrycken på djup 3 - 7 m mellan 21 - 25 kPa efter avslutad pålastning. De i fält uppmätta portrycken som redovisas bl.a. i Tabell 16 visar på en något större ökning, 25 - 27 kPa. Portrycksminskningen i beräkningarna som sker till och med 420 dygn efter påbörjad upplastning överensstämmer relativt bra då en jämförelse utförs mellan beräknade och uppmätta porvattentryck. De

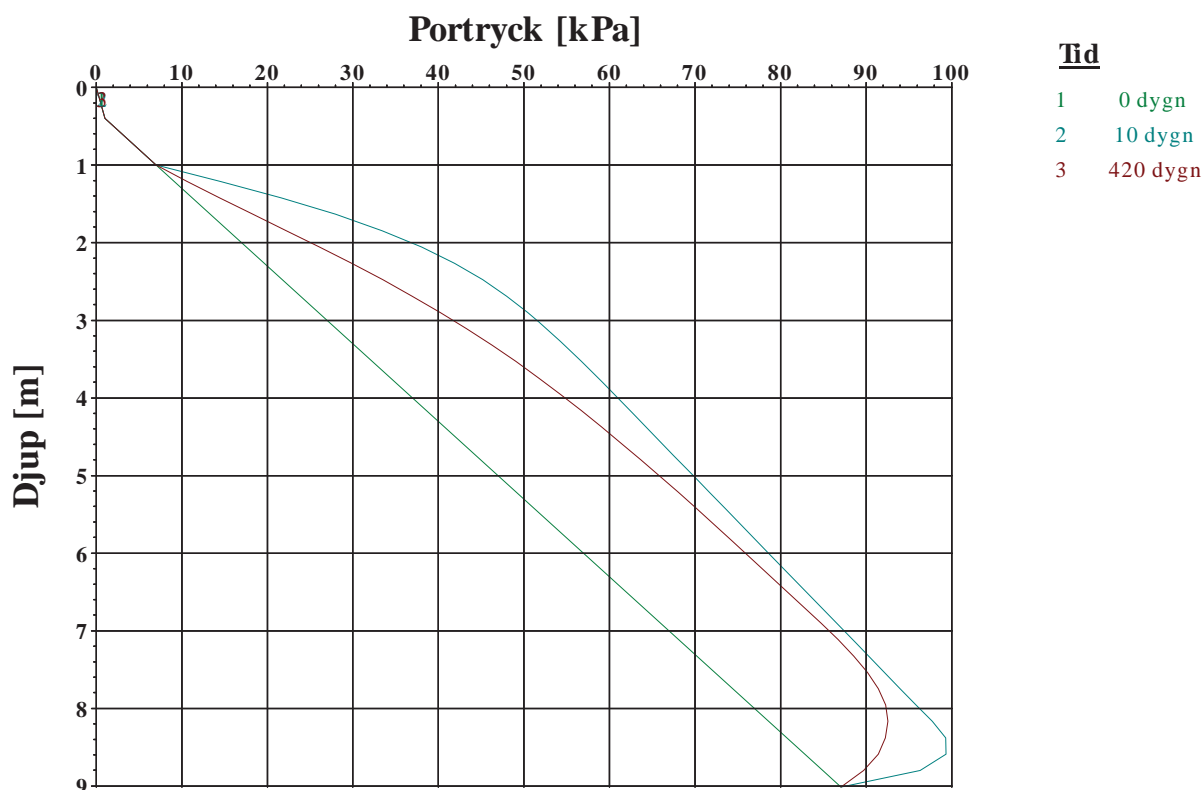
beräknade portrycken visar en minskning på 2 – 10 kPa för djup 3 - 7 m och de uppmätta värdena (se Figur 118) visar för motsvarande djup en minskning på 7 -11 kPa, de största differenserna återfinns på djup 5 och 7 m.



Figur 130. Beräknad sättning (Embankco) mot tid för provbank 1 i Lampen, 420 dygn inklusive krypsättning.



Figur 131. Beräknad sättning (Embankco) mot tid för provbank 2 i Lampen, 420 dygn inklusive krypsättning.



Figur 132. Beräknad portrycksutveckling för provbank 2 i Lampen vid sättningsberäkning, 420 dygn inklusive krypsättning.

I Tabell 17 och Tabell 18 redovisas resultat från samtliga utförda sättningsberäkningar för provbankarna i Lampen utförda med programmet Embankco. Resultat från beräkningarna redovisas för tiderna 1,2, 10 och 50 år efter pålastning. Beräkningsresultat redovisas för fallen med respektive utan hänsyn till krypdeformationer. Resultaten visar att markytans beräknade sättning är ungefär 3 – 4 gånger så stor efter 50 år när krypning inkluderas i beräkningarna i jämförelse med utan krypning. Enligt beräkningar utan hänsyn till krypparametrar (dvs. ingen krypning) avstannar sättningsrörelserna efter ungefär 10 år.

**Tabell 17. Resultat från endimensionella sättningsberäkningar med Embankco för provbank 1. Sättningarnas storlek anges i meter.**

Tid [Dagar (år)]	Punkt för redovisning av sättningarnas storlek, djup u.m.y [m]							
	0 <sup>1</sup> (markyt an)	0 <sup>2</sup> (markyt an)	3 <sup>1</sup>	3 <sup>2</sup>	5 <sup>1</sup>	5 <sup>2</sup>	7 <sup>1</sup>	7 <sup>2</sup>
420 (1,2)	0,30	0,21	0,15	0,10	0,10	0,06	0,09	0,04
3650 (10)	0,88	0,42	0,62	0,28	0,40	0,16	0,24	0,06
18250 (50)	1,35	0,42	1,05	0,28	0,68	0,16	0,35	0,06

<sup>1</sup>Med krypsättning

<sup>2</sup>Utan krypsättning

**Tabell 18. Resultat från endimensionella sättningsberäkningar med Embankco för provbank 2. Sättningarnas storlek anges i meter.**

Tid [Dagar (år)]	Punkt för redovisning av sättningarnas storlek, djup u.m.y [m]							
	0 <sup>1</sup> (markyt an)	0 <sup>2</sup> (markyt an)	3 <sup>1</sup>	3 <sup>2</sup>	5 <sup>1</sup>	5 <sup>2</sup>	7 <sup>1</sup>	7 <sup>2</sup>
420 (1,2)	0,26	0,17	0,14	0,10	0,09	0,06	0,08	0,03
3650 (10)	0,74	0,26	0,53	0,18	0,34	0,10	0,21	0,04
18250 (50)	1,12	0,26	0,88	0,18	0,58	0,10	0,30	0,04

<sup>1</sup>Med krypsättning

<sup>2</sup>Utan krypsättning



## 7 Erfarenheter och diskussion

I detta kapitel diskuteras erfarenheter från uppbyggnaden av provbankarna. Vidare diskuteras resultaten från fält- och laboratorieundersökningar samt utförda fältmätningar.

### 7.1 Provtagning och hantering av prover

Vid kolvprovtagningen i Lampen som utförts vid fyra tillfällen under åren 2008 till 2011 har två olika typer av kolvprovtagare använts. De två första gångerna (2008 och 2009) användes St I (standard kolvprovtagare nr 1) och därefter (under 2010 och 2011) användes St II (standard kolvprovtagare nr 2). Erfarenheterna från användandet av dessa är att det med St II blir en genomgående bättre provkvalitet jämfört med St I. Detta är också tidigare erfarenheter, och veterligen icke dokumenterade, från fältgeotekniker/geotekniker. Detta har visat sig bl.a. från analys av beteendet från resultaten från utförda laboratieförsök som CRS-försök, exempelvis avseende hur tydligt förkonsolideringstrycket kan identifieras och kompressionens storlek upp till förkonsolideringstrycket. När det gäller utförda CRS-försök på prover som var upptagna med St I, var det svårt att utvärdera/identifiera ett förkonsolideringstryck och då det var möjligt var det oftast ett orimligt lågt förkonsolideringstryck som utvärderades. I denna rapport har av den anledningen inga sådana prover tagits med och redovisats utan enbart CRS-försök som har utförts på prover upptagna med kolvborr St II. De enda resultaten från laboratieförsök utförda på kolvprover upptagna med St I som redovisas i denna rapport är försök avseende bestämning av skrymdensitet, vattenkvot och konflytgräns. Valet av provtagare är inte enda orsaken till vilken kvalitet som erhålls på kolvprover från fält till laboratorium utan hela kedjan från upptagning, hantering, transport och lagring är av största vikt då det gäller sulfidjordar. Det är viktigt för att uppnå högsta möjliga kvalitet på prover in till laboratoriet att följa de rekommendationer som ges i exempelvis i SGF:s fälthandbok (SGF, 2009) och (Larsson, et al., 2007a).

I SGF:s fälthandbok (SGF, 2009) anges exempelvis att väntetiden, dvs. tiden från att kolvprovtagaren utlösts och jordprover tryckts in i provhylsorna tills det att provtagaren tas upp bör vara minst fem minuter. Det är viktigt att man följer detta och vid provtagningen i Lampen var väntetiden minst fem minuter under provtagningen som utfördes under 2010 och 2011. Efter att kolvprovtagaren har tagits upp ur jorden och provhylsorna ska tryckas ut ur kolvprovtagaren kan man med fördel använda avsett stativ för kolvprovtagaren. Istället för att på något sätt försöka att fästa kolvprovtagaren på borrhandsvagnen, vilken kan ge vibrationsstörningar i proverna om borrhandsvagnen samtidigt är igång. Provhylsorna trycks ut ur kolvprovtagaren och en plastfilm appliceras på vardera änden av provet varefter locken (som precis som provhylsorna skall vara av god kvalitet, dvs., utan sprickor och repor) monteras på. Efter att locken monterats tejpas dessa försiktigt med några varv eltejp för att skapa ett så lufttätt hölje som möjligt runt omkring sulfidjorden. Anledningen till denna hantering är sulfidjordens förmåga att snabbt oxidera vid tillgång till luft (syre) och detta kan minimeras om hanteringen av prover görs på rätt sätt.

Vid provtagningen i Lampen under 2010 och 2011 användes helt nya provhylsor inklusive lock, samt att alla prover försågs med plastfilm på ändytorna och locken tejpades direkt efter det att proverna plockats ut ur provtagaren. Detta har visat sig ha avsedd effekt då upptagna prover efter så lång tid som ett halvårs lagring i kylskåp knappt har varit synbart oxiderade på vare sig ändytorna eller mantelytan. Transport av upptagna sulfidjordsprover skall ske i

vadderade provlådor och dessa ska bäras försiktigt ut till bilen (inte transporteras på borrhandsvagn) och placeras på ett mjukt underlag, förslagsvis på något säte för vidare transport till närmaste laboratorium. Fram till dess att proverna ska undersökas bör de förvaras kallt i kylskåp (jordtemperatur) eller om möjligt i klimatskåp med även styrning av luftfuktigheten och tejningen av provhylsornas lock ska behållas intakt.

### **7.2 Installation av mätutrustning**

I normala fall installeras horisontalslangar i en smal kanal i översta jordlagret som rensats från stubbar, rötter, mm vilka annars kan skada slangen. Denna kanal fylls med ett lager sand och sedan placeras horisontalslangen på detta lager i nivå med markytan. Ovanpå detta läggs normalt ungefär tre decimeter sand i syfte att kunna räta ut samt att få den relativt styva slangen att ligga still innan en första mätning utförs, den så kallade nollmätningen. I Lampen var detta förfaringsätt inte i alla avseenden möjligt på grund av att översta jordlagrets (torv) dåliga bärighet, vilket omöjliggjorde maskinellt arbete. Med anledning av detta utfördes istället installationen i enlighet med beskrivningen i avsnitt 4.1.1, alltså att en manuell rensning av markytan utfördes innan horisontalslangen rullades ut och naglades fast med armeringsbyglar, för att senare överfyllas med ett skyddslager av sand i samband med uppfyllnaden av provbanken. Den största skillnaden med detta förfaringsätt gentemot det man egentligen strävar efter är att nollmätningen utfördes först när horisontalslangen var belastad med ungefär en meters bankmaterial (ca 20 kPa), jämfört med de ca 0,3 m sand (ca 5 kPa) som är det normala. I och med att en last på 20 kPa påförs innan nollmätningen kommer en del av kompressionen inte att mätas, huvudsakligen i översta jordlagret som i Lampen består av torv, då kompressionen av torven i stort sett sker momentant i samband med uppfyllnaden. Detta påverkar resultatet av sättningsmätningen, men jämfört med alternativet som är att inga horisontalslangar kan installeras är detta sätt bättre och resultaten från mätningarna av horisontalslangarna kan eventuellt korrigeras med hjälp av övriga sättningsmätningar (markpeglar).

De flesta av de använda mätinstrumenten och foderrören i Lampen blev installerade vertikalt, t.ex. markpeglarna som bestod av en jordskruv och en tums galvade rör, se avsnitt 4.1.2. Oavsett vilket material och typ av mätinstrument som väljs är det av största vikt att instrumenteringen som ska vara vertikal verkligen också blir det vid installationen. Detta på grund av att nästan samtliga mätutrustningar förlängdes upp genom provbankarna i samband med uppfyllnad av dessa. Om då instrumenteringen lutar i förhållande till vertikallinjen redan från början är det svårt att få utrustningen att vara vertikal upp genom banken. Eftersom uppföljningen av sättningar bland annat sker genom en avvägning av markpeglarna är det viktigt att mät-dubben inte förflyttas allt för mycket i horisontalled även om mät-dubben förflyttas i höjddled allt eftersom banken byggdes upp.

Vid installation av känslig utrustning som exempelvis de relativt slanka fyrkantsinklinometer-rören användes j-b-sondering med vattenspolning (för beskrivning av installation se avsnitt 4.1.5) för att skapa raka och ”uppsmörjda” installationshål genom sulfidjorden. J-b-sonderingen gjorde det även möjligt att utan problem gå ned en bit i underliggande morän, vilken var förhållandevis fast och på så vis kunde skapas ett hål där inklinometerens stålspets kunde tryckas ned. Eftersom instrumenteringen utfördes några veckor före uppfyllnaden av provbankarna tilläts alla mätinstrumenten att ”växa fast” ordentligt i sulfidjorden igen efter störningen som inträffade i samband med installationen.

I Lampen har två stycken bälgslangar installerats (se avsnitt 4.1.3). Innan dessa installerades fanns vissa farhågor om att de inte skulle fungera i sulfidjord på grund av att den veckade plastslangen som är en del av bälgslangen inte skulle klara att ”växa” fast i sulfidjorden och bli en del av denna vilket är en förutsättning för att den ska kunna användas till sättningsuppföljning. Det visade sig dock att det fungerade bra och att sättningar i olika skikt har gått att följa i de båda bälgslangarna, samt att de uppvisar sättningar i samma storleksordning som övriga sättningsmätningar som exempelvis de från skruvpeglarna. En av bälgslangarna i Lampen (B2 i bank 2) är dock inte längre mätbar, på grund av en hoptryckning av bälgslangen vid kanten av foderröret som den löper inuti upp genom banken. Detta beror sannolikt på att foderröret har fått en liten rotationsrörelse i samband med att banken har satt sig.

Installationen av portrycksspetsar utfördes i Lampen genom att de placerades i urspolade foderrör som löper ned till 1,5 m ovan djupet där spetsen skulle placeras, se beskrivning av installation i avsnitt 4.1.7. Foderrörens syfte är att motverka påhängslaster på själva portrycksröret då banken sätter sig, dessa laster tas nu istället upp av foderröret. De installerade foderrören skulle kunna utgöra en möjlig dräneringsväg för porvatten som pressats ut ur sulfidjorden i samband med bankens sättning och för att inte skapa dessa onaturliga dräneringsvägar har hålrummet mellan portrycksrör och foderrör fyllts med en bentonitslurry.

### **7.3 Byggnation av provbankar**

Byggnationen av provbankarna i Lampen började med att det byggdes en upplagsyta i provområdets norra del. Inom området för upplagsytan sticker en moränrygg upp och större delen av ytan är på fastmark, det är endast i kanterna på upplagsytan som det finns ett tunnare löst jordlager (sulfidjord). Förutsättningarna var goda för upplagsytan som skulle fyllas med bankmaterial inför byggnationen av provbankarna eftersom det var möjligt att lasta upp relativt höga materialupplag utan att riskera ett stabilitetsbrott i underliggande jord.

Maskinerna som användes vid uppbyggnaderna av bankarna var en ”halvstor” grävmaskin (ca 20 ton) och en något lättare hjullastare. Det är vid denna typ av arbete viktigt med en lagom stor grävmaskin eftersom den inte kan vara för tung på grund av bärigheten i underliggande jord men samtidigt kan den inte vara för liten eftersom det då kommer att ta för lång tid att bygga upp en provbank av denna storlek (900 m<sup>2</sup> i basen av respektive bank). Det är också bra om grävmaskinens räckvidd är så stor som möjligt för att minimera ytan av transportvägar inom området för provbankarna.

Byggnationen av provbankarna (beskrivning av uppbyggnaden i avsnitt 4.2) började med att en anslutningsväg byggdes från upplagsytan och i riktning söderut för kommande bank 2. Vid utläggningen av bankmaterialet direkt på markytan (torven) var det mycket viktigt att försiktigt i princip ”sockra” ut bankmaterialet och succesivt bygga på höjden. I annat fall om bankmaterialet hade tippats ur grävmaskinens skopa fanns risken att det översta jordlagret hade pressats undan.

När vägen ut till första provbanken (bank 2) var klar påbörjades uppbyggnaden av provbanken och efter en stund upptäcktes att detta gick något fortare än beräknat och att materialhögarna på upplagsytan krympte snabbt vilket gjorde att brist på bankmaterial uppstod och byggnationen av provbankarna stannade tillfälligt upp. Eftersom maskinerna som

transporterade bankmaterial till upplagsytan var de samma som samtidigt byggde närliggande järnväg (Haparandabanan) tog det en stund innan mera bankmaterial kunde transporteras till upplagsytan. Erfarenheten från detta är att det behöver vara mer bankmaterial på upplagsytan när själva byggnationen väl påbörjas för att undvika denna typ av om än tillfälliga men oönskade stopp i byggnationen. En snabb och kontinuerlig uppbyggnad är önskvärd för att så fort som möjligt uppnå den planerade belastningen över hela markytan, dvs. området för provbankarna. Det finns annars en risk med lokal belastning och att en viss portrycksutjämning hinner ske.

Bankmaterialet som användes till provbankarna var en grusig sandig siltig morän och innehållet av silt gör att byggnationen kan bli väderkänslig. Vid regn eller om materialet på annat sätt blöts upp blir silten av mer flytande karaktär än fast och det gör det svårare att arbeta och bearbeta med den än önskat. Etapp 1 i Lampen utfördes under slutet av september till början av oktober 2010 och etapp 2 i mitten av augusti 2011. Det var förhållandevis bra väder med endast något regn under första etappen, men när det regnade märktes det direkt att bankmaterialet var mera svårhanterligt. Ett annat problem med material innehållande silt är att silten kan binda en del vatten och om man med en maskin kör ett antal gånger över den uppför materialet sig ungefär som en flytande deg, se (Knutsson, et al., 1998). Detta inträffade också vid byggnation av provbankarna, de transportvägar som användes av grävmaskinen och hjullastaren blev till slut väldigt kladdiga och omöjliga för framförallt hjullastaren att köra på. Av den anledningen var det nödvändigt att lägga på en geotextil på transportvägarna uppe på banken samt ett lager med bergkross ovanpå detta för att öka bärigheten och göra transportvägarna möjliga att köra på igen. Transportvägarna har påverkat mätresultaten för några av inklinometerrören, se stycke nedan samt i avsnitt 5.3.5, i övrigt bedöms att transportvägarna inte nämnvärt har påverkat några mätresultat.

Området för provbankarna har en relativt tät instrumentering och vid uppfyllnad runt omkring dessa krävdes att en person hela tiden manuellt var med och skyddade instrumenteringen samt hjälpte till att hålla dem vertikala då grävmaskinisten försiktigt fyller på material runt omkring instrumenteringen. Grävmaskinistens skicklighet vid spakarna är betydelsefull vid sådana precisionsarbeten och små uppfyllnader från olika håll är att föredra jämfört med att fylla på allt material direkt från en sida mot mätinstrumenten.

En måhända självklar sak när det gäller uppbyggnad av provbankar som ibland glöms bort, är att det är viktigt att ha koll på transportvägarnas placering eftersom de kan skada eller påverka mätinstrumenten. Vid ett av inklinometerrören, rör 2 i bank 1 (resultat i Figur 113) visade det sig att en transportväg för bankmaterial anlades lite för nära detta rör vilket innebar att den naturliga horisontella rörelsen, dvs. en rörelse utåt från bankens centrum motverkades till en början. För inklinometerrör 2 är den maximala horisontella rörelsen ungefär 25 % mindre jämfört med inklinometerrör 3 som är placerat på samma sätt men saknar en transportväg alldeles i närheten av röret. Motsvarande problem uppstod vid bank 2 för inklinometerrören 7 och 8, med den skillnaden att här var transportvägen placerad på insidan av de båda inklinometerrören, vilket innebar att den horisontella markrörelsen blev relativt stor till en början om man jämför med inklinometerrören 5 och 6 som också sitter i bank 2 fast på en annan sida. Detta problem är dock svårt att undvika helt och hållet då man på något sätt ändå måste transportera ut material till uppbyggnad av banken och det är svårt att hitta en väg som är fri från instrumentering.

## 7.4 Fältmätningar

### *Densitetsbestämning för bankmaterial*

Densitetsbestämning i fält på bankmaterial har utförts i samband med uppbyggnad av provbankarna dels under 2010 (etapp 1) och dels under 2011 (etapp 2), se beskrivning av utförandet 2011 under avsnitt 3.2.7. Bestämningarna av densitet under 2011 som utfördes med en stor vattenvolymeter (utvecklad i projektet) bedömdes ge tillförlitliga resultat (se avsnitt 5.1.4) och spridningen var ungefär som förväntad och inom rimliga gränser.

Densitetsbestämningarna av bankmaterialet som utfördes i samband med byggnation av bankarna 2010 (etapp 1) utfördes även de enligt principen för vattenvolymeterförsök men med en enklare utrustning. Försöken utfördes då genom att en yta planades till på banken och en skålformad grop skapades i vilken det placerades en tunn plast. Därefter vattenfylldes gropen med en uppmätt mängd vatten. Vikten på det utgrävda (från den skålformade gropen) bankmaterialet mättes och skrymdensiteten kunde beräknas. Detta förfarande visade sig ge densitetsvärden som varierade kraftigt och till delar var orimliga och därför inte var tillförlitliga. Detta sannolikt beroende på felbestämning av volymen av gropen, och av den anledningen finns inte resultaten presenterade i rapporten.

### *Sättningsmätningar*

Mätningar av (ursprungliga) markytans vertikala rörelse (sättning) under provbankarna har vid provfältet i Lampen utförts dels genom mätning i utlagda horisontalslangar och dels genom avvägning av installerade markpegel. I Figur 133 och Figur 134 visas en jämförelse mellan dessa två typer av mätmetoder. Första jämförelsen är för mätningar vid bank 1 och i ett snitt genom provbanken, nord-sydlig riktning. Mätningarna som jämförs är från den 23 november 2011 och de visar på relativt god överensstämmelse. Skillnaden är mindre än 10 % i 4 av 5 jämförelsepunkter och ca 13 % i en av mätpunkterna dvs. vid markpegel nr 11 och mitten av horisontalslangen. Motsvarande jämförelse för bank 2 (Figur 134) i ett snitt genom banken i öst-västlig riktning visar på ungefär samma skillnad mellan dessa två olika mätmetoder. Även för jämförelserna från bank 2 är skillnaden mindre än 10 % i 4 av 5 jämförelsepunkter och ca 23 % i en av mätpunkterna dvs. skillnaden mellan markpegel nr 39 och den del av horisontalslangen som befinner sig under bankens västra krön. Det finns även två jämförelsepunkter i släntfot på västra respektive östra sidan av bank 2, här är skillnaderna procentuellt större mellan de två mätmetoderna men det handlar om relativt små sättningar (maximalt 0,1 m) och i absoluta mätbelopp är det en skillnad på ungefär 0,05 m mellan de två metoderna. Detta visar att det är relativt tillförlitliga värden som erhållits på sättningarnas storlek, då två olika mätmetoder visar på snarlika resultat för mätningar av markytans sättning.

I Figur 135 redovisas en jämförelse mellan sättningar på olika djup genom jordprofilen uppmätta med bälgslang och med skruvpeglar. Mätningarna kommer från området för bank 1. Bälgslangen mäter den vertikala rörelsen i jorden på 7 olika djup och från skruvpeglarna (3 st) fås vertikala rörelser på 3, 5 och 7 m djup under ursprunglig markyta. I Figur 135 jämförs tre olika mättillfällen med varandra och det är god överensstämmelse mellan de två metoderna på samtliga djup. Det är svårt att ange en exakt skillnad då mätpunkterna befinner sig på olika djup men i grova drag är skillnaden som mest ca 0,02 m genom hela den uppmätta jordprofilen. Det kan därför antas att det är rimliga värden som uppmätts på sättningarnas storlek i olika skikt i jordprofilen, då resultat av mätningar från två olika mätmetoder indikerar i stort sett lika stora sättningar i de jämförda skikten.

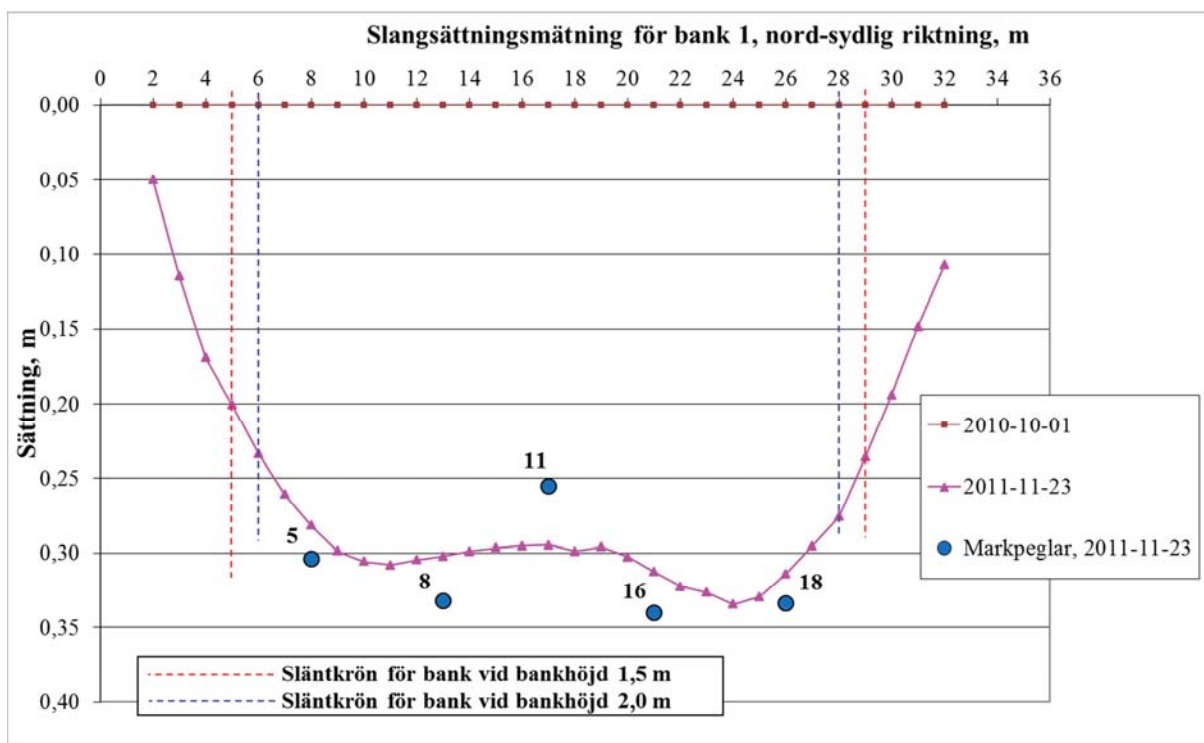
### ***Bankstabilitet och horisontella jordrörelser***

Baserat på mätningarna av horisontalslangarna finns det tecken på att bankarna hade (har) relativt låg stabilitet, dvs. låg relativt nära att utsättas för stora deformationer eller bärighetsbrott i underliggande sulfidjord. Detta framgår exempelvis i Figur 99 där sättningarna vid de första mätningarna är relativt stora och som störst i närheten av provbankens södra slänkrön. Samma tendenser visas även i Figur 98 (bankens östra krön) och Figur 100 (bankens västra krön). För dessa delar av provbankarna är de så kallade ”kröneffekterna” sannolikt inte hela sanningen till de ganska stora uppmätta sättningarna som visas till en början för horisontalslangen, utan en del beror med största sannolikhet på att det på en del av slangen inte var lika mycket fyllning vid nollmätningen som för övriga delar, se avsnitt 4.2. Med tiden jämnas dessa ”svackor” ut för sättningsmätningarna runt bankkrönen och vid de senare mätningarna är de maximala sättningarna förskjutna mer mot bankens centrum vilket är det naturliga då det är en utbredd last över en stor yta.

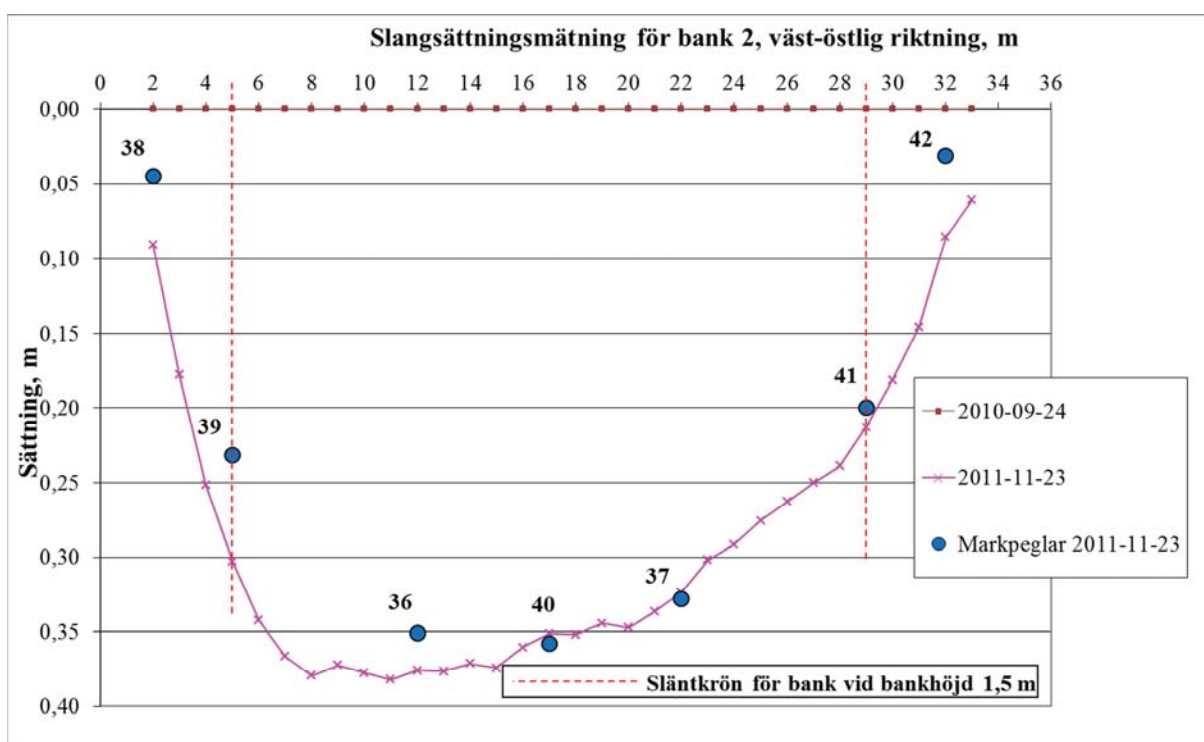
Provbankarnas förhållandevis låga stabilitet ( $F_c=1,2$  för bank 1 vid bankhöjd 2 m) återspeglas även i mätningarna av inklinometererrören, vilka visar relativt stora horisontella jordrörelser, se Figur 113 och Figur 114. De horisontella jordrörelserna vid slänkrön och slänkfot var fram till och med det senaste mättillfället (2011-11-23) ungefär mellan en fjärdedel till en tredjedel av de vertikala jordrörelserna vid provbankens mitt.

### ***Jordtemperatur***

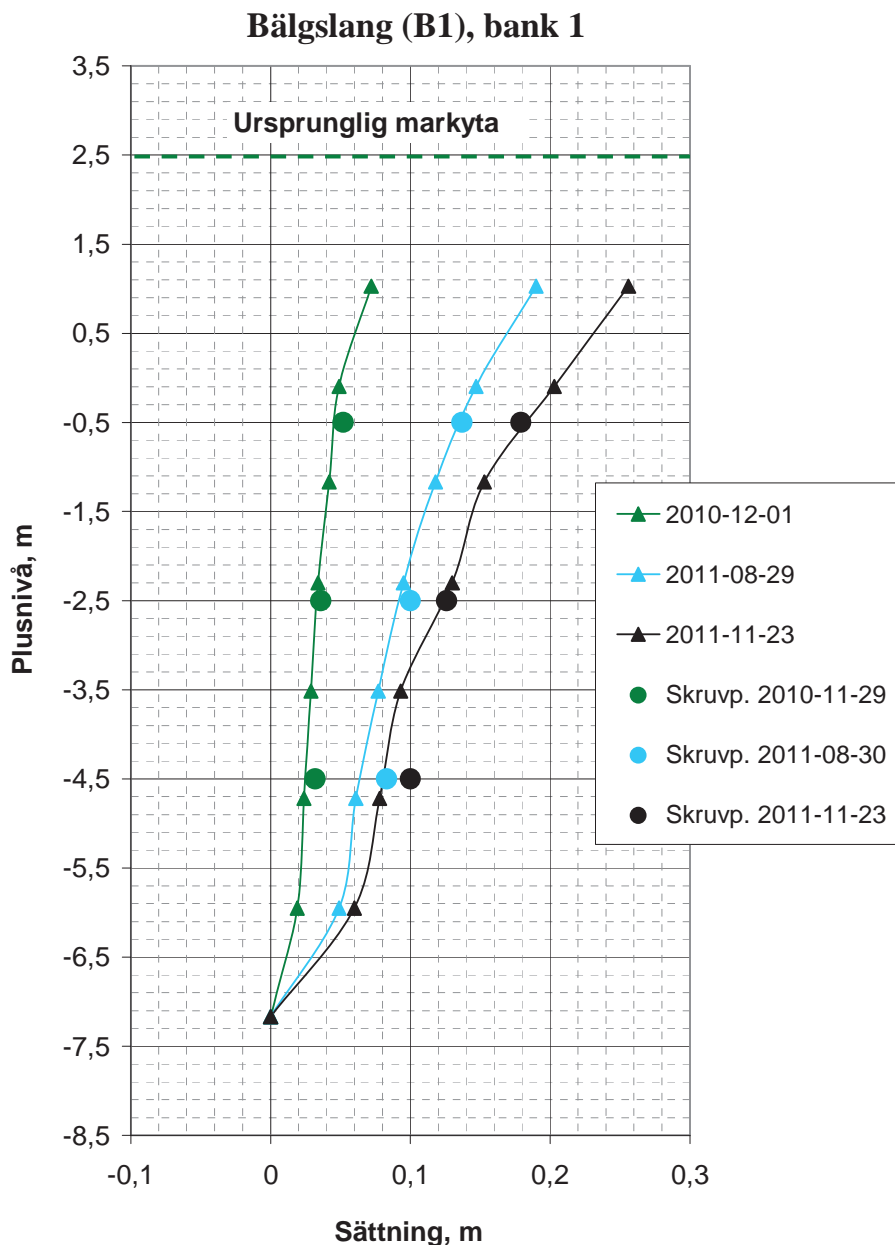
Vid de två provbankarna finns temperaturgivare installerade i jorden på olika djup, den ytligaste givaren 0,3 m under markytan. Dessa installerades för att kontrollera tjäldjupet under vintern. En frusen jordvolym skulle kunna påverka (reducera) sättningsrörelserna då det skulle kunna skapas en ”upphängning” av provbankarna på omkringliggande område. Mätningarna har dock visat på plusgrader på samtliga djup under de två vintrar som mätningar har utförts, varför någon ”upphängning” sannolikt inte har skett. Orsakerna till den obefintliga tjälen är sannolikt den högt belägna grundvattenytan, vilken fungerar som ett frysmotstånd, och att det tidigt på hösten har kommit ett isolerande snötäcke. Mätningar är utförda under två säsonger, se avsnitt 5.3.8.



**Figur 133. Jämförelse mellan sättningar uppmätta med horisontalslang och markpegel vid bank 1. Siffran ovan markeringen för markpegelarna anger markpegelnummer.**



**Figur 134. Jämförelse mellan sättningar uppmätta med horisontalslang och markpegel vid bank 2. Siffran ovan markeringen för markpegelarna anger markpegelnummer.**



**Figur 135. Jämförelse mellan sättningar uppmätta för bälgslang B1 i bank 1 samt skruvpeglar i bank 1.**

### Portryck

Portrycksmätningar har utförts vid provområdet i Lampen, före, under och efter byggnation av provbankarna. Innan byggnationen av provbankarna utfördes portrycksmätningar vid borrhål SGI 8 (se resultat i Figur 116). Dessa mätningar indikerade en grundvattennivå belägen ungefär i nivå med markytan och med en hydrostatisk ökning mot djupet och möjligen med ett litet artesiskt vattentryck i moränen under sulfidjorden motsvarande en vattenpelare ungefär 0,3 m över markytan. Portrycksmätningar som senare utfördes inom området för de två provbankarna visade på liknande resultat, enda skillnaden var att grundvattennivån var något lägre, ca 0,3 m under markytan (se Figur 119 och Figur 120). Vattentrycket i moränen under sulfidjordslagret har inte kontrollerats inom området för provbankarna.



Vid byggnation av provbankarna har portrycket mätts och kontrollerats kontinuerligt (se resultat från mätningar i Figur 117 och Figur 118). I Tabell 15 och Tabell 16 visas de portrycksförändringar som uppstått centralt inom området för respektive provbank direkt efter påförd last orsakad av uppbyggnad av bankarna.

I resultaten från mätningarna i Figur 117 och Figur 118 kan några ”knyckar” noteras i kurvorna. Det första tydliga hacket/knycken i kurvorna inträffade under byggnation av etapp 1 och det berodde på ett uppehåll i byggnationen över en helg. Nästa hack i kurvorna inträffade i slutet på april 2011 då snösmältningen satte fart ordentligt. Samtliga portrycksgivare indikerade en plötslig sänkning på 1 - 2 kPa och detta beror med största sannolikhet på att vattennivån sjönk med en eller två decimeter. Detta troligen kopplat till att hela provområdet varit ”uppdämt” under vintern pga. att avrinningen varit begränsad eller helt stoppad när allt ytligt markvatten inklusive diket mellan provbankarna varit fruset. När isen sedan tinade sjönk vattennivån vilket gjorde att portrycket påverkades i motsvarande utsträckning.

Lastpåläggning innebär en ökning av totalspänningarna i jord. Med aktuell geometri hos provbankarna blir totalspänningsökningen i vertikalled något större än i horisontalled. Totalspänningsökningen i vertikalled speglas av ytlastens storlek och geometri. Totalspänningsändringarna innebär vid den relativt snabba lastpåläggningen att underliggande jord i princip uppträder odränerat, dvs. ingen avgång av vatten. Detta innebär en ökning av portrycket i underliggande jord. Portrycksökningen antas normalt vara en funktion av totalspänningsändringen i de olika riktningarna. Om effektivspänningsnivån är under förkonsolideringstrycket antas en portrycksökning enligt Ekvation 9, om effektivspänningsnivån är lika med förkonsolideringstrycket antas en portrycksökning enligt Ekvation 10. Förenklat innebär detta ett beteende enligt Figur 136. Detta gäller för normalkonsoliderad och svagt överkonsoliderad ( $OCR < ca 2,5$ ) lös jord, (Larsson, 1986) och (Larsson, et al., 1993).

$$\Delta u = \Delta \sigma_{isotrop} = \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} \quad \text{Ekvation 9}$$

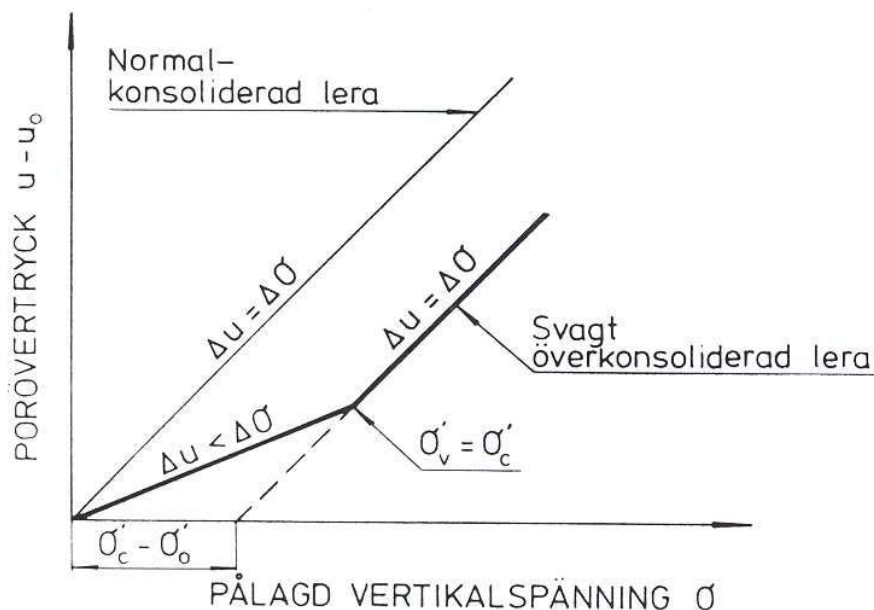
Gäller när  $\sigma'_v < \sigma'_c$

$$\Delta u = \Delta \sigma_v \quad \text{Ekvation 10}$$

Gäller när  $\sigma'_v = \sigma'_c$

Där;

$\Delta u$	= Portrycksändring
$\Delta \sigma_{isotrop}$	= Medelspänningsändring
$\Delta \sigma_1$	= Ändring största huvudspänning (i aktuellt fall vertikalspänningsökning)
$\Delta \sigma_2$	= Ändring mellersta huvudspänning (horizontalspänningsändring)
$\Delta \sigma_3$	= Ändring minsta huvudspänning (horizontalspänningsändring)
$\sigma'_c$	= Förkonsolideringstrycket i vertikalled
$\sigma'_v$	= Effektivspänning i vertikalled



**Figur 136. Portrycksutveckling i lera vid ökad belastning för normalkonsoliderad- och svagt överkonsoliderad lera, från (Larsson, et al., 1993).**

Sulfidjorden vid provområdet i Lampen får betecknas som svagt överkonsoliderad då OCR varierar i jordprofilen mellan ca 1,6 - 2,6. I Tabell 19 redovisas förkonsolideringstrycket på de djup där portrycksspetsar finns installerade samt vertikal effektiv in-situspänning (dvs. innan byggnationen av provbankarna påbörjades) på motsvarande djup samt de spänningssituationer som kommer att råda i sulfidjorden efter det att portrycken har utjämnats.

**Tabell 19. Förkonsolideringstryck på de djup där portrycksspetsar är installerade samt in-situspänningar på motsvarande djup och rådande spänningssituationer efter det att portrycken har utjämnats (dvs. efter primärkonsolidering).**

Djup, m	$\sigma'_c$ (Från CRS-försök), kPa	$\sigma'_{v0}$ , kPa	$\sigma'_{v0} + 30$ (motsvarar bankhöjd 1,5 m), kPa	$\sigma'_{v0} + 40$ (motsvarar bankhöjd 2,0 m), kPa
3	35	16	46	56
4	38	21	51	61
5	40	25	55	65
7	50	32	62	72

I Tabell 15 och Tabell 16 redovisas de portrycksökningar som uppstod direkt efter att de olika etapperna för byggnationen av provbankarna i Lampen avslutats. De påförda banklasterna i etapp 1 var 30 kPa, vilket motsvarar en bankhöjd på 1,5 m om skrymdensiteten antas till  $2,0 \text{ t/m}^3$ . För bank 1 uppmättes portrycksökningar som var 4 - 7 kPa lägre jämfört med den påförda lasten och för bank 2 var motsvarande siffror 3 - 5 kPa lägre. Etapp 2 som innebar en lastökning med 10 kPa till totalt 40 kPa för bank 1 (bankhöjd 2,0 m) utfördes ca 10 månader efter det att etapp 1 avslutades, medförde dock en portrycksökning i samma storleksordning som den påförda lasten. Detta innebär att portrycksutvecklingen under provbankarna i Lampen stämmer relativt bra överens med teorin i Figur 136.

I Tabell 20 visas en beräkning av effektivspänningsökningen under bank 1 efter 10 månaders konsolidering och portrycksutjämnning. Där går att utläsa att effektivspänningsnivån

( $\sigma'_{v,10\text{ mån}}$ ) vid tidpunkten strax innan det att etapp 2 påbörjades, inte riktigt har kommit upp till förkonsolideringstryckets ( $\sigma'_c$ ) spänningsnivå på djupen 3 – 7 m under ursprunglig markyta. Det innebär att Ekvation 9 egentligen borde gälla för etapp 2 även om portrycksökningen direkt efter avslutad etapp uppvisade ett beteende mer likt Ekvation 10. Men detta beror sannolikt på att spänningssituationen är sådan att det är precis i övergången mellan dessa ekvationer.

**Tabell 20. Förkonsolideringstryck på de djup där portryckspetsar är installerade samt in-situspanningar på motsvarande djup och rådande effektivspanningar för bank 1 efter 10 månaders konsolidering och portrycksutjämning.**

Djup, m	$\sigma'_c$ (Från CRS-försök), kPa	$\sigma'_{v0}$ , kPa	$\Delta\sigma_v$ (motsvarar bankhöjd 1,5 m), kPa	$\Delta u_{upplastning}$ , kPa	$\Delta u_{efter\ 10\ mån}$ , kPa	$\sigma'_{v,10\text{ mån}}$ , kPa
3	<b>35</b>	16	30	26	26-10 = 16	16+(30-16) = <b>30</b>
4	<b>38</b>	21	30	25	25-7 = 18	21+(30-18) = <b>33</b>
5	<b>40</b>	25	30	24	24-5 = 19	25+(30-19) = <b>36</b>
7	<b>50</b>	32	30	23	23-4 = 19	32+(30-19) = <b>43</b>

Portrycksutjämningen i sulfidjorden under provbankarna går långsamt på grund av den relativt låga permeabiliteten. Följer portrycksminskningen samma mönster som idag kommer det att ta mellan ca 5 - 7 år för bank 1 och mellan ca 4 – 6 år för bank 2 innan portrycken är i princip helt utjämnade i hela jordprofilen under provbankarna. Detta baserat på hastigheten (lutningen) hos de portryckskurvor som idag finns uppmätta.

## 7.5 Egenskaper och parametrar

### Organiskt innehåll

I detta arbete har två olika metoder använts för att bestämma det organiska innehållet i sulfidjordsprover. De två metoderna var kolanalys (TOC) och glödgningsförlust vid två olika temperaturer. Kolanalysen som anses vara den mest tillförlitliga metoden har jämförts med resultaten från glödgningsförlust vid 550 grader och 950 grader (standardtemperatur vid geotekniska laborieförsök). Det har i de laborieförsök som utförts i denna studie avseende den organiska halten visat sig att resultaten från glödgningsförlust vid 550 grader stämmer bättre överens med kolanalysen jämfört med glödgningsförlust vid 950 grader som ger en högre organisk halt.

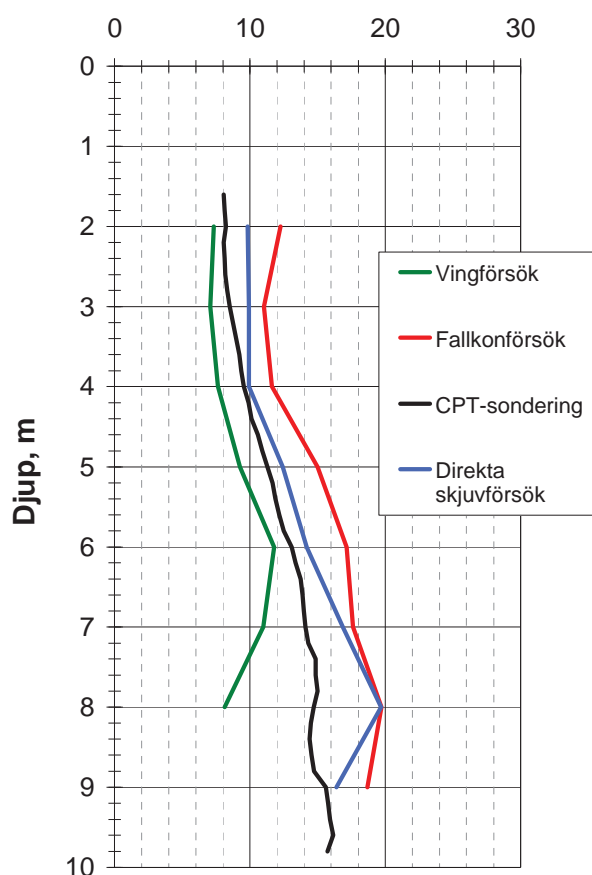
### Odränerad skjuvhållfasthet

Den odränerade skjuvhållfastheten har bestämts med flera olika metoder, både fält- och laborieförsök. Vid fältförsöken har vingförsök och CPT-sondering använts samt vid laborieförsök fallkonförsök och odränerade direkta skjuvförsök. I Figur 137 redovisas medelvärdeskurvan för odränerad skjuvhållfasthet för respektive metod för de utförda försöken. Medelvärdena för de direkta skjuvförsöken är baserade på de försök som utförts i klimatrum (jordtemperatur, 5 °C). Variationen av medelvärdena för försöken är inom spannet ca 5 kPa från 2 – 6 m djup under markytan, och på större djup är skillnaden mellan de olika metoderna upp till 12 kPa. Direkta skjuvförsök är den typ av försök som övriga försök är

kalibrerade mot avseende den odränerade skjuvhållfastheten, se (Larsson, et al., 2007a). För aktuell plats i Lampen med denna typ av sulfidjord är det resultaten från CPT-sonderingarna som ligger närmast resultaten från de direkta skjuvförsöken medan resultaten från fallkonförsöken generellt sett ger en högre odränerad skjuvhållfasthet och resultaten från vingförsöken visar på en generellt sett lägre odränerad skjuvhållfasthet.

Några av CPT-sonderingarna som utfördes vid provfältet i Lampen under 2009 (presenteras ej i denna rapport) gav ett för högt värde på den odränerade skjuvhållfastheten och detta berodde mest troligt på en för liten förborrning. Sonderingen påbörjades i torrskorpan vilket resulterade i att skillnaden i spetsmotstånd mellan de olika delarna i lagerföljden blev för stor då CPT-sonden påträffade den lösare sulfidjorden. Resultatet av detta blev i detta fall att ett för högt värde på skjuvhållfastheten erhålls vid utvärderingen av CPT-sonderingen. Detta är viktigt att tänka på vid CPT-sondering när stora skillnader förväntas i motstånd mellan olika skikt, se exempelvis (Larsson, 2007c).

**Odränerad skjuvhållfasthet för sulfidjord utvärderad enligt SGI Information 3, kPa**



**Figur 137. Medelvärden för odränerad skjuvhållfasthet bestämd med vingförsök, fallkonförsök, CPT-sondering och direkta skjuvförsök.**

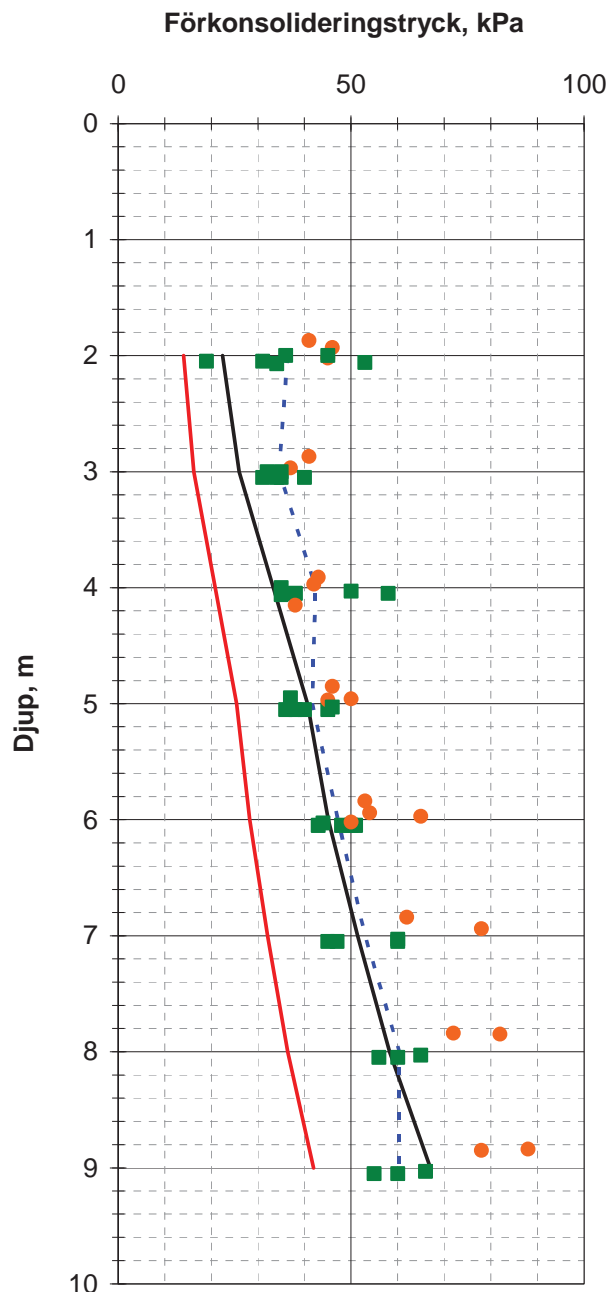
### *Förkonsolideringstryck*

Utvärderingen av förkonsolideringstryck har utförts dels för utförda CRS-försök och dels för utförda stegvisa ödometerförsök (utvärdering enligt Casagrandes metod). I Figur 138 visas en jämförelse mellan utvärderade förkonsolideringstryck för de båda typerna av ödometerförsök.

I diagrammet redovisas även in-situ spänningen (röd linje) och överkonsolideringsgraden (OCR) lika med 1,6 baserat på in-situ spänningen (svart linje). För sulfidjordsprover från 2 – 5 m djup under markytan är värdet på förkonsolideringstrycket ungefär lika stort vid en jämförelse mellan de båda metoderna, därefter från 6 – 9 m djup ger utvärderingen av de stegvisa ödometerförsöken generellt ett högre förkonsolideringstryck jämfört med utvärderingen av CRS-försöken. När det gäller utvärderade förkonsolideringstryck från CRS-försök är de relativt väl samlade, förutom på djup 2 m där spannet är förhållandevis stort (mellan ca 20 – 55 kPa). Troligtvis är jordproverna på detta djup påverkade av närheten till torrskorpan.

Generellt sett var det relativt entydigt att kunna utvärdera förkonsolideringstrycken från CRS-försöken på prover tagna med St II då det i de flesta fallen fanns en tydlig ”knyck” i spännings-töjningskurvan. Knycken på kurvan uppkommer efter relativt stor kompression (ca 4 – 5 %), vilket är vanligt förekommande för sulfidjordar och sannolikt huvudsakligen mer beror på sulfidjordens egenskaper än störning hos jordproverna. Vid utvärderingen av de stegvisa ödometerförsöken är det normalt inte något problem att finna en knyck på spännings-töjningskurvan, dels på grund av att utvärderingen sker i logaritmisk skala (spänningen) och dels på grund av att det är förutbestämda laststeg som hela tiden dubblas vilket gör att spännings-töjningskurvan automatiskt blir relativt brant i slutet. På så vis skapas nästan alltid en knyck på kurvan som används vid utvärderingen av förkonsolideringstrycken.

När knycken i spännings-kurvan inte är lika tydlig (gäller framförallt för CRS-försök) kan portrycksutvecklingen i jordprovet ge en indikation på vid vilken spänning som förkonsolideringstrycket passeras. Enligt teorin, (Sällfors, 1975) och (Larsson, et al., 1993) ökar portrycket i samma storleksordning som den pålagda totalspänningen när förkonsolideringstrycket passeras. För stegvisa ödometerförsök är detta för det mesta inte möjligt att använda sig av då det normalt inte mäts några portryck vid dessa försök. För CRS-försöken där det alltid mäts portryck i ena ändytan är det en lämplig kontroll av utvärderingen av förkonsolideringstrycket att kontrollera när portrycket hastigt ökar.



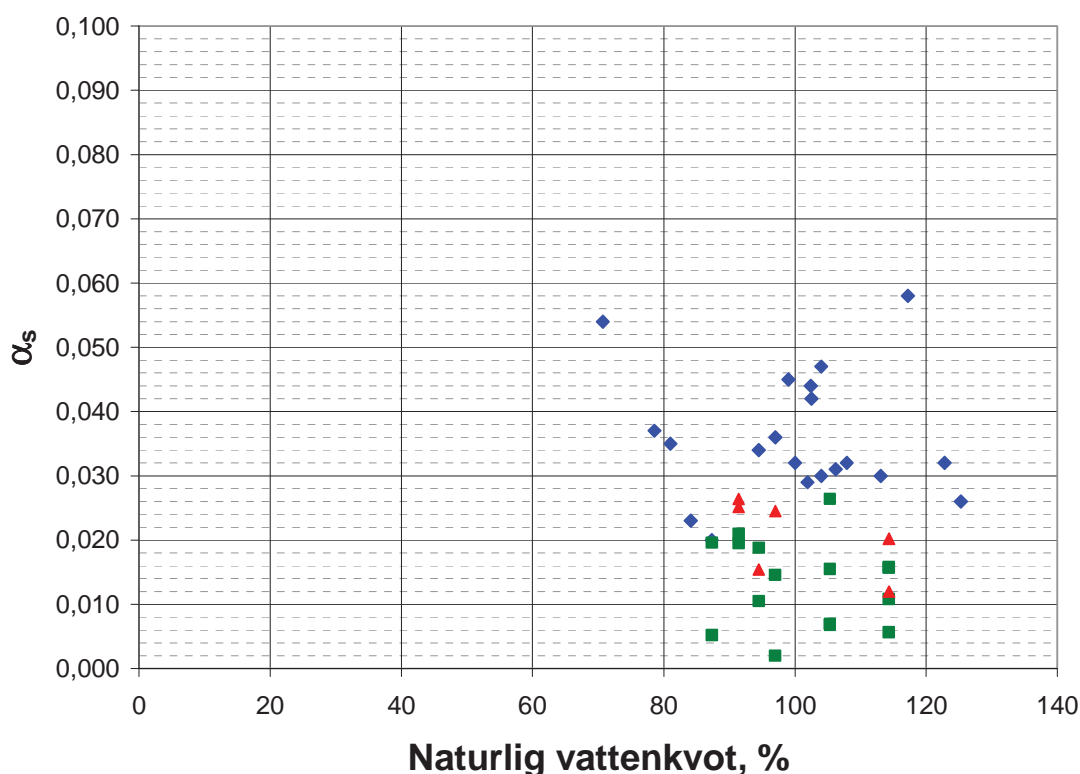
**Figur 138.** Utvärderade förkonsolideringstryck från utförda CRS-försök och stegvisa ödometerförsök. Sulfidjordsprover från Lampen. De gröna kvadraterna i figuren representerar CRS-försök och de orangea bollarna representerar stegvisa ödometerförsök. Den streckade linjen i diagrammet representerar ett medelvärde baserat på CRS-försöken. Röd linje i figuren visar effektivspänningarna in-situ och svart linje representerar  $OCR = 1,6$  baserat på in-situspänningarna.

### Kryppparametrar

Kryppparametrarna  $\alpha_{s,max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$  har utvärderats från utförda stegvisa ödometerförsök och från specifika krypförsök (utförda i ödometerutrustningen för stegvisa ödometerförsök) har  $\alpha_{s,1}$  och där aktuellt  $\alpha_{s,2}$  utvärderats, beskrivning av utförandet redovisas i avsnitt 3.3.6. I Figur 139 redovisas dessa värden plottade mot provets naturliga vattenkvot. Generellt sett är värdena på  $\alpha_{s,max}$  från de stegvisa ödometerförsöken högre jämfört med värdena på  $\alpha_{s,1}$  och

$\alpha_{s,2}$  från krypförsöken. Det är förväntat att det blir på det sättet eftersom utvärderingen av  $\alpha_{s,1}$  och  $\alpha_{s,2}$  utförs för ett enskilt laststeg medan utvärderingen av  $\alpha_{s,max}$  utförs vid en relativ töjning motsvarande spänningen för förkonsolideringstrycket, se Figur 81. Detta ger alltid högre värden på  $\alpha_s$ , jämfört med utvärderingen från ett enskilt laststeg i aktuellt försök.

För de stegvisa ödometerförsöken och krypförsöken som redovisas i Figur 139 är det svårt att finna något samband med den naturliga vattenkvoten. Riktvärden avseende  $\alpha_{s,max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$  för sulfidjord i exempelvis (Larsson, et al., 1993) är korrelerat till vattenkvoten och för en vattenkvot mellan 75 – 125 % rekommenderas att  $\alpha_{s,max}$  antas i intervallet 0,016 - 0,026 och  $\beta_{\alpha_s}$  mellan 0,033 – 0,038. Medelvärdet för  $\alpha_{s,max}$  värdena utvärderade från de stegvisa ödometerförsöken på prover från Lampen som redovisas i Figur 139 är 0,036, vilket är betydligt högre jämfört med de föreslagna riktvärdena. Detta gäller även för krypparametern  $\beta_{\alpha_s}$  där medelvärdet för försök utförda i denna studie är 0,067. Det innebär inte att riktvärdena är felaktiga snarare tyder det på att krypparametrarna är lokalberoende. Därför bör det utföras stegvisa ödometerförsök när storleksordningen på sättningen är av betydelse och man kan förmoda att krypsättningar är en väsentlig del av den totala kompressionen i en jordvolym. För utvärderade krypparametrar vid provområdet i Lampen kan en möjlig orsak till de höga värdena vara den relativt höga lerhalten, ca 30 %, (Mitchell & Soga, 2005).



**Figur 139.** Utvärderade  $\alpha_s$  plottade mot vattenkvoten för sulfidjord från Lampen. Blå punkter är  $\alpha_{s,max}$  utvärderade från standard ödometerförsök, gröna kvadrater är  $\alpha_{s,1}$  och röda trianglar är  $\alpha_{s,2}$  utvärderade från krypförsök.

I Figur 140 redovisas utvärderade  $\alpha_s$  värden från respektive laststeg för de stegvisa ödometerförsöken samt utvärderade värden av  $\alpha_{s,1}$  och  $\alpha_{s,2}$  för det sista laststeget från krypförsöken plottade mot den belastning för vilken utvärderingen har utförts. Utvärderingen av värdet på  $\alpha_s$  genomförs på likartat sätt för de två försöken, genom att subjektivt bestämma och beräkna lutningen på slutet av tid – kompressionskurvan för ett visst laststeg, se Figur 79,

Figur 83 och Figur 85. Enligt utvärderingsprincipen ska utvärderingen ske när kurvan antas ha formen av en rät linje (i ett diagram med tiden angiven i logaritmisk skala). Vid utvärderingen från de stegvisa ödometerförsöken kan det vara svårt att identifiera en rät linje, då varje laststeg har en varaktighet på endast 24 h. Detta innebär att sista delen på kurvan som nyttjas för utvärderingen av  $\alpha_s$  blir relativt kort med tanke på att tiden på x-axeln (i utvärderingsdiagrammet) är i logaritmisk skala.

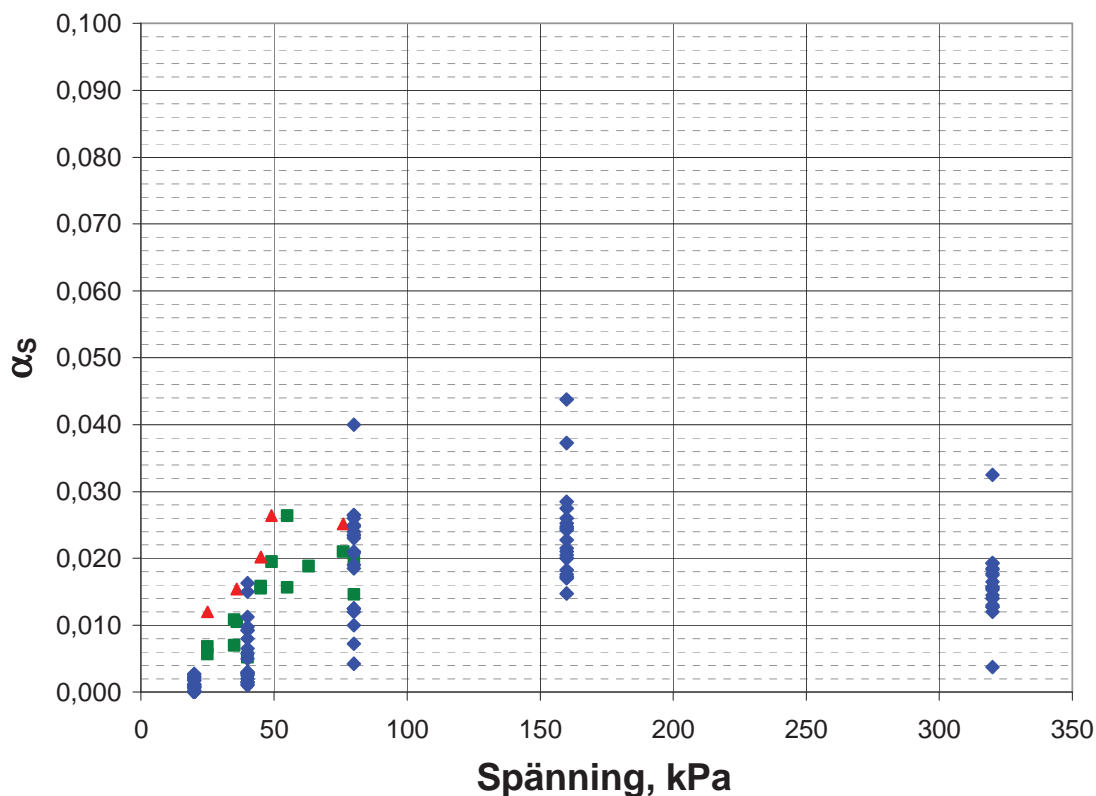
För de rena krypförsöken är utvärderingen mera entydigt, dvs. en rät linje kan som regel identifieras på slutet av kurvan, eftersom tiden för den sist pålagda lasten är jämförelsevis lång, i försöken här redovisade mellan 25 och 299 dygn. I Figur 140 visas ökande värden på  $\alpha_s$  upp till en viss last, ökningen sker normalt upp till och med att förkonsolideringstrycket nås och därefter minskar återigen värdet på  $\alpha_s$ .

I några fall (6 av totalt 16 försök) har en ökande kryphastighet noterats i försöken, dvs. en ”knyck” uppstår i krypkurvan efter en viss tids krypning (mellan ca 10 och 30 dygn) och värdet på  $\alpha_s$  ökar. Detta har även konstaterats av (Eriksson, 1992) i ett flertal försök. I de fall där ett sådant krypbeteende har konstaterats benämns det som  $\alpha_{s,2}$  i denna rapport.

Den största skillnaden mellan specifika krypförsök som utförs i utrustningen för stegvisa ödometerförsök och vanliga standard stegvisa ödometerförsök är tiden som de olika laststegen verkar. För standardförsöken är tiden bestämd till 24 timmar medan det för krypförsöken kan variera framförallt för det sista laststeget, som i denna studie var som längst knappt 300 dygn. I de fall där  $\alpha_s$  ska utvärderas för laststeg som befinner sig i spänningsnivån under eller strax över förkonsolideringstrycket kan det vara motiverat att låta laststeget verka under en längre tid för att om möjligt utveckla det karakteristiska S-kurva utseendet på tid – kompressionskurvan som används för att utvärdera  $\alpha_s$ . I Figur 79 ses att en tydlig S-formad kurva inträffar först när lasten 80 kPa blir pålagd. Enligt (Claesson, 2003) som utfört stegvisa ödometerförsök på lera från västra Sverige behöver spänningsnivån för laststegen passera ungefär  $1,2 \cdot \sigma'_c$  för att den klassiska S-kurvan ska uppstå.

Stegvisa ödometerförsök utförs med en dubblering av varje laststeg medan det för krypförsöken inte behöver vara på det sättet, eftersom man oftast vill utföra krypförsöket för en viss spänning behöver laststegen anpassas efter det. När så är fallet kan tiden som laststegen verkar behöva vara längre än 24 h för att en S-kurva ska hinna uppstå. Enligt (Claesson, 2003) planar S-kurvan ut fortare när laststegen hela tiden dubbleras. Detta är spänningsberoende och är som angetts ovan enklare då förkonsolideringstrycket passerar med råge, eftersom formen på ödometerkurvan (S-kurvan) då blir tydligare vilket gör det lättare att utvärdera krypparametern  $\alpha_s$ . När ett värde ska bestämmas på  $\alpha_s$  i närheten av förkonsolideringstrycket kan det vara lämpligt att utföra krypförsök som ett komplement till vanliga stegvisa ödometerförsök.

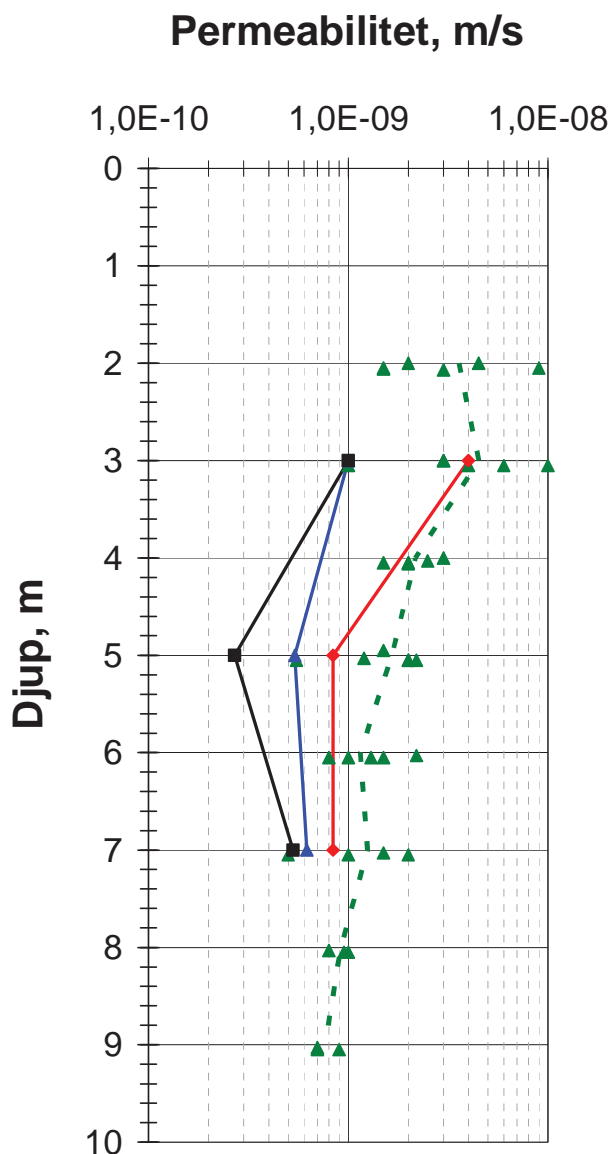




**Figur 140.** Utvärderade  $\alpha_s$  plottade mot spänning. Blå punkter är  $\alpha_s$  för respektive laststeg utvärderade från stegvisa ödometerförsök, gröna kvadrater är  $\alpha_{s,1}$  och röda trianglar är  $\alpha_{s,2}$  utvärderade från krypförsök.

### Permeabilitet

I Figur 141 redovisas en jämförelse mellan permeabilitet utvärderad från CRS-försök samt de särskilda permeabilitetsförsök som utförts i triaxialceller (försöksbeskrivning i avsnitt 3.3.7). Permeabilitet utvärderade från CRS-försöken visas i diagrammet med gröna trianglar och medelvärdena med en grön streckad linje. Permeabilitetsförsöken i triaxialcellerna är utförda på sulfidjordsprover från 3, 5 och 7 m djup under markytan. Färgerna i diagrammet representerar olika belastningssituationer, röd färg innebär att provet belastats med in-situ spänning (tidigare benämnt delsteg 1), blå färg är in-situ spänning plus en tänkt banklast på 30 kPa (delsteg 2) och svart färg är in-situ spänningen plus en tänkt banklast på 60 kPa (delsteg 3). Resultaten visar att det är relativt god överensstämmelse mellan CRS-försöken och permeabilitetsförsöken i triaxialcellerna för in-situ belastningen. När belastningen på proverna ökade (delsteg 2 och 3) minskade permeabiliteten, vilket är naturligt då jordproverna och jordskelettet trycks samman vilket leder till en minskad porvolym och därmed reducerade möjligheter för porvattnet att transporteras genom jordprovet.



**Figur 141. Jämförelse av permeabilitet utvärderad från CRS (gröna trianglar) och särskilda permeabilitetsförsök utförda i triaxialceller, grönstreckad linje representerar medelvärdet baserat på resultaten från CRS-försöken.**

### *Kompressionsmodul*

En uppskattning av kompressionsmodulen,  $M_0$  (dvs. modulen vid låga spänningar under förkonsolideringstrycket, (Larsson, et al., 1993)) har utförts genom att uppskatta den dels med hjälp av utförda av- och pålastningsförsök och dels med empiri. Av- och pålastningsförsöken som har utförts i denna studie beskrivs i avsnitt 3.3.6 och resultaten redovisas i avsnitt 5.2.9 och i Bilaga 4. Kompressionsmodulen kan exempelvis väljas att bestämmas ur av- och pålastningsförsök utförda i stegvisa ödometerutrustningen genom att belasta jordprovet upp till förkonsolideringstrycket och därefter lasta av till in-situspänningen och sedan återigen lasta på upp till förkonsolideringstrycket, (Larsson, et al., 1993).

Det är denna återbelastning som sedan används för att uppskatta kompressionsmodulen ur spänning-kompressionsdiagrammet från ödometerförsöket. I aktuell studie finns fyra stycken av- och pålastningsförsök utförda som passar in relativt bra på ovanstående beskrivning, det är två försök utfört på ett sulfidjordsprov från 5 m djup (varav resultat för ett av försöken

redovisas i Figur 88, Figur 89 och Tabell 9) och två försök på 7 m djup (resultat i Bilaga 4). För ett av proven från 5 m djup är modulen för varje enskilt laststeg redovisat i Tabell 9 (Pålastning 1). Modulen har för de två laststegen beräknats till 4000 respektive 1250 kPa. Ett rimligt värde på kompressionsmodulen,  $M_0$  bör vara någonstans däremellan och medelvärdet är lika med 2625 kPa. Motsvarande beräkning har utförts för det andra provet från 5 m djup och där har kompressionsmodulen,  $M_0$  bestämts till 1930 kPa. För försöken utförda på prover från 7 m djup har kompressionsmodulen bestämts på samma sätt och där blev  $M_0$  lika med 2000 respektive 2300 kPa.

De empiriska värdena för kompressionsmodulen  $M_0$  kan beräknas ur sambanden enligt Ekvation 11 alternativt Ekvation 12, (Bengtsson & Larsson, 1994).

$$M_0 = k \cdot c_u \quad \text{Ekvation 11}$$

$$M_0 = 50 \cdot \sigma'_c \quad \text{Ekvation 12}$$

Där;

$M_0$  = kompressionsmodul

$k$  = korrektionsfaktor, som för organisk jord är 150

$c_u$  = odränerad skjuvhållfasthet

$\sigma'_c$  = förkonsolideringstryck

I Tabell 21 jämförs beräknade kompressionsmoduler från av- och pålastnings försöken med empiriskt framtagna kompressionsmoduler. Värdet på den odränerade skjuvhållfastheten som används vid beräkningarna är från Figur 137 (direkta skjuvförsök) och värdet på förkonsolideringstrycket är från Figur 138, medelvärdet baserat på utförda CRS-försök. Kompressionsmodulerna som räknats fram för de två djupen är relativt lika. Även om det är baserat på ett fåtal av- och pålastningsförsök så stämmer de empiriska erfarenheterna relativt bra för den studerade sulfidjorden.

**Tabell 21. Kompressionsmoduler,  $M_0$  från av- och pålastningsförsök samt empiriskt framtagna.**

Djup, m	$M_0$ (av- och pålastningsförsök), kPa	$M_0 = k \cdot c_u$ , kPa	$M_0 = 50 \cdot \sigma'_c$
5	2625 och 1930	1800	2000
7	2000 och 2300	2550	2500



## 8 Slutsatser

Två provbankar, en med höjden 1,5 m (bank 2) och en med höjden 2,0 m (bank 1), har byggts vid provfältet i Lampen. Mätutrustningar har installerats för att mäta rörelser och portryck i den underliggande sulfidjorden. Byggnationen, installationen och mätningarna har överlag fungerat bra.

Provtagning och efterföljande hantering av kolvprover av sulfidjord har även i detta arbete visat sig vara viktigt att utföra med stor försiktighet och enligt givna rekommendationer. För att erhålla en hög kvalitet på kolvprover är det viktigt att hela kedjan från upptagning av prover i fält till dess att laboratorieförsök skall utföras sker på rätt sätt. Vid provtagning är erfarenheten från detta projekt och några tidigare projekt att standard kolvprovtagare, St II ger högre kvalitet på kolvprover än St I.

För provbankarna i Lampen har olika typer av utrustningar installerats för att mäta vertikala rörelser (sättningar), dvs. horisontalslangar, markpegel, bälgslangar och skruvpegel. Samtliga mätmetoder har fungerat bra och visar vid jämförelser sinsemellan likartat sättningsförlopp.

Det har visat sig att mätning av sättningar med bälgslang fungerar bra som metod för sulfidjorden i Lampen, en metod vars tillämplighet det tidigare har varit osäkerheter kring avseende sulfidjord.

Mätningar av inklinometerören i provbankarnas krön och släntfot visar på relativt stora och utåtriktade horisontalrörelser. Vid det senaste mättillfället, ca 1,2 år efter byggnationen av bankarna var för de båda provbankarna förhållandet mellan de horisontella och vertikala (sättningar) rörelserna ungefär mellan en fjärdedel till en tredjedel.

Den uppmätta portrycksökningen i sulfidjorden orsakad av provbankarna är den förväntade och följer i princip de teorier som tidigare har tagits fram för lös lera och beskrivs i t.ex. (Larsson, 1986) och (Larsson, et al., 1993). Den relativt låga permeabiliteten gör att den efterföljande portrycksminskningen går långsamt.

De utförda CRS-försöken visar på relativt stor kompression hos sulfidjordsproverna innan ”knycken” uppstår i spännings-töjningskurvan, dvs. där förkonsolideringstrycket utvärderas. Som regel uppnås förkonsolideringstrycket vid ca 4 - 5 % kompression av jordprovet. Det har varit möjligt att utvärdera ett förkonsolideringstryck från samtliga CRS-försök utförda på kolvprover upptagna med standard kolvprovtagare, St II. Trots den relativt stora kompressionen som erhöles innan förkonsolideringstrycket uppnåddes har proverna bedömts som i princip ostörda.

De utvärderade värdena på kryppparametrarna från stegvisa ödometerförsök,  $\alpha_{s,max}$  och  $\beta_{\alpha_s}$  som används vid sättningsberäkningar, är för sulfidjordsprover från Lampen högre jämfört med de värden som anges för sulfidjordar i t.ex. (Larsson, et al., 1993). Detta visar på betydelsen av att utföra stegvisa ödometerförsök för utvärdering av kryppparametrar för aktuell lokal med sulfidjord i de fall då krypdeformationer är viktiga att beakta.

För 6 av totalt 16 prover vid krypförsök har en ökning av värdet på kryppparametern efter en viss kompression erhållits, dvs. krypkurvan i ett spännings(logaritmisk skala) –

kompansionsdiagram får en brantare lutning. Detta fenomen påverkar storleken på den utvärderade kryppparametern. Fenomenet uppstår inte alltid och det är därför svårt att bedöma om det för sulfidjordar i allmänhet finns ett sådant beteende.

Baserat på utvärdering av de av- och pålastningsförsök som har utförts på sulfidjordsprover från Lampen, stämmer de empiriska erfarenheterna relativt bra för att bestämma kompressionsmodulen,  $M_0$ , som anges i exempelvis (Bengtsson & Larsson, 1994).

Utvärderad permeabilitet från utförda CRS-försök visar på relativt god överensstämmelse i jämförelse med utvärdering av permeabilitet från utförda permeabilitetsförsök i triaxialceller.

De utförda endimensionella sättningsberäkningarna (inklusive krypning) med programmet Embankco visar att de verkligt uppmätta sättningarna är något större jämfört med de beräknade sättningarna för tiden 420 dygn efter påbörjad uppfyllnad av bankarna. De största uppmätta sättningarna är 0,34 m för bank 1 och 0,38 m för bank 2. För bank 1 är de beräknade sättningarna av markytan ca 12 % mindre jämfört med de uppmätta. Vid bank 2 är skillnaderna något större, där är de beräknade sättningarna av markytan ca 32 % mindre jämfört med de uppmätta. Jämförelserna har gjorts med de maximalt uppmätta sättningarna i fält från horisontalslangar och markpegel. Den totala beräknade sättningen efter 50 år är 1,35 m för bank 1 och 1,12 m för bank 2.

Ett omfattande experimentellt underlag för framtiden har tagits fram avseende kompressionsegenskaper inklusive krypegenskaper hos aktuella typer av sulfidjordar med tillämpning på sättningsberäkningar av bankar.

## 9 Referenser

- Andersson, M. & Norrman, T. (2004). *Stabilisering av sulfidjord – En litteratur- och laboratoriestudie*. Examensarbete, Geoteknik, Samhällsbyggnad, Luleå: Luleå tekniska universitet.
- Augustesen, A., Linaard, M. & Lade, P.V. (2004). *Evaluation of time-dependent behavior of soils*. ASCE. International Journal of Geomechanics, vol 4, no 3, pp 137-156.
- Beek, K.J., Blokhuis, W.A., Driessen, P.M., Van Breemen, N., Brinkman, R. & Pons, L.J. (1980). *Problem soils – Their reclamation and management – Land reclamation and water management*. International Institute for Land Reclamation and Improvement. Publication 27, pp 43-72.
- Bengtsson, P.E. & Larsson, R. (1994). *Användarhandbok, Program Embankco*. Linköping: Statens geotekniska institut och Vägverket.
- Claesson, P. (2003). *Long term settlements in soft clays*. Doctoral thesis, Department of Geotechnical Engineering, Göteborg: Chalmers University of Technology.
- den Haan, E.J. & Edil, T.B. (1993). *Secondary and tertiary compression of peat*. Delft: Proceedings, International workshop on advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat, pp 49-60.
- Dhowian, A.W. & Edil, T.B. (1980). *Consolidation behaviour of peats*. ASTM. Geotechnical Testing Journal, vol 3, no 3, pp 105-114.
- Eriksson, L.G. (1992). *Sulfidjordars kompressionsegenskaper*. Licentiatuppsats, Geoteknik, Väg & Vatten, Luleå: Tekniska högskolan i Luleå.
- Eriksson, L.G. (1985). *Bestämning av kompressionsegenskaper hos sulfidjord med CRS-teknik*. Forskningsrapport, Geoteknik, Väg & Vatten, Luleå: Tekniska högskolan i Luleå.
- Eriksson, L.G., Mácsik, J., Pousette, K. & Jacobsson, A. (2000). *Sulfidjord – En problemjord längs Norrlandskusten*. Bygg & Teknik, vol 92, no 1, pp 24-26.
- Eriksson, L., & Joelson, K.G. (2003). *Metodutveckling för styrd inklinometermätning – etapp 2*. Varia 514B, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Finn, F.N. (1951). *The effects of temperature on the consolidation characteristics of remoulded clay*. ASTM. Special Technical Publication 126, pp 65-71.
- Georgala, D. (1980). *Paleoenvironmental studies of post-glacial black clays in north-eastern Sweden*. Stockholm: Acta Universitatis Stockholmiensis. Stockholm Contributions in Geology, vol 36, no 2, pp 93-151.
- Händel, Å. (1996). *Sulfidhaltiga jordar i Norrbotten och Västerbotten – förekomst och egenskaper*. Examensarbete, Avdelningen för marklära och ekokemi, Markvetenskap, Uppsala: Sveriges lantbruksuniversitet.
- Joelson, K.G. (2002). *Metodutveckling för styrd inklinometermätning – fasta och manuella inklinometrar*. Varia 514, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Karlsson, R. (1973). *Ny metod för sedimentationsanalys*. Väg- och Vattenbyggaren, vol 19, no 7, pp 781-782.

- Karlsson, R. & Hansbo, S. (1984). *Jordarternas indelning och benämning*. Geotekniska laboratorieanvisningar, del 2, Stockholm: Byggforskningsrådet, T21:1982 (3:e reviderade upplagan).
- Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S.J., Koskinen, M. & Zentar, R. (2005). *Effect of anisotropy and destruction on the behaviour of Murro test embankment*. ASCE. International Journal of Geomechanics, vol 5, no 2, pp 87-97.
- Karstunen, M., & Yin, Z.Y. (2010). *Modelling time-dependent behaviour of Murro test embankment*. Géotechnique, vol 60, no 10, pp 735-749.
- Knutsson, S., Larsson, R., Tremblay, M. & Öberg-Högsta, A.L. (1998). *Siltjordars egenskaper, silt som konstruktionsmaterial och bestämning av geotekniska egenskaper*. SGI Information 16, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Koskinen, M., Vepsäläinen, P. & Lojander, M. (2002). *Modelling of anisotropic behaviour of clays, test embankment in Murro, Seinäjoki, Finland*. Helsingfors: Finnish Road Administration. Finnra Report 16/2002.
- Larsson, R. (1990). *Behaviour of organic clay and gyttja*. SGI Rapport 38, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R. (1986). *Consolidation of soft soils*. SGI Rapport 29, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R. (2007c). *CPT-sondering, utrustning – utförande – utvärdering. En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd*. SGI Information 15, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R. (2008). *Jords egenskaper*. SGI Information 1, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R., Westerberg, B., Albing, D., Knutsson, S. & Carlsson, E. (2007a). *Sulfidjord – geoteknisk klassificering och odränerad skjuvhållfasthet*. SGI Rapport 69, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R., Nilson, G. & Rogbeck, J. (1985). *Bestämning av organisk halt, karbonathalt och sulfidhalt i jord*. SGI Rapport 27, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P.E., Alén, C., Bergdahl, U. & Eriksson, L. (2007b). *Skjuvhållfasthet – utvärdering i kohesionsjord*. SGI Information 3, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Larsson, R., Bengtsson, P.E. & Eriksson, L. (1993). *Sättningsprognoser för bankar på lös finkornig jord*. SGI Information 13, Linköping: Statens geotekniska institut.
- Mácsik, J. (1994). *Risken för utfällning av ferriföreningar ur dräneringsvatten från anaeroba och aeroba sulfidjordar*. Licentiatuppsats, Geoteknik, Väg & Vatten, Luleå: Tekniska högskolan i Luleå.
- Magnusson, O. & Axelsson, K. (2001). *Utvärdering av skjuvhållfasthet med CPT i organisk jord*. Teknisk rapport, Geoteknik, Väg- och vattenbyggnad, Luleå: Luleå tekniska universitet.
- Mitchell, J.K. & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. Third edition. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.



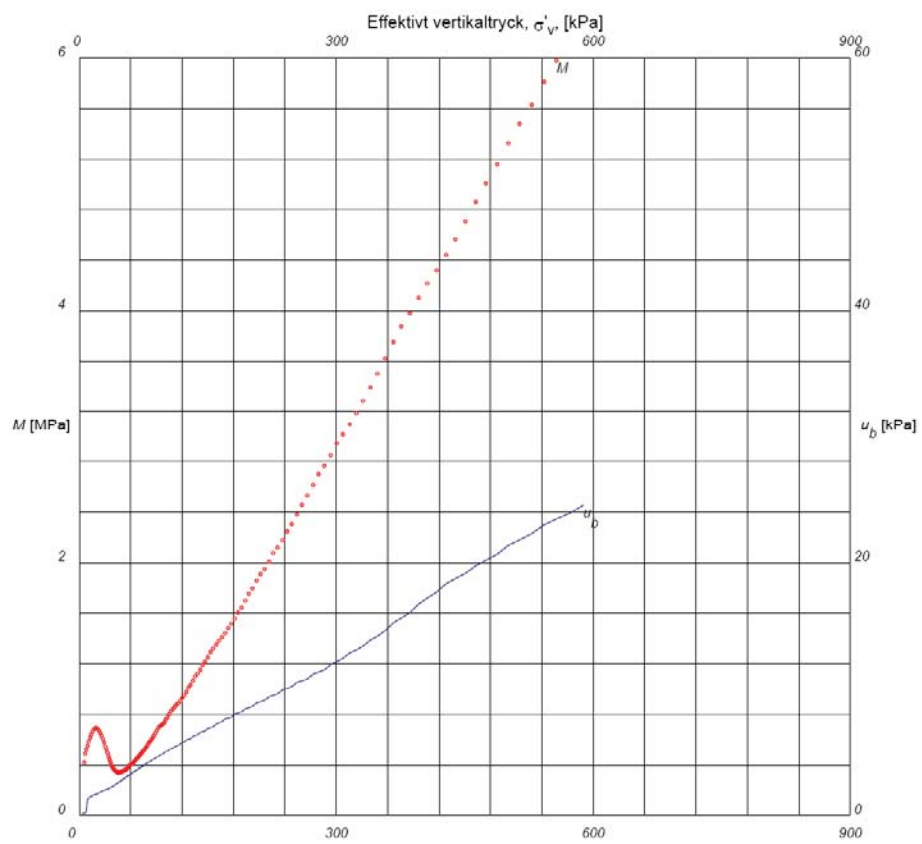
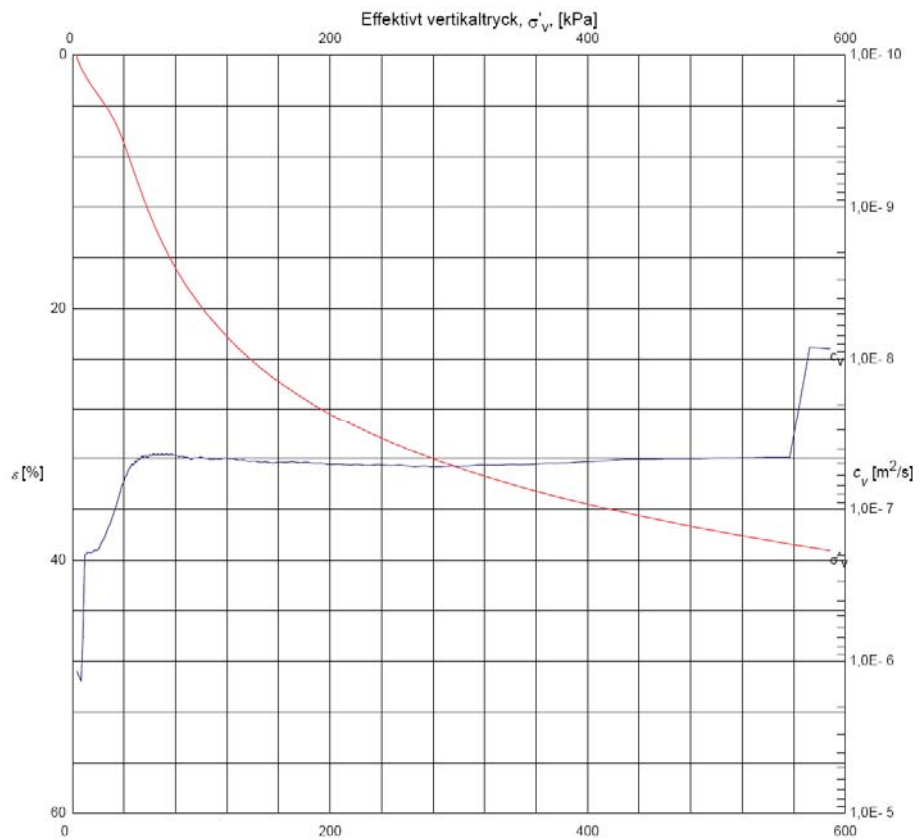
- MRM. (2007). *Material från Järnvägsutredning, Haparandabanan JP 11, Entreprenad E1121*. Konsulthandling MRM Konsult AB, Laboratoriepackning – Modifierad proctor (tung stampning). Luleå.
- Müller, R. (2010). *Embankments founded on sulphide clay – some aspects related to ground improvement by vertical drains*. Licentiate thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Architectural Engineering, Stockholm: Royal Institute of Technology.
- Müller, R. & Larsson, S. (2012). *Hydraulic conductivity and coefficient of consolidation of two sulphide clays in Sweden*. Geotechnical and Geological Engineering, vol 30, no 1, pp 173-186.
- Nystrand, B.Å. (1980). *Some properties of sulphide-bearing sediments on the coast of northern Sweden*. Uppsala: STRIAE, vol 13, 52 p.
- Olsson, M. (2010). *Calculating long-term settlement in soft clays – with special focus on the Gothenburg region*. Licentiate thesis, Division of GeoEngineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Göteborg: Chalmers University of Technology.
- Pousette, K. (2010). *Miljöteknisk bedömning och hantering av sulfidjordsmassor*. Forskningsrapport, Geoteknologi, Samhällsbyggnad, Luleå: Luleå tekniska universitet.
- Pousette, K. & Knutsson, S. (2007). *Klassificering av sulfidjord med hänsyn till miljö och teknik*. Bygg & Teknik, vol 99, no 1, pp 40-44.
- Pusch, R. (1973). *Influence of organic matter on the geotechnical properties of clay*. Document D11:1973, Stockholm: National Swedish Institute for Building Research.
- Schwab, E. F. (1976). *Bearing capacity, strength and deformation behaviour of soft organic sulphide soils*. Doktorsavhandling, Institutionen för Jord- och bergmekanik, Stockholm: Kungliga tekniska högskolan.
- SGF. (2004). *Direkta skjuvförsök – en vägledning*. SGF Notat 2:2004, Linköping: Svenska Geotekniska Föreningen.
- SGF. (2009). *Metodbeskrivning för provtagning med standardprovtagare – ostörd provtagning i finkornig jord*. SGF Rapport 1:2009, Linköping: Svenska Geotekniska Föreningen.
- SGF. (1993a). *Rekommenderad standard för CPT-sondering*. SGF Rapport 1:93, Linköping: Svenska Geotekniska Föreningen.
- SGF. (1993b). *Rekommenderad standard för vingförsök i fält*. SGF Rapport 2:93, Linköping: Svenska Geotekniska Föreningen.
- Svensk Standard SS 02 71 14. (1989). *Geotekniska provningsmetoder – Skrymdensitet*.
- Svensk Standard SS 02 71 16. (1989). *Geotekniska provningsmetoder – Vattenkvot och vattenmättnadsgrad*.
- Svensk Standard SS 02 71 20. (1990). *Geotekniska provningsmetoder – Konflytgräns*.
- Svensk Standard SS 02 71 25. (1991). *Geotekniska provningsmetoder – Skjuvhållfasthet – Fallkonförsök*.
- Svensk Standard SS 02 71 21. (1990). *Geotekniska provningsmetoder – Plasticitetsgräns*.
- Svensk Standard SS 02 71 15. (1989). *Geotekniska provningsmetoder – Korndensitet och kompaktensitet*.

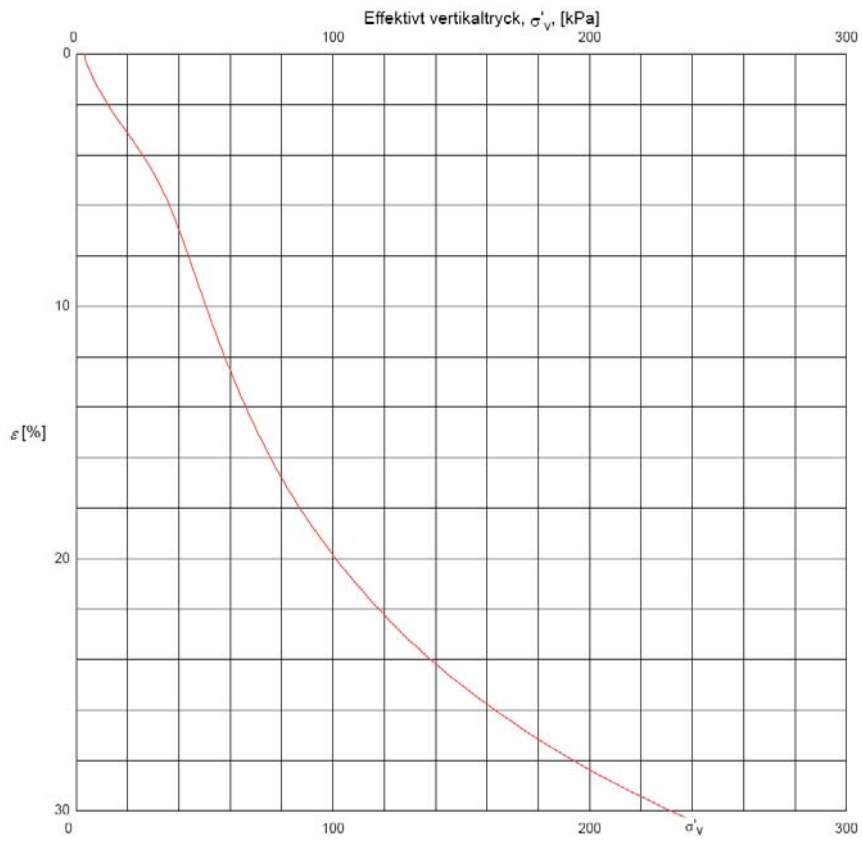
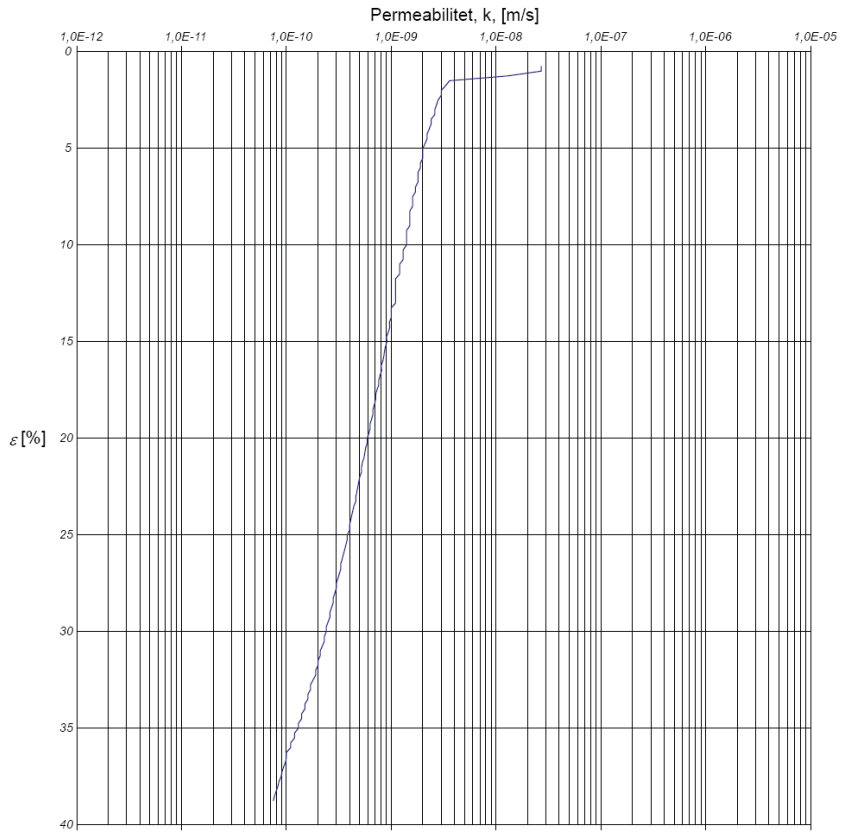
- Svensk Standard SS 02 71 05. (1990). *Geotekniska provningsmetoder – Organisk halt i jord - glödgningsförlustmetoden.*
- Svensk Standard SS 02 81 13. (1981). *Vattenundersökningar – Bestämning av torrsubstans och glödgningsrest i vatten, slam och sediment.*
- Svensk Standard SS-EN 13137. (2001). *Karaktärisering av avfall – Bestämning av totala mängden organiskt kol (TOC) i avfall, slam och sediment.*
- Svensk Standard SS 02 71 26. (1991). *Geotekniska provningsmetoder – Kompressionsegenskaper – Ödometerförsök – CRS-försök.*
- Svensk Standard SS 02 71 29. (1991). *Geotekniska provningsmetoder – Kompressionsegenskaper – Ödometerförsök – Stegvis pålastning.*
- Svensk Standard SS 02 71 09. (1994). *Geotekniska provningsmetoder – Packningsegenskaper – Laborariepackning.*
- Sällfors, G. (1975). *Preconsolidation pressure of soft high-plastic clays.* Doctoral thesis, Department of Geotechnical Engineering, Göteborg: Chalmers University of Technology.
- Tidfors, M. (1987). *Temperaturens påverkan på leras deformationsegenskaper – en laboratiestudie.* Licentiatuppsats, Geoteknik, Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola.
- Trafikverket. (2011). *TK Geo 11, Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner.* Trafikverket. Publikation 2011:047.
- van Bemmelen, J.M. (1891). *Über die Bestimmungen des Wassers, des Humus, des Schwefels, der in den colloidalen Silikaten gebundenen Kieselsäuren, des Mangans, u.s.w. im Ackerböden.* Landwirtschaftliche Versuchsstation, vol 37, pp 279-290.
- Westerberg, B., Albing, D. & Larsson, R. (2005). *Research on strength and deformation properties of Swedish fine-grained sulphide soils.* Osaka: Proceedings, International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 16, vol 2, pp 623-626.
- Westerberg, B. & Mácsik, J. (2003). *Byggande i sulfidjord – bättre dimensionering och ekonomi genom ny kunskap.* Väg- och Vattenbyggaren, no 4, pp 32-34.
- Westerberg, B. och Andersson, M. (2009). *Undrained shear strength and compression properties of Swedish fine-grained sulphide soils.* Alexandria: Proceedings, International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 17, vol 1, pp 72-75.
- Wiklander, L., Hallgren, G., Brink, N. & Jonsson, E. (1950). *Studies on gyttja soils, 2: Some characteristics of two profiles from Northern Sweden.* Uppsala: Kungliga lantbrukshögskolan annaler, vol 17, pp 24-36.
- Yong, R.N. & Warkentin, B.P. (1975). *Soil properties and behaviour.* Amsterdam: Developments in Geotechnical Engineering, 5.
- Yu, Y. (1993). *Testing and modeling of silty and sulphide-rich soils.* Doktorsavhandling, Geoteknik, Väg- och Vattenbyggnad, Luleå: Tekniska högskolan i Luleå.

## **Bilaga 1 – CRS-försök**

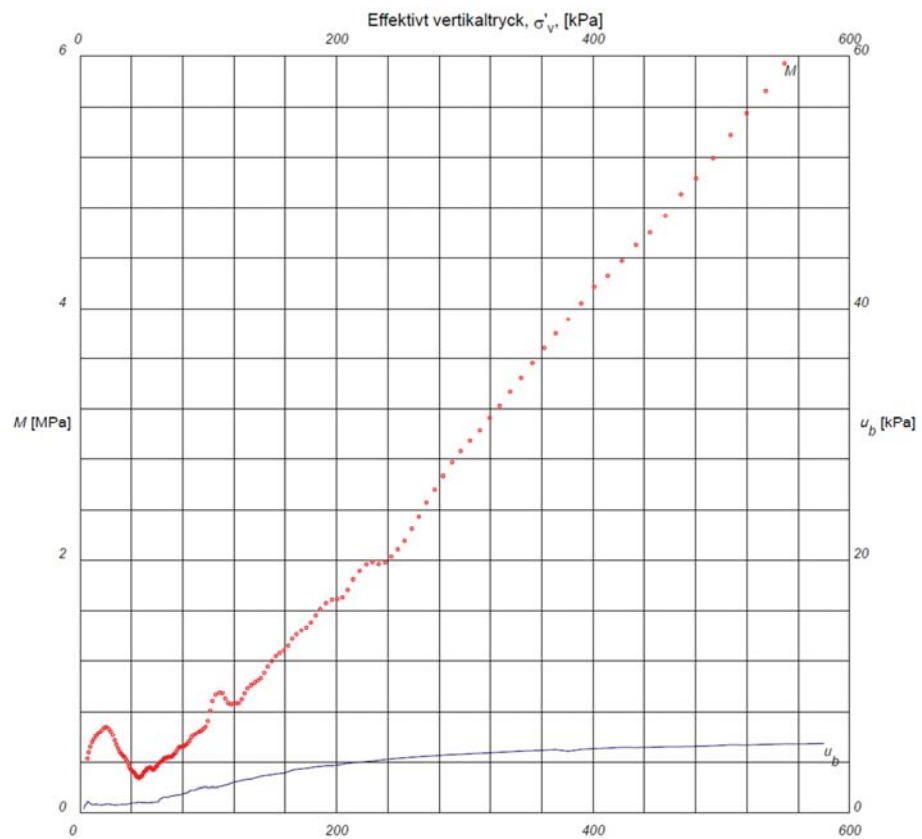
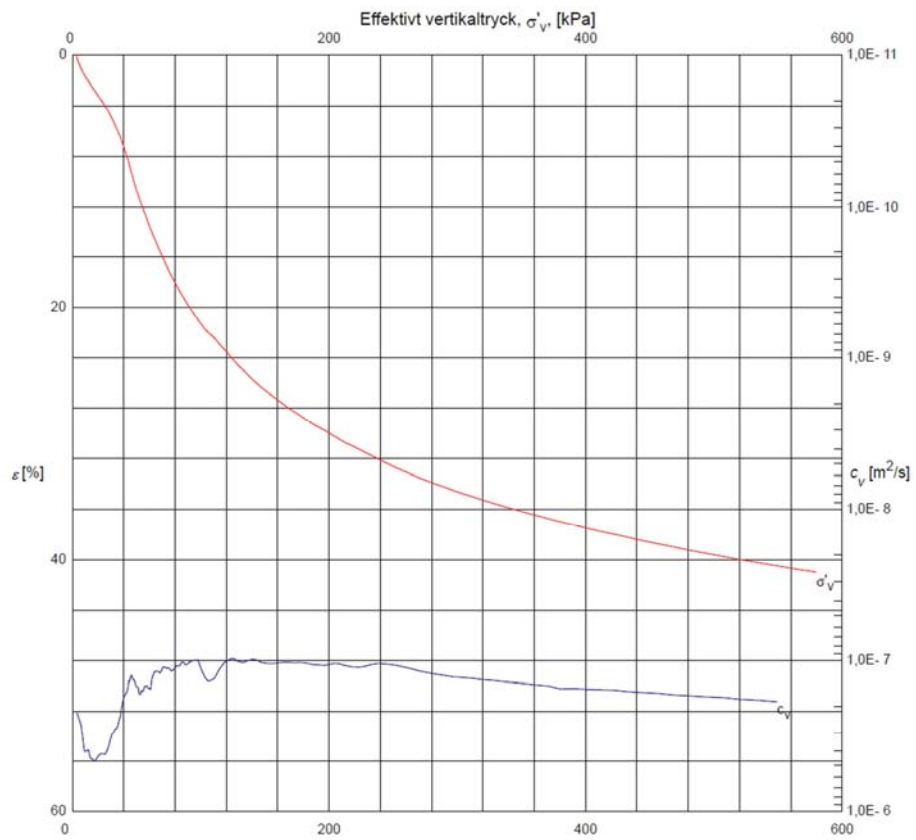


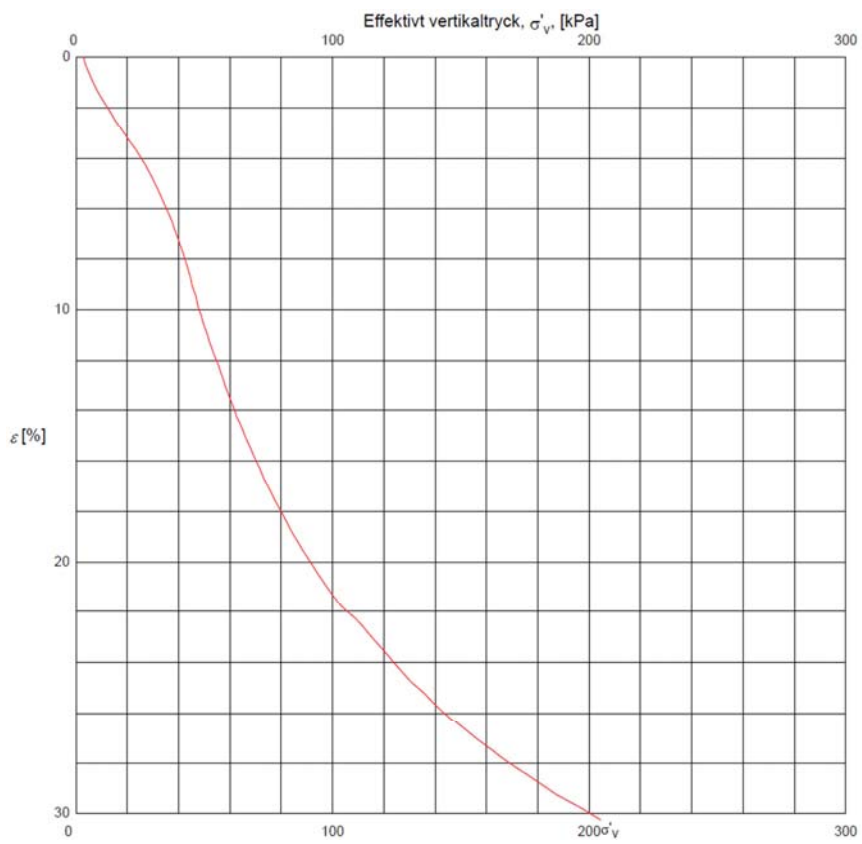
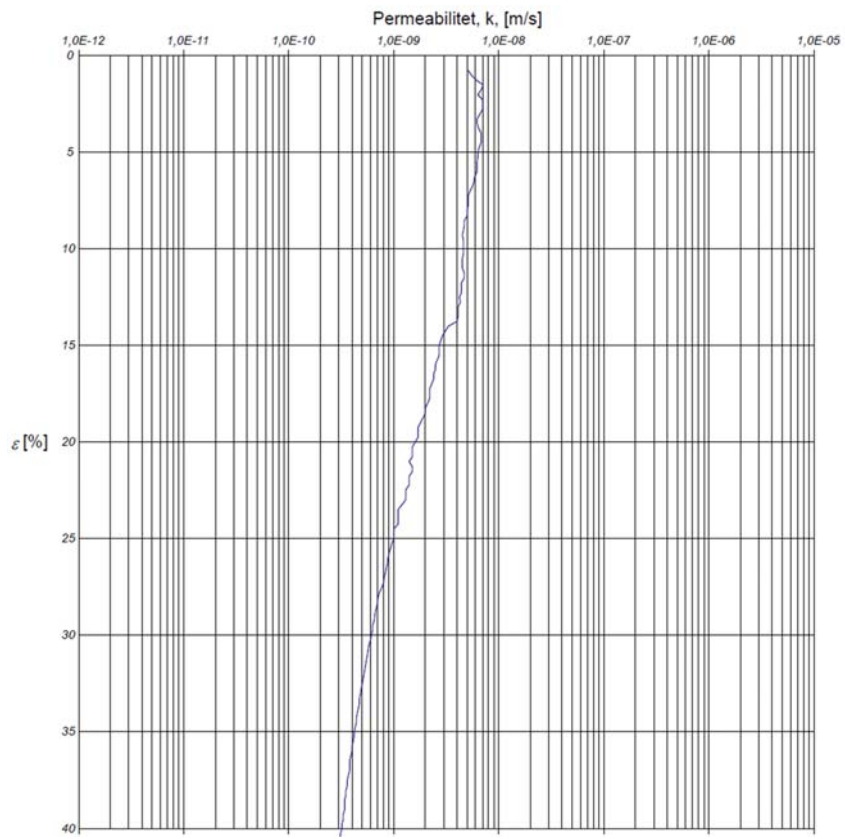
# Borrhål SGI 40, djup 2 m.





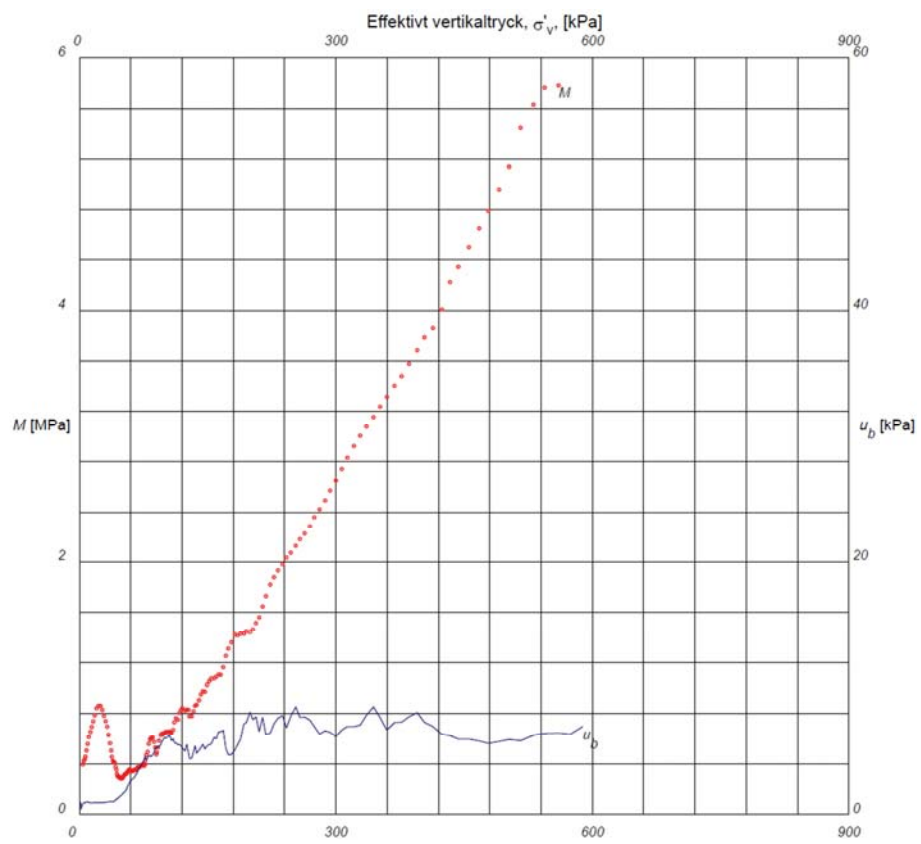
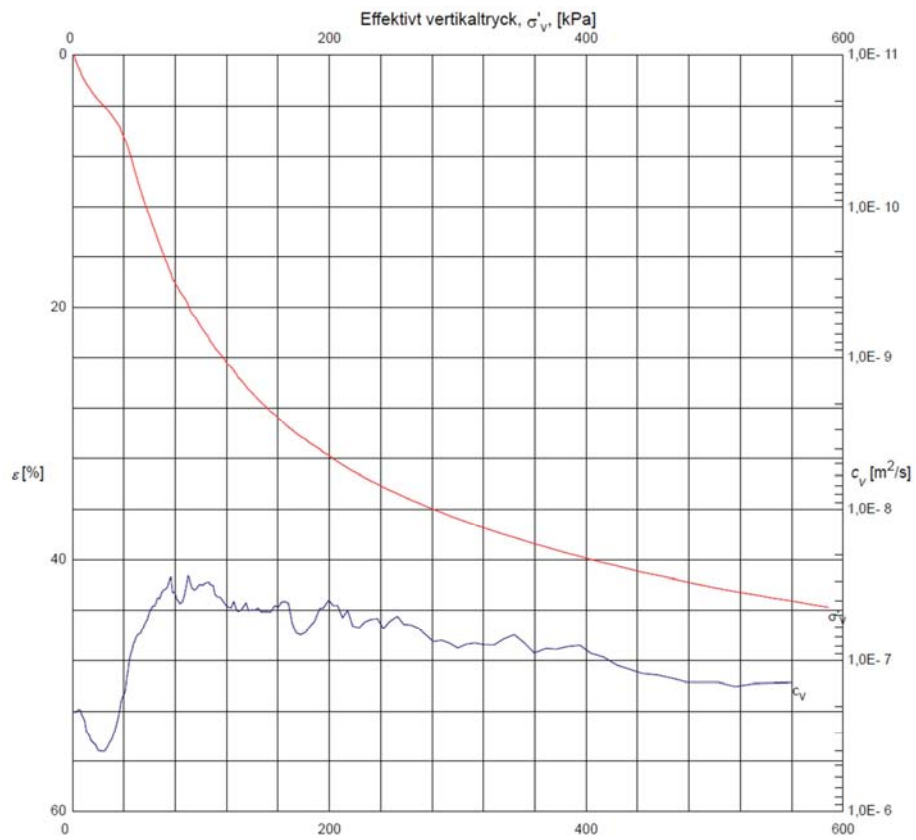
# Borrhål SGI 40, djup 3 m.

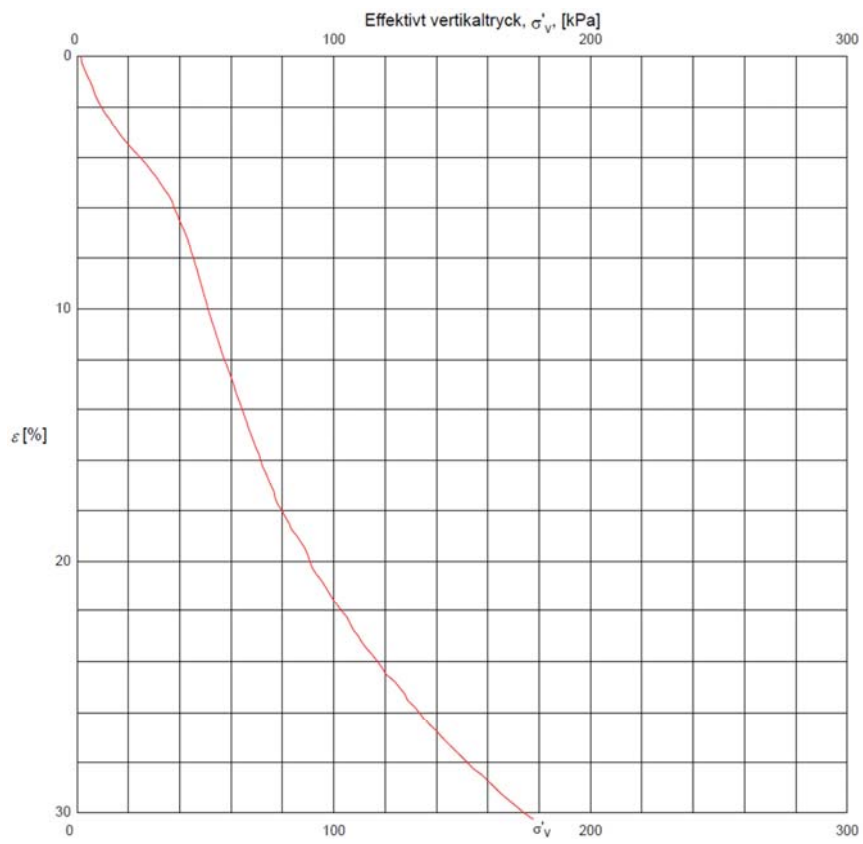
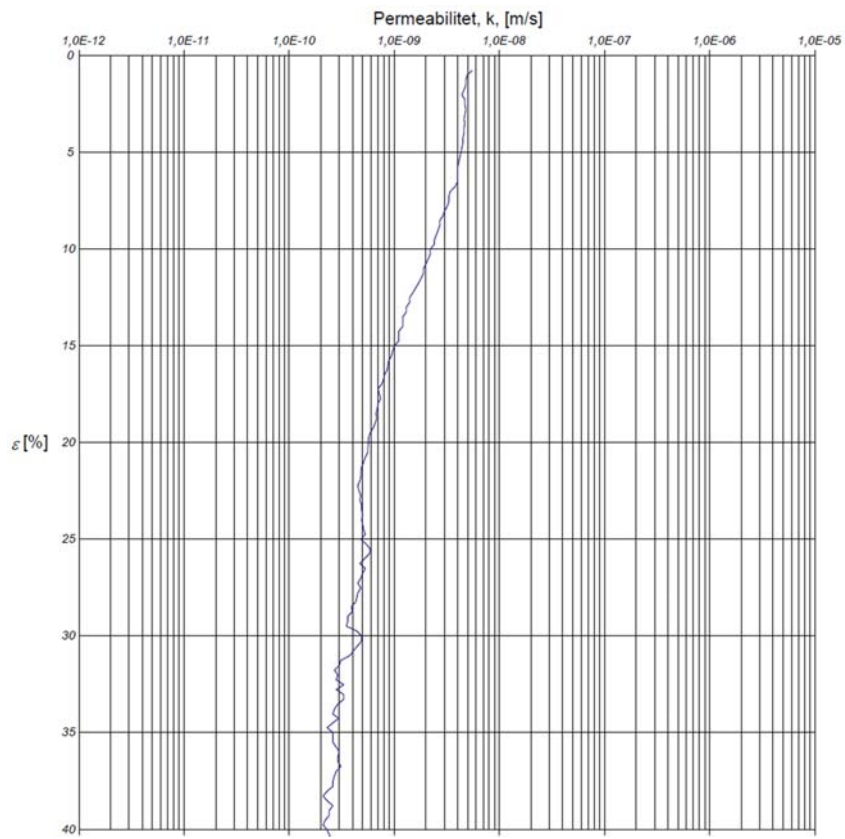




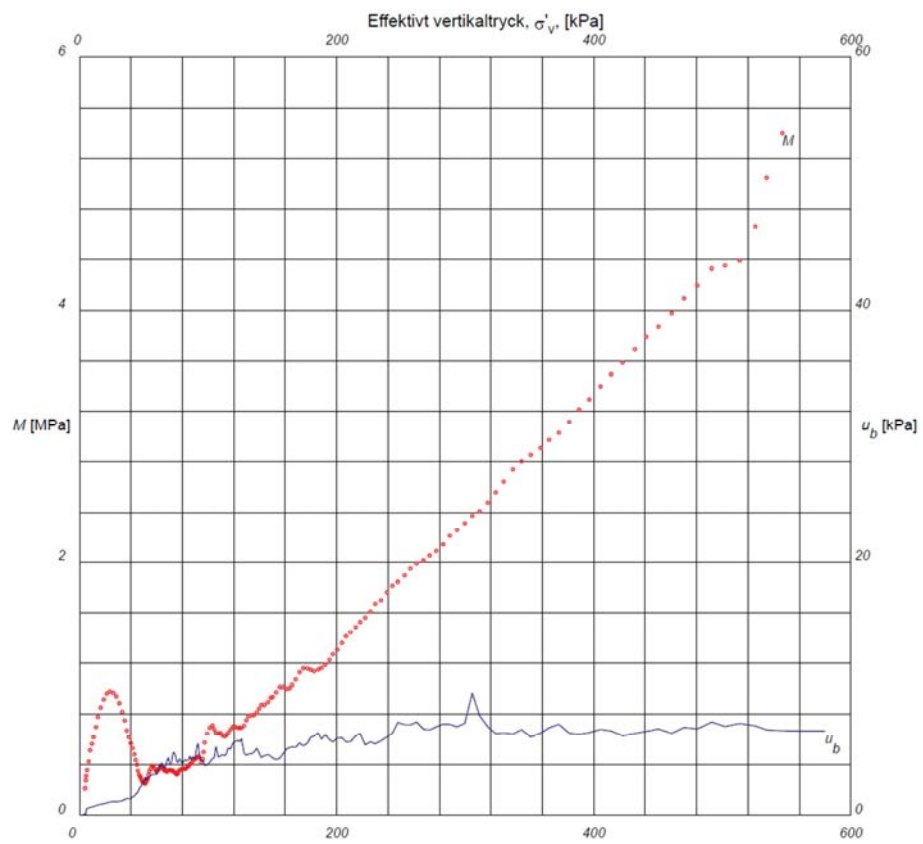
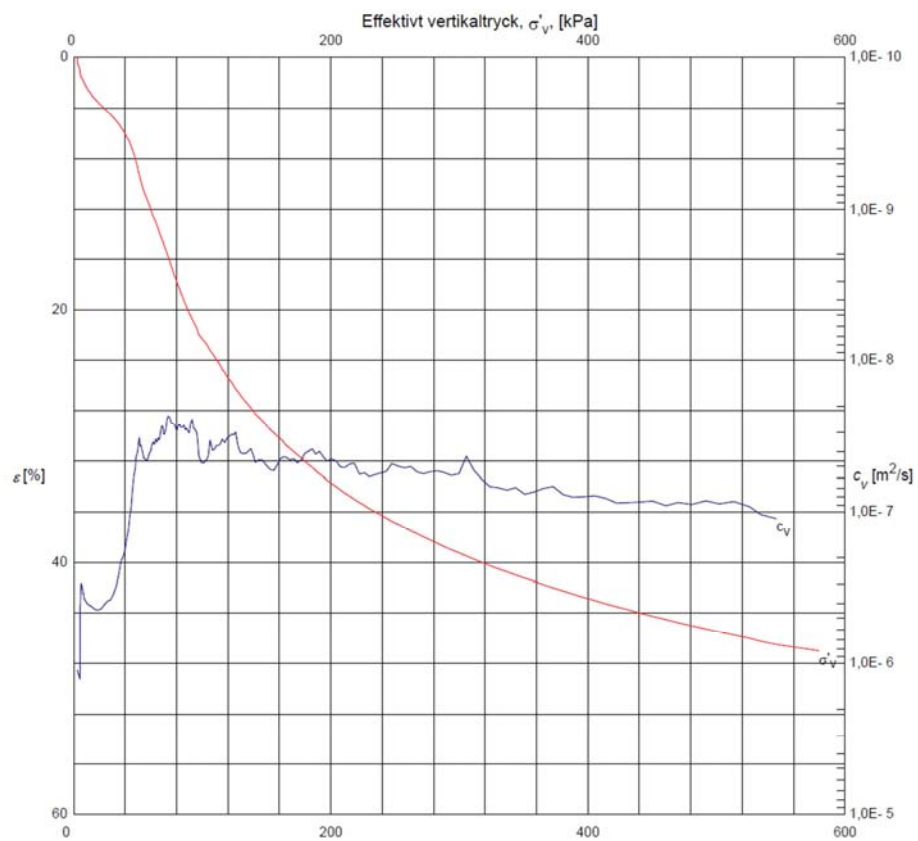


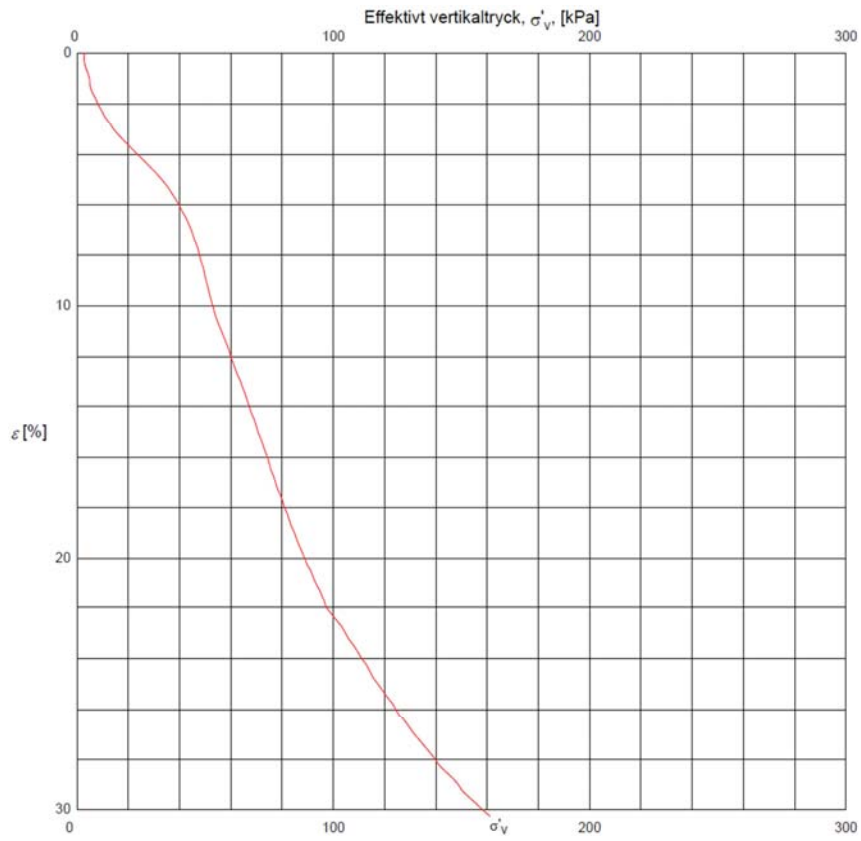
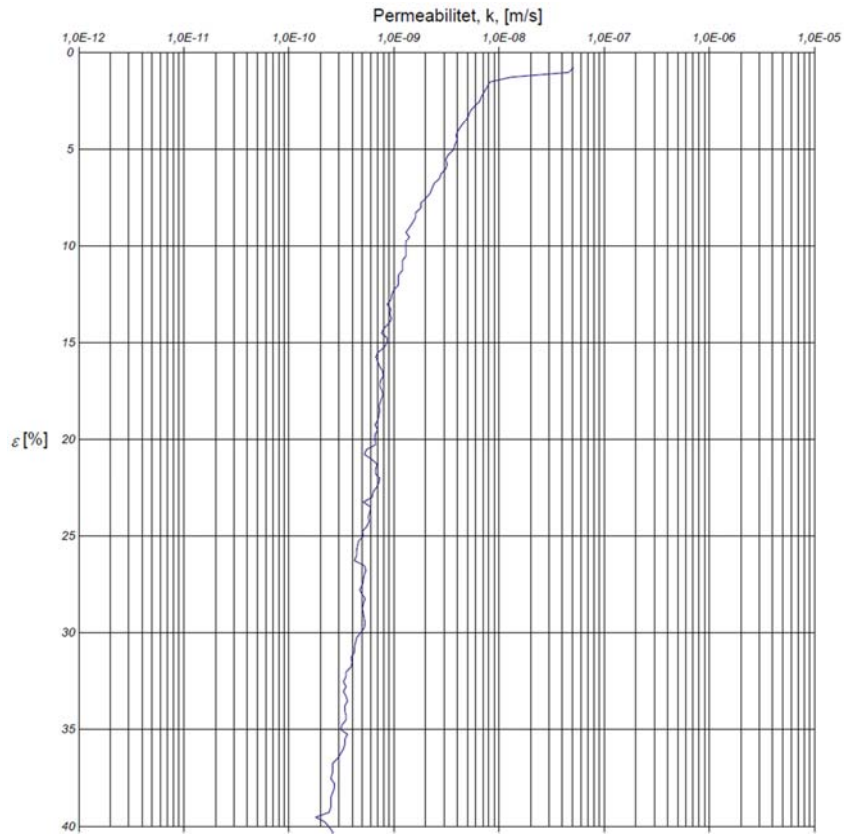
# Borrhål SGI 40, djup 4 m.



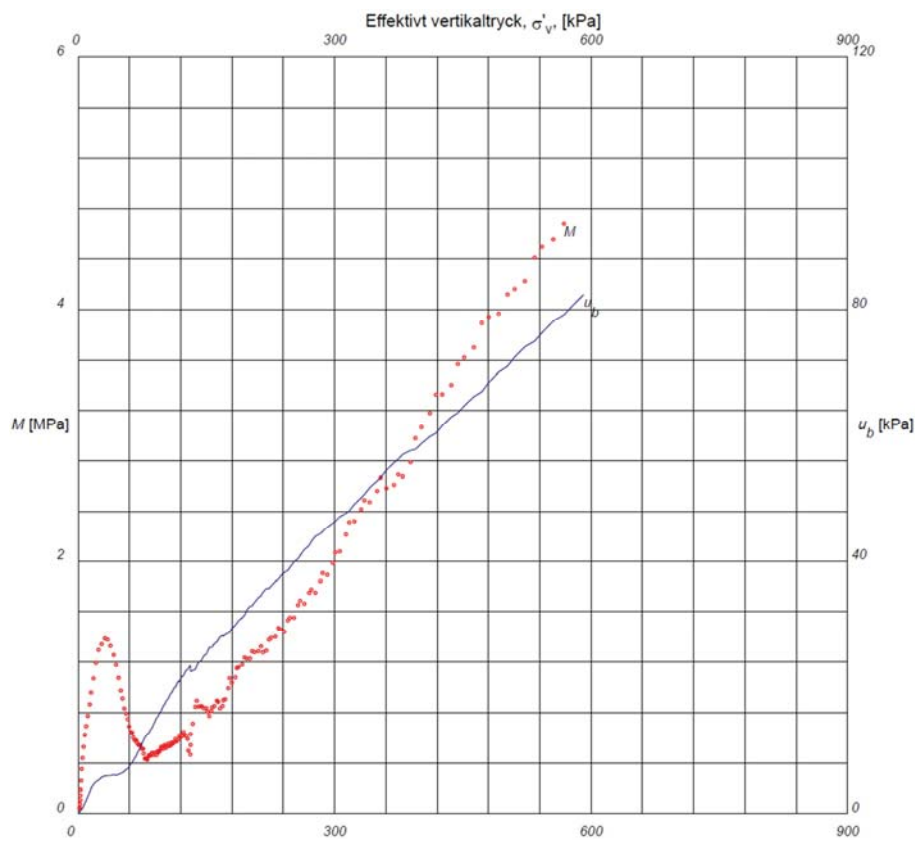
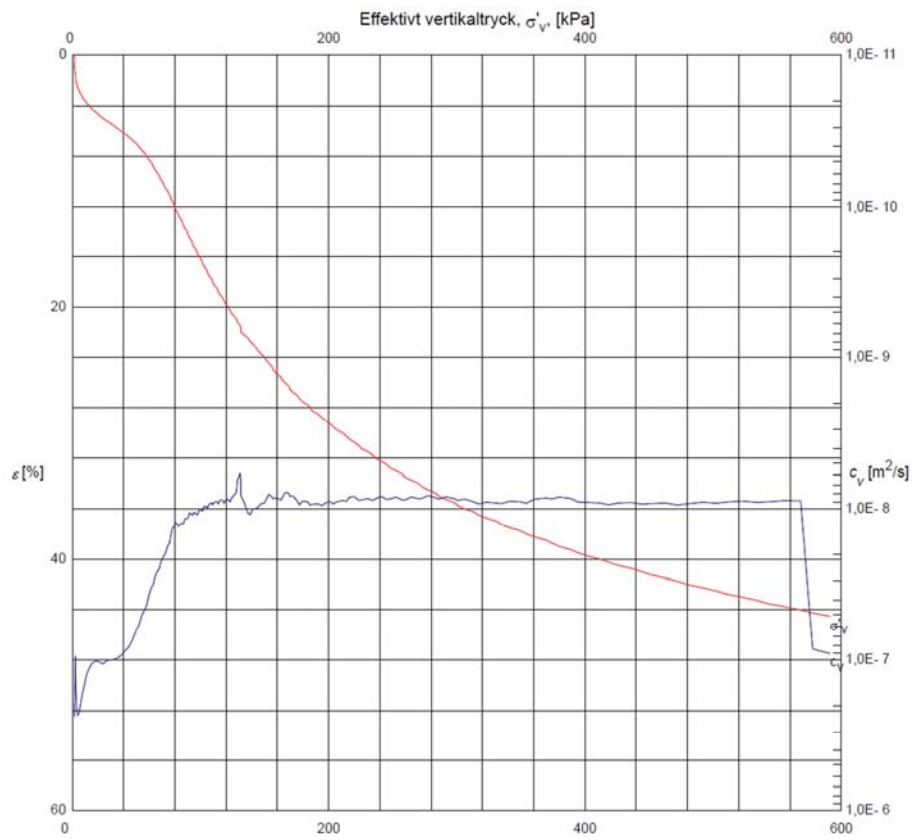


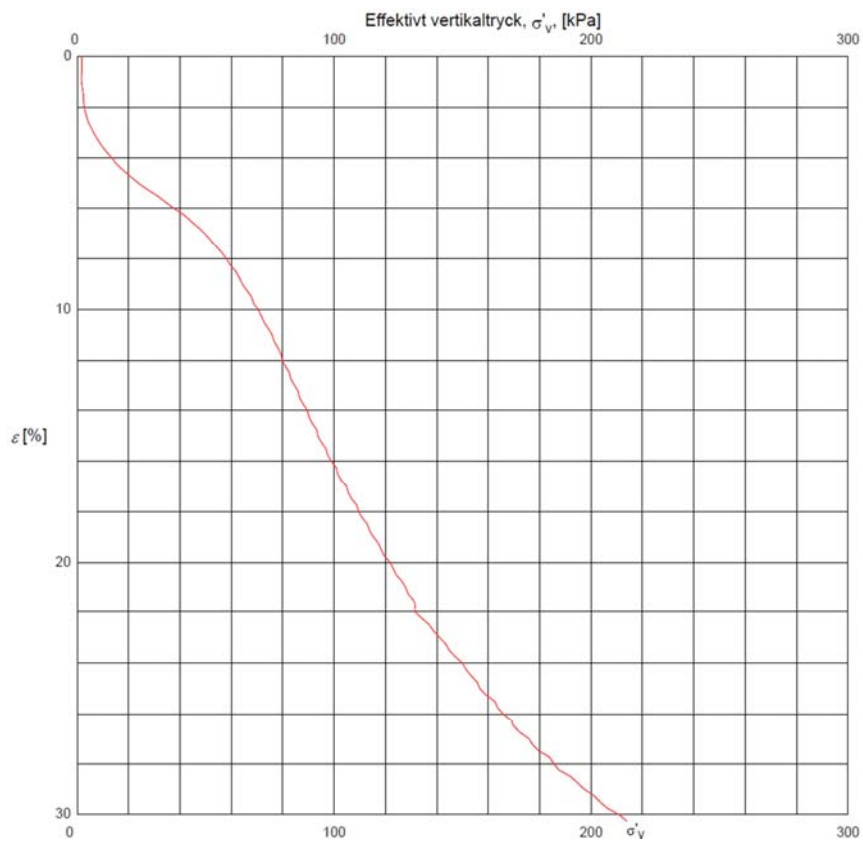
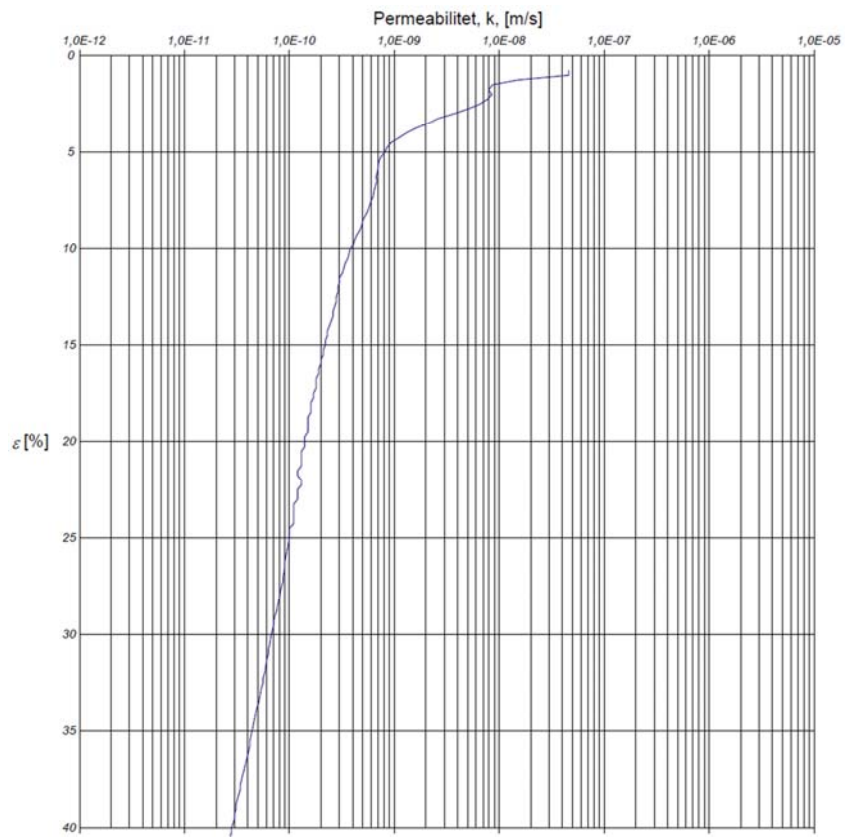
# Borrhål SGI 40, djup 5 m.



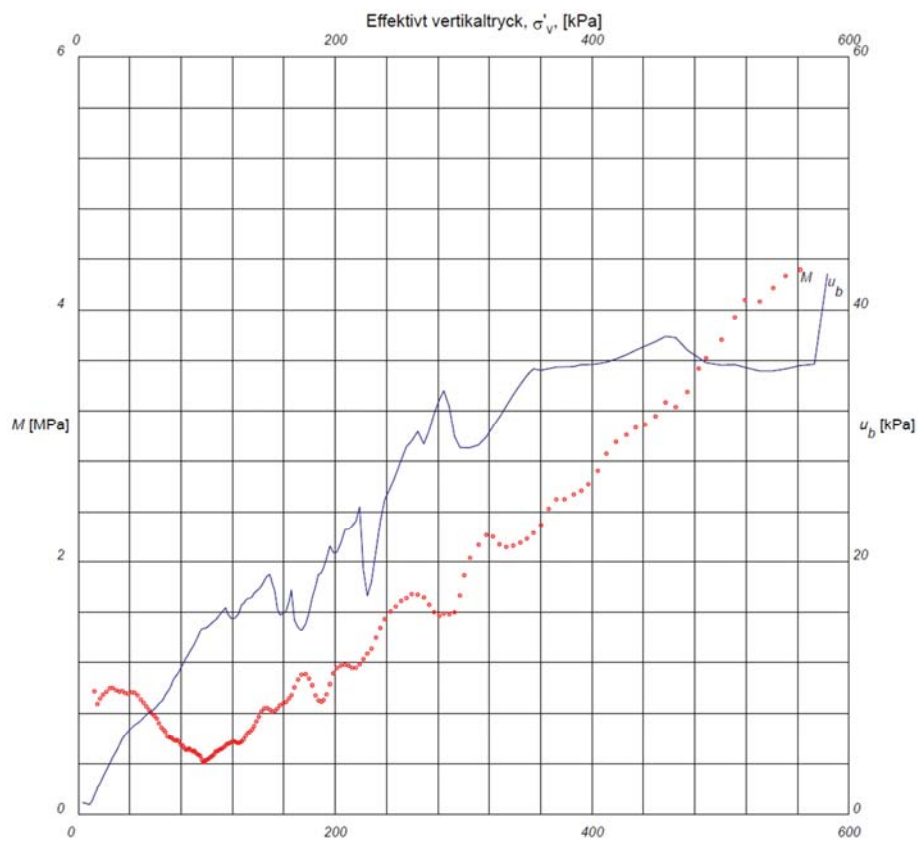
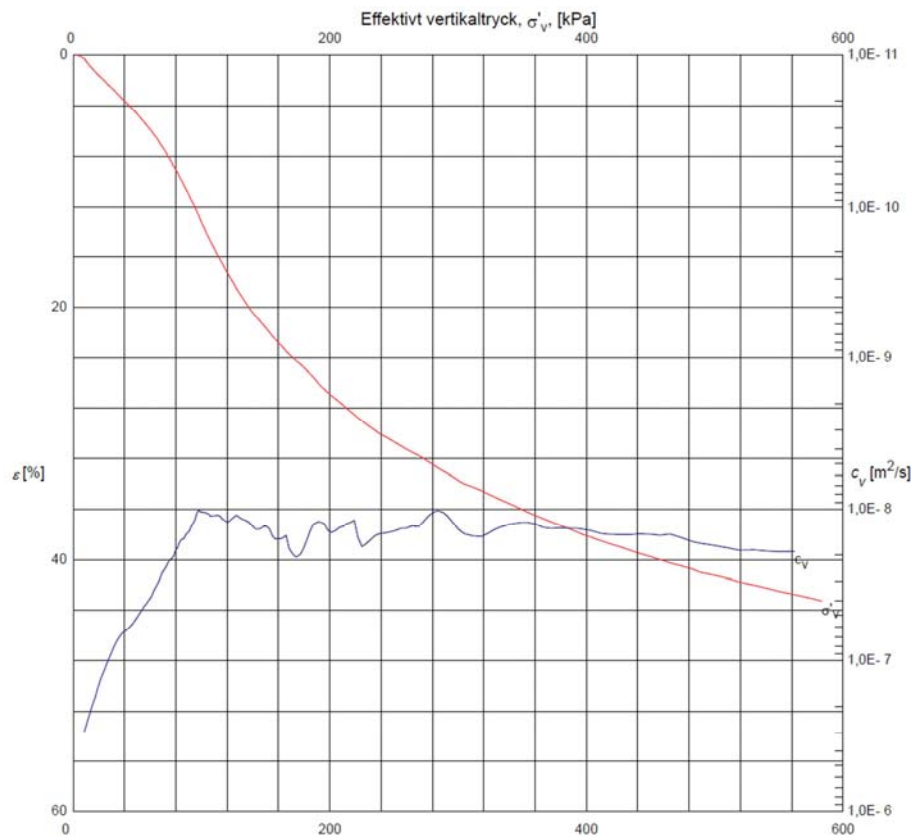


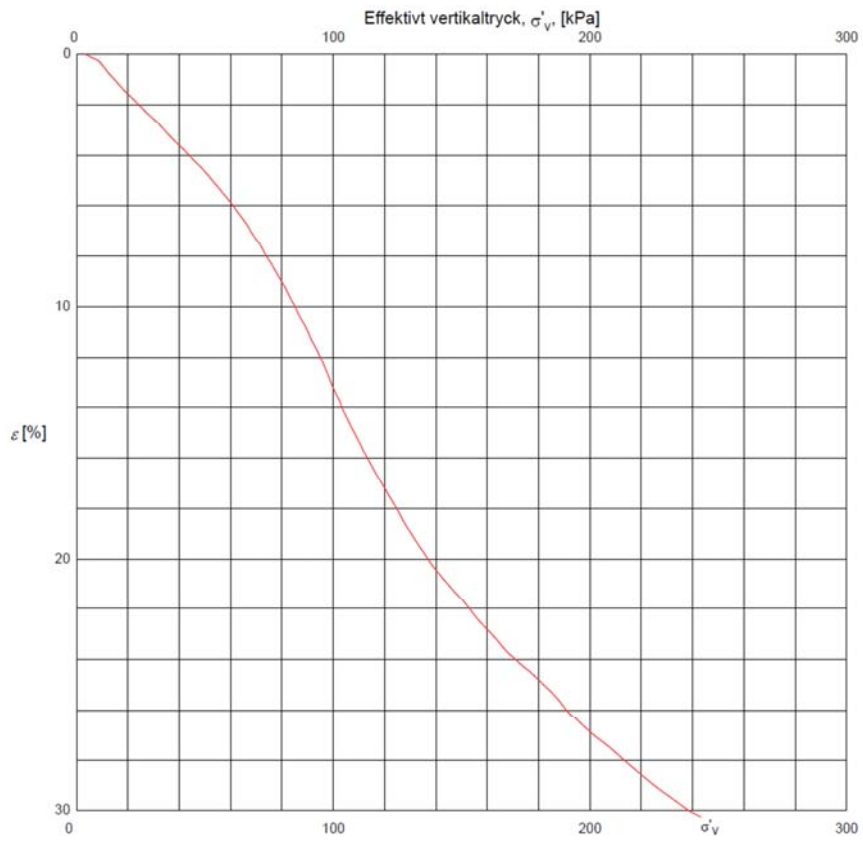
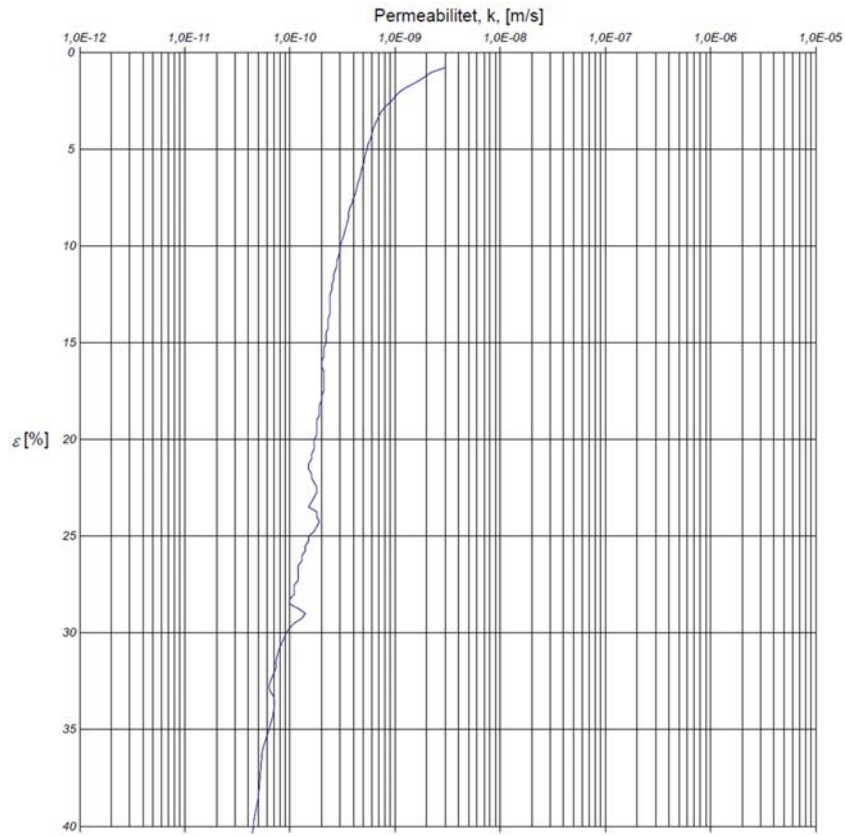
# Borrhål SGI 40, djup 6 m.





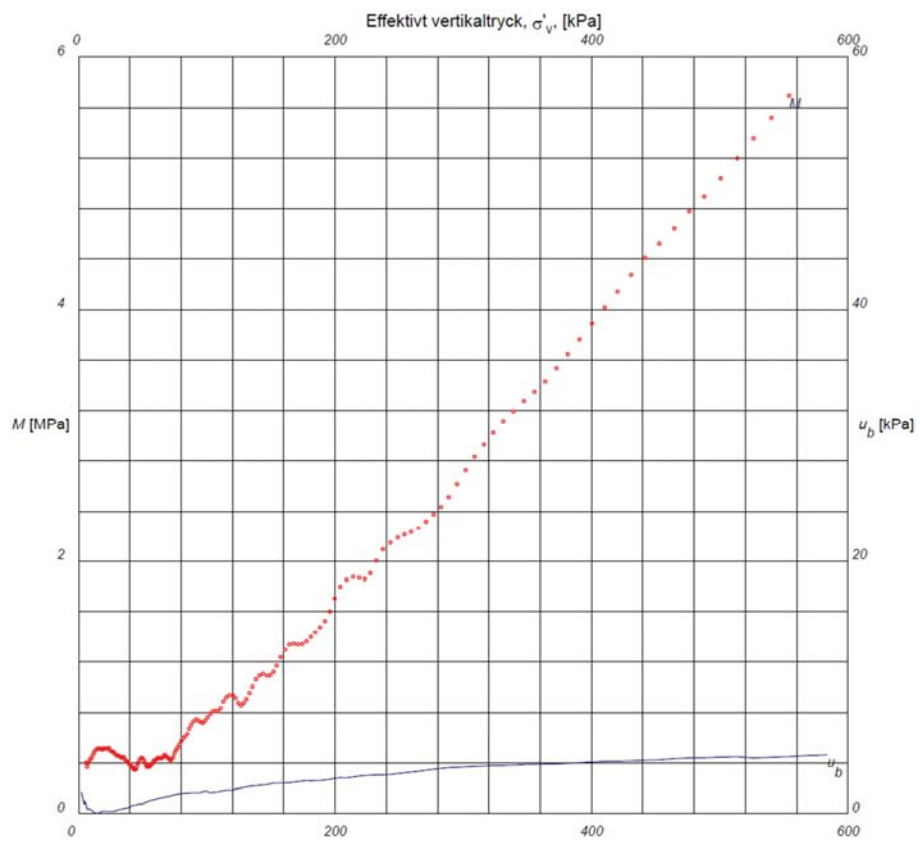
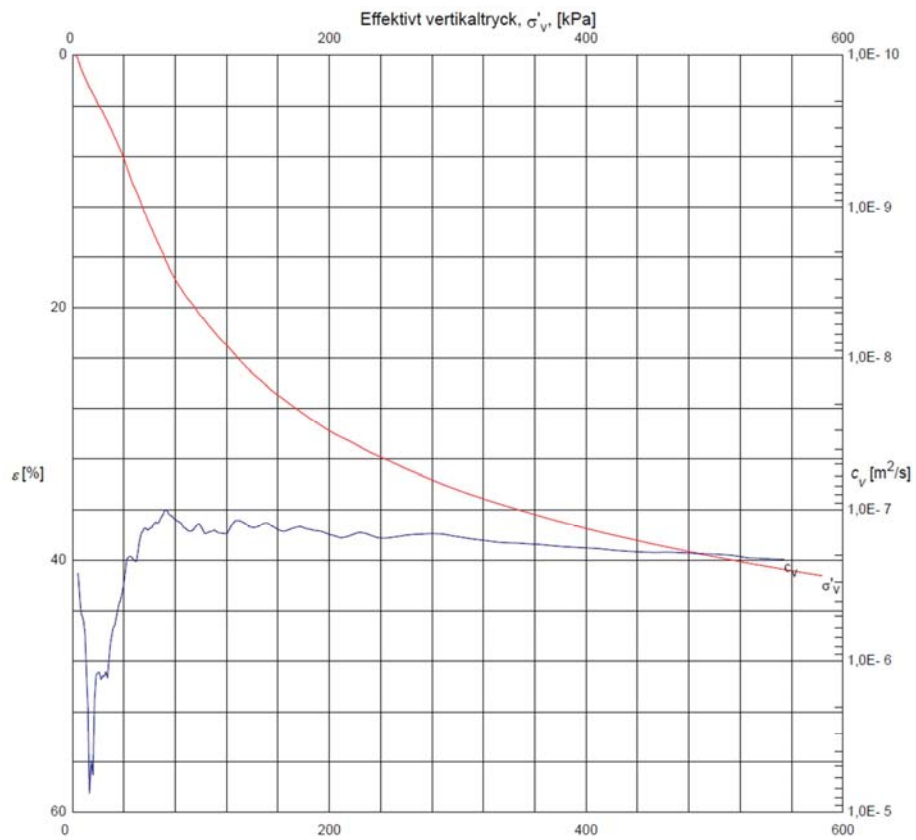
# Borrhål SGI 41, djup 7 m.

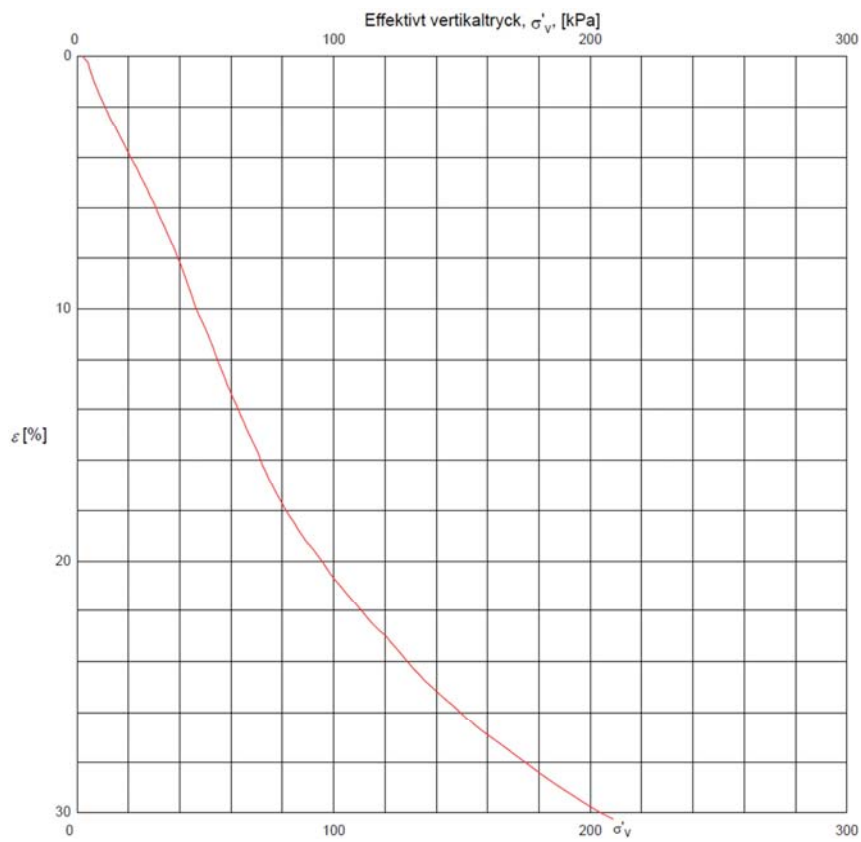
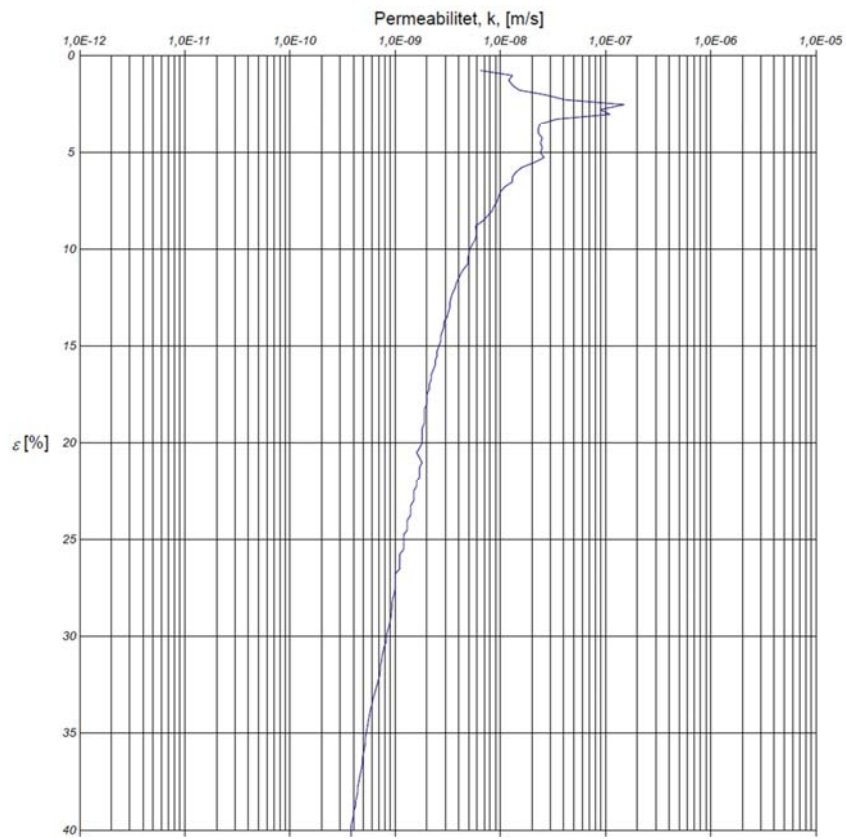




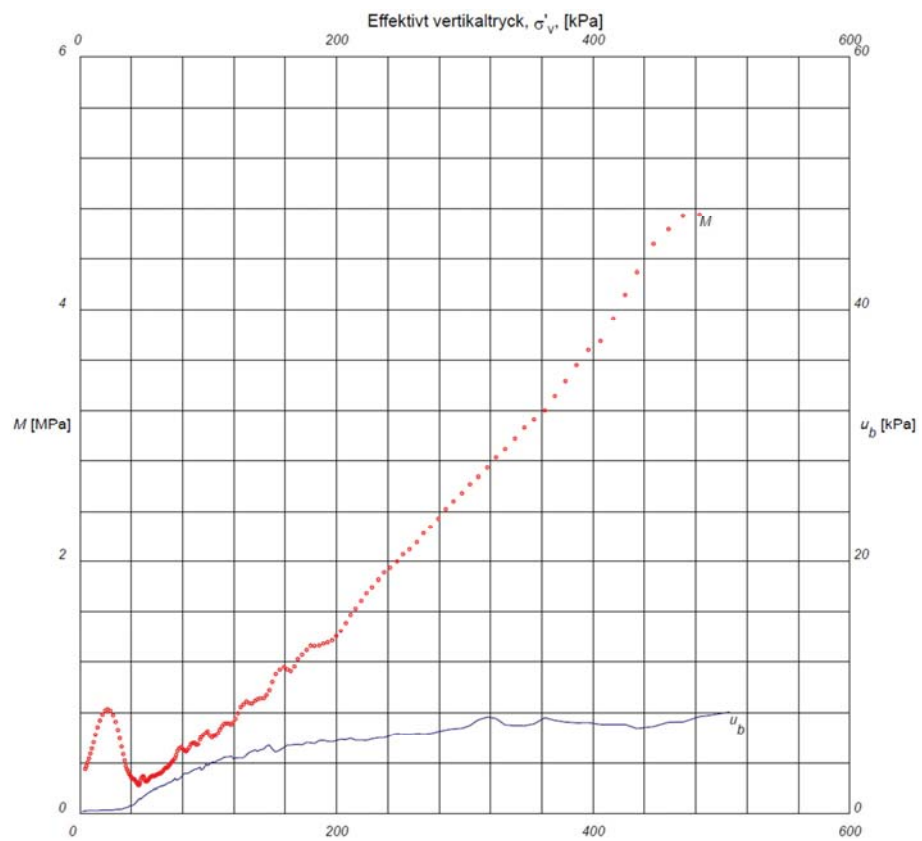
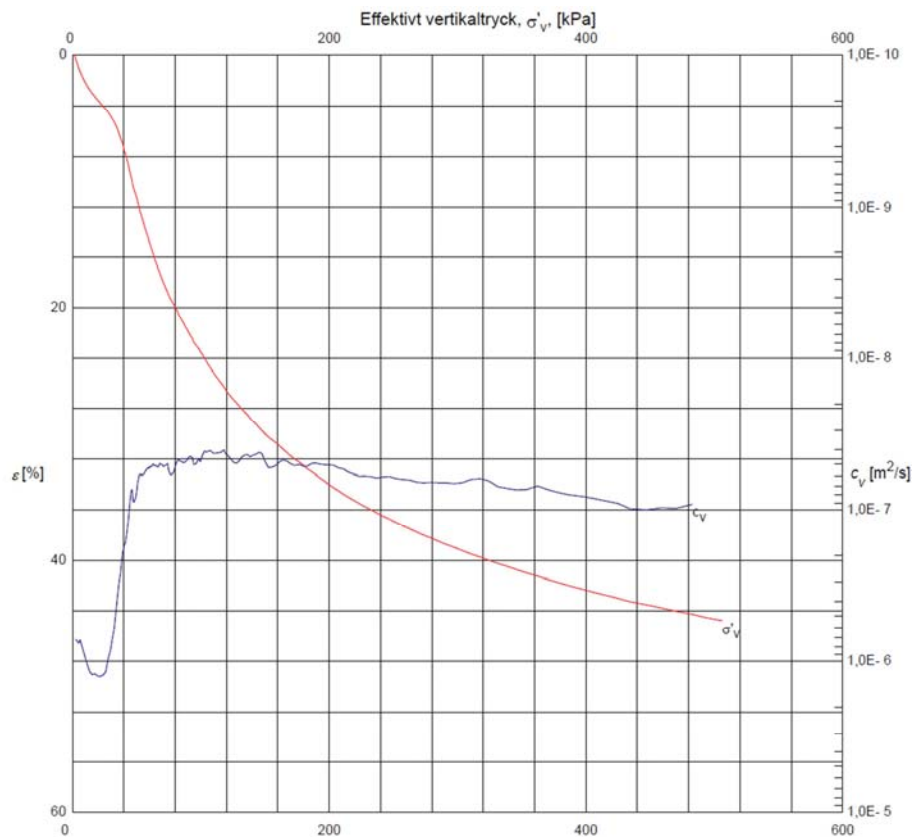


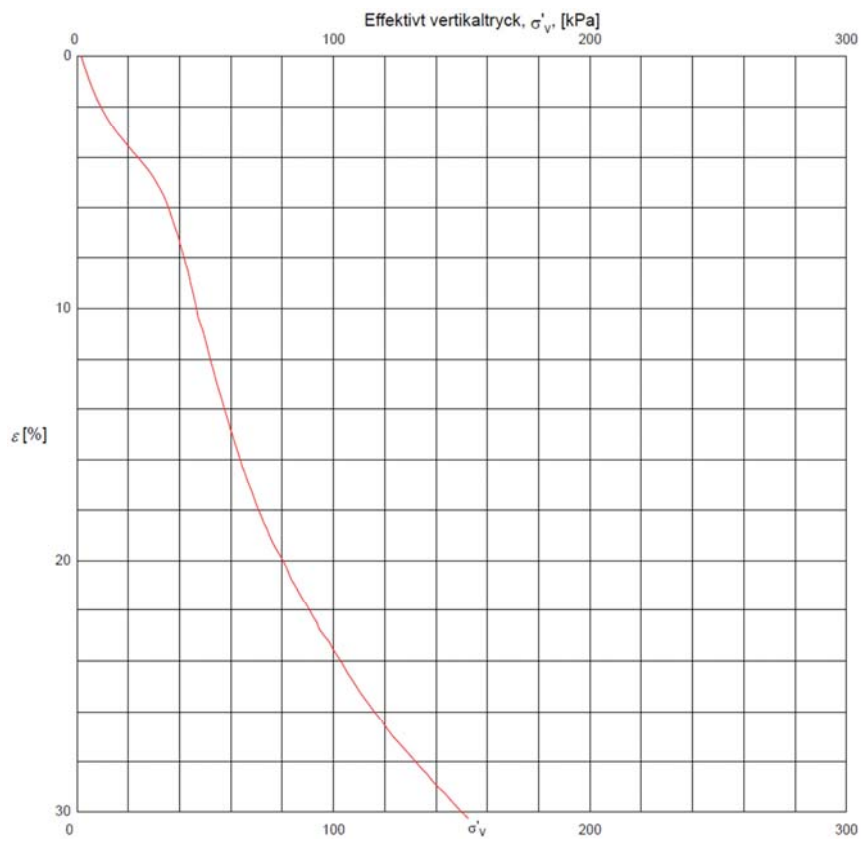
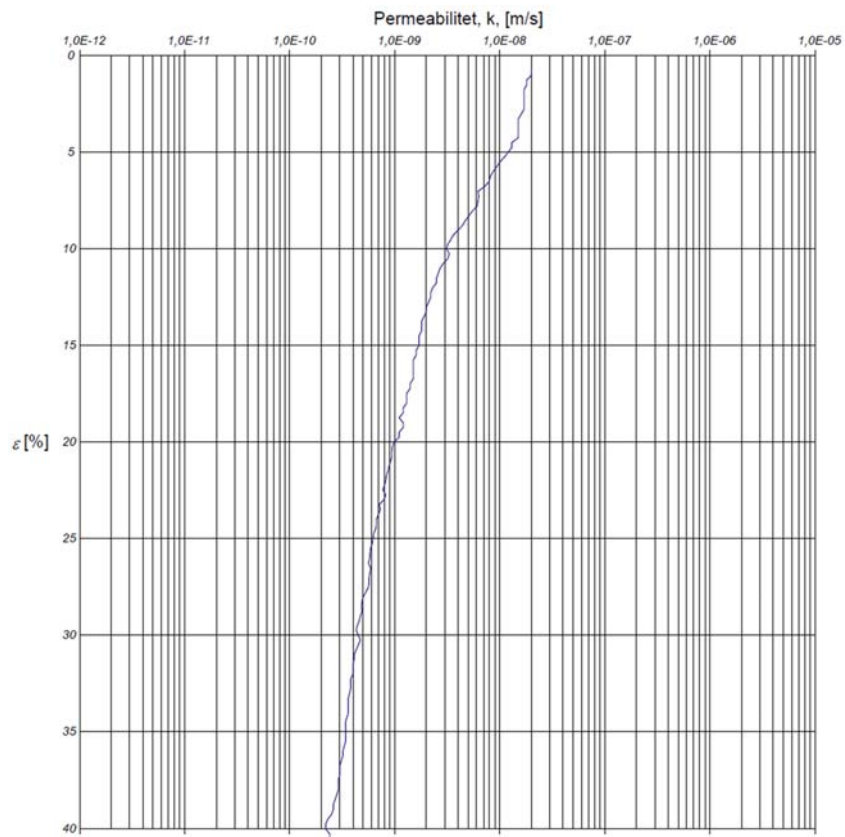
# Borrhål SGI 42, djup 2 m.



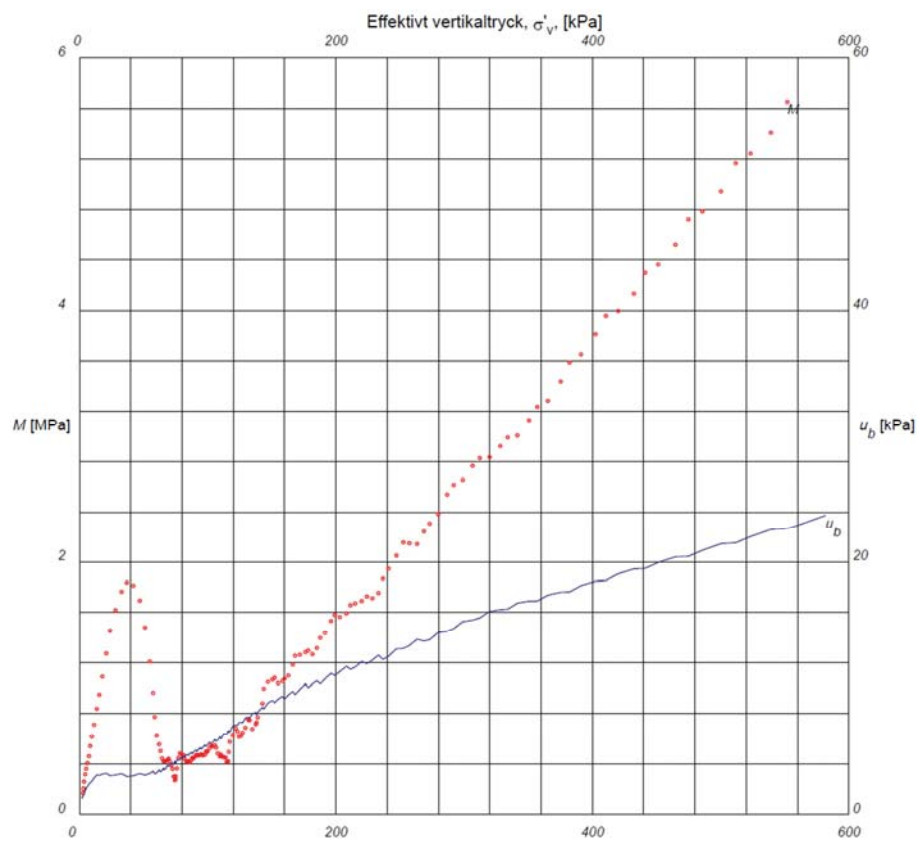
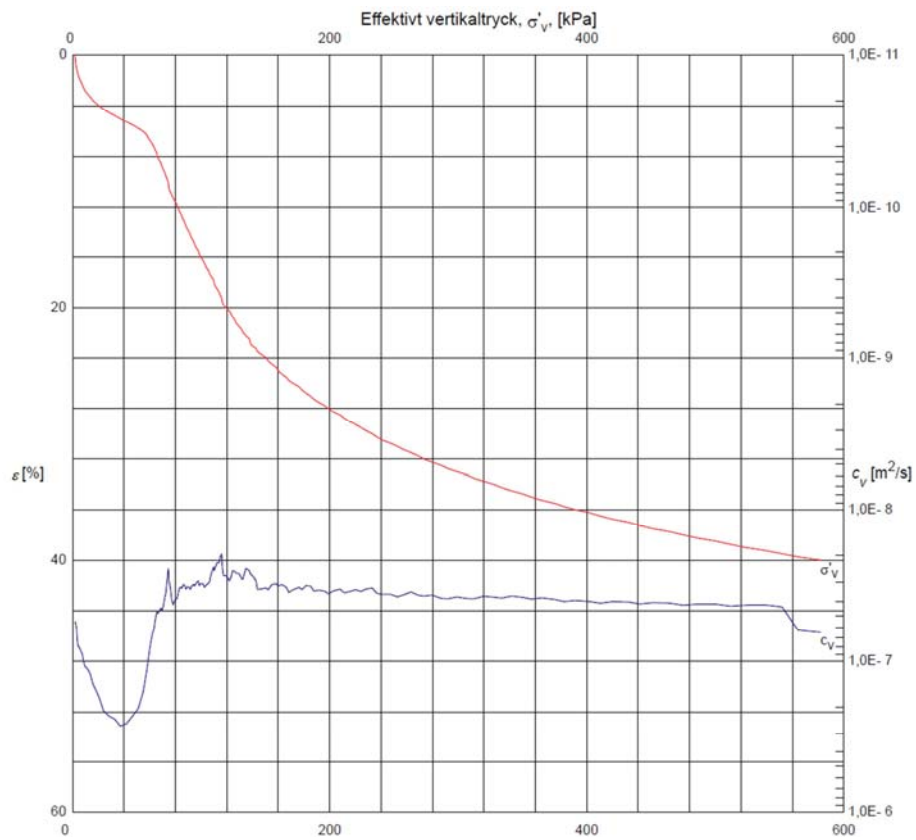


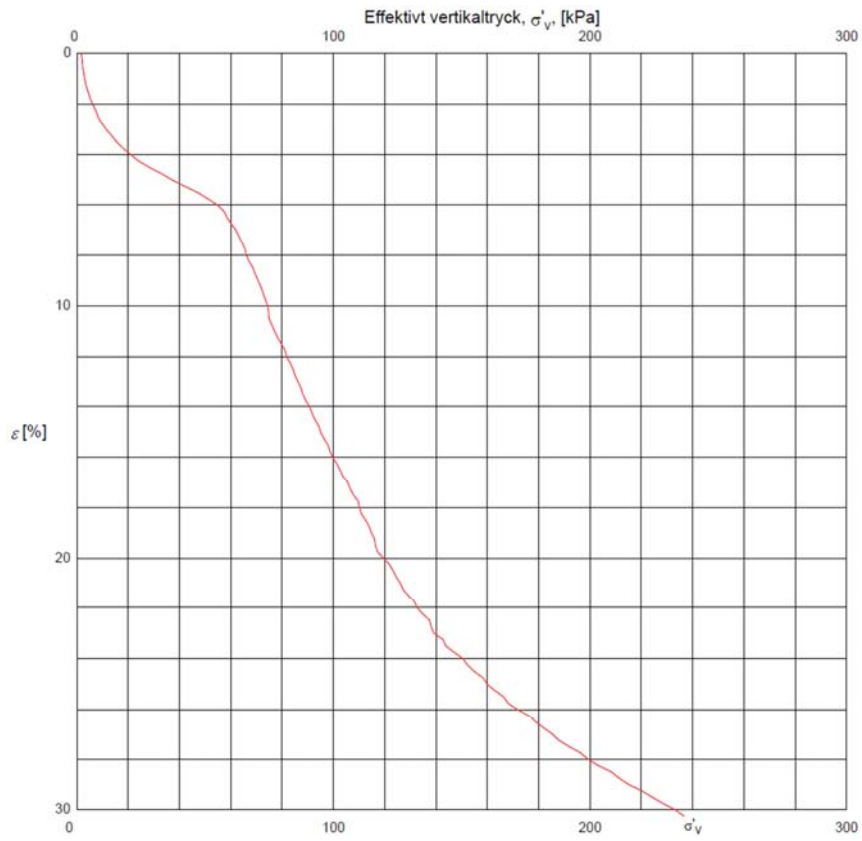
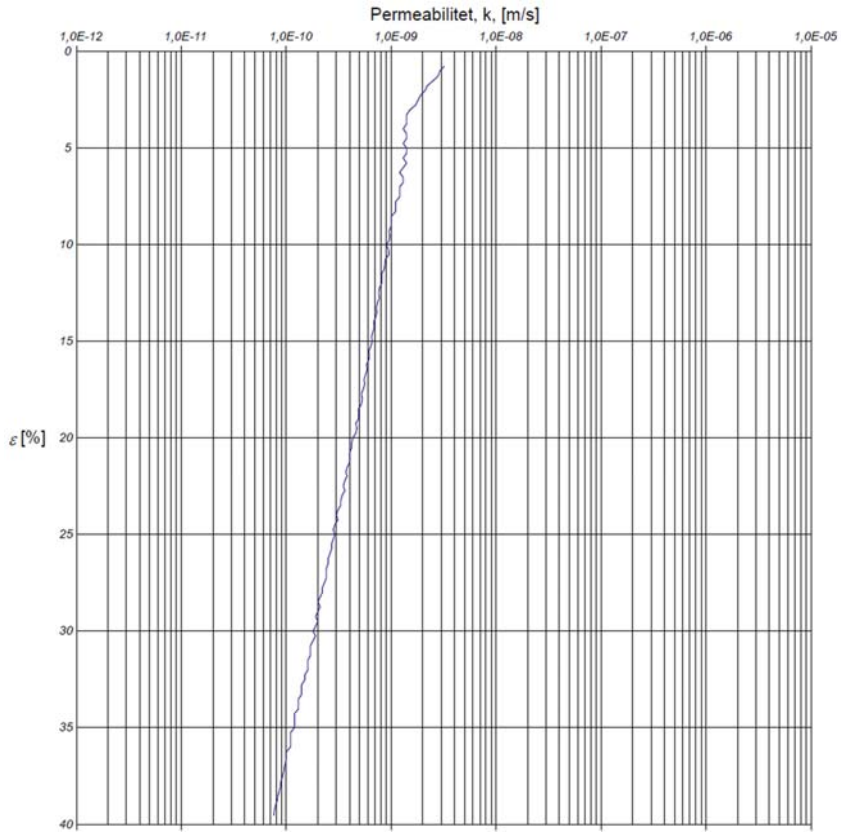
# Borrhål SGI 42, djup 3 m.



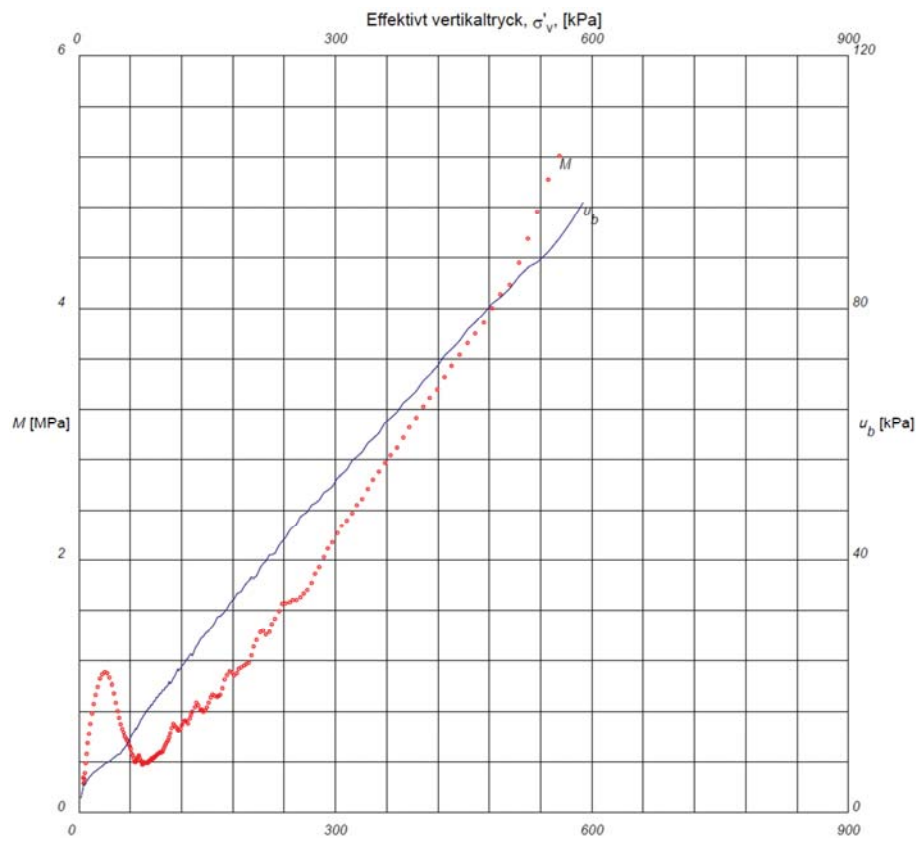
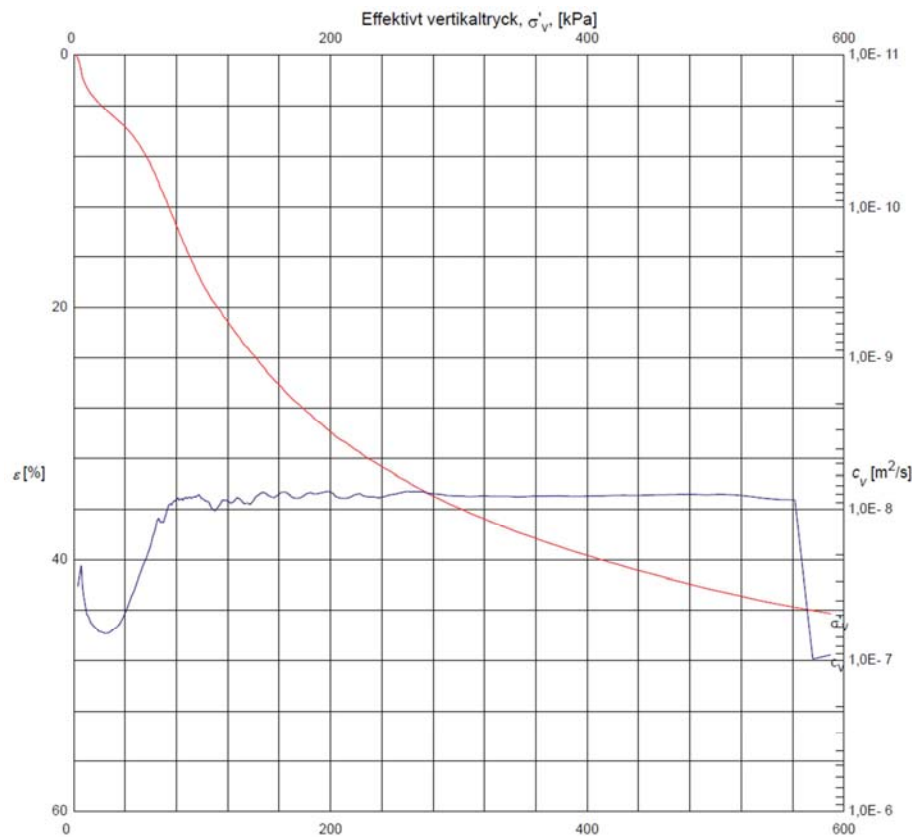


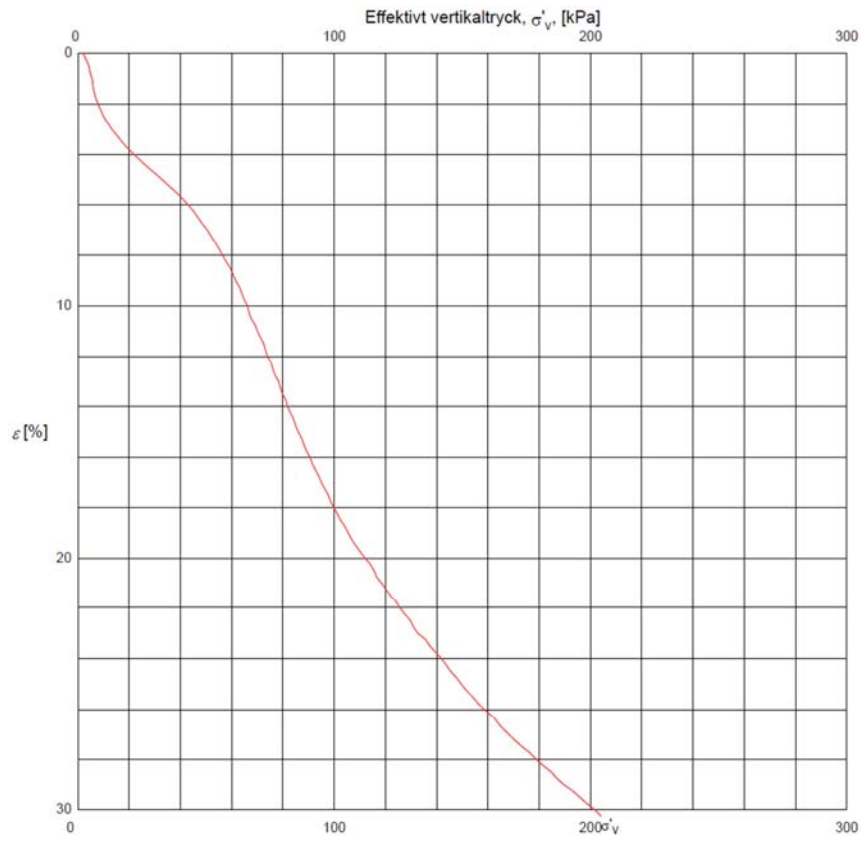
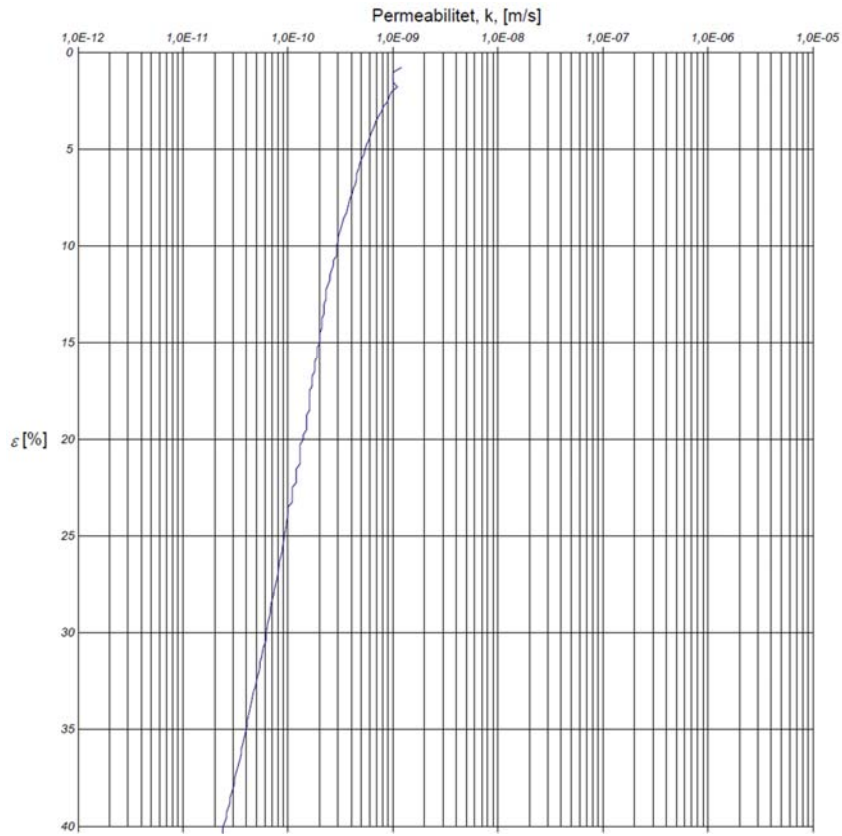
# Borrhål SGI 42, djup 4 m.





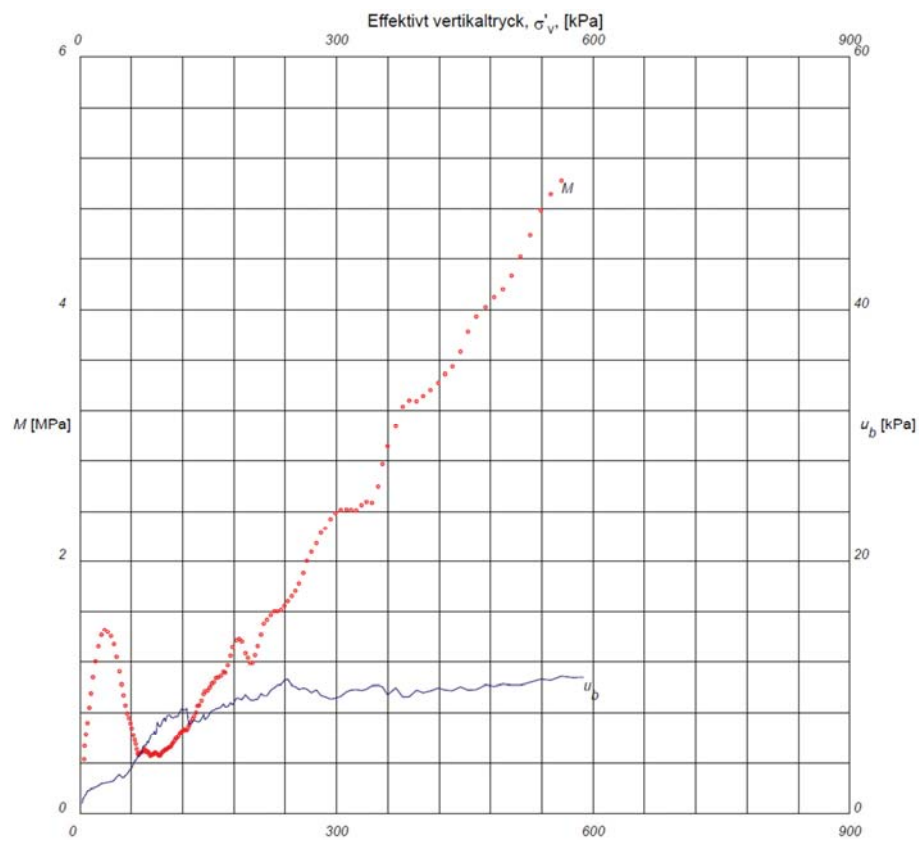
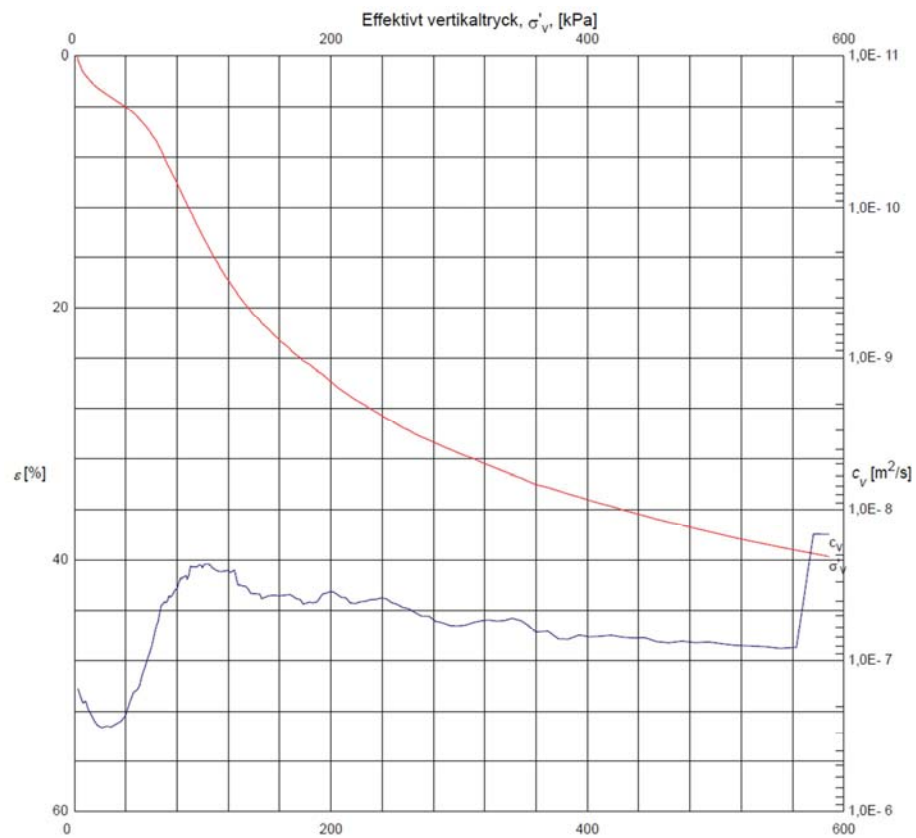
# Borrhål SGI 42, djup 5 m.

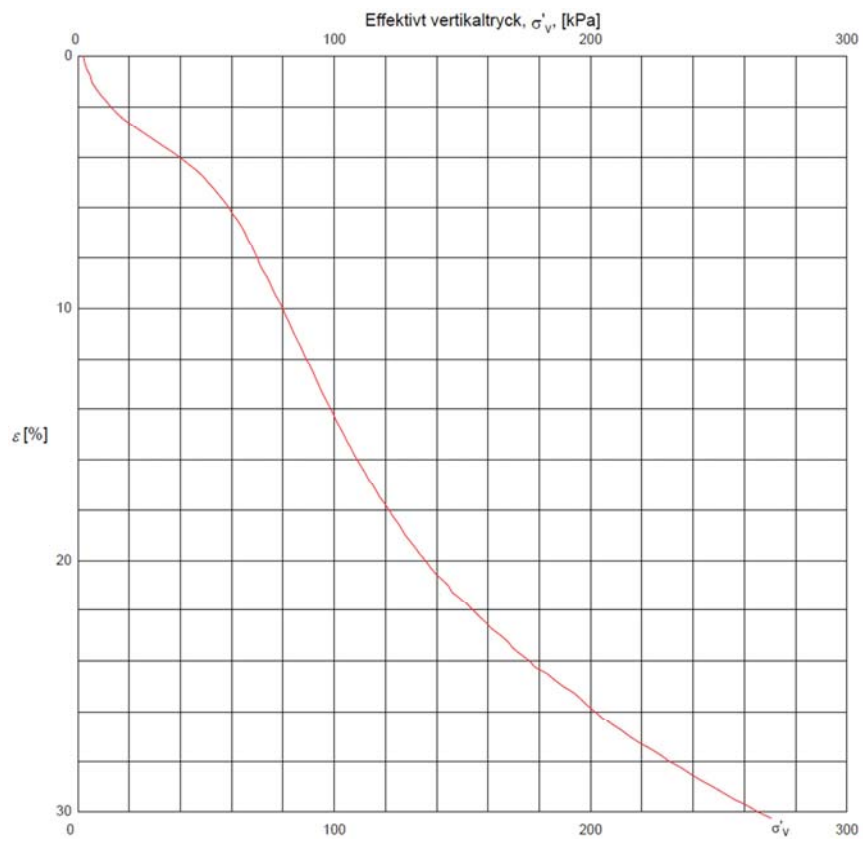
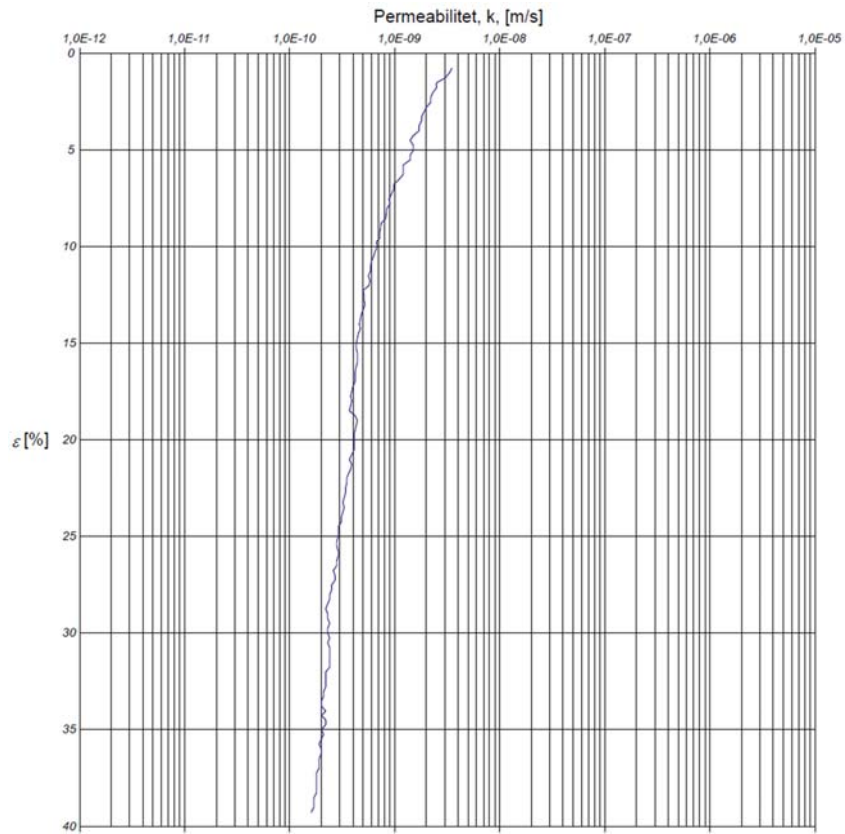




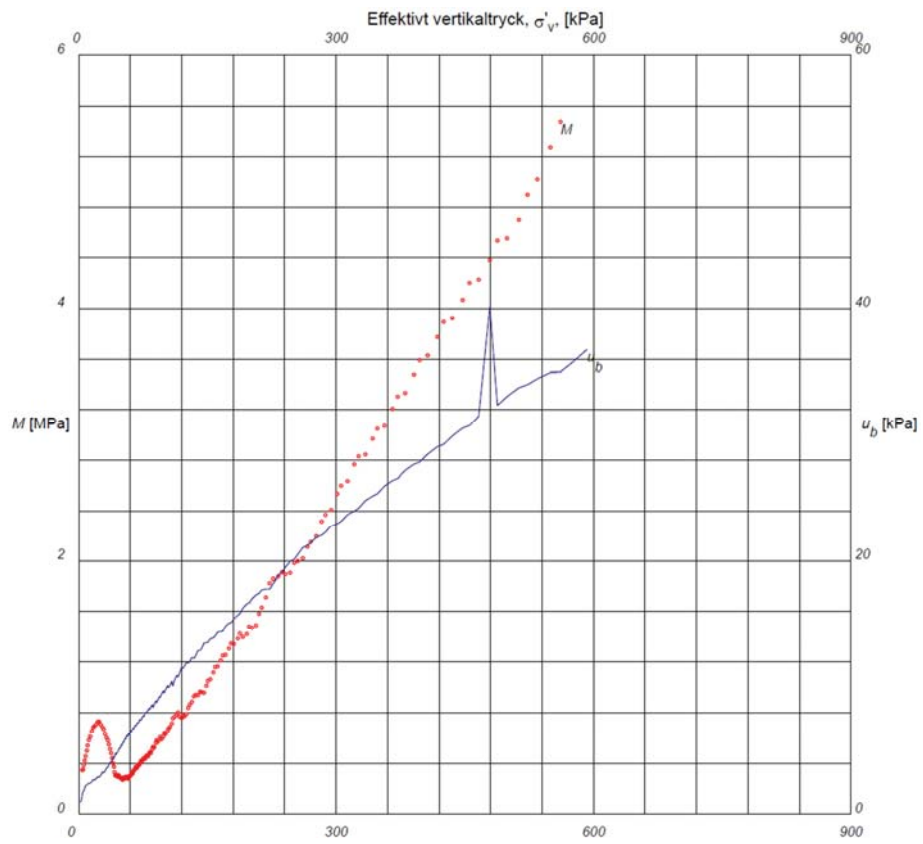
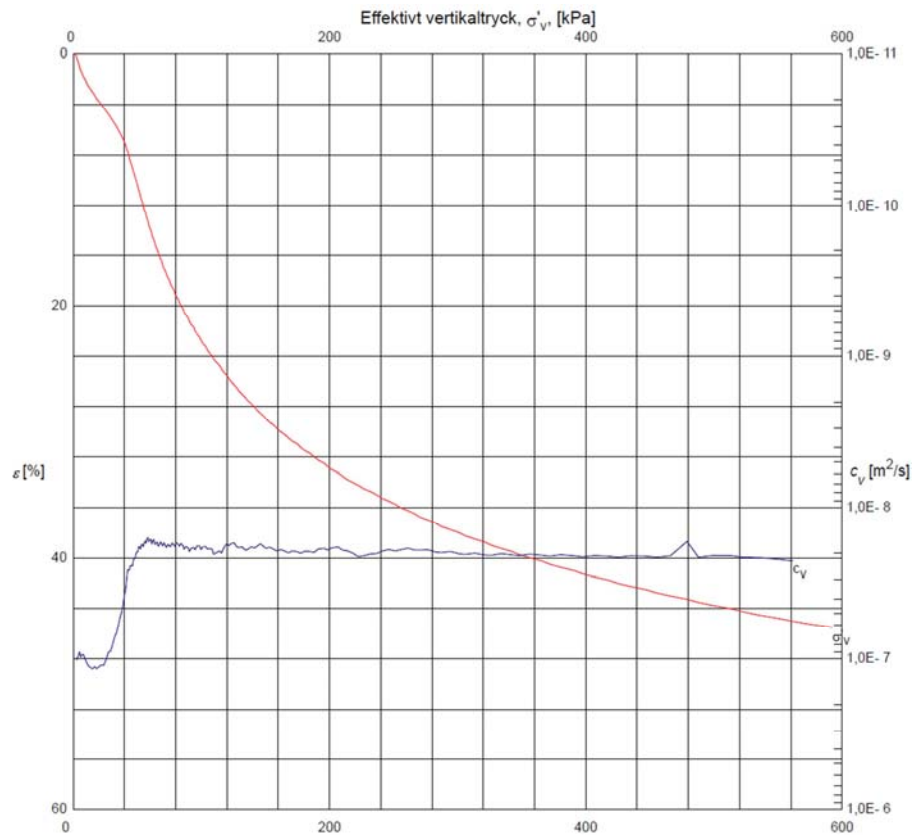


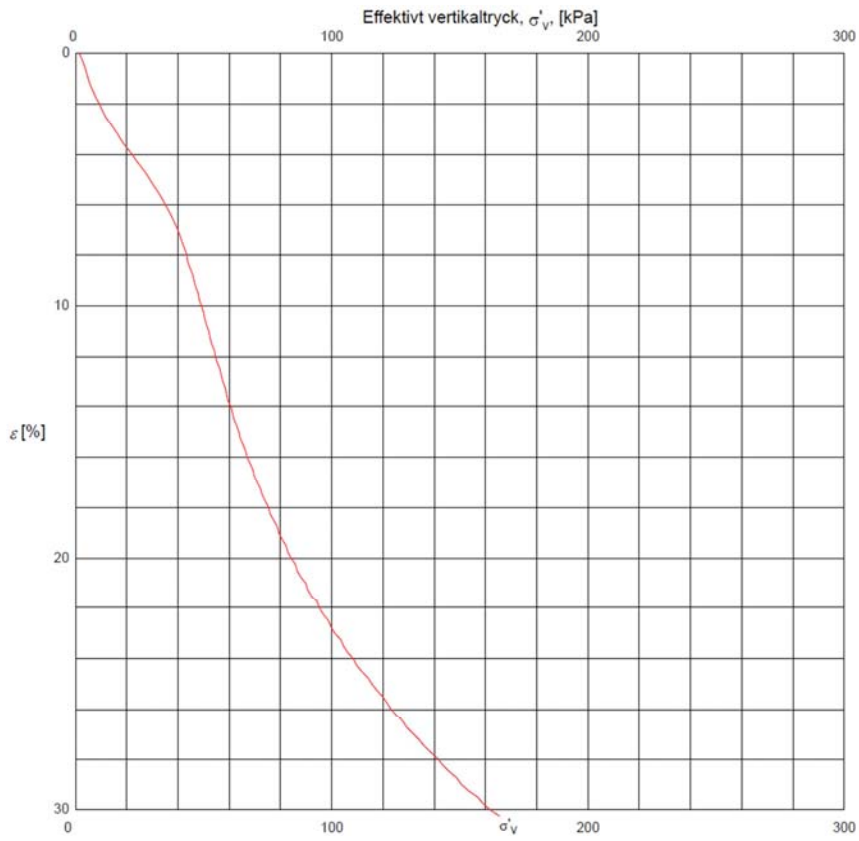
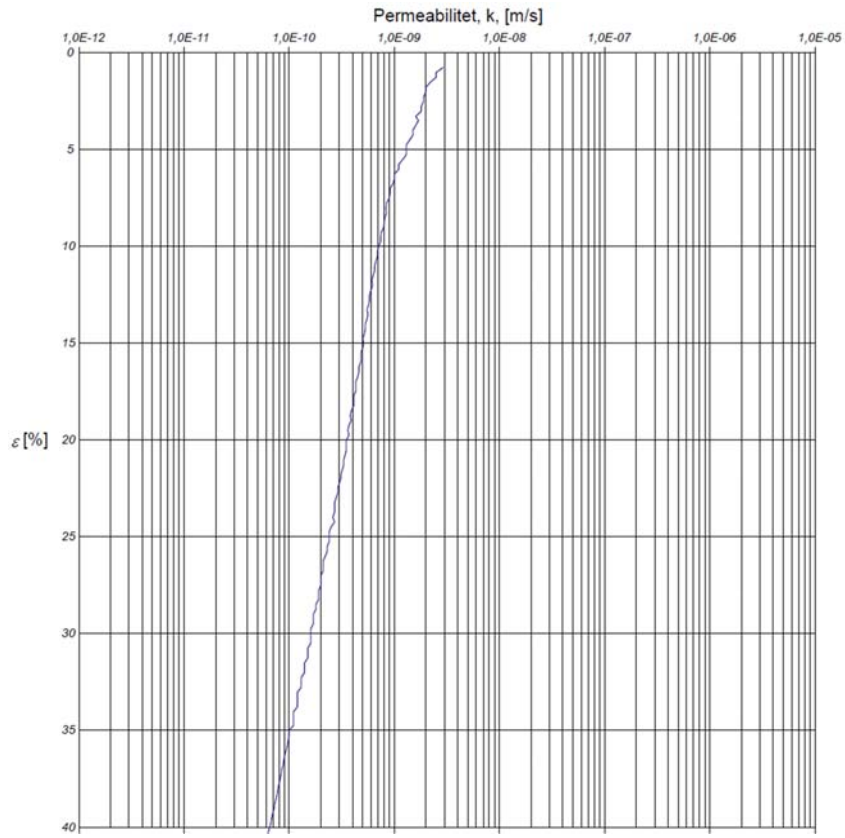
# Borrhål SGI 42, djup 6 m.



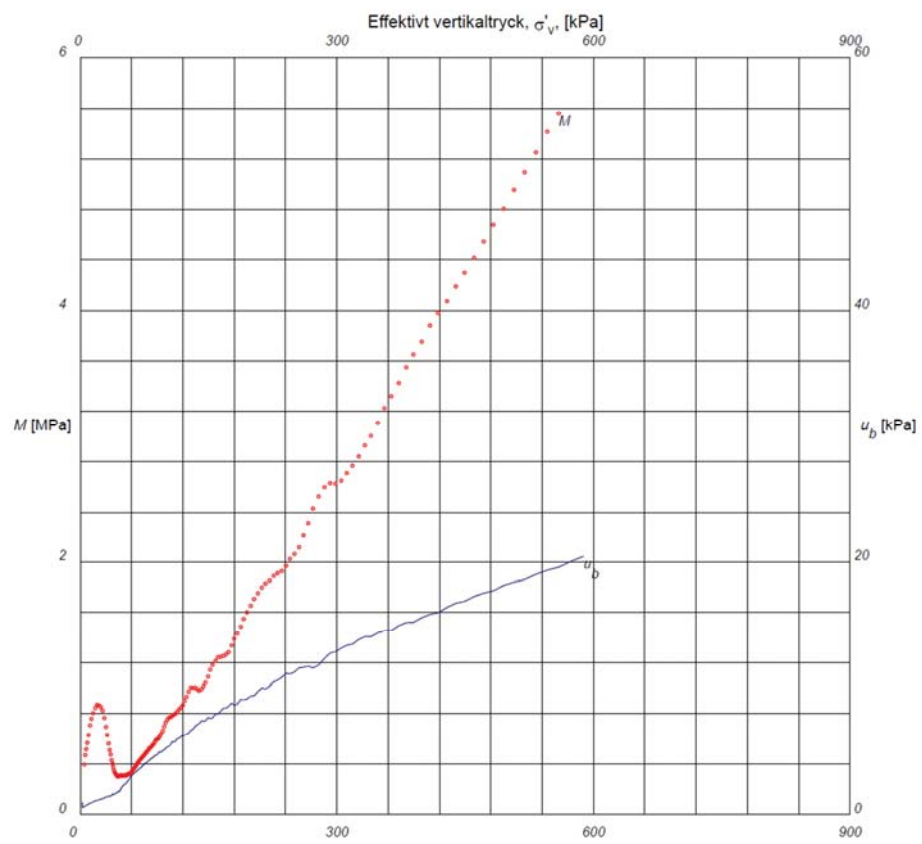
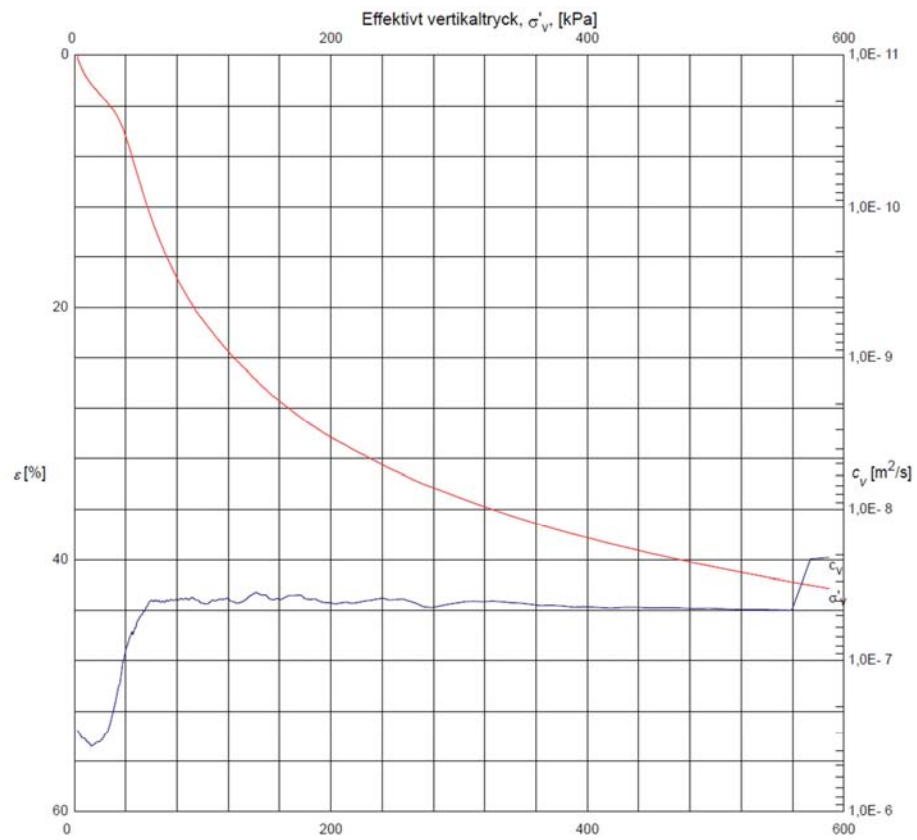


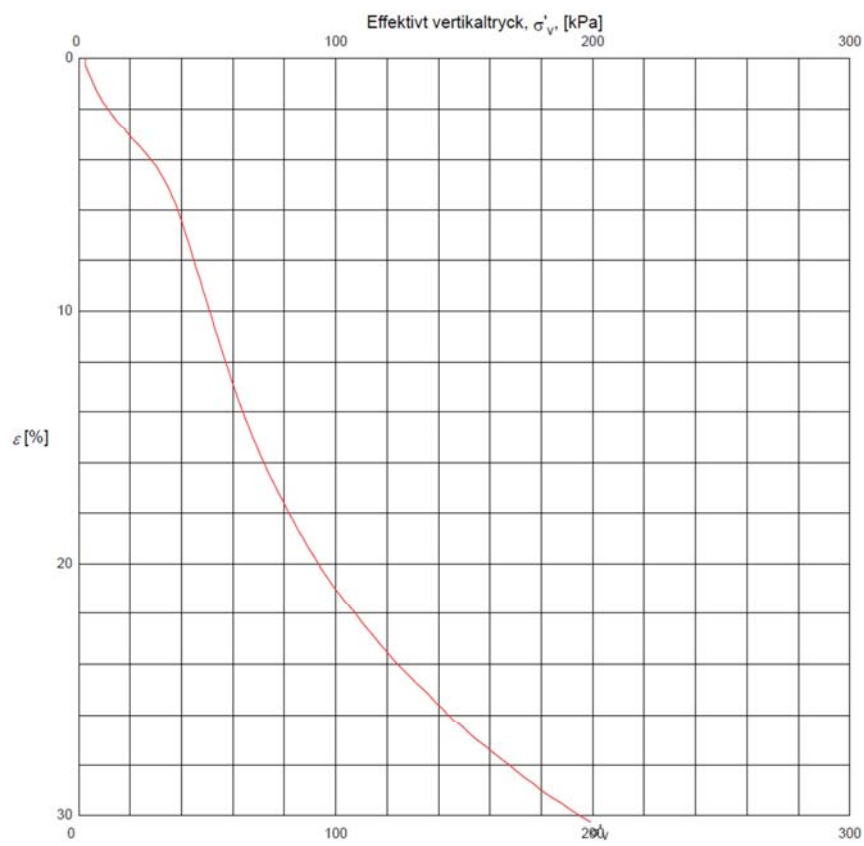
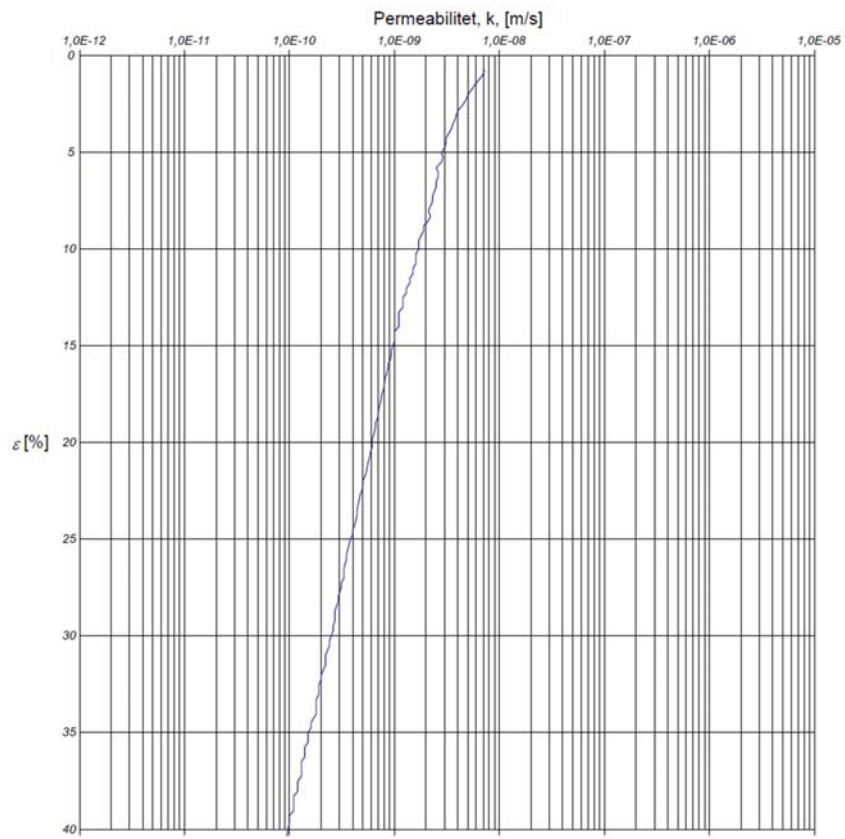
# Borrhål SGI 44, djup 2 m.



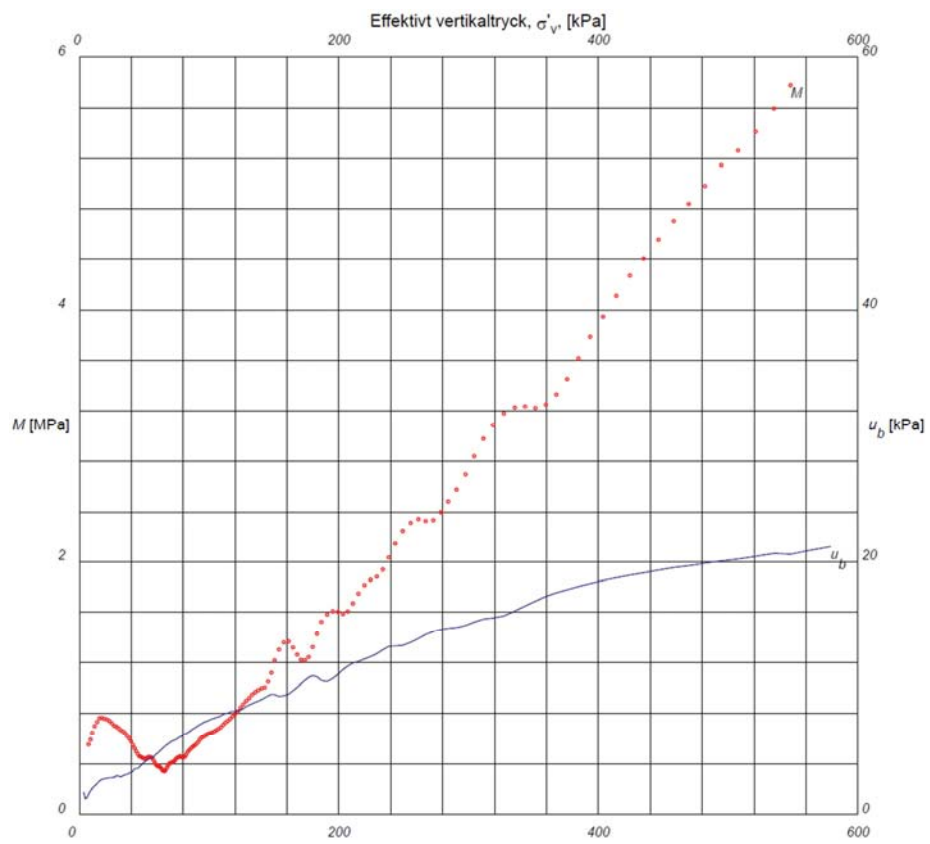
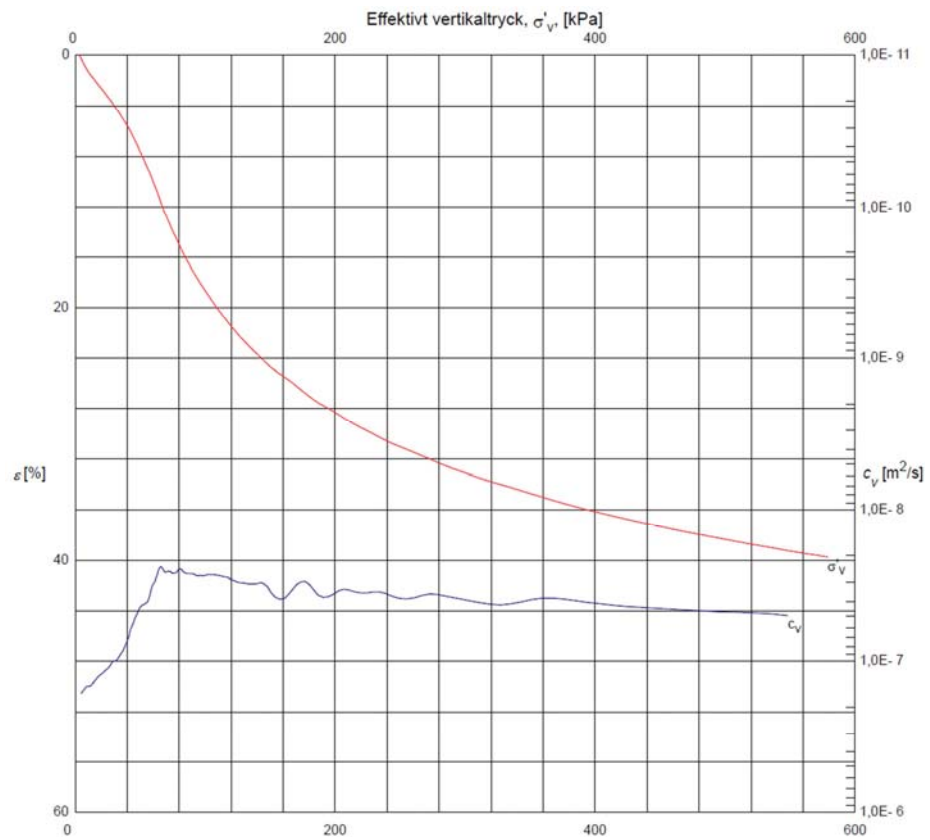


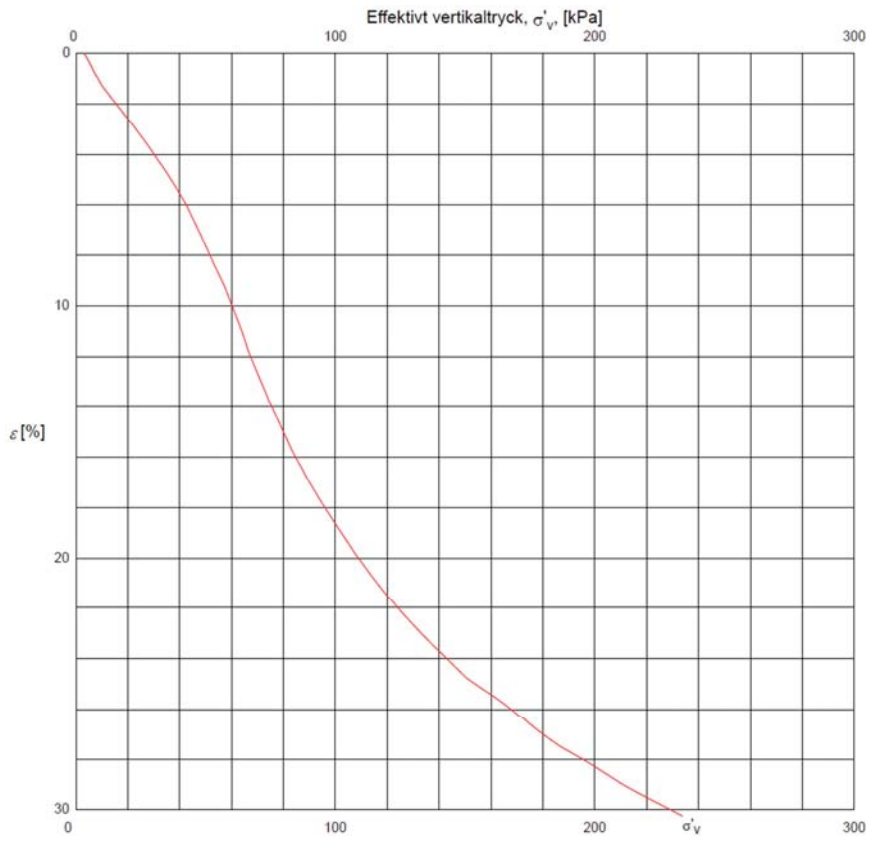
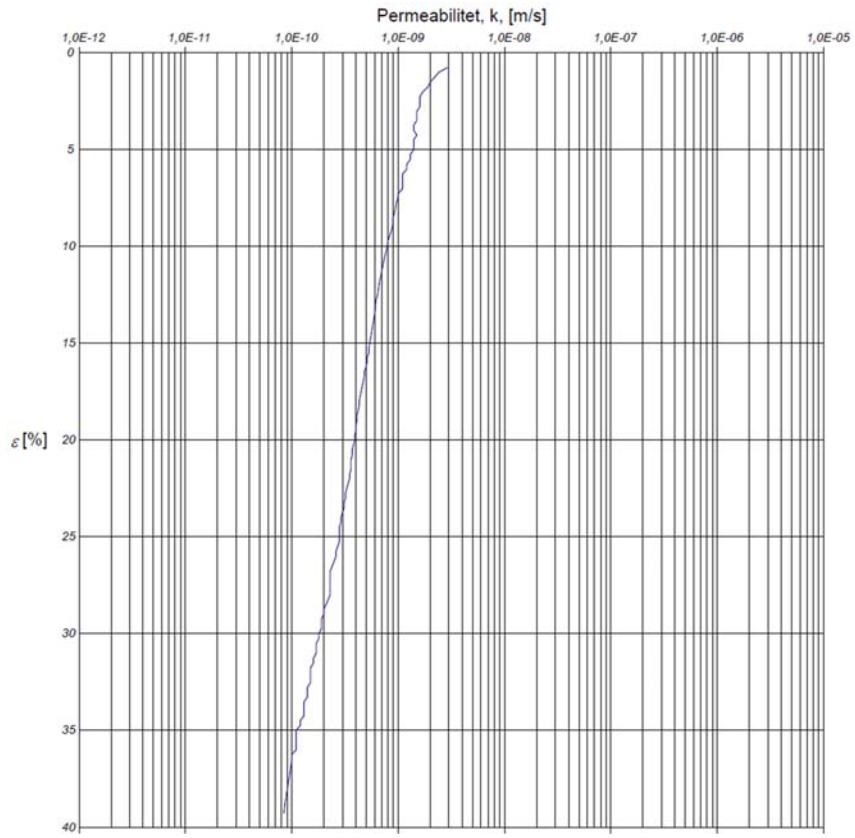
# Borrhål SGI 44, djup 3 m.





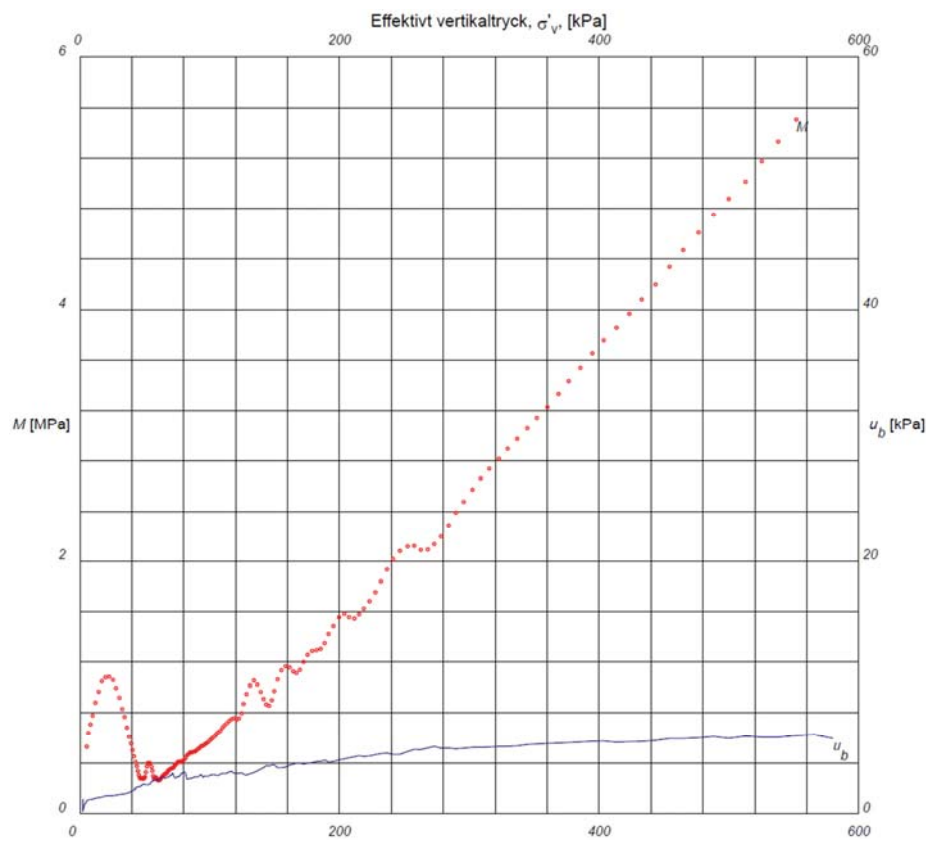
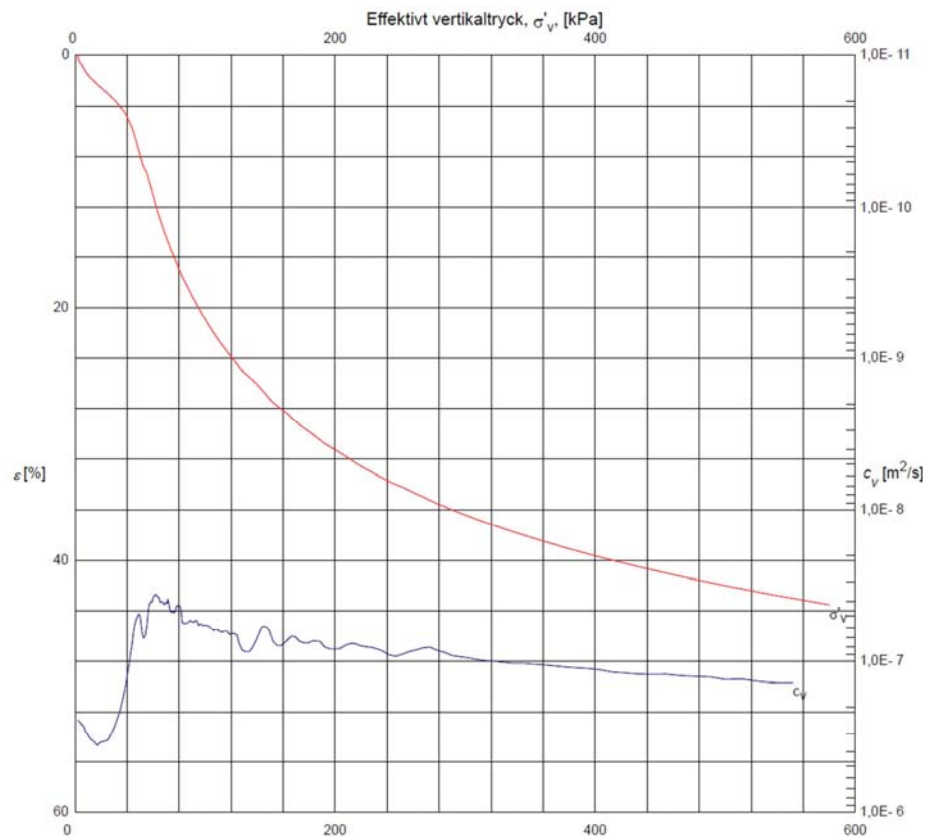
# Borrhål SGI 44, djup 4 m.

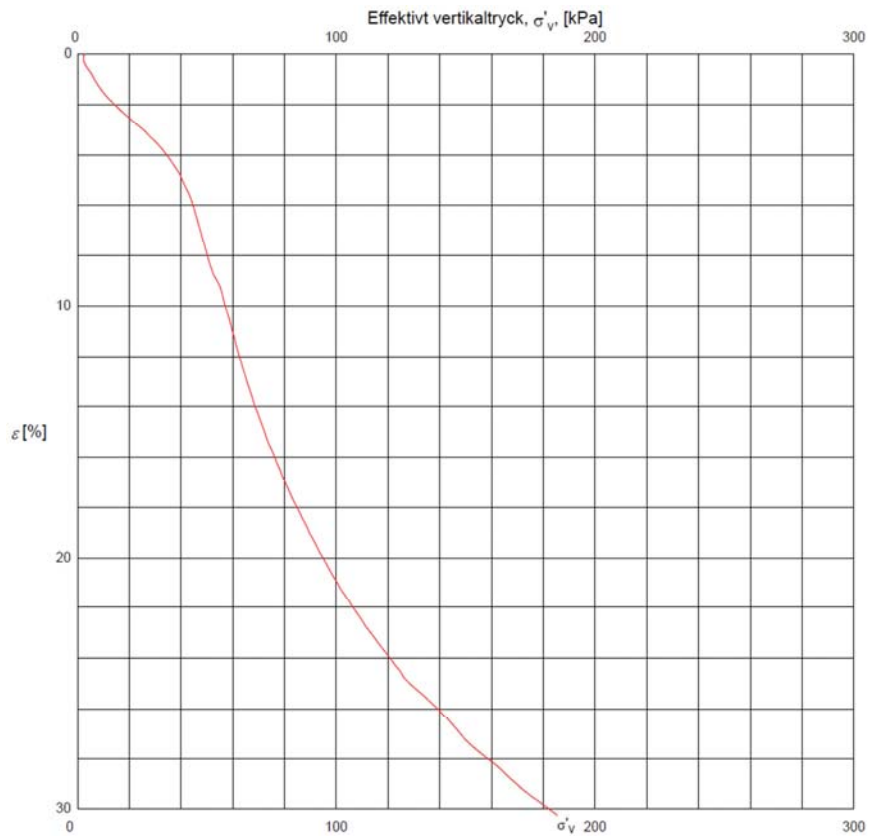
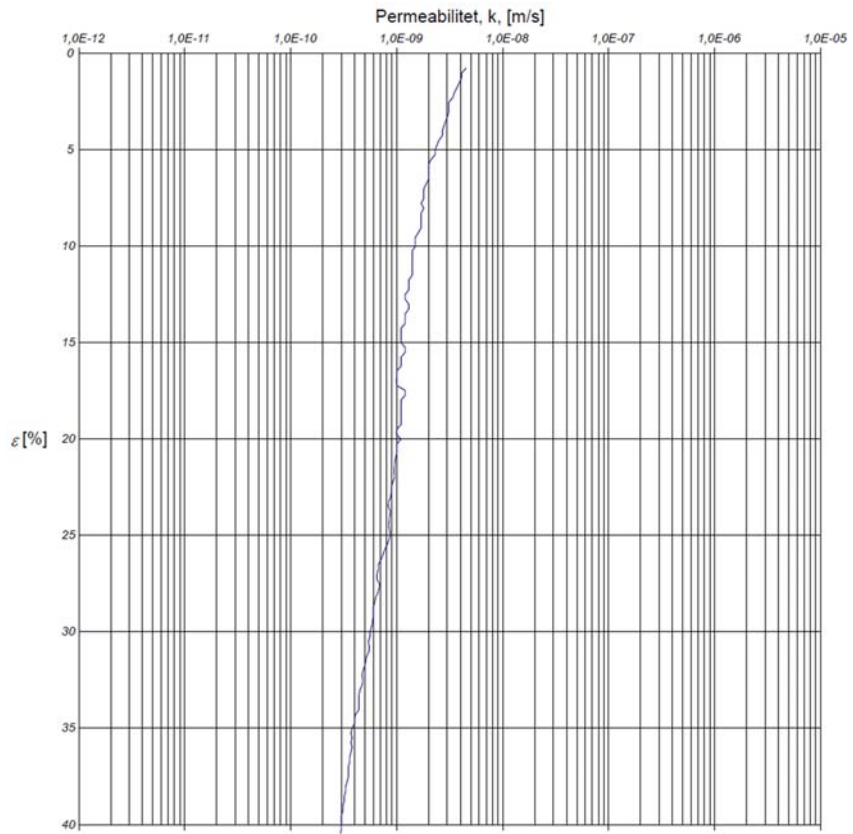




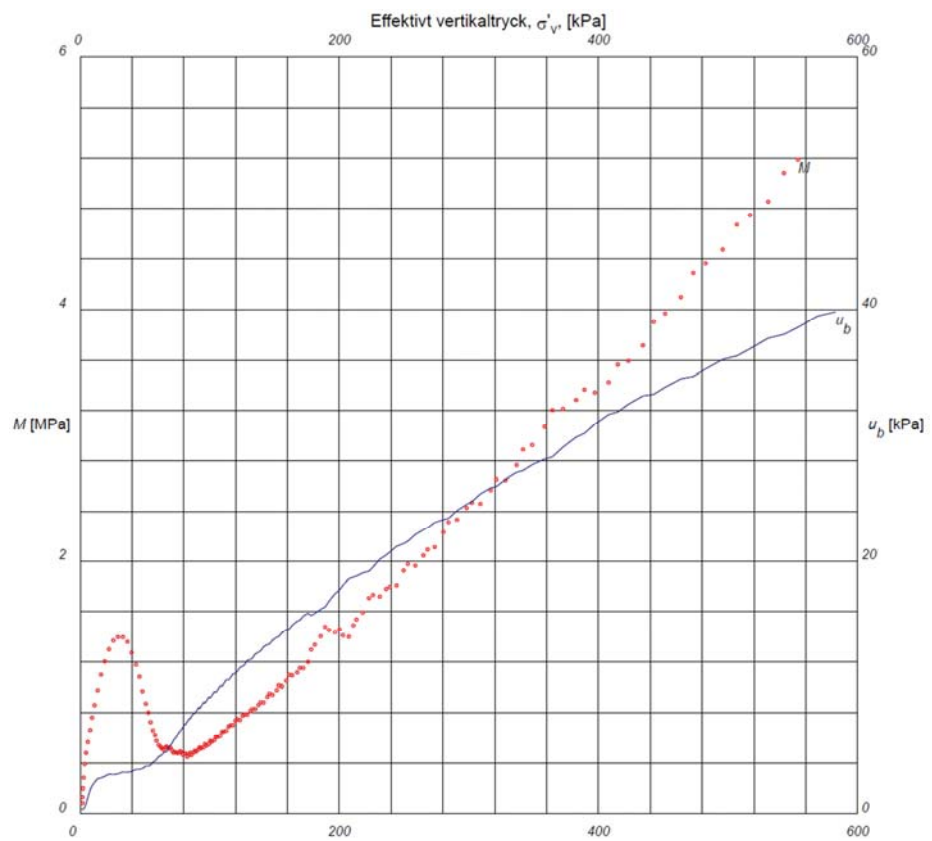
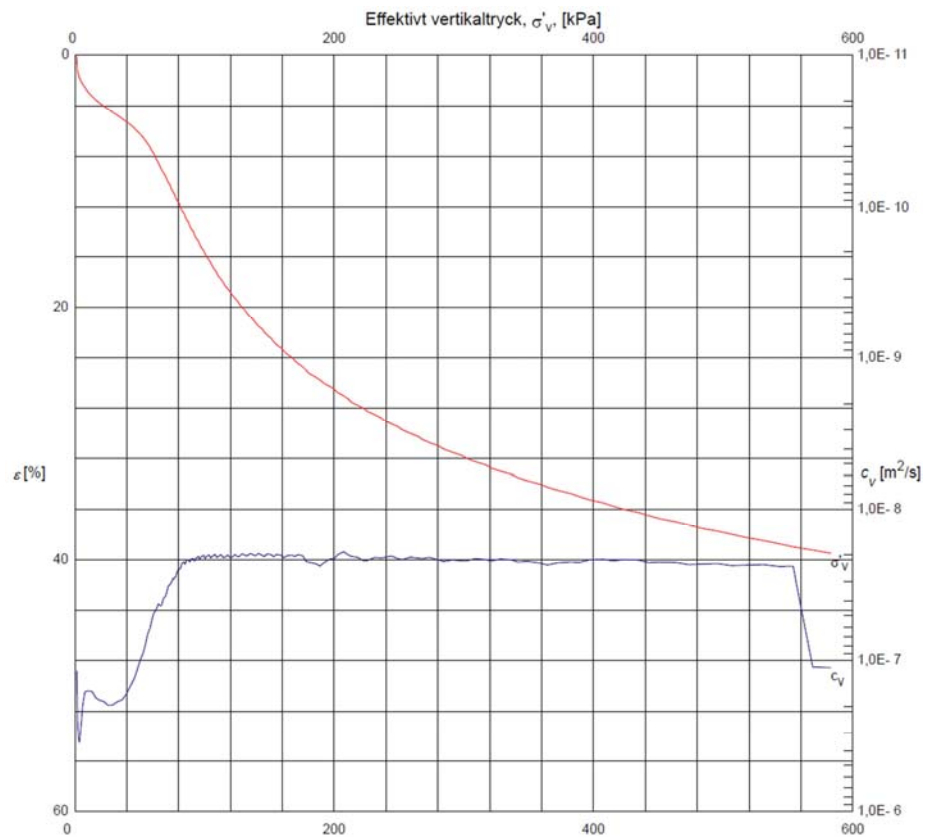


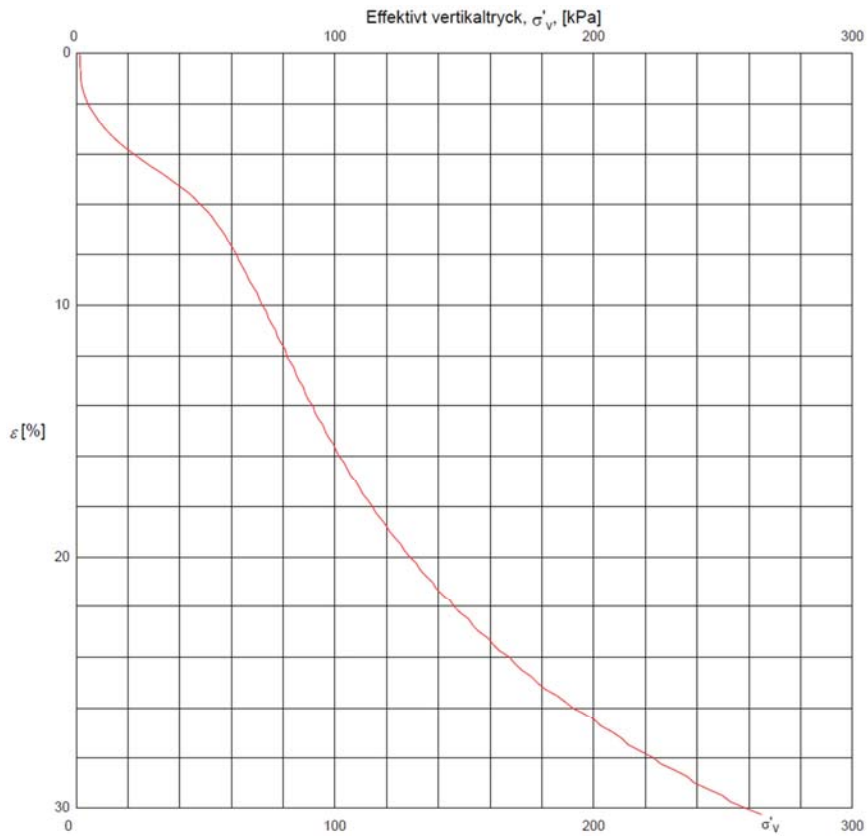
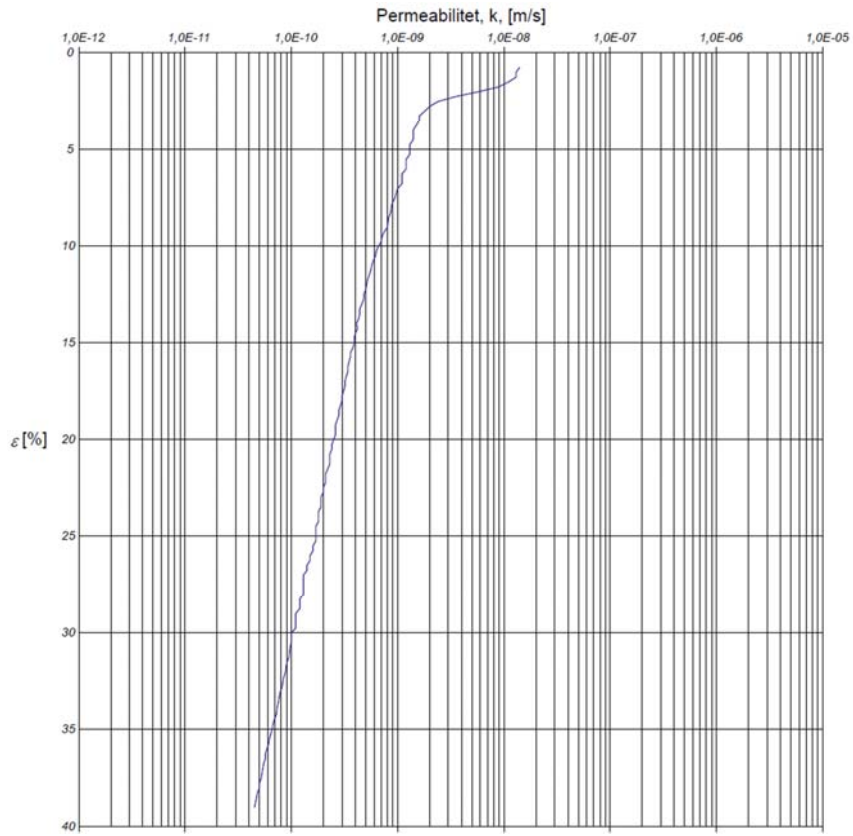
# Borrhål SGI 44, djup 5 m.



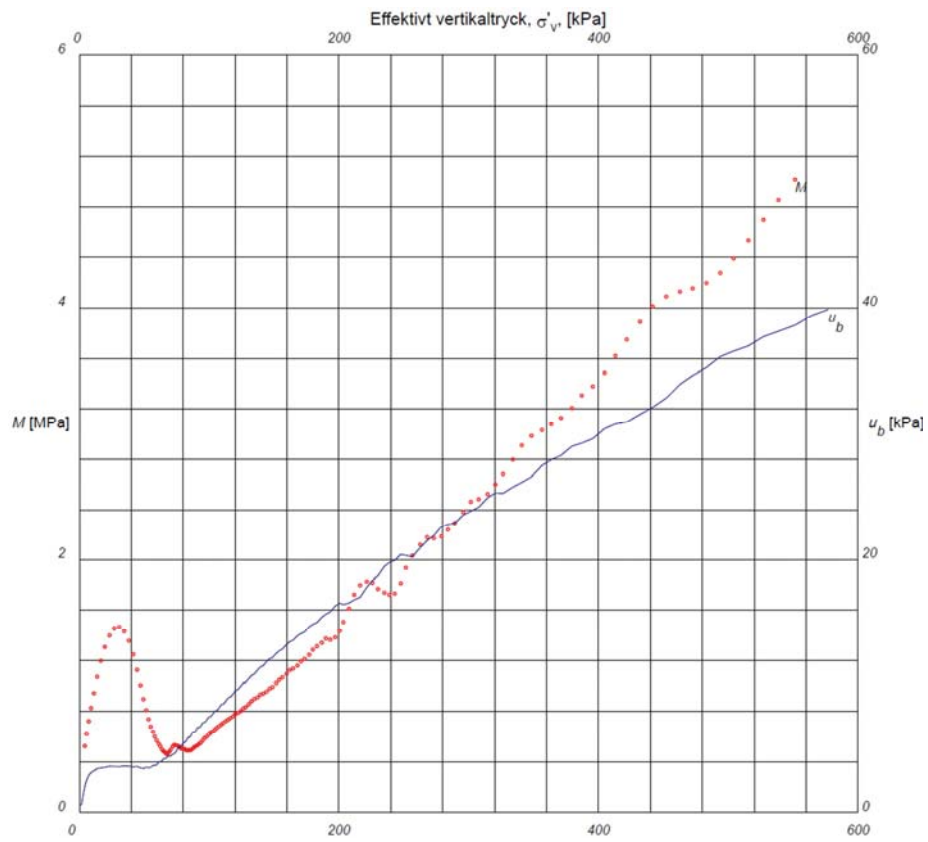
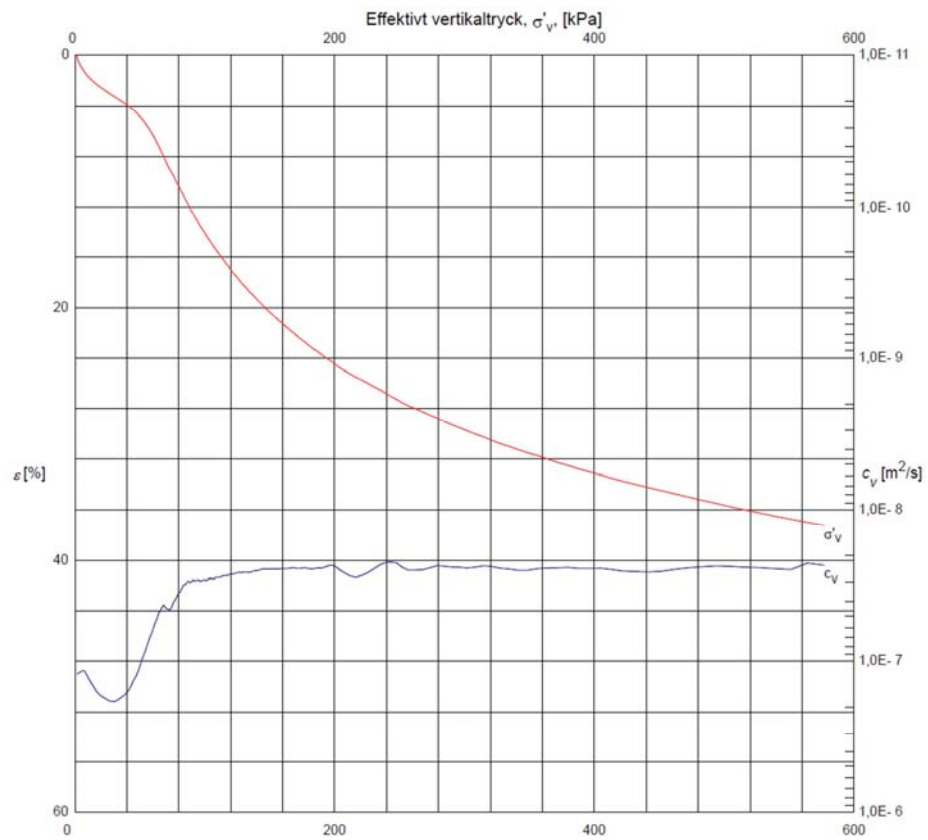


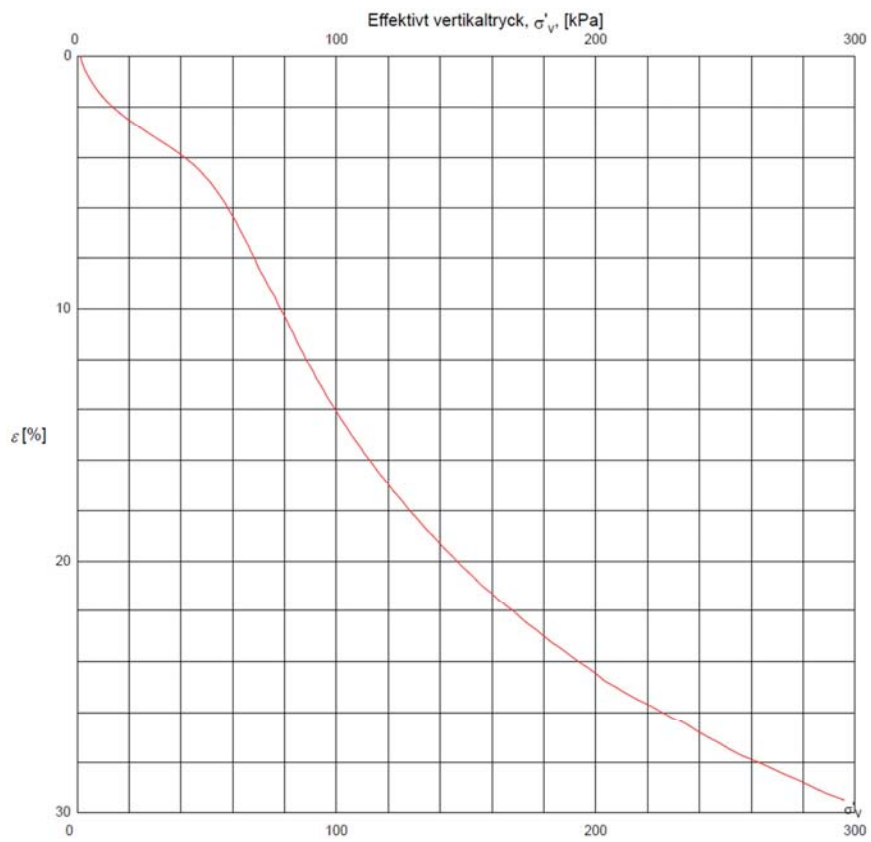
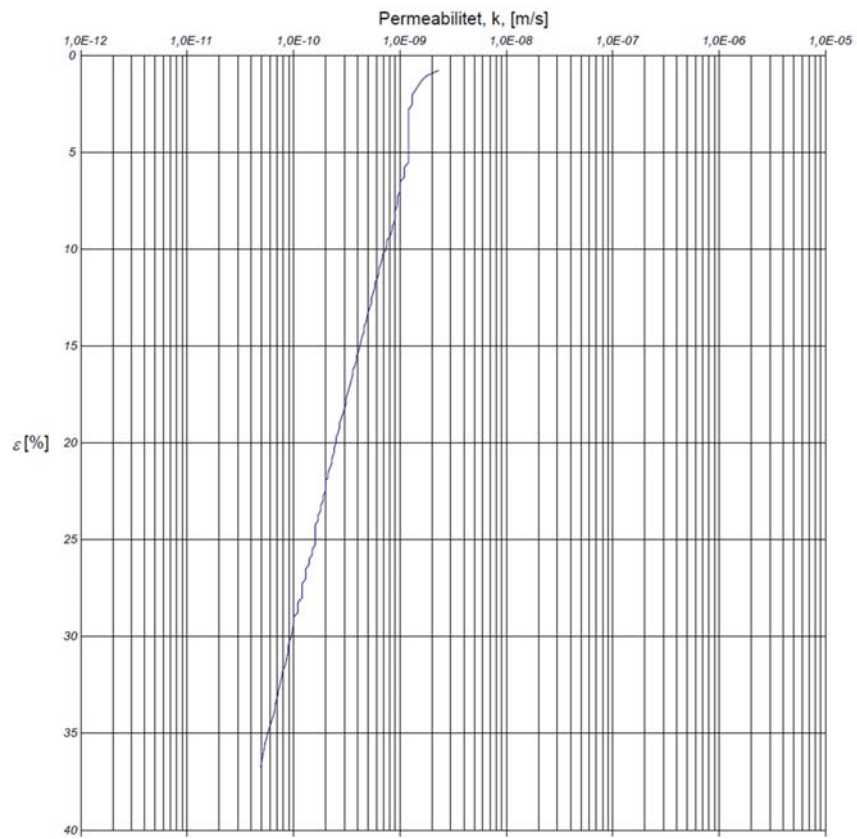
# Borrhål SGI 44, djup 6 m.



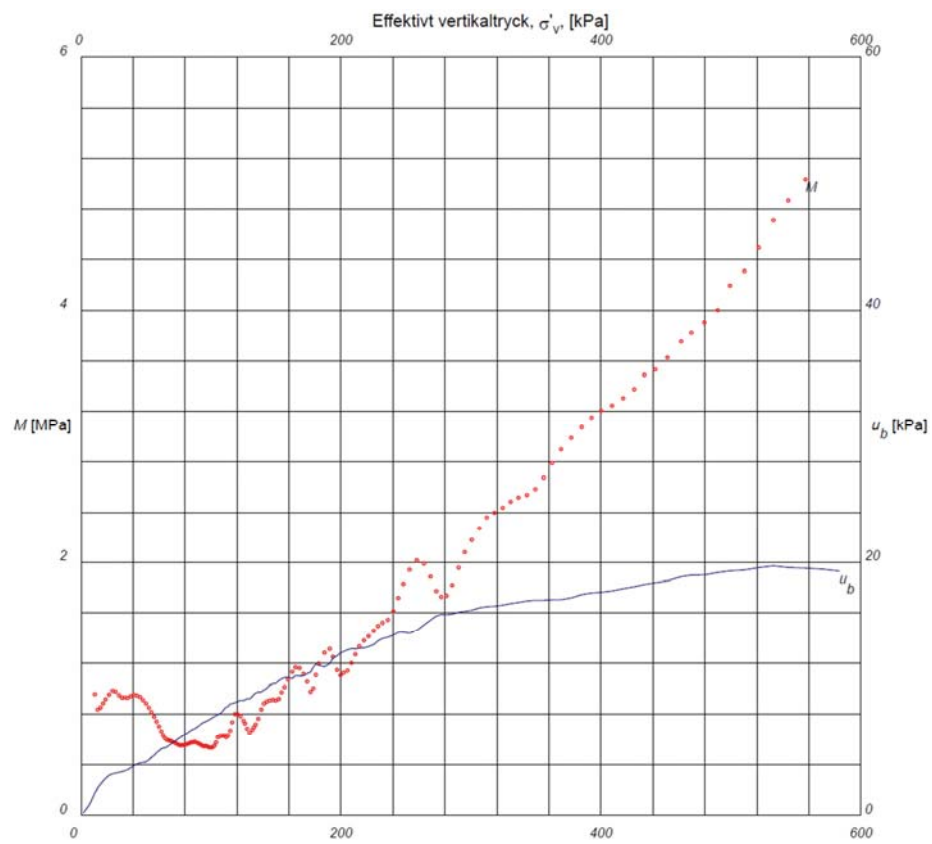
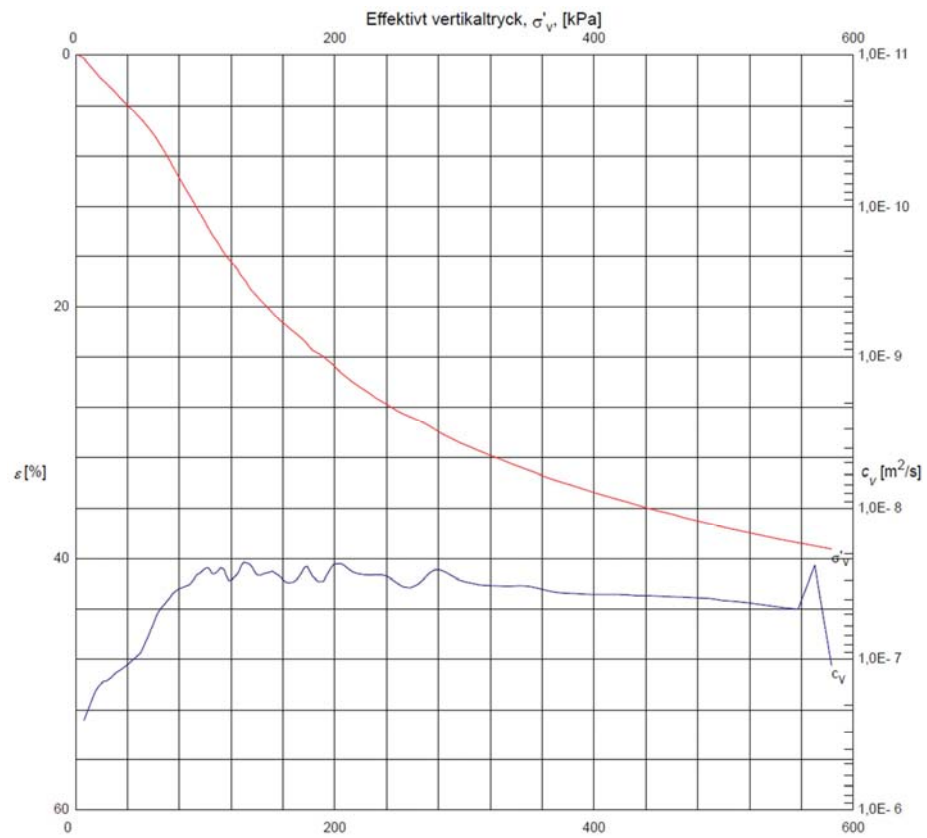


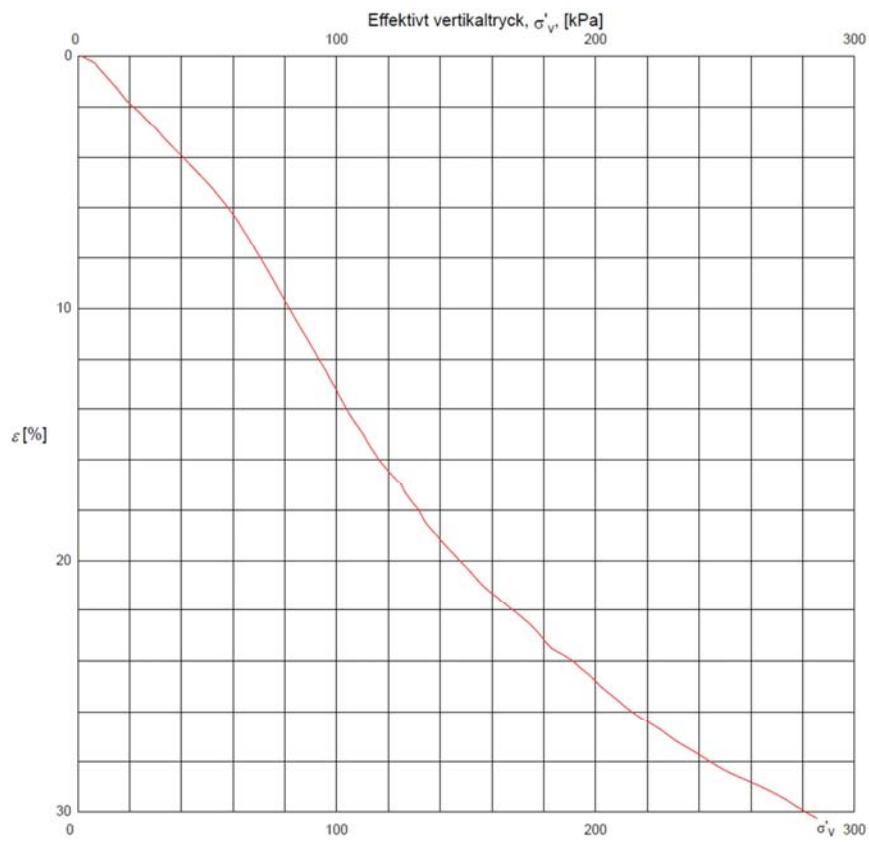
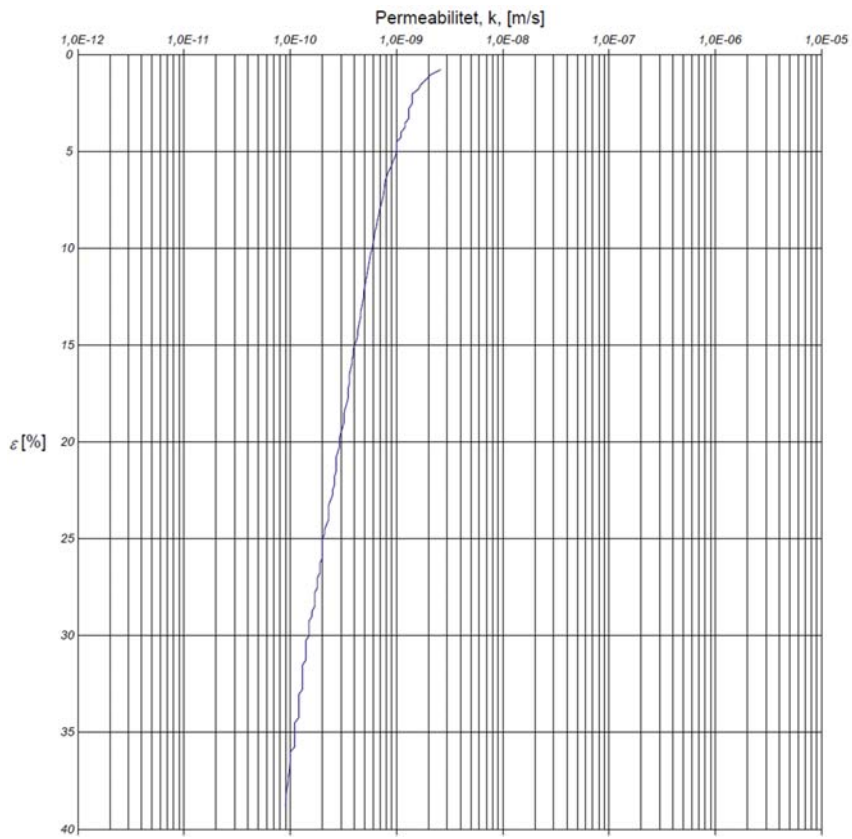
# Borrhål SGI 44, djup 7m.





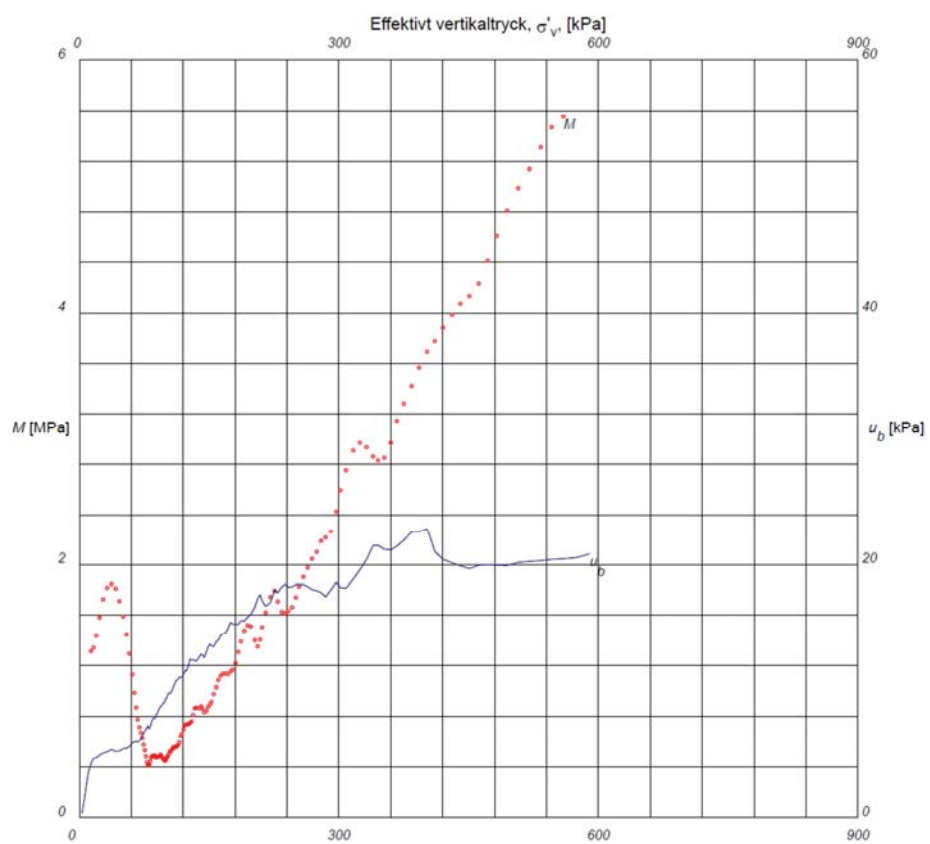
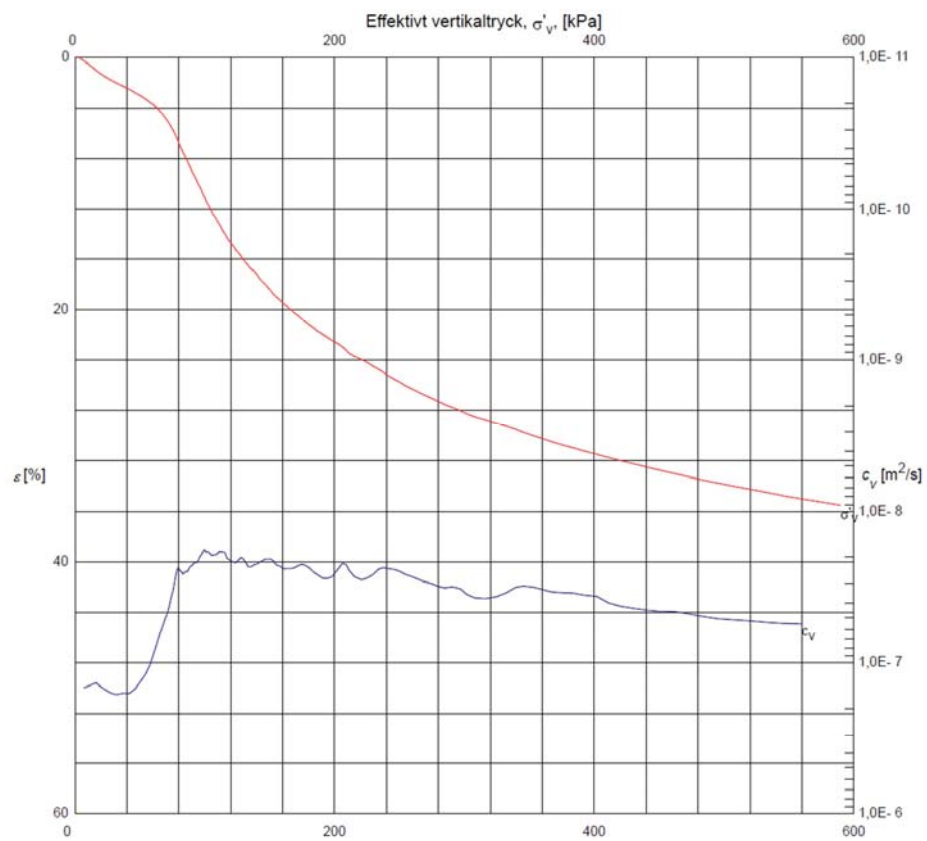
# Borrhål SGI 44, djup 8m.

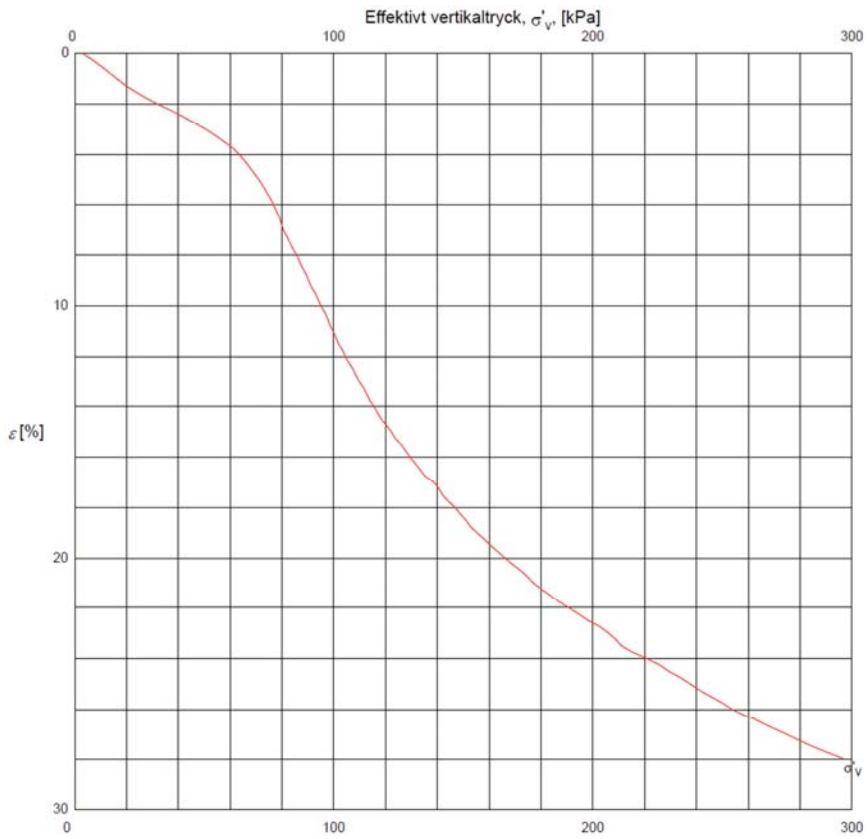
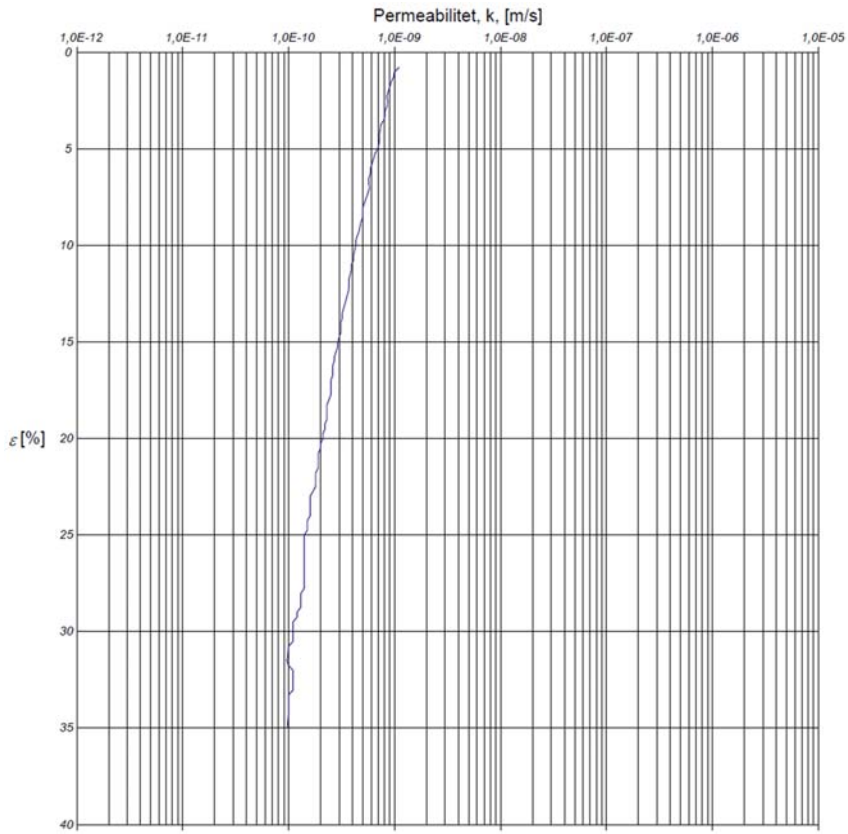




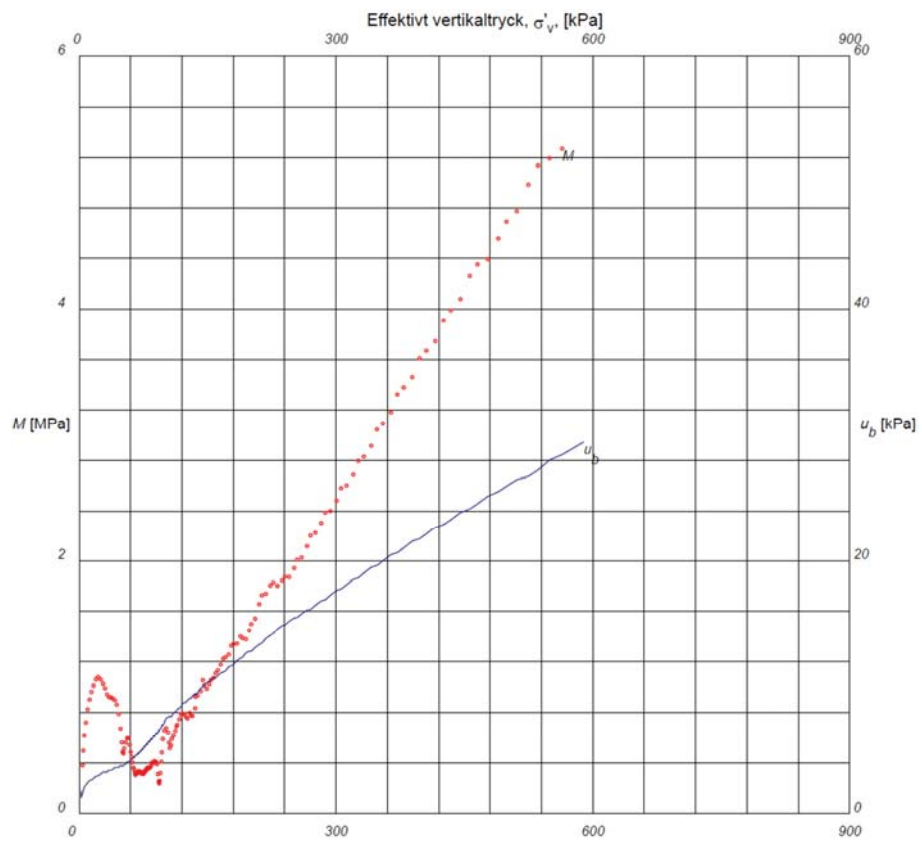
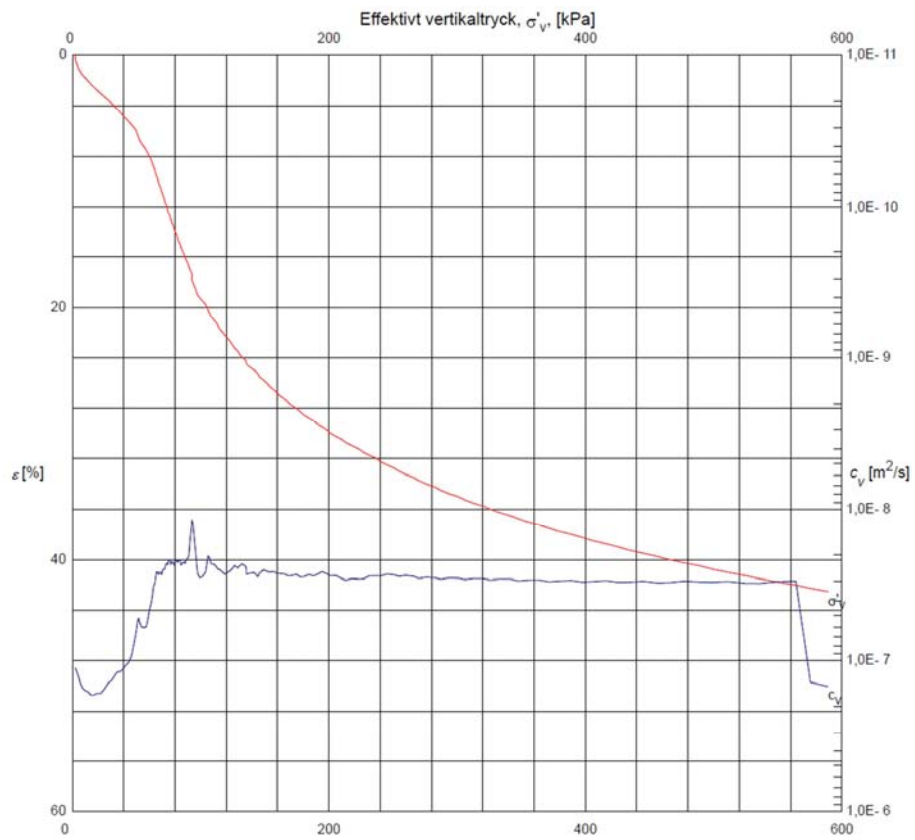


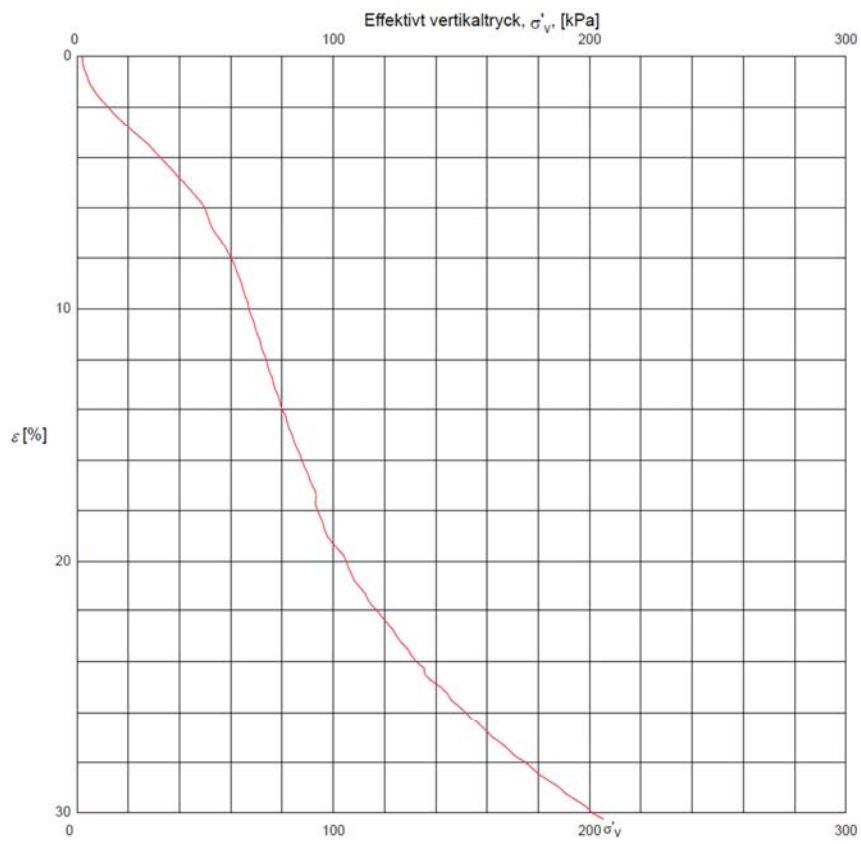
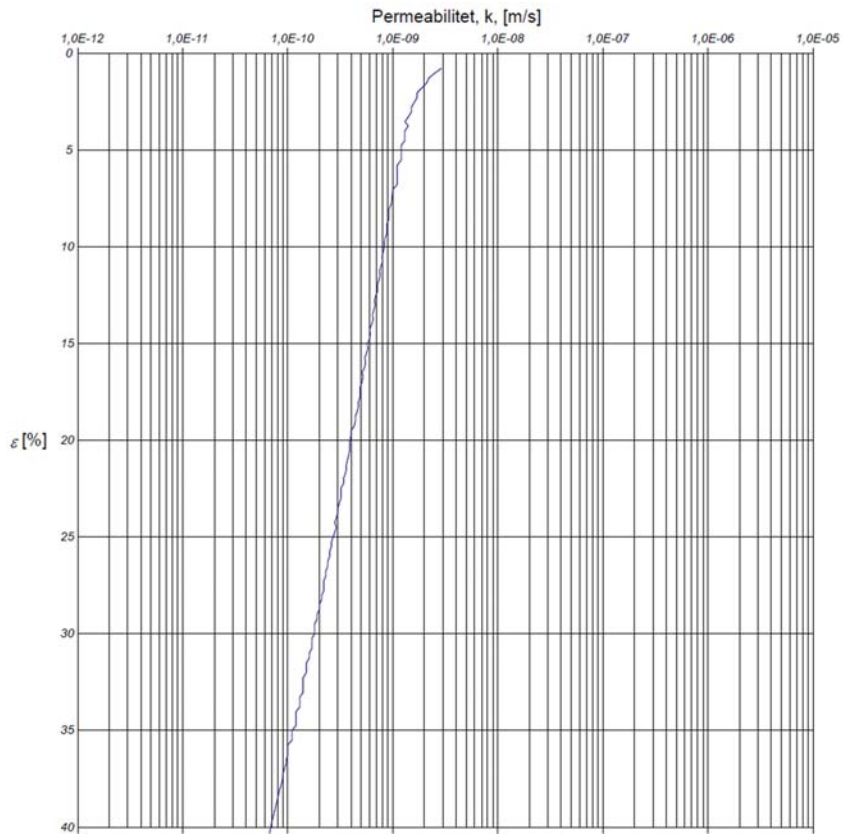
# Borrhål SGI 44, djup 9 m.



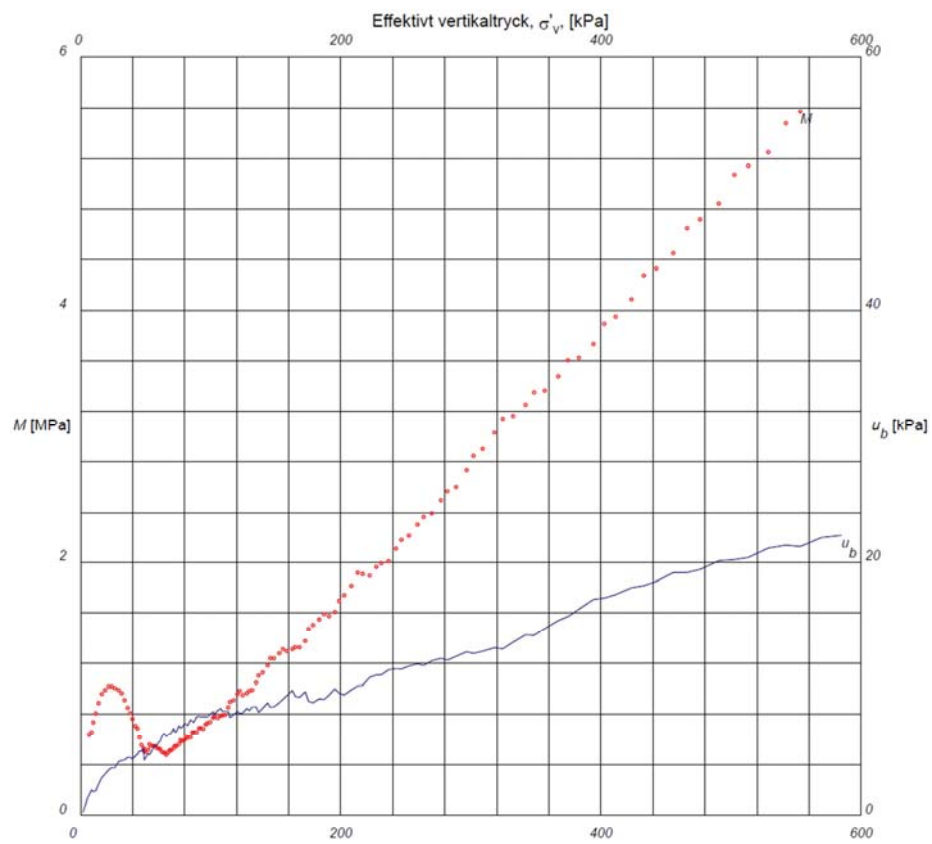
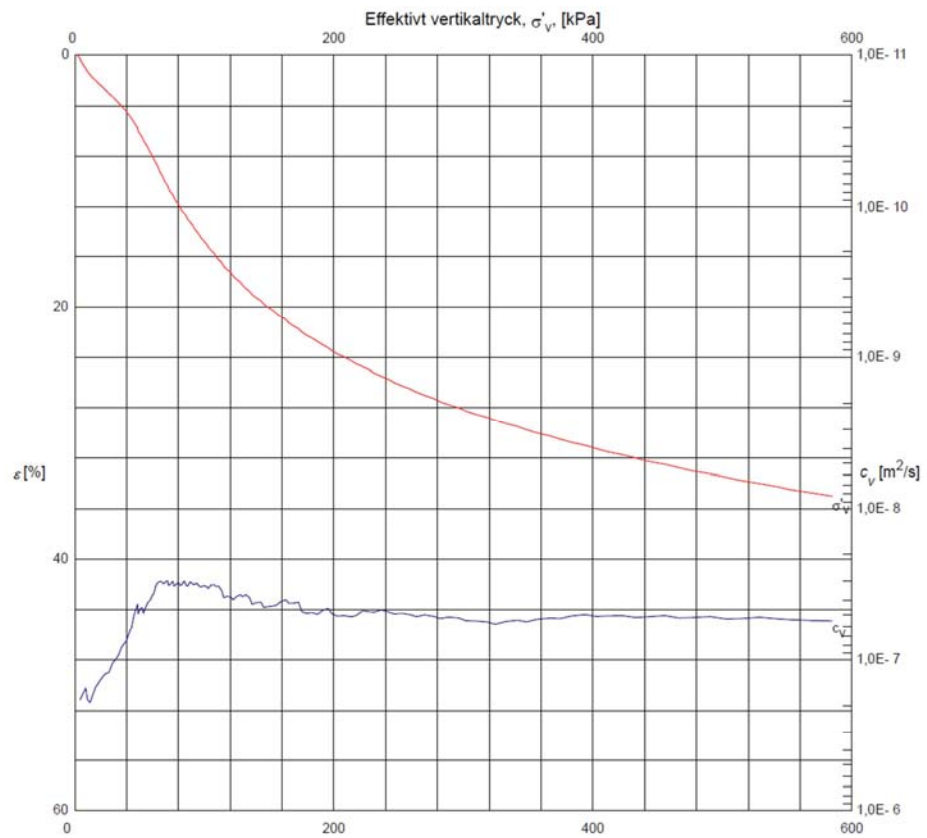


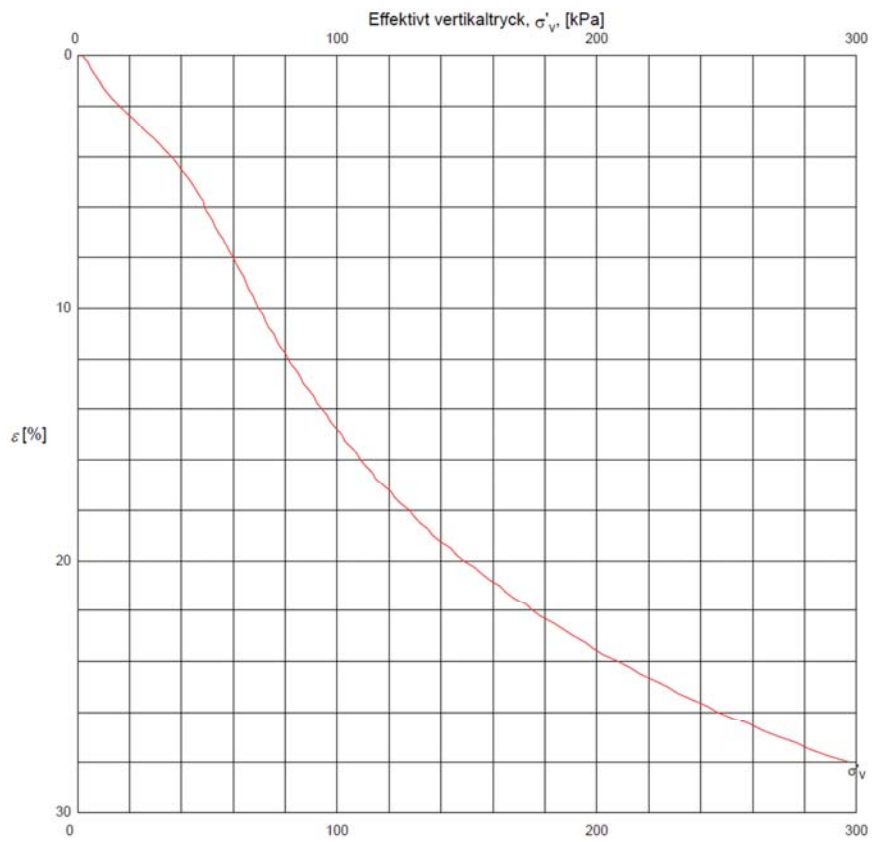
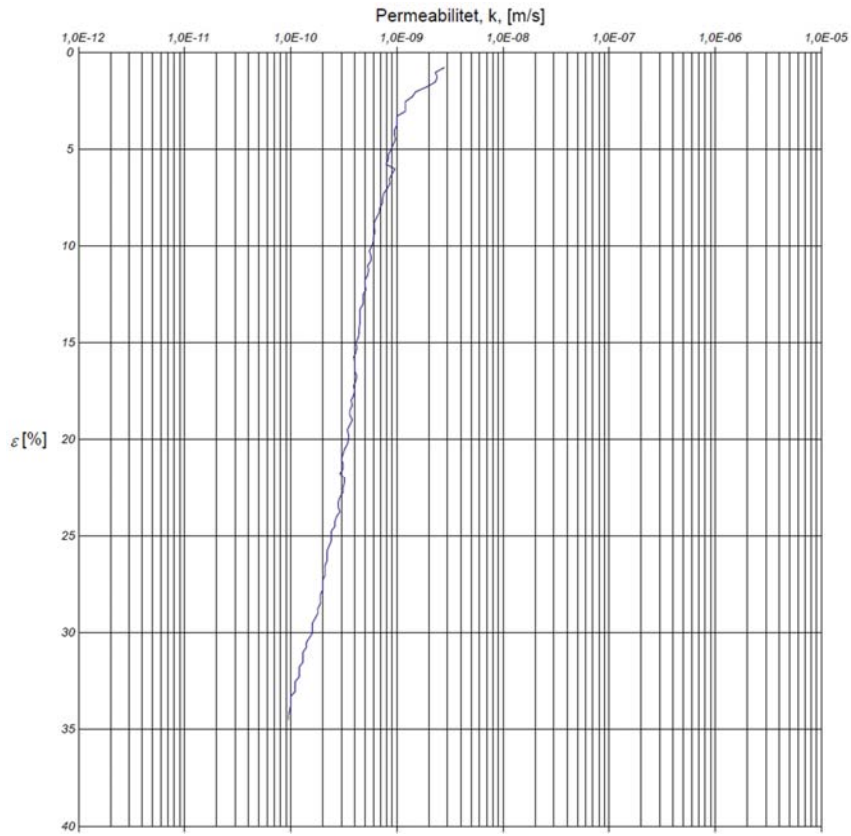
# Borrhål SGI 46, djup 2 m.



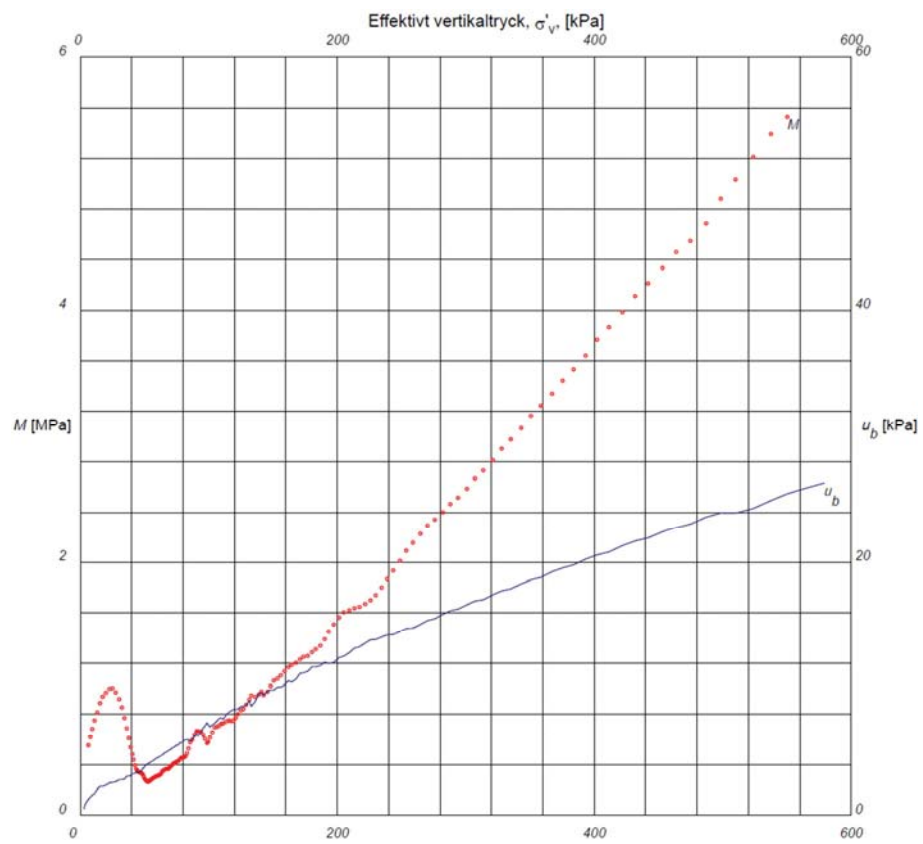
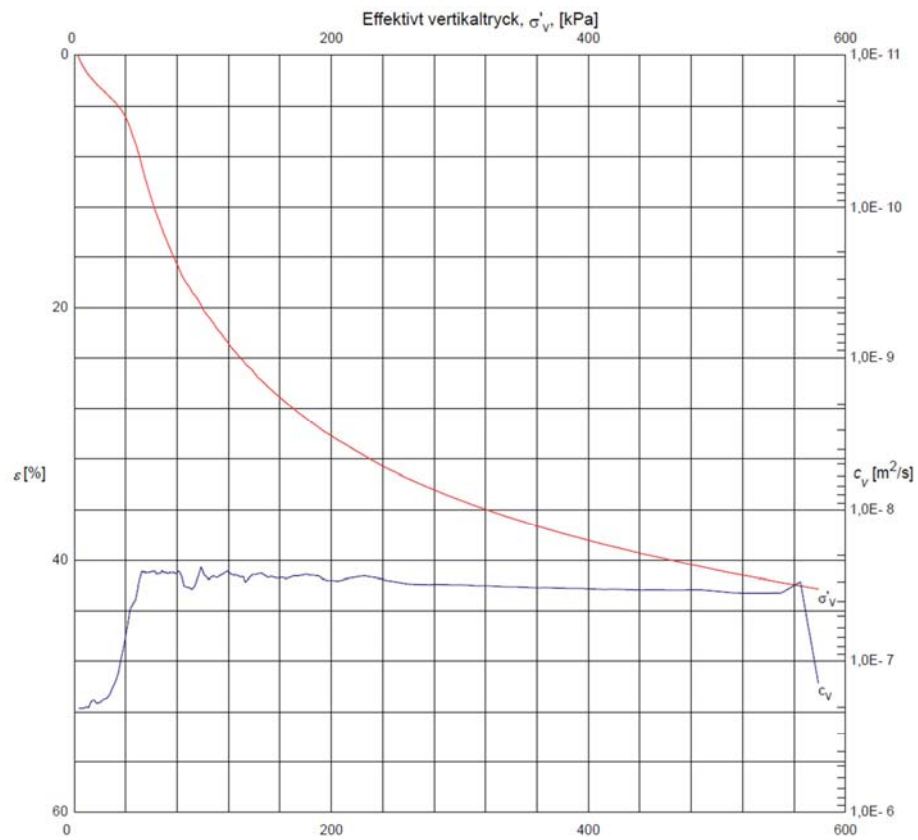


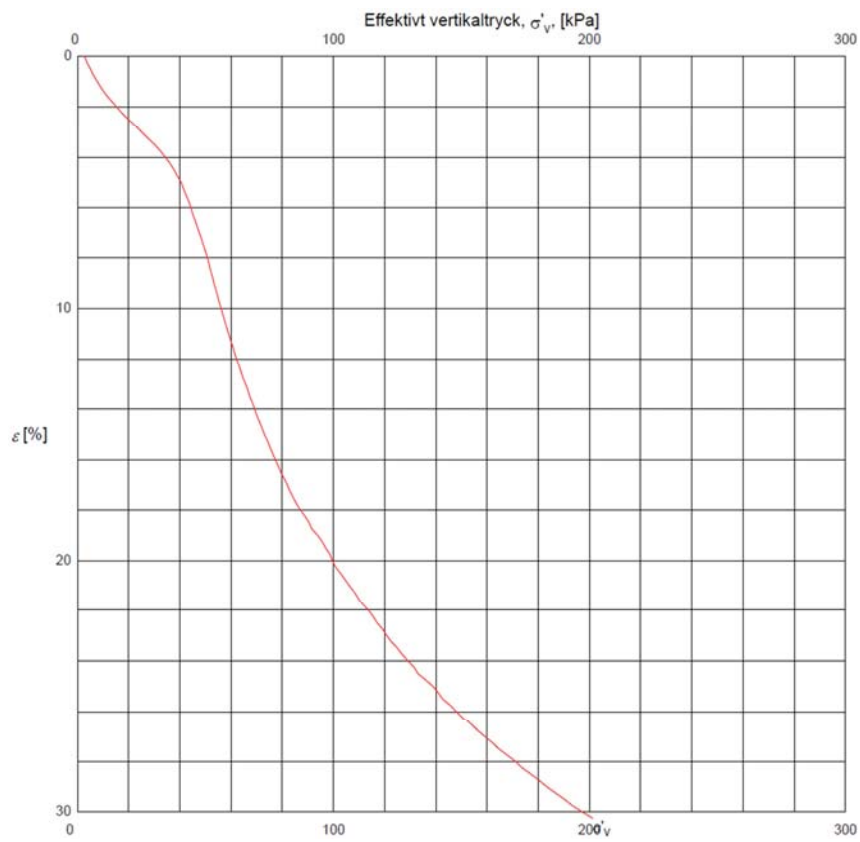
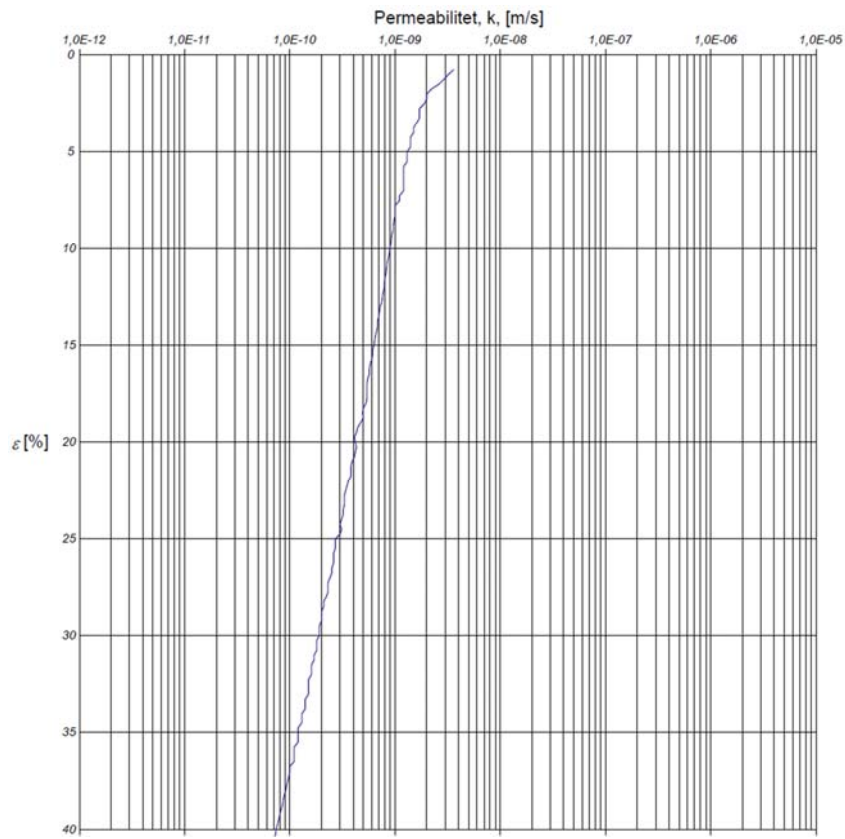
# Borrhål SGI 46, djup 3 m.





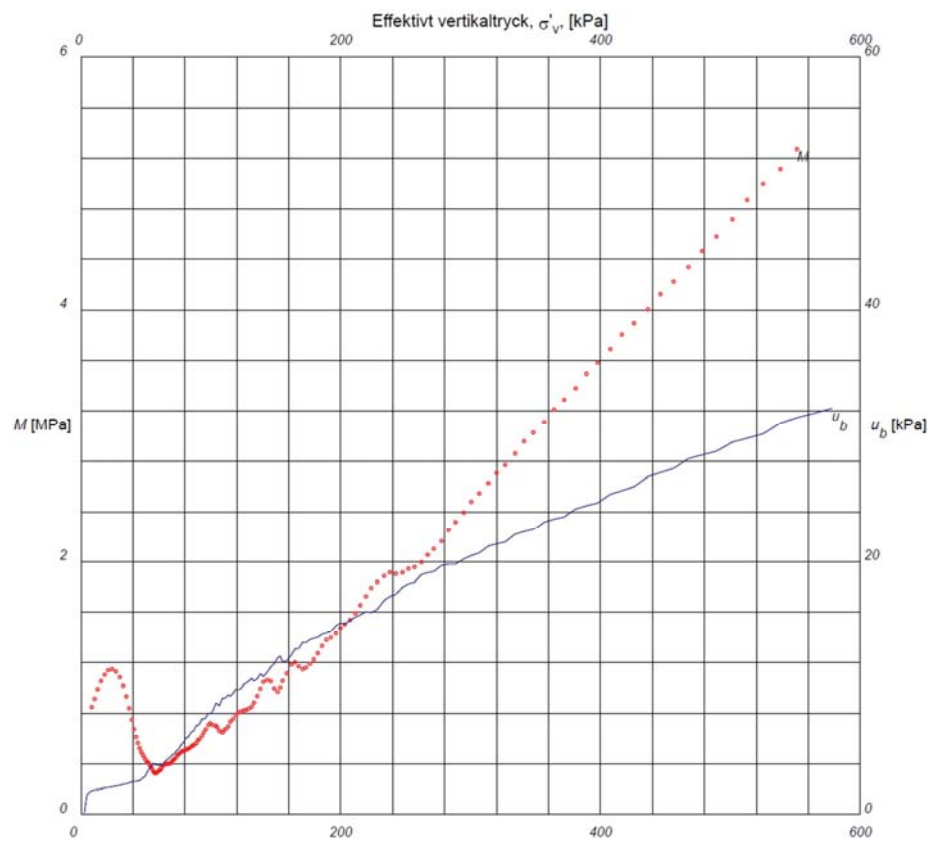
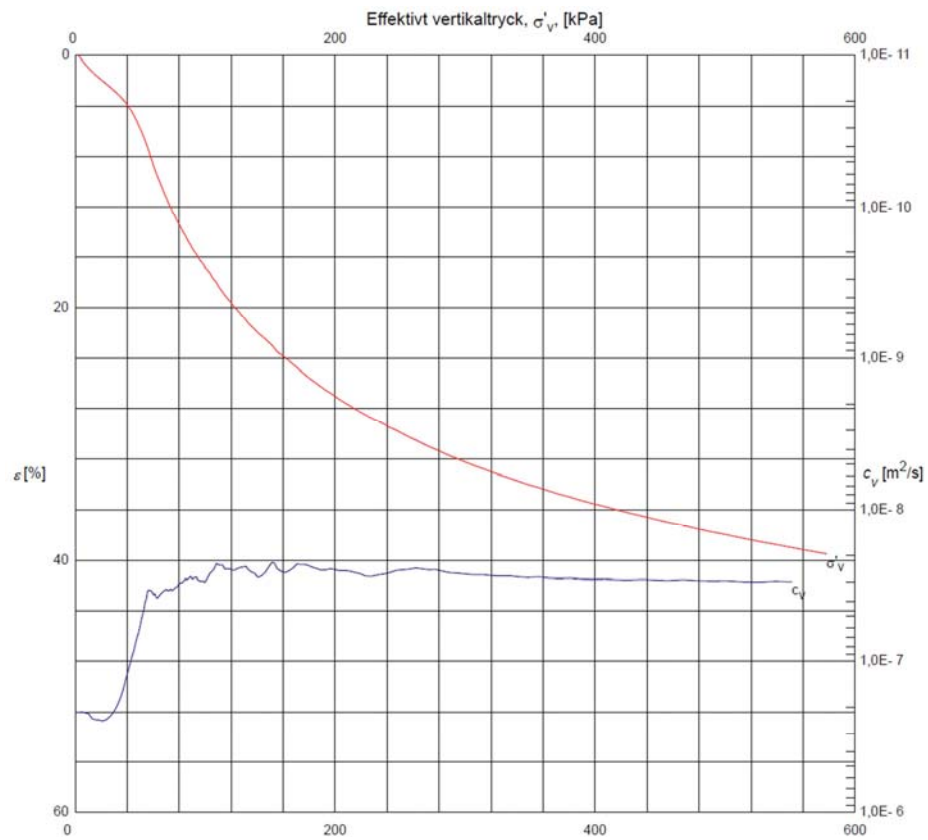
# Borrhål SGI 46, djup 4 m.

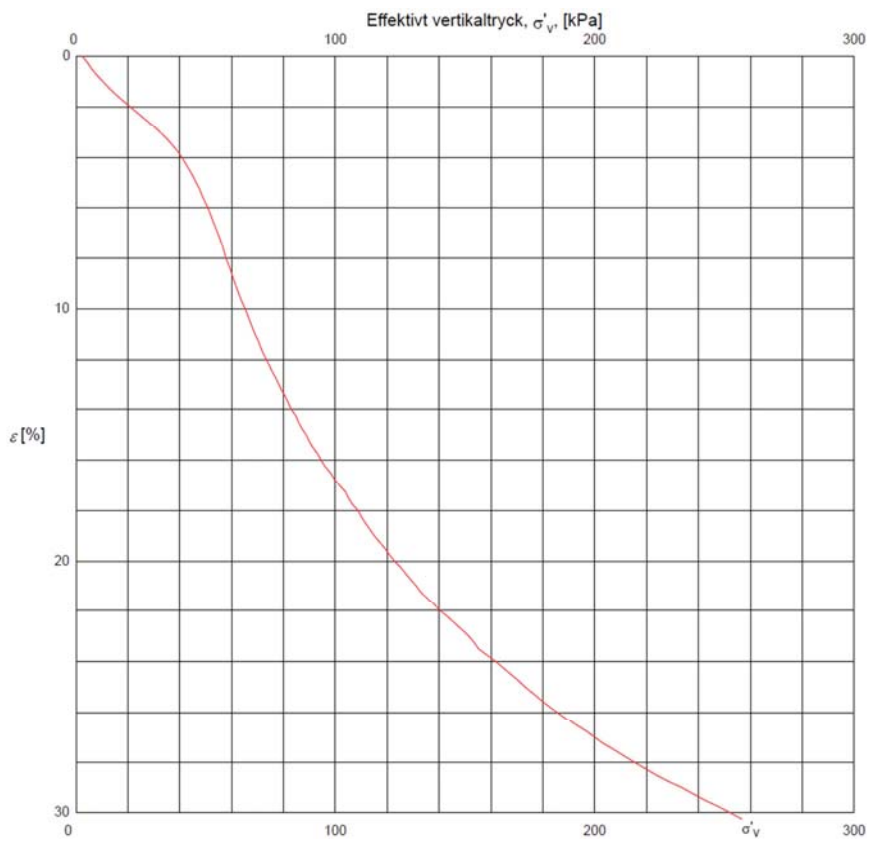
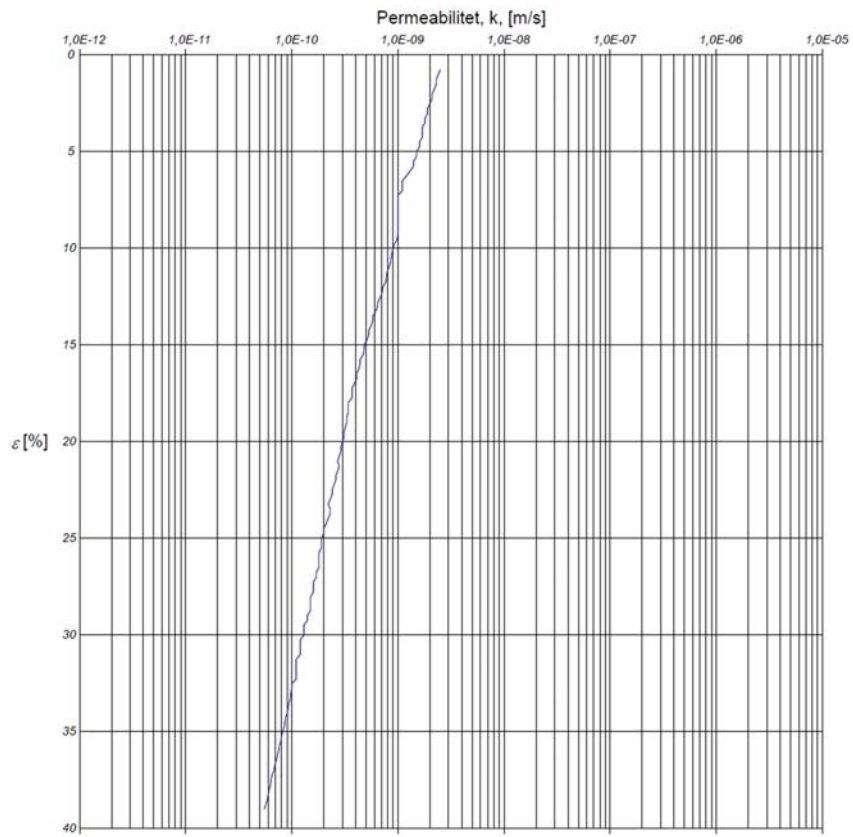




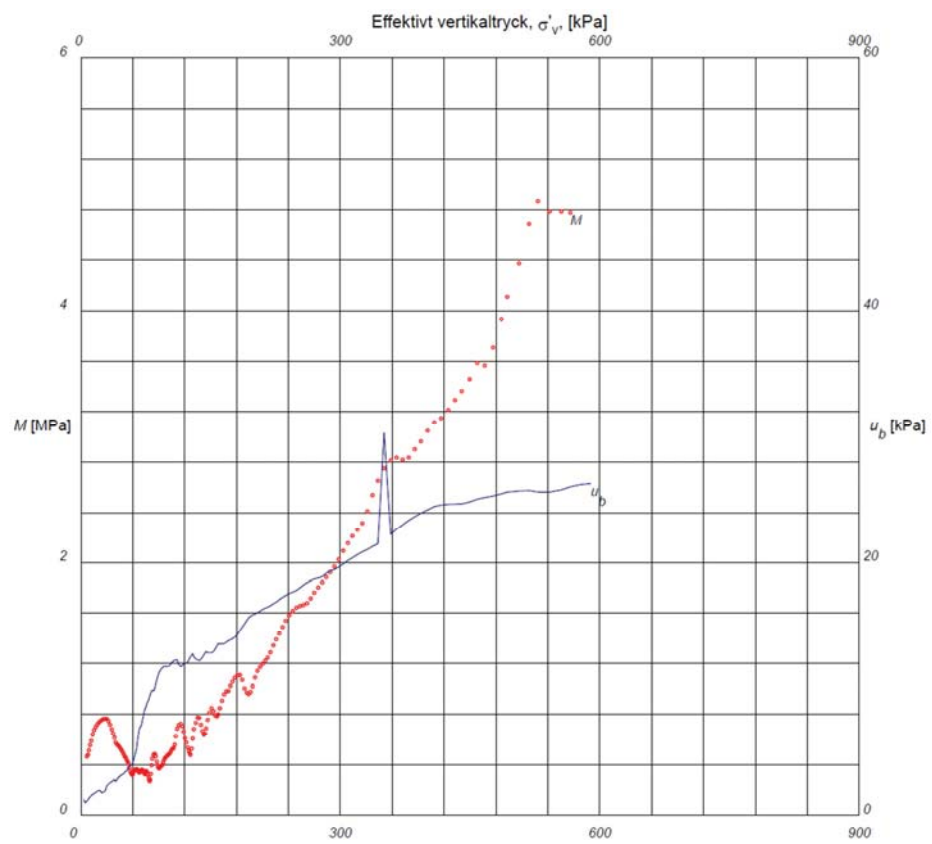
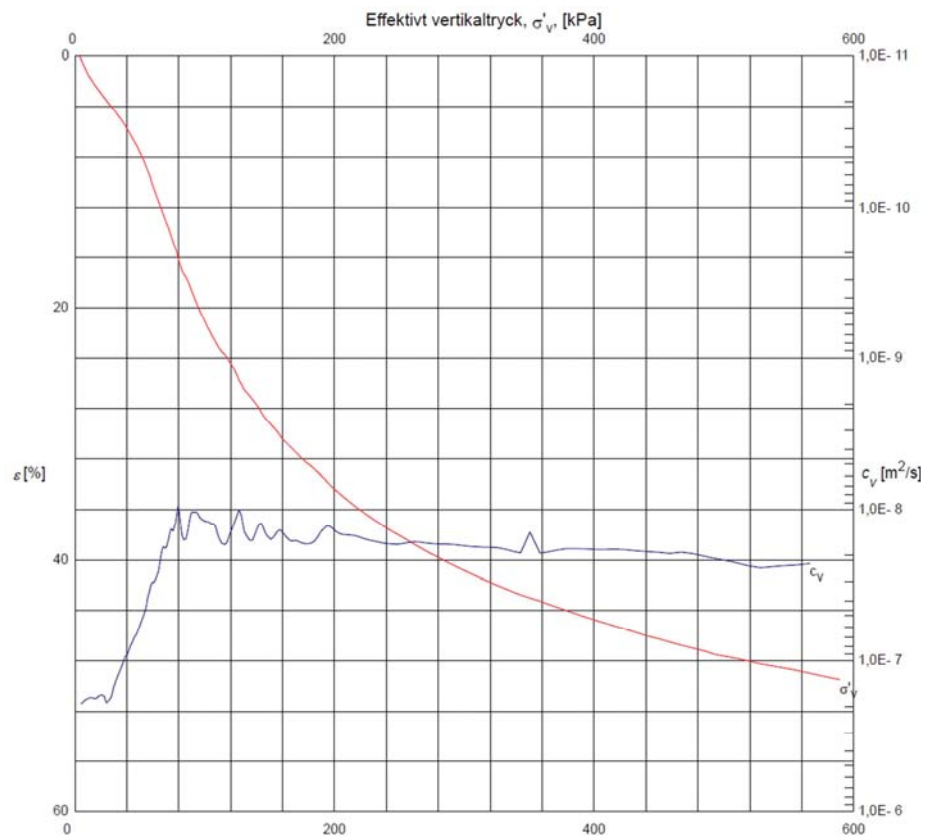


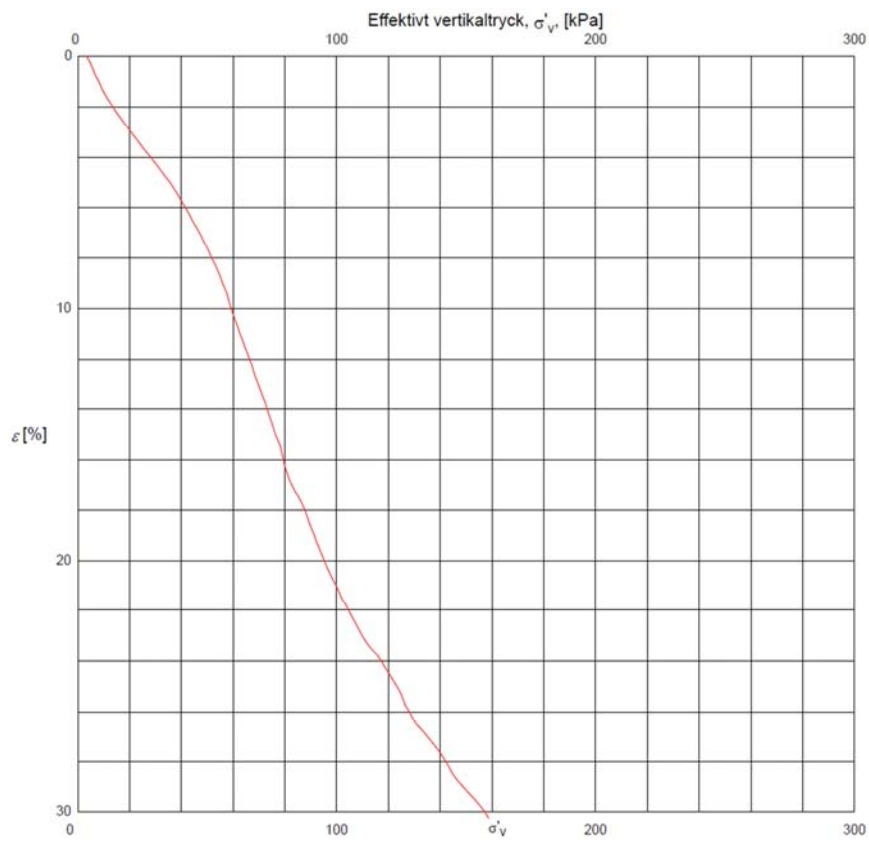
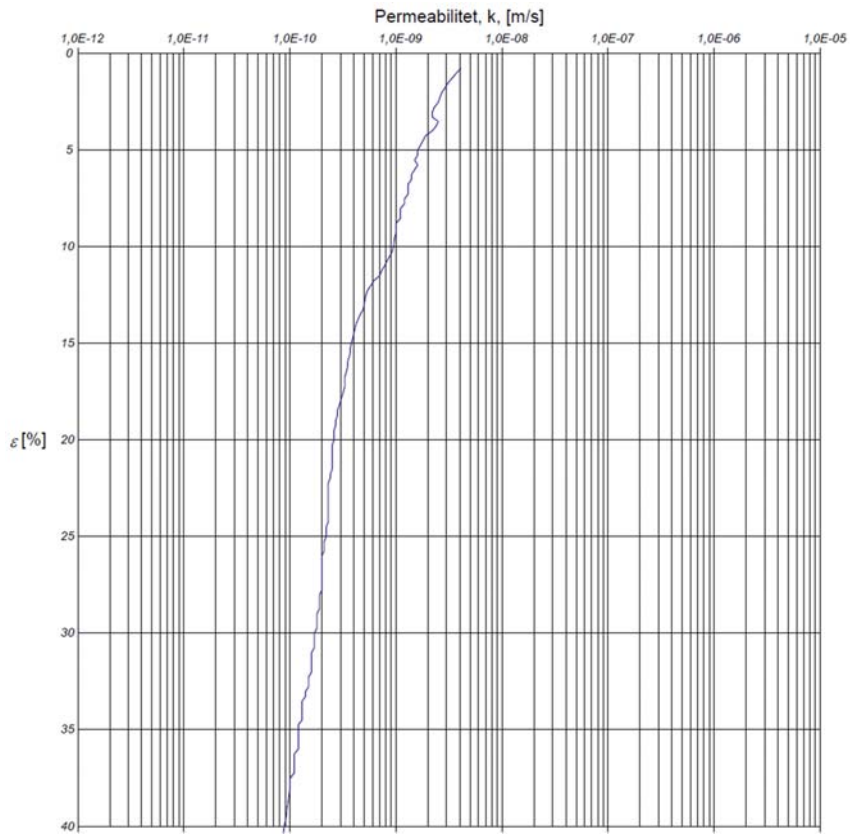
# Borrhål SGI 46, djup 5 m.



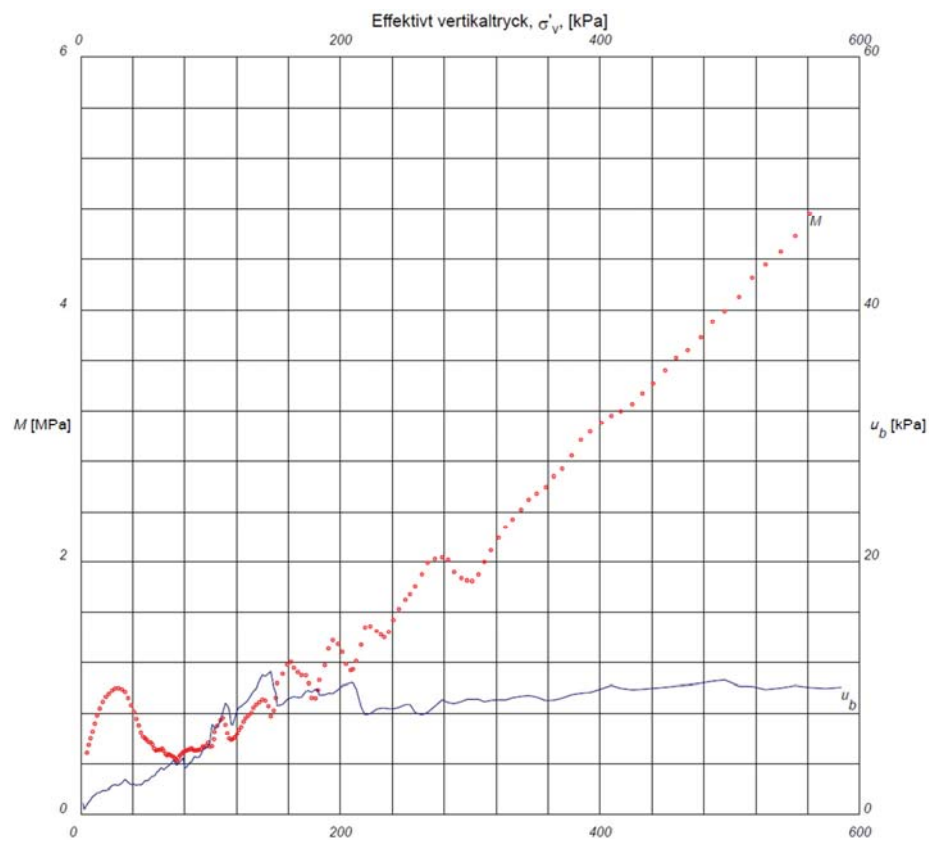
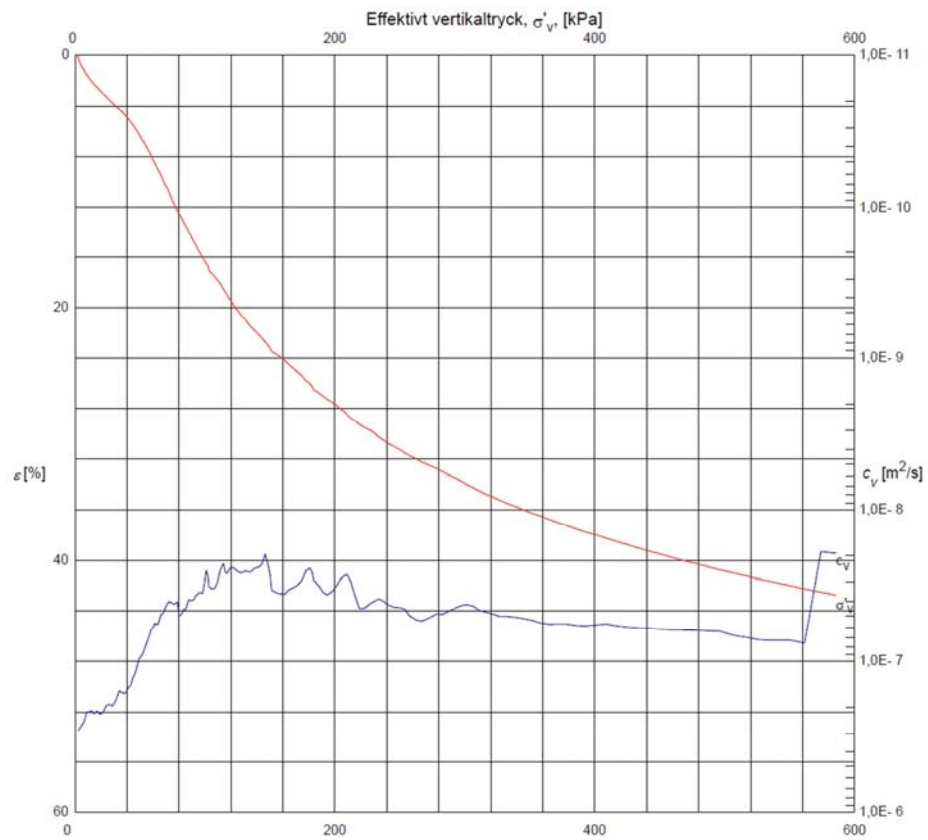


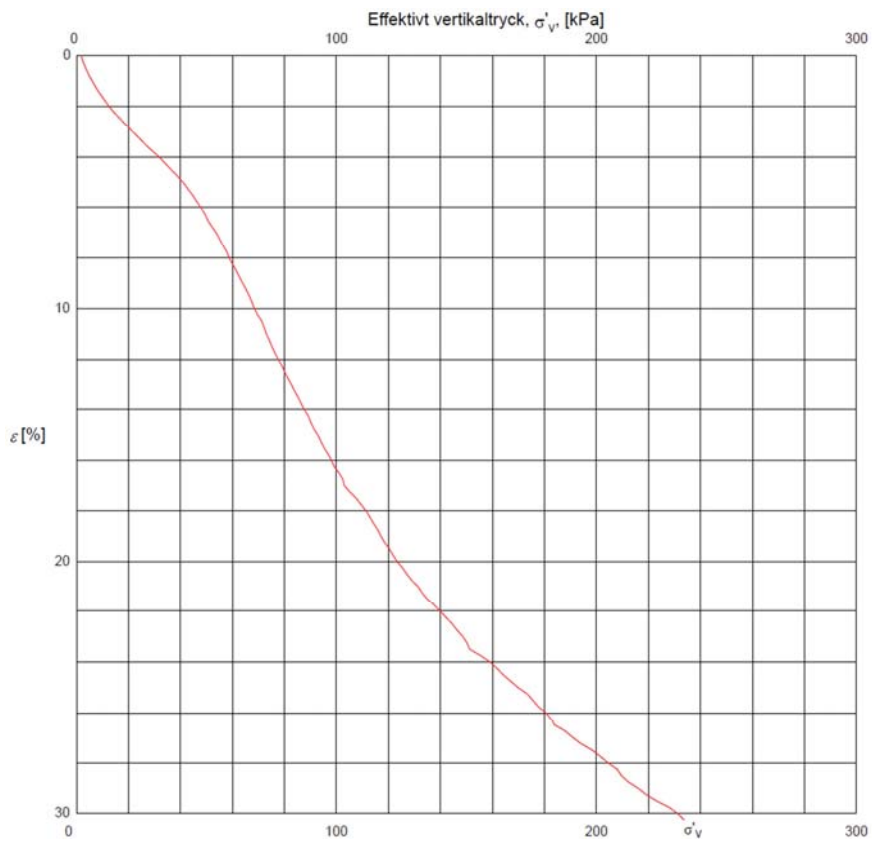
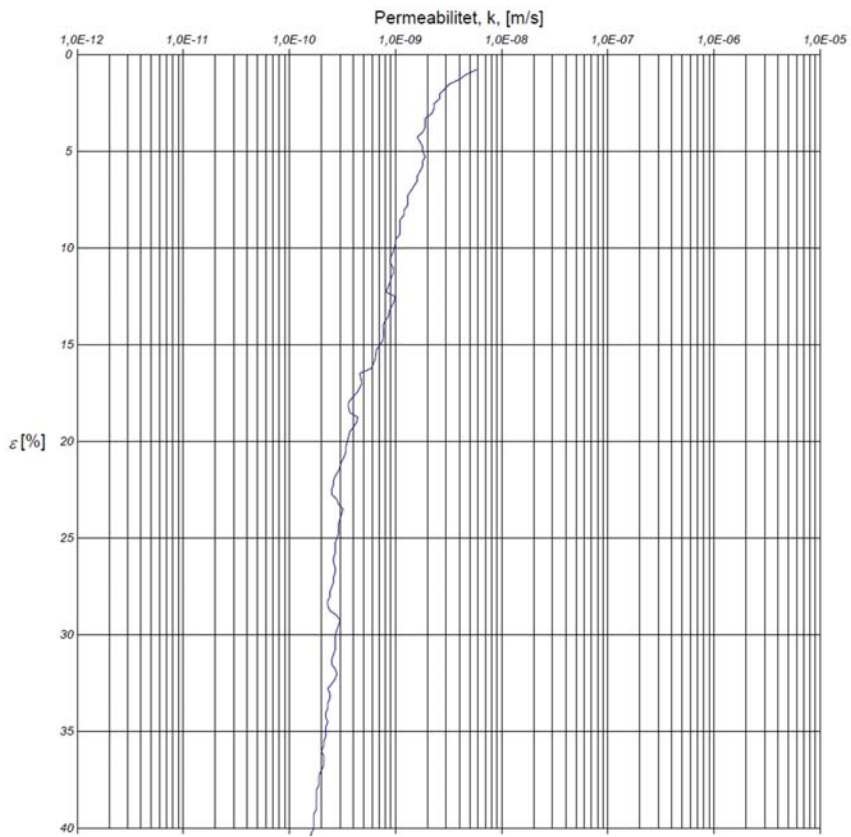
# Borrhål SGI 46, djup 6 m.



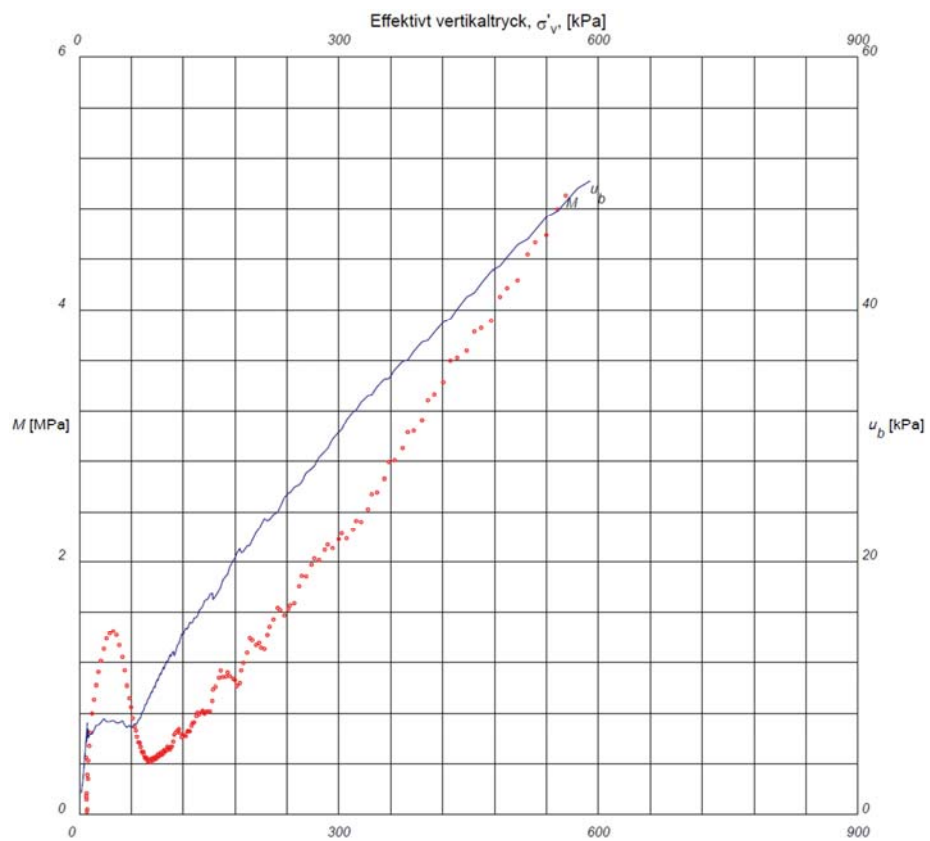
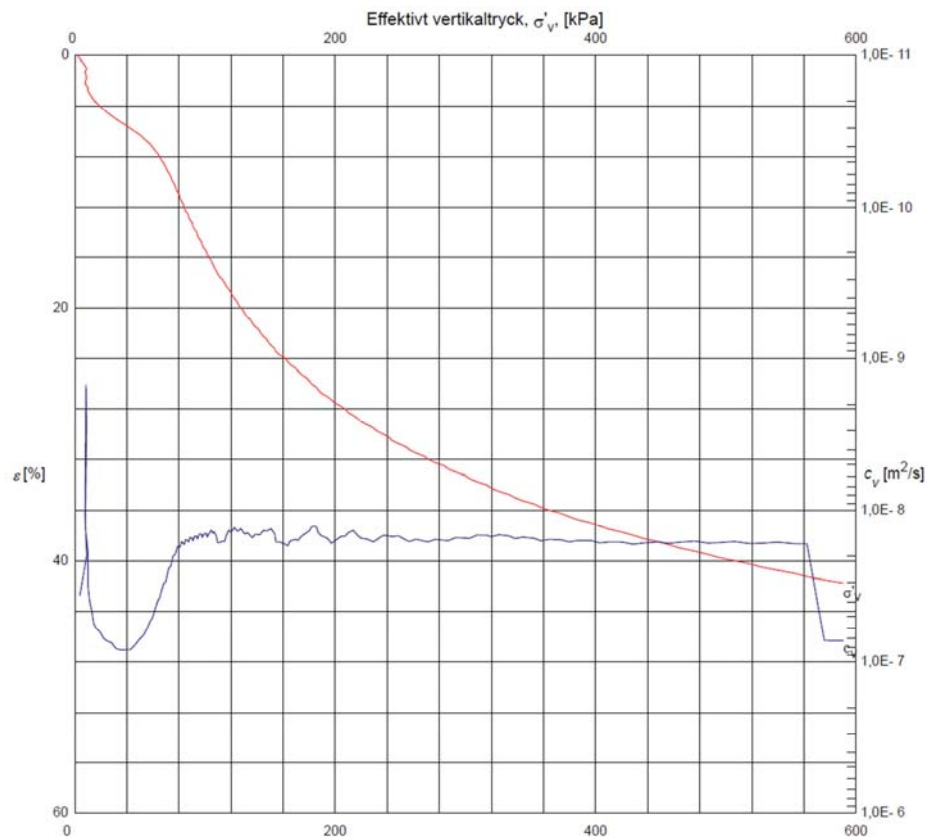


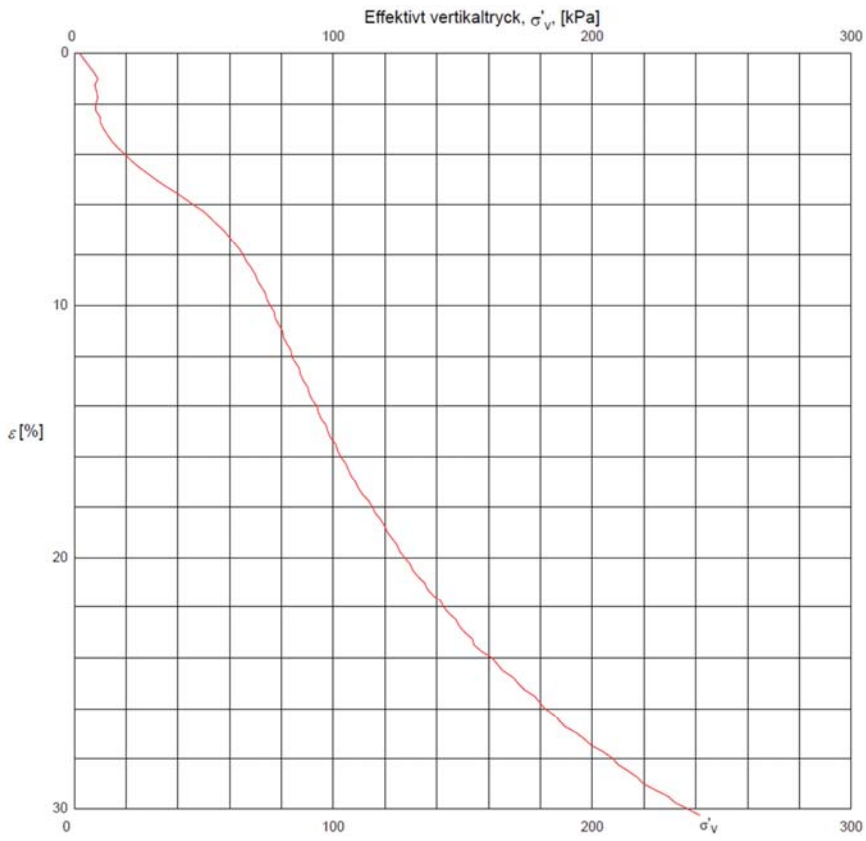
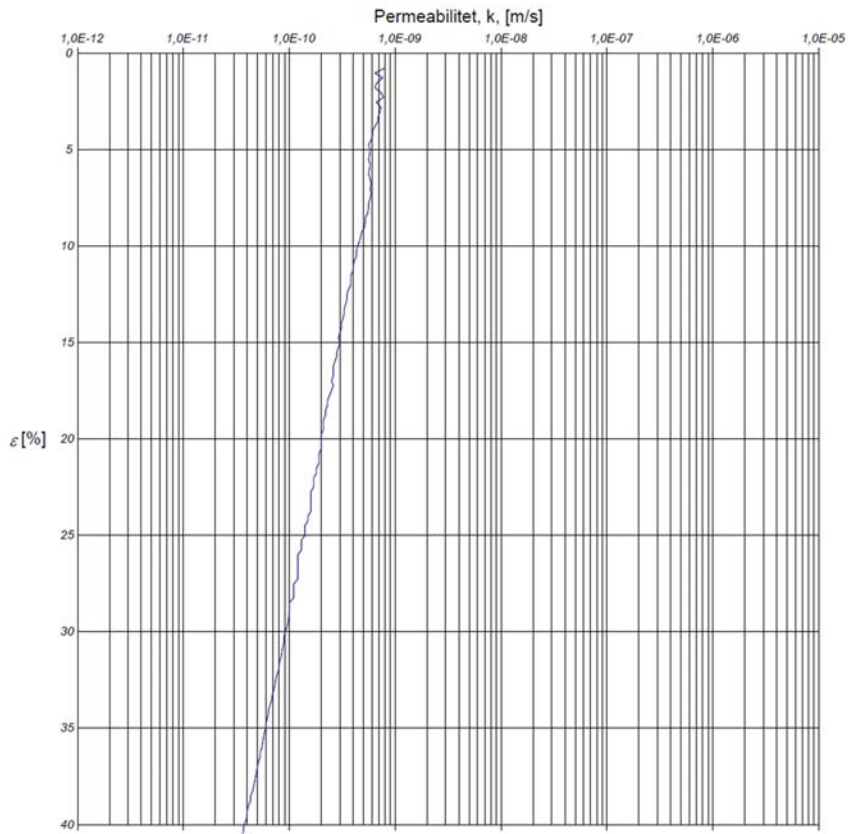
# Borrhål SGI 46, djup 7 m.





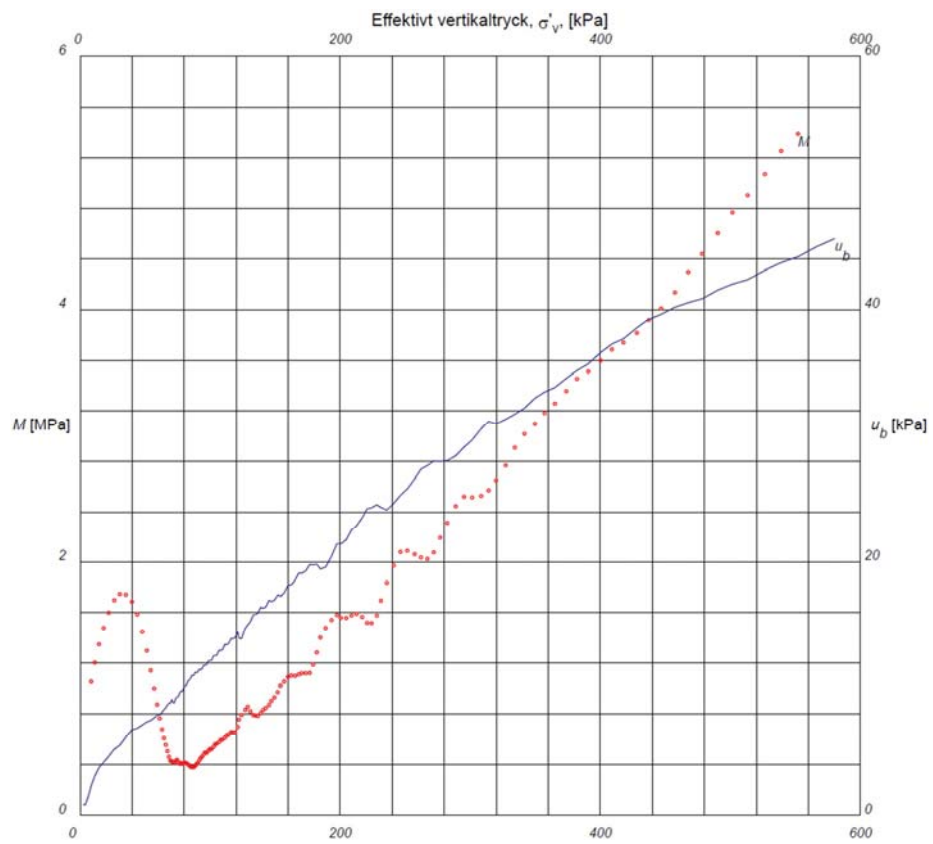
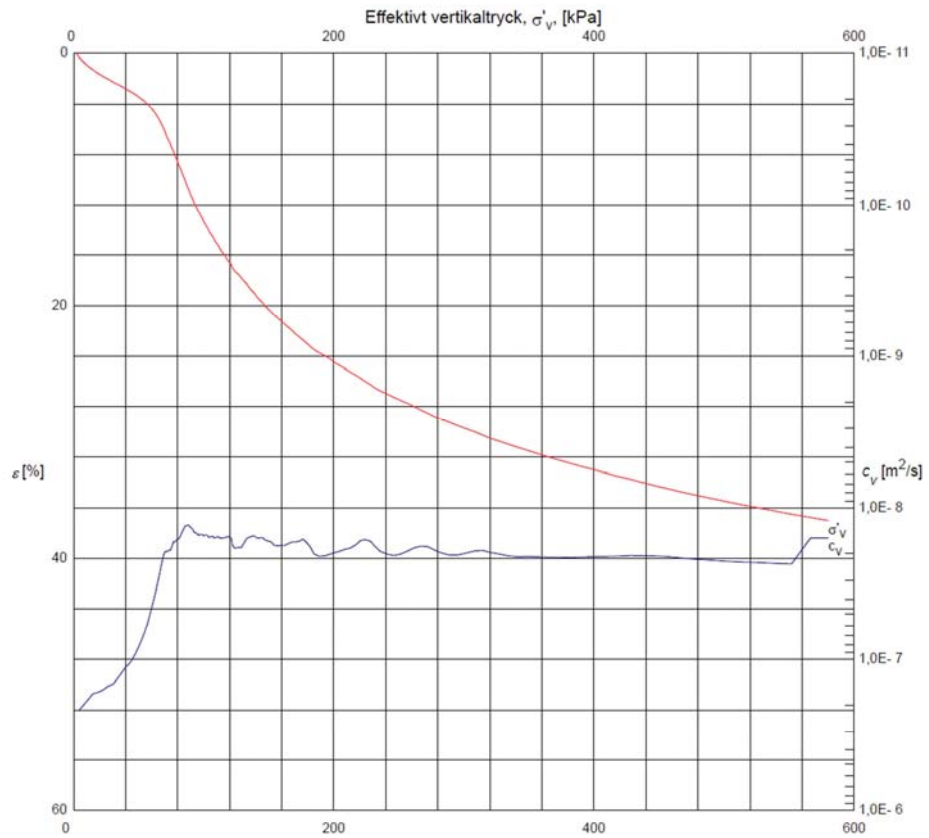
# Borrhål SGI 46, djup 8 m.

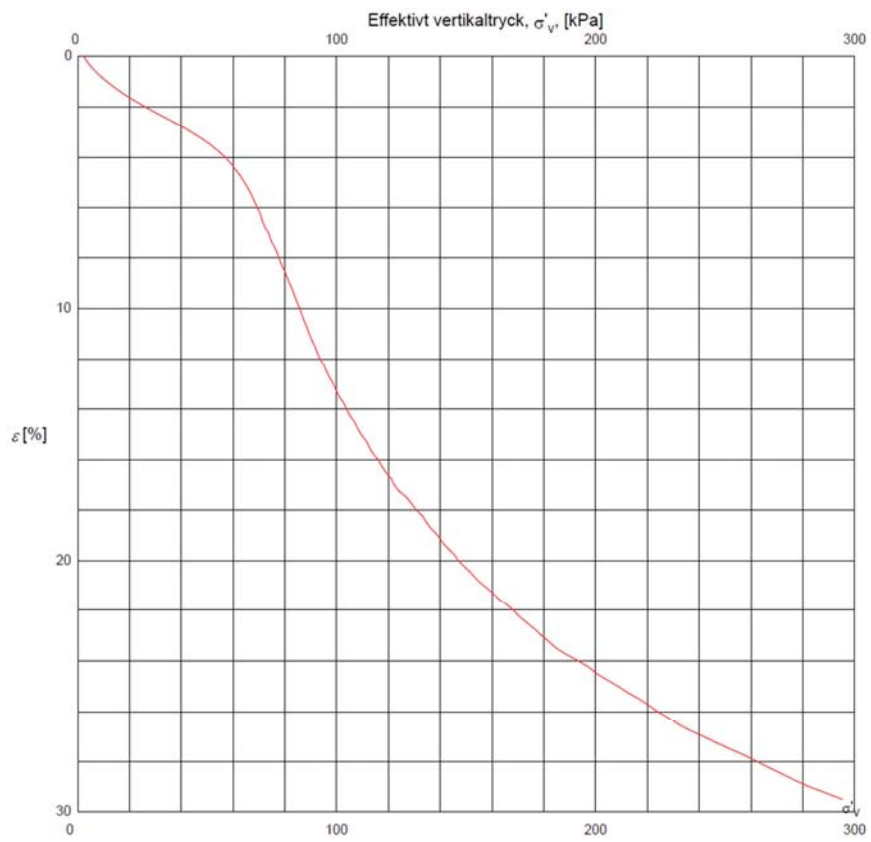
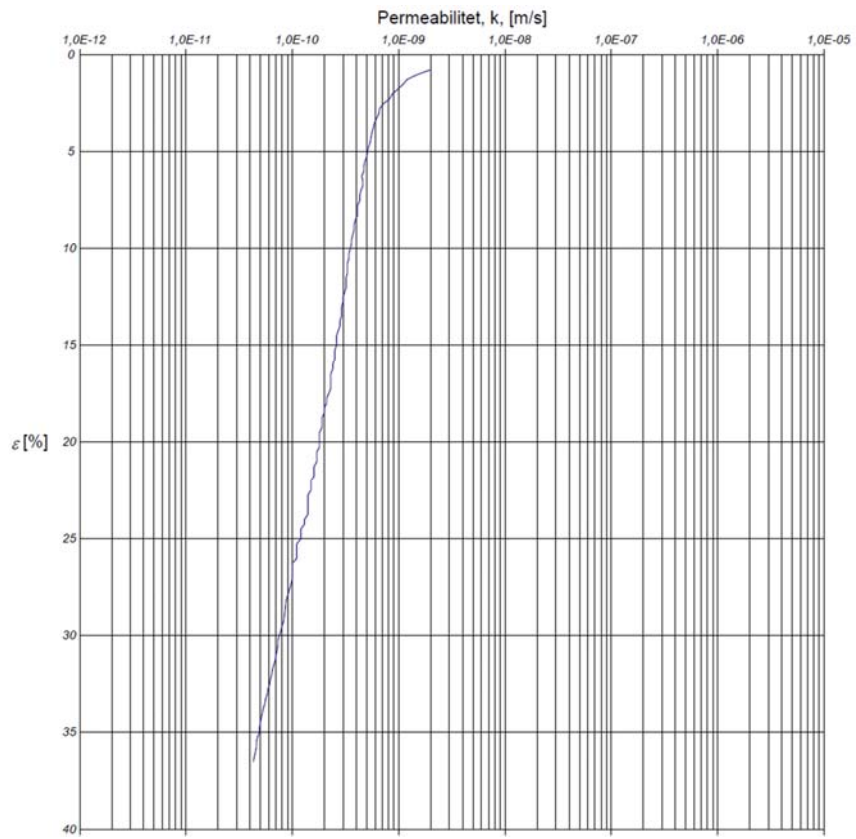




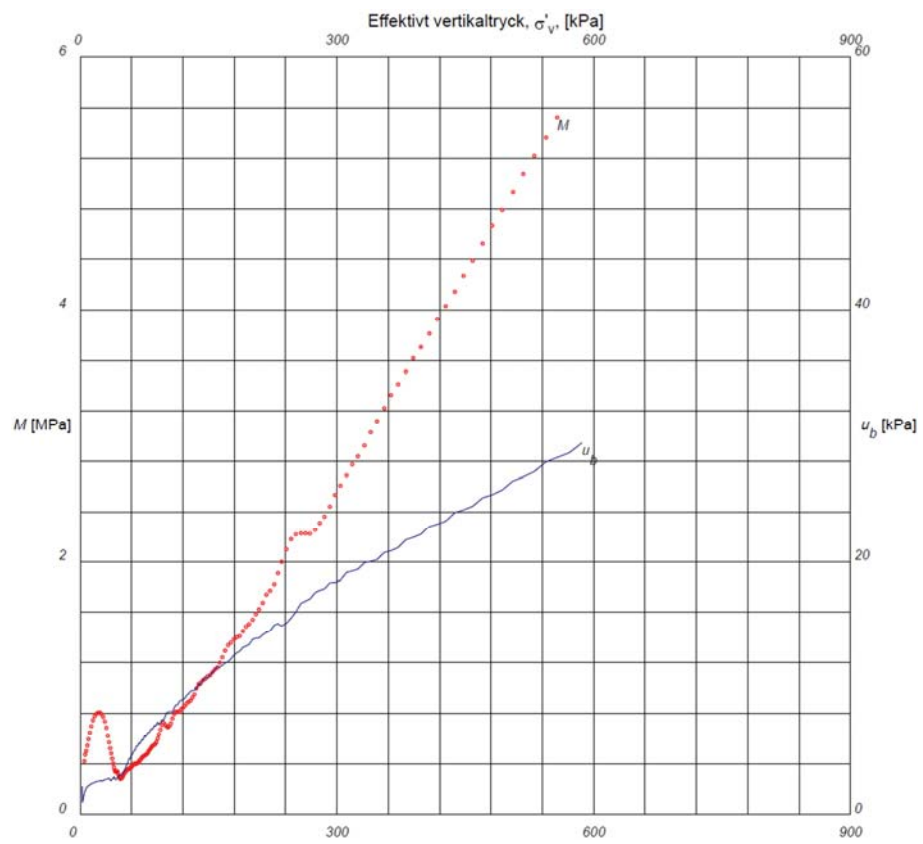
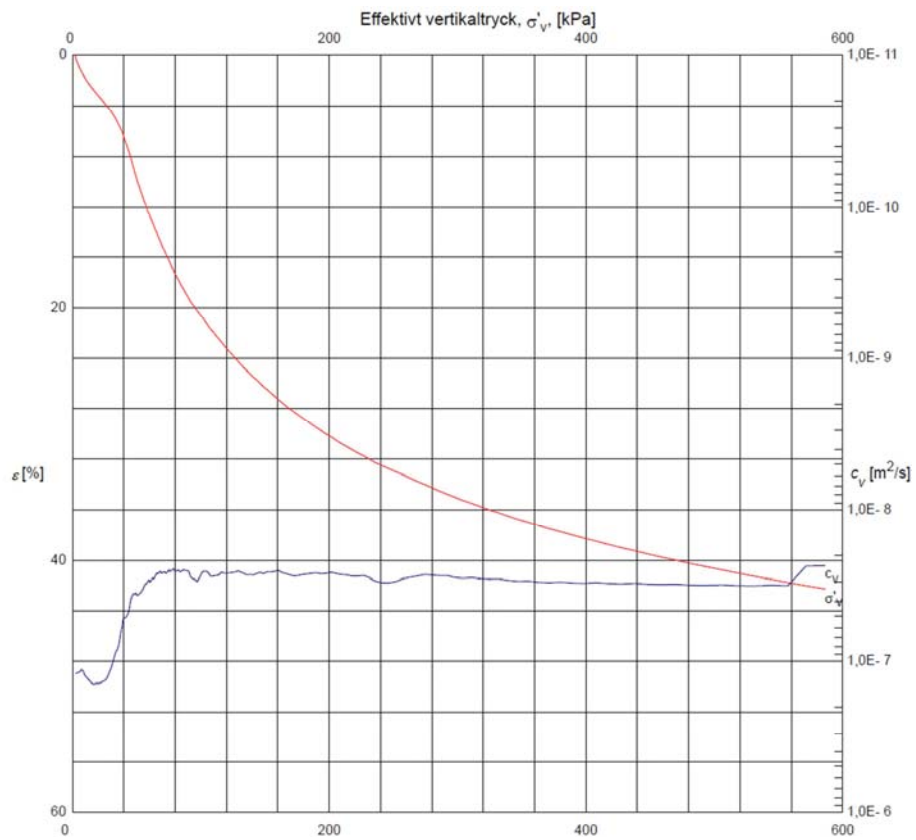


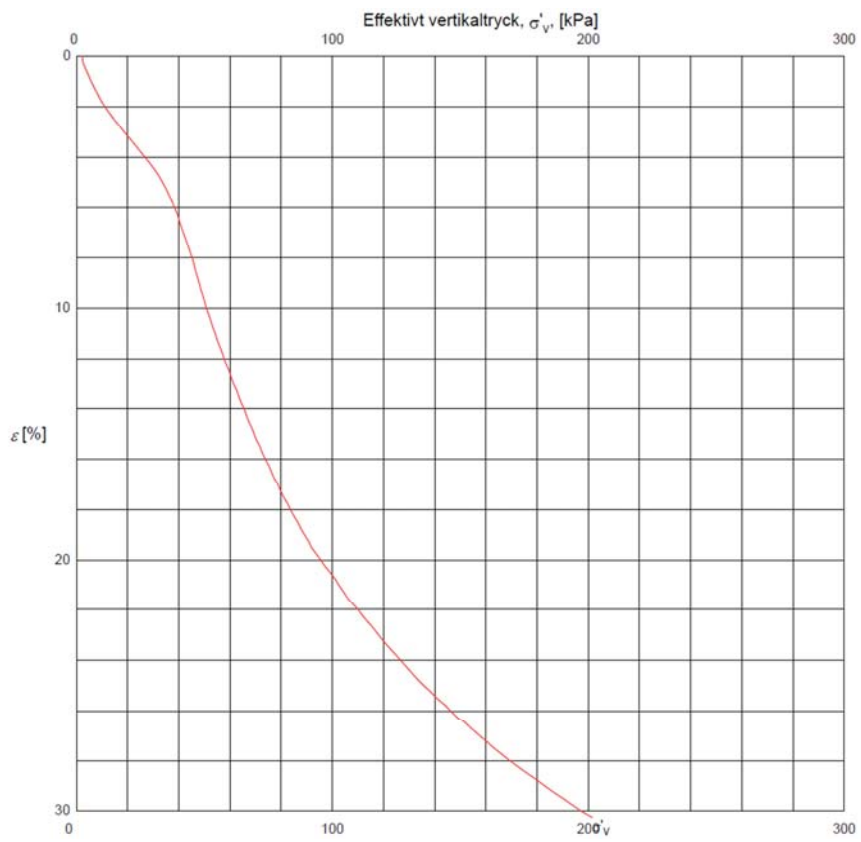
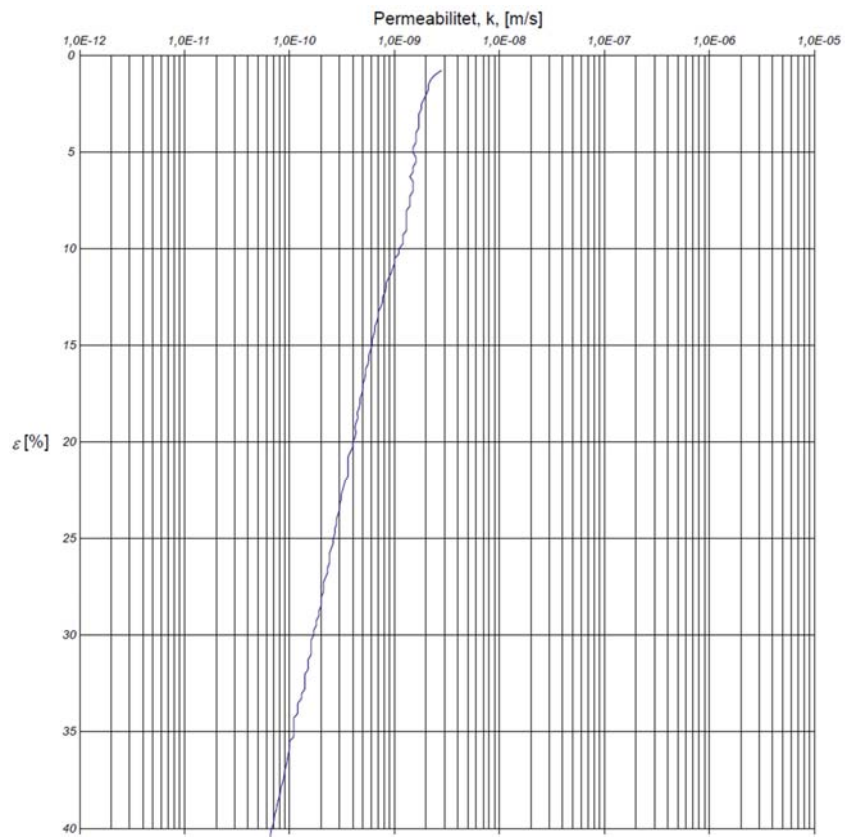
# Borrhål SGI 46, djup 9 m.



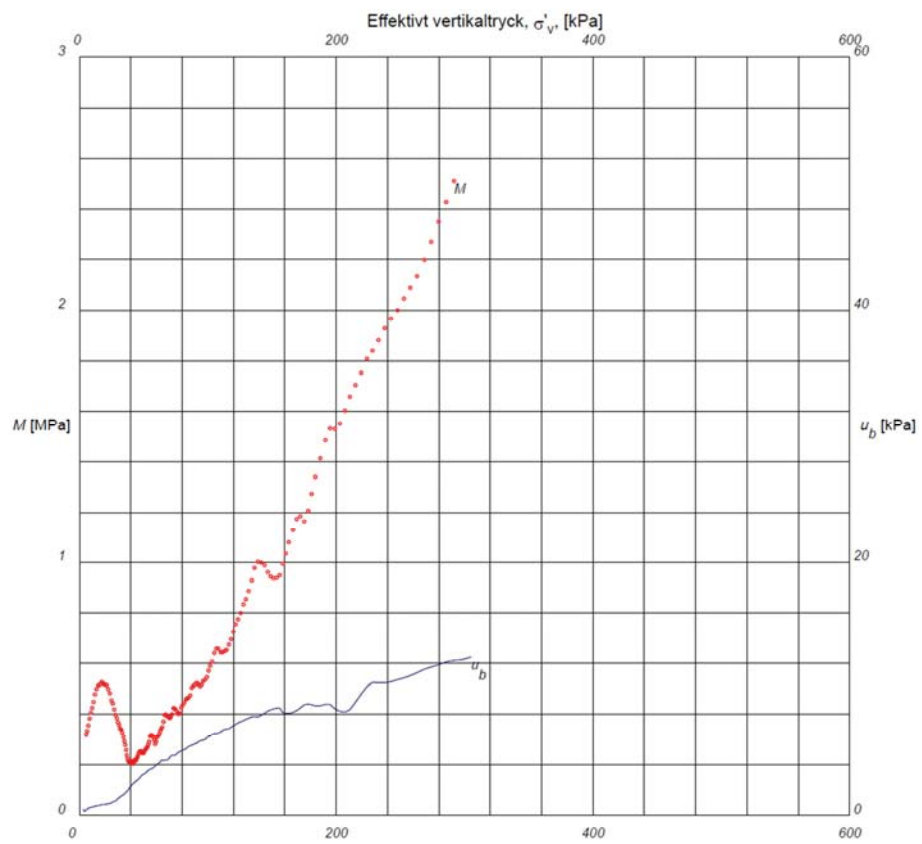
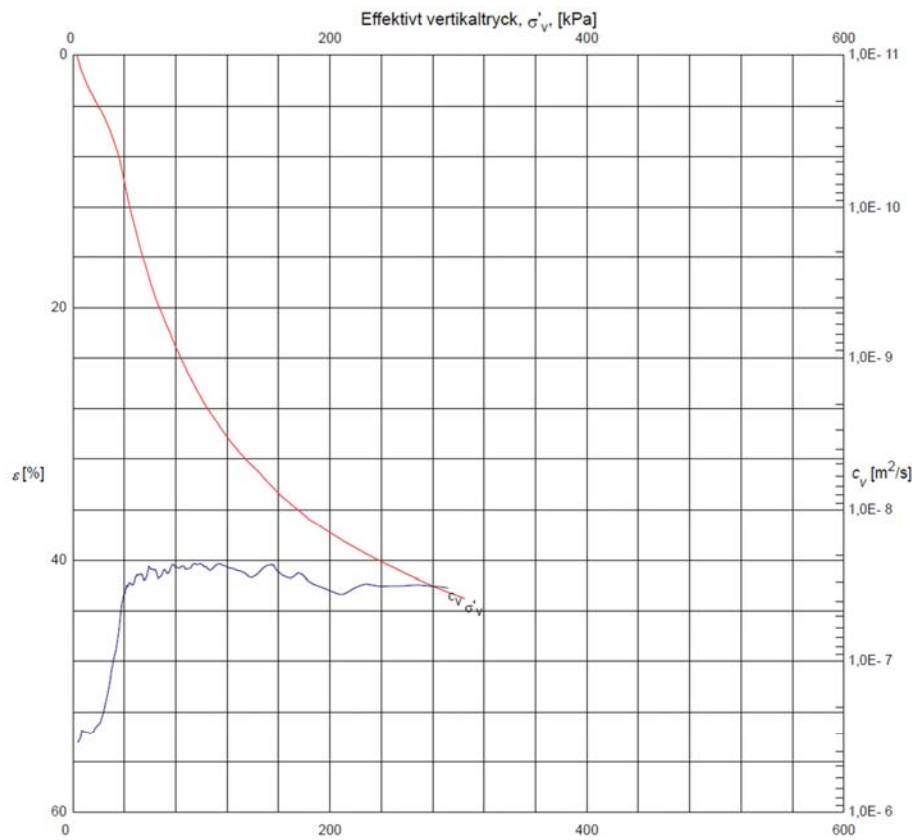


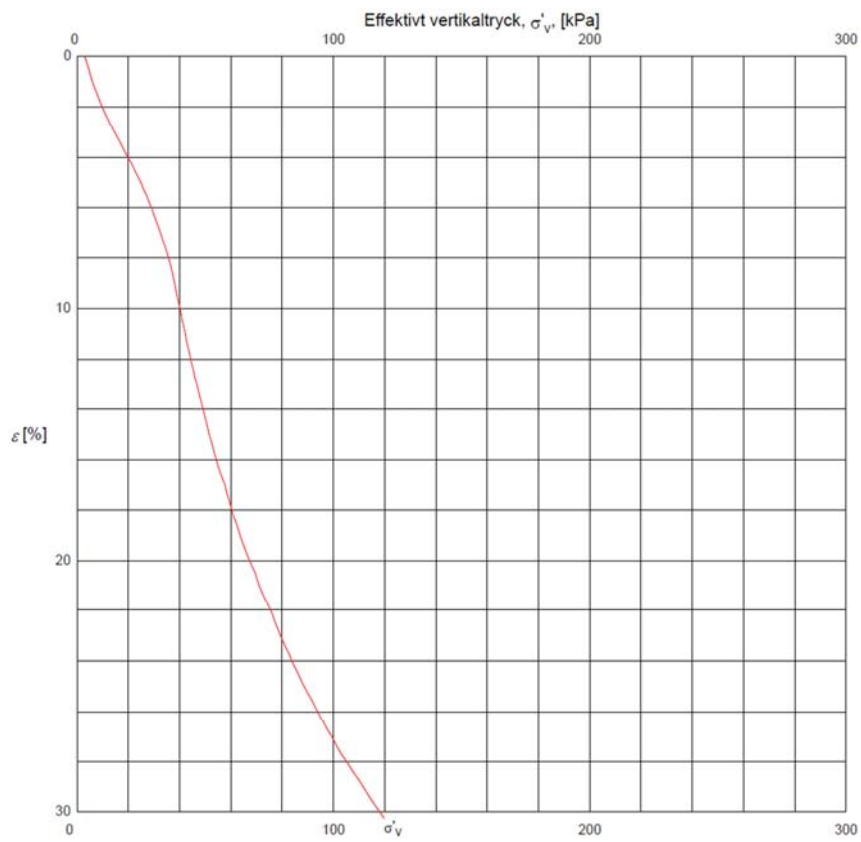
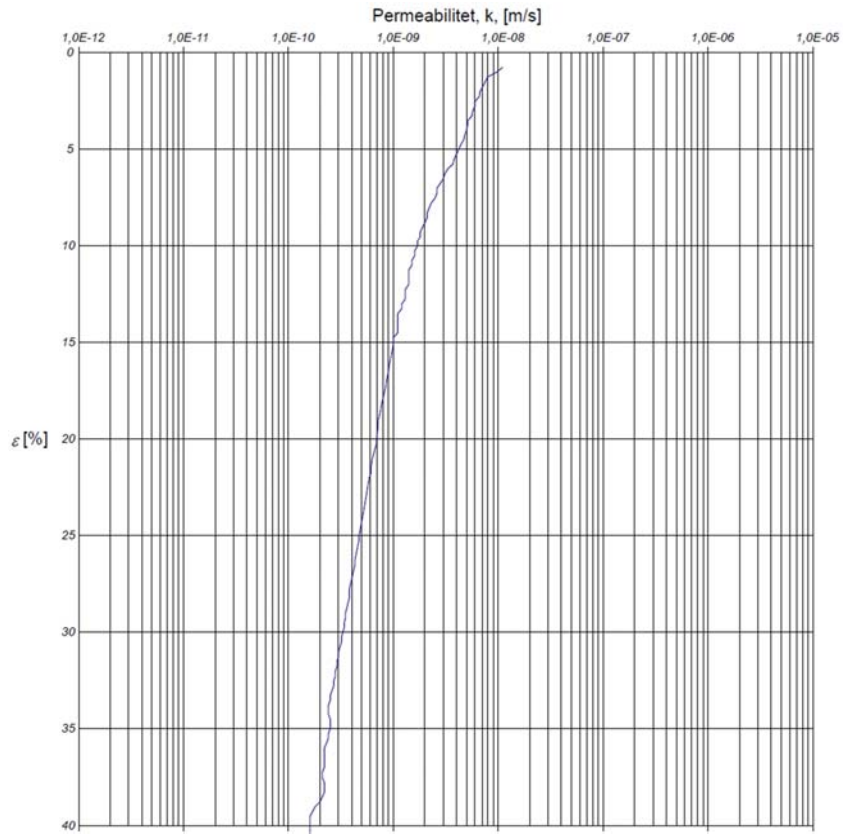
# Borrhål SGI 40, djup 2 m.



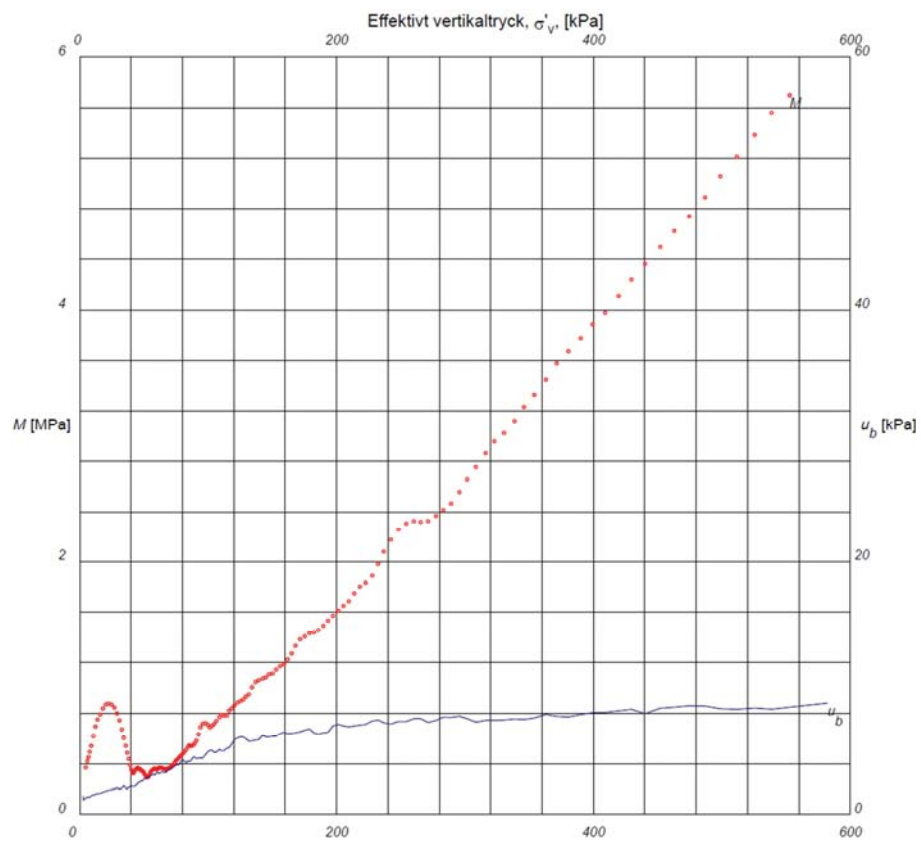
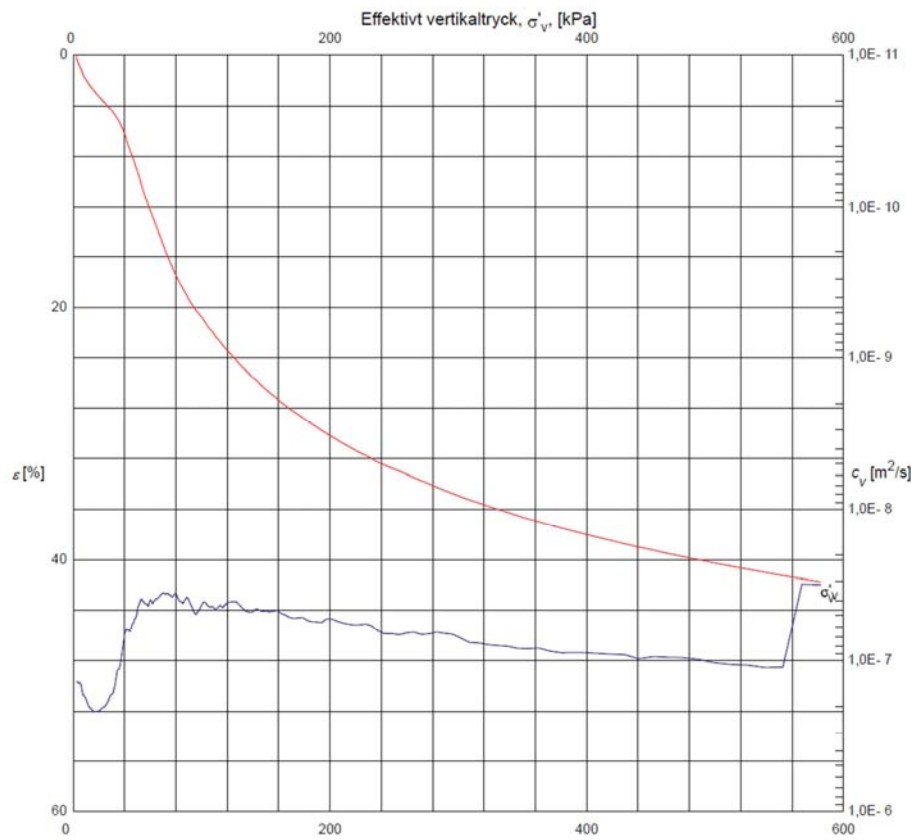


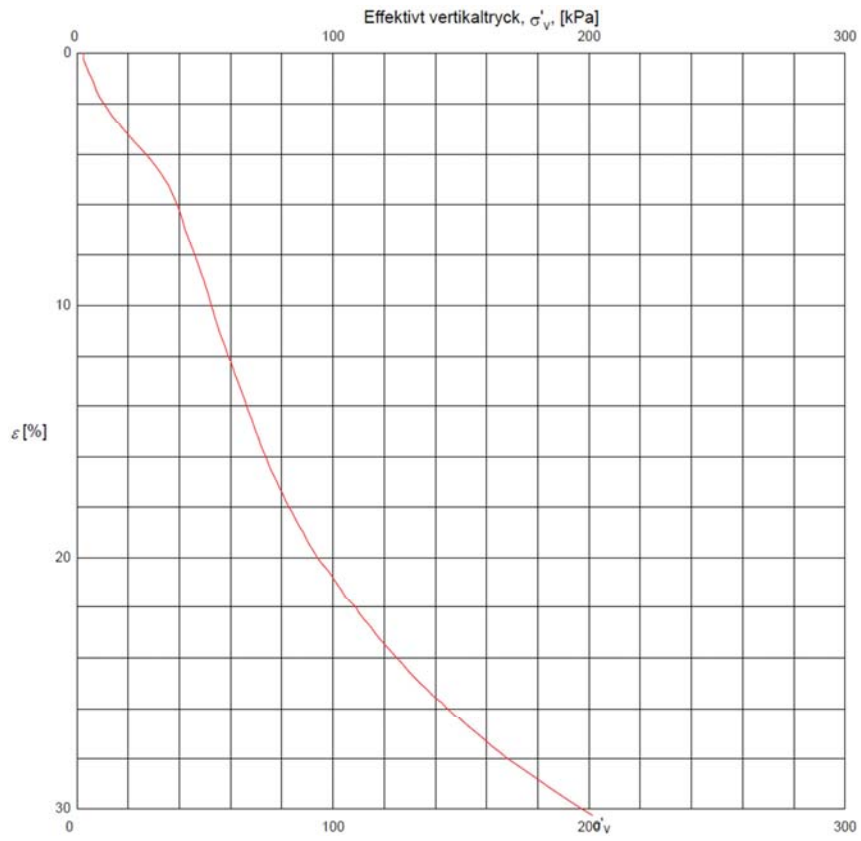
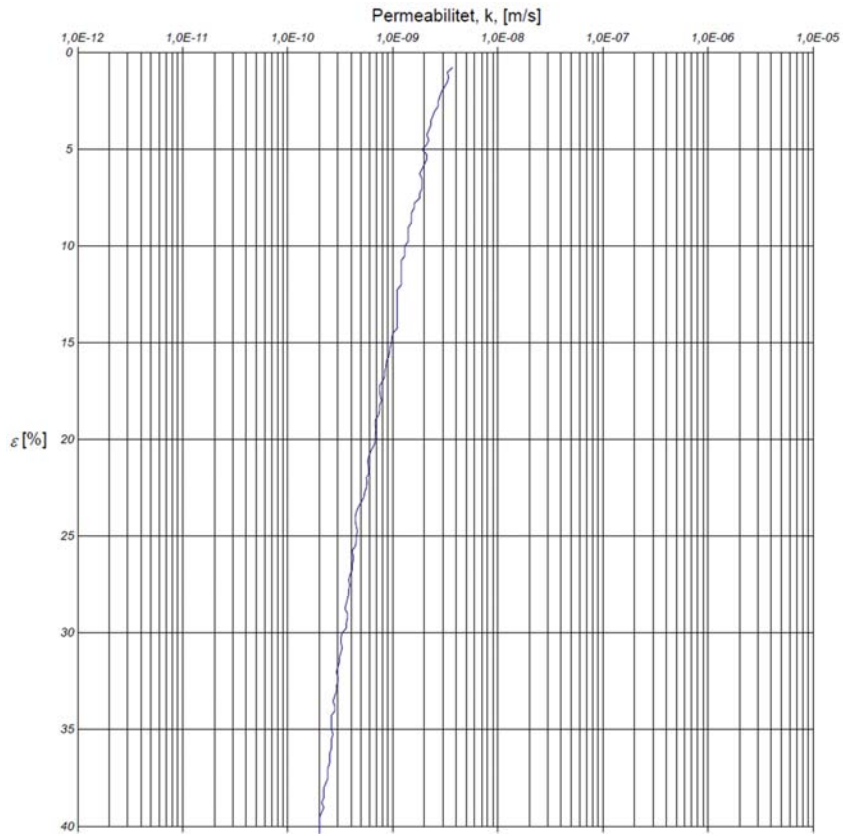
# Borrhål SGI 40, djup 3 m.





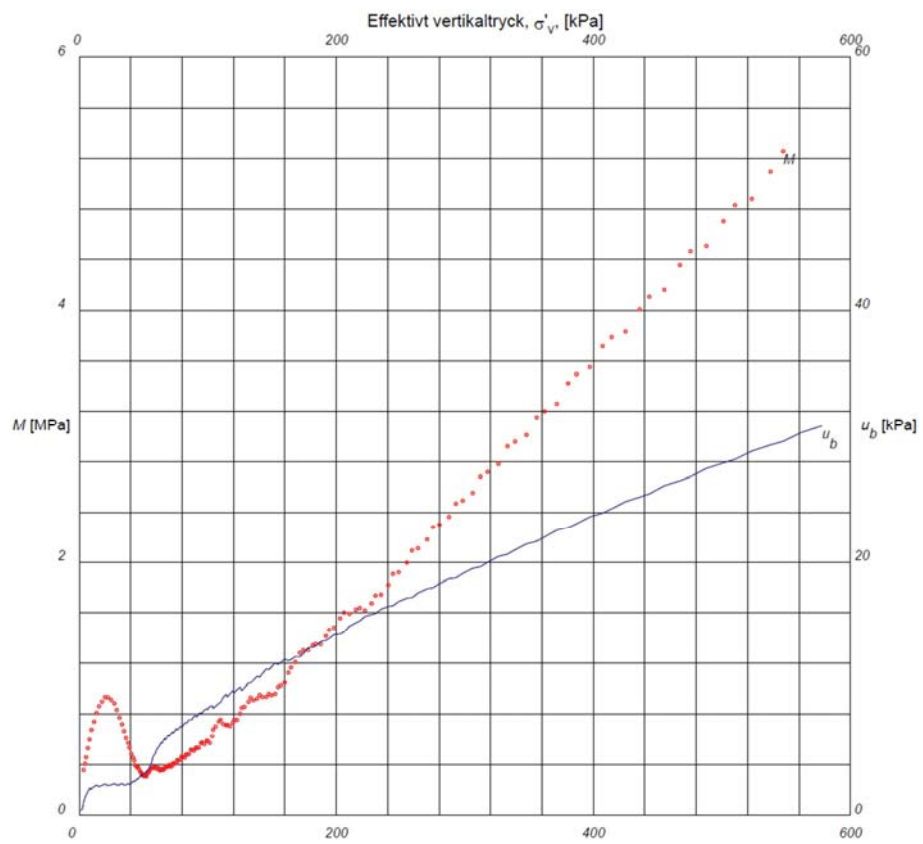
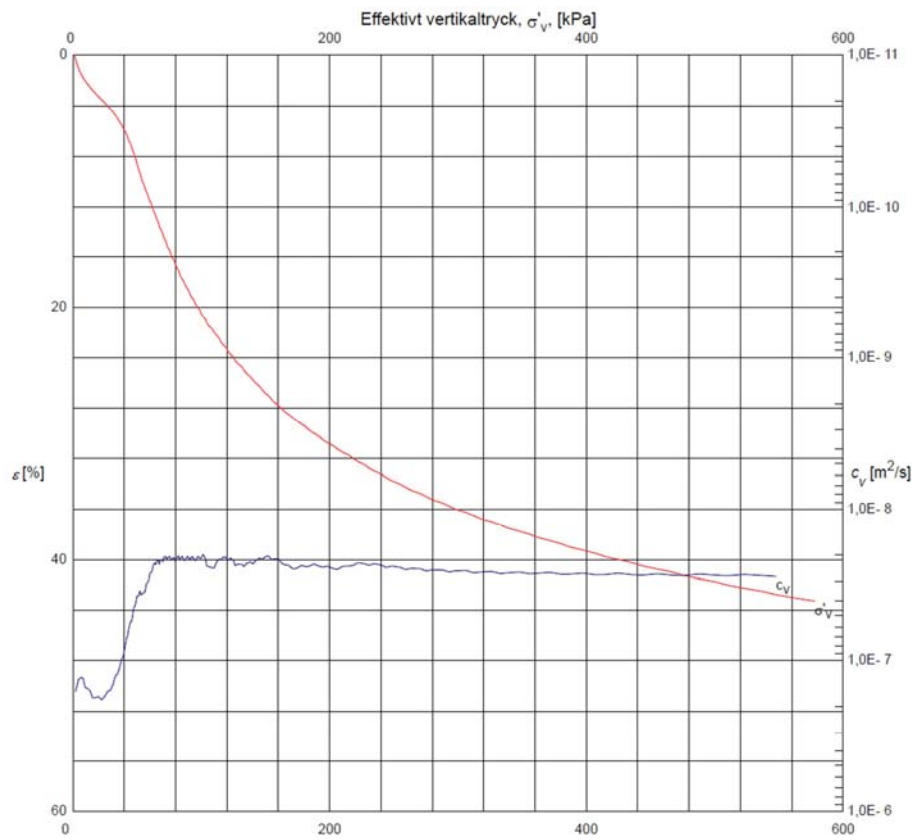
# Borrhål SGI 40, djup 4 m.

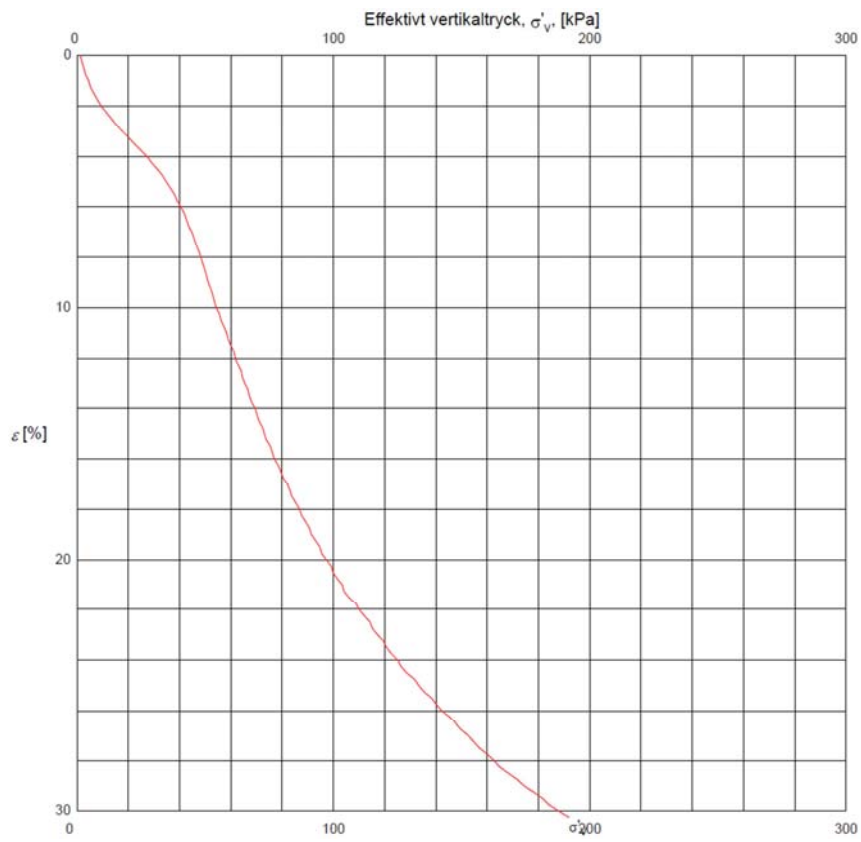
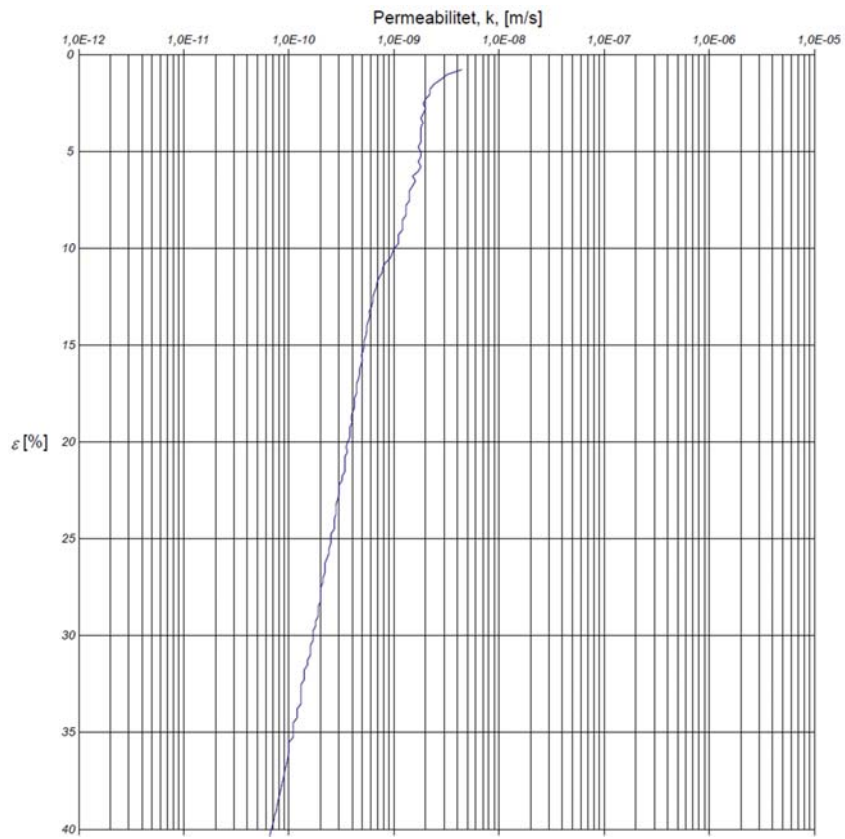




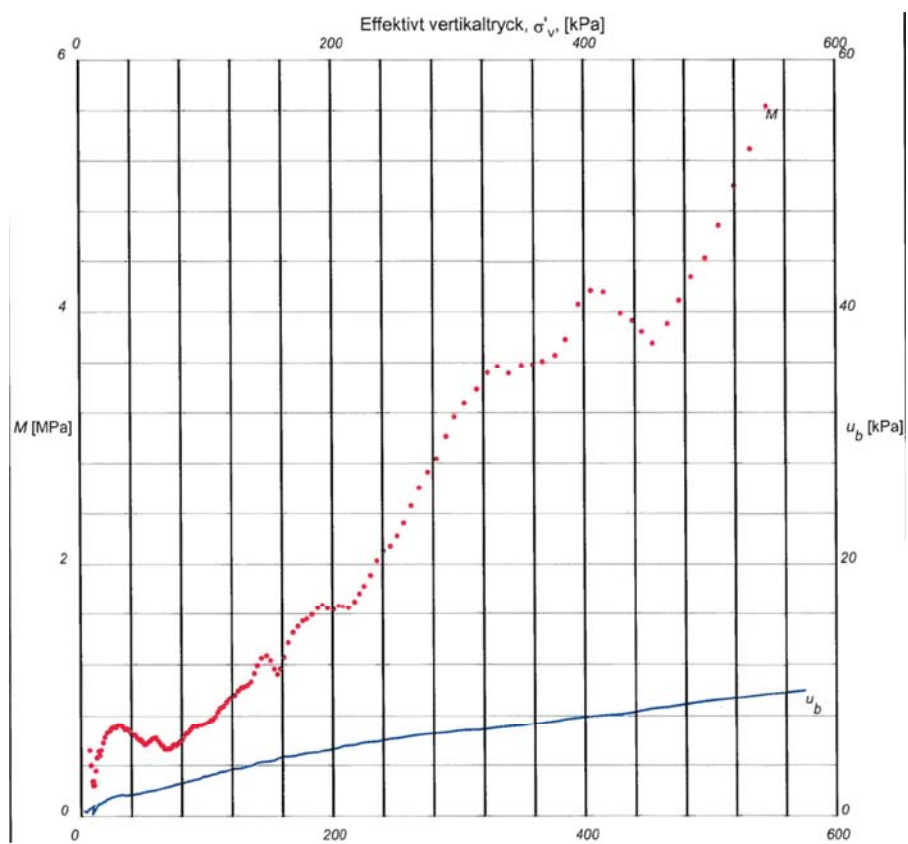
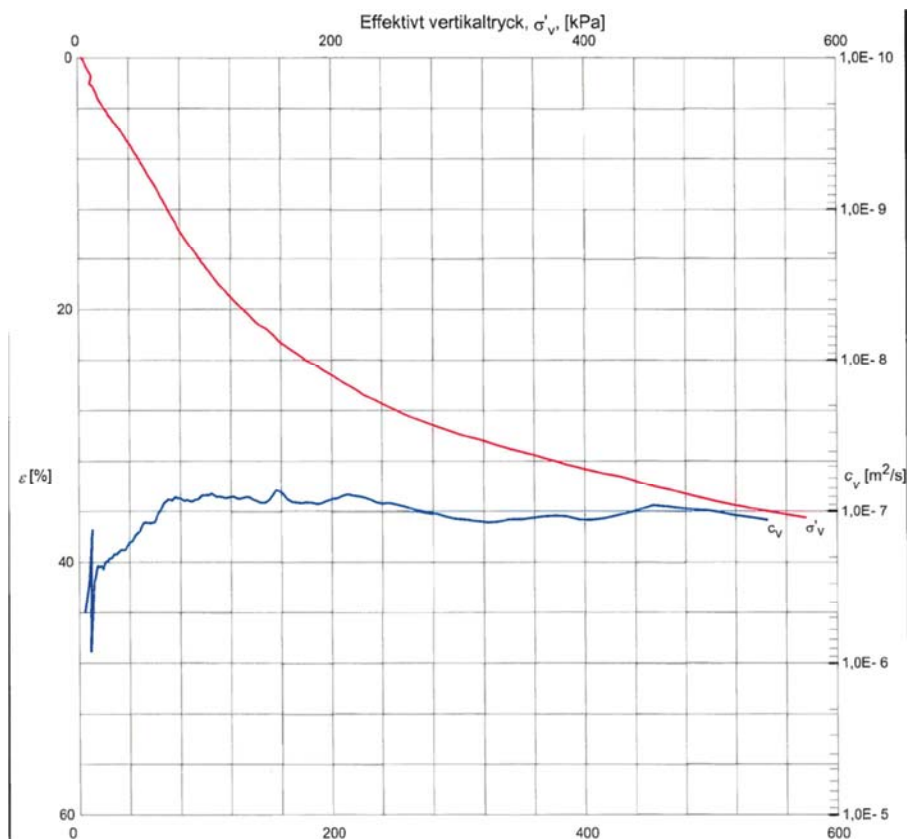


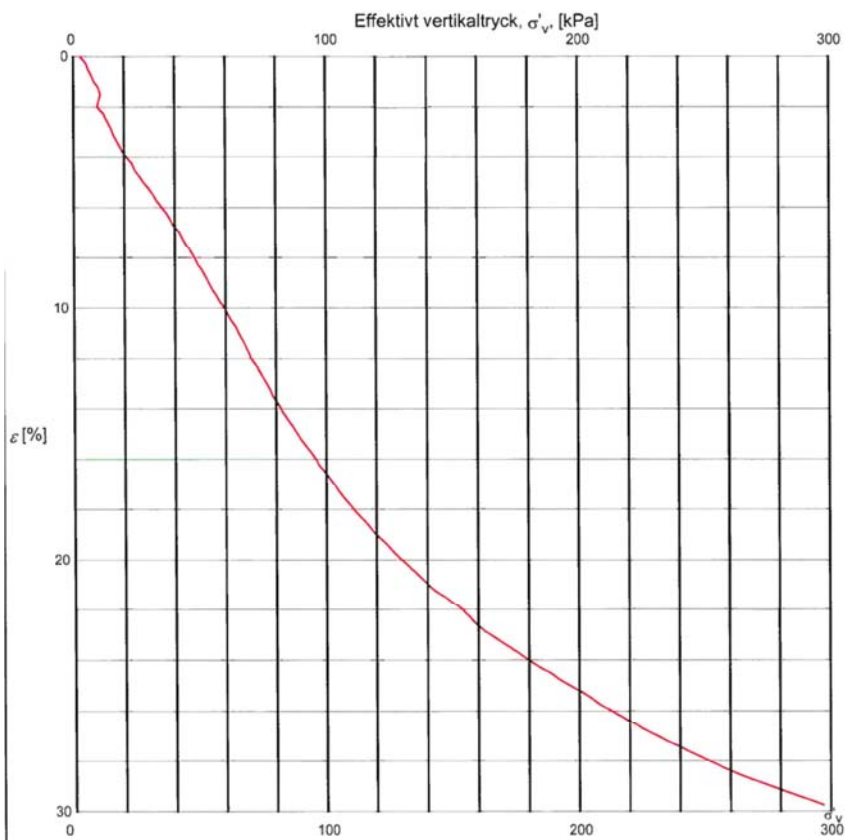
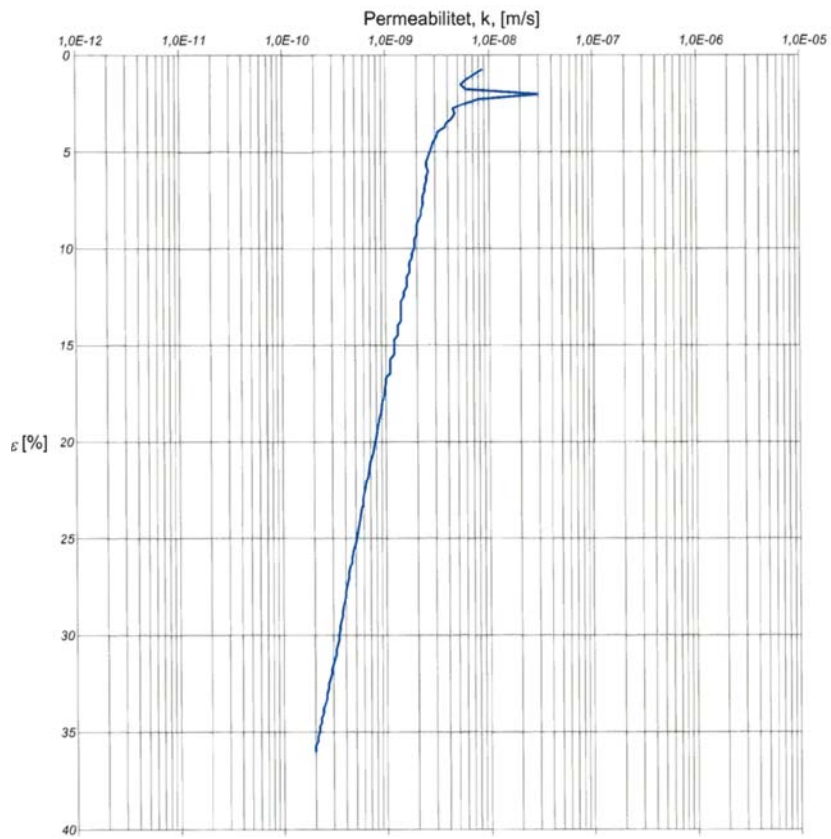
# Borrhål SGI 40, djup 5 m.



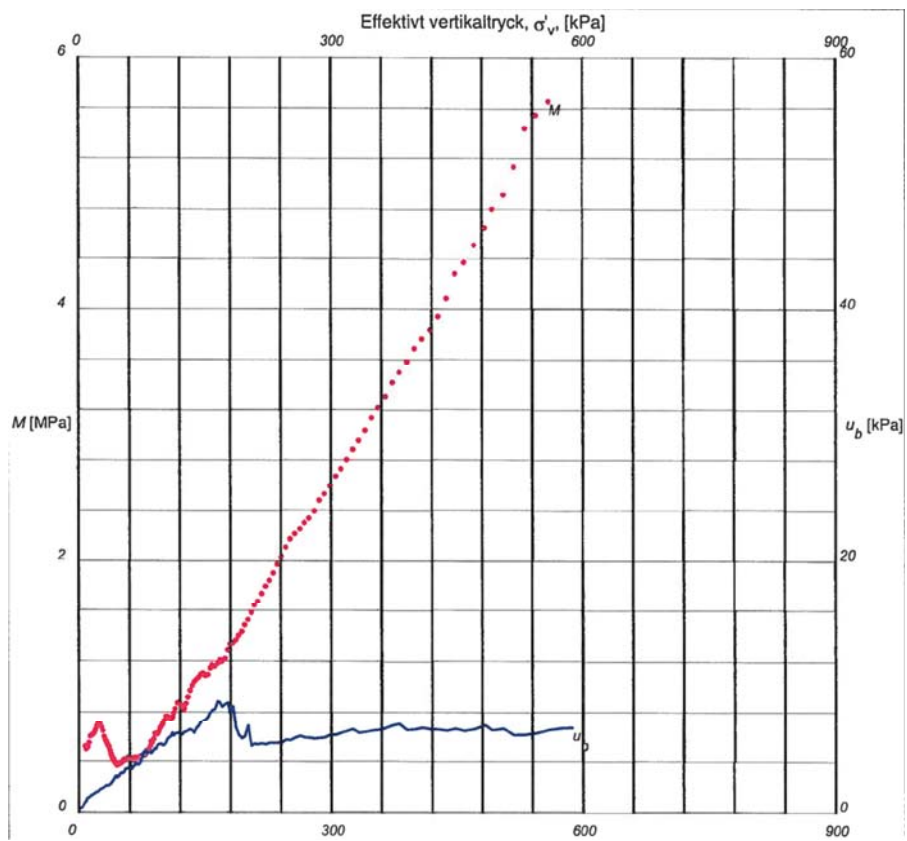
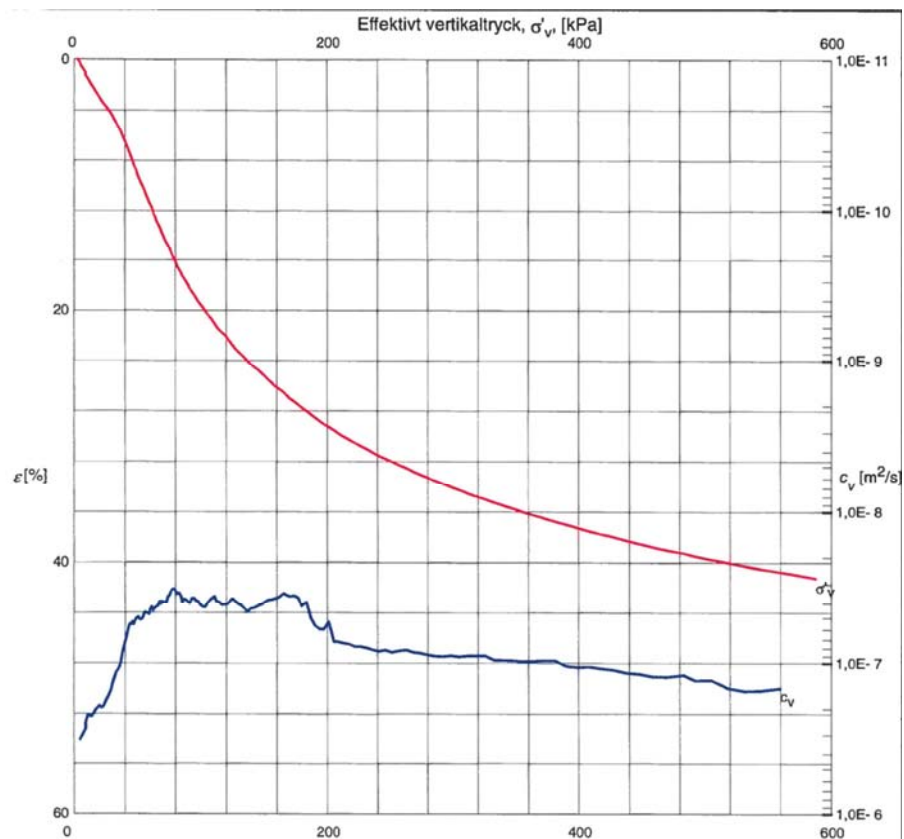


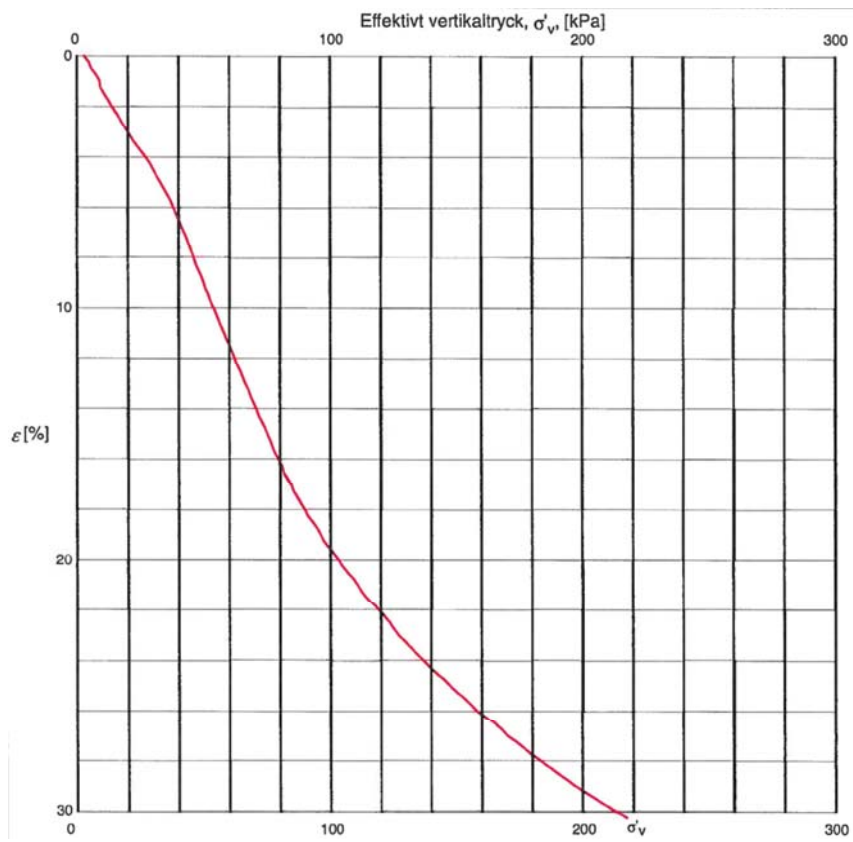
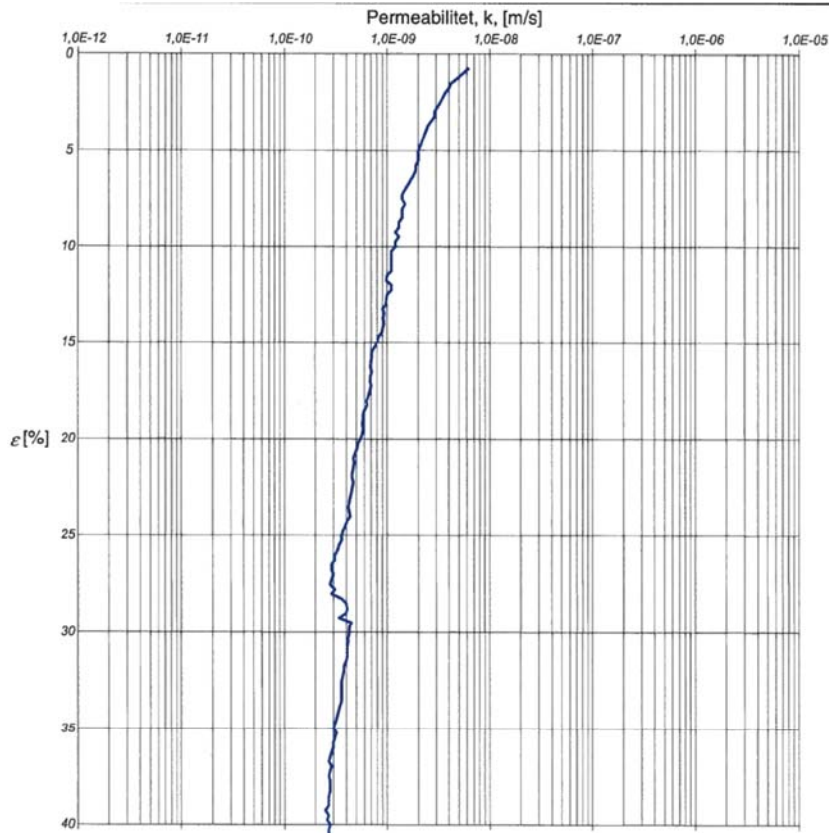
# Borrhål SGI 54, djup 2 m.



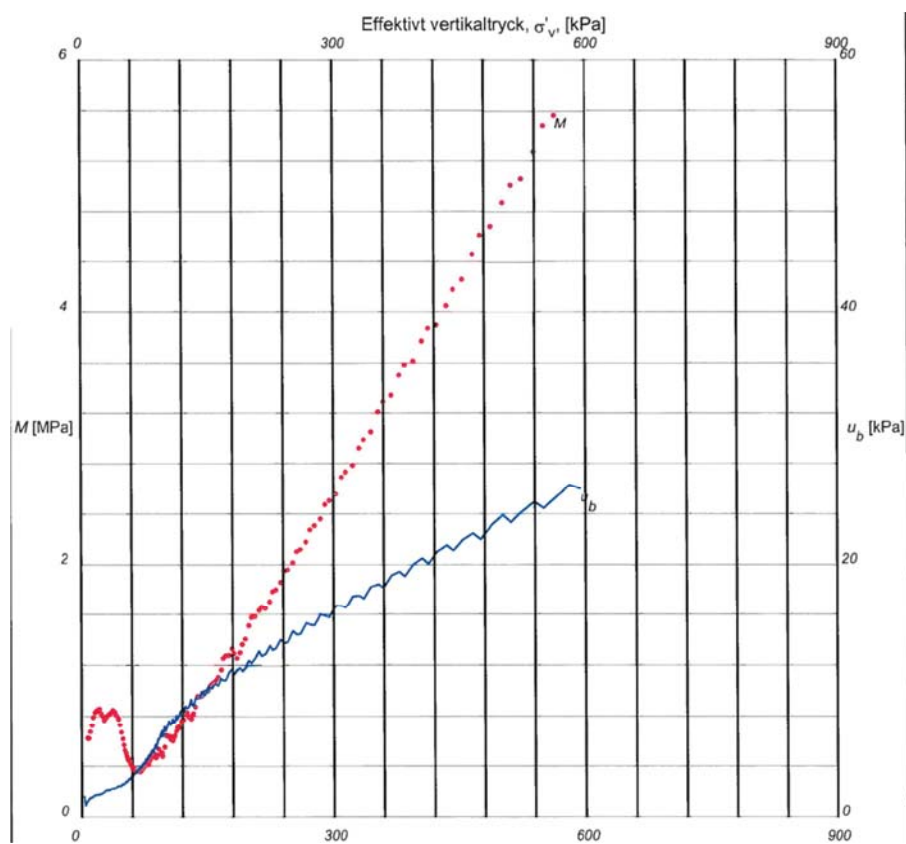
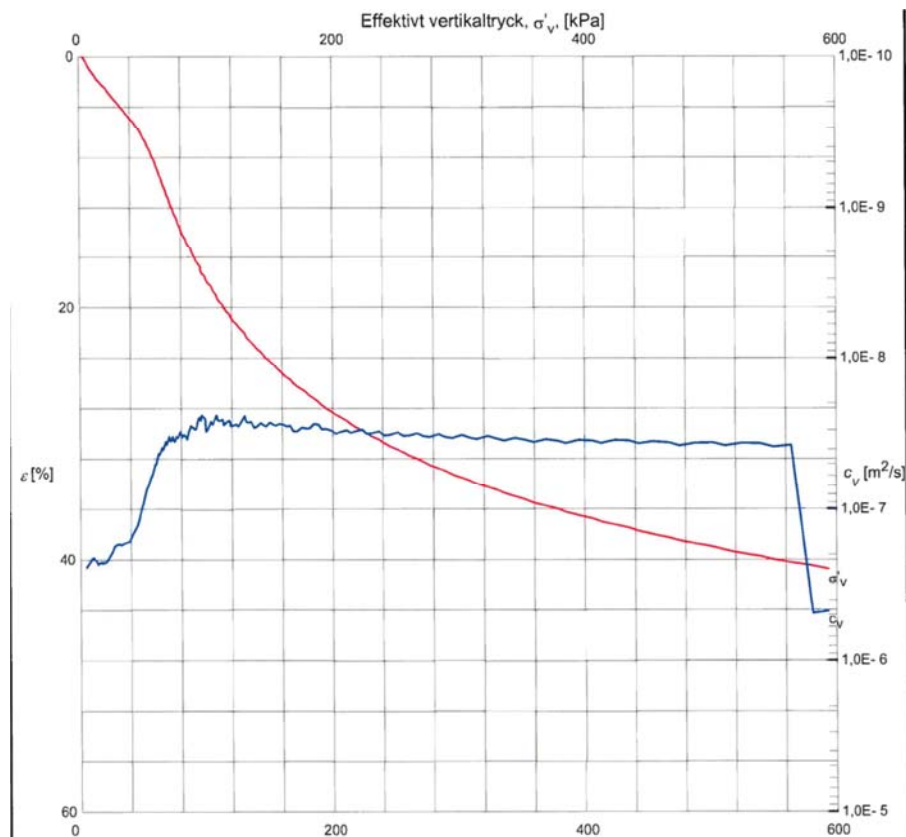


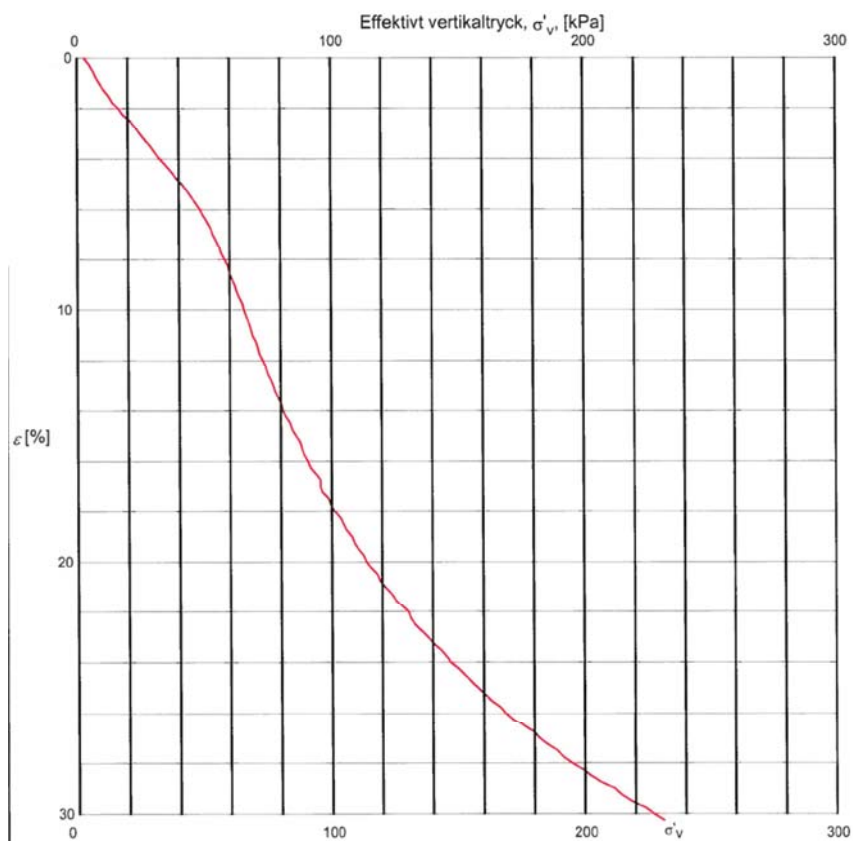
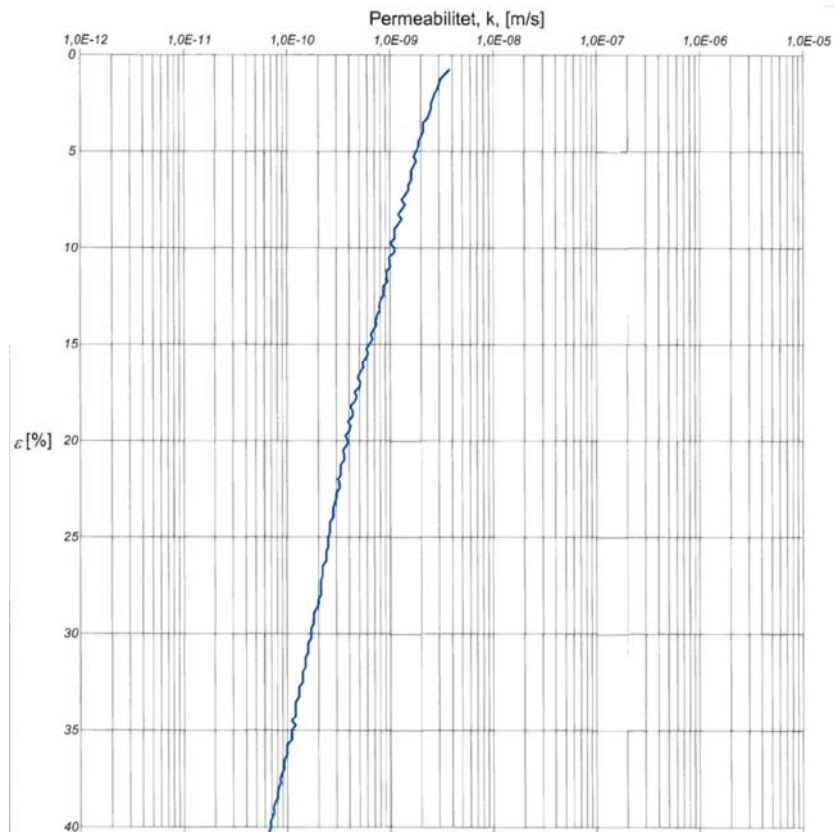
# Borrhål SGI 54, djup 3 m.





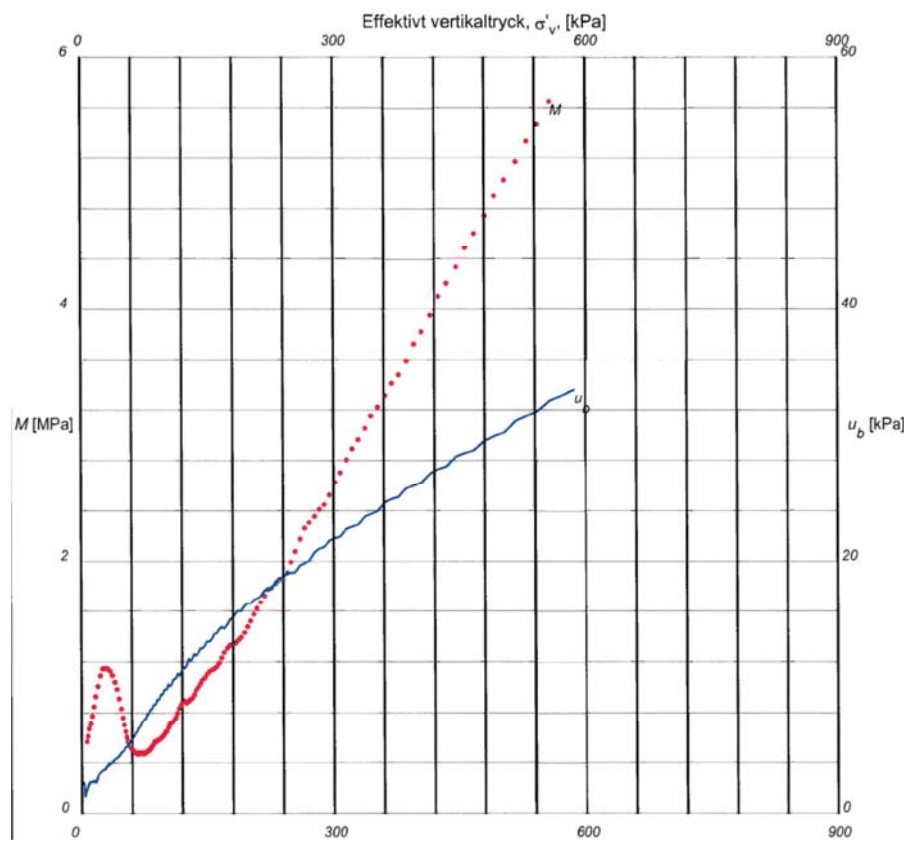
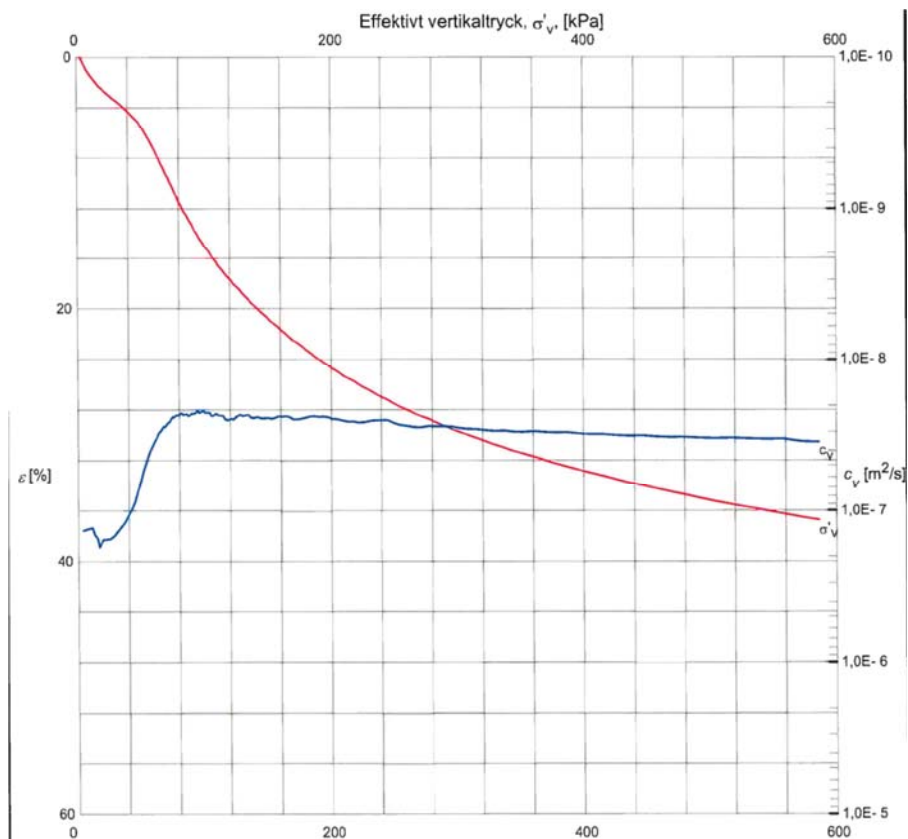
# Borrhål SGI 54, djup 4 m.

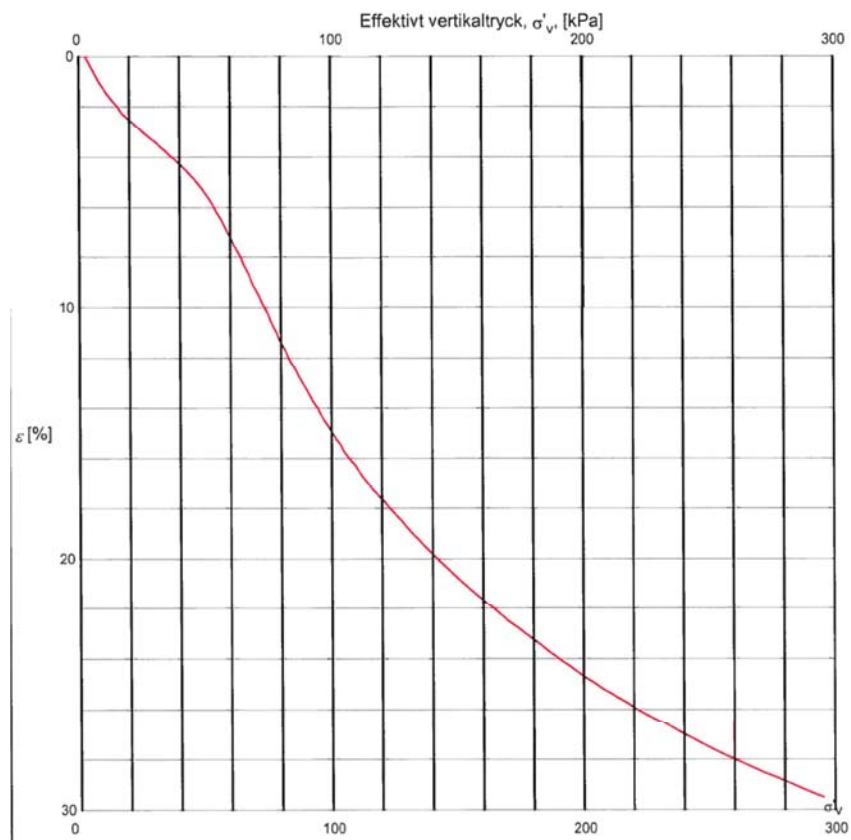
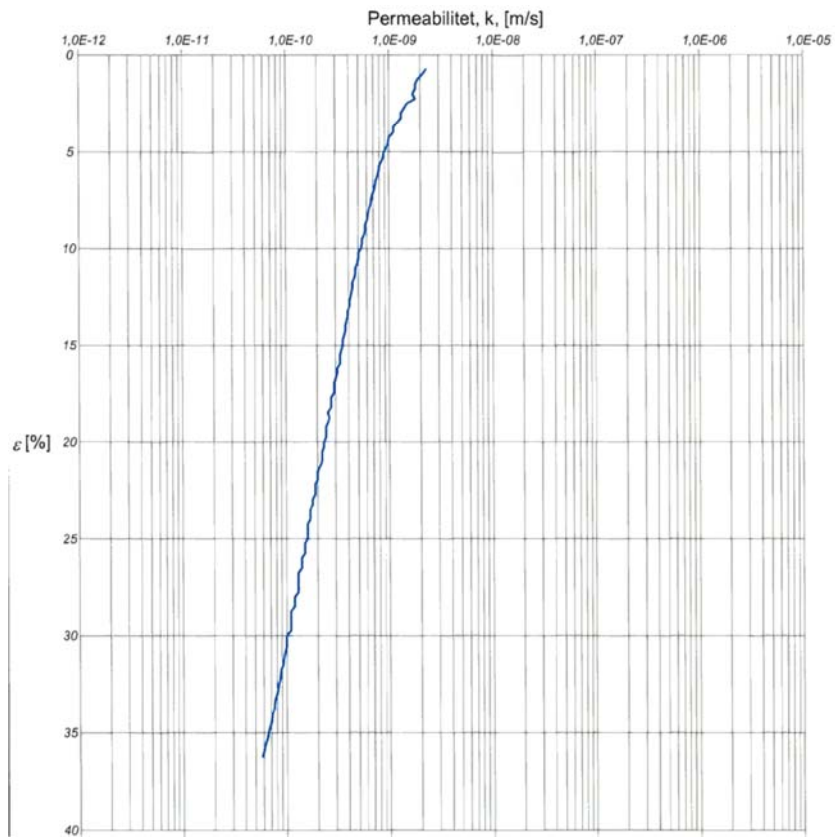




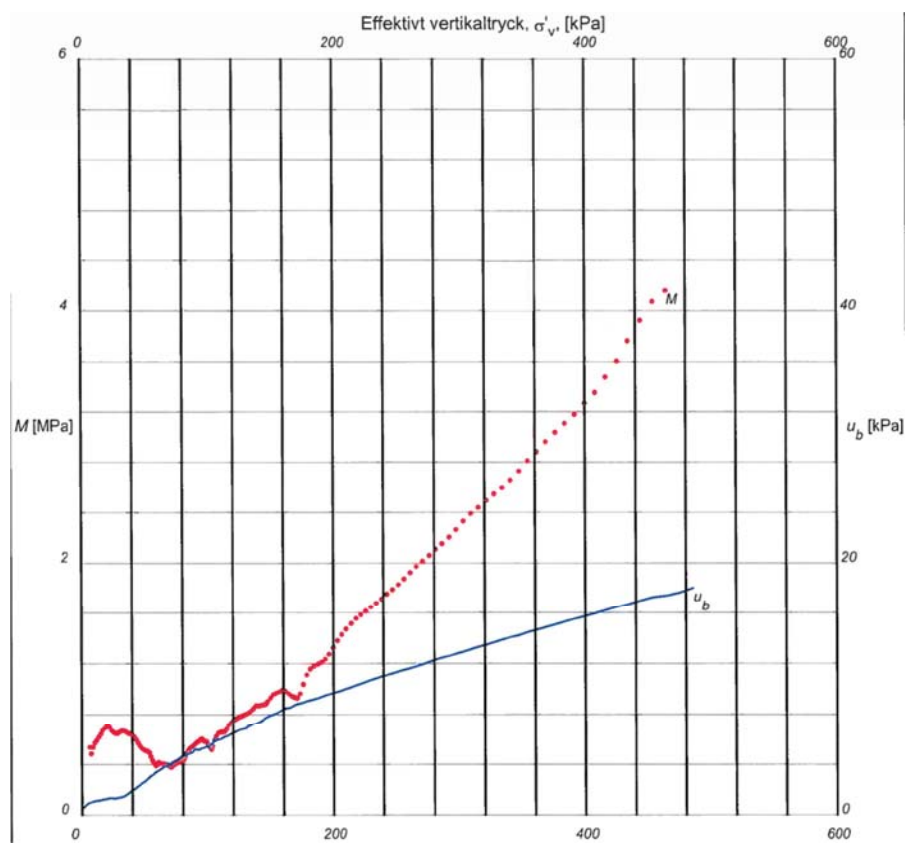
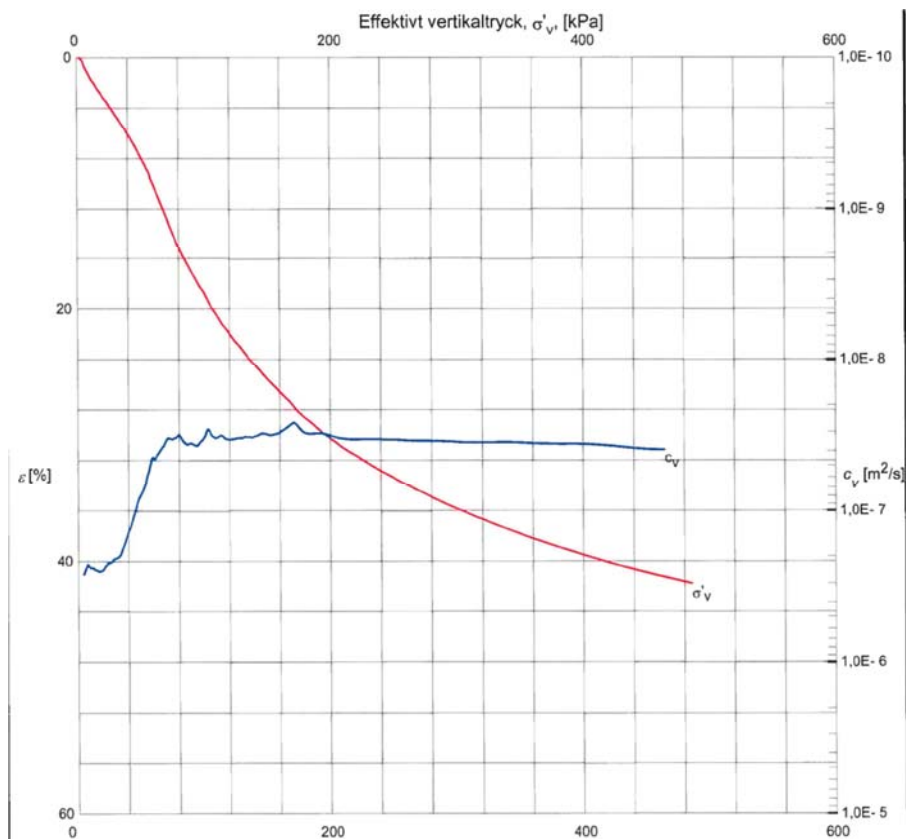


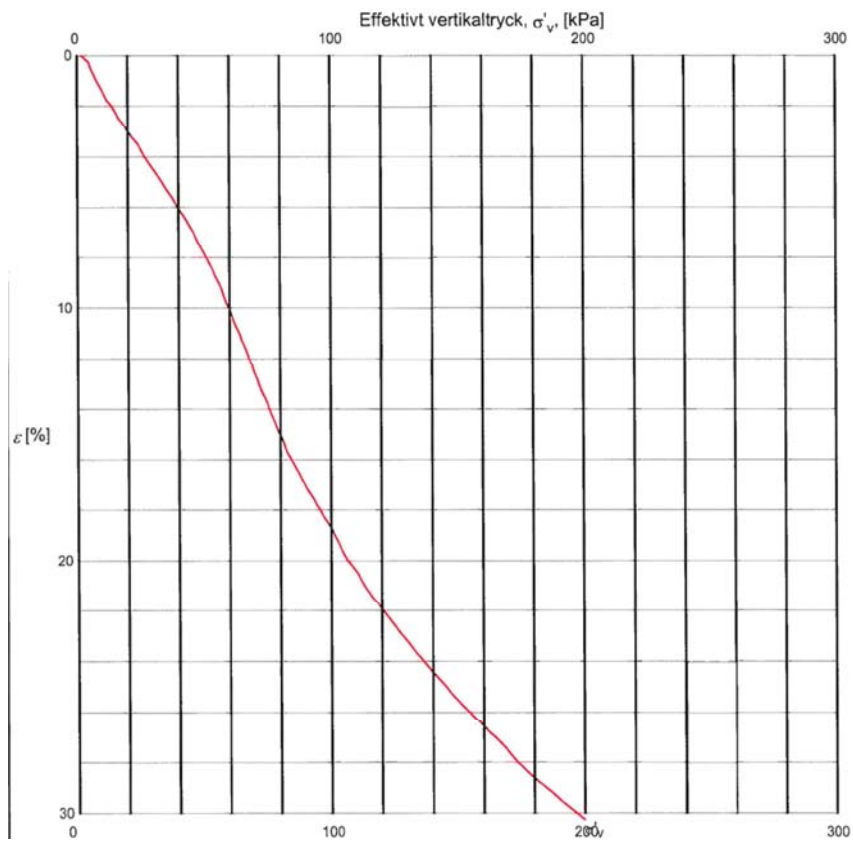
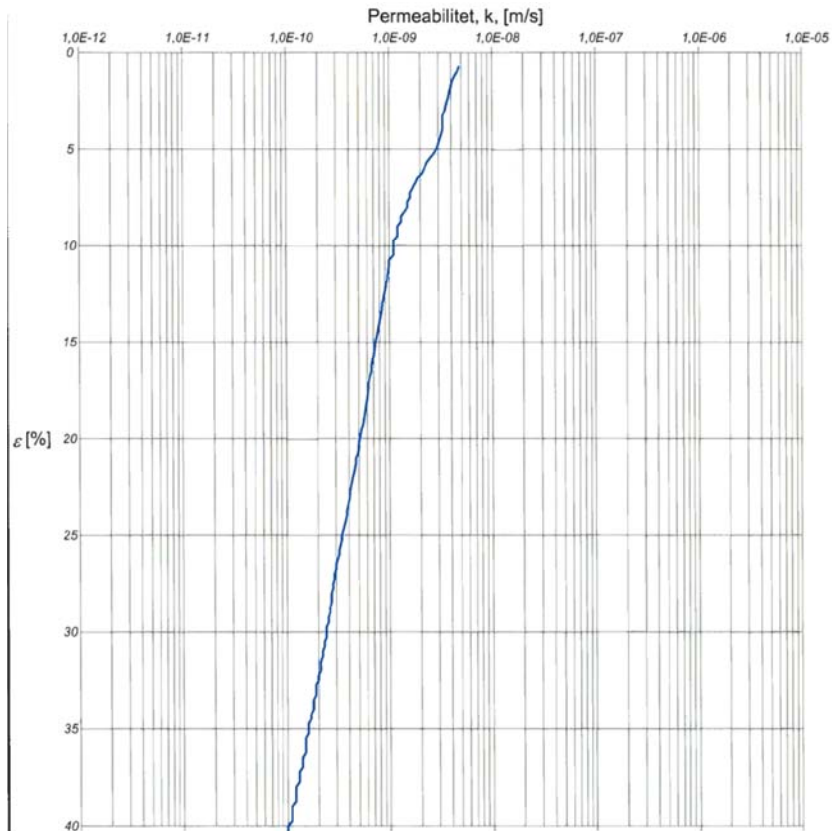
# Borrhål SGI 54, djup 5 m.



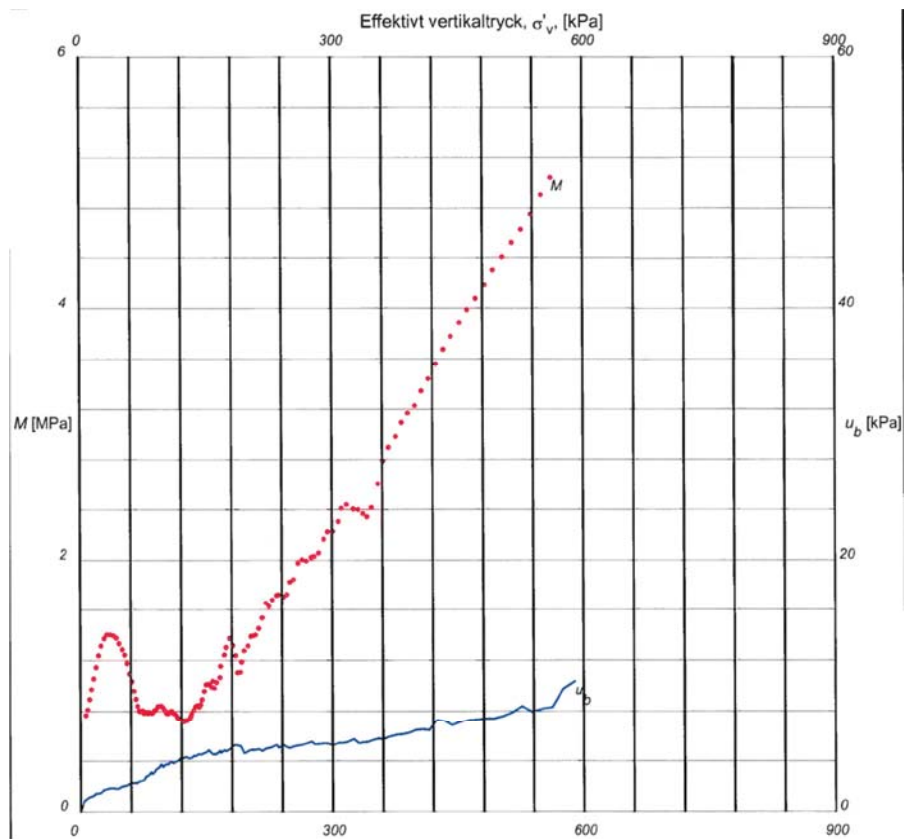
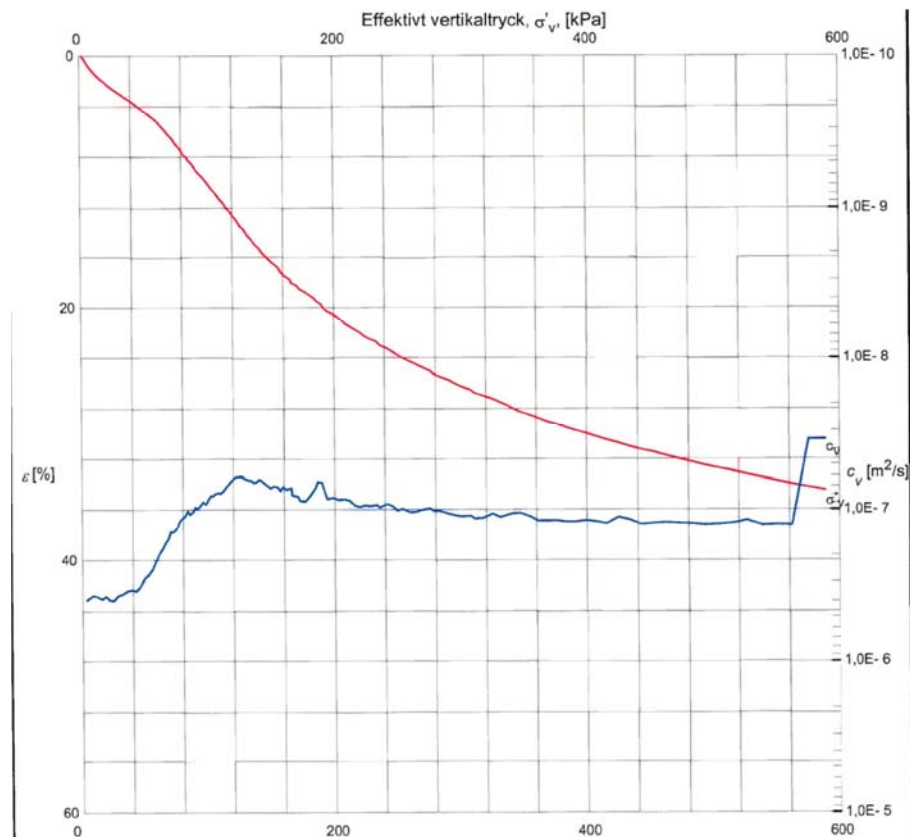


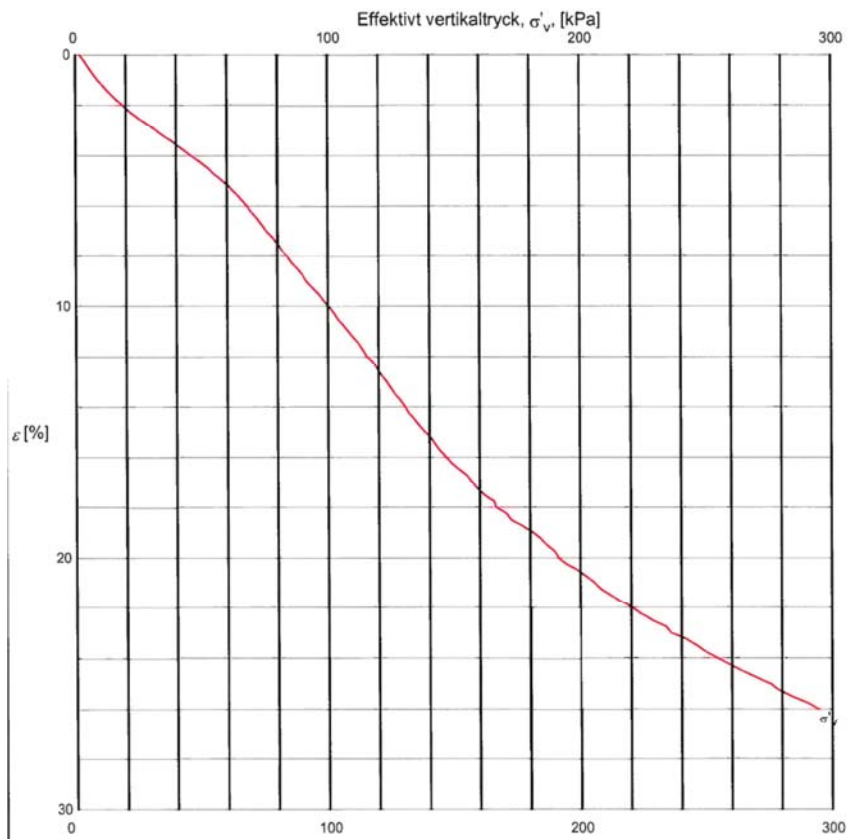
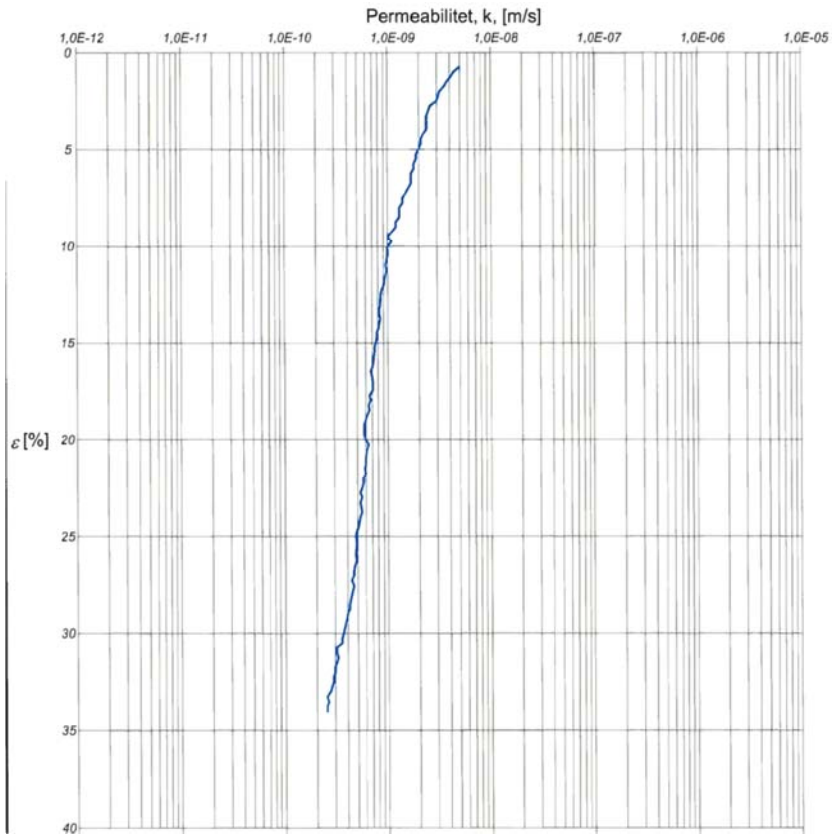
# Borrhål SGI 54, djup 6 m.



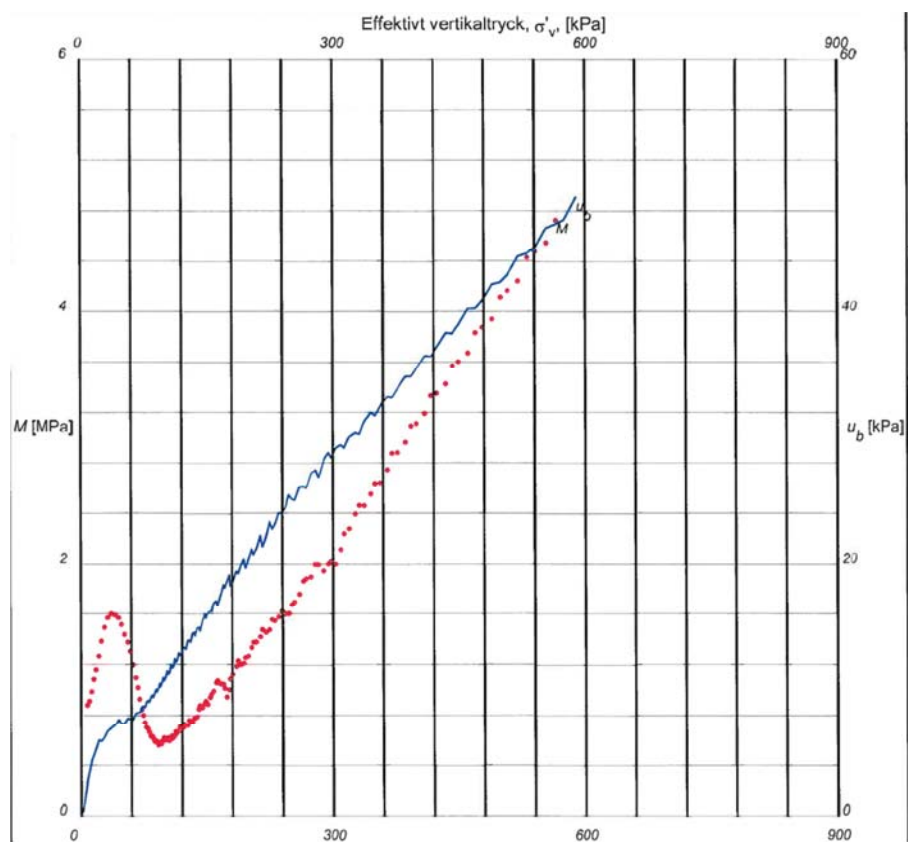
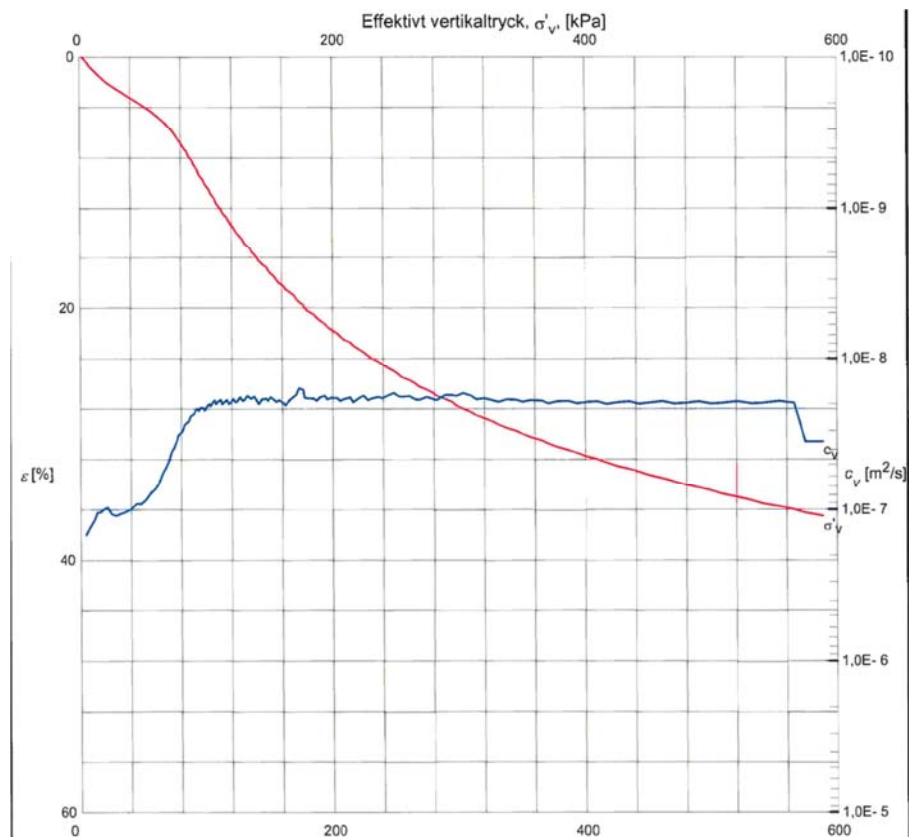


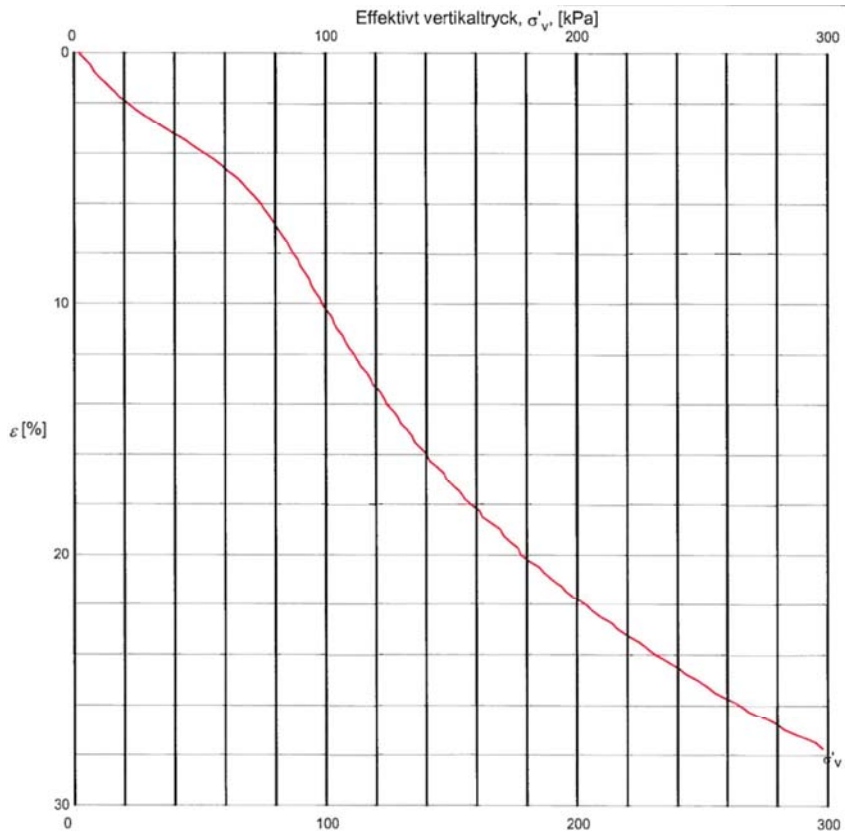
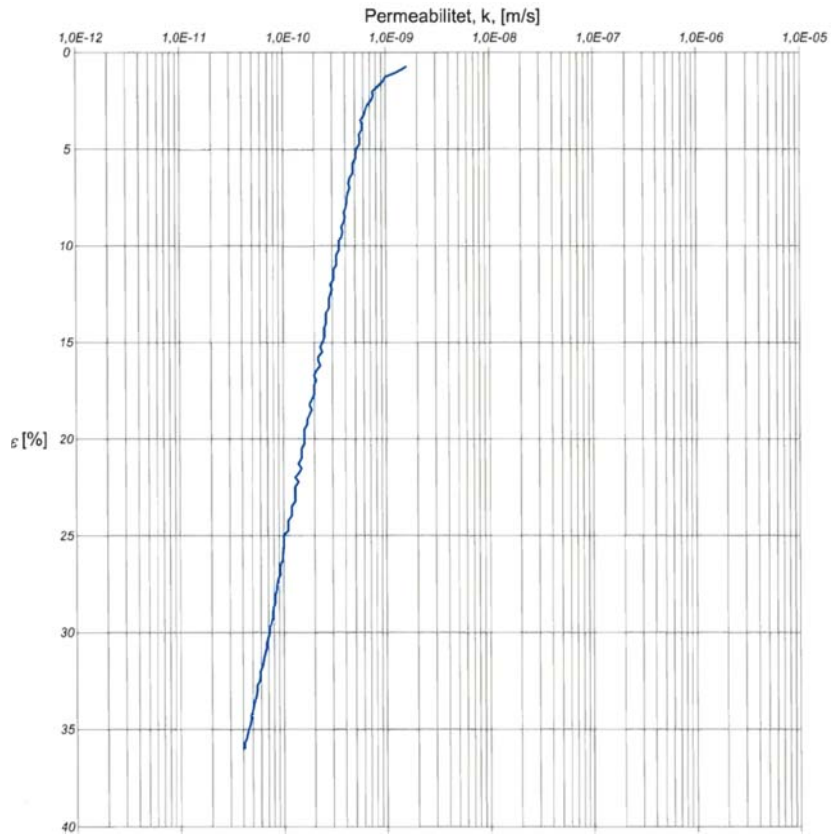
# Borrhål SGI 54, djup 7 m.





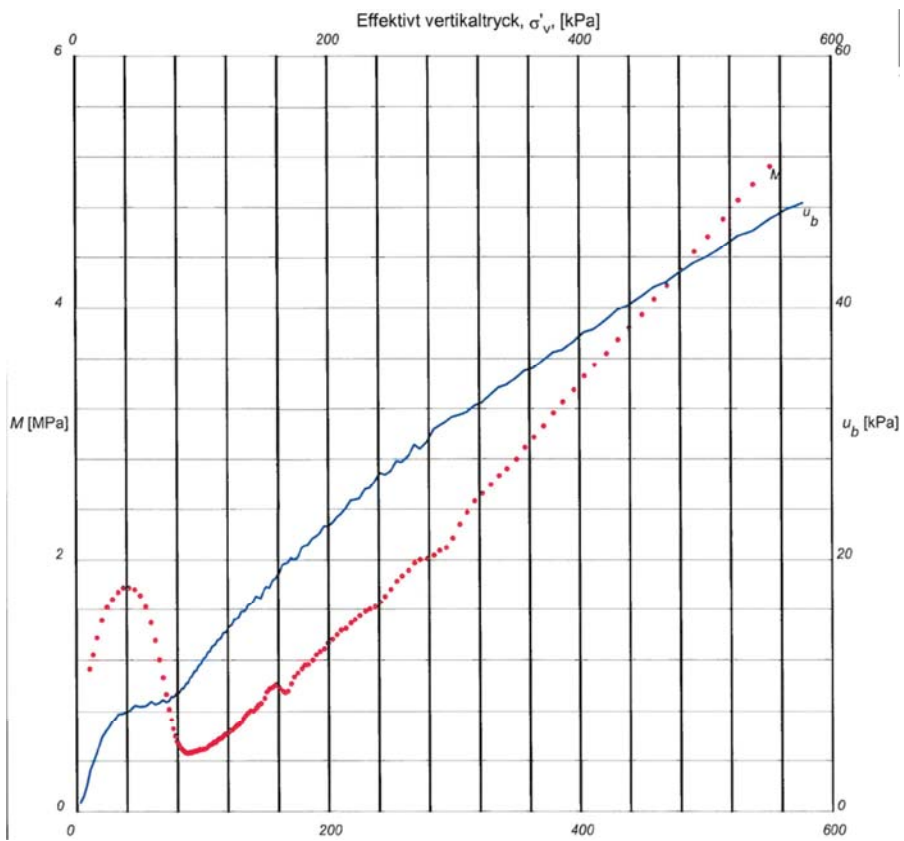
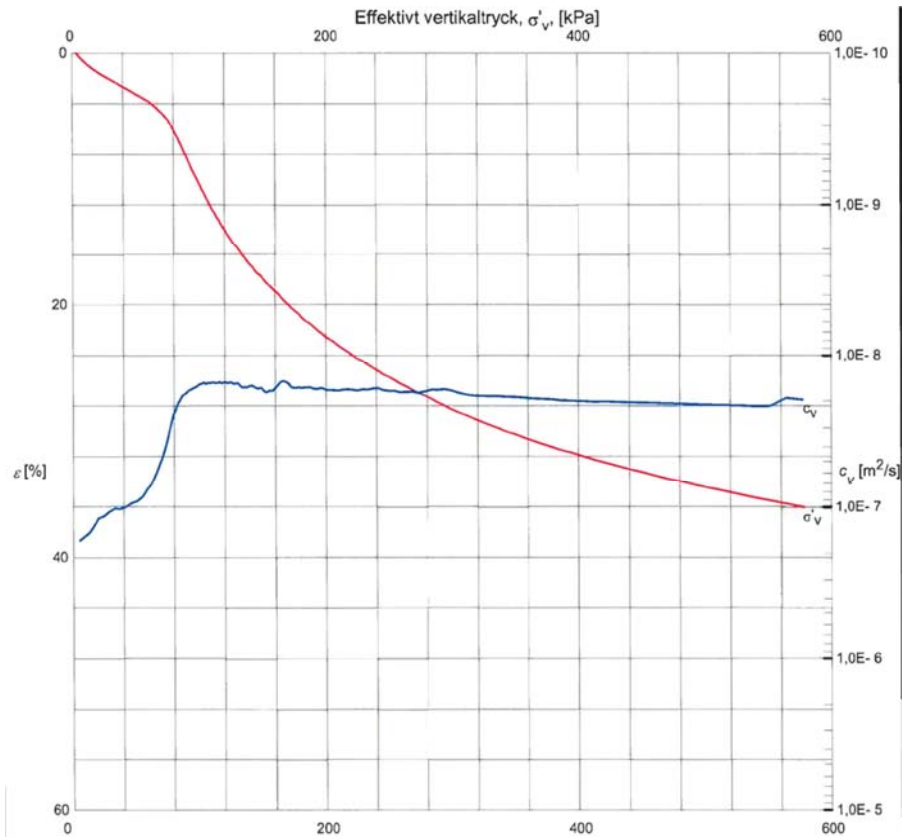
# Borrhål SGI 54, djup 8 m.

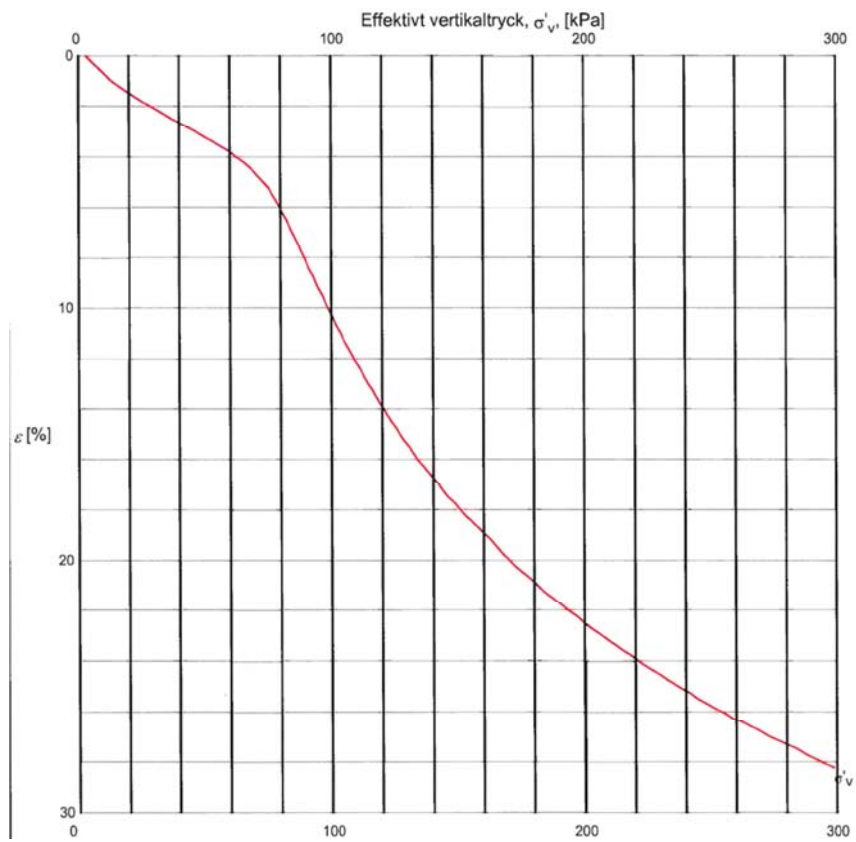
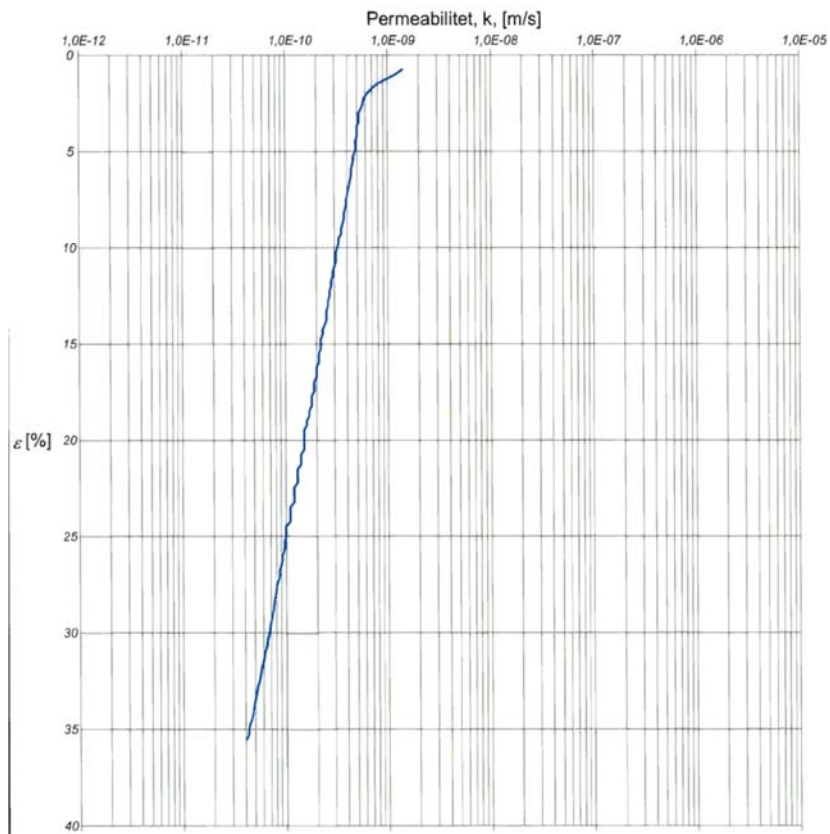






# Borrhål SGI 54, djup 9 m.

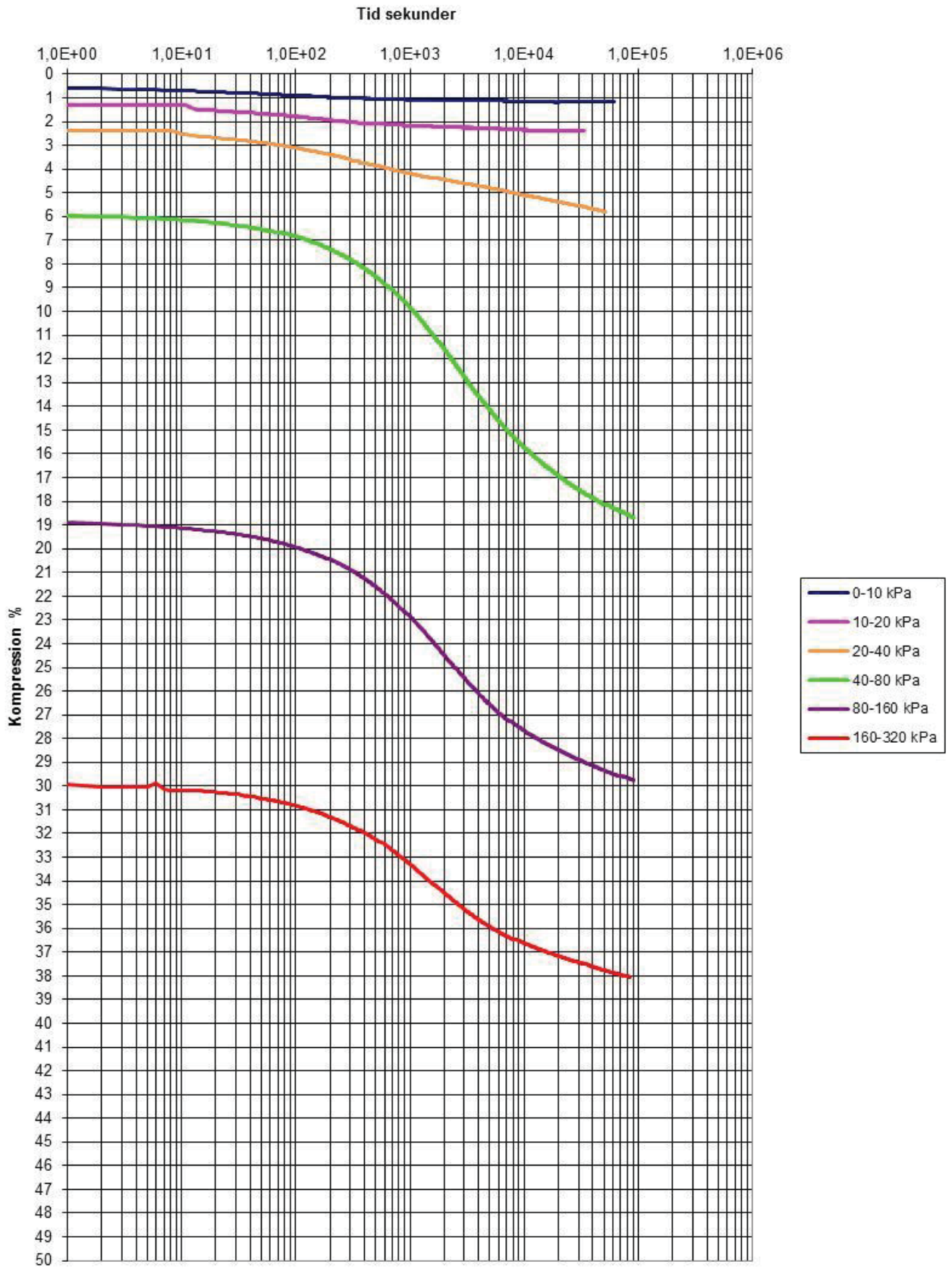




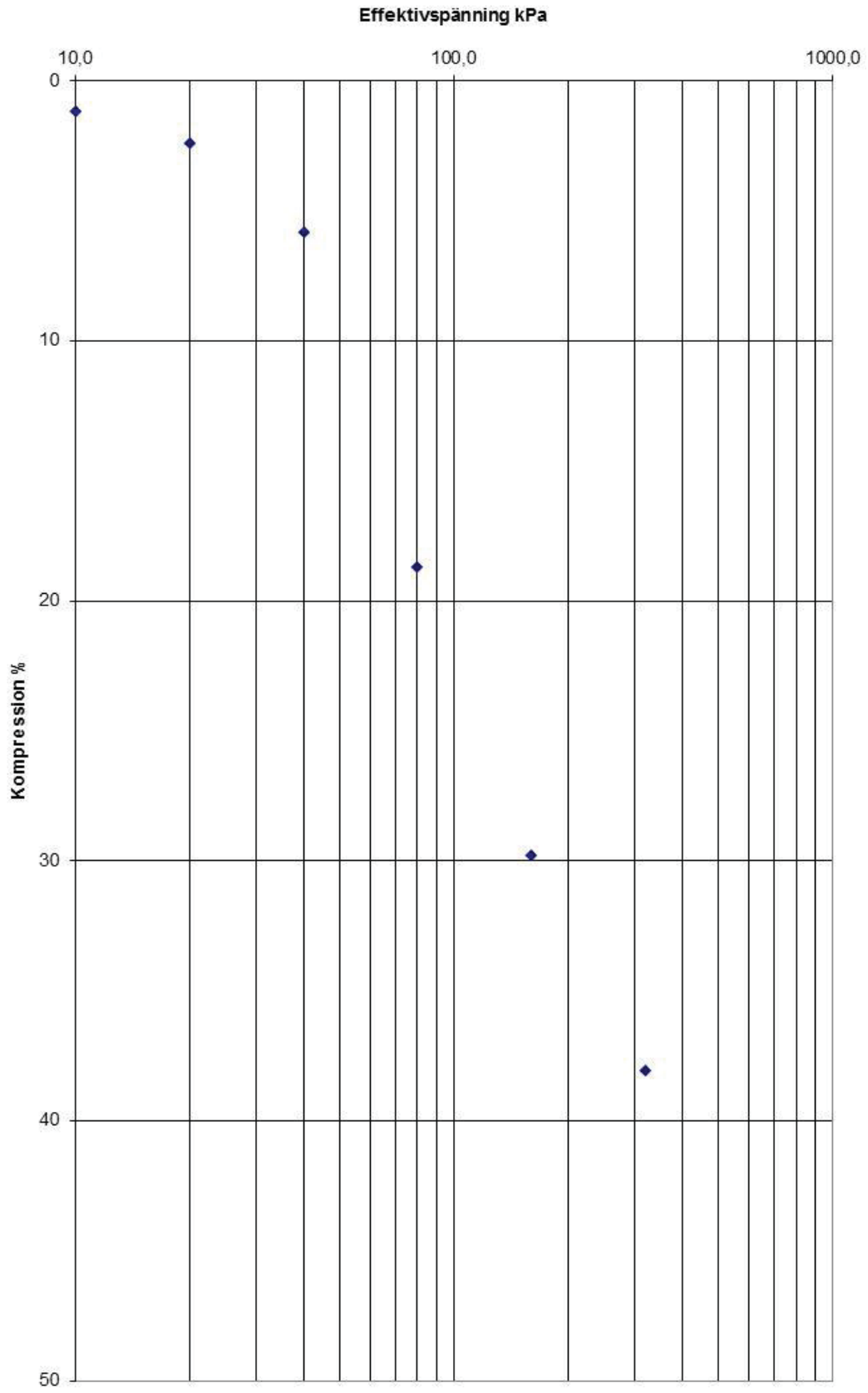
## **Bilaga 2 – Stegvisa Ödometerförsök**



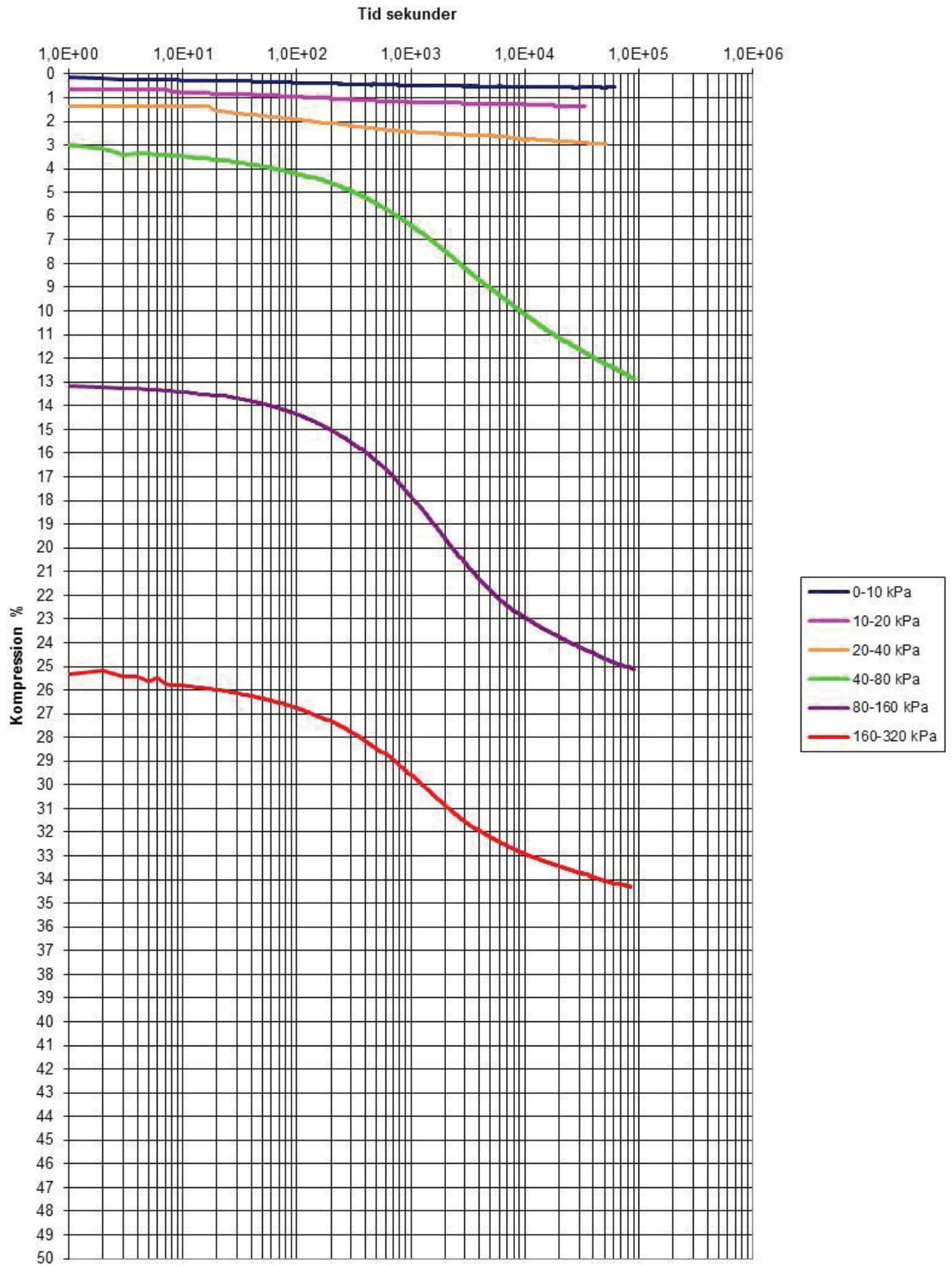
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 41, djup 2,87 m



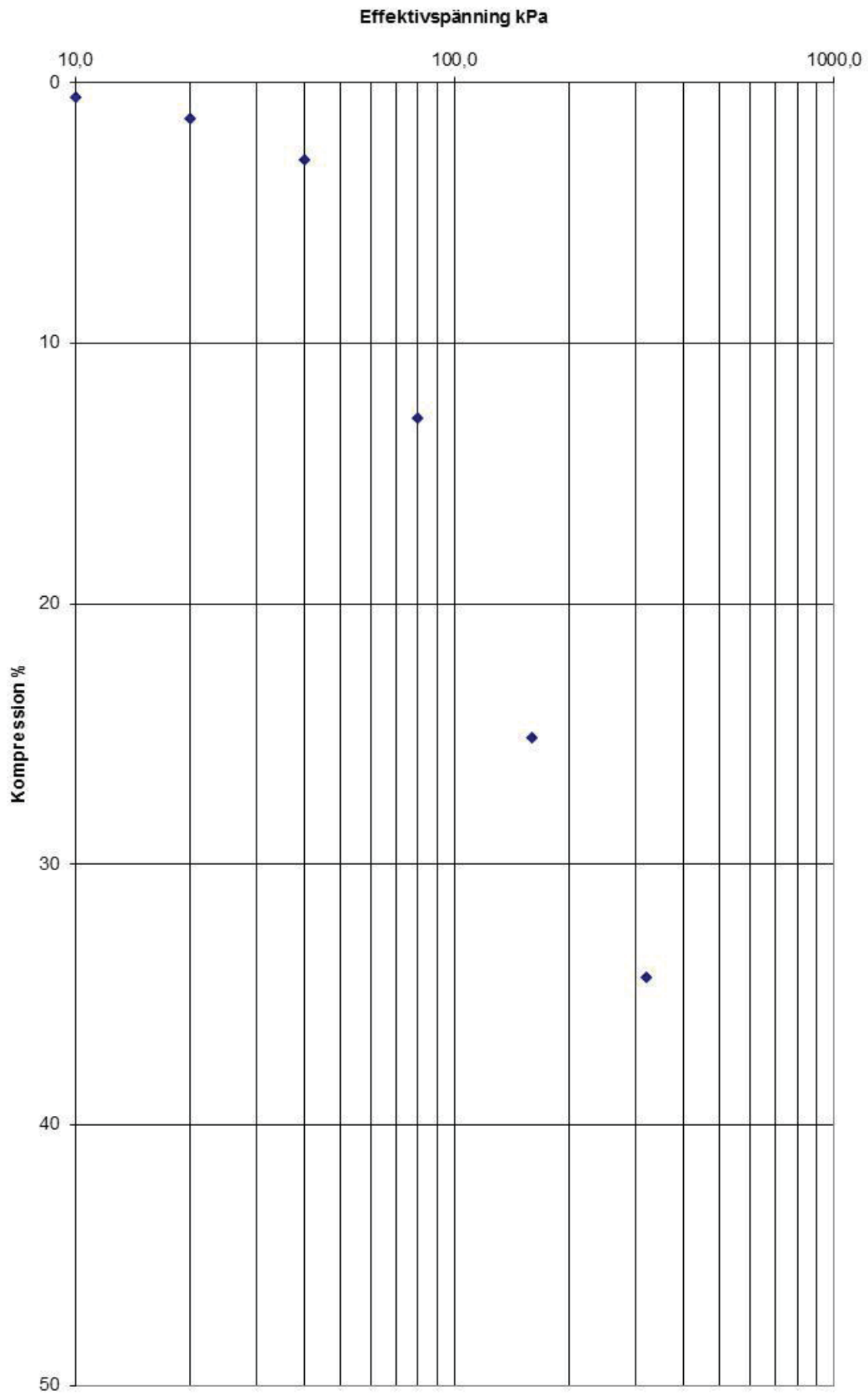
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 41, djup 2,87 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 41, djup 4,85 m

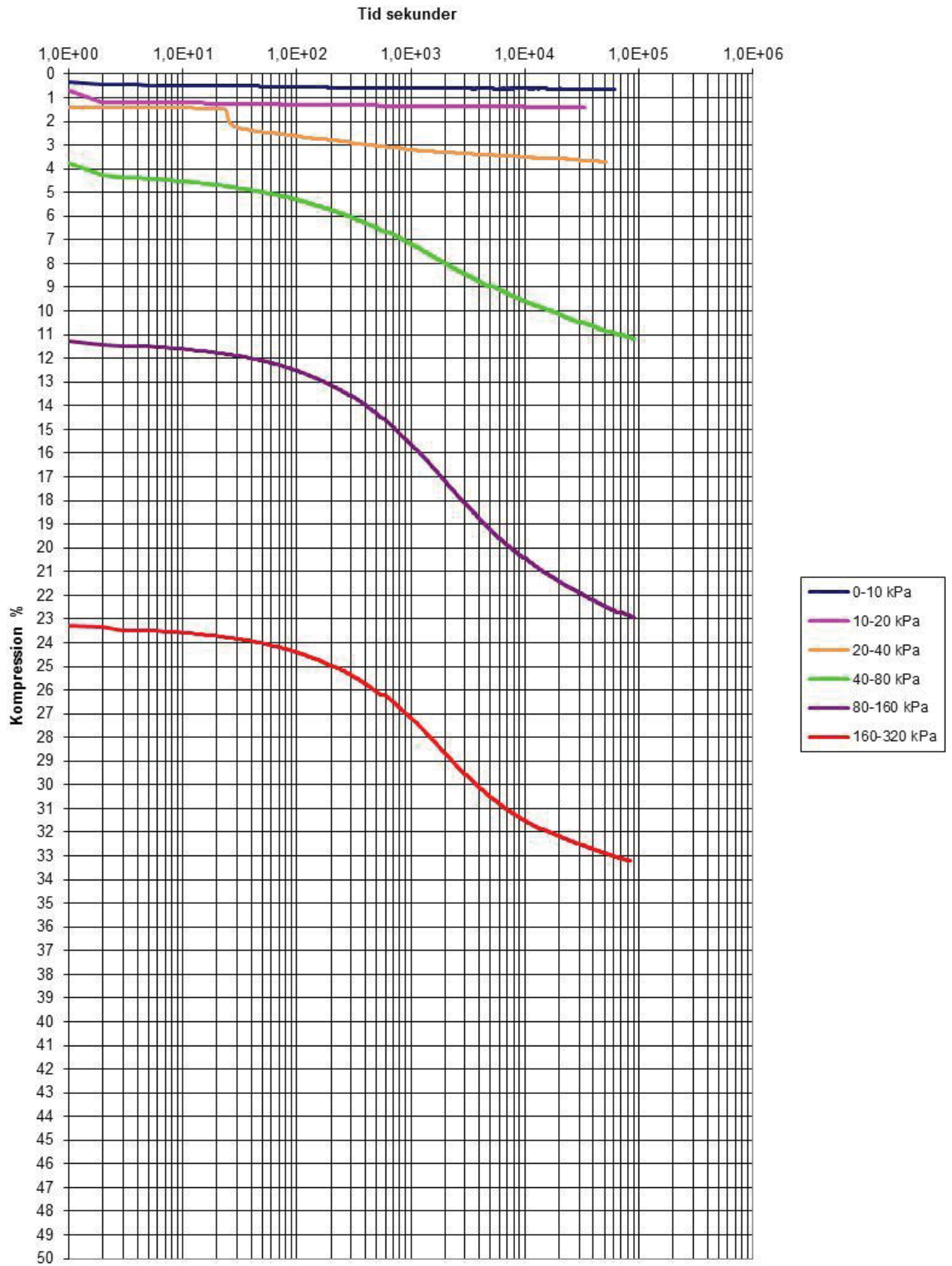


Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 41, djup 4,85 m

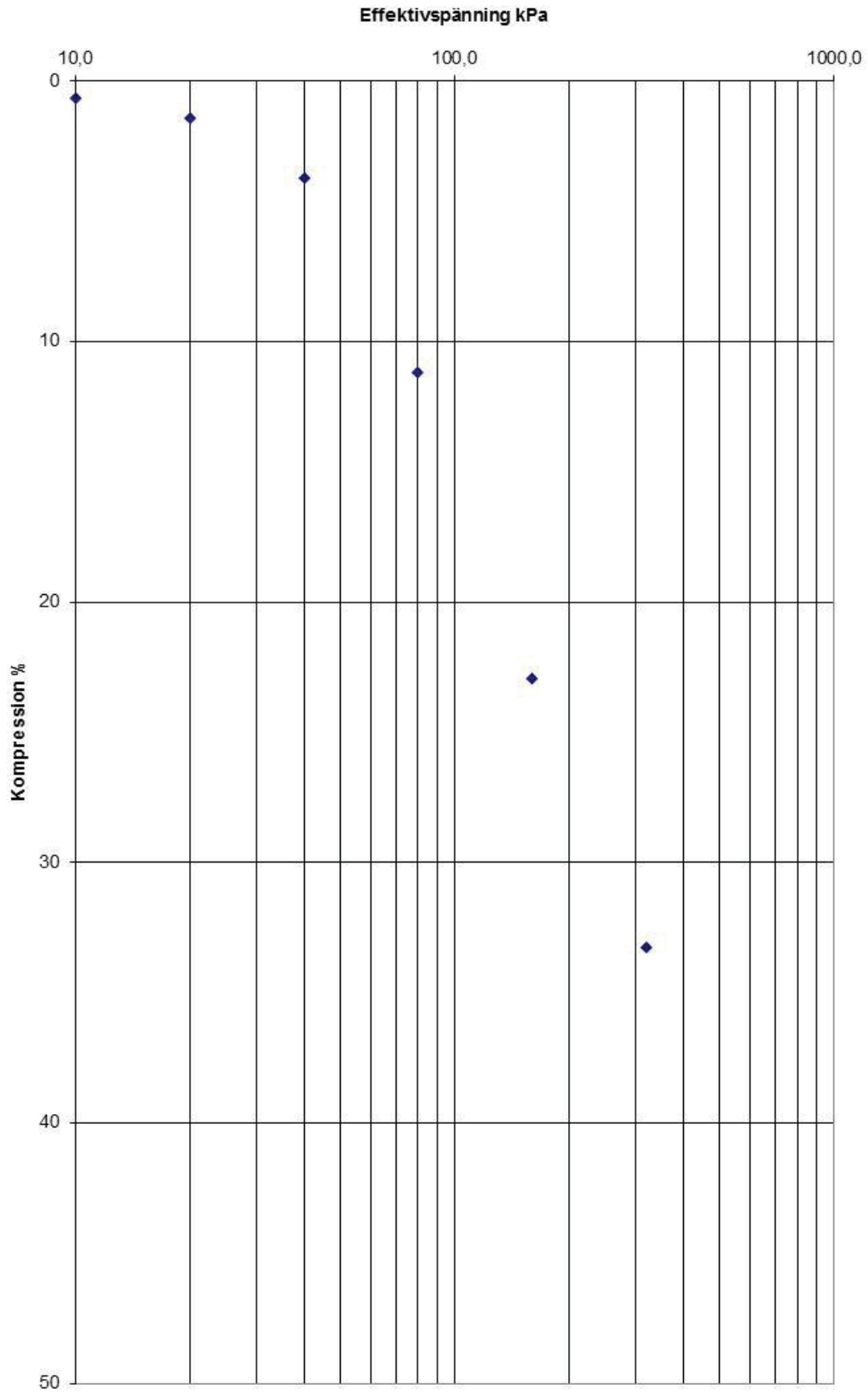




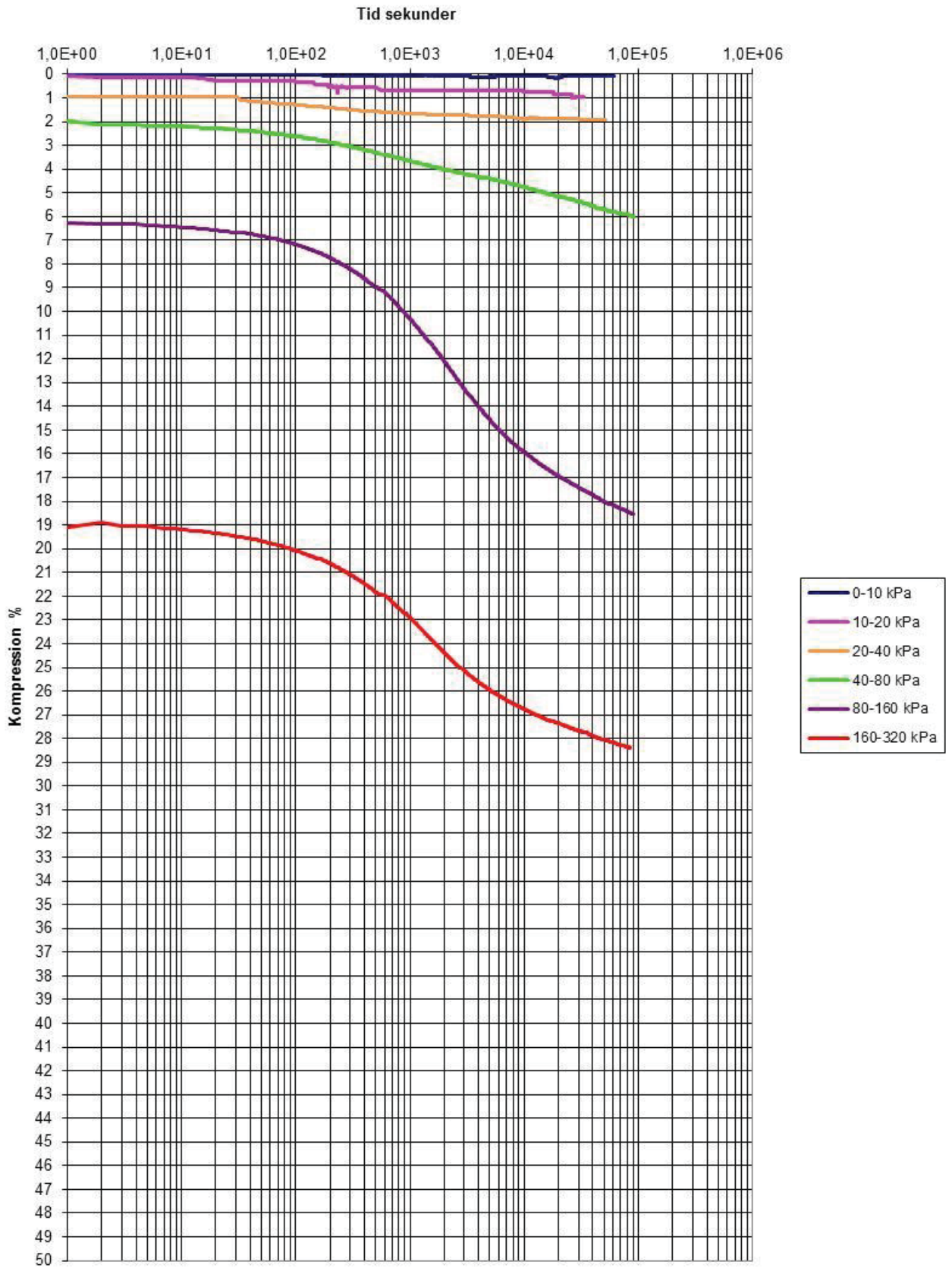
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 42, djup 5,94 m



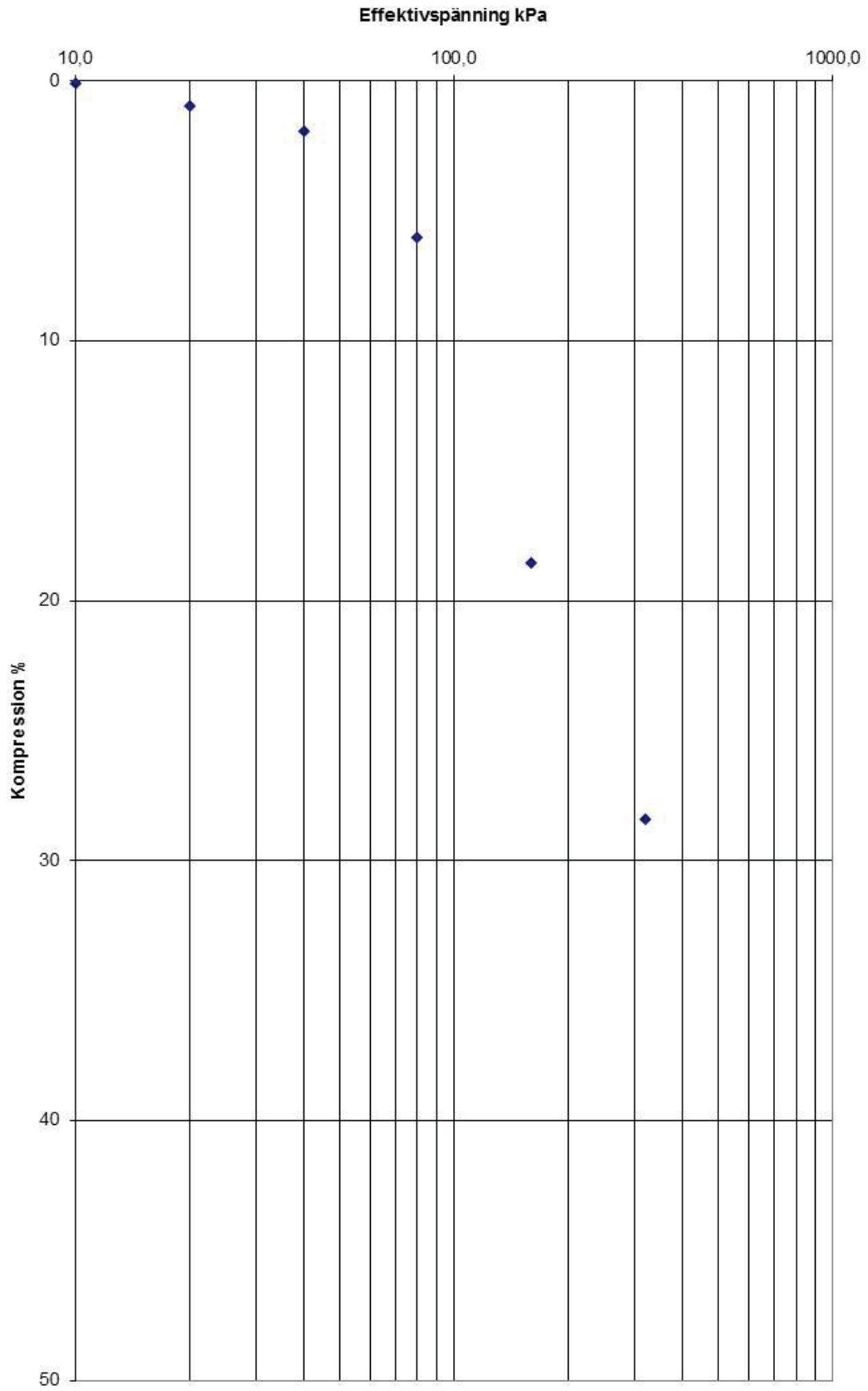
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 42, djup 5,94 m



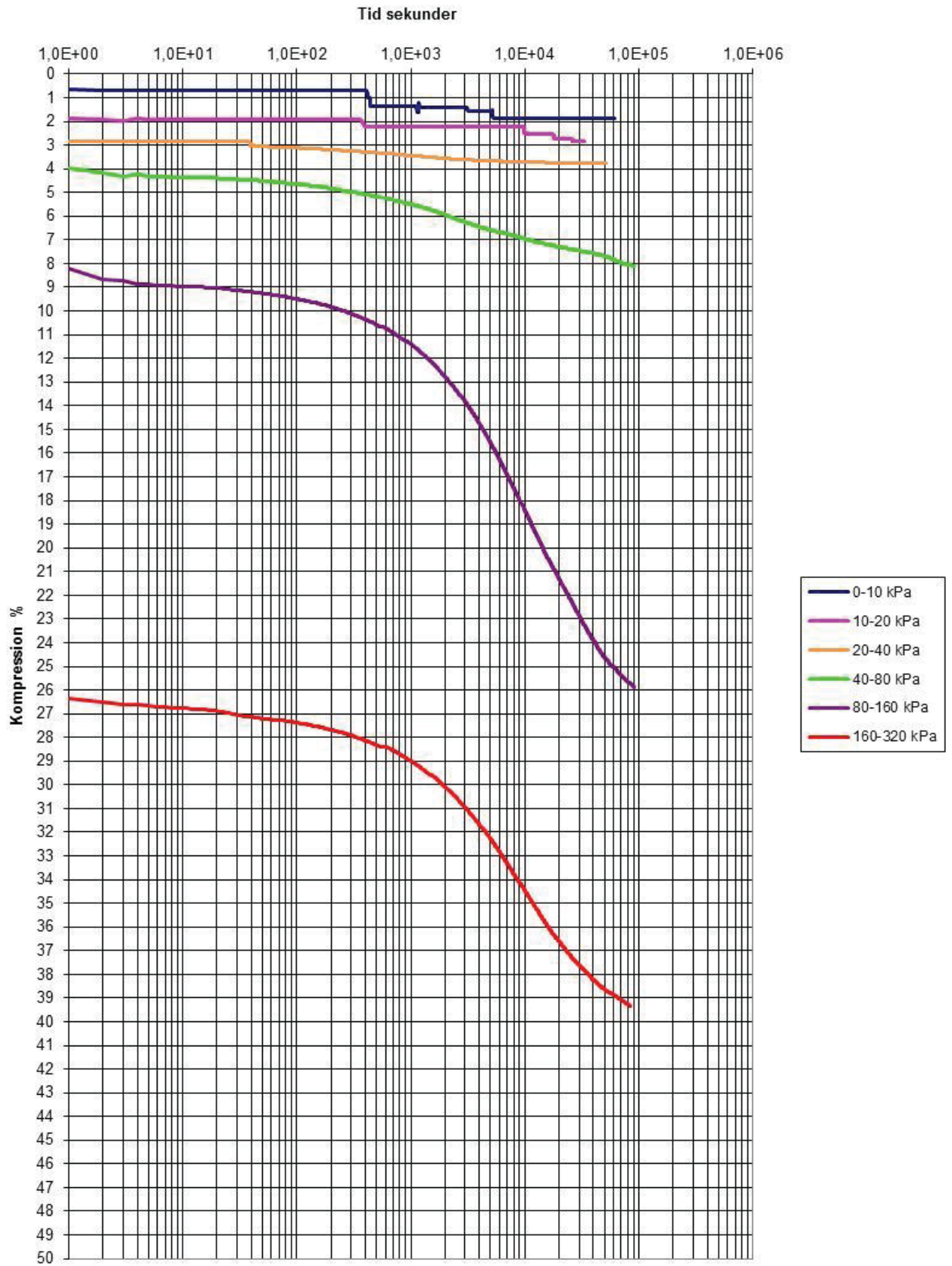
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 6,94 m



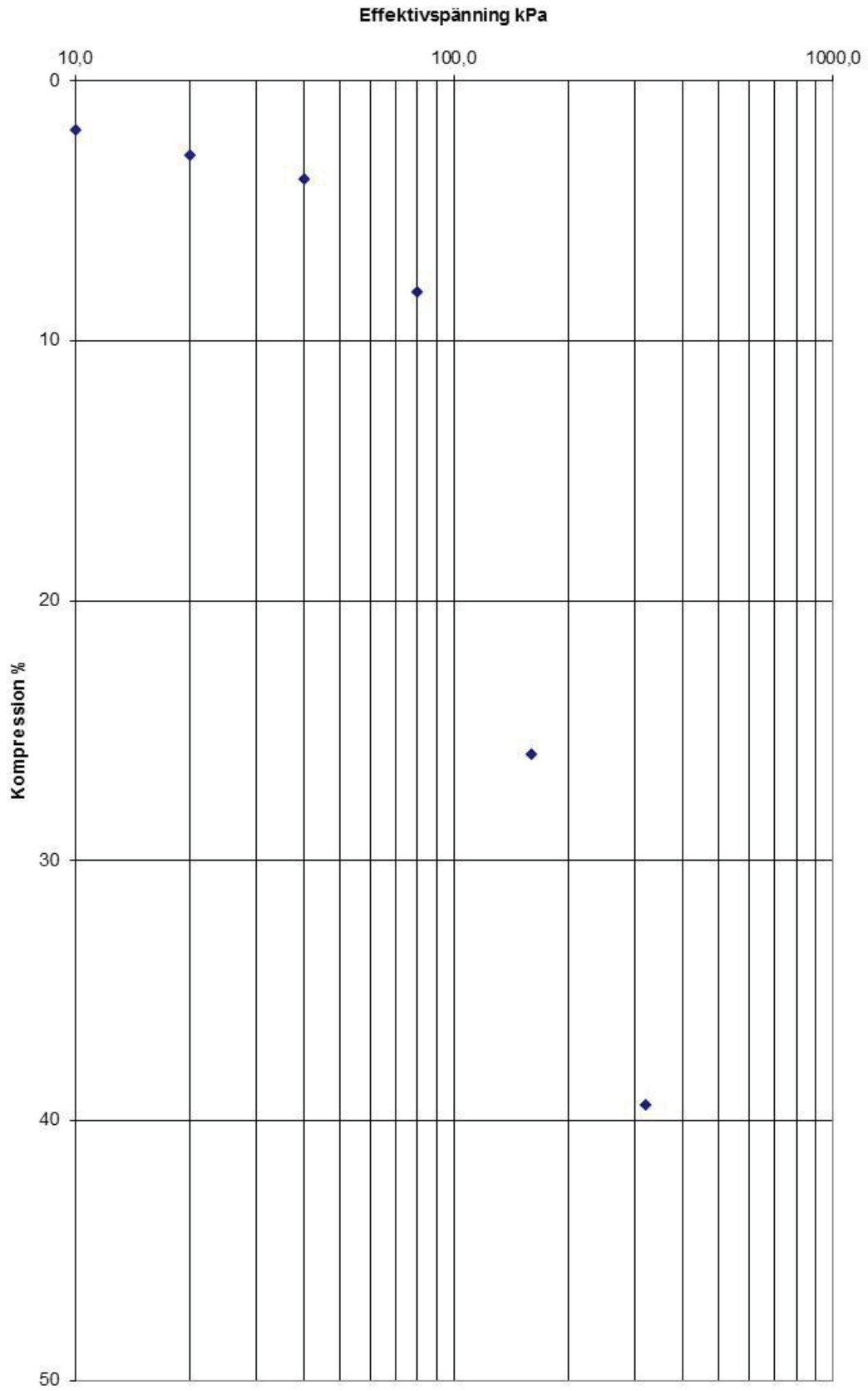
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 6,94 m



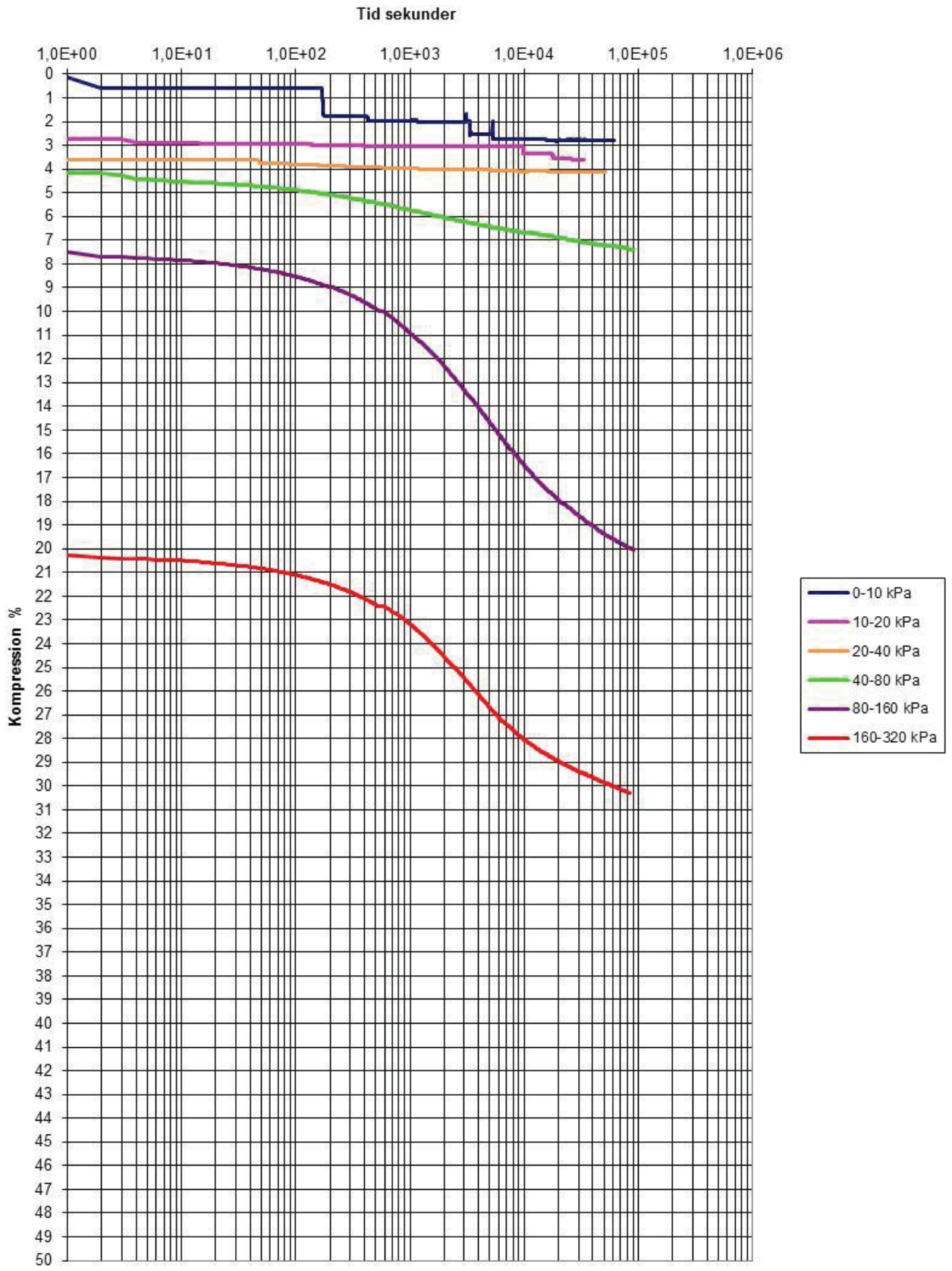
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 7,85 m



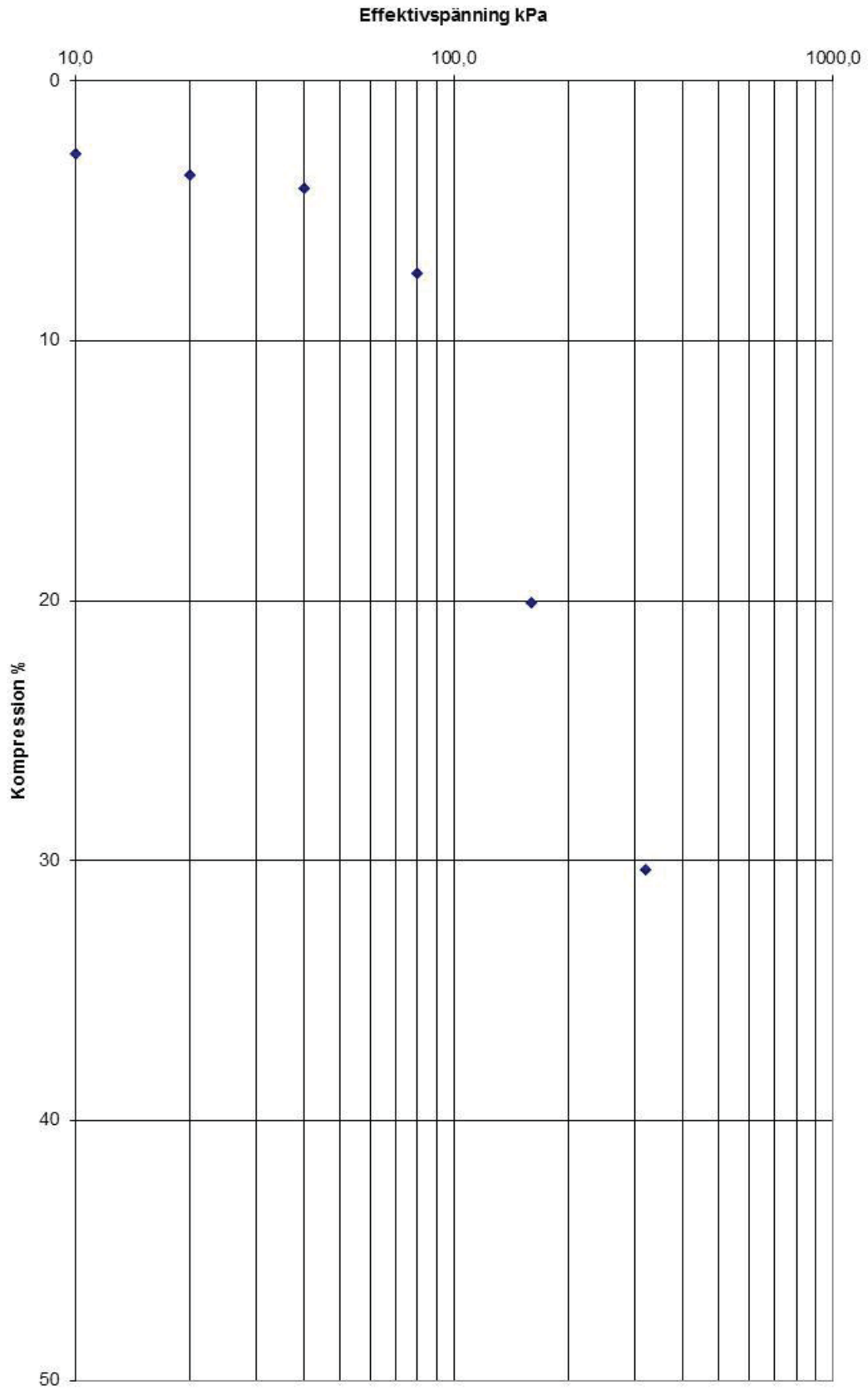
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 7,85 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 8,85 m

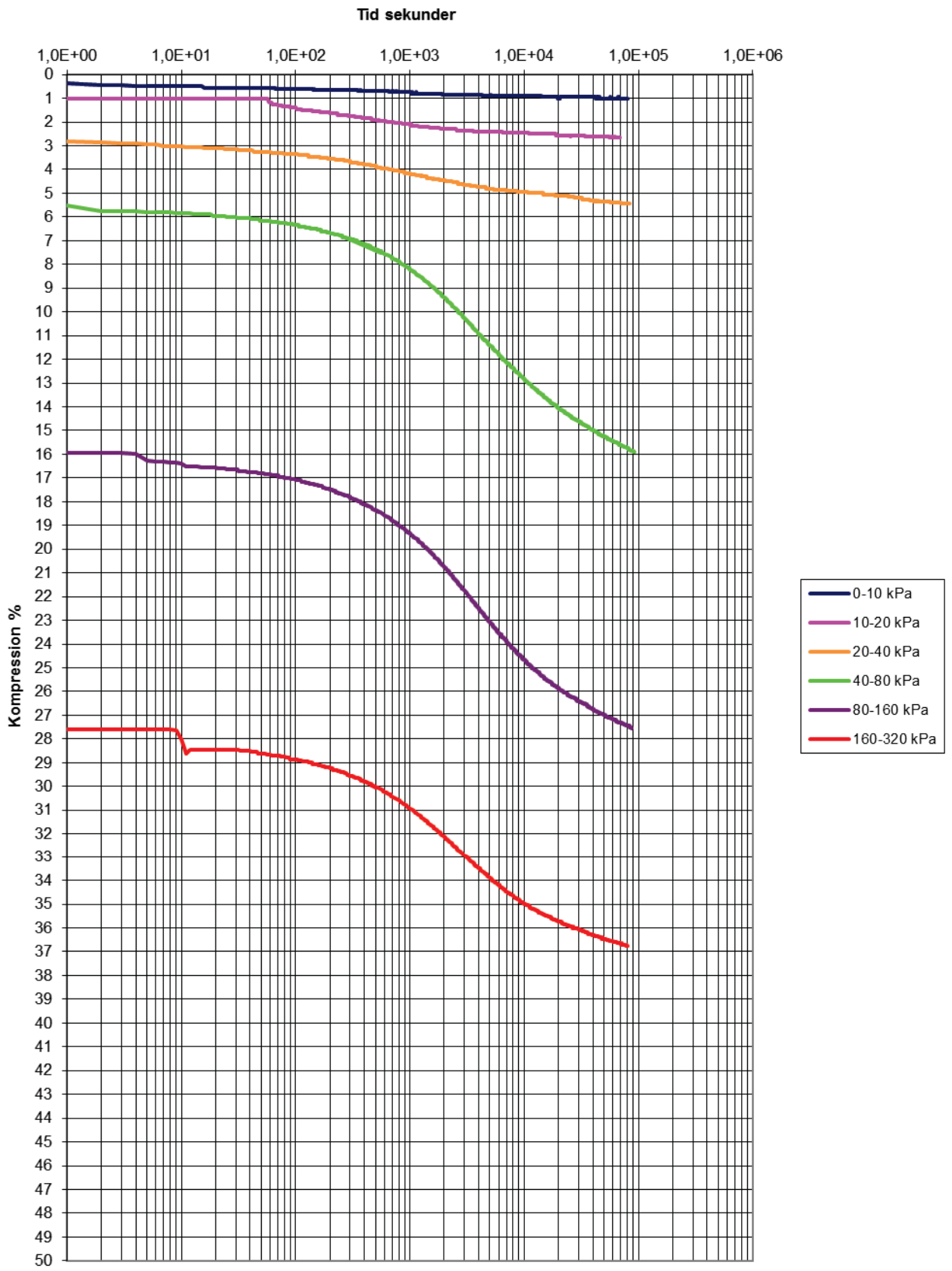


Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 8,85 m

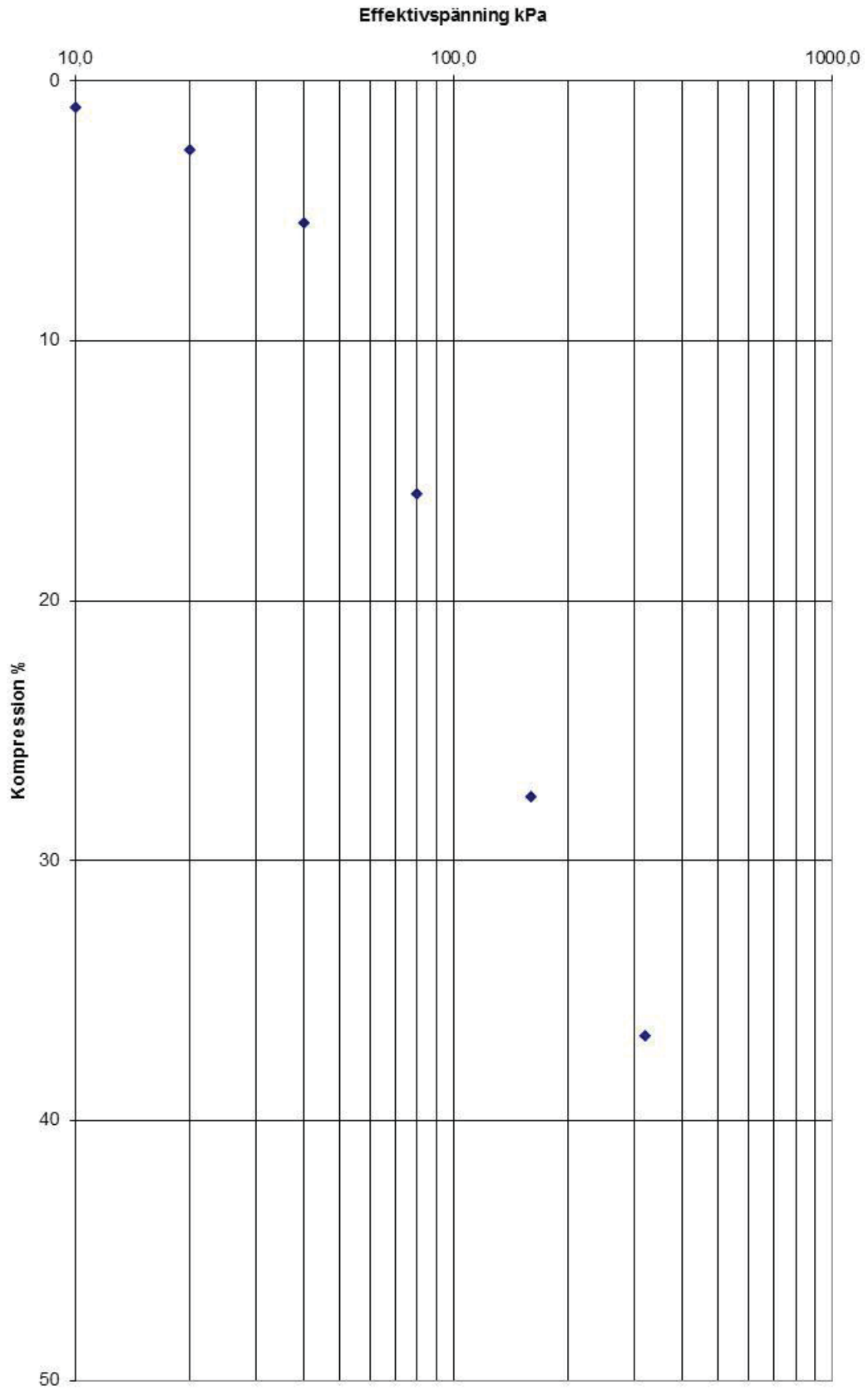




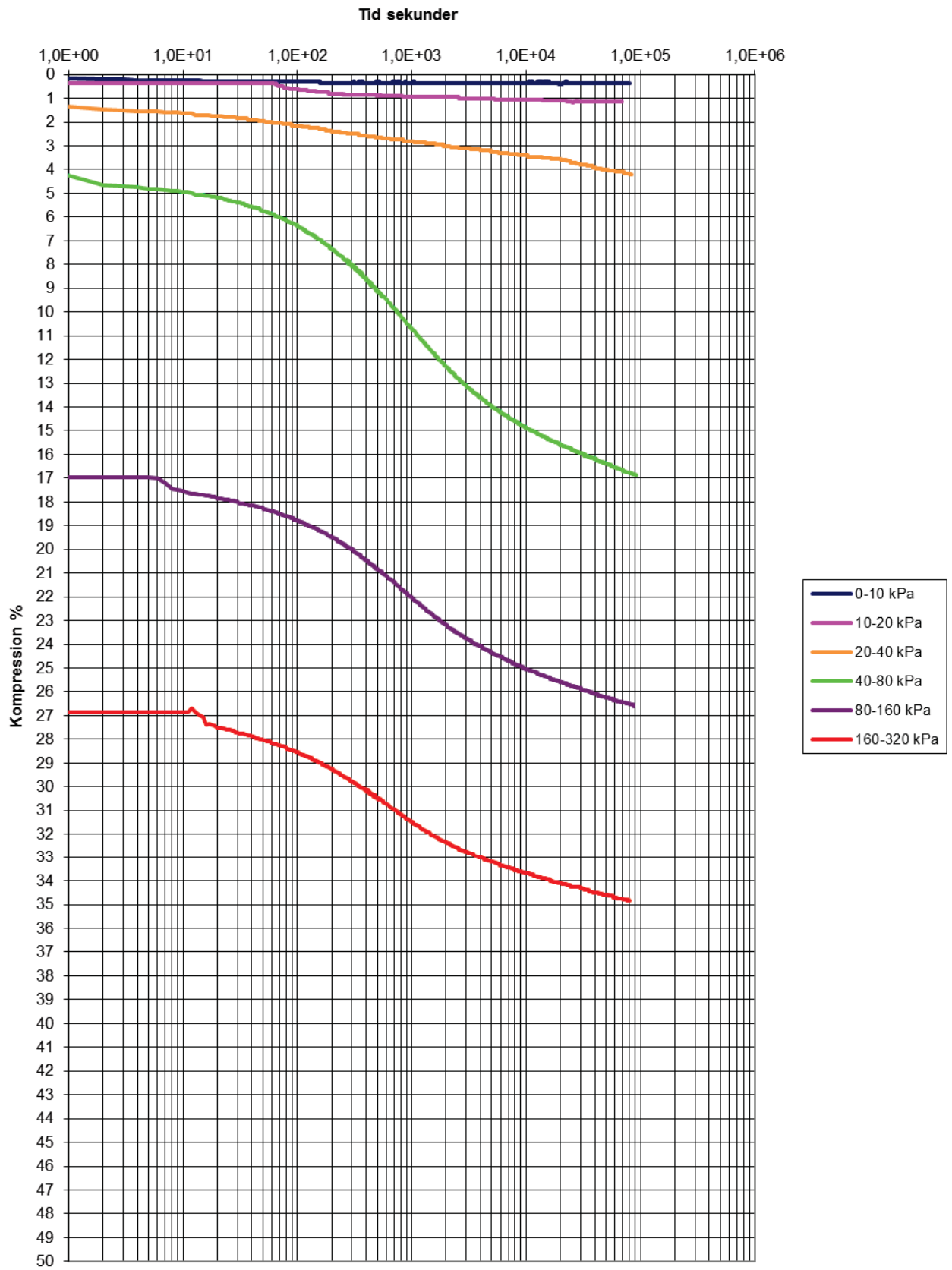
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 1,87 m



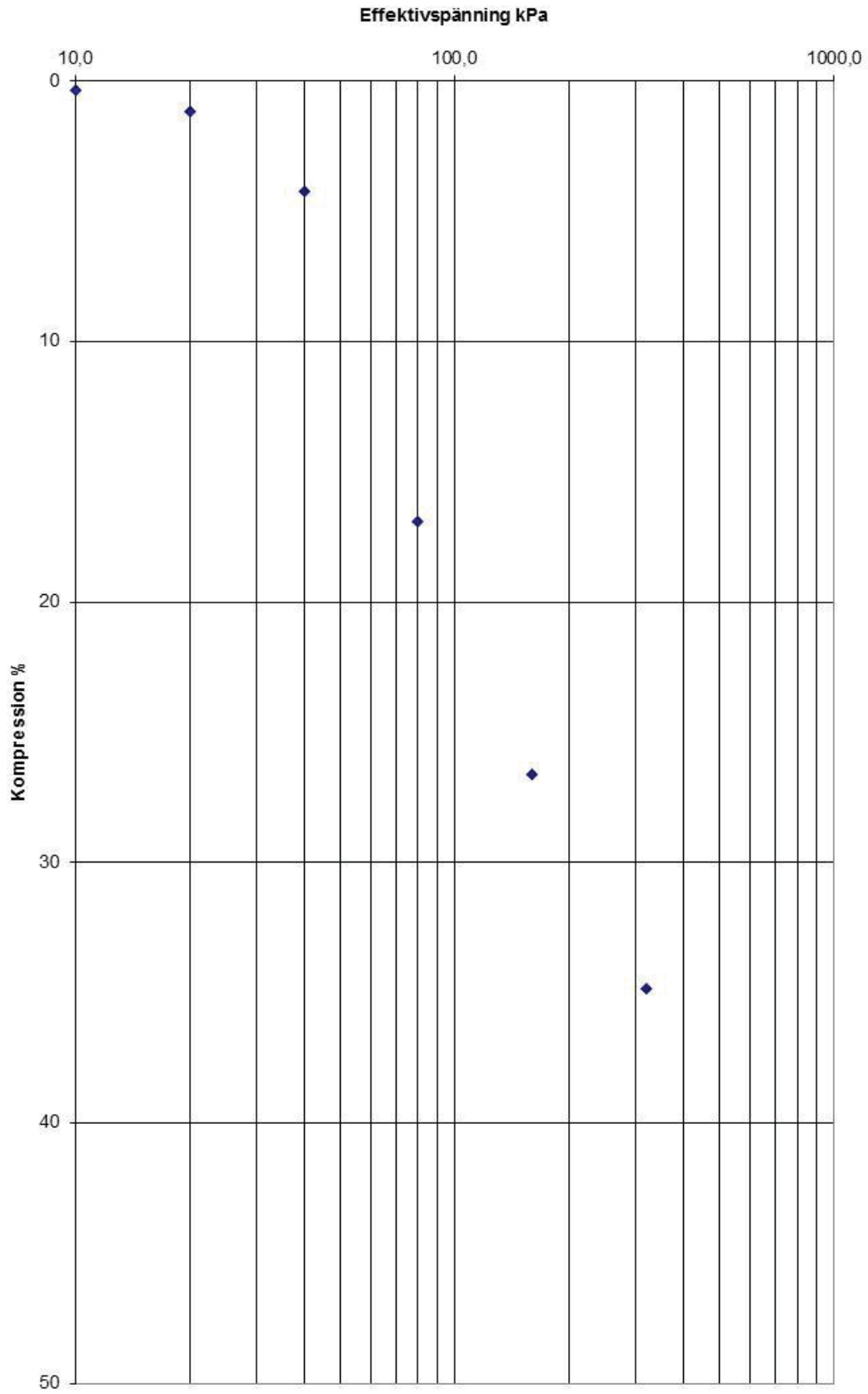
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 1,87 m



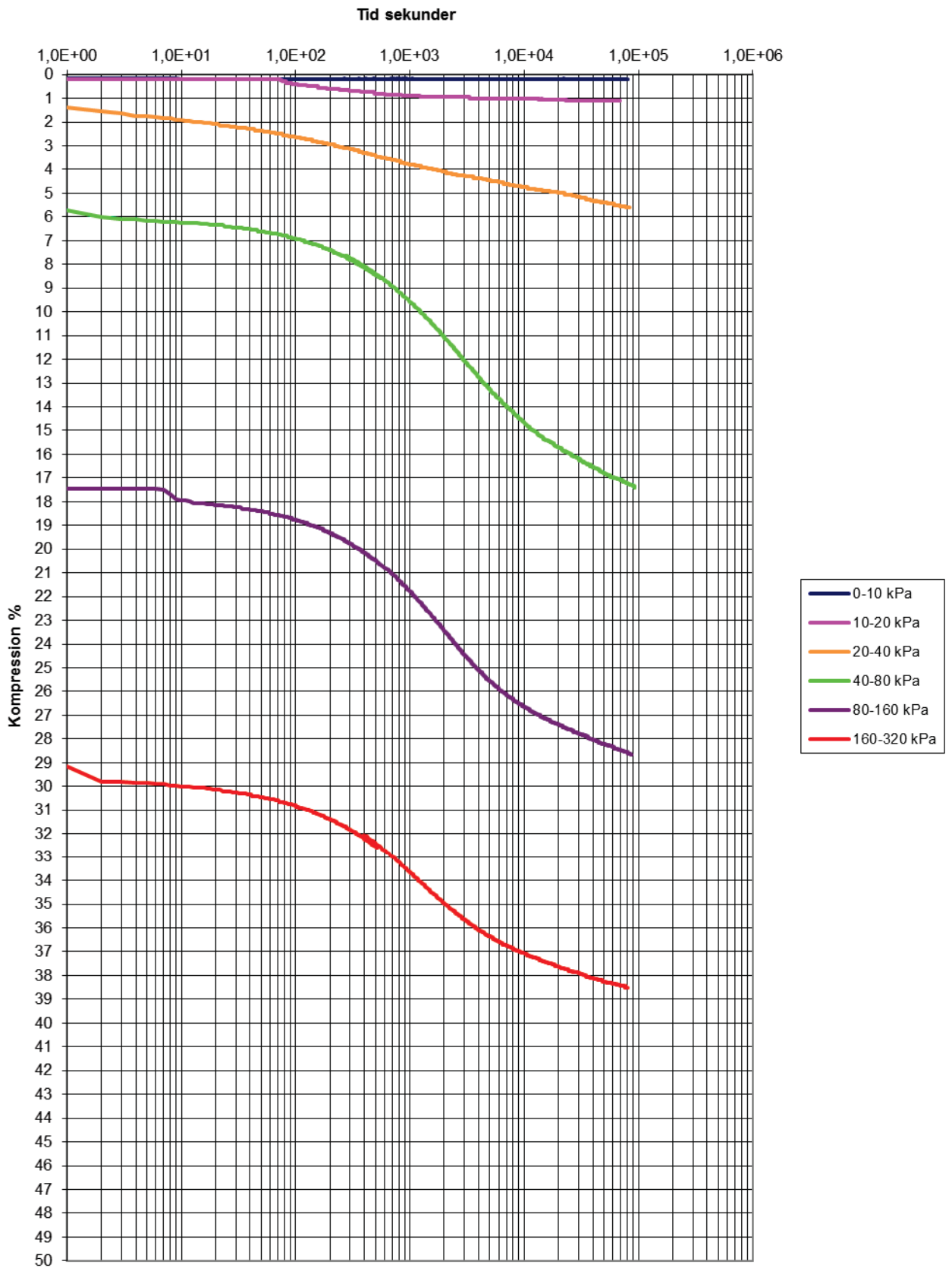
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 3,97 m



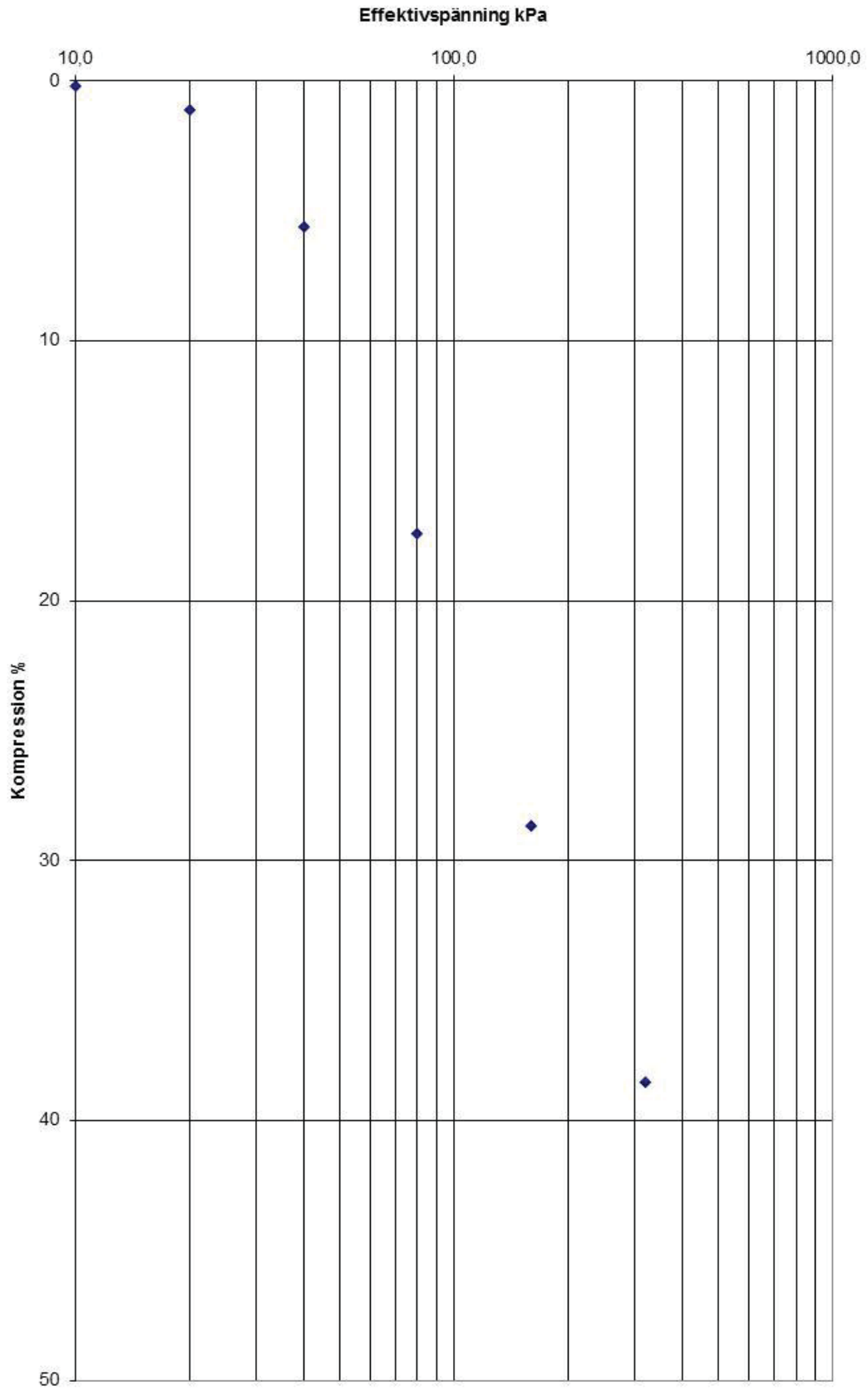
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 3,97 m



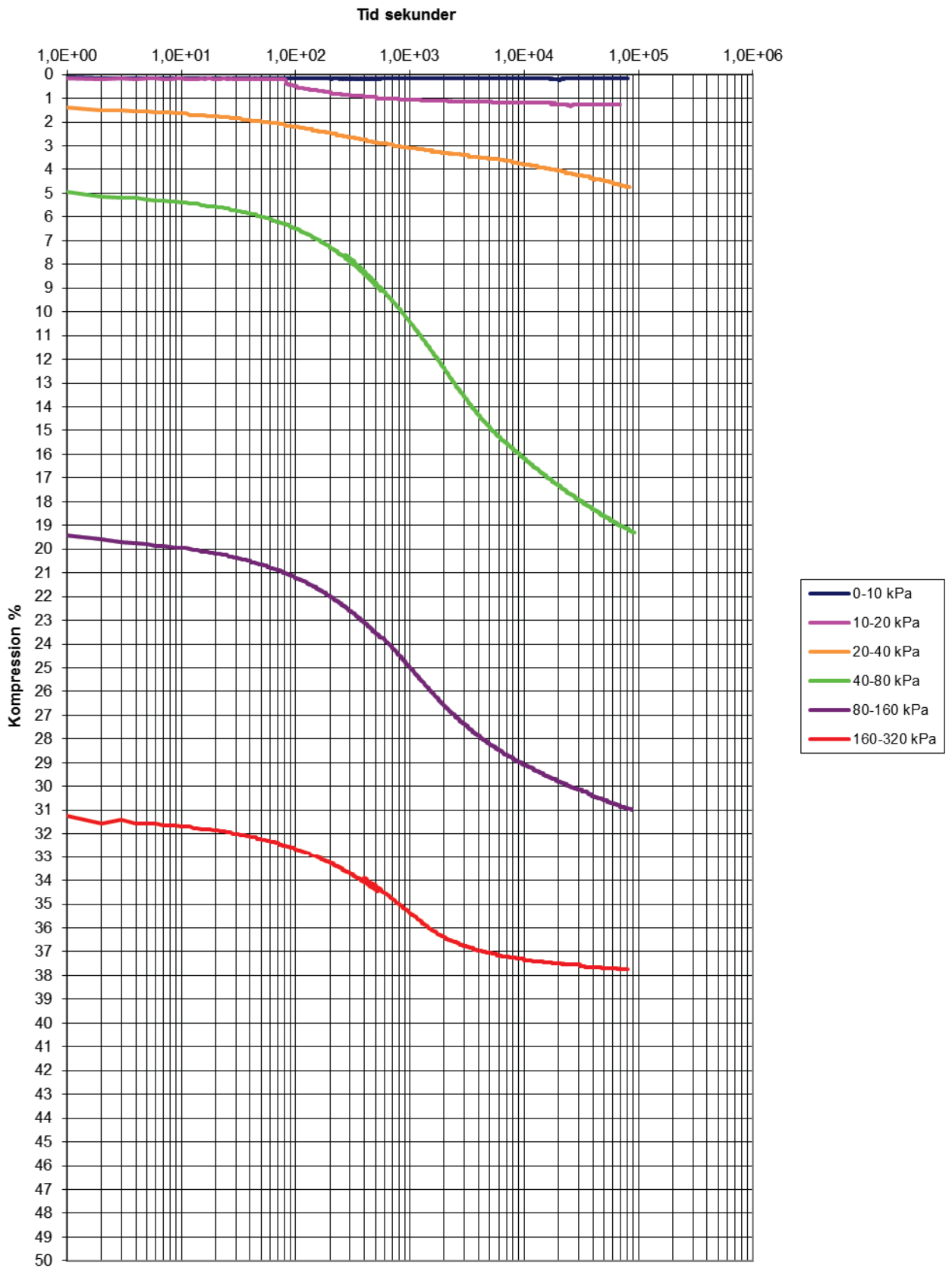
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 2,97 m



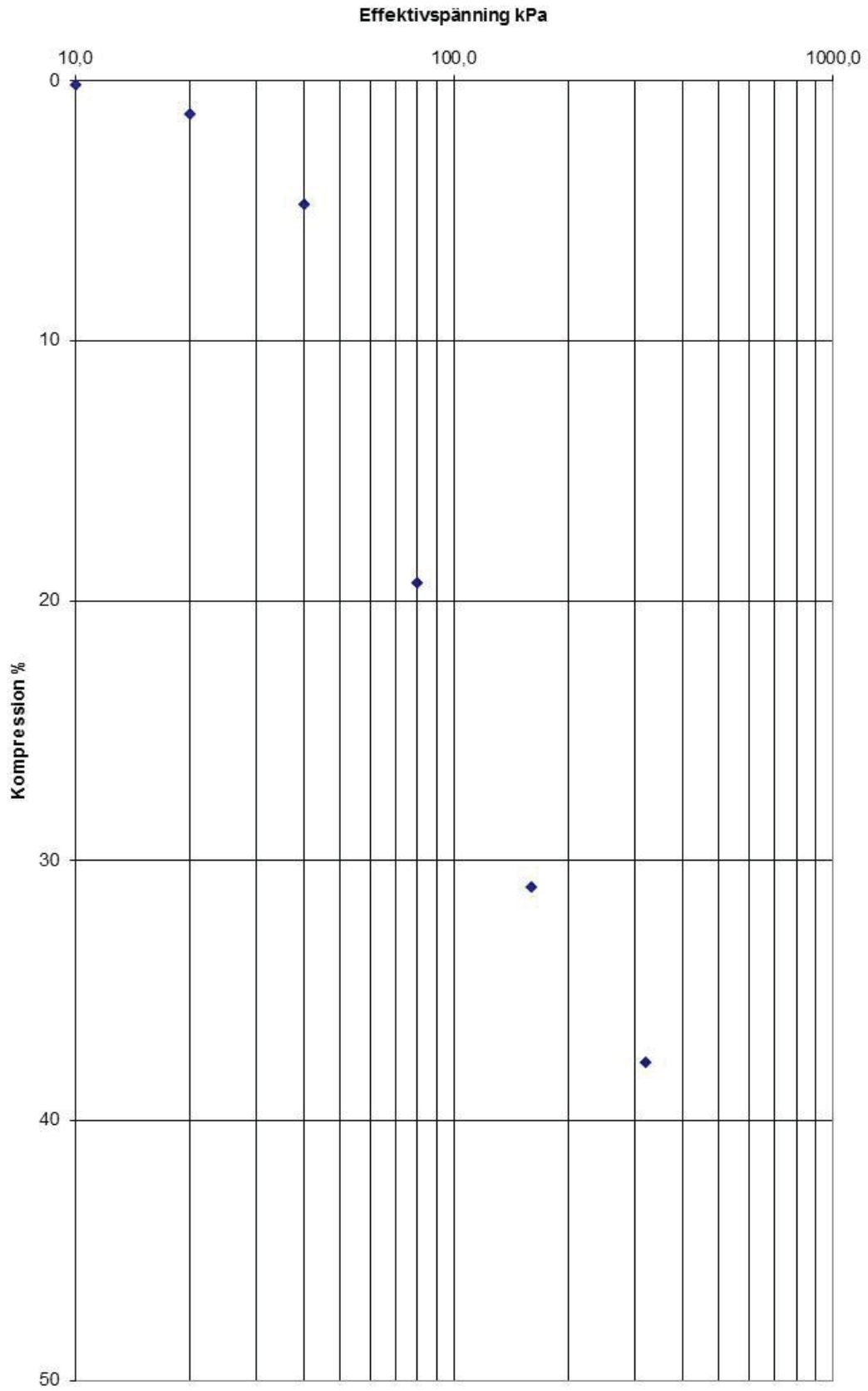
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 2,97 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 40, djup 3,91 m

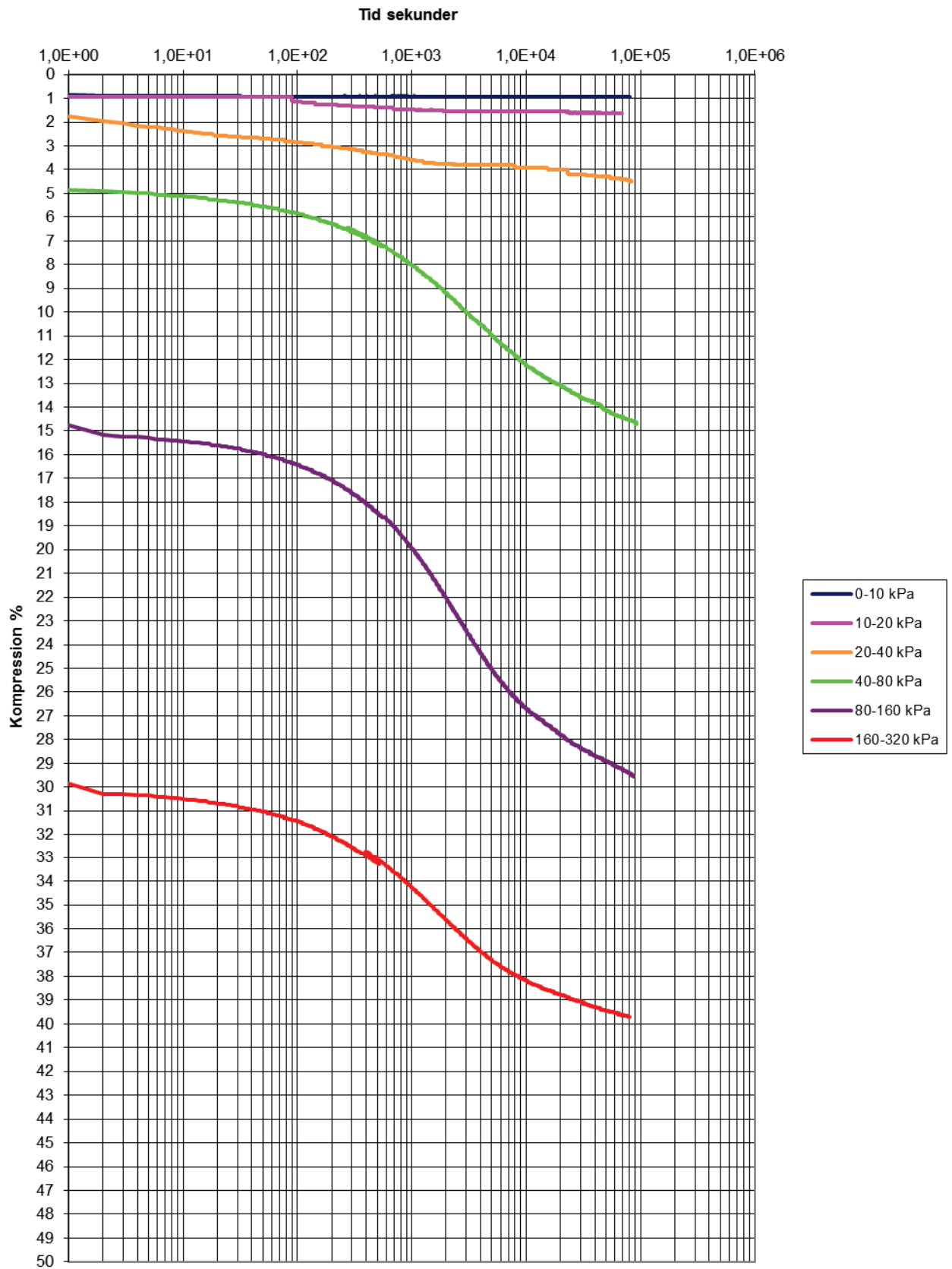


Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 40, djup 3,91 m

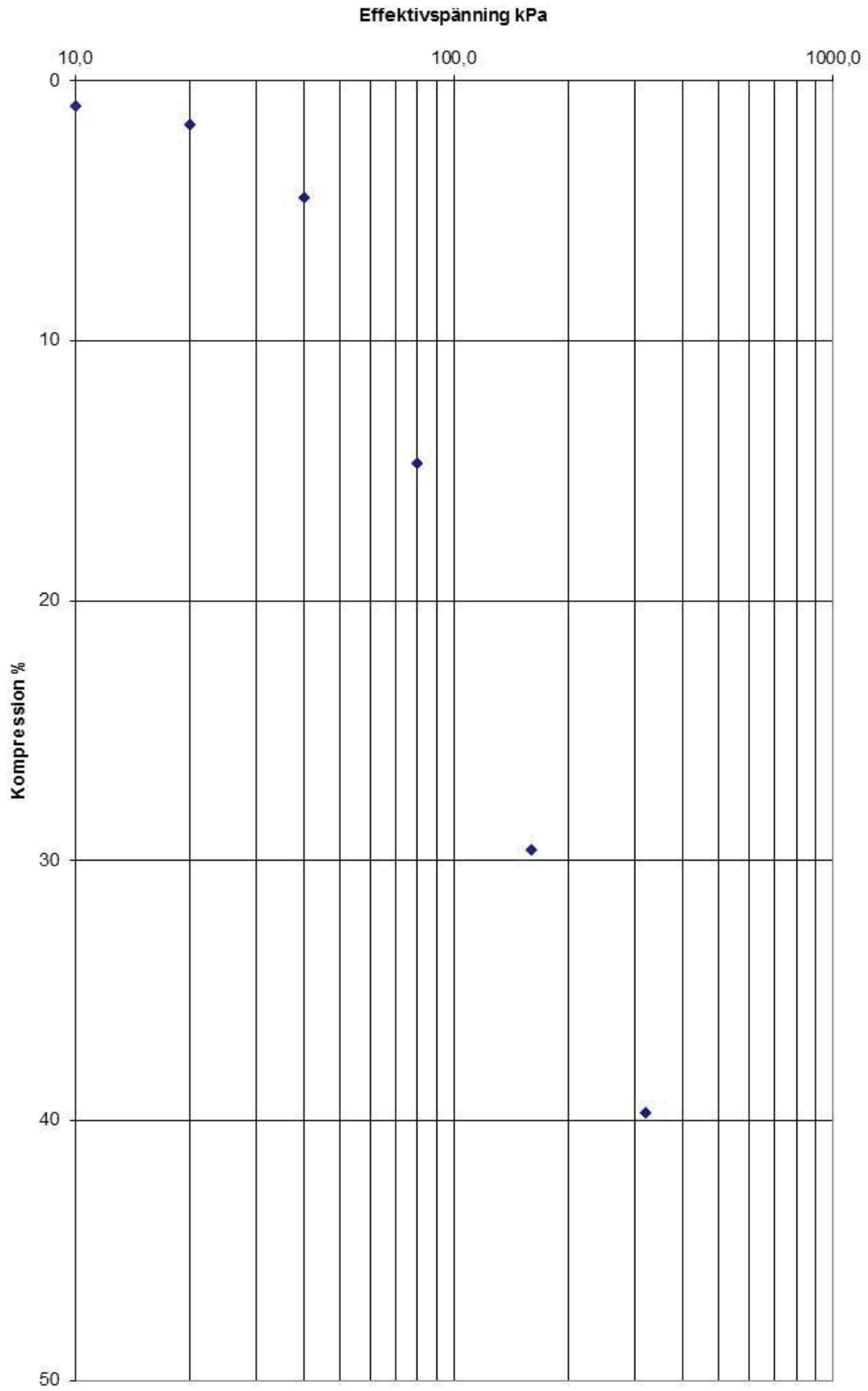




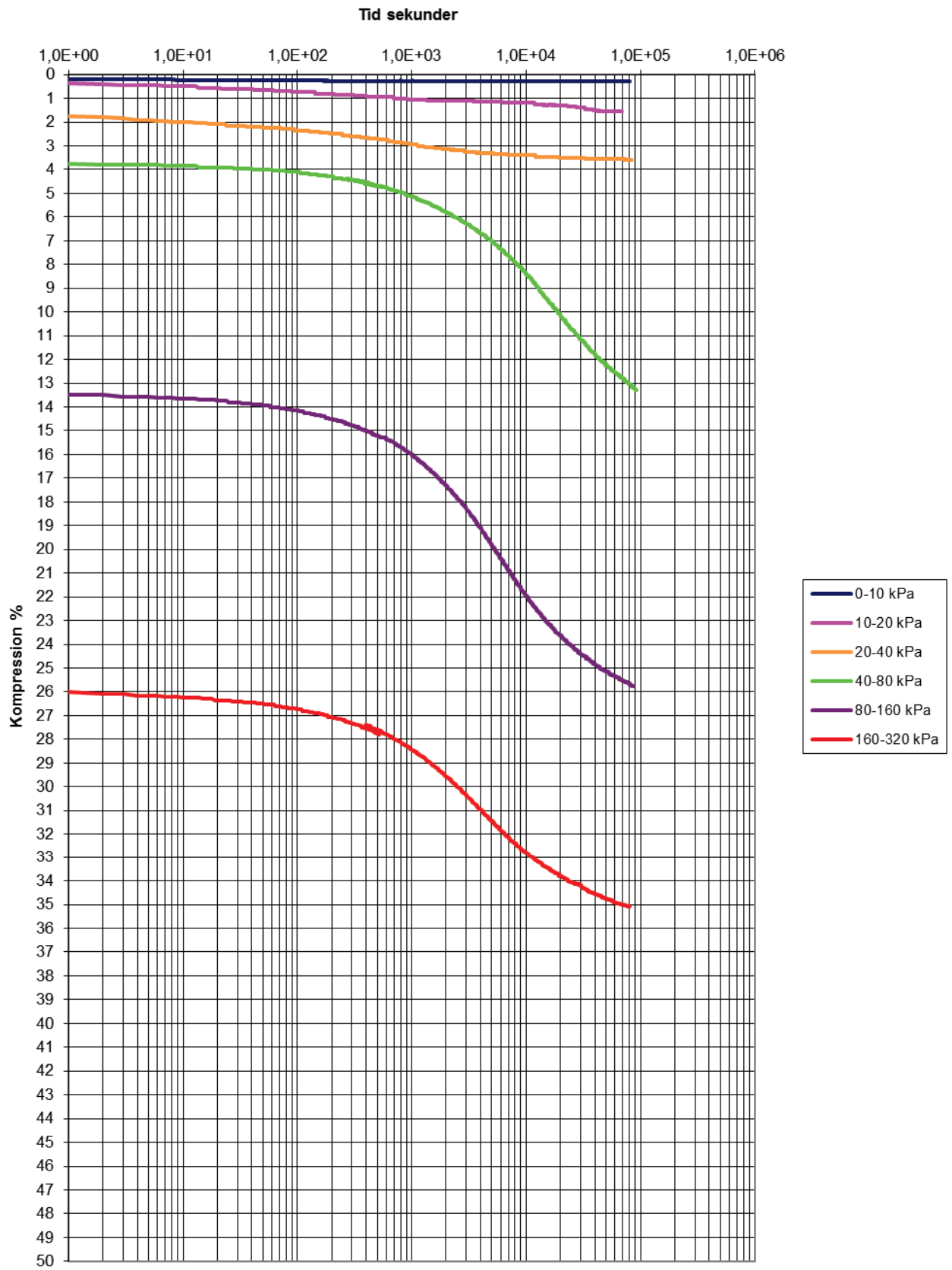
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 40, djup 1,93 m



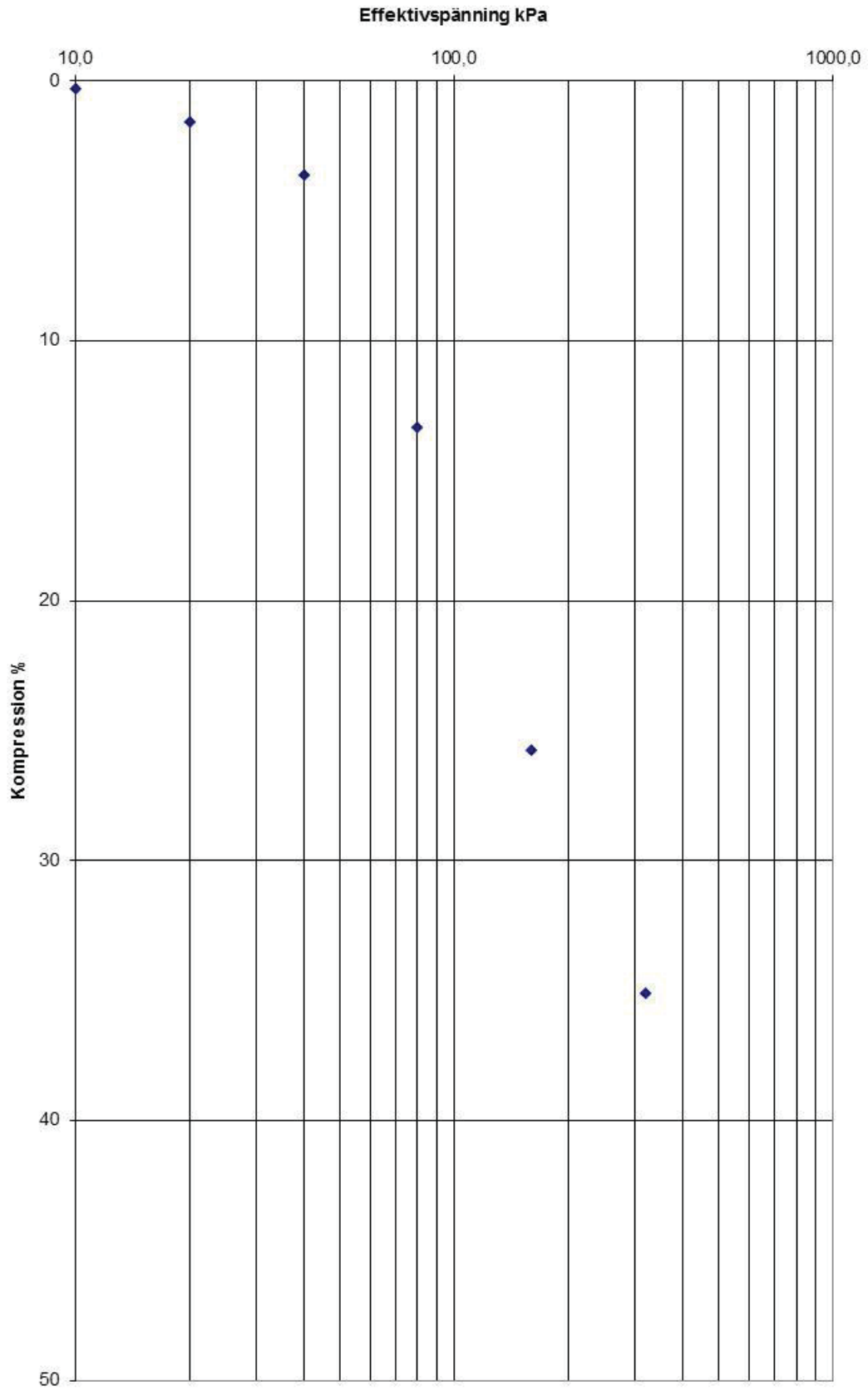
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 40, djup 1,93 m



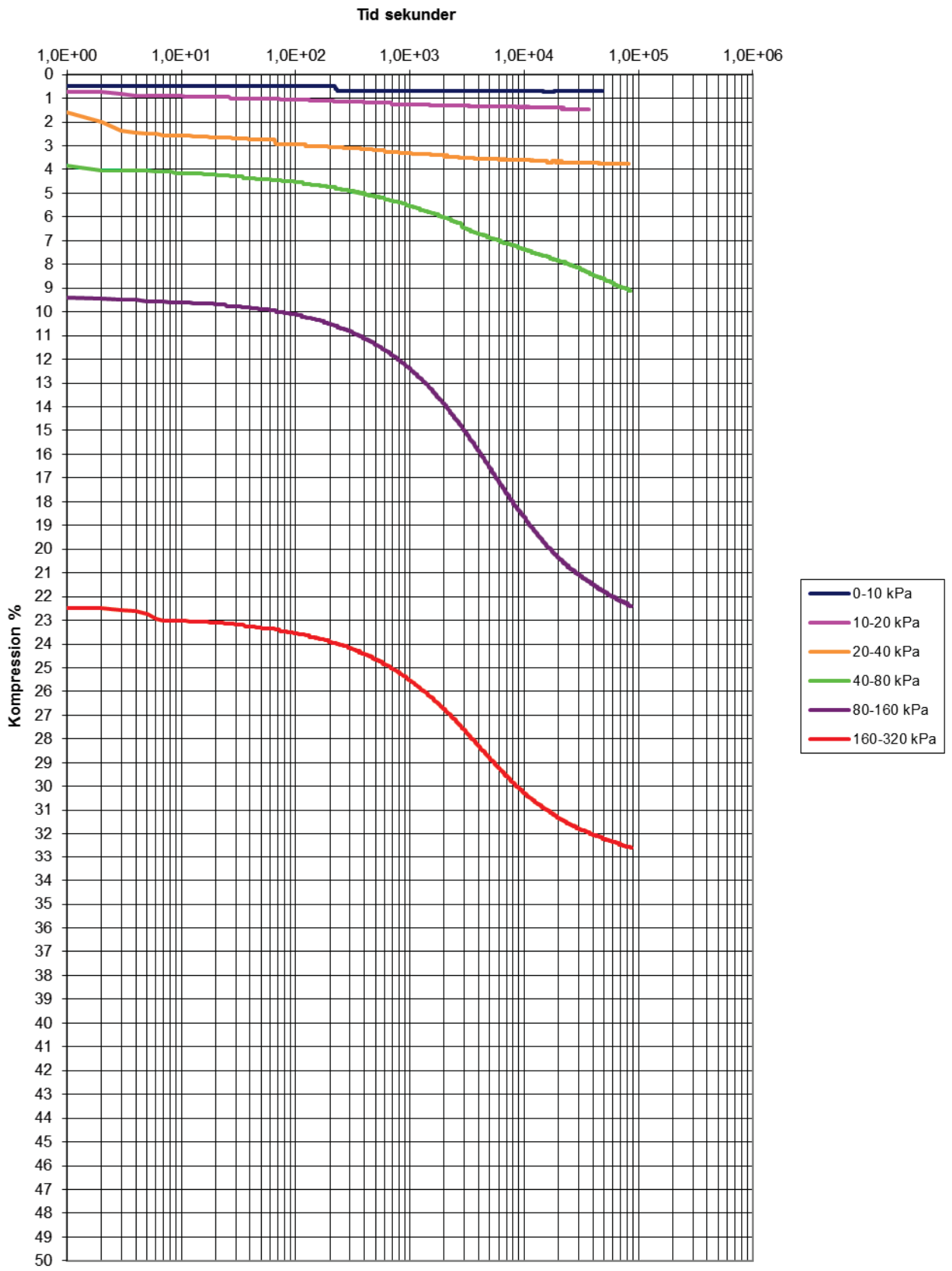
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 40, djup 4,96 m



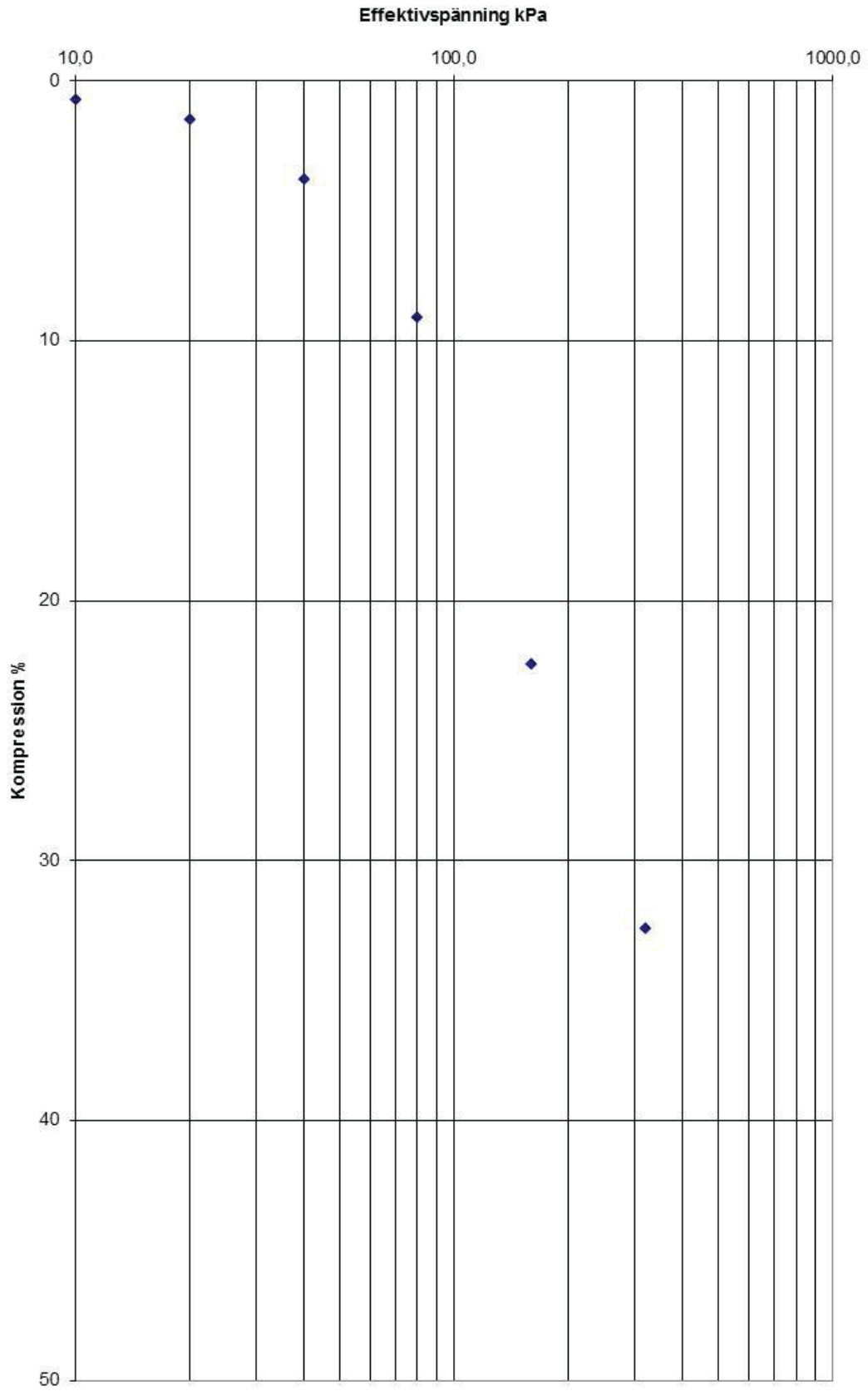
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 40, djup 4,96 m



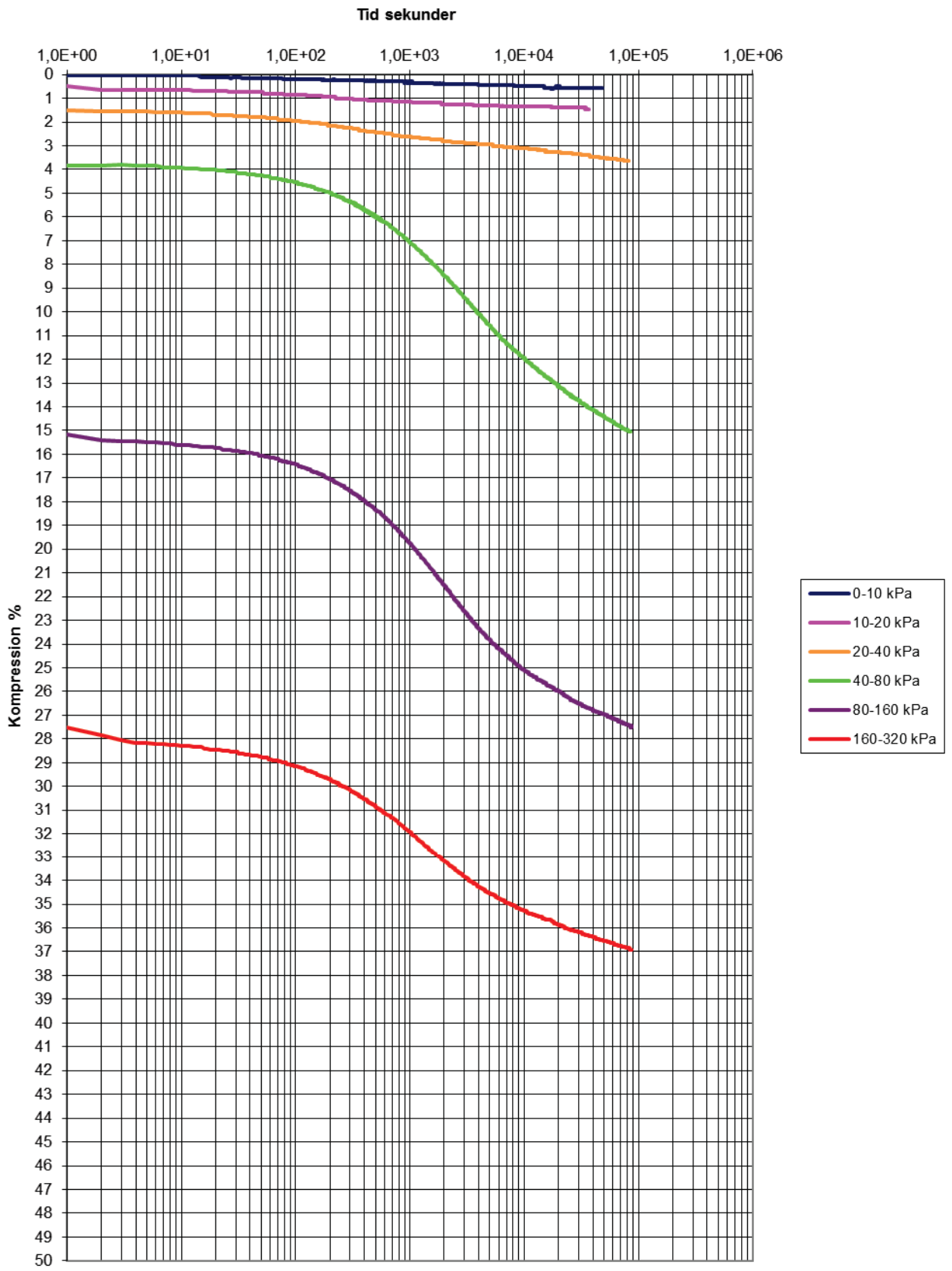
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 40, djup 5,97 m



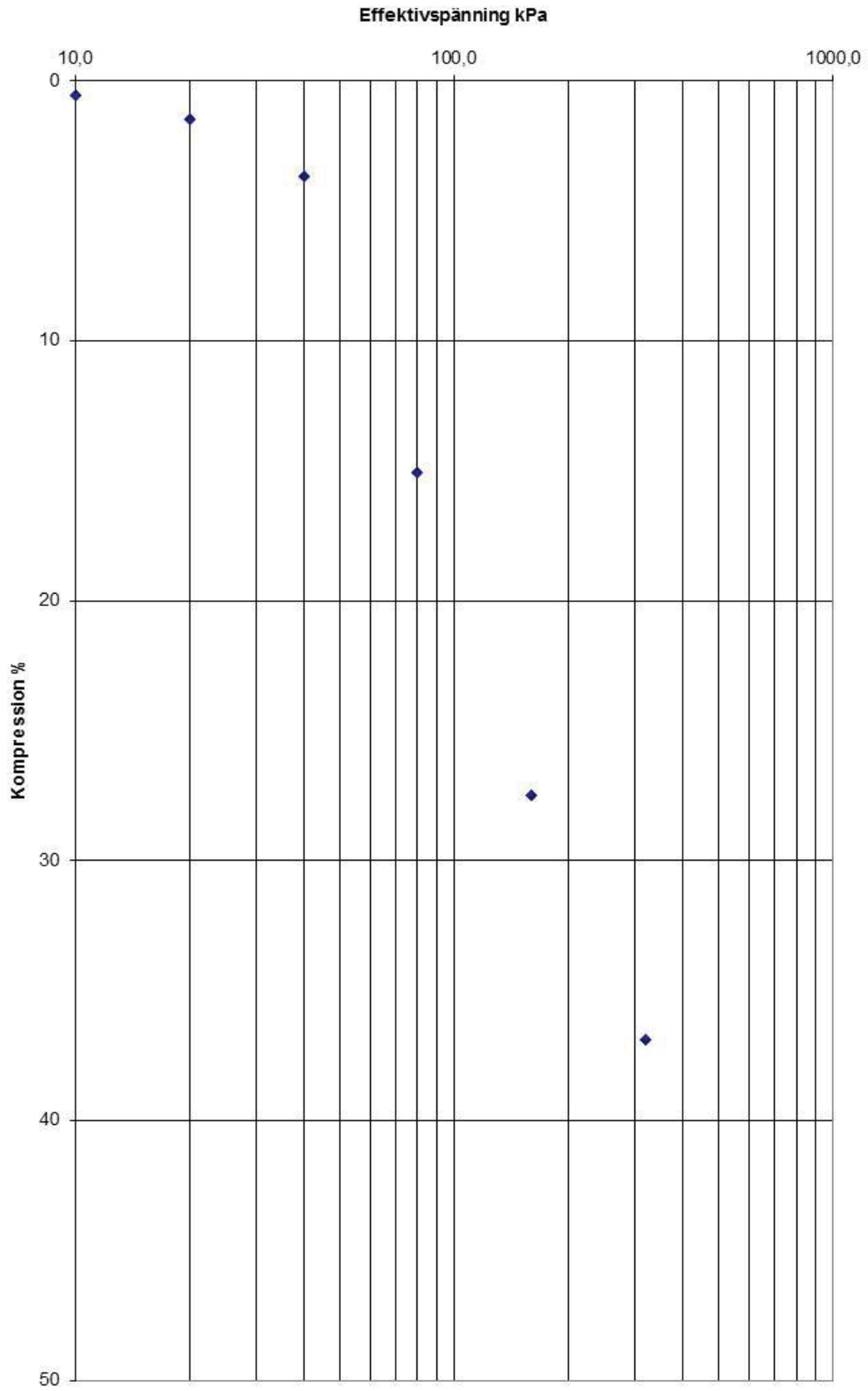
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 40, djup 5,97 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 4,97 m

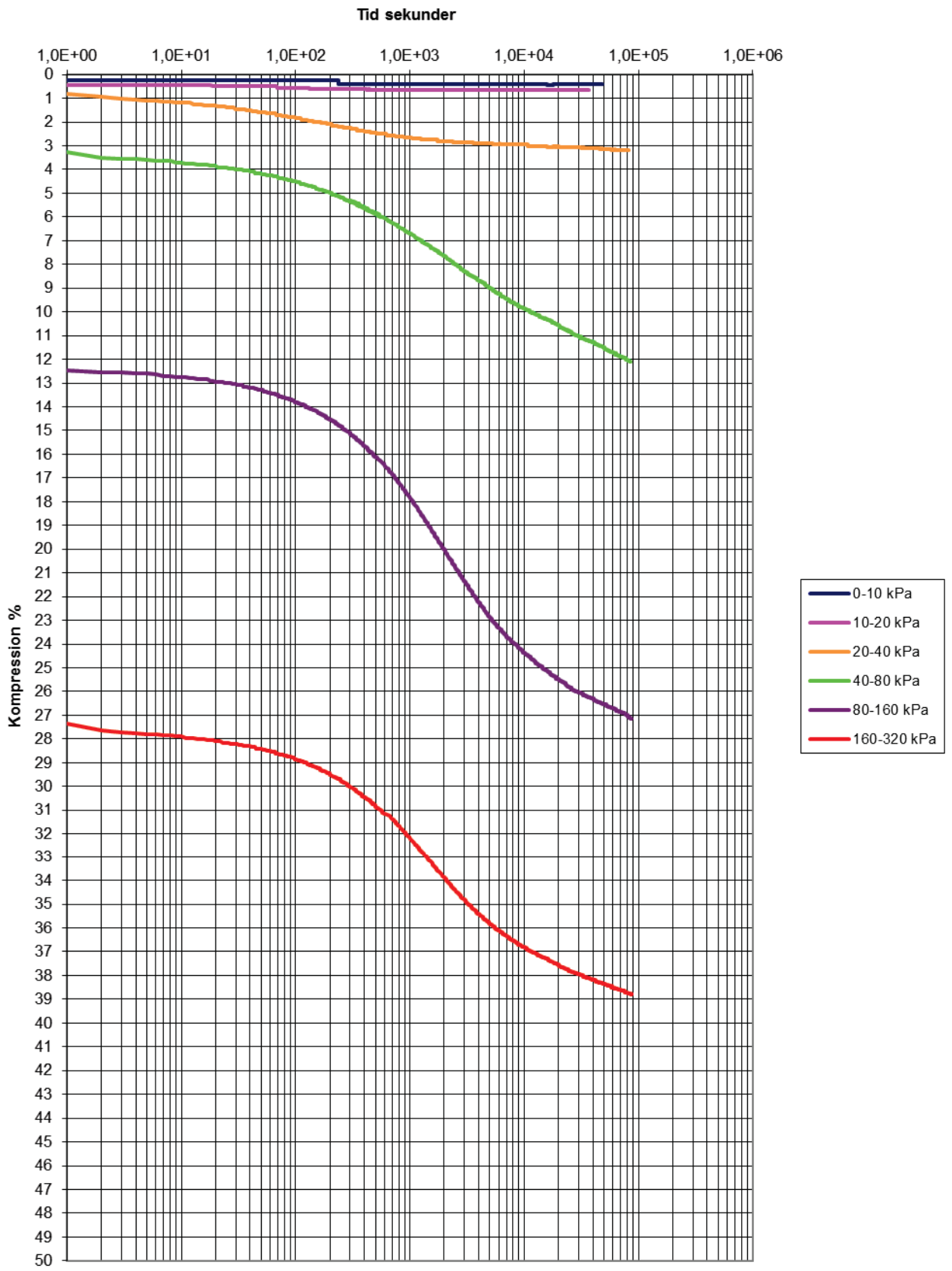


Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 4,97 m

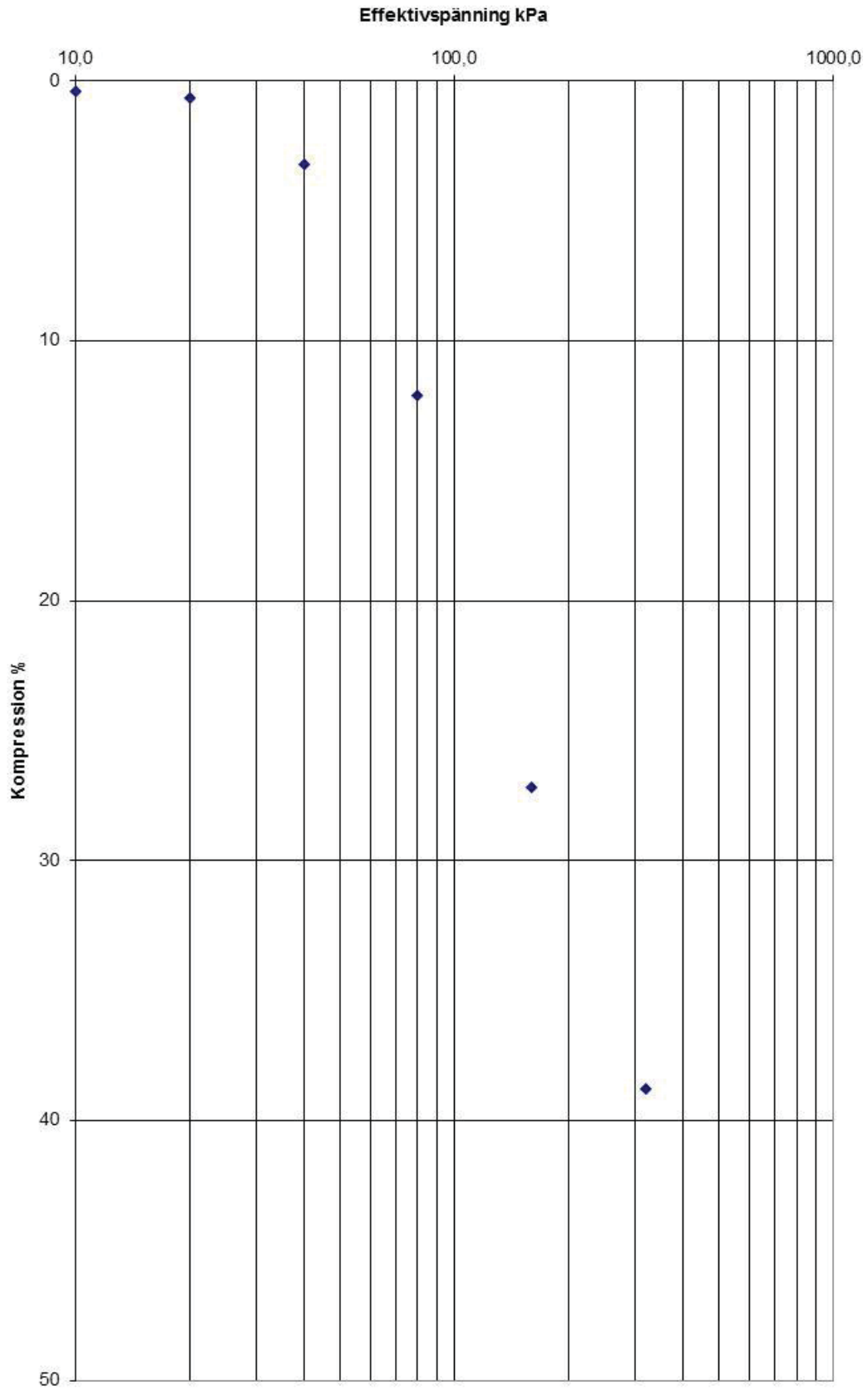




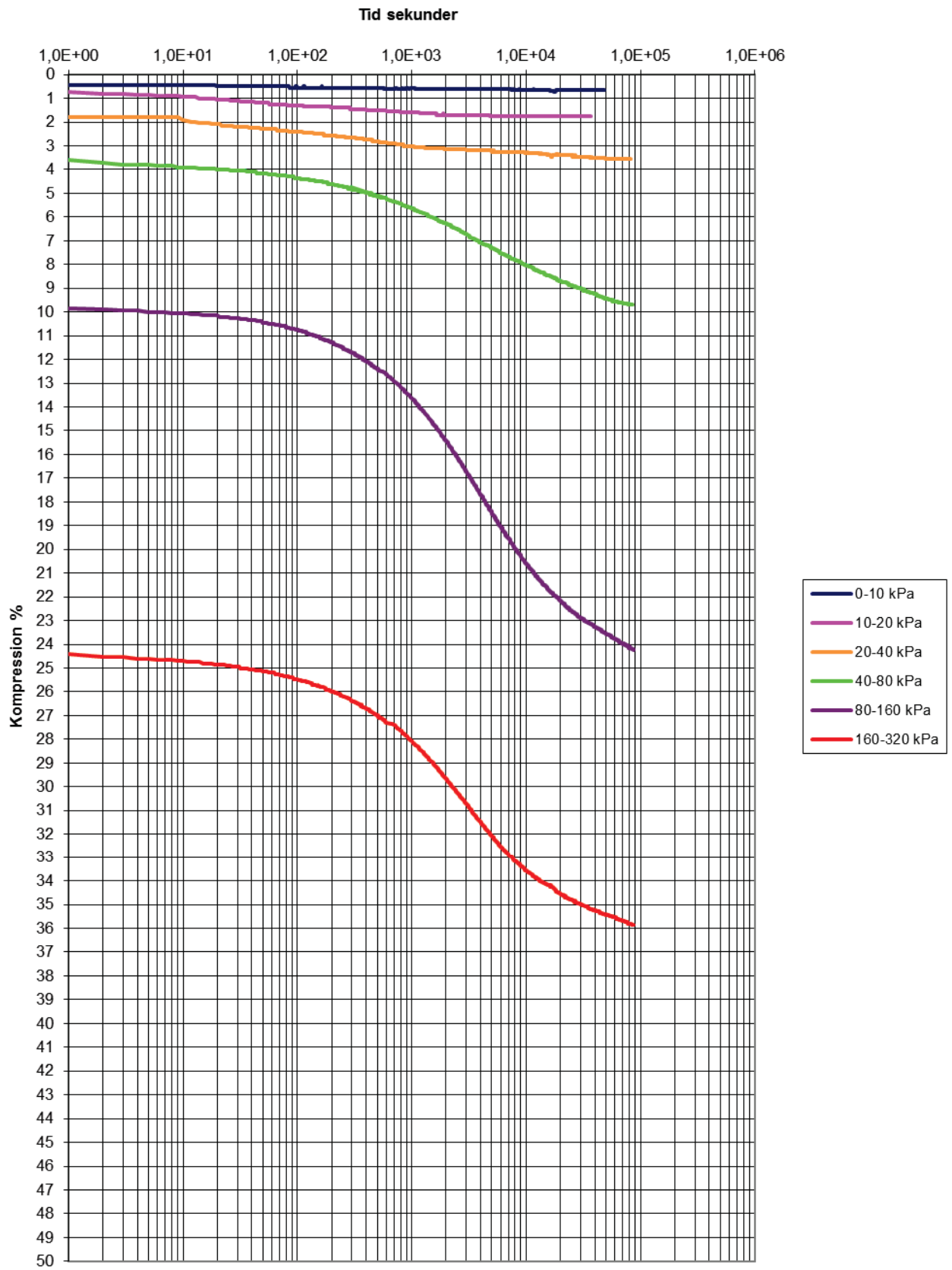
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 5,84 m



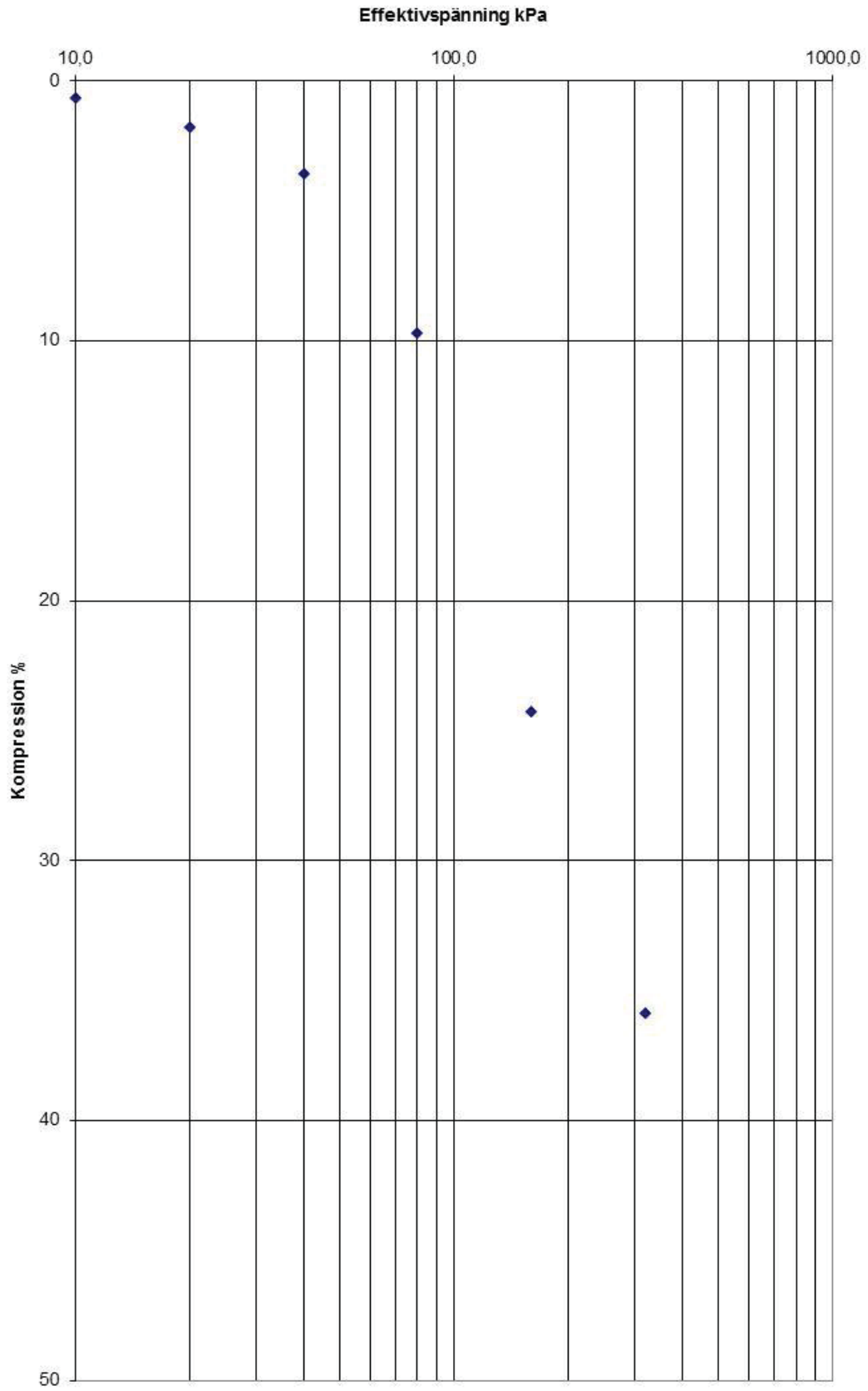
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 5,84 m



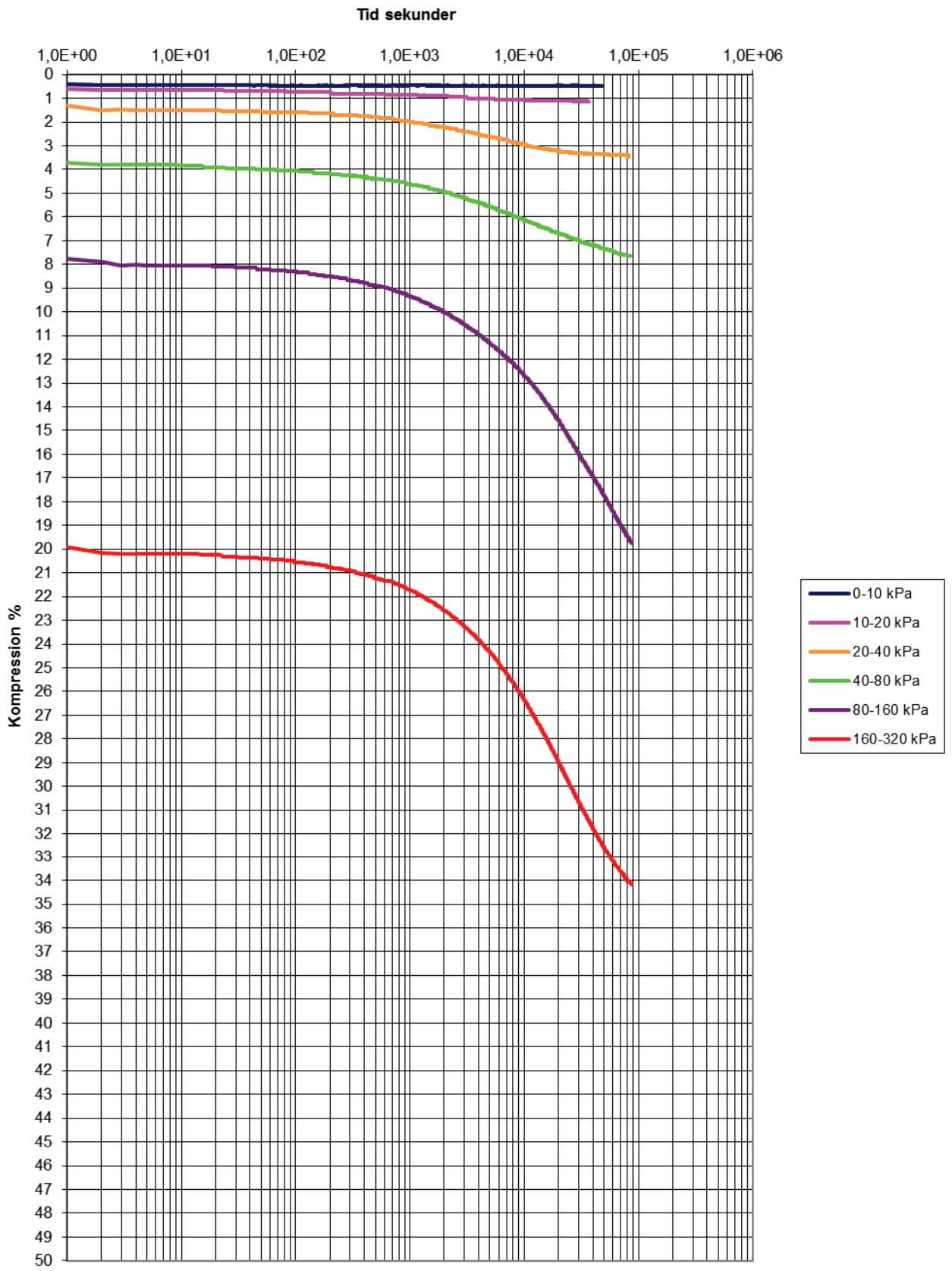
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 6,84 m



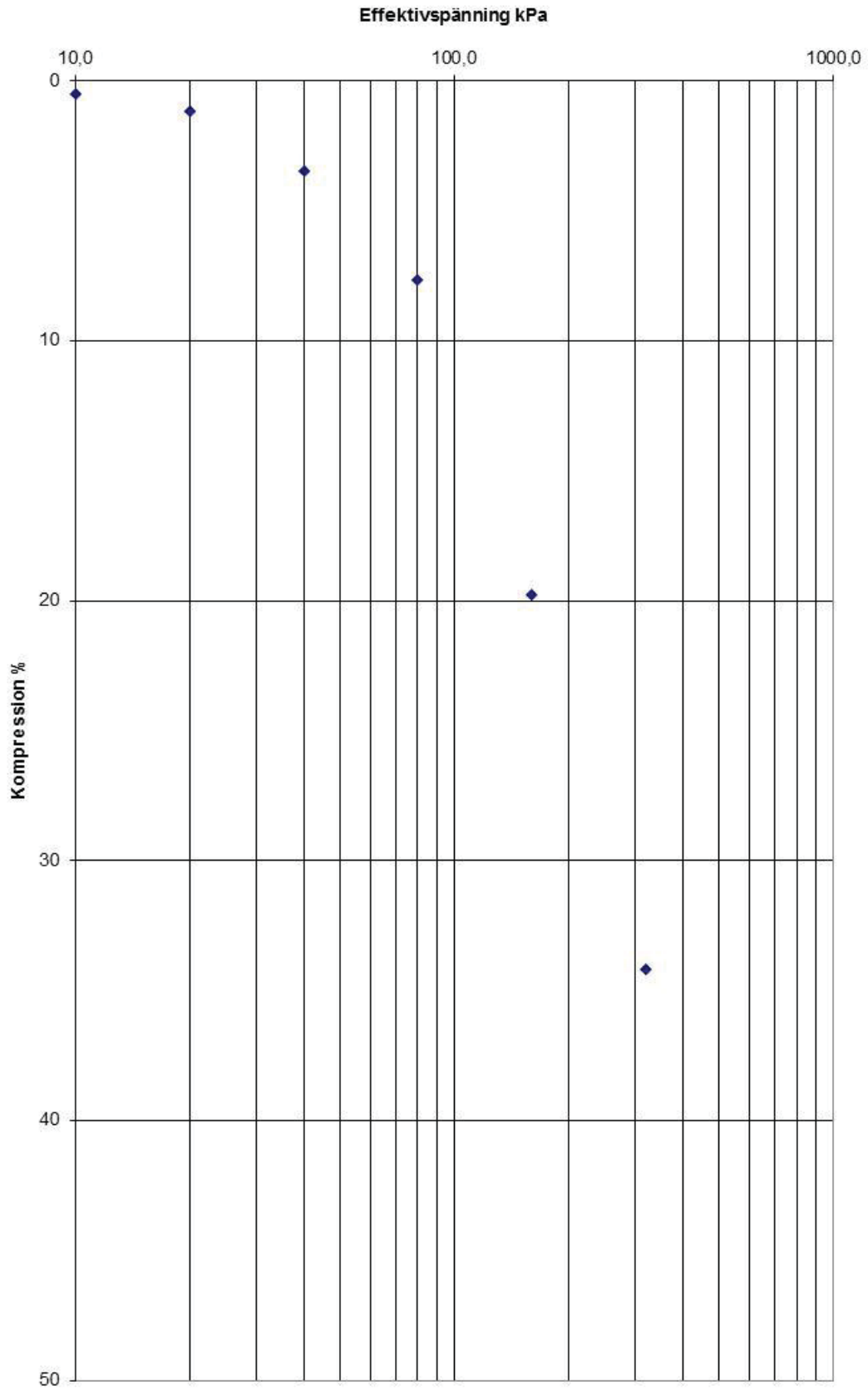
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 6,84 m



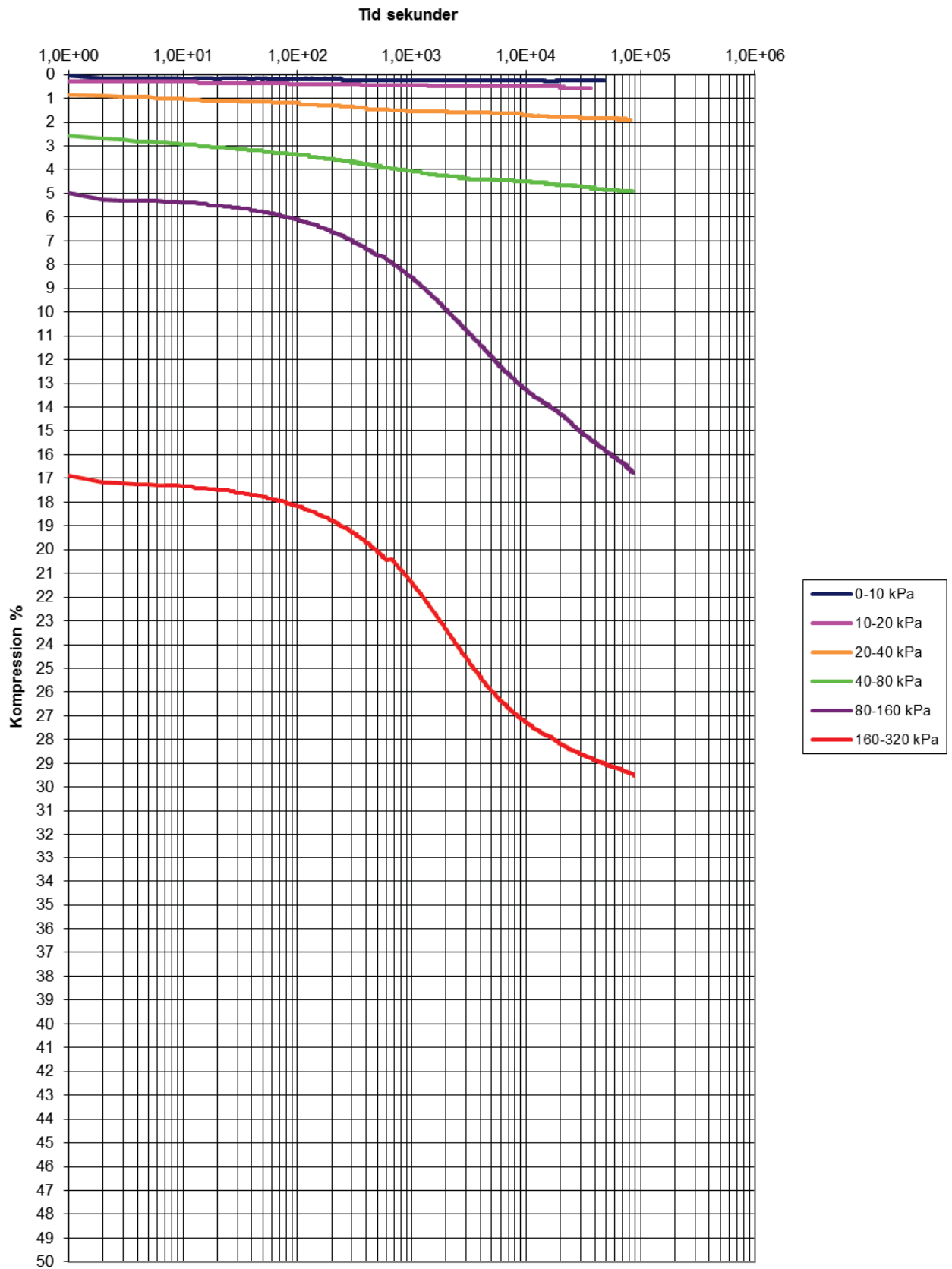
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 7,84 m



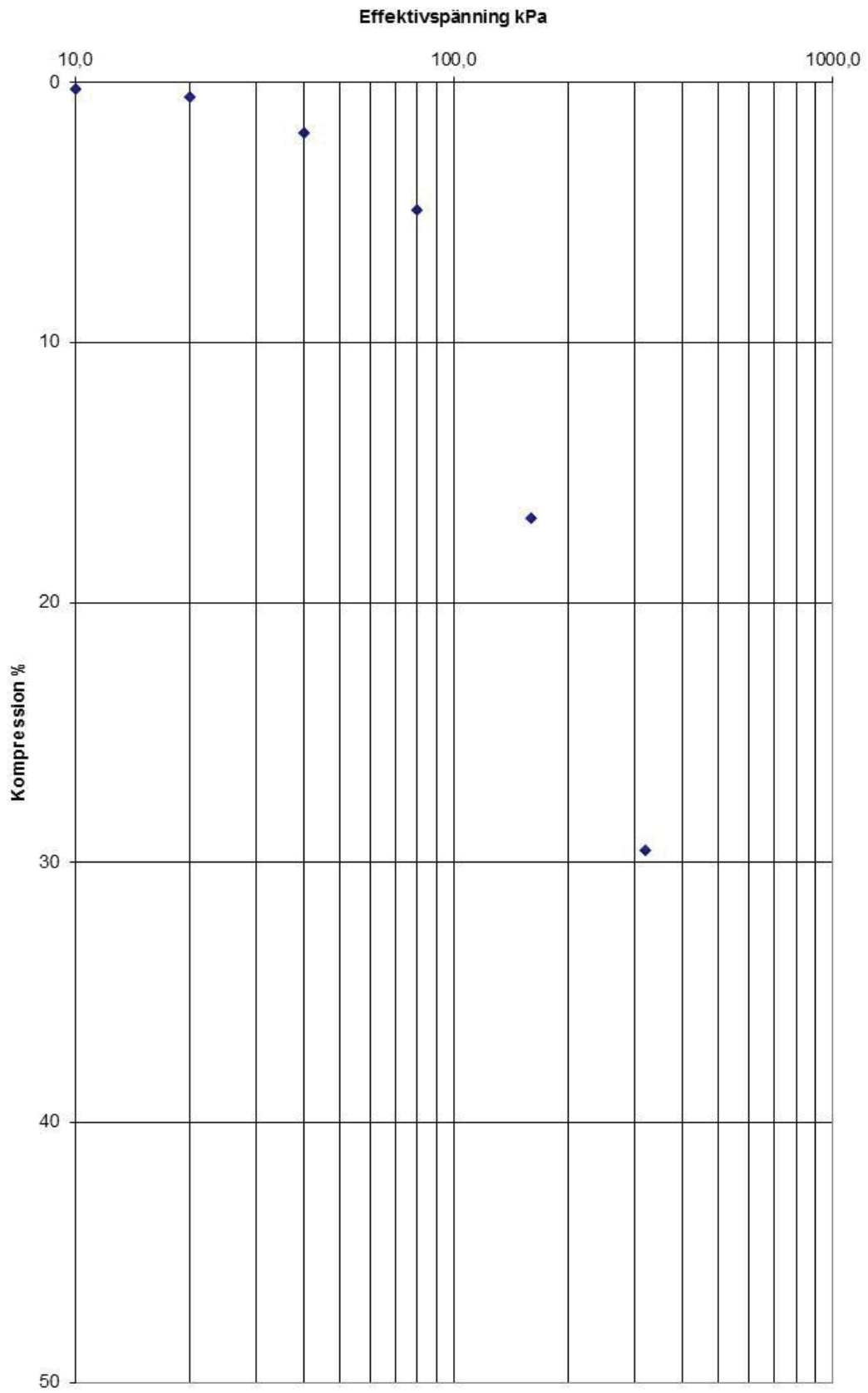
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 7,84 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 8,84 m

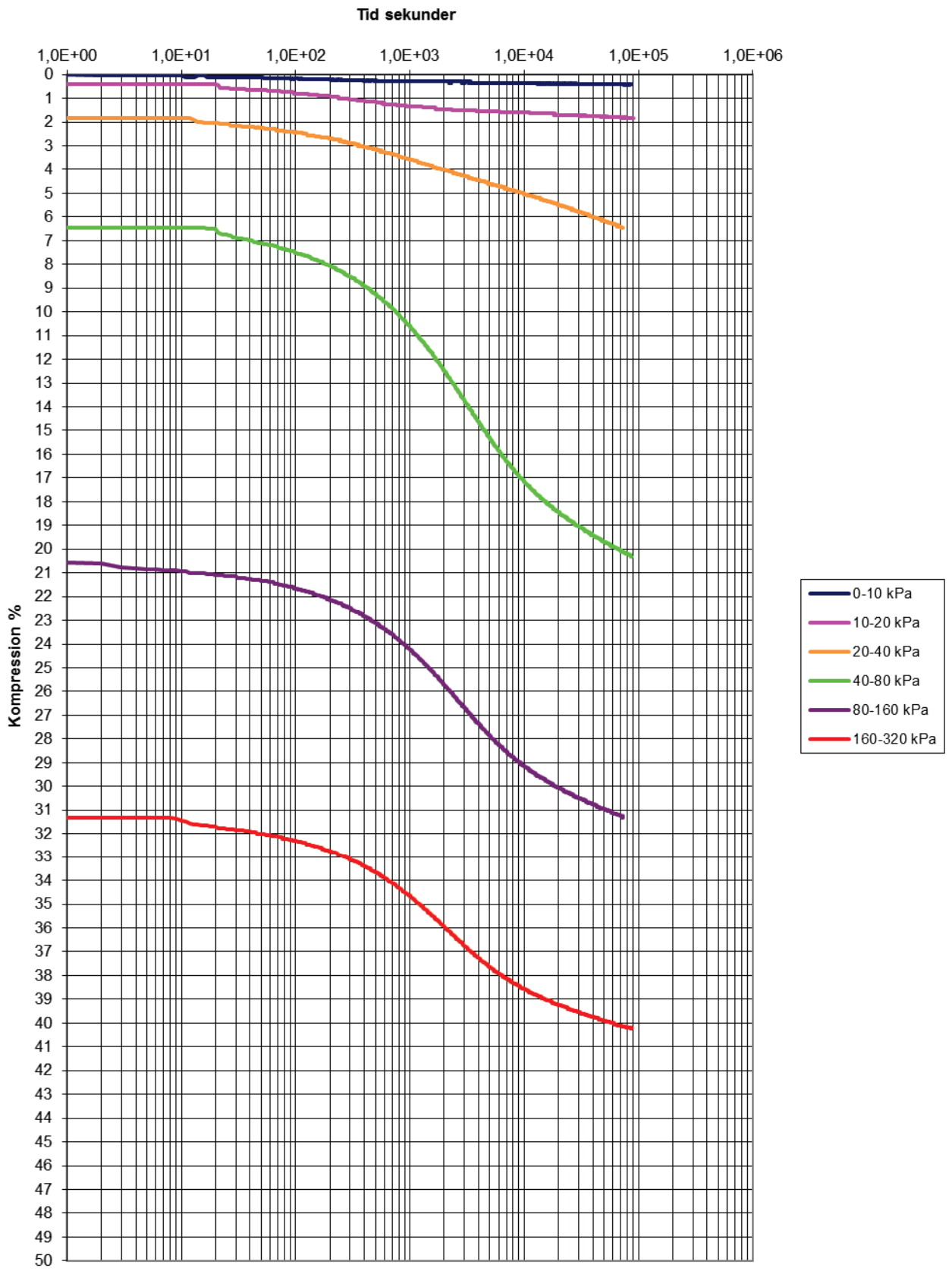


Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 44, djup 8,84 m

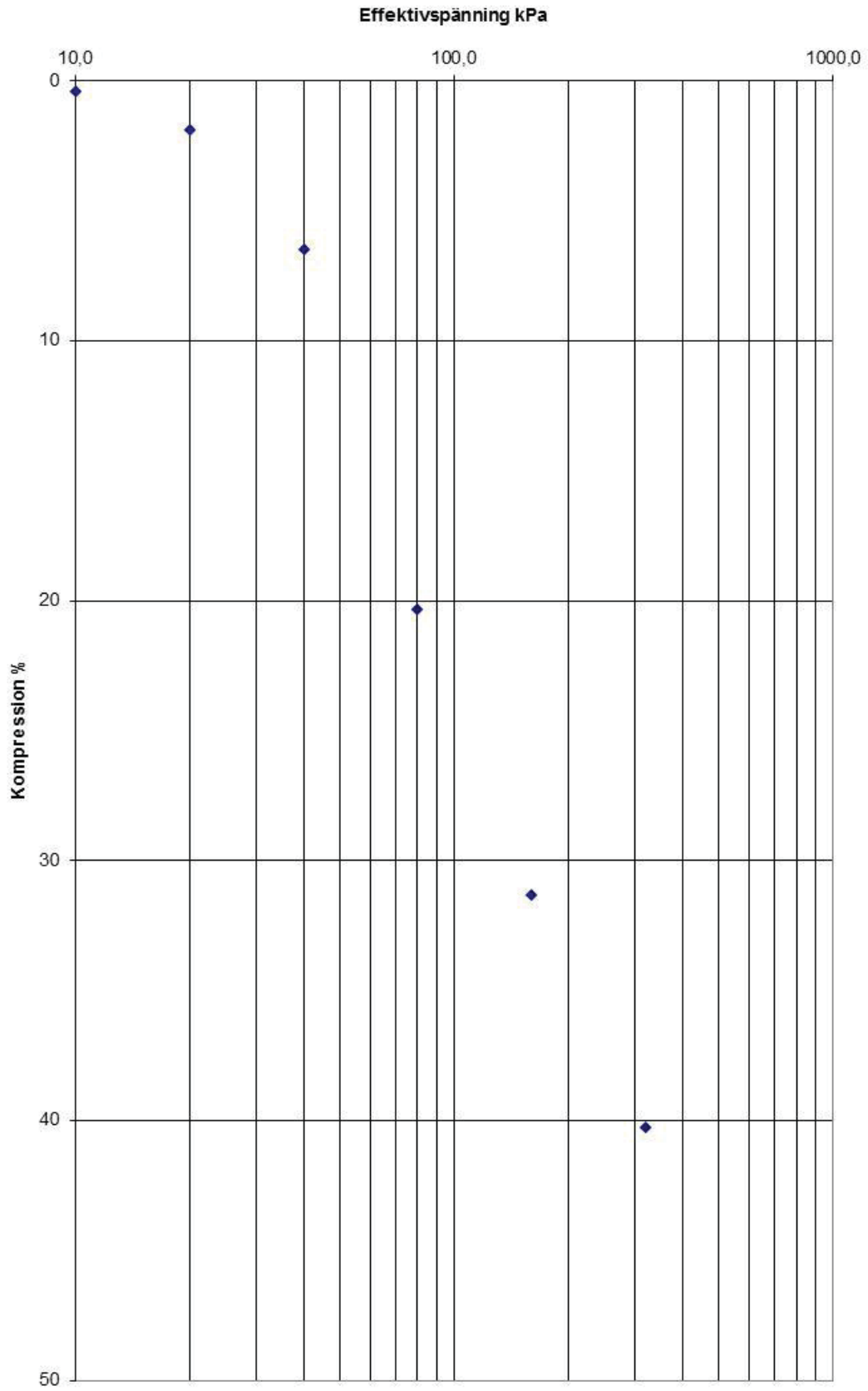




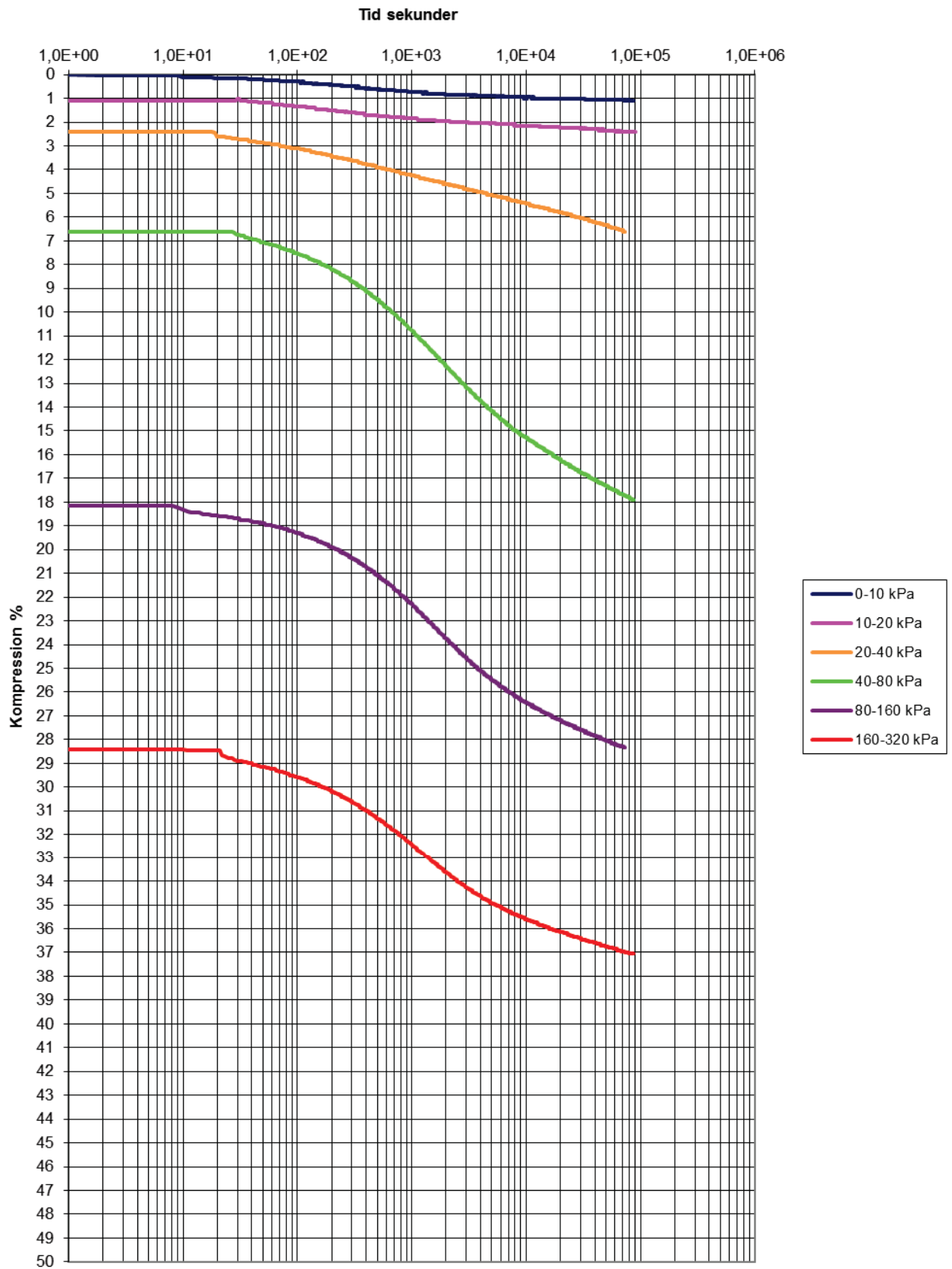
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 2,02 m



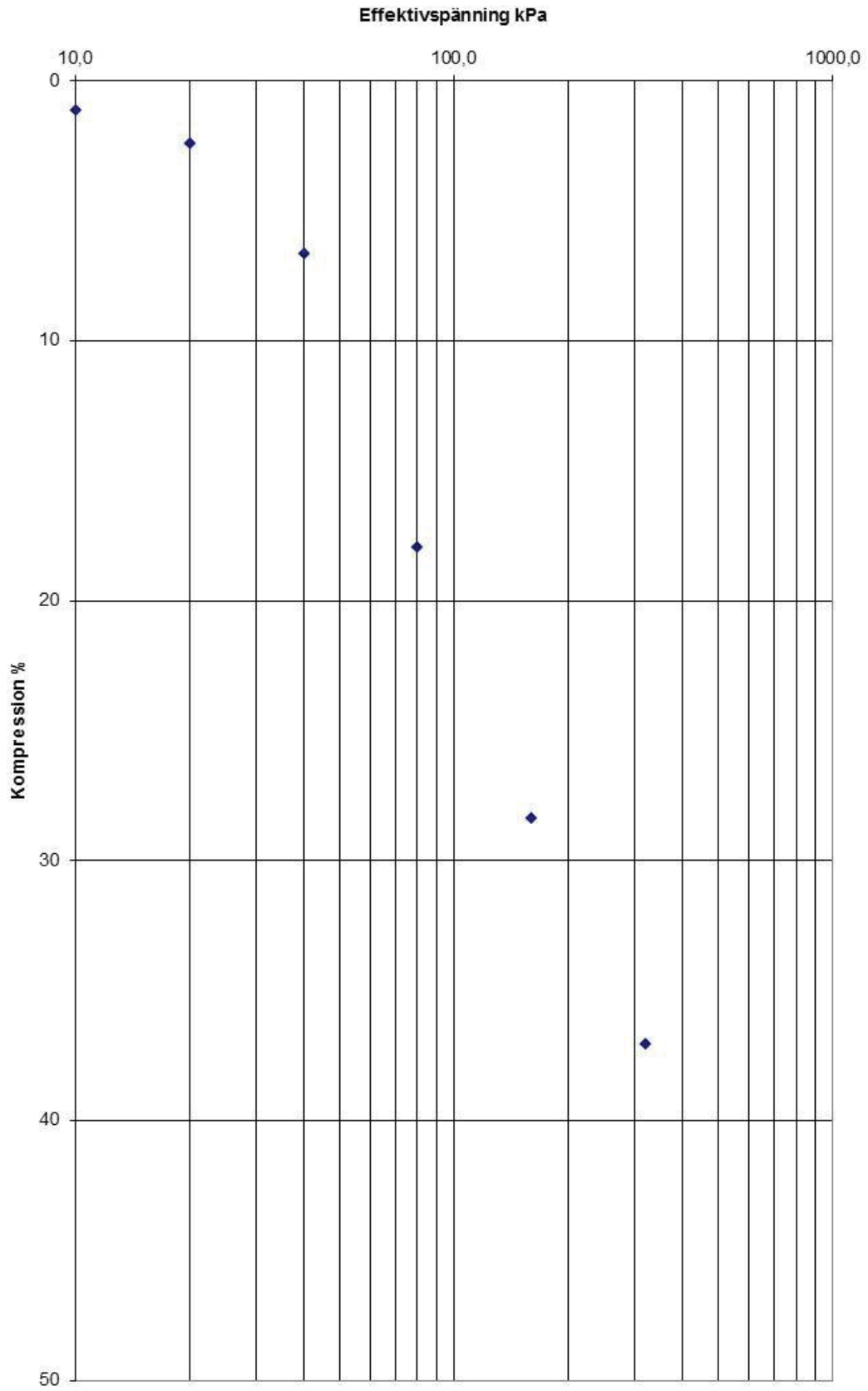
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 2,02 m



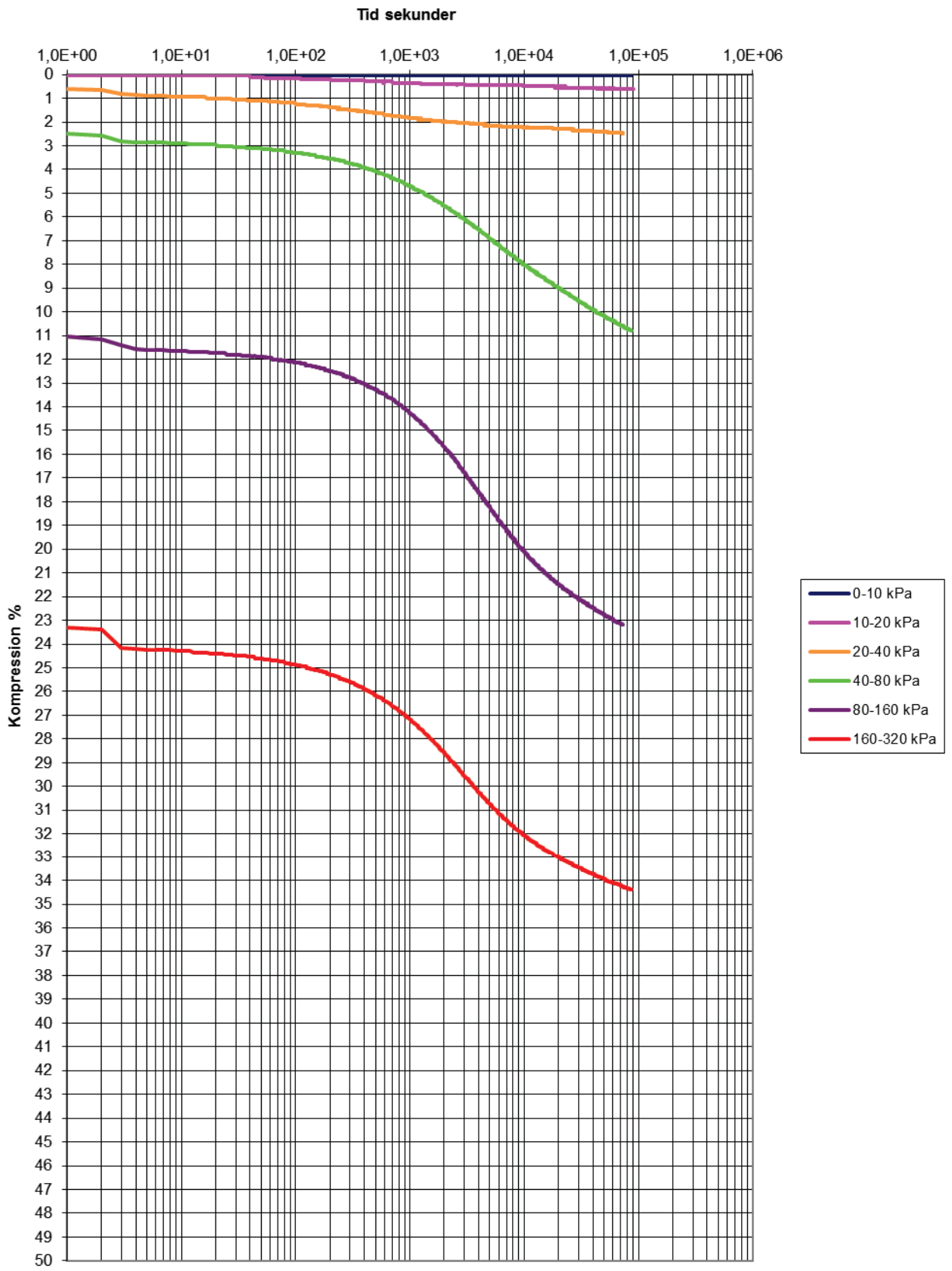
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 4,15 m



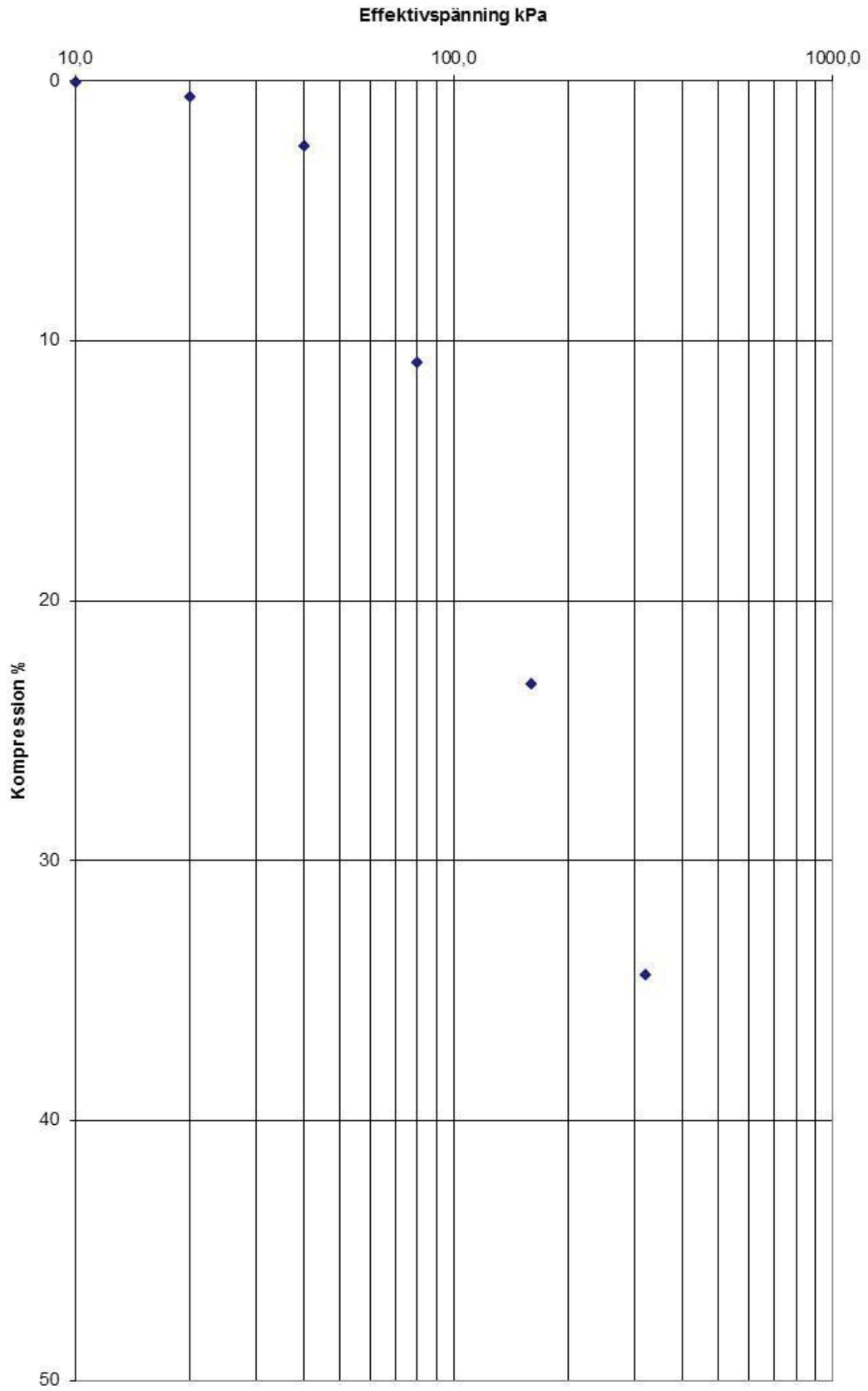
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 4,15 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 6,02 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 6,02 m

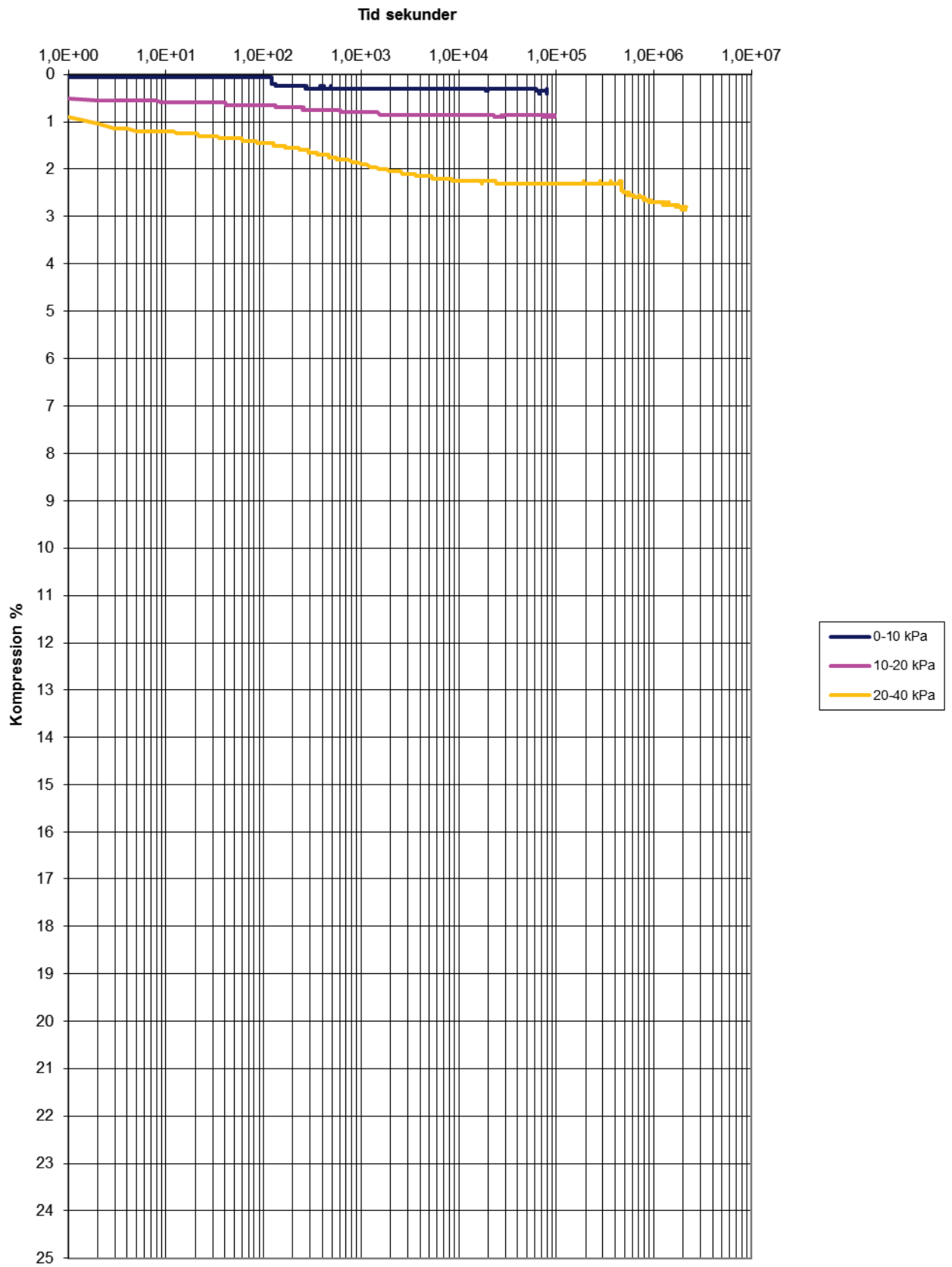


## **Bilaga 3 – Kryp försök utförda i ödometerutrustning**

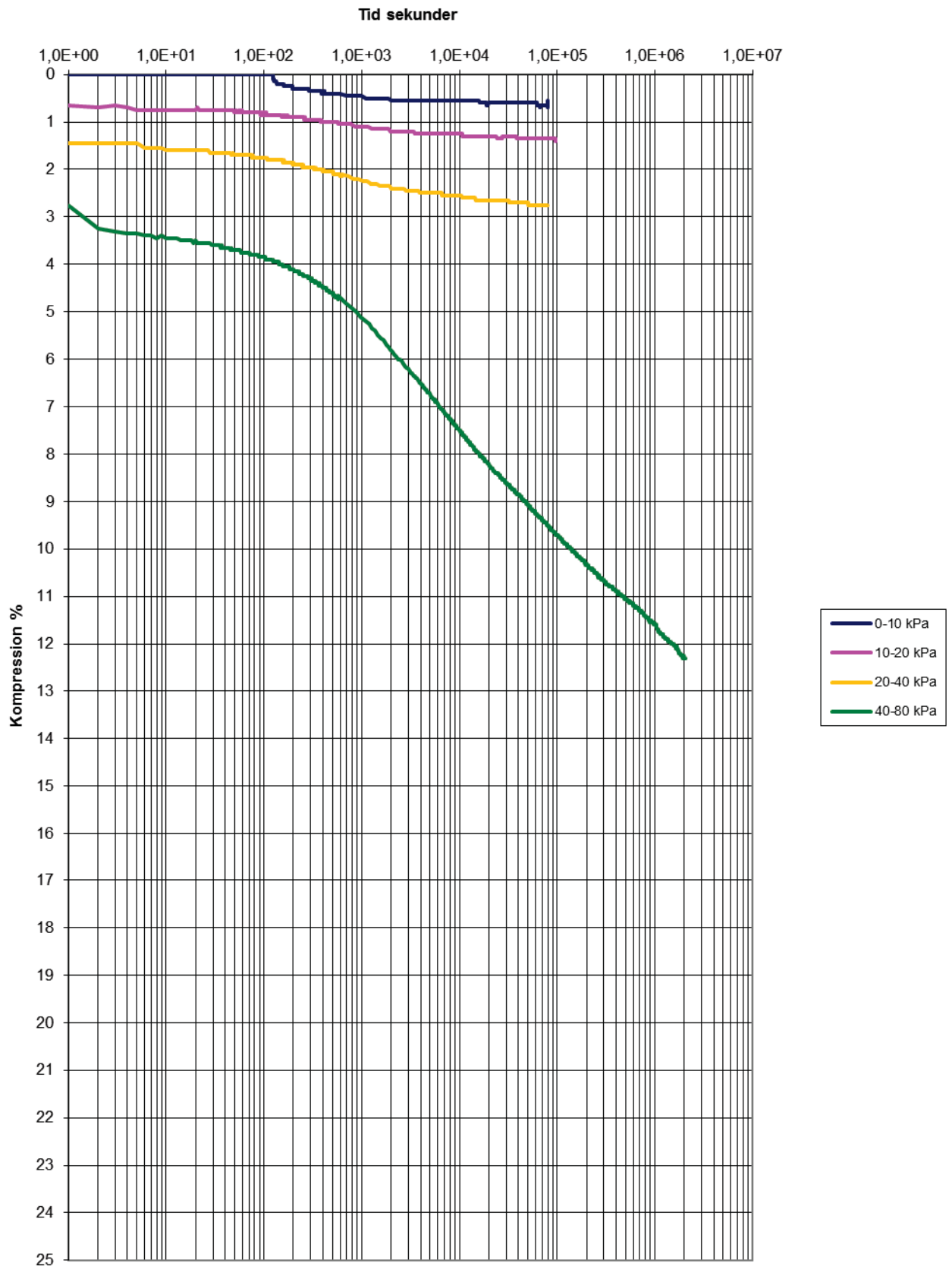




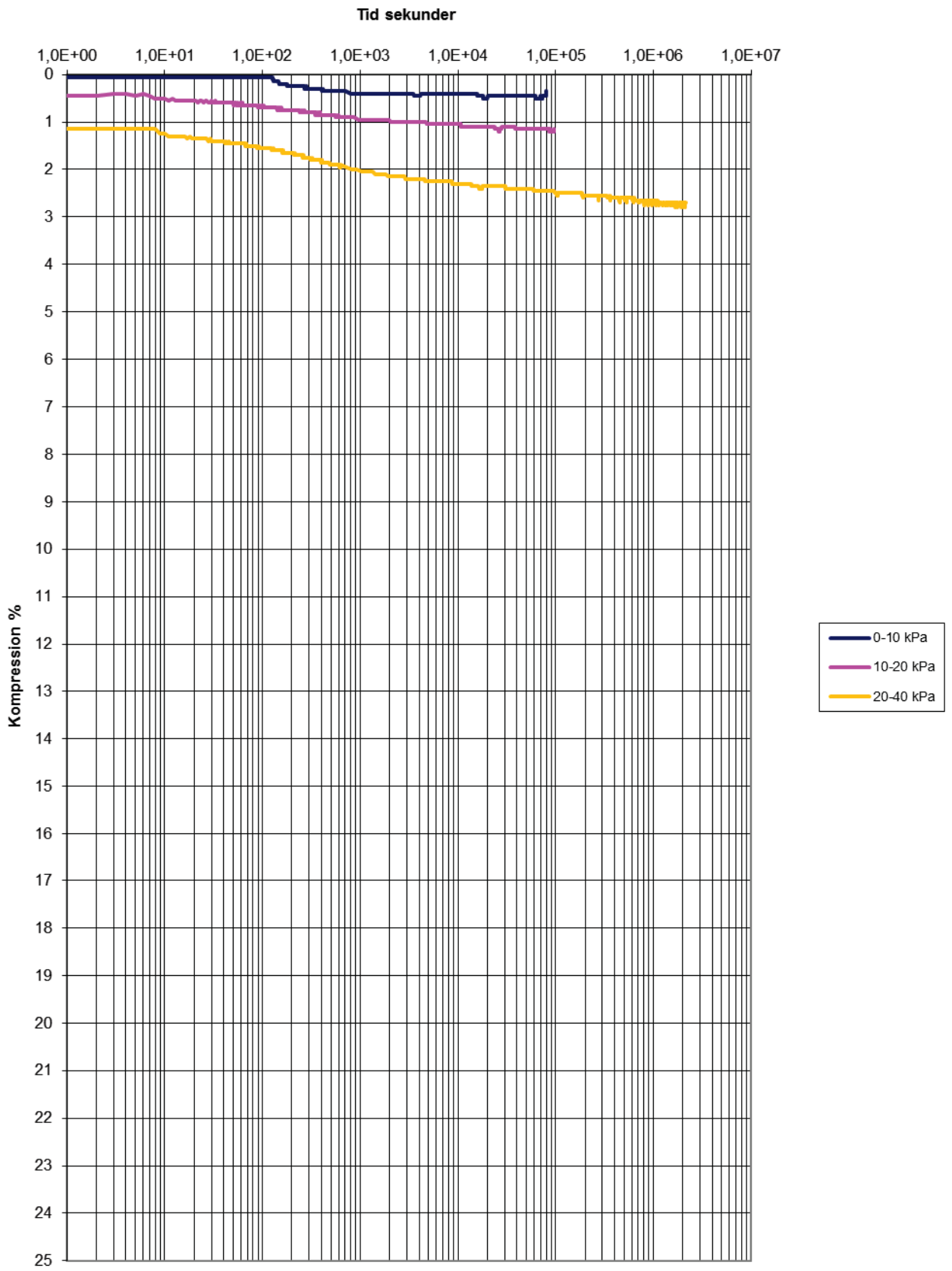
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 42, djup 6 m



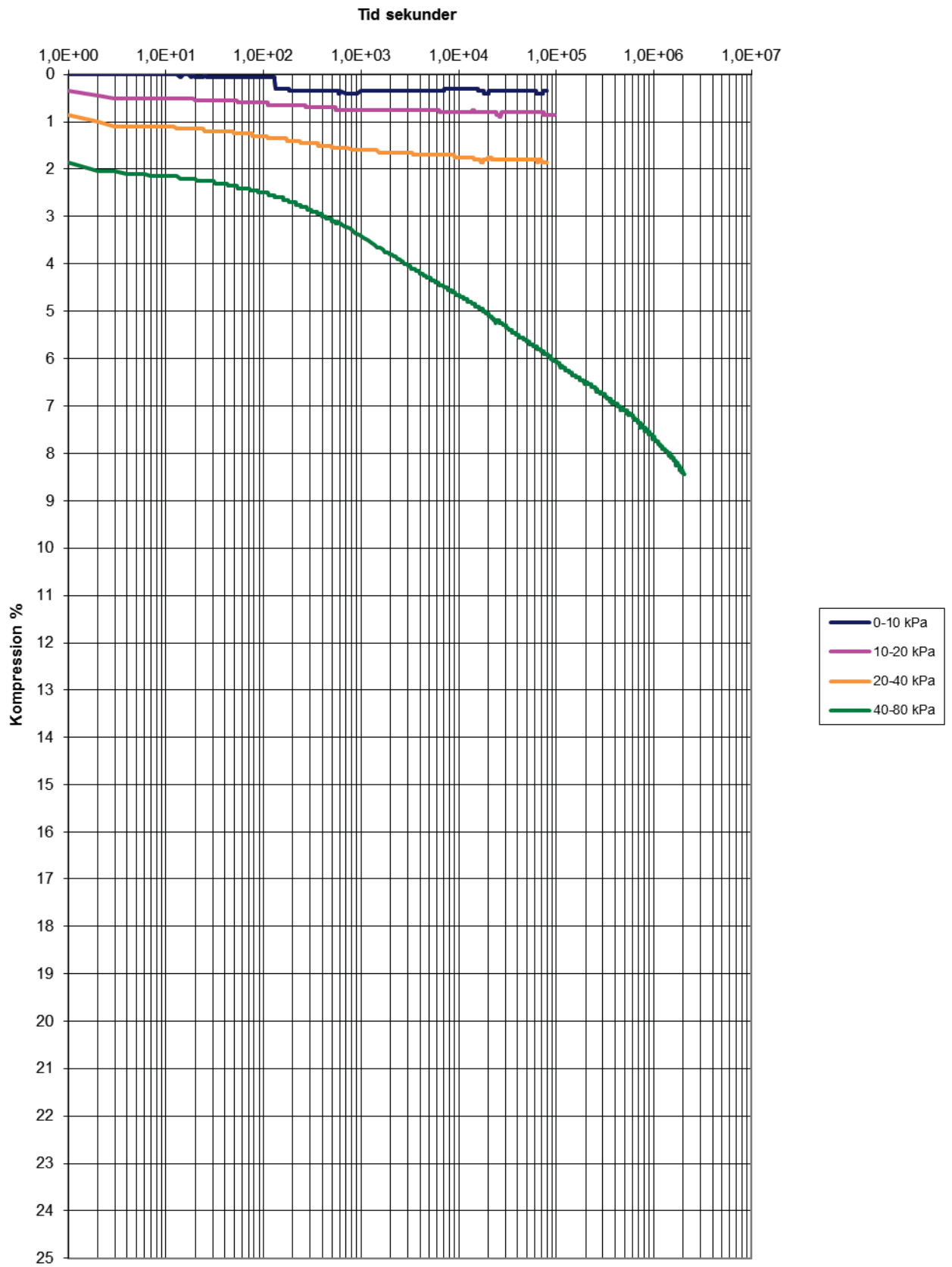
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 42, djup 6 m



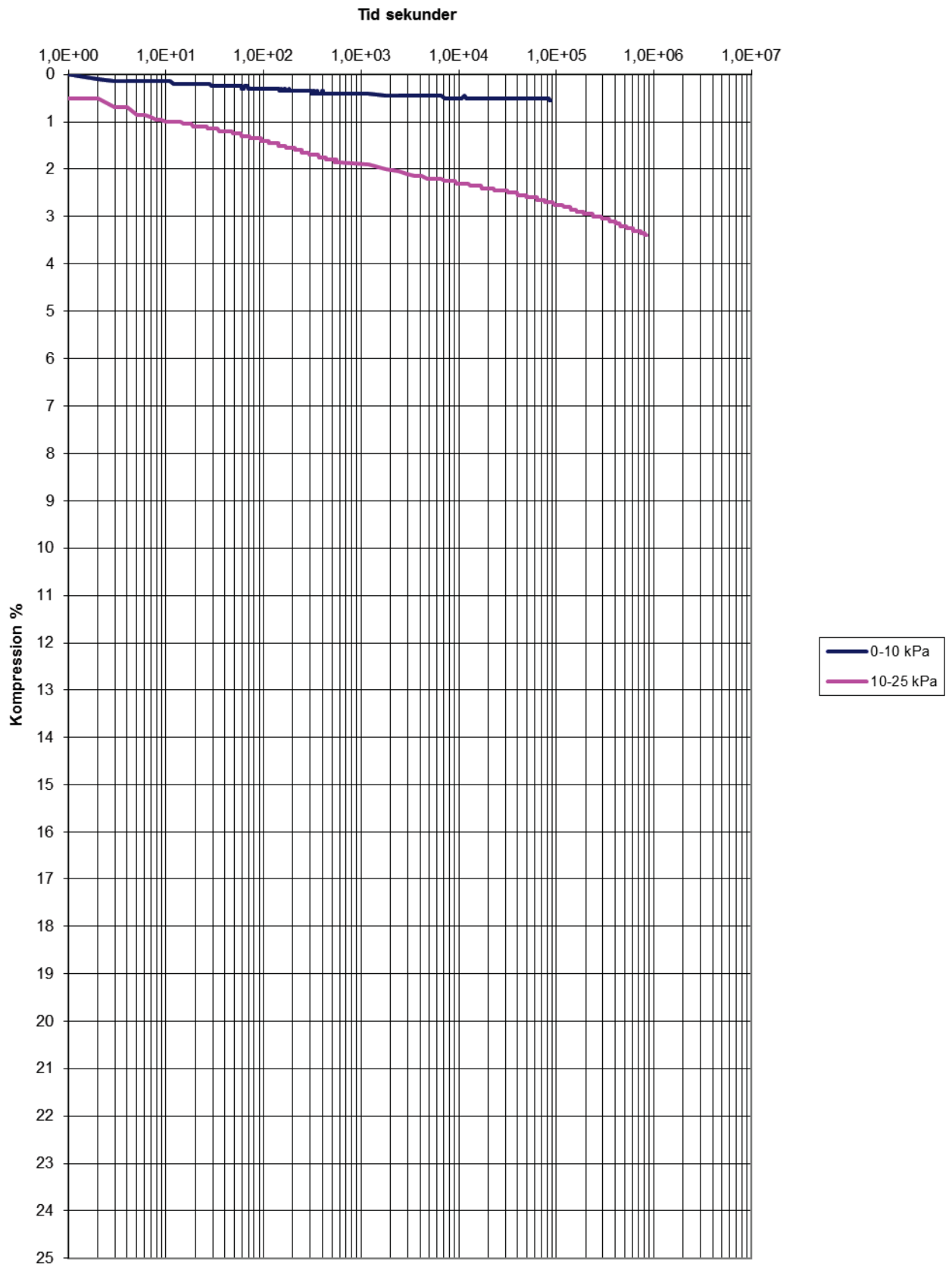
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 7 m



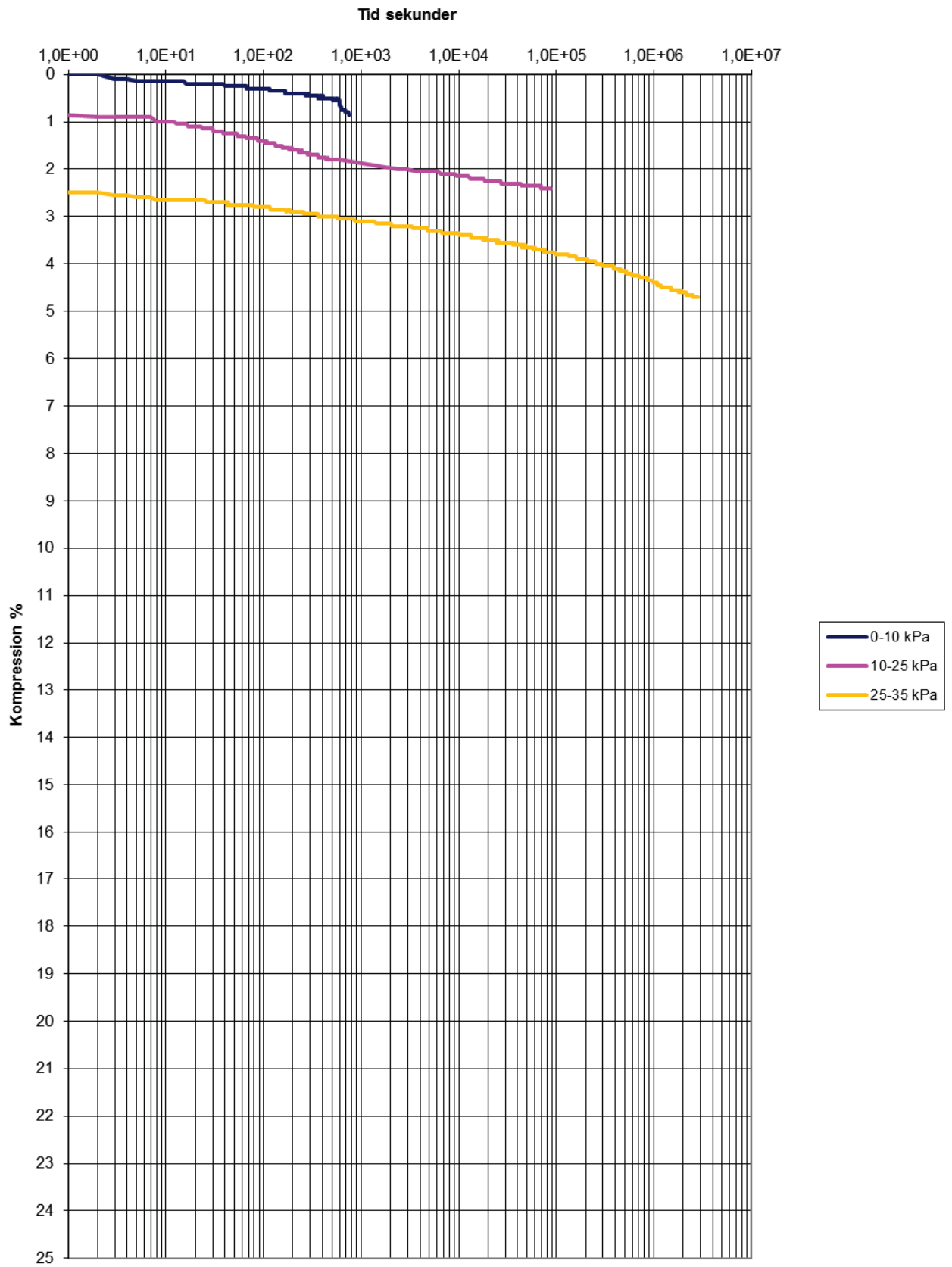
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 7 m



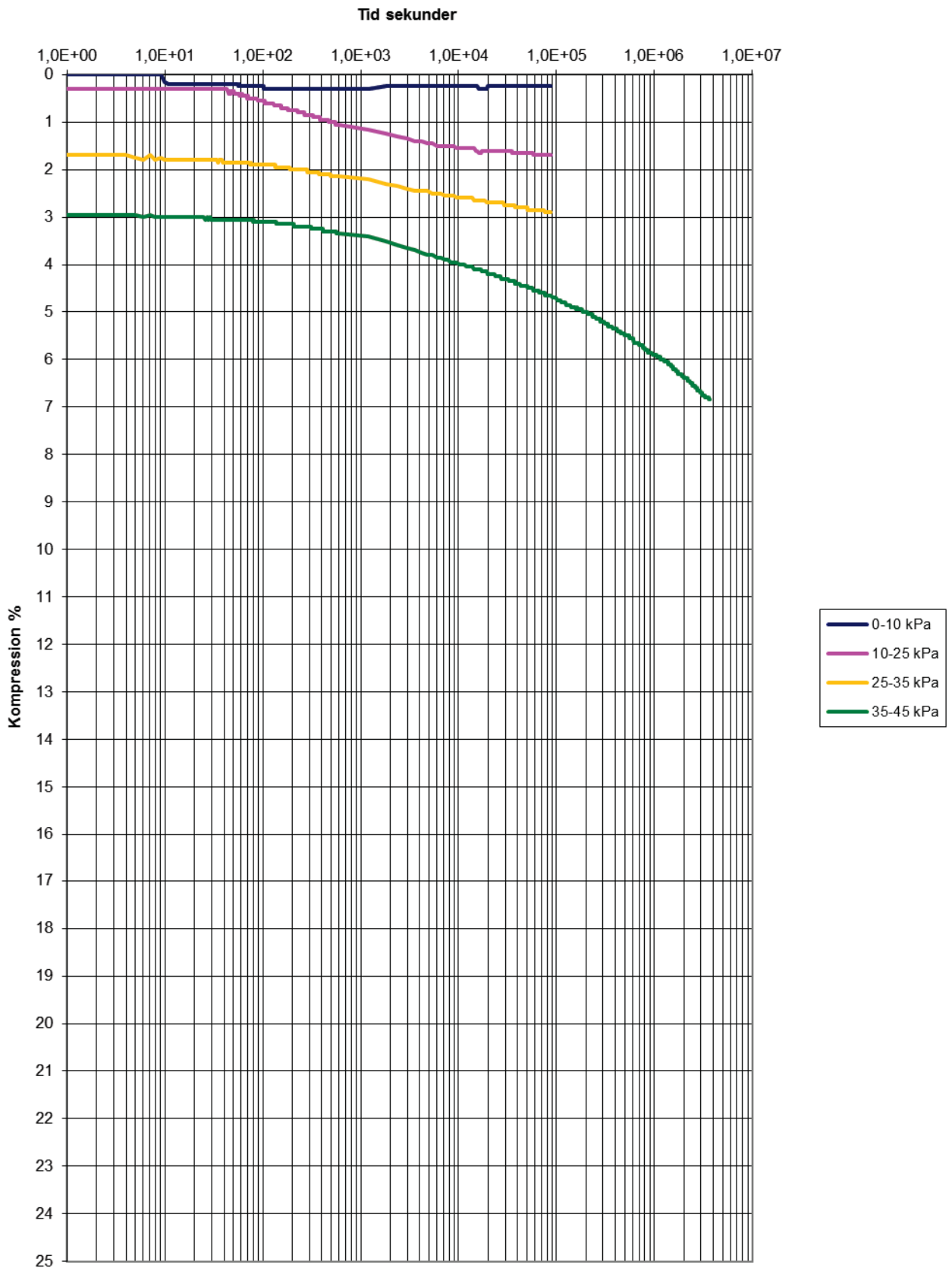
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 3,93 m



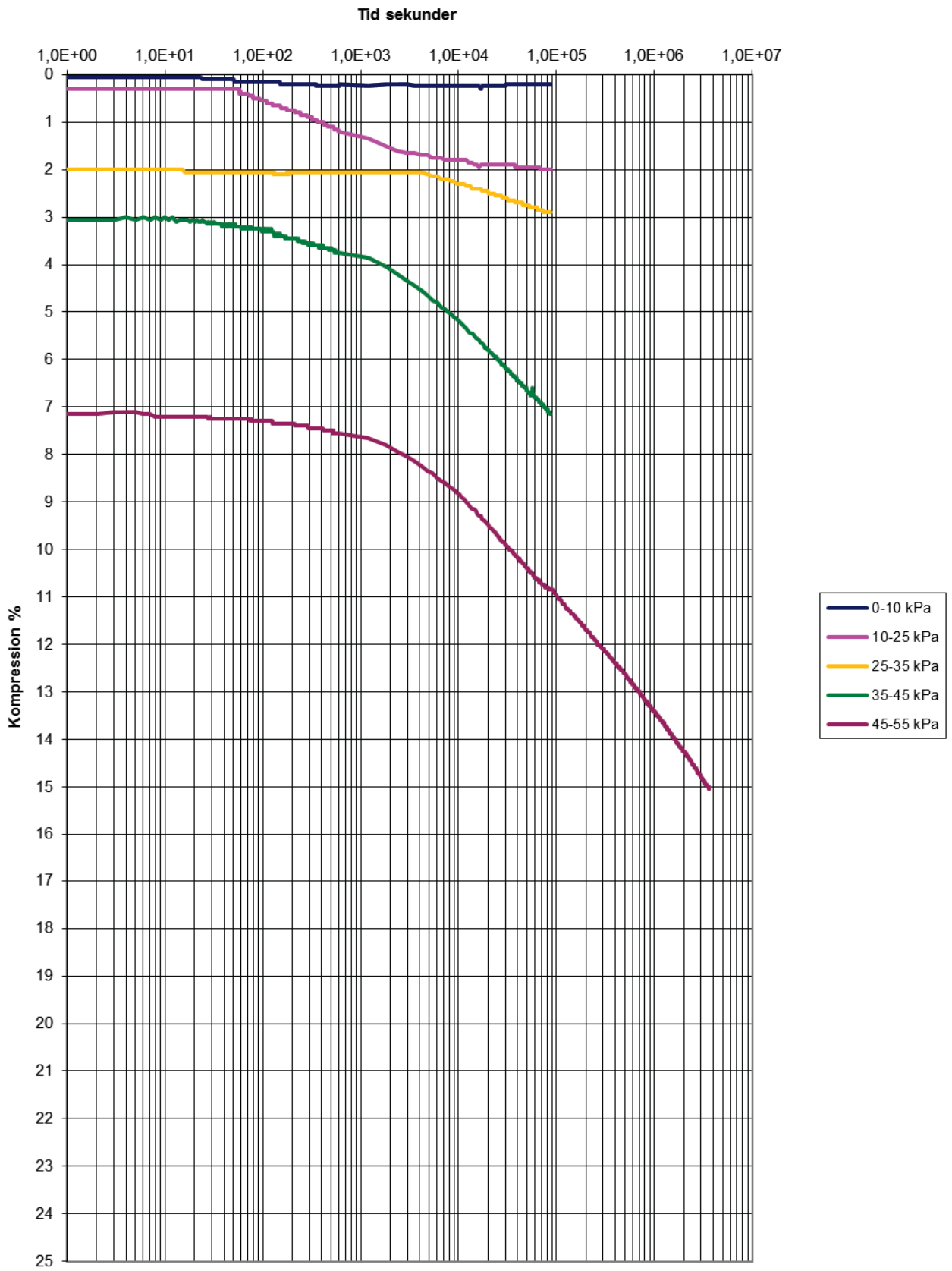
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 3,87 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 3,89 m

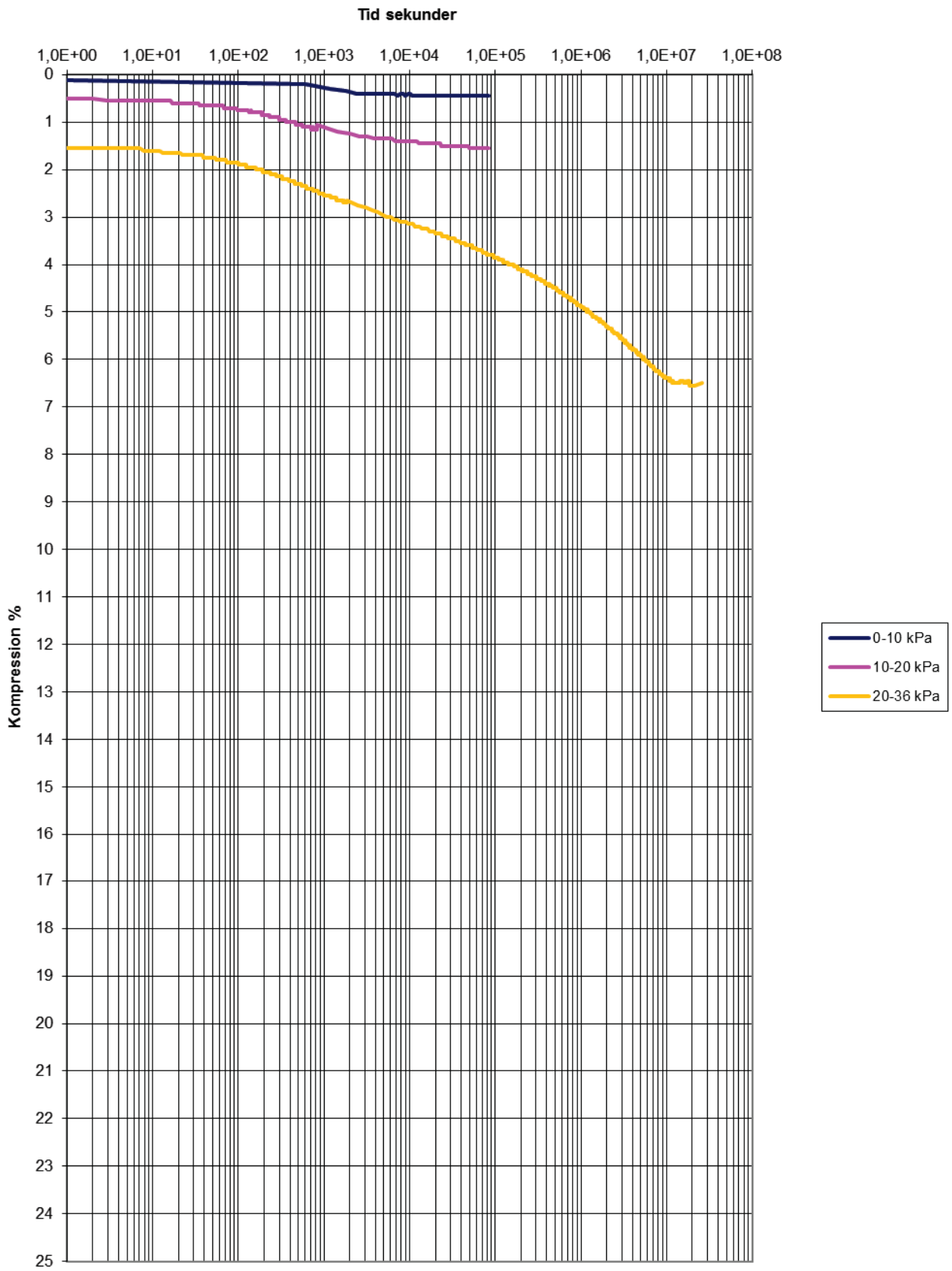


Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 3,91 m

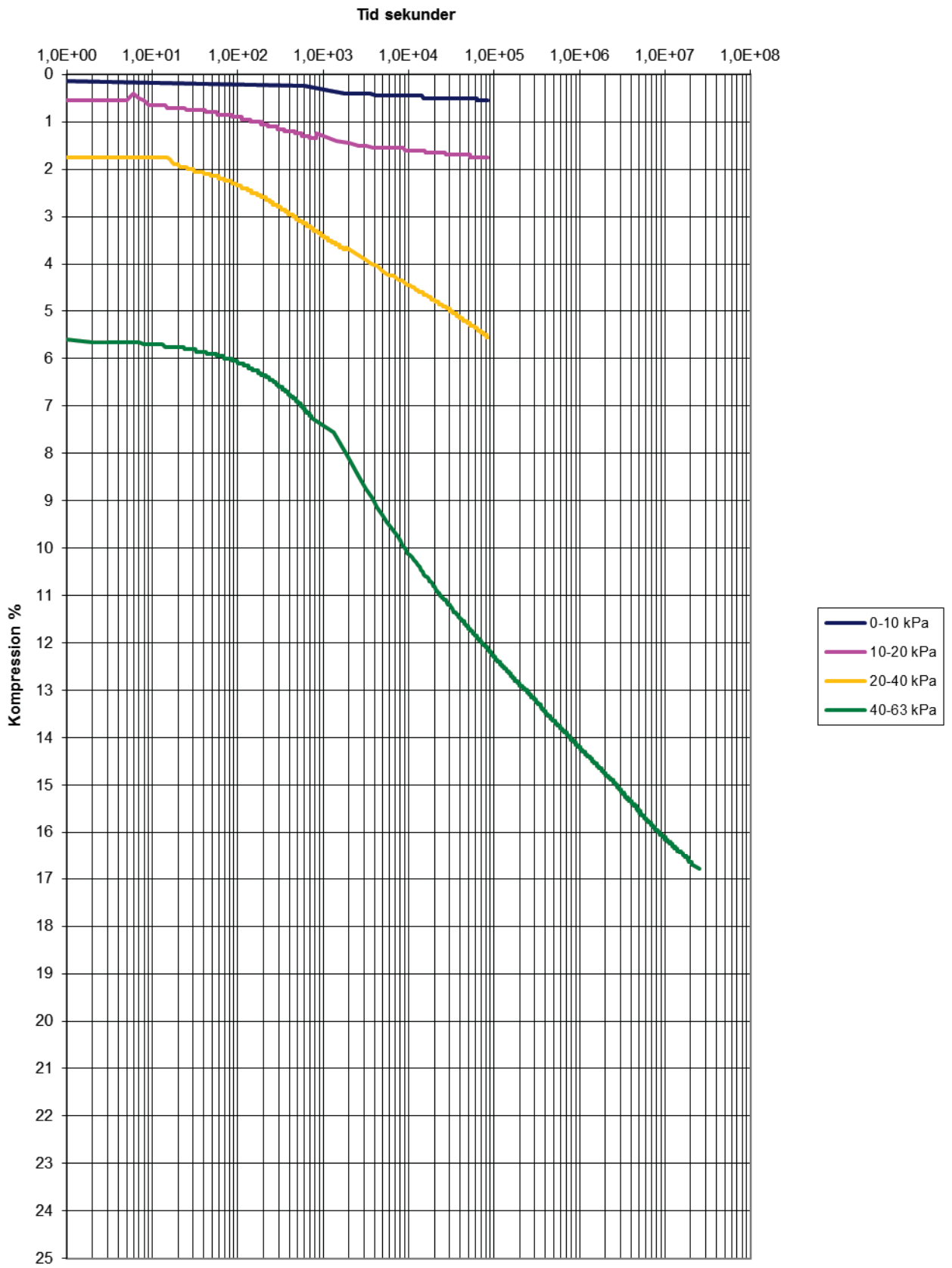




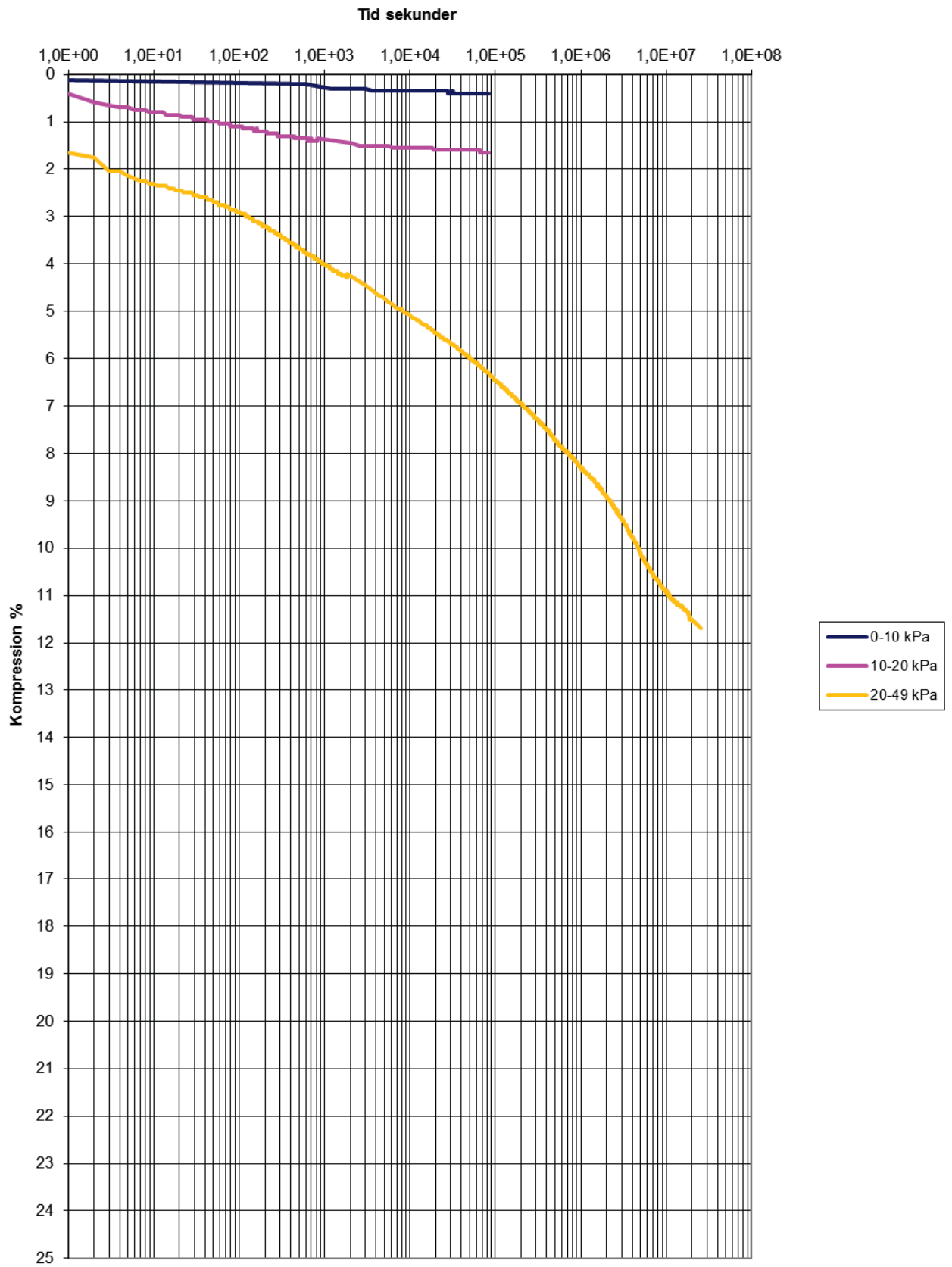
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 2 m



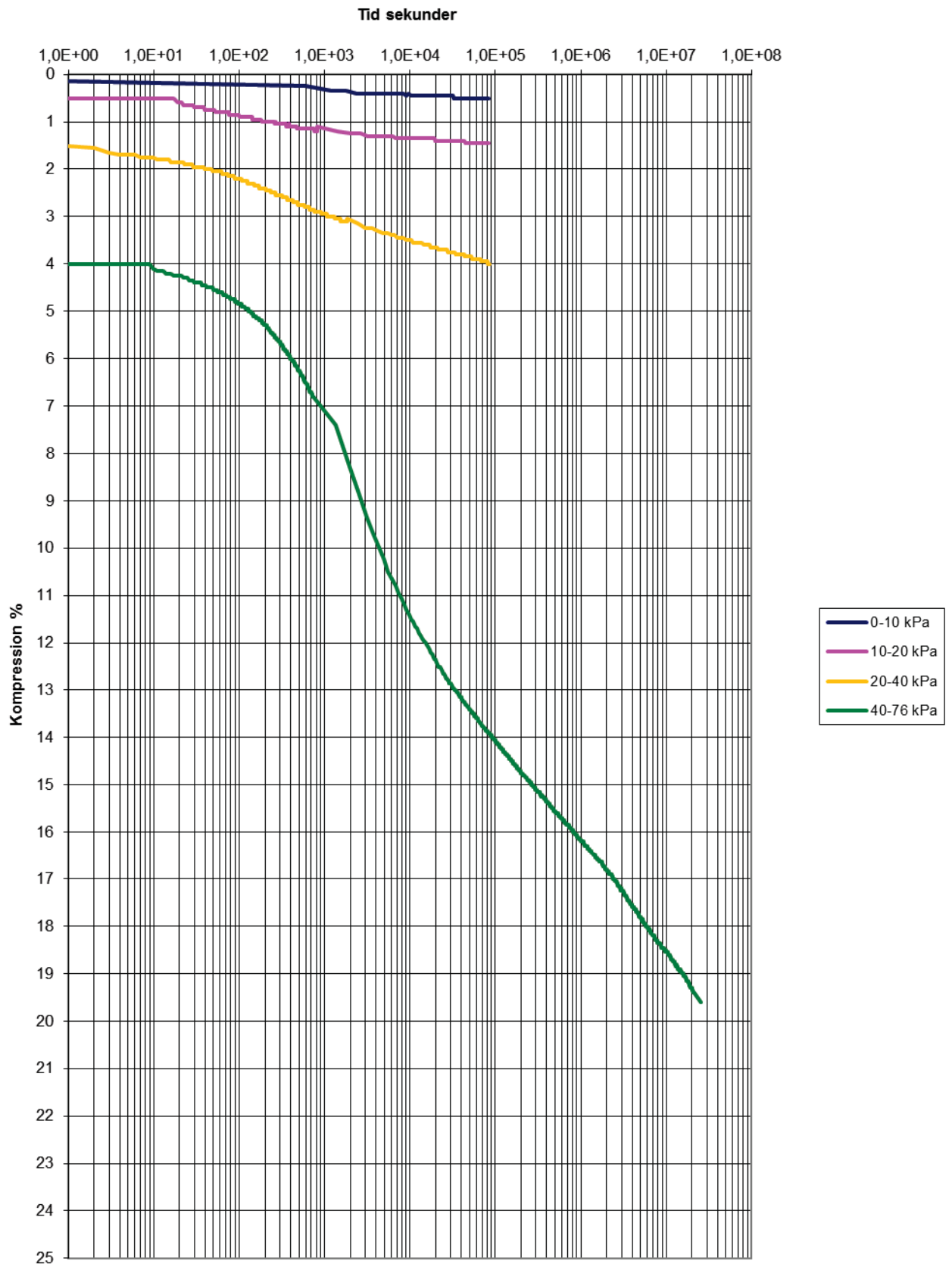
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 2 m



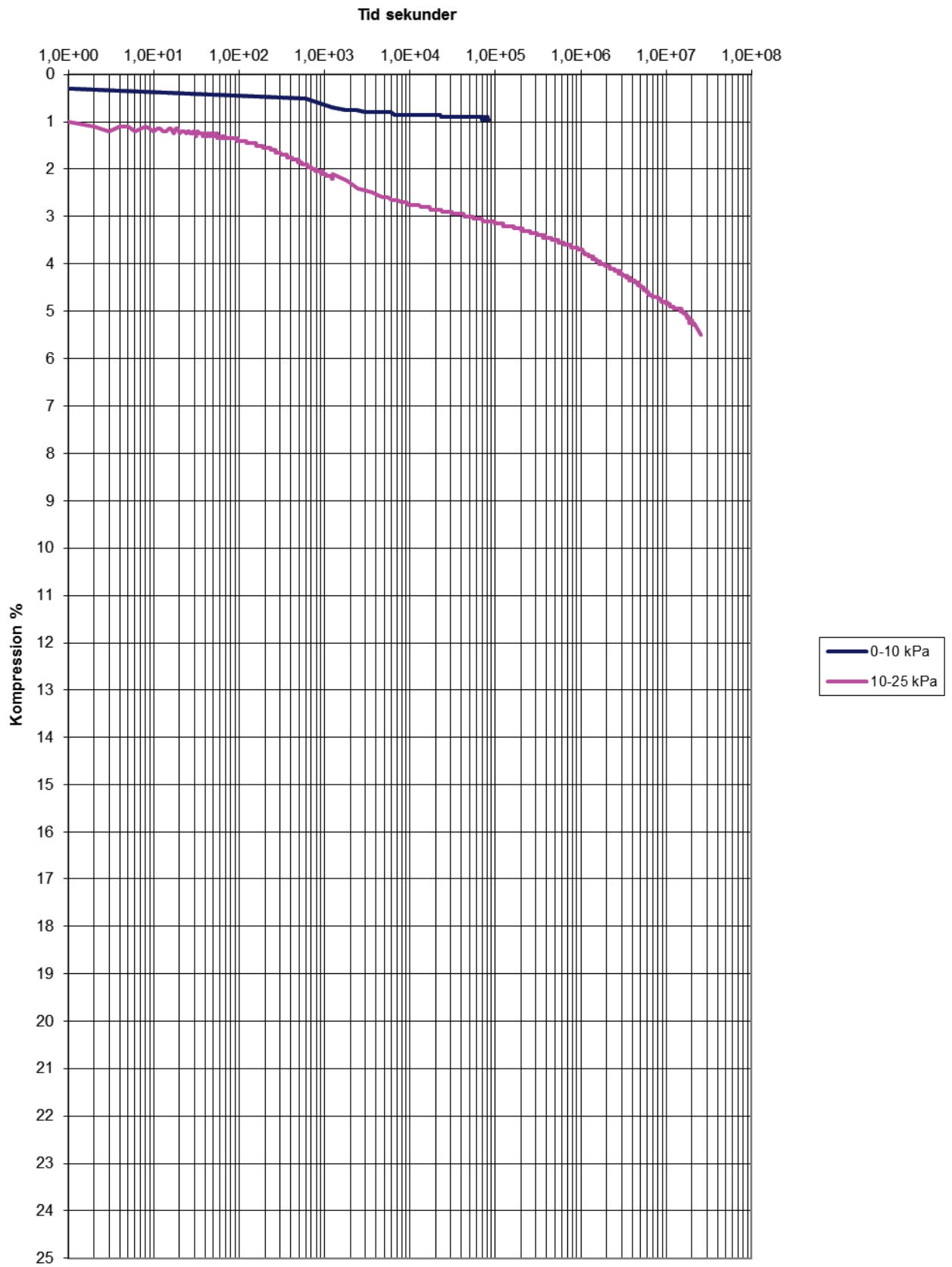
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 5 m



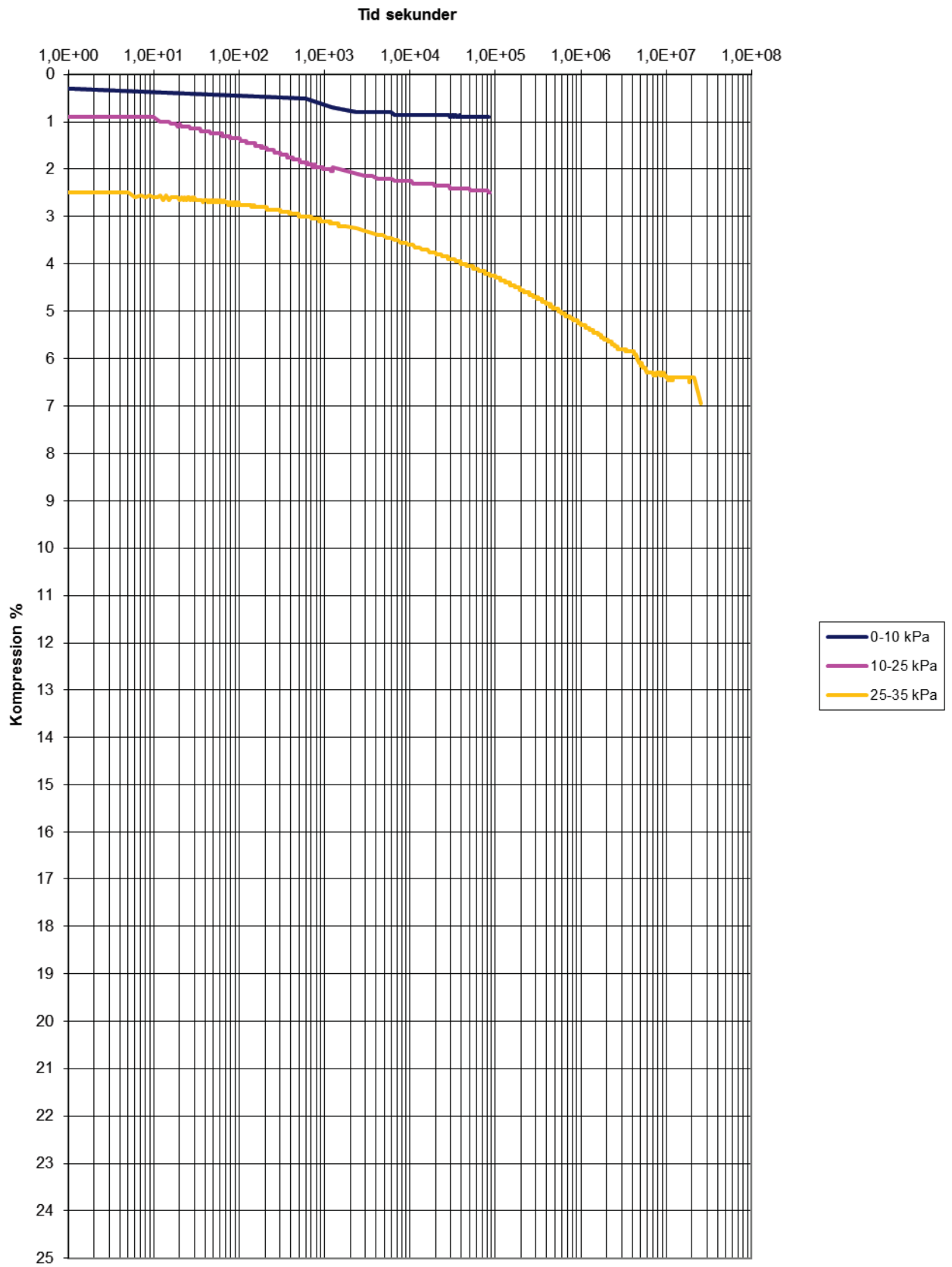
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 5 m



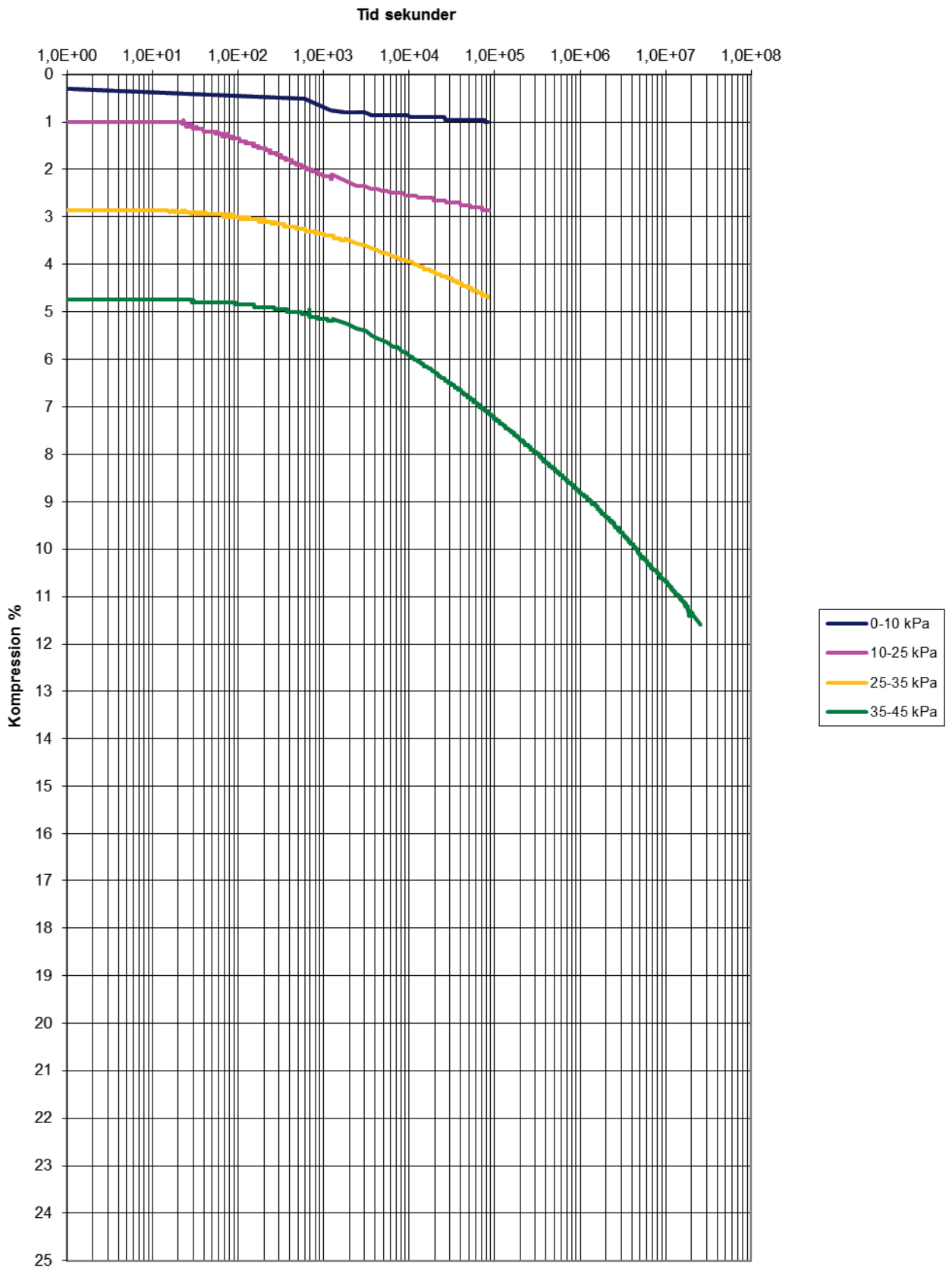
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 3 m



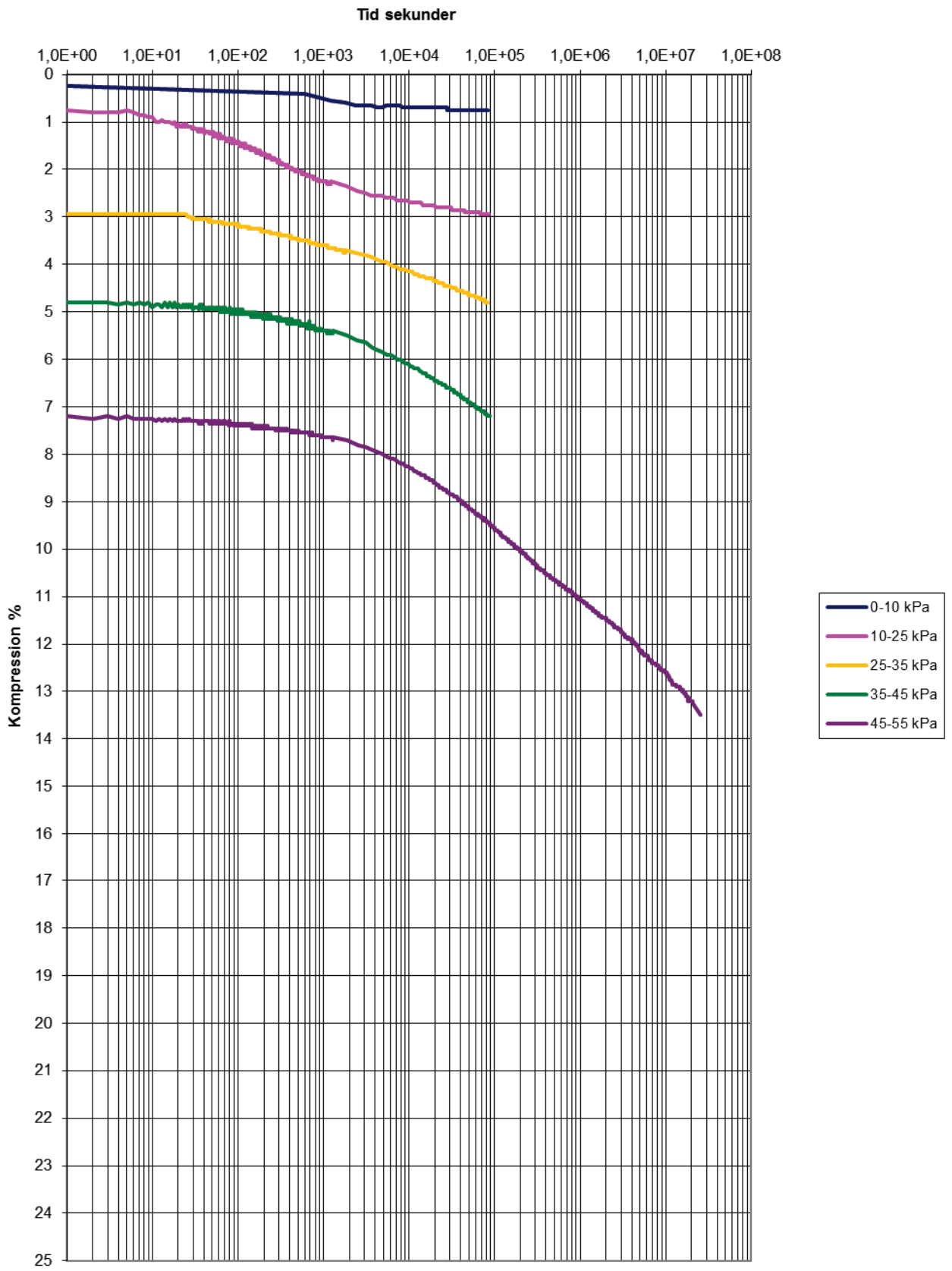
Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 3 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 3 m



Stegvisa Ödometerförsök  
SGI 46, djup 3 m

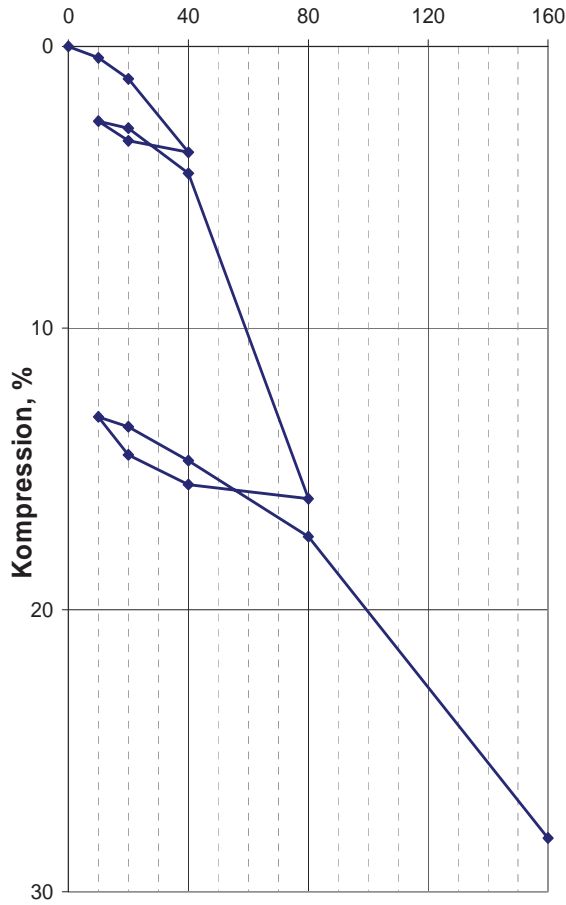




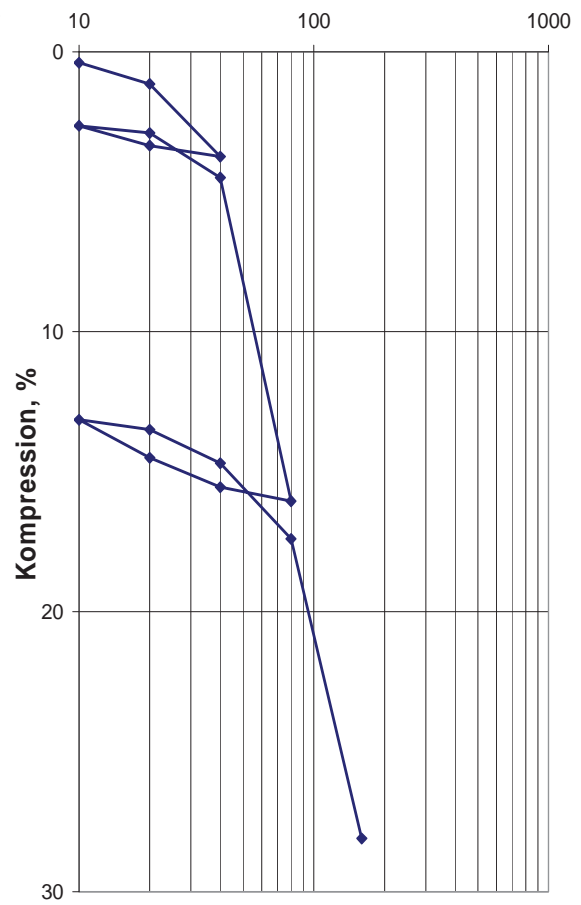
## **Bilaga 4 – Av- och pålastningsförsök utförda i ödometerutrustning**



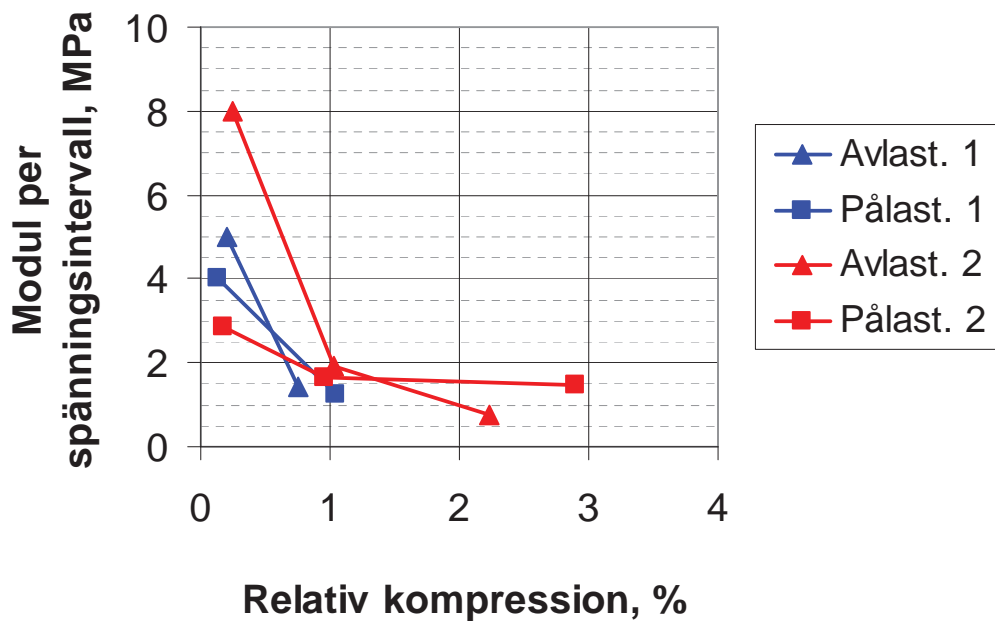
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 45, djup 5 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



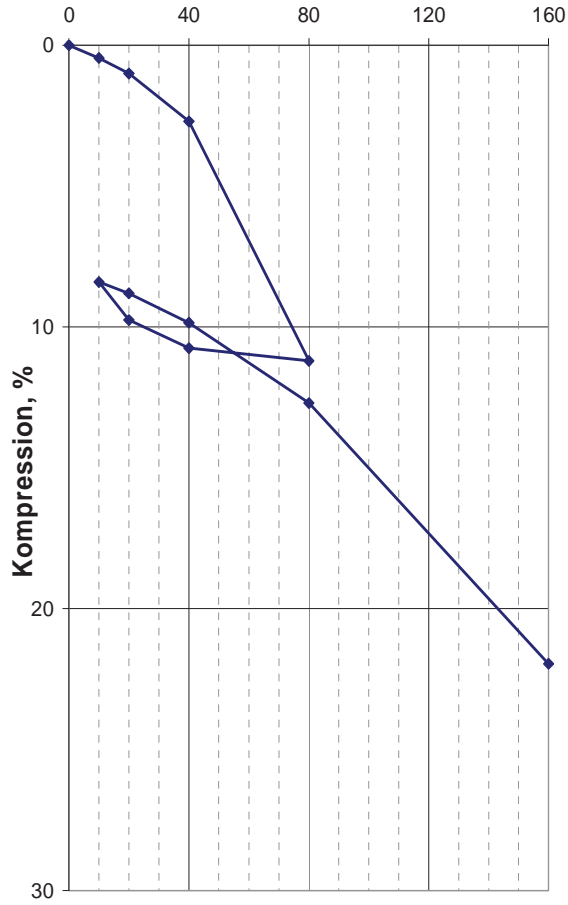
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 45, djup 5 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



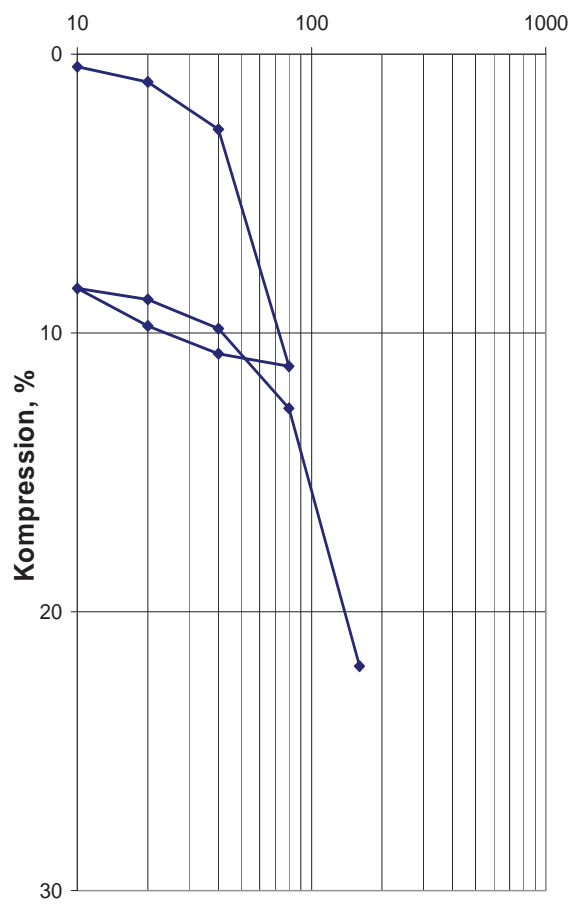
Av- och pålastningsförsök, bh SGI 45,  
djup 5 m



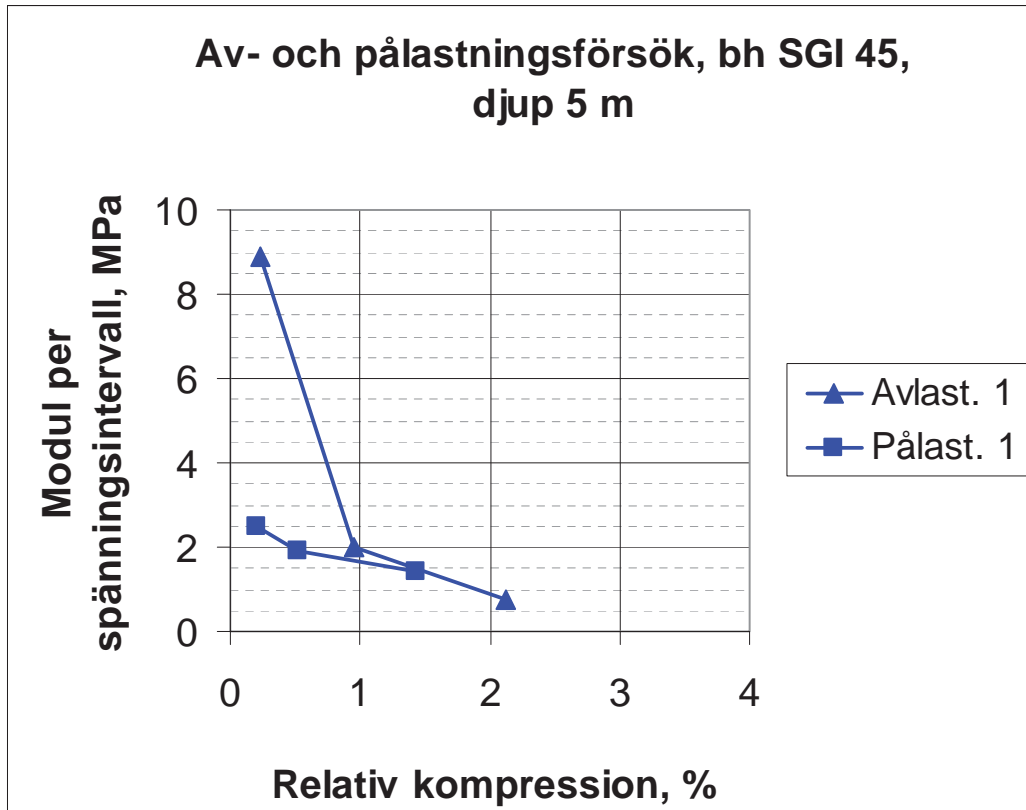
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 45, djup 5 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



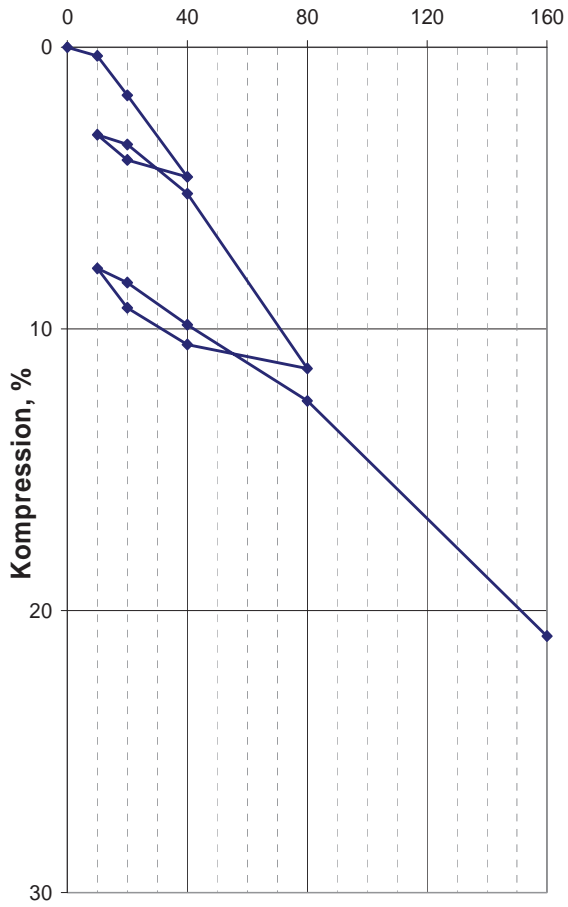
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 45, djup 5 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



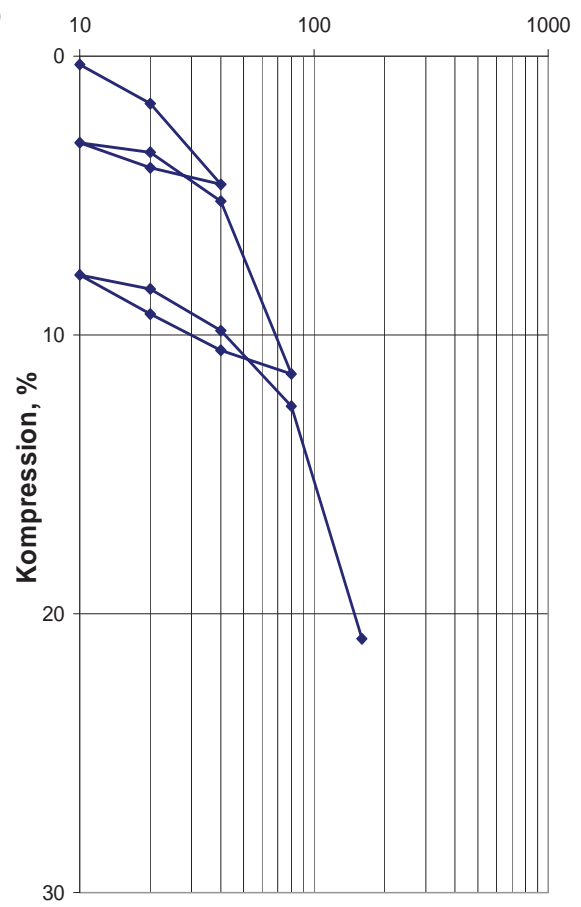
Av- och pålastningsförsök, bh SGI 45,  
djup 5 m



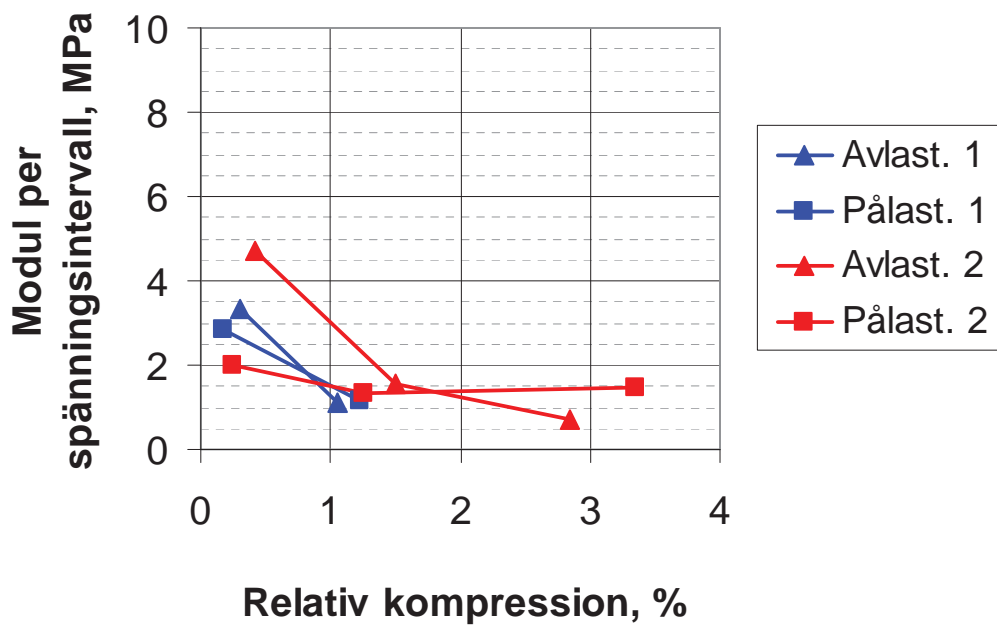
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 45, djup 7 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



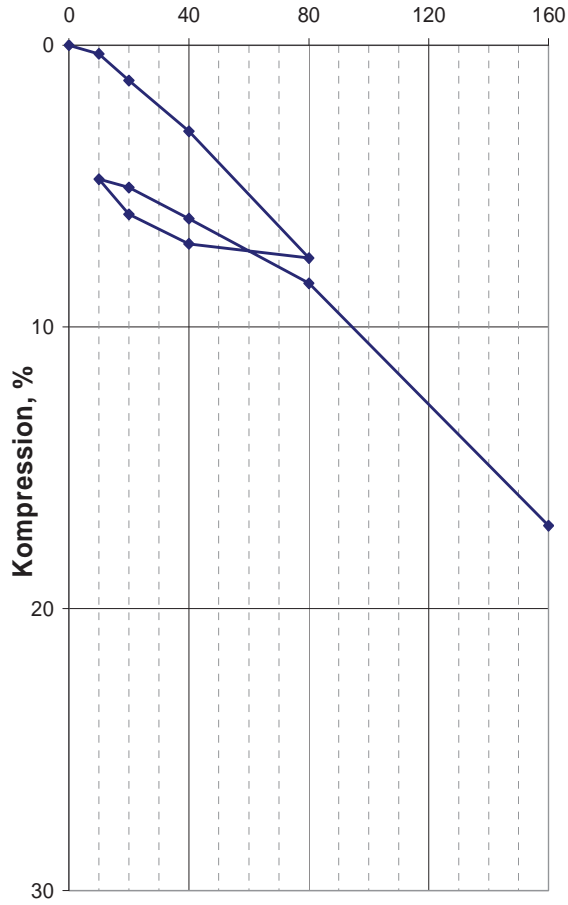
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 45, djup 7 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



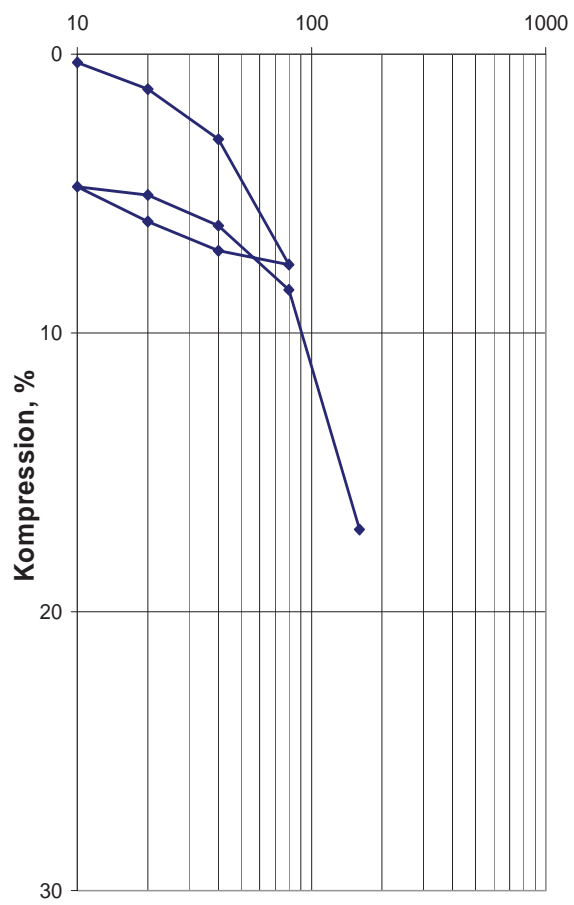
Av- och pålastningsförsök, bh SGI 45,  
djup 7 m



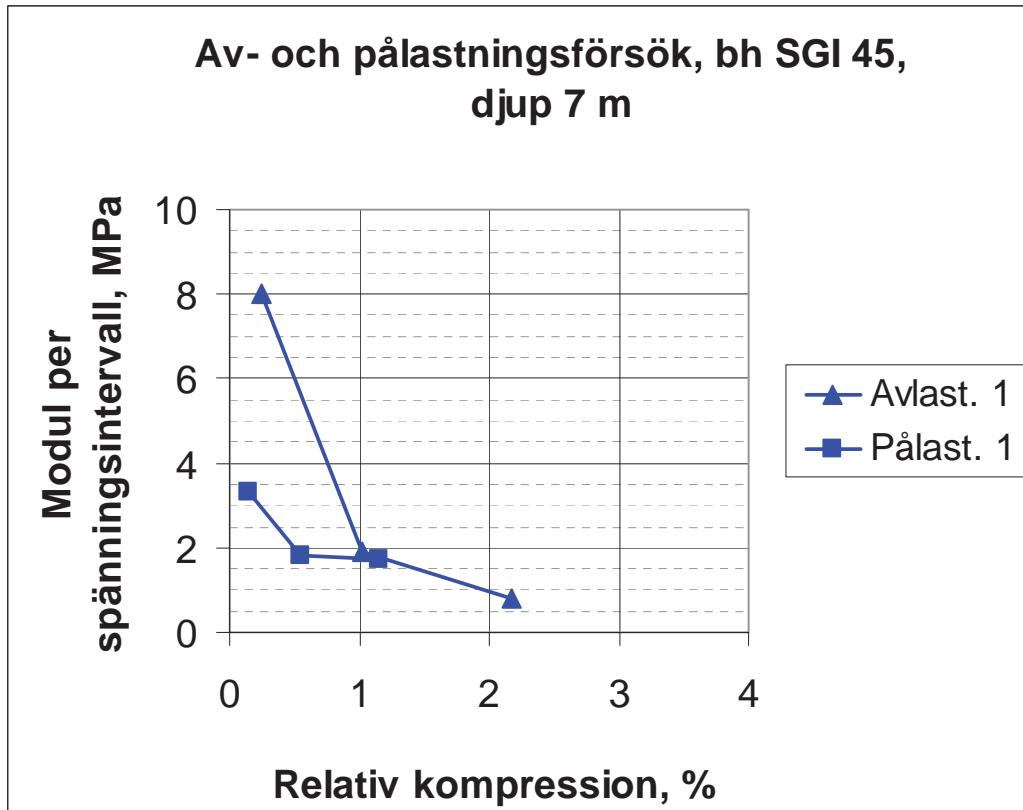
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 45, djup 7 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



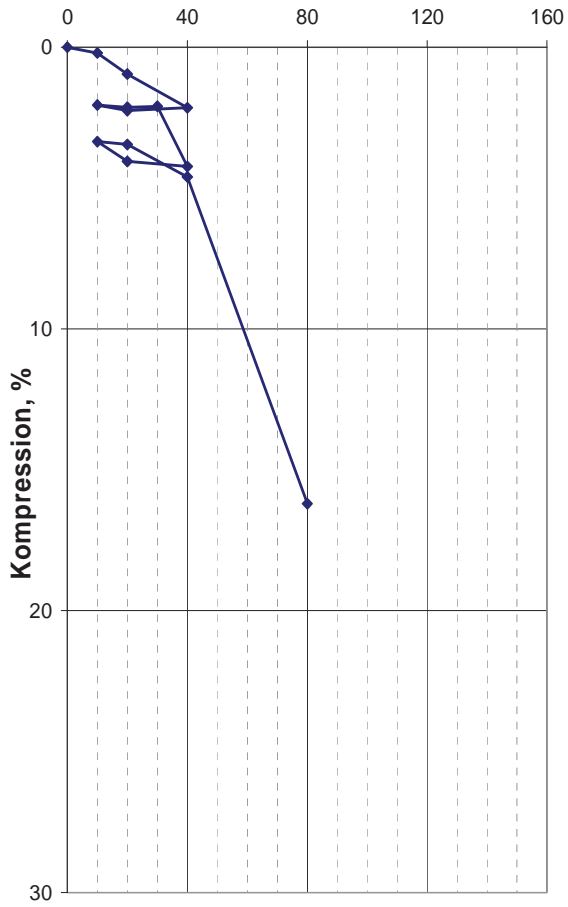
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 45, djup 7 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



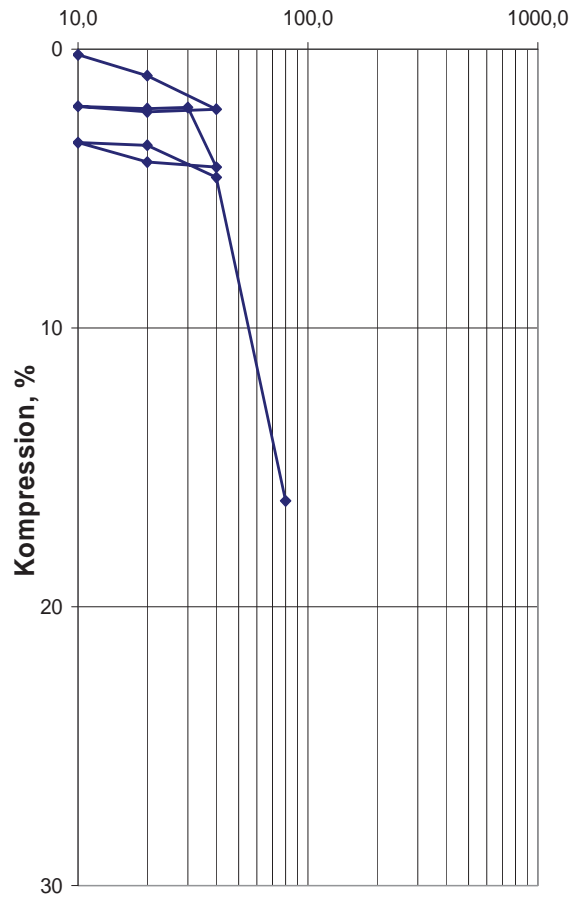
Av- och pålastningsförsök, bh SGI 45,  
djup 7 m



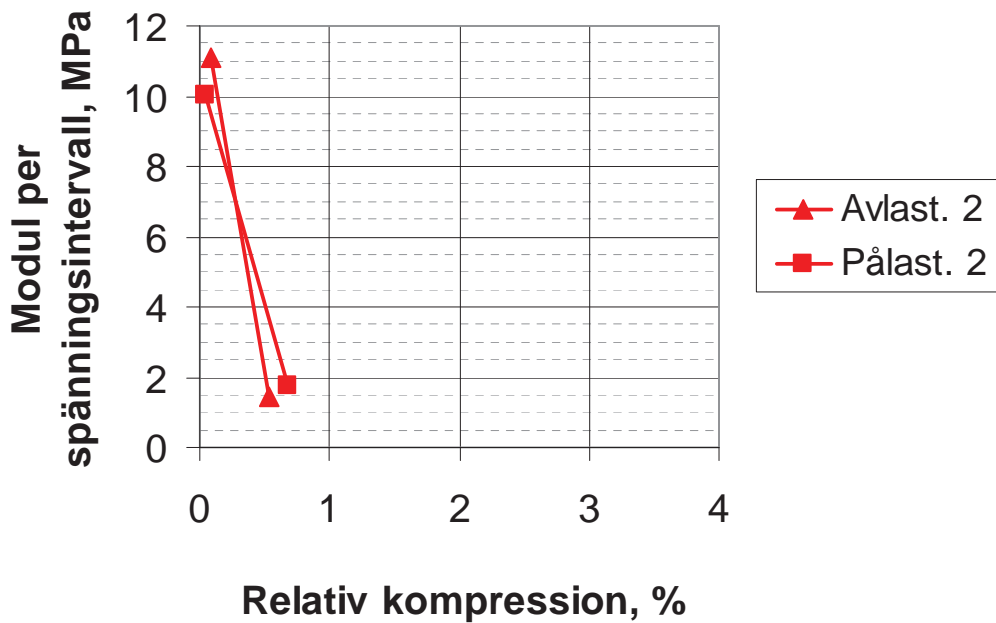
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 46, djup 2 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



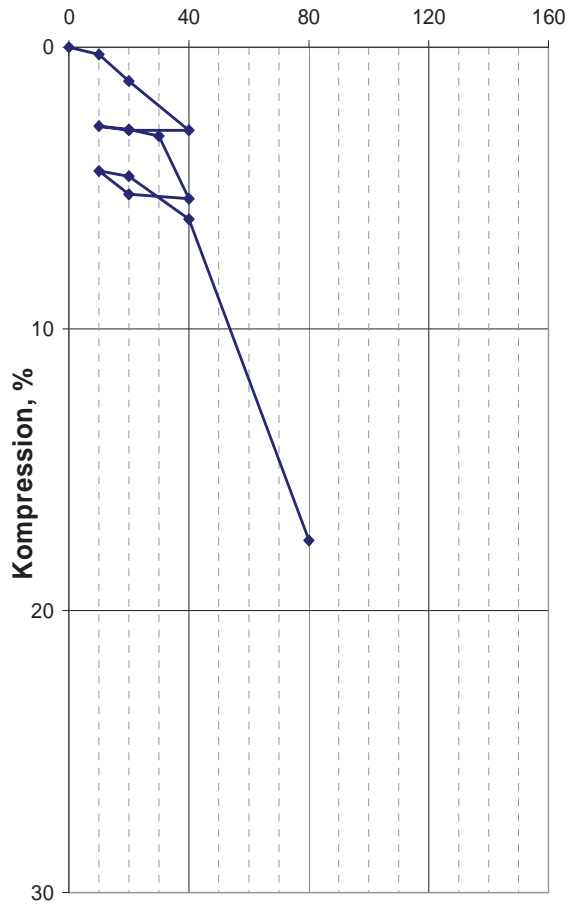
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 46, djup 2 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



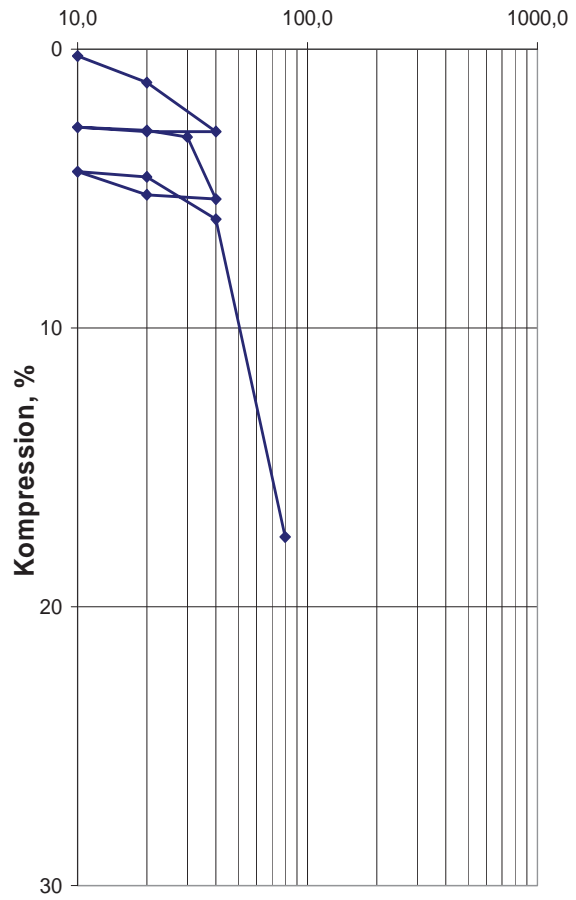
Av- och pålastningsförsök, bh SGI 46,  
djup 2 m



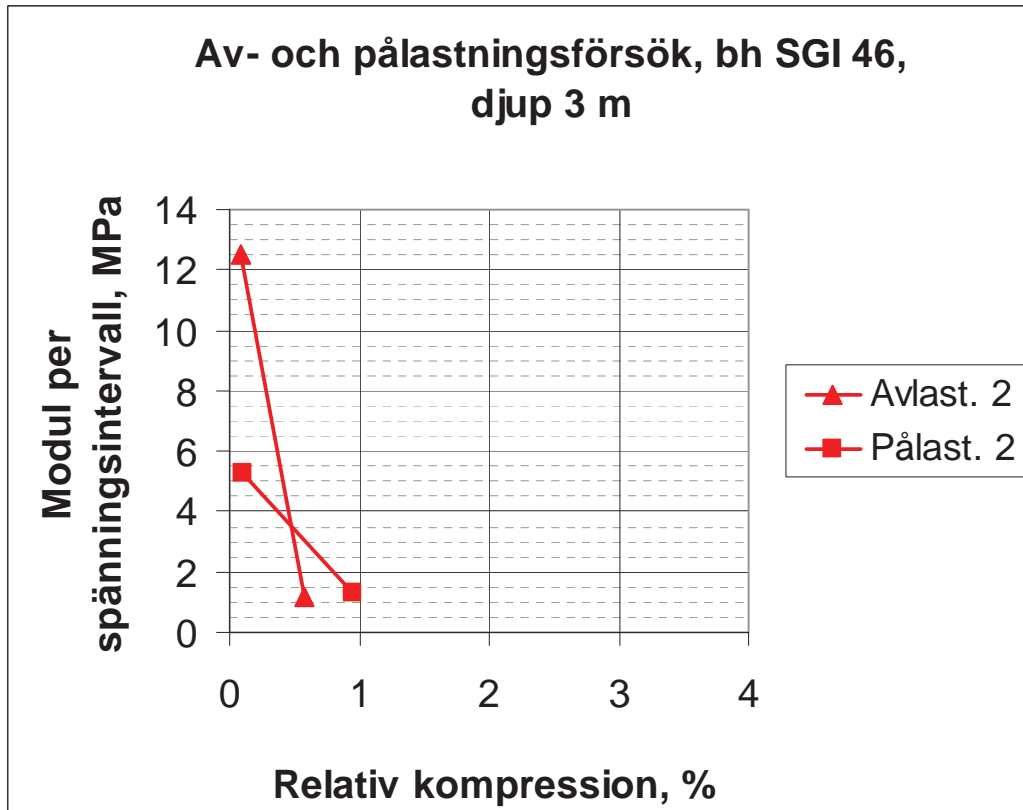
Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 46, djup 3 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



Av- och pålastningsförsök  
bh SGI 46, djup 3 m  
Effektivspänning,  $\sigma'_v$ , kPa



Av- och pålastningsförsök, bh SGI 46,  
djup 3 m





## **Bilaga 5 – Permeabilitetsförsök.**



### Mätdatum

