



GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2017

Knäck koden

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

© 2017 Svenska Geotekniska Föreningen samt respektive författare

Sättning: Omnium AB – www.omnium.se

FÖRORD

Knäck koden! är temat för den 38:e Grundläggningdagen som arrangeras den 16 mars på Älvsjömessan, Stockholm. GD-kommittén har åter lyckats skapa ett varierat och intressant program, som finns summerat i artiklar och inlägg i GD-publikationen som du just nu läser. Kanske i klassiskt pappersformat eller digital i GD-appen.

Formatet för Grundläggningdagen är samma som de senaste åren och även i år så har du GD-appen som hjälp för att hitta rätt bland programpunkterna. En inledande och avslutande session med föredrag som handlar om Trubbel och Stora dimensioner (med ännu mera trubbel...). Före och efter lunch blir det **parallella sessioner** där FoU sessionerna BL och AL går parallellt med sessionerna som har temat Ung i branschen respektive Knäck Koden. Det blir en dag där osäkerheter, branschkurage, råd, juridiska spörsmål, nya forskningsrön blandas med praktiska erfarenheter från verkligheten. Ett program där det finns intressanta idéer för alla.

Varje år blir vi lika glada över att se det imponerande startfält som presenteras när Bästa examensarbete ska utses, och förhoppningsvis lyckas vi även i år kora en vinnare bland de nominerade bidragen. Under morgonpasset kommer vi få veta vem som får både SGFs pris för **Bästa examensarbete** och Svensk Grundläggning och Pålkommisionens **Guldpåle**. Dessutom delas **Sven Hansbos pris** ut, ett pris som instiftades vid GD 2015, frågan är vem som uppfyller kriterierna och går i Svens fotspår? Framåt kvällen denna dag, så kommer även **Rolf Brinks pris** att delas ut. Det är med stor glädje vi på detta sätt kan uppmärksamma några av de många kompetenta kollegor som berikar branschen.

En viktig del av GD är **Utställningen!** Det vore inte samma sak utan våra utställare som gör det möjligt för oss att mingla bland montrar, träffa kollegor, tittar på nyheter och direkt diskutera med representanter från de olika företagen. Dagen-innan-GD med mini-kurser, är även det snart en tradition. En dag där du får möjlighet att få nyheter/kunskap serverat i lagom portioner, följt av mingel, föredrag från våra examensarbetare och möjlighet att påverka SGF vid föreningsstämman.

SGF vill tacka alla föredragshållare, medförfattare och utställare för ert engagemang och bidrag till att göra GD 2017 till en höjdpunkt för Geoteknikbranschen.



Till sist, men inte minst, riktar vi ett stort tack till GD-kommittén och In Situ för ett mycket gott arbete och ert stora engagemang, som ännu en gång skapat förutsättningar för en väl genomförd Grundläggningdag.

Svenska Geotekniska Föreningen
Gunilla Franzén
ordförande

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2017	6
TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2017	10
GD KOMMITTÉN.	14
GAMLESTADENS RESECENTRUM.	17
<i>Nicholas Lusack, Sigma Civil AB, Paul Doherty, Gavin & Doherty Geosolutions</i>	
TAR BYGGHERRAR GEOTEKNISKA RISKER PÅ ALLVAR?.....	31
<i>Stefan Larsson, KTH, Johan Spross, KTH, William Bjureland, KTH/Skanska, Razvan Ignat, KTH/Skanska</i>	
F_c , EN SÄKERHETSFAKTOR - NYA RÅN OCH RÖN	43
<i>Göran Sällfors, och Rolf Larsson, Geoforce/SGI</i>	
JB-2 MED SÄNKHAMMARBORRNING - PÅ STORA DJUP I SALTSJÖN	59
<i>Jonatan Brattberg, WSP Sverige</i>	
SOM MAN BÄDDAR FÅR MAN LIGGA - TUNGA MASKINER PÅ LÖS LERA MED FOKUS PÅ PÅLKRRANAR	75
<i>Fredrik Dahlgren och Torbjörn Edstam, Skanska Sverige AB</i>	
ERFARENHETER FRÅN UTFÖRANDET AV EN 28 M DJUP SEKANTPÅLEVÄGG	89
<i>Josefin Ogeman, Geovita, Frode Oset, Vegdirektoratet</i>	
DJUPSTABILISERING MED KALK-CEMENT PELARSKIVOR FÖR FÖRSTÄRKNING AV DJUPA SCHAKTER	101
<i>Razvan Ignat, KTH/Skanska, Sadek Baker, Skanska, Sven Liedberg, Skanska, Stefan Larsson, KTH</i>	
MÖJLIGHETER ATT MINSKA STABILITETSRISKER I RAVINER OCH SLÄNTER VID SKOGSBRUK OCH MARKEXPLOATERING	117
<i>Karin Lundström, SGI, Anja Lomander, Skogsstyrelsen, Mattias Andersson, SGI</i>	
GEOFYSISK KARTLÄGGNING AV SEDIMENTDJUP OCH STRUKTURER I BERG UNDER VATTEN	129
<i>Torleif Dahlin, LTH, Roger Wisén, Ramböll/LTH</i>	

BRANSCHKURAGE	143
<i>Fredrik Asklund, Züblin, Mikael Creütz, Golder, Linda Hafslund, WSP</i>	
ÄR DU SÄKER?	151
<i>Mats Svensson, Tyréns AB</i>	
NYA SPONTHANDBOKEN.	165
<i>Anders Kullingsjö, Skanska Sverige AB, och Arbetsgruppen för nya sponthandboken (Pålkommisionen)</i>	
FLOATING THERMAL PILES IN SOFT SENSITIVE CLAYS	181
<i>Anders Bergström, Chalmers University of Technology/NCC teknik Saqib Javed och Jelke Dijkstra, Chalmers University of Technology</i>	
THE LARGE SCALE SHEARING TESTS ON A ROCKFILL MATERIAL	193
<i>Qi Jia, Jan Laue, Ingvar Ekström, Magnus Ljungren och Carl-Anders Andersson, LTU</i>	
AKUSTISK JORD-BERGSONDERING	207
<i>K. Rainer Massarsch, Geo Risk & Vibration Scandinavia AB, Carl Wersäll, KTH</i>	
STOCKHOLM NORVIK HAMN	229
<i>Håkan Eriksson och Sölve Hov, Geomind</i>	
KIRUNAS STADSFLYTT UR ETT GEOTEKNISKT PERSPEKTIV	233
<i>Tobias Sundqvist och Eric Carlsson, Tyréns</i>	
TRUBBEL - LITE PERSPEKTIV PÅ HALLANDSÅSPROJEKTET	249
<i>Robert Sturk, Skanska Sverige AB</i>	
ON LONG TERM BEHAVIOUR OF OVERLAPPING PILE FOUNDATIONS	259
<i>Andreas Flyckt och Robin Rohwer Bokvist, Chalmers Tekniska Högskola</i>	
INFLUENCE OF STRAIN RATE IN CRS TESTS	261
<i>Daniëlle Holm, Kungliga Tekniska Högskolan</i>	
NUMERISK SIMULERING AV SÄTTNINGAR OCH PORTRYCK FÖR EN PROVBANK PÅ SULFIDJORD.	263
<i>Ibrahim Al-Zubaidi, Luleå Tekniska Universitet</i>	
UTVÄRDERING AV VIDHÄFTNING VID ANVÄNDANDE AV IN-SITU-GJUTEN BETONG SOM STÄMP I LERSCHAKT	267
<i>Mylena Anderberg och Isabella Andersson, Lunds Universitet</i>	

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2017

08:00 REGISTRERING & KAFFE - utställningen öppnar

09:00 INLEDNING - GD-kommittén

09:10 PASS 1: (STORA SALEN)
TRUBBEL

Gamlestadens Resecentrum

*Nicholas Lusack,
Sigma Civil AB,
Paul Doherty,
Gavin & Doherty
Geosolutions*

Tar byggherrar geotekniska risker på allvar?

*Stefan Larsson &
Johan Spross, KTH*

F - en SäkerHetsFaktor

- Nya Rön o Rån
Göran Sällfors, Geoforce



10:10 TRE PRISUTDELNINGAR

- ☒ **SGFs pris för bästa examensarbete**
SGFs ordförande delar ut priset
- ☒ **GULDPÅLEN till ÅRETS GRUNDLÄGGARE**
Svensk Grundläggning och Pålkommissionen delar traditionsenligt ut priset
- ☒ **Sven Hansbos pris**
SGFs ordförande delar ut priset

10:30 KAFFEPAUS

samt tid att besöka
utställningen och knyta kontakter

11:10 PASS 2A: (STORA SALEN)
UNG I BRANSCHEN

Jb2 med sänkhammarborrning
- på stora djup i Saltsjön
Jonatan Brattberg, WSP

Pålkranar som välter
- som man bäddar får man ligga
Fredrik Dahlgren, Skanska

Erfarenheter från utförandet
av en 28 m djup sekantpålevägg
Josefin Ogeman, Geovita

11:10 PASS 2B: (LILLA SALEN)
FoU - BL

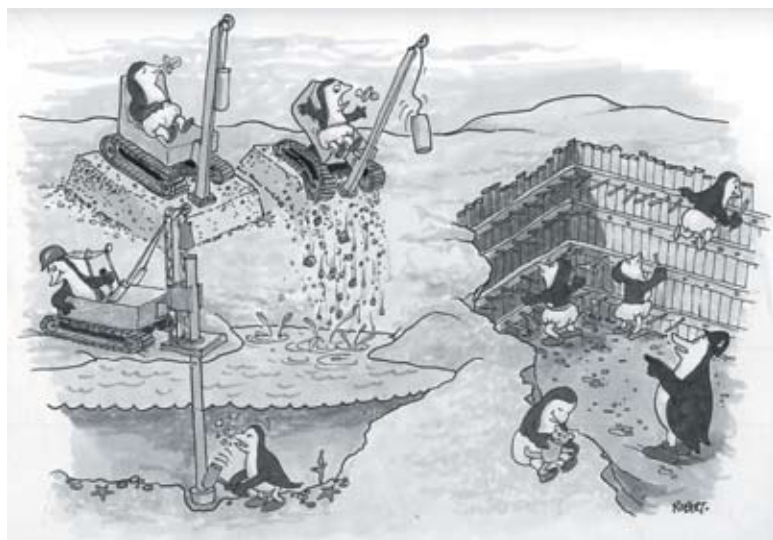
Djupstabilisering med KC-skivor
för förstärkning av djupa schakter
Razvan Ignat, KTH/Skanska

Möjligheter att minska stabilitetsrisker i raviner
och slänter vid skogsbruk och exploatering
Karin Lundström, SGI/Skogsstyrelsen

Geofysisk kartläggning av sedimentdjup
och strukturer i berg under vatten
Torleif Dahlin,
LTH

12:15 LUNCHPAUS
samt tid att
besöka
utställningen
och knyta
kontakter

>>



>>

13:25 PASS 3A: (STORA SALEN)
KNÄCK KODEN

Branschkurage

Fredrik Asklund, Züblin, Linda Hafslund, WSP

Är du säker på geomodellen?

Mats Svensson, Tyréns

Nya sponthandboken

*Anders Kullingsjö, Skanska/Arbetsgruppen
för nya sponthandboken (Påkommissionen)*



13:25 PASS 3B: (LILLA SALEN)
FoU - AL

Energipålar - Ett fältförsök

Anders Bergström, CTH/NCC

**Large scale shearing tests on a rockfill material
from Turkey**

Qi Jia, LTU

Akustisk jord- och bergsondering

*Rainer Massarsch, Geo Risk & Vibration Scandinavia AB
Carl Wersäll, KTH*

14:30 KAFFEPAUS

samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter

15:15 PASS 4: (STORA SALEN)

STORA DIMENSIONER (och ännu mera trubbel...)

Stockholm Norviks Hamn

Håkan Eriksson & Sölve Hov, Geomind

Kirunas stadsflytt ur ett geotekniskt perspektiv

Eric Carlsson & Tobias Sundqvist, Tyréns

Är trubbel bara hopplöst och jobbigt?

- reflektioner över en färdig Hallandsåstunnel

Robert Sturk, Skanska



16:25 AVSLUTNING

SGFs ordförande

19:00 GD-MIDDAG

Middag med förstklassig underhållning
på Grand Hôtel i Stockholm
(*föranmälan krävs*)

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2017



PASS 1: TRUBBEL

Nicholas Lusack

Geosigma
076 104 06 39
nicholas.lusack@geosigma.se



PASS 1: TRUBBEL

Paul Doherty

Gavin and Doherty Geosolutions



PASS 1: TRUBBEL

Stefan Larsson

KTH
08 790 60 16
stefan.larsson@byv.kth.se



PASS 1: TRUBBEL

Johan Spross

KTH
08 790 86 83
johan.spross@byv.kth.se



PASS 1: TRUBBEL

Göran Sällfors

Geoforce
070 842 07 20
goran.sallfors@chalmers.se



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN

Jonatan Brattberg

WSP
010 722 95 68
jonatan.brattberg@wspgroup.se



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN

Fredrik Dahlgren

Skanska

010 449 11 45

fredrik.dahlgren@skanska.se



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN

Josefin Ogeman

Statens vegvesen

00 47 900 759 56

josefin.ogeman@vegvesen.no



PASS 2B: FoU - BL

Razvan Ignat

KTH/Skanska

010 448 03 78

razvan.ignat@skanska.se



PASS 2B: FoU - BL

Karin Lundström

SIG

070 973 01 23

karin.lundstrom@swedgeo.se



PASS 2B: FoU - BL

Torleif Dahlin

LTH

022 296 58

torleif.dahlin@tg.ltu.se



PASS 3A: KNÄCK KODEN

Fredrik Asklund

Züblin

070 641 88 22

fredrik.asklund@zublin.se





PASS 3A: KNÄCK KODEN

Linda Hafslund

WSP

010 722 84 02

Linda.hafslund@wspgroup.se



PASS 3A: KNÄCK KODEN

Mats Svensson

Tyréns

073 049 78 20

mats.svensson@tyrens.se



PASS 3A: KNÄCK KODEN

Anders Kullingsjö

Skanska

070 398 32 72

anders.kullingsjo@skanska.se



PASS 3B: FoU - AL

Anders Bergström

CTH/NCC

070 298 67 02

anders.bergstrom@chalmers.se



PASS 3B: FoU - AL

Qi Jia

LTU

0920 49 31 08

qi.jia@ltu.se



PASS 3B: FoU - AL

Rainer Massarsch

Geo Risk & Vibration Scandinavia

070 728 66 63

rainer.massarsch@georisk.se



PASS 3B: FoU - AL

Carl Wersäll

KTH

070 716 90 37

carl.wersall@byv.kth.se



PASS 4: STORA DIMENSIONER (OCH ÄNNU MERA TRUBBEL...)

Håkan Eriksson

Geomind

070 556 04 11

hakan.eriksson@geomind.se



PASS 4: STORA DIMENSIONER (OCH ÄNNU MERA TRUBBEL...)

Sölve Hov

Geomind

070 240 29 05

Solve.hov@geomind.se



PASS 4: STORA DIMENSIONER (OCH ÄNNU MERA TRUBBEL...)

Eric Carlsson

Tyréns

070 307 11 90

eric.carlsson@tyrens.se



PASS 4: STORA DIMENSIONER (OCH ÄNNU MERA TRUBBEL...)

Tobias Sundqvist

Tyréns

010 452 29 38

tobias.sundqvist@tyrens.se



PASS 4: STORA DIMENSIONER (OCH ÄNNU MERA TRUBBEL...)

Robert Sturk

Skanska

010 448 44 96

robert.sturk@skanska.se



GD-kommittén inom SGF

har som uppgift att planera och genomföra GD årligen.
Nu genomförd 37 gånger sedan 1978.

GD-KOMMITTÉN 2016/2017



Anders Kullingsjö

Skanska

Johan på Gårdas gata 5, 405 18 Göteborg

010 448 42 25

anders.kullingsjo@skanska.se



Pia Larch

Amiqa

Färjestadsvägen 18, 168 51 Bromma

070 774 40 55

pia@amiqa.se



Jonas Edin

ÅF

Box 712, 856 33 Sundsvall

010 505 24 33

jonas.edin@afconsult.com



Anders Prästings

KTH/Tyréns

Tyréns AB, Sturegatan 4, 784 31 Borlänge

073 061 33 90

anders.praستings@byv.kth.se

GAMLESTADENS RESECENTRUM

***Nicholas Lusack, Sigma Civil AB &
Paul Doherty, Gavin & Doherty Geosolutions***

Summary

In May 2015, Serneke commissioned Sigma Civil as geotechnical design engineers for a construction project in Gothenburg. The objects consisting of 3 buildings, ranging between 5 and 18 stories, were to be built on a triangular shaped property surrounded by dual tramlines on each side and a dual train line just west of the western tramline. All tracks were with overhead lines and traffic was supposed to run along the structural works. Two underground levels were to be built below the complete triangular shaped property. Sigma's role included geotechnical advisory concerning excavations and piling works.

The developer of the site is Platzer AB who commissioned Serneke for a design and build contract. The buildings are mainly purposed for a travelling centre and mainly office spaces, interlinking Trains, trams and buses. Thus, making this spot the new public travelling hub, interlinking the eastern parts of Gothenburg.

Planning of the piling works were preceded with technical reviews performed by the public Trafikkontoret, commissioned by the municipality of Gothenburg. Neighbouring contractor works by Trafikkontoret included new dual tram tracks on 2 of the 3 sides of the triangular shaped property. The third side of the property was built prior to present construction phase. All tramlines around the property were designed as bridge or piled deck structures. The dual train line consists of a station on a piled bridge structure. Hence, there were big risks concerning conflicts between the different piled structures for tram, train and new office buildings.

Ground conditions are very typical for the area consisting of made ground, clay on cohesionless and granular soil followed by bedrock. The soil parameters are relatively favourable with a generally constant shear strength around 20 kPa for the dominating clay layer. The ground water is divided into two different phreatic levels. One surface level, which is predominantly regulated by the nearby stream Sävån just south of the site. The second phreatic level is measured in the granular soil with a slight artesian pressure.

It has not been investigated but believed that this artesian pressure is generated due to higher grounds around the site.

The main geotechnical challenge for this site remained within lateral soil displacement as a response to pile driving of precast, reinforced concrete piles with dimensions ranging from 235 mm to 350 mm in a rectangular shape. Hercules Grundläggning, a subsidiary belonging to the contractor NCC was commissioned the piling works. Equipment used included auger for pre auger to a maximum depth of 12 m. When analysing effects on soil displacement from the pile driving, pre-auguring was the main measure to prevent heave and lateral movements.

Initially Sigma was asked to analyse, predict soil displacements, and suggest measures to prevent damages on surrounding structures. All surrounding structures were founded on either bored steel piles or precast concrete piles. The Sagaseta method have previously been used in the area with relatively accurate results. Sigma initiated a series of Sagaseta calculations in order to predict soil displacements in a XYZ- direction. The method is time consuming and time constraints within the projects time plan suggested a more efficient approach for achieving an overall prediction around the whole area.

Sigma commissioned Gavin & Doherty to perform a 3-dimensional analysis by using Plaxis 3D. The analysis was based on site-specific background materials but also included bench marking from adjacent project experiences in the area of Gamlestaden [Skanska reference]. After successfully having achieved a model based on super pile groups including all 350 piles for the site a secondary phase was initiated generating probable effects on surrounding structures and their piled foundations. The models were reviewed by Trafikkontoret on behalf of Fastighetskontoret and it was finally concluded that a maximum lateral displacement of approximately 50 mm was to be expected for the most critical adjacent pile.

All loads on existing piled structures around the site are divided between structural and geotechnical loads. The naturally occurring settlements in the area generates negative cohesion on the piles, thus decreasing the load capacity for all structural loads. It was concluded between all parties that the negative cohesion is developed over a relatively long time span. Furthermore, adjacent piles are less exposed to negative cohesion due to the amount of piles in groups decreasing the actual load. It was agreed that 50 mm displacement in the piles would be a relevant limit for maximum lateral displacement.

In total 4 inclinometers were installed on site in order to monitor the soil displacements in the area. All structures were additionally monitored by surveying structural movements in XYZ- direction.

It can be concluded that the FEM analysis gave a very accurate result and actual maximum soil movements were recorded at 53,5 mm. This has ever since decreased since the effective stress has normalized a bit after finalizing the piling works. The only deviation from the analysis is that soil movements were recorded mainly in a northern direction. This is assumed the result of a major archaeological investigation pit approximately 20 m north of the construction site. All other sides of the site recorded movements far below 50 mm.

1 INTRODUCTION

Serneke Bygg AB was assigned as contractor for the project Gamlestaden resecentrum in 2014. Platzer Fastigheter AB is the property developer and main client for the object. The project is a part of a major scheme within the Master Plan named Gamlestads Torg Etapp 1. The contracting works for Serneke commenced in early 2016 including foundation works and other preparatory works on site. On all adjacent sides, joint projects were performed by the city of Gothenburg through Trafikkontoret and their contracting part Skanska. These works include tramlines on all 3 sides of Platzer's and Serneke's property for Gamlestaden resecentrum. Another contractor, Peab, has been assigned to build residential multi-storeyed buildings on the quayside between the southern tram tracks and Sävån.

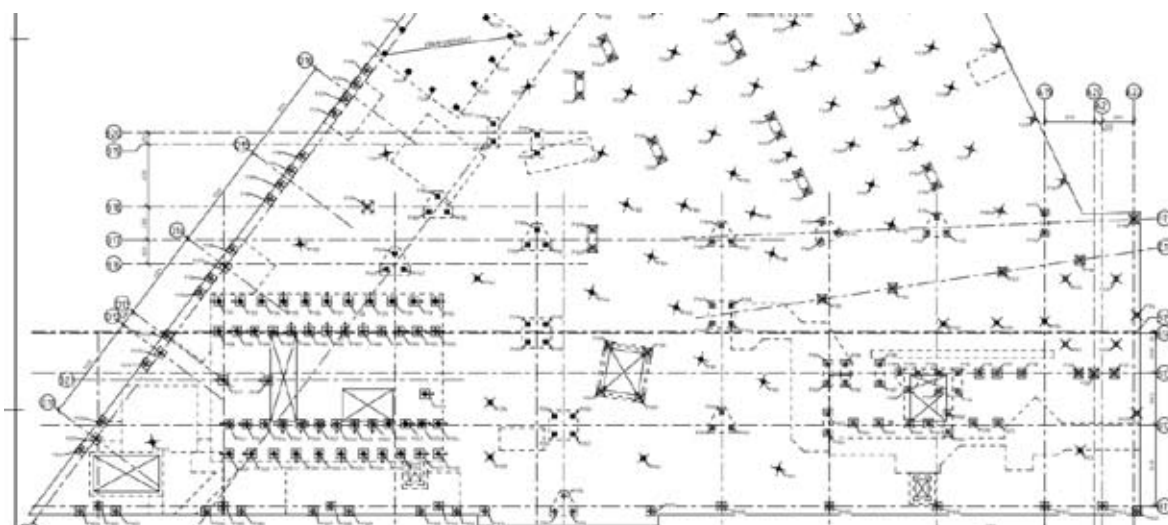
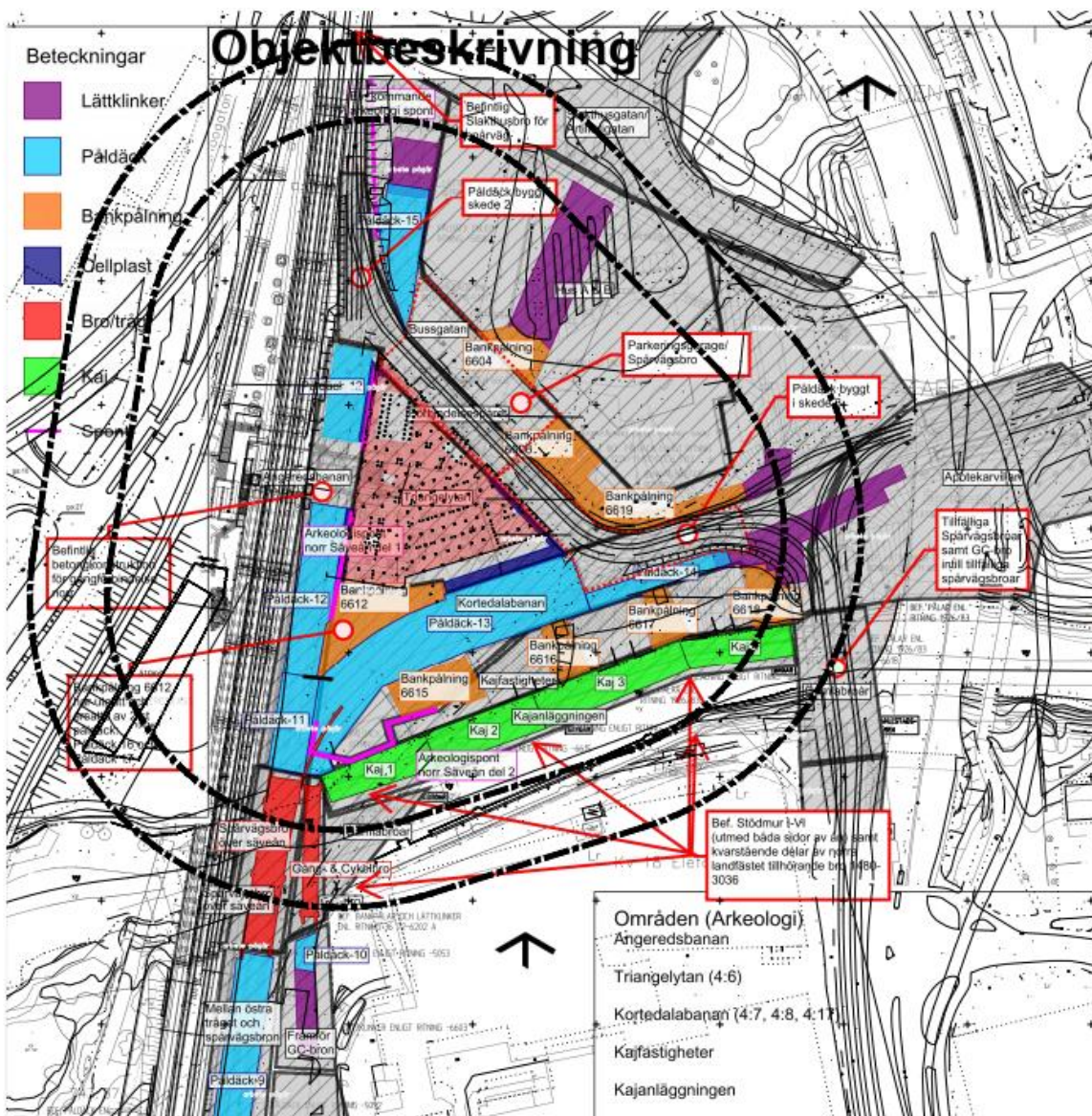


Figure 1 Site plan of foundation works

2 BACKGROUND AND SCOPE OF WORK

2.1 Introducing the object and its vicinity

As a starting point for calculations and assumptions for the design analysis previously used conditions was presented by Trafikkontoret including pile plans for adjacent structures. Existing geotechnical parameters were considered sufficient and no additional geotechnical investigation works were necessary for expected works and calculations. General ground conditions were presented in a GIR and Factual Report.



Figur 2 Overview of site with adjacent structures

Fastighetskontoret, representing the City of Gothenburg established geotechnical criteria prior to commencing the projects. The main document dealing with risk's and geotechnical concerns has been summarized in [1].

According to this document and other regulations in the Master plan, control program as well as an investigation for predicted movements and other impacts are mandatory prior to receiving consents for starting contracting works.

The main ambition with this control program is:

1. To assign all potential risks concerning impacts, within a relevant distance from the area, relating from any contracting works on the specific building site.
2. To assign contracting works in a planned specific order allowing for a clear track record between actions and reactions on site and in its nearest vicinity. Thus enforcing the possibility to relate i.e. possible ground movements to specific site actions.

As lateral soil displacement can cause major problems for existing structures, it was considered to be of major concern as how to avoid these soil movements. The main approach from the Municipality started with the choice of pile type and pile driving techniques. In order to achieve a consent for preferred pile type a study of expected soil displacements was to be performed in order to receive a starting permit for the works.

Each application for pile type and pile driving technique was presented for the contracting stakeholders within the affected area for the proposed works.

Previous experience in the area suggested the Sagasetta method to be a relevant method to predict soil displacement as well as the corresponding result from pre auguring.

Due to changes in the time schedules for the different works in the area, Serneke's site was surrounded by ongoing or finished works on all sides prior to the planned piling works. At the earlier design phases, piling was planned in an order allowing for lateral soil displacements in a southbound direction, allowing for most soil displacements to be developed away from existing structures. However, time constraints did not allow other works to be delayed. These new conditions raised concerns over the possibility of performing the proposed piling works with mainly driven precast reinforced concrete piles.

For this matter, the Municipality raised the level of control measures prior to performing any piling works. Rather than proofing each structures undisturbed position at soil surface level, the calculated predicted subsurface displacement for adjacent pile structures was included as a requirement prior to receiving consent for starting piling works. Concerns were raised over fatigue related issues for previously installed steel and concrete piles.

Due to the raised stakes including sub surface impact on existing piles it was concluded that a 3-dimensional approach was to prefer rather than relying on the time consuming 2- dimensional Sagasetta method.

2.2 Quality and norms

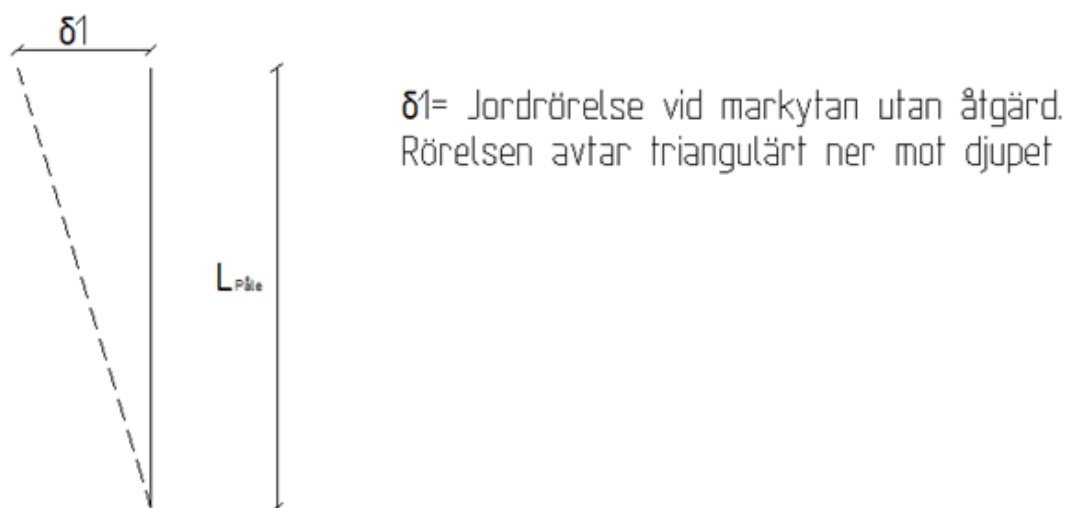
Since the foundation works were depending on a calculated prognosis they were relying on actual measurements in field during ongoing works. This instigated that the design approach allowing for the observation method within Eurocode was to prefer considering the outline for the design and performance of works on site. Experience from adjacent projects also supported this idea.

Previous control measures included inclinometer readings and surveying of all structures above ground in order to control for lateral displacements and potential heave. One pile just east of the triangular shaped site was installed with an integrated inclinometer to measure actual pile displacements. It was decided that for this project the prognosis for soil displacement would be based on theoretical interaction between soil and the corresponding movement in the piles. Therefore, inclinometers was decided as relevant reading instruments to measure the real outcome regarding soil movements. In total 4 inclinometers were installed to measure soil displacements within the site area.

2.3 The impact from lateral soil displacement on existing piles

In order to predict minimum distances whilst installing new piles close to existing ones the approach using the Sagasetta method in combination with a Plaxis 3D analysis proved to be useful. The Plaxis modelling is overall more consistent than the Sagasetta method but is unfortunately limited to simulate 1 pre augering per pile. The Sagasetta method can be compared to the Plaxis analysis and when a relevant correlation factor can be approximated between the two methods the Sagasetta complements Plaxis it since it is possible to add more than 1 pre augering per pile. Hence the effect from multiple pre augering simulations per pile can somewhat be roughly estimated. The Sagasetta methods accuracy is also limited to the fact that it simulates a linear

relationship where the effect from the pre augering is 0 at the bottom of the excavated depth until it reaches its maximum at the surface. The maximum value for each simulated pre augering is equivalent to the pre augering diameter.



Figur 3 Sagaseta for simulating effect from pre augering

Completing the overall Plaxis modelling with Sagaseta calculations enhanced the production planning in the project as to estimate the needed amount of pre augering within the site area. In addition, both methods would indicate the locations where pre augering would be more useful as to prevent soil displacements in certain directions.

This approach describes the initial methodology to secure structures from heave and lateral displacements on the surface level. The next phase would include simulating and determining limits for soil displacement sub surface as to avoid failed piled structures in the area.

Information on existing piles in the area revealed that the utilization of maximum allowed capacity was as high as approximately 90% utilization of the most critical piles. This information would be of most relevance for when forecasting maximum pile displacements, thus decreasing the pile capacities due to an increased lateral displacement approximately halfway down a piles length, decreasing the moment capacity of the pile.

2.4 Practical approach for calculations

Initially one piled structure was to be subject for an analysis regarding corresponding lateral displacement relating from lateral soil movements. A

piled deck adjacent to the site on the north western side, påldäck 12, was selected as a relevant object for the Plaxis analysis. As other objects appeared to be relevant to study, a parking garage bordering the site on the north eastern side and a piled deck just west of the site were included in the analysis.

The calculations were carried out with two main ambitions:

1. How much lateral displacement could be generated before reaching a critical state regarding the utilized capacity of the piles?
2. When considering the total displacement, what would be a relevant minimum distance for a new pile in relation to an existing pile in the surrounding structures?

The results would then be used to predict the necessary amount of pre augering and possible needs for change of pile type and method. This was considered as a relevant approach regarding the chosen Eurocode approach to measure and observe and limiting the need for costly changes of pile types in the latter stages of the line of production.

3 FEM ANALYSIS, PLAXIS 3D

3.1 Interpreted Ground Conditions

GDG reviewed the site-specific geotechnical information to produce a ground model that incorporated the stratigraphy and mechanical soil characteristics. The available site investigation testing identified the generalised ground conditions as comprising approximately 40m of soft ground material overlying bedrock. Material properties of the soil were estimated based on the recommendations by Edstam & Kullingsjö (2010) [2] for Gothenburg soft clay. Accordingly, the undrained shear strength of the soil (c_u) was considered 15kN/m² for design with a gradient of 1kN/m²/m and a constant average stiffness of approximately 10MPa was assumed. Furthermore, an undrained behaviour was defined for the surrounding soil to allow for the occurrence of lateral and vertical displacements generated as a result of volumetric expansion during pile installation.

3.2 Methodology

Numerical analysis was undertaken using PLAXIS 3D Finite Element (FE) package to analyse the effect of pile installation into the soft soil on the adjacent buildings. The pile driving was simulated using the volumetric expansion method (VEM), by simulating Volumetric Strain within the soil

body. This feature allows changes in an element's volume that induces additional stresses in the surrounding soil which introduces deflections around the model until a global equilibrium of stresses is reached.

To model the sub-soil, the Linear Elastic constitutive model was used. This soil model was chosen since the deflections considered were relatively large and outside the “small strain” zone. Furthermore, this model had provided satisfactory in previous research of Gothenburg Clay soil movements (Edstam & Kullingsjö, 2010; Nenonen & Ruul, 2011) [2]. The numerical problem was initially validated using a single pile expansion and comparing the numerical results to published data from related research conducted by Xu et al. (2006) [3]. In his study, Xu et al. (2006) [3] managed to predict ground movements caused by pile installation using Shallow Strain Path Method (SSPM). This method suggests that during pile installation, movements in the surrounding soil are relative to the pile tip movement similar to the flow of an incompressible inviscid fluid around the pile tip. The output of the single-pile installation analysis in Plaxis was compared with the results generated from the empirical method recommended for this problem by Xu (2006) [3] and good agreement was found between the results (see Figure 4).

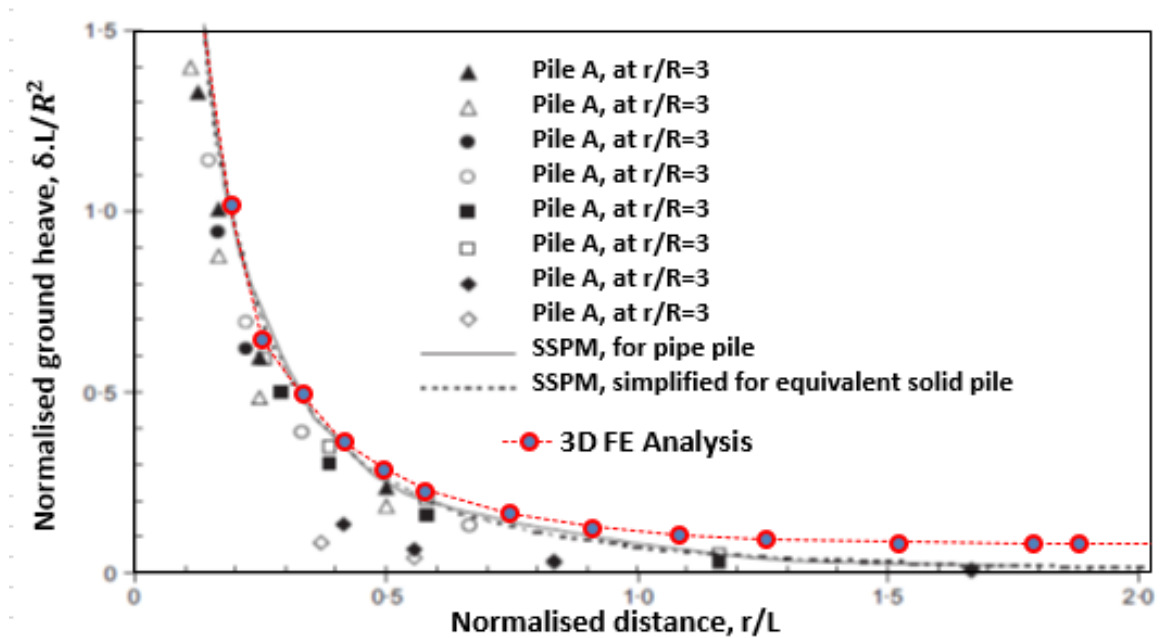


Figure 4 Predicted heave generated due to a single pile driving in soil using Plaxis compared to Xu et al. (2006) results

Following validation, the numerical model was then expanded to take into account multiple pile installations according to the pile layout drawings for the site. The reaction of the buildings adjacent to the piling area was also

simulated using a super pile approach. This methodology allowed groups of smaller piles supporting the structure to be represented as single ‘super piles’ which were expanded to the equivalent volume of soil displaced by the sum of the real piles.

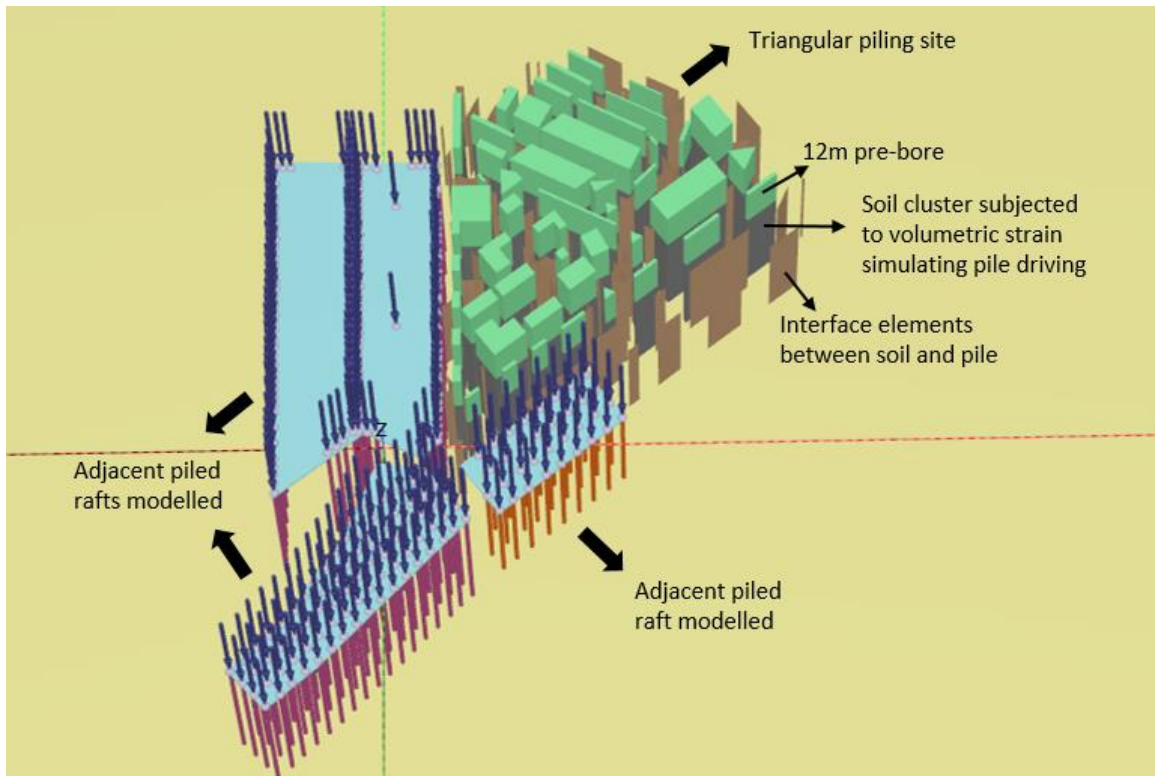


Figure 5 Developed numerical model in Plaxis

The models took into account the effect of the pre-bore intended to be performed during construction. For this reason, no volume expansion was assigned to the top 12m of the piles. Furthermore, the pre-existing foundations of the adjacent bridge structures were also modelled as piled rafts surrounding the new piling location, based on the as-built drawings (see Figure 5).

3.3 Results

Based on the results of the FE analysis, the foundation of the buildings located to the south and south-west of the piling site were not excessively affected by the pile driving. However, the results suggest that the piles to the immediate west of the foundation may be damaged due to piling works since the distance between the two sites was less than 1m. It was also observed that the new pile installation could detrimentally affect the adjacent piled structures by generating excessive moments and shear forces in the existing piles. For these areas, using bored piles instead of driven piles was

recommended. Further numerical predictions indicated that buildings on the west side of the piling site could be in a critical situation if pile driving was conducted closer than 7.5m to them, allowing a minimum safe piling distance to be established. The maximum displacement predicted in the soil adjacent to the piling works was predicted to be in the order of 50mm (as indicated by the displacement contours below).

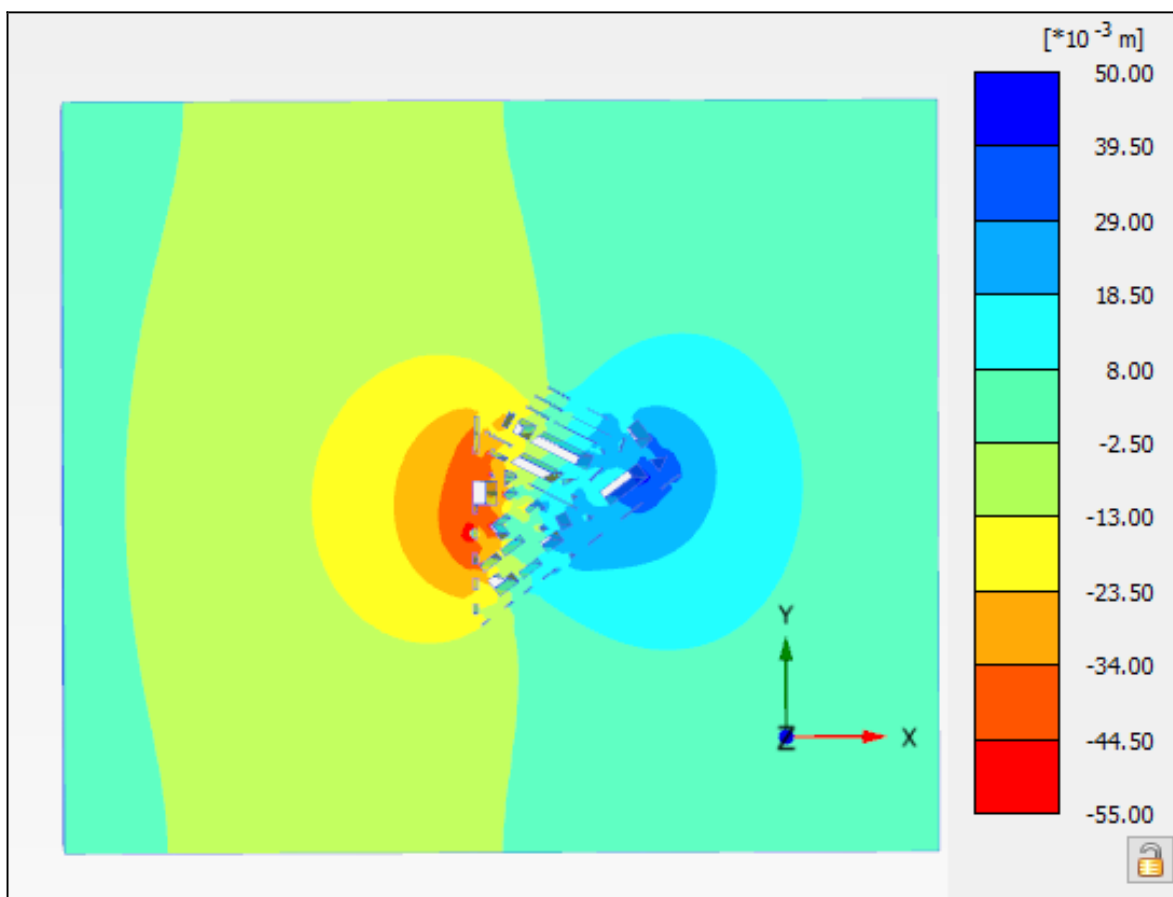


Figure 6 Developed numerical model in Plaxis

3.4 Construction phase

The models were reviewed by Trafikkontoret on behalf of Fastighetskontoret and it was concluded that a maximum lateral displacement of approximately 50mm was to be expected for the most critical adjacent structure due to the new pile installation works. During piling operations, inclinometers were installed on site in order to monitor the soil displacements in the area. All structures were additionally monitored by surveying structural movements in all directions. It can be concluded that the FE analysis gave very accurate result and actual maximum soil movements were recorded to be below 50mm. The maximum movement has since decreased as the effective stress have equalised following completion of the piling works. Only a slight deviation

from the analysis was noted in the soil movements in the Northern part of the site, which were assumed the result of a major archaeological investigation pit approximately 20m north of the construction site.



Figure 7 A view of the construction phase

Piles closest to the parking garage had to be changed to a combination of bored and driven steel piles. The minimum distance of 5 m indicated that most piles adjacent to the north eastern parking garage had to be chosen as steel piles rather than precast reinforced concrete piles.

3.5 Recommendations for future analysis

The calculated predictions for this project turned out to be relevant for the actual case. Nevertheless is the actual displacement of the piles unknown. Only the lateral displacement of the soil surrounding the piles could be measured. It is recommended that projects that are planned in a limited space with a high density of piles are equipped with at least 1 inclinometer within a driven pile for each structures foundation. The actual response from adjacent piling works can then be measured in order to determine potential risks related to the bearing capacity of fully loaded piles in the area.

4 SUMMARY POINTS

- The extensive depths of soft clay (>40m) underlying Gothenburg pose a significant challenge for constructing deep foundations. Lateral displacement of soil due to pile driving is a particular concern for adjacent structures.
- Pre-boring can partially reduce the impact of pile driving.
- Detailed 3D numerical modelling using cavity expansion approaches can accurately simulate the piling induced soil displacements.
- Calibration of such numerical models is critical to determining accurate results.
- The Gamlestaden project was successfully completed with no negative impact on the surrounding structures.
- The predicted movements of the soft clay were seen to accurately represent the lateral displacements observed during construction.

5 REFERENCES

1. Fastighetskontoret 2016-02-02. *Knutpunkt Gamlestaden Etapp 1, PM Samordning av kontrollprogram och riskanalyser.*
2. Edstam, T., & Kullingsjö, A. (2010). *Ground displacements due to pile driving in Gothenburg clay*, Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Benz & Nordal (eds), p625–630.
3. Xu, X.T., Liu, H.L. and Lehane, B.M (2006). *Pipe pile installation effects in soft clay*, Proc. Geotechnical Engineering (October), 285–296.

TAR BYGGHERRAR GEOTEKNISKA RISKER PÅ ALLVAR?

Stefan Larsson KTH, Johan Spross KTH, William Bjureland KTH/Skanska, Razvan Ignat KTH/Skanska.

Sammanfattning

Under hösten 2015 påbörjade Akademiska hus bygget av ett nytt undervisningshus på KTH:s Campus. Med anledning av den häpnadsväckande och bristfälliga hanteringen av geotekniska risker under byggnationen har vi i två tidigare artiklar diskuterat våra iakttagelser samt det inbyggda systemfel som vi anser finns. I denna artikel fördjupar vi oss i mer tekniska frågor och redovisar den process med ansvariga tillsynsmyndigheter samt Akademiska hus som vi drev parallellt med byggnationen. Som framgår av artikeln brister byggherrar som Akademiska hus symptomatiskt i sin hantering av geotekniska risker samtidigt som ansvariga tillsynsmyndigheter agerar försumligt. Artikeln påvisar en allvarlig kompetensbrist som måste ses över i alla led.

Summary

During the fall of 2015, the state owned property company Akademiska hus started the construction of a new education building on KTH:s Campus. Due to the astounding and poor management of geotechnical risks during construction, we have in two previous papers discussed our observations and the built in system error that we consider exists. In this paper, we go deeper into more technical questions and present the process that we ran parallel to the construction with responsible authorities and Akademiska hus. As can be seen in the paper, property developers, such as Akademiska hus, flaws symptomatically in their management of geotechnical risks simultaneously as responsible authorities acts neglectfully. The paper brings a serious lack of competence in light which must be scrutinized and treated with urgency,

1 INLEDNING

När Akademiska hus påbörjade bygget av ett nytt undervisningshus på KTH:s campus hösten 2015 uppmärksammades vi på hur geotekniken kan hanteras i ett vanligt husprojekt idag i Sverige. Hanteringen var så häpnadsväckande att vi kände att den problematik vi såg behövde lyftas upp till debatt i samhällsbyggnadsbranschen i allmänhet och bland geotekniker och huskonstruktörer i synnerhet. Våra iakttagelser har vi diskuterat i två artiklar i Samhällsbyggaren respektive Bygg & Teknik (Larsson m.fl., 2016, 2017). I den första artikeln beskrev vi dels översiktligt våra första oroande iakttagelser och kontakter med Akademiska hus, dels vad som hände – eller snarare inte hände – när vi kontaktade de berörda tillsynsmyndigheterna Boverket och den kommunala byggnadsnämnden. Någon respons på det formella planet har vi inte fått på artiklarna. Varken Akademiska hus, Boverket eller Stockholm stad har hittills kommit med någon replik. Däremot var det många geotekniker som tog informell kontakt med oss. Deras berättelser och rapporter från deras vardag tyckte vi var så uppseendeväckande att vi bestämde oss för att sammanställa dessa i artikeln i Bygg & Teknik.

I föreliggande artikel, som hör till vårt föredrag på Grundläggningdagen, har vi i stället valt att fördjupa oss i de tekniska förutsättningarna för grundläggningen av undervisningshuset på KTH:s campus, för att illustrera hur ett husbyggnadsprojekt kan gå till i dagens Sverige. Innan vi går in på det tekniska ger vi en sammanfattning av vår uppfattning om den rådande situationen, baserad på våra tidigare artiklar. Naturligtvis kan man inte dra alla husbyggare över en kam. Vår uppfattning är istället att de seriösa husbyggarna som följer regelverket utsätts för osjyst konkurrens av de oseriösa aktörer som inte följer det. Seriösa aktörer har därför allt att vinna på att ta situationen på allvar, enligt vår mening.

Den bild som tecknas av husbyggnadsbranschen är knappast smickrande. Det visar sig att signifikanta avsteg från gällande regelverk är mycket vanligt, enligt de källor som hört av sig till oss.

1.1 Varför följer vi inte gällande föreskrifter vid husbyggen

Symptomatiskt verkar vara att de ingenjörer som dimensionerar grundläggning av hus alltför sällan är geotekniker med kunskap och kännedom om hur man beaktar geotekniska risker. I andra fall får en utlämnad geotekniker finna sig i att arbeta mot en beställare som inte förstår – eller inte vill förstå – de geotekniska problem som potentiellt kan uppstå. Hur länge orkar man då vara ”besvärlig” som geotekniker i ett projekt?

1.2 Hur kan brott mot regelverket bara fortgå år efter år?

Eurokod 7 är det regelverk som enligt Boverkets föreskrifter gäller för grundläggning av hus. Att Eurokoderna är relativt nya standarder kunde man kanske skylla på ett tag, men snart har de gällt i ett decennium och är knappast att betrakta som nya längre. De dokument som Eurokod 7 kräver upprättande av borde inte vara okända för den som arbetar med grundläggning. Ett centralt sådant dokument är den obligatoriska geotekniska dimensioneringsrapporten, i Sverige kallad Projekterings-PM/beräkningar. Detta är också tydligt angivet i svenska vägledningar (Svenska Byggtjänst & STD 2013, Trafikverket 2014, IEG 2008).

Att även arbetsmiljörisker lämnas därhän är kanske inte ett problem endast för grundläggningen, men likväl kan vi knappast acceptera brott mot arbetsmiljölagstiftningen vid grundläggningen bara för att det ser lika illa ut när väggar och tak monteras.

Naturligtvis har ansvarig tillsynsmyndighet en viktig roll att spela. Den ska säkerställa att en acceptabel situation råder inom respektive tillsynsområde. Med en stark tillsynsmyndighet som sätter oseriösa byggherrar och entreprenörer och plats vid brott mot regelverket borde branschen saneras efter hand. Varför detta ännu inte har skett återstår fortfarande att utreda.

Vilka typer av geotekniska frågeställningar är det som vi avser? I det följande ges några tekniska exempel från Akademiska hus bygge på KTH:s campus, som vi låter illustrera problematiken.

1.3 Hur ser tillsynsmyndigheterna på sin roll?

I våra artiklar argumenterar vi för tesen att en stor del av problemet ligger i bristen på tillsyn från ansvariga myndigheter. Om varken den kommunala byggnadsnämnden, som utövar tillsyn över byggnation i kommunen, eller statliga Boverket, som utövar tillsyn över landets byggnadsnämnder, har någon geoteknisk kompetens att tala om, så blir situationen lätt därefter. Hur ska något kunna bli rätt om varken utförare eller tillsynsansvarig är väl insatt i geotekniken? Vem ska då skydda arbetare och tredje man som passerar bygget på gatan bredvid?

Vi har därför försökt ta kontakt med både Boverket och den kommunala byggnadsnämnden i Stockholm stad för att få höra deras syn på situationen.

2 GRUNDLÄGGNINGEN UNDERVISNINGSHUSET PÅ KTH – HÄNDELSEFÖRLOPPET

Under sensommaren 2015 påbörjades grundläggningsarbetena för ett nytt undervisningshus som Akademiska hus bygger på KTH. Undervisningshuset som främst ska användas av Skolan för Arkitektur och Samhällsbyggnad ligger tvärs över Brinellvägen där vi på Institutionen för Bygghälsa sitter. Byggarbetsplatsen ligger på vägen till och från vårt kontor så det var naturligt att följa arbetet. Vi fick tidigt en känsla av att säkerhet och arbetsmiljö inte prioriterades, främst på grund av den oreda som rådde på arbetsplatsen. Det var många av våra kollegor på skolan och andra inom branschen som också reagerade på röran.

Grundläggningen av byggnaden utfördes inom en djup schakt. På grund av utrymmesbrist utfördes schakten ner till grundläggningsnivå inom en spontkonstruktion, en borrade rörspont. Vi visste inte djupet på schakten men vi reagerade på att schakten utfördes utan den ordning och disciplin som krävs (Figur 1 och 2). När schakten kommit ner några meter kunde man tydligt se att sponten rörde sig in mot schakten. Ett hammarband installerades, men det bestod av icke korrekt skarvade balkbitar (balkarna svetsades endast på rören och hammarbanden var inte kontinuerliga), således i stort sett värdelöst för



Fig. 1. Strategisk placering av schaktmassor alldeles utanför de installerade rören för sponten. Grävmaskinen i bilden schaktar innanför rörsponten som går strax till höger om skopan i bilden.

stabiliteten eftersom sponten fungerade fortfarande som en konsolspont. När schakten kommit ner till ca 5 m djup lutade sponten påtagligt (in mot schakten) och nu lade vi märke till att sponten inte var bakåtförankrad. Man såg dessutom att många av rören var avslutade långt över grundläggningsnivån och hängde nu fritt i luften (Figur 3). Det syntes tydliga sättningar och sprickor i marken runt sponten på flera ställen. Man hade nu också ställt en byggkran på ett pålat betongfundament alldeles intill sponten. Allteftersom marken under plattan satte sig, började plattan bit för bit hänga fritt över markytan (Figur 4).

När vi nu starkt misstänkte att det inte stod rätt till kontaktade vi den namngivna projektledaren för projektet, förklarade vilka vi var och påtalade att konstruktionen uppenbarligen inte har den säkerhetsnivå som regelverket kräver. Vi fick veta att beställaren också hade synpunkter på konstruktionen och några dagar senare stoppades arbetet. Efter ytterligare några dagar avlastades sponten på utsidan, dock bara på de platser man kom åt, och man täppte igen de stora hålen i spontväggen där jordmaterial sipprat in. På den sidan där rörelserna var som störst såg vi nu att man kompletterade ett antal av de befintliga rören genom att lyfta i en balk och sedan gjuta röret med betong.



Fig. 2. Vertikala schaktslänter. Trånga utrymmen gör det svårt att schakta med erforderlig släntlutning men det är just sådana problem som man ska lösa i planeringsskedet.



Fig. 3. Foto taget från den norra sidan av schakten. Till vänster i bilden har man sprängt ut berg och här syns nu att ett antal av rören i sponten hänger fritt i luften. Hammarbandet är inte kontinuerligt utan man kan tydligt se skarvar. Man har inte heller täckt väggen med plåtar utan det finns allt för stora hål där jord och stenar kan rasa ner över arbetande personal. Nu kan man se att schaktväggen börjar luta in mot schakten.

Ingen kompletterande stöttning av sponten utfördes vilket medförde att sponten fortfarande fungerade som en konsolspont. Med tanke på vad vi kunde observera så misstänkte vi nu att man istället för att seriöst åtgärda felaktigheterna med en design som uppfyller gällande krav på säkerhet och arbetsmiljö så valde man att forcera bygget genom att lappa och laga den felaktiga designen på ytan. Vår oro grundade sig i att vi tidigare kunnat observera att ett antal av rören hängde fritt i luften (Figur 3) och att berget vad vi kunde se var mycket sprickigt och inte kan utgöra förutsättningarna för inspända rör för en konsolspont. Den utförda åtgärden kan därför starkt ifrågasättas och därför kontaktade vi projektledaren igen. Han påstod att man anlitat en oberoende konstruktör (som vi senare fick veta kommer från samma konsultföretag som projektledaren) och att man nu hade kontroll på spontens rörelser. Vi påtalade att detta inte är tillräckligt för att visa att man uppfyller säkerhetskraven i Eurokod 7, utan att rörelsekontroll alltid måste relateras till



Fig. 4. Här syns tydligt att spontväggen lutar kraftigt. Spontväggen till vänster i bilden lutar dock ännu mer. I bilden kan man se stora marksättningar under kranfundamentet.

en prognos och fastställd gräns för acceptabelt beteende. Det måste således finnas en reviderad dimensioneringsrapport framtagen för de utförda åtgärderna. Vi erbjöd oss också att hjälpa beställaren i ärendet, men att vi då måste få tillgång till aktuella handlingar och beräkningar.

Vi hörde inget från projektledaren och arbetena återupptogs. Efter någon vecka kom den höstens enda regn och nu kunde man se nya rörelser mellan sponten och kranens pålade fundament. På morgonen observerade vi ett antal personer som handschaktade jord som sipprat ner i schakten. Vi kontaktade återigen projektledaren och påminde om vår önskan att ta del av Projekterings-PM/beräkningar för sponten och kranens fundament, samt de reviderade handlingar som måste ha upprättats för de åtgärder som utfördes i samband med att arbetet avbröts. Efter några dagar fick vi svaret:

”Akademiska Hus arbetar tillsammans med entreprenören för att kvalitetssäkra projektering och utförande. De uppgifter som du efterfrågar lämnas inte ut av byggherren.”



Fig. 5. A) Otillräckligt försök till förstärkning av den kraftigt deformerade sponten. Noterbart är det löst stenblock som ligger 5-6 m över schaktbotten. B) Stora markrörelser under kranfundamentet, en kraftigt inåtlutande spont med en felaktigt utförd hammarbandsskarv.

Vi blev förvånade över svaret men framförallt bestörta. Vi hade nu en stark känsla av att Akademiska hus inte förstod problematiken. Vi kunde inte tolka detta på något annat sätt än att de inte hade några handlingar alls att lämna ut. Hade det upprättats ett Projekterings-PM/Beräkningar i enlighet med Eurokod 7, så tror vi inte att det hade kunnat se ut som det gjorde. Allt tyder på att man istället arbetade enligt trial and error-metoden, vilket knappast är ett seriöst arbetssätt och naturligtvis inte tillåtet enligt Eurokod 7.

Eftersom Akademiska hus inte var särskild tillmötesgående så kontaktade vi stadsbyggnadskontoret i Stockholm stad och uttryckte vår oro över situationen. Enligt Plan- och bygglagen har de tillsyns- och informationsansvar. Vi hoppades att via denna kontakt få tillgång till de dokument vi sökte men tyvärr fick vi bara svaret att vi var välkomna att ta del av bygglovshandlingarna för projektet. Bland dessa fanns inget Projekterings-PM/Beräkningar för sponten och kranens grundläggning, utan endast ett PM Geoteknik som allmänt tog upp problemställningar, bl.a. avsänkning av grundvattnen som kan orsaka sättningsskador i omgivningen. I en upprättad riskanalys för grundläggningsarbetena anges det motstridigt att rörelsekontroller och kontroll av grundvattnen inte är aktuellt. I handlingarna finns en MUR (markteknisk undersökningsrapport) som redovisar 8 sonderingspunkter i spontlinjen. Det är i minsta laget men tillräckligt för dimensionering av en spont för en 5 m djup schakt. Det fanns alltså undersökningar och påtalade möjliga problem så hur kunde det gå så fel? Här

finns ett uppenbart systemfel men innan vi drog den slutsatsen kontaktade vi Boverket för att följa upp tillsynsansvaret. Boverket svarade följande:

”Boverket är en central myndighet som bland annat ger ut regler, t.ex. EKS. Den myndighet som handlägger och har tillsyn i enskilda fall är kommunens byggnadsnämnd eller motsvarande. De handlingar som finns hos kommunerna är som regel offentliga. Det innebär att även tredje man kan begära att få se dem. Det är dock kommunen som bedömer vilka handlingar den behöver i ett ärende. Kommunen bör också ha protokoll från tekniska samråd, där tekniska frågor diskuteras.”

Vi anser att Kommunen hade anledning att anta att bygget inte följde gällande bestämmelser efter vår kontakt med dem – säkerhetsbristerna framgick tydligt av mejlet vi skrev – men ändå kunde bygget fortsätta. En entreprenör kan med lätthet komma undan med att grundlägga ett hus i djup schakt utan att följa kraven i Eurokod 7. Försumlighet i kombination med en beställares obefintliga kompetens på området leder till att oseriösa byggföretag enkelt kan konkurrera med osjysta villkor genom att tumma på säkerheten. Om inte byggherren agerar så händer ingenting. I Plan och bygglagen hittar vi följande skrivning som indikerar att Stockholms Stadsbyggnadskontor var försumliga i föreliggande fall, skrivningen är tydlig (PBL, 2010:900, 11 kap 5 §):

”En tillsynsmyndighet ska pröva förutsättningarna för och behovet av att ingripa eller besluta om en påföljd enligt detta kapitel, så snart det finns anledning att anta att någon inte har följt en bestämmelse i denna lag, i föreskrifter, domar eller andra beslut som har meddelats med stöd av lagen eller i EU-förordningar som rör frågor inom lagens tillämpningsområde.”

Det var nu vi beslutade att skriva en artikel och då ville Akademiska hus träffa oss. Vi hade ett par möten med Akademiska hus under perioden där de var villiga att diskutera situationen med oss men var fortfarande inte villiga att visa några handlingar. Denna kontakt blev tyvärr en återvändsgränd där vi istället för intresse kände att Akademiska hus agerade efter ”ja ja det kanske fanns några brister men nu måste vi gå vidare”. De hävdade att säkerheten hanterats acceptabelt.

Vi skrev en artikel till tidningen Samhällsbyggaren om våra erfarenheter som publicerades juni 2016. Under tiden som gått hade grundläggningen kunnat färdigställas utan ytterligare allvarliga komplikationer. Men eftersom vi fortfarande inte fått ta del av något material avseende säkerhet och arbetsmiljö för sponten återstod frågan om Akademiska hus som statligt bolag inte

behöver lämna ut dokumentation. Vi kontaktade Akademiska hus visseblåsarfunktion där man kan anmäla oegentligheter. Vi skrev följande:

”Vår fråga till Er är om det är så att Akademiska hus som statligt bolag inte behöver lämna ut dokumentation gällande säkerhet och därmed arbetsmiljö? Eftersom Akademiska hus vägrar att redovisa dokumentation som gäller säkerhet och arbetsmiljö är vi tämligen övertygade att en sådan dokumentation, om den alls finns, har mycket allvarliga brister. Akademiska hus agerande gynnar oseriösa företag som kan skaffa sig konkurrensfördelar genom att tumma på samhällets säkerhetskrav och låta byggnadsarbetarna och tredje man ta risken. Vi anser att detta är mycket allvarligt speciellt då Akademiska hus som statligt bolag kan förväntas vara ett föredöme i branschen.”

Det tog inte många dagar så fick vi följande svar.

”Ur ett strikt juridiskt perspektiv är Akademiska hus är som ni redan vet ett statligt aktiebolag. Offentlighetsprincipen gäller statliga aktiebolag ibland, men bara om de nämns specifikt i bilagan till och offentlighets- och sekretesslagen (se offentlighets- och sekretesslagen 2 kap. 4 § samt bilagan till samma lag). Eftersom Akademiska hus inte finns med på listan över organ som på detta sätt kommit att omfattas av offentlighetsprincipen, finns det ingen skyldighet att lämna ut dokumentationen. Mot bakgrund av detta har bolaget gjort en avvägning av olika intressen och valt att inte lämna ut dokumentationen. De övriga aspekterna av er frågeställning kan jag inte uttala mig om men har framfört era synpunkter till chefsjuristen.”

I och med detta ansåg vi det nu var vägs ände. Vi får inte tillgång till någonting alls. Samtidigt som vi skrev brevet till Akademiska hus skrev vi också ett brev till Stadsbyggnadskontoret för att få klarhet i deras syn på tillsynsansvaret som Boverket delegerat till dem. Vi ställde följande frågor:

1. Hur ser ärendeprocessen ut för ett tillsynsärende som rör en konstruktions säkerhet?
2. Hur har Ni lagt upp Era rutiner för ert tillsynsarbete?
3. Hur går tillsynen av konstruktioners säkerhet till i praktiken under konstruktionens uppförande?
4. Hur tillser Ni att Akademiska hus utför erforderlig kontroll?
5. Kan ett statligt bolag som Akademiska hus vägra att till allmänheten lämna ut handlingar som rör säkerhet för tredje man och arbetsmiljö?

6. *Kan ett statligt bolag som Akademiska hus vägra att till Byggnadsnämnden lämna ut handlingar som rör säkerhet för tredje man och arbetsmiljö, om Ni skulle begära in dem till grund för ert tillsynsarbete?*
7. *Hur många tillsynsärenden avseende pågående byggnation har Ni under ett år?*

Brevet skickades september 2016 och vi har sedan dess påmint Stadsbyggnadskontoret ett flertal gånger. Ärendet är registrerat och en Byggnadsinspektör finns namngiven som handläggare av ärendet. I skrivande stund (jan 2017) har vi dock fortfarande inte fått något svar och vi är nu tyvärr övertygande om att det föreligger ett systemfel när det gäller tillsynsansvaret. Uppenbarligen kan man bygga utan att följa regler och komma undan med det trots att ansvariga myndigheter meddelats.

3. SLUTORD

Vi har under denna process iakttagit att byggherrar såsom Akademiska hus brister i sin hantering av tekniska svårigheter gällande geotekniska konstruktioner. Ett problem som vi identifierat är att det är en kompetensbrist avseende risk- och säkerhetsfrågor och att detta är svårt att hantera då det inte råder öppenhet avseende bygghandlingar som rör säkerhets- och arbetsmiljöfrågor. Eftersom Svensk lag genom Eurokod kräver att det ska finnas bl.a. en geoteknisk beräkningsrapport som täcker in detta, ser vi gärna att dessa dokument ska vara tillgängliga för granskning.

Man måste i alla led se över den geotekniska kompetensen, från anläggningsentreprenör till lagstiftande myndighet. Man skyller allehanda problem på tids- och resursbrister, men det råder som vi diskuterar i en artikel till Bygg & teknik (Larsson m.fl. 2017) framförallt en fortlöpande utarmning av kompetensen.

4. REFERENSER

- Eurokod 7, 2004. *Dimensionering av geokonstruktioner, del 1: allmänna regler*. SS-EN 1997-1. CEN/TC 250, BSI.
- IEG, 2008. *Tillämpningsdokument – Dokumenthantering*. IEG rapport 4:2008. Implementeringskommissionen för Europastandarder inom Geotekniken.
- Larsson, S., Spross, J., Bjureland, W. och Ignat, R., 2016. *Tar husbyggare geoteknisk säkerhet på allvar?* Samhällsbyggaren, Nr 3 2016: 30-31.

- Larsson, S., Spross, J., Bjureland, W. och Ignat, R., 2017. *Obefintlig tillsyn utarmar geoteknisk kompetens hos husbyggare*. Bygg & teknik, Nr 1 2017: 61-63.
- Svensk Byggtjänst & STD, 2013. *Geokonsultens uppdrag – Omfattning och redovisningsnivå*. AB Svensk Byggtjänst och Svenska Teknik & Designföretagen.
- Trafikverket, 2014. *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13*. TDOK 2013:0667 Krav v1.0. Trafikverket, Borlänge.

F_c, en säkerHETSfaktor – Nya Rån och Rön

Göran Sällfors och Rolf Larsson

Sammanfattning/Summary

Den odränerade hållfastheten, c_u , och säkerhetsfaktorn, F_c , har stor ekonomisk betydelse i många geotekniska problemställningar. Dessvärre uppvisar den rutinmässigt bestämda skjuvhållfastheten ofta stor spridning och det är inte ovanligt att det valda värdet på c_u är behäftat med stor osäkerhet och valet hamnar därmed lite väl mycket på säkra sidan.

I artikeln beskrivs Nya Rön, en metodik för bestämning och val av skjuvhållfasthet, som medför större fokus på kvalitet och eftertanke, och som förhoppningsvis medför att geotekniken i detta avseende blir mer tekniskt avancerad än vad som många gånger kännetecknar dagens praxis. Metodiken kommer sannolikt att medföra ett ökad användande av CRS-försök, direkta skjuvförsök och i viss mån triaxialförsök.

Med Nya Rån avses här vilseledande information om eller tolkning av skjuvhållfastheten, som leder till en sned bild av de verkliga förhållandena. Några, av nöden dock schablonartat beskrivna, sådana fall ges även.

The undrained shear strength, c_u , and the factor of safety, F_c , often results in substantial economic consequences in many geotechnical design situations. Unfortunately the routinely determined undrained shear strength is accompanied with large scatter and it is not uncommon that the chosen value of c_u is rather uncertain and thereby also often results in a rather conservative choice.

In this paper, a novel methodology for the choice of undrained shear strength is presented which focuses on quality and reflection, and which hopefully will result in that geotechnical engineering in this respect will become more technically advanced compared to what is typical for today's practice. The methodology will probably result in an increased use of CRS-tests, direct shear tests and also to a certain extent triaxial tests.

The term robbery is here used to denote the use of misleading information about or interpretation of the shear strength which results in a biased description of the true circumstances. Some such cases are presented, although they are deliberately simplified and to a certain degree disguised.

1 INLEDNING

Säkerhetsfaktorn F_c , beräknas inför bedömning av t.ex. en slänts stabilitet. Den definieras traditionellt som medelskjuvhållfastheten längs den farligaste glidytan, dividerad med medelvärdet på mobiliserad skjuvspänning utefter samma glidyta:

$$F_c = \tau_{fu} / \tau_{mob}$$

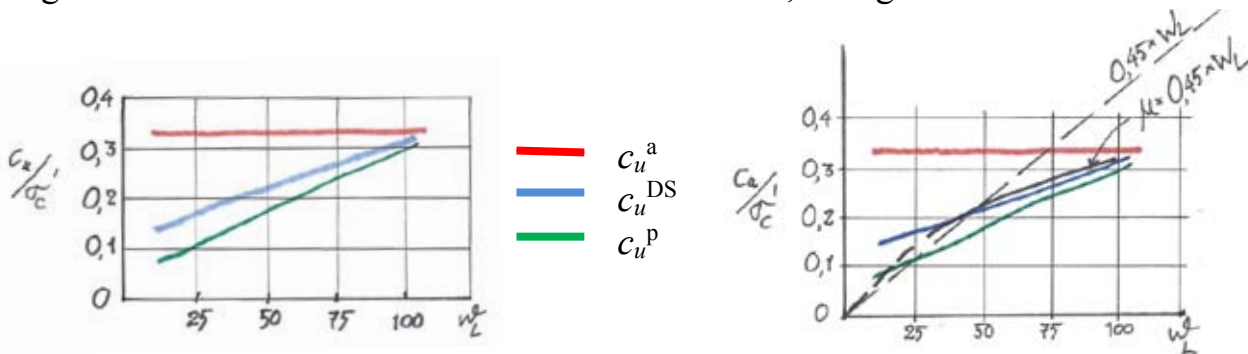
eller med moderna termer

$$F_c = c_u / \tau_{mob}$$

F_c är således direkt proportionellt mot det valda värdet på den odränerade skjuvhållfastheten, så om valet av c_u är 10 % för lågt kan F_c sjunka från 1,5 till 1,35, vilken kan medföra krav på omfattande förstärkningar. Valet av c_u får således stora ekonomiska konsekvenser för befintliga slänter där det kan bli aktuellt med förstärkning eller dimensionering av nya slänter. Även vid dimensionering av sponter, pålar, tryckbankar etc. påverkar valet av c_u dimensioneringen påtagligt.

2 FÖRHANDSKUNSKAPER

När vi skall bestämma den odränerade skjuvhållfastheten för en jord gör vi oftast vingförsök och fallkonförsök. I många fall är spridningen i resultaten ganska stor och då brukar vi jämföra med empirin, de förhandskunskaper som vi har. Förr var det ofta Hansbo's formel $c_u = \sigma'_c \cdot 0,45 \cdot w_L$, där man fick ett värde på c_u . (eller oftast omvänt, σ'_c). Numera använder man oftast det diagram som bl.a. återfinns i TK Geo och SGI Info 3, se Figur 1.

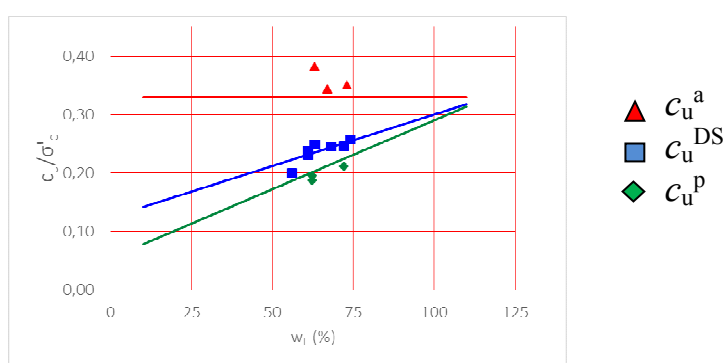


Figur 1. Empiriskt samband mellan c_u/σ'_c och w_L i normalkonsoliderad jord

Dessutom är det så att många leror är i högsta grad anisotropa när det gäller hållfasthetsegenskaperna. Man skiljer då på aktiv (c_u^a), passiv (c_u^p) och direkt skjuvhållfasthet (c_u^{DS}). Det skall noteras att då Hansbo's formel togs fram korrigerades inte c_u -värdet med avseende på w_L , och om man multiplicerar c_u med tillhörande korrektionsfaktor μ får man den svarta kurvan i figur 1. Den

ligger uppenbarligen väldigt nära kurvan som representerar direkta skjuvförsök.

Dessvärre upplever många geotekniker att ovan angivna empiri ofta uppvisar stor spridning och stundom ger väl höga värden på c_u . Men, det beror i många fall inte på fel i empirin, utan är snarare ett resultat av att just bestämningen av c_u är behäftad med stor spridning, samtidigt som bestämningen av förkonsolideringstrycket i många fall inte alls görs i den omfattning som den borde. Detsamma gäller användandet av lite mer avancerade försök, som direkta skjuvförsök, (DS), och triaxialförsök, (triax). I figur 2 nedan visas ett exempel på hur väl empirin kan stämma när man lyckas med kvaliteten i sina undersökningar.



Figur 2. Empiriskt samband mellan c_u/σ'_c och w_L för en lokal i Göteborg.

Den här artikeln har alltså budskapet ”Använd förkunskapen (empirin) systematiskt, gör fler CRS-försök, direkta skjuvförsök och triaxialförsök och ni kommer förmodligen att få en förändrad och mer nyanserad syn på hur odränerad skjuvhållfasthet egentligen skall bestämmas, i alla fall för de fall där valet av odränerad skjuvhållfasthet har stor betydelse för designen, och därmed ekonomi, i projektet.

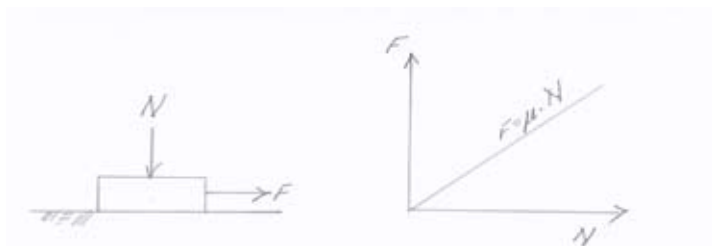
3 BASKUNSKAPER/TEORETISK BAKGRUND

Här följer ett kapitel med lite teori, som du kan hoppa över om du vill och gå direkt till kapitel 4, men om du sedan blir intresserad kan du komma tillbaka hit och studera det lite närmare, det är inte så svårt egentligen.

3.1 Mekanik

Newtons första och tredje lag är intuitivt kända för oss alla, även om så många inte direkt kan definitionen av dessa.

Från högstadiet är det känt att den kraft F som krävs för att rubba klossen är större ju större kraften N är.



Figur 3. Klots, krafter och graf, $F = \mu * N$

Friktionen är en slags materialparameter som beror av ytornas beskaffenhet.

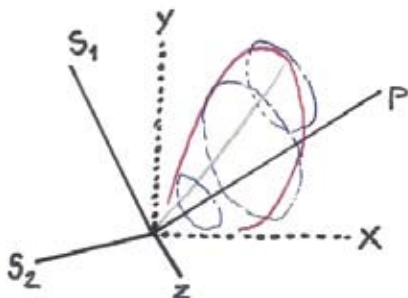
3.2 Jordmekanik

På motsvarande sätt är det på sätt och vis även för jord, hållfastheten ökar normalt med djupet, eller annorlunda uttryckt, hållfastheten ökar med ökande effektivspänningar. För lera är det dessutom lite speciellt då jorden har ett minne av eventuella tidigare höga belastningar/effektivspänningar. Vi brukar tala om ett förkonsolideringstryck som oftast är lite större än rådande effektivspänning, jorden är överkonsoliderad, och graden av överkonsolidering anges via *OCR* (overconsolidation ratio).

Således finns det även för jord en koppling mellan skjuvhållfastheten, c_u (friktionskraften) och förkonsolideringstrycket, σ'_c (tidigare högsta normalspänning). Denna kvot, c_u/σ'_c , har ägnats stort intresse i litteraturen genom åren (t.ex. Hansbo, 1960, Bjerrum, 1967, Ladd, 1977, Larsson, et al., 2005). Detta diskuterades tidigare i avsnitt 2.

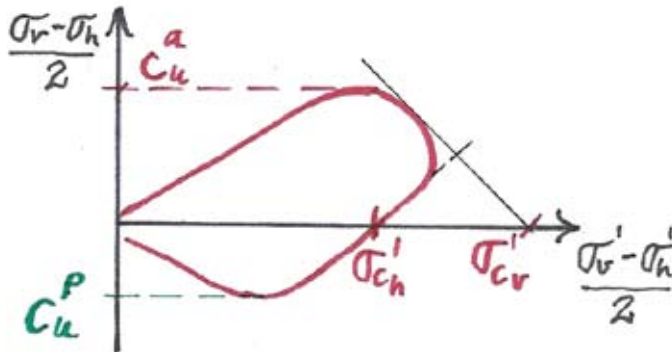
3.3 Förenklad förklaringsmodell

Av ovanstående framgår att den odränerade skjuvhållfastheten till stor del, utöver σ'_c , styrs av w_L . Det kan verka lite långsökt att just konflytgränsen, w_L , skulle vara den parameter som låg och tryckte på hela hemligheten. För de läsare som arbetat med eller är bekant med FEM vet att det är påtagligt fler parametrar som skall till för att modellera en leras hållfasthets- och deformationsegenskaper, som exemplifieras i figur 4.



Figur 4. FEM-modell illustrerandes en leras hållfasthets- och deformationsegenskaper (Kullingsjö, 2007).

En förenklad modell av flytytan fås om man tittar i p' - q -planet, eller hellre s' - t -planet, som också ofta används. En sådan förenklad flytyta återfinns i figur 5.



Figur 5. Förenklad flytyta i s' - t -planet

Flytytan begränsas av linjerna som representerar φ' , som för de flesta svenska leror kan sättas till 30° . De andra två linjerna utgörs av förkonsolideringsstrycken i vertikal- och horisontalled, alternativt uttryckt som σ'_c och K_o^{NC} . Det är alltså parametern K_o^{NC} som är så viktig för flytytans utseende och därmed också anisotropin, skillnaden mellan c_u^a och c_u^p , men eftersom K_o^{NC} är svår att mäta eller bestämma, använder man istället w_L , som en hjälpparameter, som i viss mån speglar variationen i K_o^{NC} . Anisotropin ökar således med minskande w_L , se figur 6.

c_u^a är uppenbarligen oberoende av w_L och lika med $\sigma'_c/3$. Vidare går det att visa, att om $\varphi' = 30^\circ$ är $c_u^{DS} = 0,75 \cdot c_u^p + 0,25 \cdot c_u^a$.

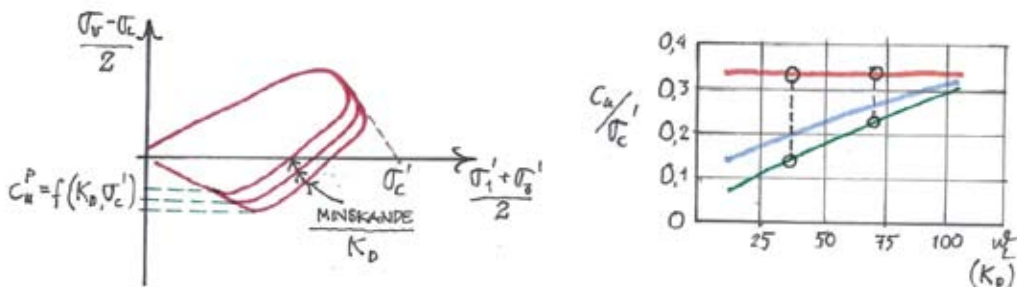


Fig 6. Anisotropins beroende av K_o^{NC} och konflytgränsen, w_L .

Den som vill lära sig mer om detta kan med fördel göra det genom att på egen hand följa SGFs e-learningkurs om triaxialförsök (Sällfors och Hov, 2014).

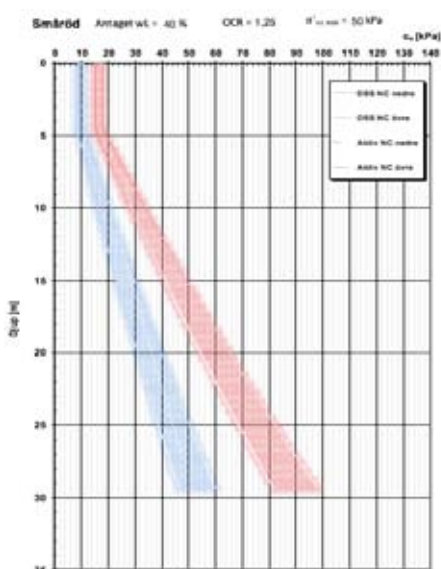
4 NYA RÖN

Försökstyperna direkta skjuvförsök och triaxialförsök har kommit att användas i allt större omfattning sedan dryga tio år tillbaka. Även ökningen av antalet CRS-försök som utförs är påtaglig. Som exempel kan nämnas att inför projekteringen av Götatunneln i Göteborg gjordes totalt tre triaxialförsök, medan man inför Västlänken i samma region, ca 20 år senare, utfört närmare ett hundratal sådana försök. En av anledningarna till detta är att just den odränerade hållfastheten har väldigt stor betydelse vid dimensionering av dessa djupa schakter. En annan anledning är att resultat från triaxialförsök är nödvändigt underlag när en del av parametrarna inför en FE-analys skall tas fram.

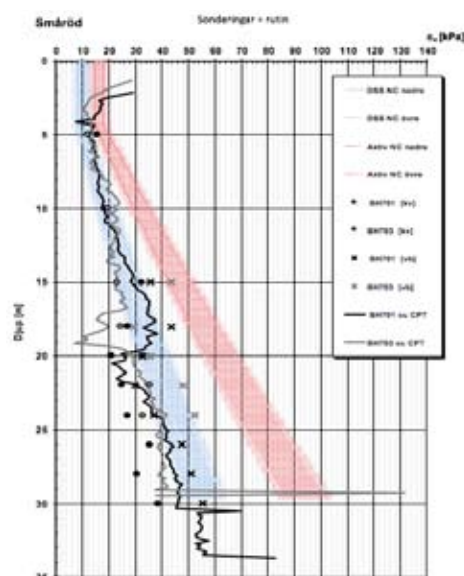
I ett forskningsprojekt, finansierat av Trafikverket, har ett stort antal praktikfall samlats in, där man, utöver ving- och fallkonförsök samt CPT-sondering, även utfört CRS-försök, direkta skjuvförsök och triaxialförsök. Resultaten har bearbetats och områdesvis ställts samman och redovisas på ett sätt så att man får en god uppfattning huruvida empirin för c_u/σ'_c stämmer väl eller ej, och ibland vad orsakerna är till avvikelserna (Sällfors och Larsson, 2017a). Dessutom lämnas rekommendationer för en systematiserad metodik för val av odränerad skjuvhållfasthet (Sällfors och Larsson, 2017b). Ytterligare en rapport kommer att presenteras under våren 2017.

4.1 Föreslagen Metodik

I korthet bygger metodiken på att man, baserat på normala förhållanden i området för OCR och w_L , med hjälp av empirin skaffar sig en bild av hur c_u borde variera med djupet, se figur 7 a. De röda fältet representerar den aktiva hållfastheten, c_u^a , $\pm 10\%$ och det blåa fältet representerar hållfastheten bestämd vid direkt skjuvning, c_u^{DS} , $\pm 10\%$. Det senare är i princip vad fallkon, vinge och CPT borde ge. I samma figur redovisar man sedan resultaten från de traditionella undersökningarna, figur 7 b.



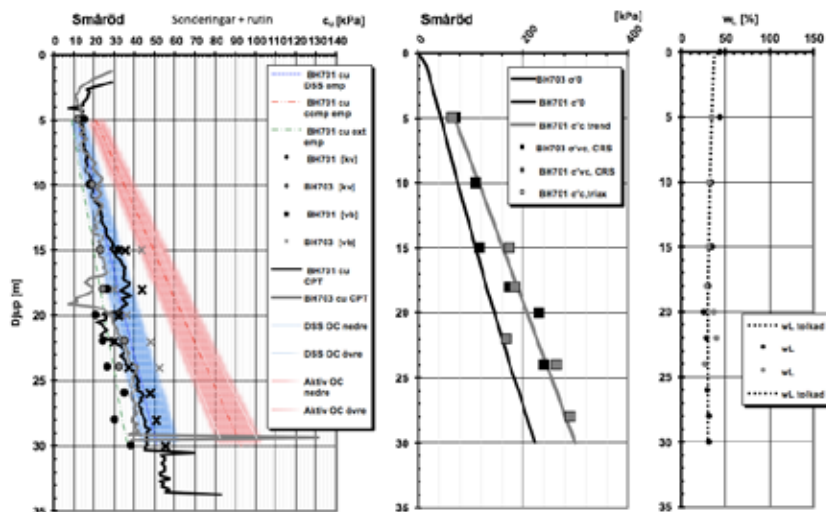
Figur 7.a Förväntade hållfastheter



b. Uppmätta hållfastheter

Förhoppningsvis gör man även tillräckligt många CRS-försök för att få en god bild av konsolideringsförhållandena och även bestämmer w_L samt densiteter och portryck. Därmed kan man uppdatera sin förväntansbild, se figur 8. Även förkonsolideringstrycken studeras och jämförs med vad som är normalt för området. Speciellt beaktas eventuella uppfyllnader etc.

Om hållfastheterna är klart lägre än vad empirin antyder och just c_u har stor betydelse för designen, bör man gå vidare och göra direkta skjuvförsök och kanske triaxialförsök, se figur 9. Därefter görs valet av hur den odränerade hållfastheten förväntas öka med djupet. Då skall resultaten från direkta skjuvförsök och triaxialförsök väga tungt, speciellt om resultaten från dessa är i samklang med empirin.



Figur 8.a. Uppdaterade hållfastheter och egenskaper

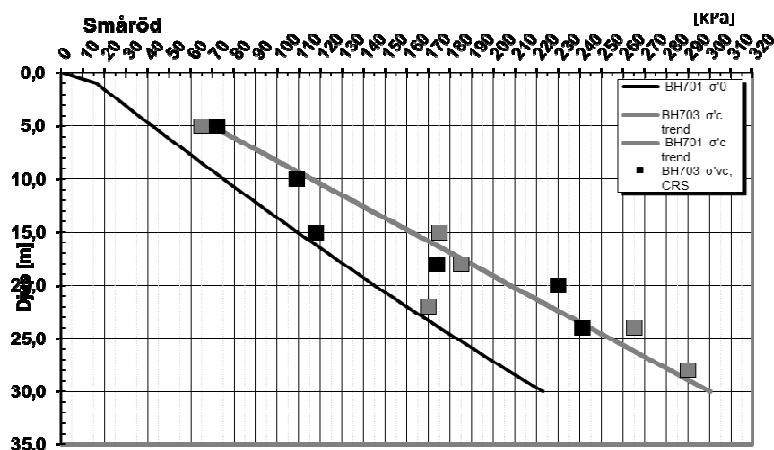
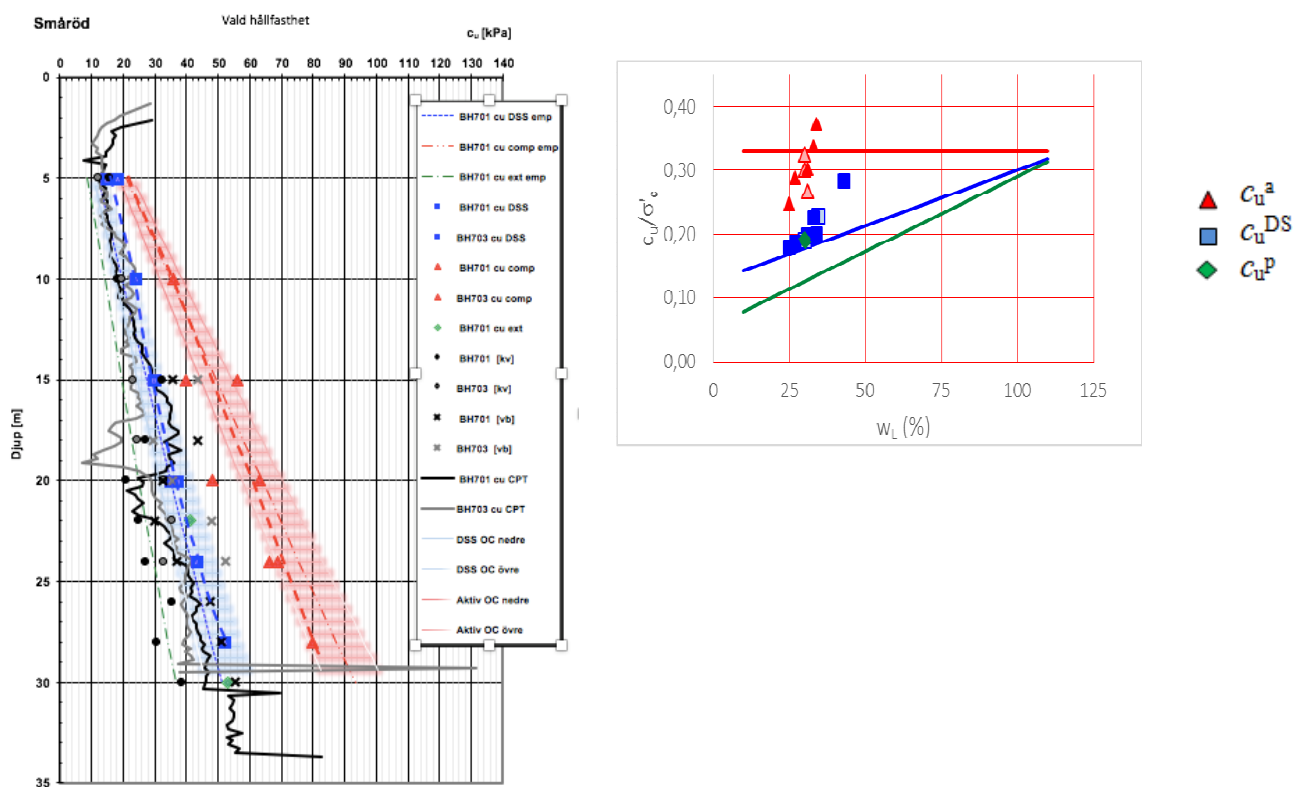


Fig 8.b. Förkonsolideringstryck bestämda med CRS- och triaxialförsök



Figur 9. Diagram med resultat från direkta skjuvförsök och triaxialförsök samt valda hållfastheter, fet streckade linjer. I det högra diagrammet återfinns resultaten inlagda i empiri-diagrammet.

När man väl utfört dessa försök, kan man även lägga in dessa resultat i sitt empiridiagram och se hur detta då stämmer, se figur 9.

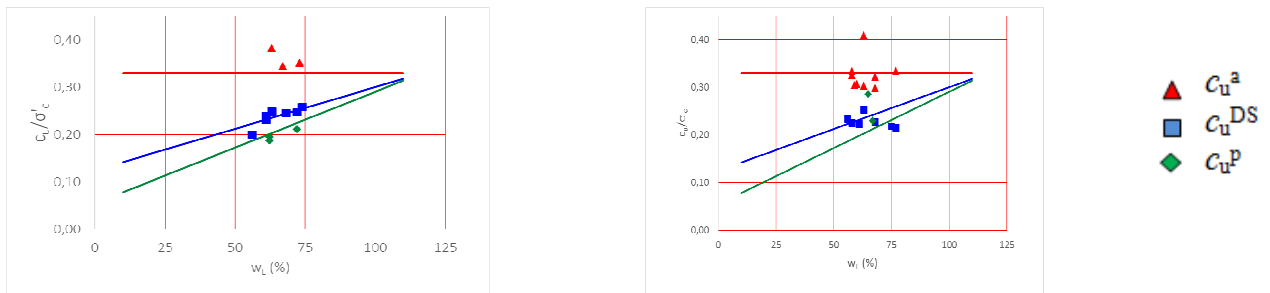
4.2 Exempel från sex olika regioner

Inom ramen för tidigare nämnda FoU-projekt har dryga trettio lokaler, där man gjort direkta skjuvförsök och/eller triaxialförsök, bearbetats enligt den

ovan beskrivna metodiken. I en rapport (Sällfors o Larsson, 2017) beskrivs geologin för respektive område kortfattat och geotekniska data redovisas där i diagramform och hela den successiva utvärderingsprocessen kan följas.

I denna artikel visas några exempel från sex olika regioner i Sverige. Av utrymmesskäl har enbart resultaten inlagda i empiri-diagram tagits med. Vidare anges här bara ortsnamn för respektive lokal, medan lokalernas lägen och detaljerade geotekniska data återfinns i den refererade rapporten.

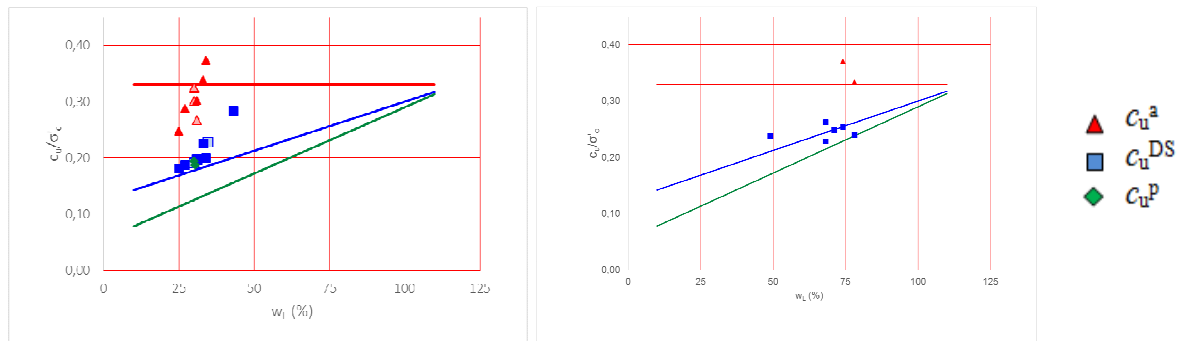
Resultat från Göteborg



Figur 10. a. Hisingen

b. Centrala Göteborg

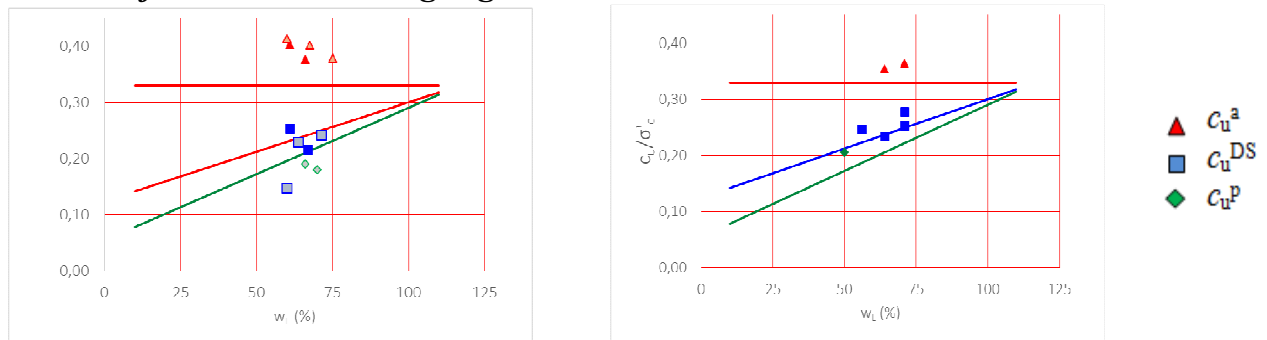
Resultat från Bohuslän



Figur 11. A. Småröd

b. Fjällbacka

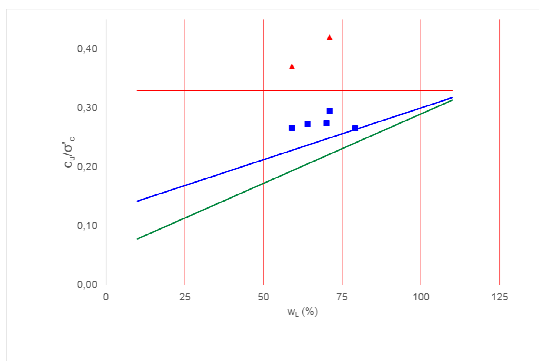
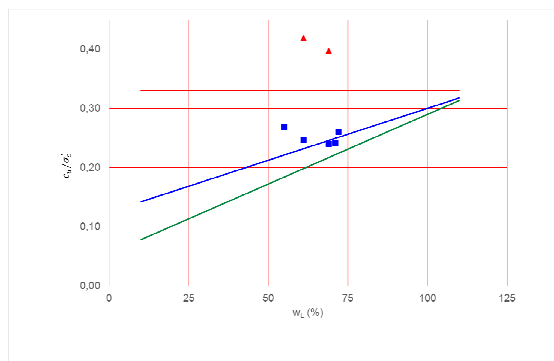
Resultat från Göta älvs dalgång



Figur 12. a. Brodalsravinen

b. Lilla Edet - Åby

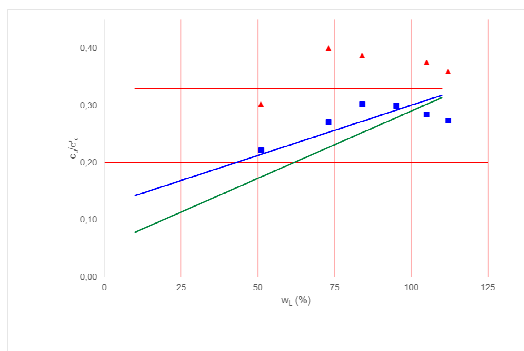
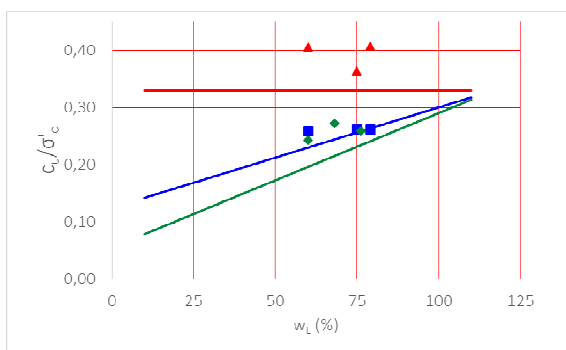
Resultat från Sävåån



Figur 13. a. Kviberg

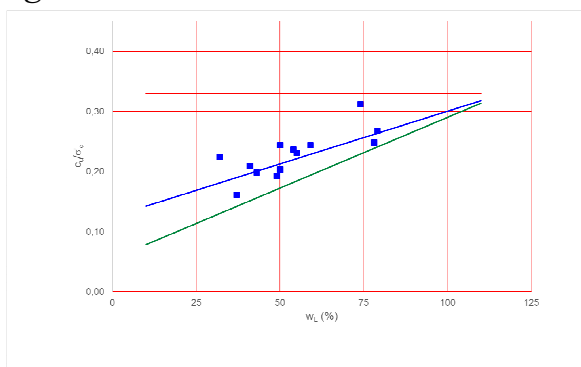
b. Bellevue

Resultat från östra Sverige



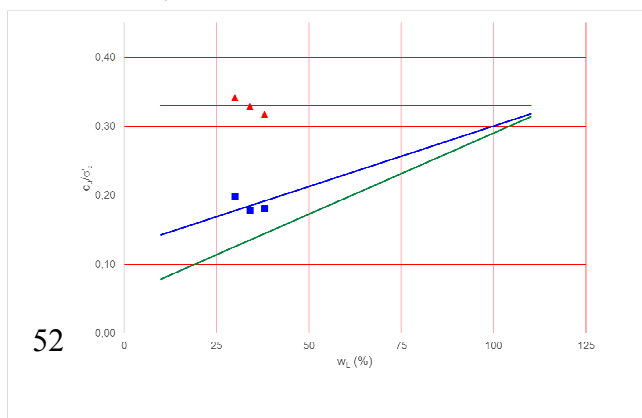
Figur 14. a. Lilla Mellösa

b. Lidingö



c. Norr om Uppsala

Resultat från Värmland

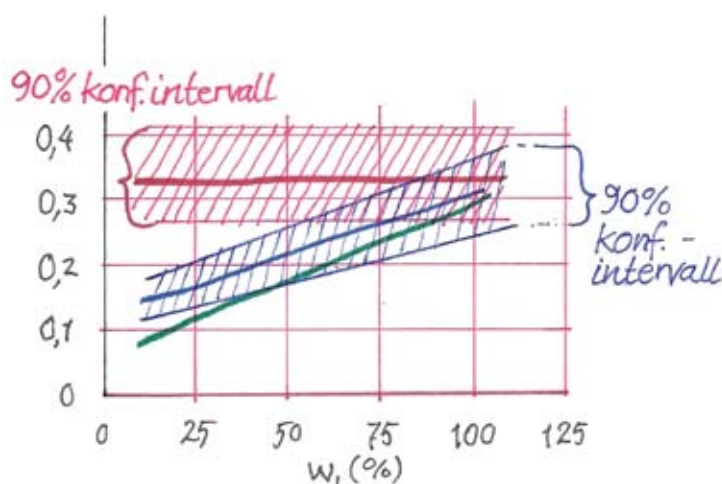


Figur 15 Norsälven

4.3 kommentarer till resultat

Det är viktigt att notera att de resultat som redovisats ovan representerar leror med ganska stort spann avseende w_L , ca 30 – 90 %. En del leror är tämligen överkonsoliderade, medan andra är nära normalkonsoliderade eller svagt överkonsoliderade.

Förvisso finns det en viss spridning i resultaten, men den är ändå ganska måttlig om man beaktar att det finns en rad faktorer som inverkar och bidrar till spridningen, som störning vid provtagning, transport, hantering i laboratoriet, tolkning m.m. för respektive försök.



Figur 16. 90 % konfidensintervall för c_u^a och c_u^{DS}

Om man gör tankeexperimentet att spridningen av resultaten enbart skulle bero på en naturlig variation och effekter av provtagning, provning etc. och variationskoefficienterna för c_u och σ'_c , så skulle variationskoefficienten för kvoten c_u/σ'_c vara dryga 14 %. Det skulle innebära att 90 % av punkterna för direkta skjuvförsök och triaxialförsök i empiridiagrammet skulle hamna inom de skrafferade fälten i figur 16. Detta villkor kan nog sägas vara väl uppfyllt i figurerna 10 - 15.

Av speciellt intresse är att studera vilket val av hållfasthet som antagligen skulle gjorts i de olika fallen som behandlats i rapporten, om man inte gjort några specialiserade försök som CRS-, direkta skjuv- och triaxialförsök.

5 NYA RÅN

Förhållandet är uppenbarligen att det många gånger, kanske i de flesta fall är så att de empiriska sambanden ger ett gott riktvärde.

Dessvärre finns det många saker som kan medföra att vinge, kon och CPT, som vi ofta förlitar oss på när det gäller val av c_u , ger för låga värden.

Vi gör då ofta dessutom kanske ett lite konservativt val och får då ett c_u som är klart lägre, kanske 10 till 15, i värsta fall 20 % för lågt. I vissa fall spelar det kanske ingen större roll, i andra fall kan det betyda stora skillnader i design och kostnader. Nedan följer några sådana exempel, som dels är lite tillspetsade, dels lite maskerade för att inte röja den bakomliggande verkligheten.

5.1 Utdömning av befintlig bebyggelse

I en slänt i västra Sverige fanns en del befintlig bebyggelse och man upptäckte vid en geoteknisk undersökning att den beräknade säkerhetsfaktorn var för låg, baserat på vingförsök. Fastigheterna utrymdes och ytterligare utredningar gjordes. Det var främst vingförsök som gav de låga hållfasthetsvärdena. Leran var emellertid kvick i området, vilket medförde en påtaglig störning av leran när vingen drevs ner. Genom fördjupade undersökningar, där man bl.a. lät vingen sitta ett dygn innan försöket utfördes, kunde man konstatera att hållfastheten inte alls var så låg. Efter korrigeringar för provningstiden, var hållfastheten snarare helt i paritet med vad empirin antydde.

5.2 Stort skred som skar av väg

När väl något går snett, ligger det i sakens natur att de inblandade parterna söker orsaker till det inträffade, som ligger utanför det egna ansvarsområdet. När det, som i detta fall, inträffade ett skred på arbetsplatsen, kommer de geotekniska undersökningarna som ingick i förfrågningsunderlaget att nagelfaras på ett helt annat sätt än vad som antagligen skedde under projekteringsfasen. Den ena parten sökte och hittade enstaka låga värden på hållfastheten, i detta fall bestämda med vingförsök, som tillsammans med en rad andra antaganden medförde säkerhetsfaktorer långt under vad som krävdes. Den andra parten gjorde andra tolkningar och såg helt andra orsaker till det inträffade skredet.

Syftet med att ta upp detta fall här är inte att framföra en egen standpunkt i frågan, utan att markera vikten av att göra tillräckligt med undersökningar redan från början, så att eventuella tveksamheter i görligaste mån kan undanröjas.

Om man följt den metodik som framhållits ovan, skulle man under projekteringen ställt sig frågan huruvida enstaka låga värden var ett resultat av provningsförfarandet eller representerade en avvikelse från tidigare erfarenheter. Om dessa låga värden var väsentliga för designen, skulle man i det skedet ha kompletterat eller utvidgat undersökningarna för att avgöra, dels

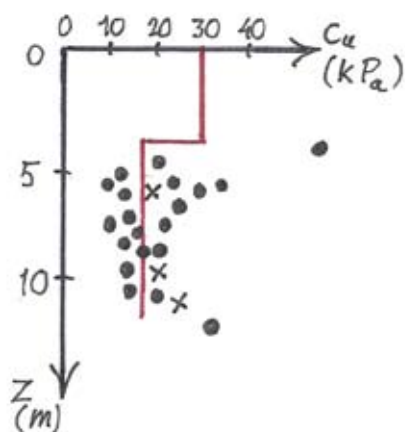
om dessa värden var representativa, dels om de i så fall hade en utbredning som var sådan att det skulle påverka designen.

Det är högst troligt att en beställare, ställd inför en viss osäkerhet, väljer att komplettera undersökningarna, snarare än att säga, vi chansar, de där värdena är nog inte tillförlitliga.

5.3 Överdimensionerad spont/Förenklad tolkning av odränerad skjuvhållfasthet

När vi som geotekniker inte riktigt ser ett tydligt mönster i de bestämningar av den odränerade skjuvhållfastheten vi gjort, har vi en tendens att betrakta ganska stora områden som en enhetlig jordvolym och medelvärdesbilda. Det kan få som resultat att vi på vissa ställen överskattar hållfastheten, medan vi på andra ställen underskattar den.

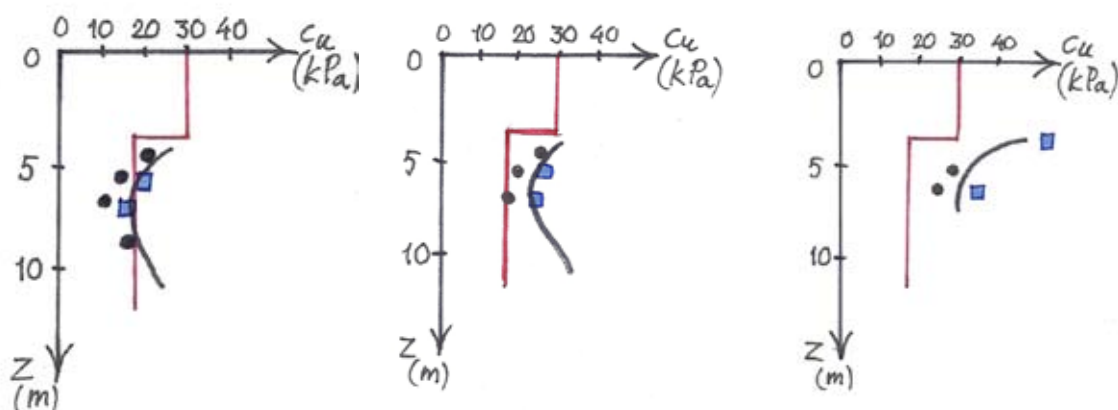
I detta exempel, från östra Sverige, fanns inom ett område på dryga 100 000 m² närmare 20 borrhål med bestämningar av c_u gjorda på ostörda prover med fallkonförsök. Dessutom fanns några borrhål där man gjort vingförsök. Utifrån en sammanställning av alla hållfasthetsbestämningar i ett diagram valdes en hållfasthetsprofil med 30 kPa i torrskorpan och 20 kPa i resten av leran ner till friktionsjorden, oberoende om lerdjupet var 3 eller 10 m. Omfattande spontningsarbeten krävdes inför grundläggningsarbetena, inte oväntat långt större än vad man från början räknat med. I efterhand hamnade man i en diskussion mellan beställare och utförare, då med valet av c_u i blickpunkten. Den av geoteknikern tolkade och använda hållfasthetsfördelningen var då helt avgörande för dimensioneringen av sponten, och det fanns naturligtvis visst fog för den tolkning som geoteknikern gjort.



Figur 17. Tolkad c_u

I efterhand kunde man dock konstatera att där fanns ett ganska omfattande material med CRS-försök, som utförts för dimensioneringen av

grundläggningen med hänsyn till sättningar, som man inte hade utnyttjat för analysen av hållfasthetens variation med djupet.



Figur 18. Hållfasthetsprofiler i tre borrhål. — Vald hållfasthet
 ● c_u^{kon} ■ $c_u^{empiri-CRS}$ — c_u^{empiri} baserad på bedömd OCR

Här visas tre diagram för tre olika punkter inom det aktuella området. I det ena diagrammet framgår att man antagligen i viss mån överskattat hållfastheten i en punkt. Denna punkt var representativ för en mycket begränsad del i ena hörnet av tomten. För de andra två punkterna, som var representativa för lejonparten av området, är det uppenbart att den gjorda tolkningen är alltför pessimistisk, inte minst avseende hållfasthetens tillväxt med djupet, jämfört med vad de uppmätta värdena samt vad empirin antyder. Eftersom bottenuppretryckning var en dominerande del av problemkomplexet, hade just hållfasthetstillväxten på djupet en avgörande inverkan på designen. Återigen, man ska alltid konkretisera sin förhandskunskap, i detta fall de hållfasthetsvärden som empirin antyder. Därmed får man stöd för sin tolkning av hållfastheten, alternativt att man ifrågasätter de värden man har och utvidgar sin undersökning.

5.4 Otilräckliga undersökningar ursäkt för merkostnader

Det är sällan som man stöter på projekt där de gjorts för mycket geotekniska undersökningar, snarare är det ofta tvärtom. Entreprenörer är dock som regel skickliga och kompletterar då med lite undersökningar eller tar kanske lite chanser för att inte förlora tid. Trots detta händer att man i efterhand rättfärdigar krav på extra ersättning, hänvisande till bristande underlag, stora osäkerheter, arbetsmiljö eller liknande.

Det stora felet är många gånger att man inte tar upp frågan när problemet uppstår, utan först långt senare, ofta inte förrän inför den ekonomiska uppgörelsen.

I det här aktuella fallet gäller det en lerslänths stabilitet. Det geotekniska underlaget för ett sidoområde var nära nog obefintligt. Därmed sattes ett högt krav på säkerhetsfaktor F_c . När man sedan bestämde vilken hållfasthetsfördelning man skulle använda valde man att ta den som angivits i FU för ett angränsande område, och som i sig var lite försiktigt vald.

Det skulle föra alltför långt att redogöra för alla detaljer här, men entreprenörens argumentation byggde på att alternativa och påtagligt mer kostsamma åtgärder krävdes p.g.a. detta.

Det är sällan ens fel att två bråkar, men i detta fall är det helt klart att, hade man skattat hållfastheten enligt den här föreslagna metodiken, hade man direkt fattat beslut om kompletterande geotekniska undersökningar, fått en högre hållfastheter bekräftad och samtidigt kunnat sänka kraven på F_c . Därmed hade det ursprungliga arbetsförfarandet kunnat användas.

6 SLUTSATSER

Vi är övertygade om att den här redovisade metodiken är väl värd att studeras och tillämpas. Den kommer inte bara att leda till en ökad förståelse för en leras odränerade skjuvhållfasthet utan också, förhoppningsvis, medföra att det geotekniska underlaget vid dimensionering av konstruktioner i lera håller högre kvalitet genom att det i många fall blir lättare att argumentera för utökade geotekniska undersökningar, inkluderande fler försök av typen CRS, direkta skjuvförsök och triaxialförsök.

Återkoppla gärna till någon i arbetsgruppen, se appendix. Dessutom kommer under våren 2017 ytterligare en rapport, ”Rekommendationer”, där även ett Excel-blad bifogas, som kan utgöra ett komplement till vad företagen använder idag.

Det vore också en fördel för branschen om den odränerade skjuvhållfastheten får rätt fokus från början i projekt där den är av betydelse. Därmed skulle en hel del kostsamma tvister sannolikt kunna undvikas. Det är ju trots allt mycket bättre att göra fördjupade geotekniska utredningar och få en säkrare och mer ekonomisk design än att i efterhand lägga energi på kostsamma juridiska processer.

APPENDIX

Trafikverket har finansierat ett FoU-projekt ”Bestämning av skjuvhållfasthet med specialiserade metoder i praktiska tillämpningar” som syftar till att ”Rätt skjuvhållfasthet skall användas i respektive dimensioneringssituation”. För att genomföra projektet tillsatte Trafikverket en arbetsgrupp bestående av:

- Anders Kullingsjö och Torbjörn Edstam, Skanska
- Tara Wood, NCC
- Per-Evert Bengtsson och Rolf Larsson, SGI
- Urban Högsta, Golder Associates
- Göran Sällfors, Chalmers och GeoForce
- Jan Ekström och Anders Hansson, Trafikverket
- Fredrik Dahlgren, Skanska (adjungerad)

REFERENSER

Hov, S och Sällfors, G, 2015. Triaxialförsök – SGF e-learningkurs.

<https://versal.com/c/al8qu9/summary>

Kullingsjö, A., 2007. Effects of deep excavations in soft clay on the immediate surroundings – Analysis of the possibility to predict deformations and reactions against the retaining system. PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.

Sällfors, G och Larsson, R, 2017a. Bestämning av odränerad skjuvhållfasthet med specialiserade metoder i praktiska tillämpningar.

Sammanställning av ”Case Records”.

<http://fudinfo.trafikverket.se/fudinfoexternwebb/pages/PublikationVisa.aspx?PublikationId=3127>

Sällfors, G och Larsson, R, 2017b. Metodik för bestämning av skjuvhållfasthet i Lera – En vägledning. SGF Rapport 1:2017. (Finns tillgänglig våren 2017).

Sällfors, G., Larsson, R., Bengtsson, P.-E., Dahlgren, F., Edstam, T., Ekström, J., Hansson, A., Högsta, U., Kullingsjö, A. and Wood, T. Rekommendationer för val av odränerad skjuvhållfasthet i lera. (Publiceras på Trafikverkets hemsida våren 2017)

JB-2 MED SÄNKHAMMARBORRNING – PÅ STORA DJUP I SALTSJÖN

Jonatan Brattberg, WSP-Sverige

Sammanfattning

Som beslutsunderlag till Sverigeförhandlingen behövde Trafikverket (TRV) verifiera bergnivåer ca 80 meter under havsytan i Saltsjön, längs bergtunnelalternativet i projektet ”Östlig förbindelse”. Vattendjupet kring undersökningsområdet uppgick till 36 meter. Undersökningen var komplex med svåra geotekniska förhållanden samt besvärliga yttre omständigheter i form av osäkert ledningsunderlag och arbete i hårt trafikerad farled med stora vattendjup. Vid borrhjup till bergöverytan som överstiger 30m rekommenderas inte användning av topphammare vid Jb-sondering.

WSP valde att utföra den geotekniska undersökningen från en uppskrapad arbetspråm med en sonderingsmetod (motsvarande Jb-2) med vattendriven sänkhammare (MWD), till skillnad från en konventionell Jb-sondering som utförs med topphammare. I ett liknande projekt för Trafikförvaltningen SLL har WSP också använt MWD-sondering med framgångsrikt resultat. I det projektet utfördes även upptagning av kärnprover för att verifiera borrhparametrarna och bergnivåer i ett där mycket trasigt berg.

I två andra projekt, som WSP utfört användes motsvarande metod (MWD), då med luftdriven sänkhammare. I de genomförda projekten har flera fördelar kunnat konstateras med en vattendriven sänkhammare jämfört med en luftdriven och då i form av bättre arbetsmiljö, enklare och mer representativ uppsamling av uppkommande borrhkax samt mindre bränsleåtgång. Dessutom är tryckmätning i vatten mer representativt än i luft eftersom vatten är inkompressibelt till skillnad från luft. Metoden är även idealisk för borrning på sjön, med fri tillgång på vatten. Metoden har i projektet fungerat även med användning av saltvatten, vilket inte rekommenderas av tillverkaren.

WSP:s samlade erfarenhet från fyra liknande projekt är att sänkhammare alltid skall användas vid djup till berg större än 30m och att en vattendriven hammare är klart fördelaktig. Kaxanalys bör genomföras för att verifiera resultaten från sonderingarna. Vid låg bergkvalitet är även komplettering med vertikal kärnbörning att föredra.

Summary

As part of the feasibility study for the project Östlig Förbindelse, Trafikverket needed to verify the level of the bedrock below the seabed in Saltsjön, Stockholm, in order to inform The Sverigeförhandlingen (a Swedish national development planning body) whether or not a rocktunnel alternative would be possible. The water depth in the investigation area reached a maximum of 36 meters. The investigation was complex with difficult geotechnical conditions, unknown locations of utilities and a heavily trafficked fairway. With a drilling depth to rock of over 30m it is not recommended to use conventional top-hammer for soil-rock probing.

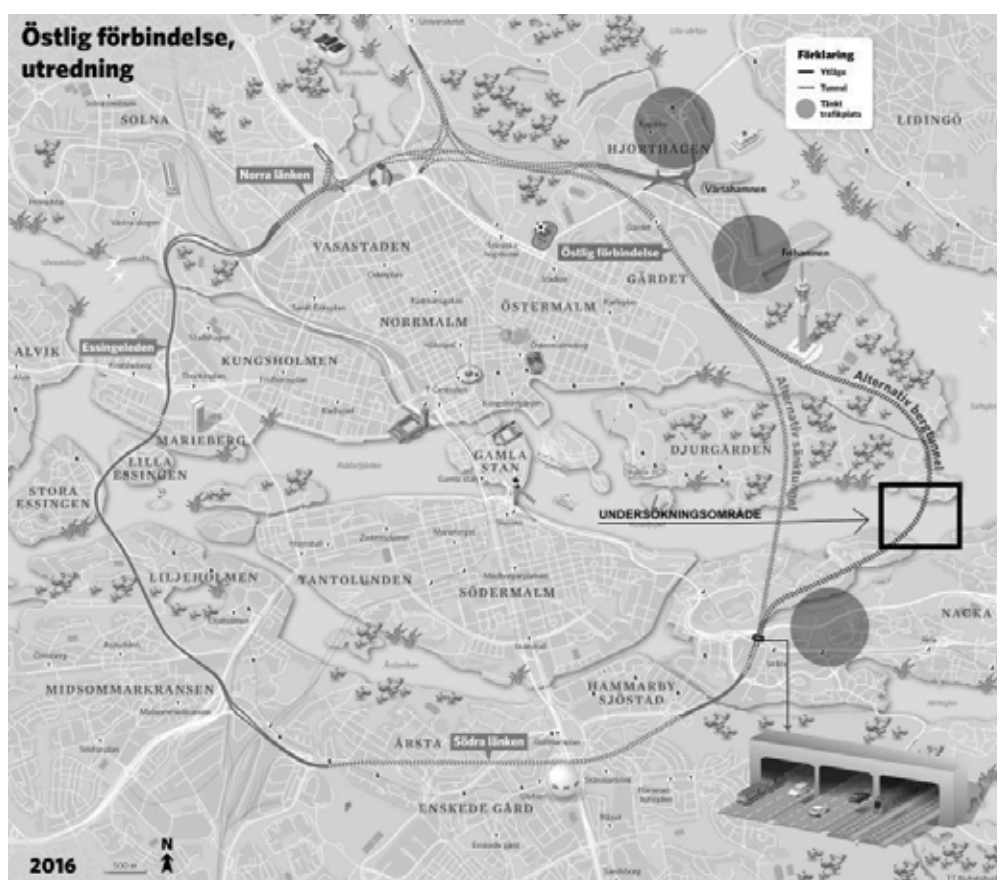
WSP chose to execute the geotechnical investigation from an anchored floating platform with a probing method (corresponding to the Jb-2 method) that utilizes a water powered DTH-hammer, in parallel with measurements of drilling parameters (MWD-probing), which differs from the conventional top-hammer soil-rock probing. In a similar project for Trafikförvaltningen SLL, WSP also used MWD-probing with successful results. In that project rotary coring was also used to verify the drilling parameters and bedrock levels. In two similar projects, the same method (MWD-probing) was used but with pressurized air instead of water.

Project experiences have yielded several advantages of using water powered DTH-hammer compared with pressurized air; a better working environment, more simple and more representative drill cuttings and less fuel consumption. Furthermore, pressure measurements in water are more representative versus air due to the incompressible nature of water. The method is also ideal for drilling projects over water, where there is free access to water. The use of salt water worked well for the water powered DTH-hammer, even though it was not recommended by the manufacturer.

WSP's conclusion from the experience of four similar projects is that a DTH-hammer should be used where the bedrock is anticipated to be deeper than 30 meters and that a water-powered system is clearly advantageous. Analysis of drill cuttings should be carried out to verify the results from the probing. Where low quality rock is encountered supplemental rotary coring is preferable.

1 INLEDNING – PROJEKTET ÖSTLIG FÖRBINDELSE

Projektet Östlig förbindelse är tänkt att binda ihop Norra- och Södra Länken i Stockholm och sträcker sig från Sickla i söder och vidare norrut för att där ansluta till Norra Länken vid planerad trafikplats kring Frihamnen, se figur 1. Bergtunnelns djup och utformning styrs, enkelt uttryckt, av bergets överyta längs sträckningen. Vid Saltsjöpassagen där vattendjupet går ner till ca 35 meter förväntades det största djupet till berg. Eftersom dimensionerande lutning för bergtunneln är maximalt 5 % och avståndet mellan påslaget i Sickla och Saltsjöpassagen är förhållandevis kort (ca 2200 meter) begränsar det möjligt djup på tunneln i Saltsjöpassagen. Bergtunnelns profil är alltså beroende av bergöverytans nivå under Saltsjöpassagen. Undersökningarna utfördes inför Sverigeförhandlingen för att kunna ge Trafikverket svar på om projektet är genomförbart eller ej. Den geotekniska undersökningen av bergöverytans läge under Saltsjöpassagen blev därför en av knäckfrågorna för fortsatt utredning och planering av projektet. Det var därför av största vikt att kunna leverera så tillförlitliga resultat som möjligt på bergöverytans nivå.



Figur 1. Utredningsöversikt Östlig Förbindelse, (trafikverket.se, 2016)

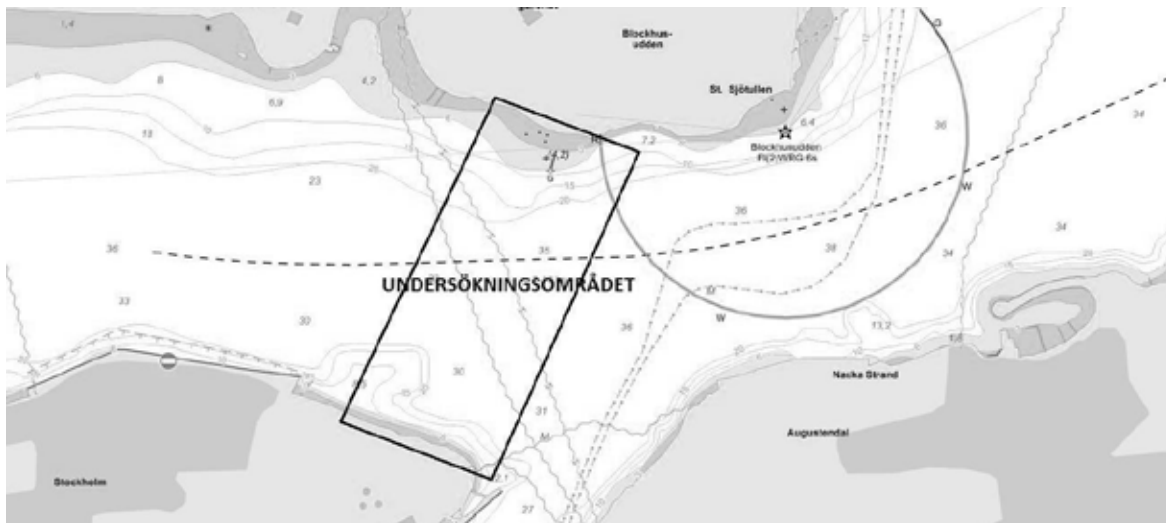
2 FÖRUTSÄTTNINGAR

2.1 Yttre omständigheter

Hela undersökningen var fokuserat till Saltsjöpassagen och begränsades av Djurgården i Norr och Kvarnholmen i söder. Området korsar den farled som här utgörs av en förhållandevis smal passage (ca 200 m) i inloppet till centrala Stockholm. Farleden, som går i öst-västlig riktning, är hårt trafikerad, i synnerhet av yrkestrafik med små och större fartyg, Viking Line, Birka, Waxholmsbolaget etc. Direkt öster om undersökningsområdet ändrar farleden riktning mot ost-nordost, se figur 2.

På sjöbotten korsas området av ett sjökabelstråk med optofiberkablar med stor informationsöverföringskapacitet av riksintresse, tillhörande Skanova.

Eftersom farleden varit en viktig led in till Stockholm långt tillbaka i historien återfinns på sjöbotten även ett antal vrak inom undersökningsområdet, vilka inte fick skadas under arbetena. Tidpunkt för undersökningen var v. 47-50 2015.



Figur 2. Sjökort med undersökningsområdet (Eniro sjökort 2015)

2.2 Geotekniska förhållanden

I mitten av sundet är vattendjupet ca 35 meter och grundar upp i norr och söder. I berget löper i öst-västlig riktning en förkastningszon som korsar undersökningsområdet någonstans i Saltsjöpassagen. Denna förkastningszon är kraftig och djup med uppsprucket berg och bergnivån kring zonen har tidigare varit föremål för undersökningar motsvarande den nu utförda. Baserat på resultat från tidigare projekt i närheten antogs bergöverytan ligga på ca 80 meters djup. Ovan bergöverytan förväntades ett 20-30 meter mäktigt lager med fast lagrad sand och morän med inslag av block. Ovan

friktionsjordslagret förväntades ett ca 10 meter mäktigt lager av lera och överst bottensediment av lös respektive mycket lös karaktär.

3 UNDERSÖKNINGSMETOD

Komplexiteten i de geotekniska förutsättningarna samt kringliggande yttre omständigheter tillsammans med den förhållandevis korta upphandlingstiden gjorde det utmanande att sätta ihop en projektspecifik organisation med personal och underkonsulter, något som löste sig tack vare goda kontakter, erfarenhet av liknande projekt samt ett mycket gott samarbete mellan Trafikverket, WSP och Alverdens AB (WSP:s underkonsult, borrentreprenör). I detta avsnitt redogörs för hur WSP gick tillväga med att välja undersökningsmetod i projektet Östlig Förbindelse.

3.1 Bakgrund

Geotekniska undersökningar ned till de stora djup som var aktuella i detta projekt är tämligen sällsynta och kräver noggranna förberedelser rörande metodval. Framförallt är det djupet till berg samt de stora vattendjupen som är utmärkande i problemställningen. Vid konventionell Jb-sondering används en geoborrbandvagn med topphammare och parameterregistrering. Metoden är indelad i fyra sonderingsklasser (Jb-tot, Jb-1, Jb-2 och Jb-3) enligt SGF:s metodbeskrivning för jord- bergsondering. För djup till bergöverytan som överstiger 30 m rekommenderas annan metod och då främst sondering med sänkhammare (SGF Rapport 4:2012). Anledningen till att inte topphammare rekommenderas är att man förlorar 6-10 % av slagkraft i varje borrarstålskarv, enligt Altas Copco (tillverkare av 44mm R32-stål: vanliga geoborrstänger för konventionell Jb-sondering). Ytterligare slagkraft kan förloras beroende av handhavandet samt skarvhylsa-/tappens funktionsstatus. Registrerade parametrar kan i och med förlorad slagkraft mot djupet riskera misstolkas. Att borra sig igenom stora mäktigheter av friktionsjord och block på stora djup med topphammare innebär också en stor risk för att borkronan ska fastna.

Det finns idag ingen egen sonderingsklass för sänkhammare och metoden måste därför specificeras vid varje utförande. Risken är att undersökningar utförs på olika sätt och därav går utövaren miste om tidigare erfarenheter och kunskap, vilket kan medföra felbedömningar och ytterst felaktiga slutsatser om bergöverytans läge.

3.1.1 Tidigare projekt

Flera projekt i Stockholmsområdet har utförts med liknande förutsättningar som i Östlig Förbindelse och då sänkhammare har använts. WSP har den

senaste femårsperioden utfört tre liknande projekt med samma frågeställning som i Östlig Förbindelse (ÖF). Två av dessa utfördes innan ÖF: Vid idéstudien till Tunnelbaneförbindelse till Nacka (2013) undersöktes bergöverytans läge i samma svaghetszon som i ÖF mellan Stadsgården och Beckholmen/Skeppsholmen. Den undersökningen utfördes från uppankrad pråm med två paralleletablerade bormaskiner utrustade med luftdrivna sänkhammare. Motsvarande uppställning användes samma år i Mälaren mellan Eolshäll och Smedslätten där Stockholm Vatten planerade en ny dragning av avloppstunnel under Mälaren där bergnivåer kontrollerades på större djup (ca 65 m).

Projektet utfördes med framgångrika resultat rörande identifiering av bergöverytan. Dock uppkom emellanåt svårigheter i form av spolproblematik och fastborrade foderrör vilket gjorde att vissa undersökningspunkter inte med säkerhet kunde verifiera bergnivån. De fastborrade foderrören var också svåra och tidsödande att avlägsna, eftersom det inkluderade dykarbeten på ca 30 meters djup.

3.2 Borrmaskin

I en konventionell jord- och bergsondering används en mindre borrbandvagn (ca 4 ton) med topphammare som driver ner en borkrona med en diameter på 57 mm. Vid geotekniska undersökningar på vatten från pråm används foderrör för att stabilisera borrstålen och undvika knäckning. I projektet Östlig Förbindelse var vattendjupet varierande mellan 20-36 meter och det antagna djupet till berg 80 meter. Detta gör att en stor mängd foderrör måste hanteras och det blev därför mer effektivt att använda en större maskin. Konventionella georiggar kan dessutom brista i kapacitet gällande vridmoment och uppdragningsförmåga.

3.3 Drivningsmetod

Med antagandet om det stora djupet till berg samt de förmodat stora mäktigheterna av friktionsjord med blockinslag ansågs topphammare inte utgöra en säker drivningsmetod. Att istället använda en sänkhamarutrustning, där hammaren är placerad längst ner vid borkronan, är en säkrare drivningsmetod på större djup.

3.4 Vattendriven sänkhammare

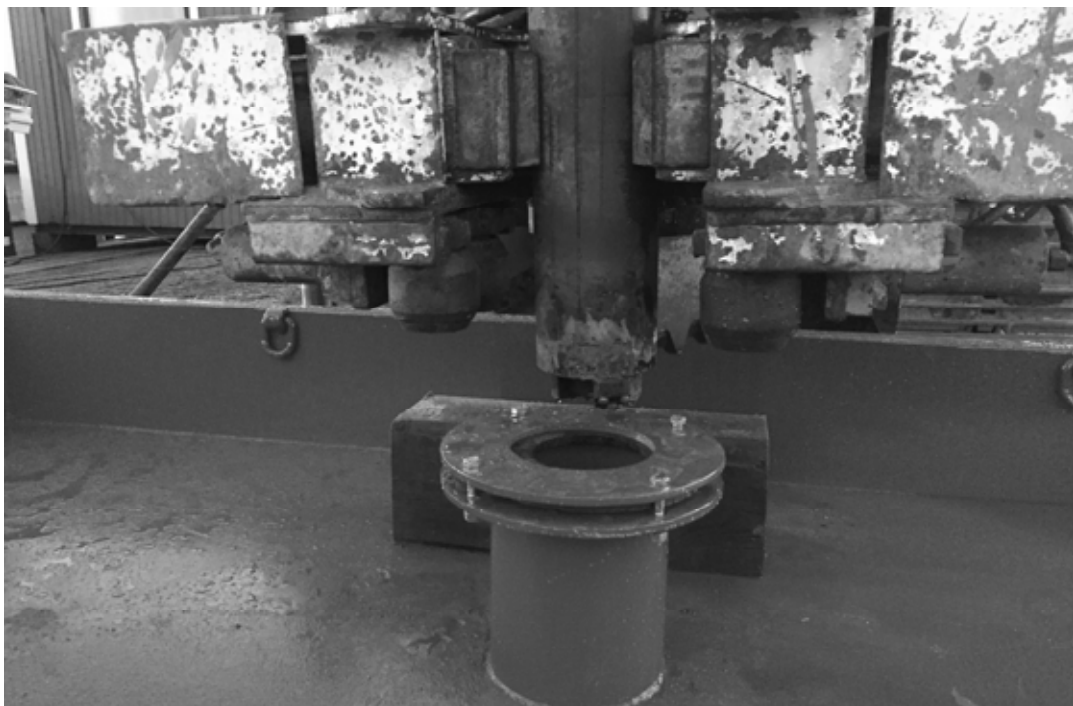
I projektet valdes att använda en vattendriven sänkhammare istället för luft, något som WSP inte hade någon tidigare erfarenhet av vid geotekniska undersökningar, då tidigare projekt använt sig av luftdriven sänkhammare. Aspekter som arbetsmiljö, bättre möjlighet till borkaxuppsamling,

bränsleekonomi samt att borrentreprenören Alverdens AB hade stor erfarenhet av metoden talade till det vattendrivna systemets fördel.

3.5 Metodval

Målet med metodvalet var att efterlikna en Jb-2 sondering så långt som möjligt (då det var den metod som beställts) samt att maximera chanserna att med säkerhet kunna bestämma bergnivån. Med anledning av argument presenterat i avsnitt 3.1 - 3.4 utfördes undersökningen därför med en större maskin (Casagrande C8 - ca 24 ton) utrustad med vattendriven sänkhämmare. Registrering av parametrar gjordes med en datalogger, Jean-Lutz "Dialog". Metoden är vidare benämnd MWD (Measure while drilling).

Med MWD drevs foderrör med en ytterdiameter på 139,7mm med en vingborrkrona med diameter 146 mm till förmodat berg. Bergsonderingen drevs med ett innersystem med en borkrona $\phi 90$ mm. Som komplement till sonderingarna samlades borkkax upp i ett uppsamlingskar, från både jord- och bergsonderingen för att kunna verifiera övergången från morän till berg, se figur 3.



Figur 3. Monterad MWD-system med 146mm vingkrona och 139,7mm foderrör. Nederst ses uppsamlingskar för uppkommande borkkax (WSP 2015)

I tabell 1 redogörs detaljer om vald borkrustning.

Tabell 1. Detaljer borrarutrustning

Foderrörborrning:	Ytterdiameter	Godstjocklek	Gänga	Modell/kommentar
Rör	139,7 mm	6,3 mm	10 mm repgänga	Med fasning för nycklar 3m längder
Borrstål	76 mm	6,3 mm	API 23/8 W	3m längder (ca 10 kg/m)
Foderrörborrkrona	146 mm	--	--	Vingkrona TRB115
Foderrörshammare	--	--	API 23/8 W	Wassara W100
Innersystem:				
Borrstål	76 mm	6,3 mm	API 23/8 W	3m längder (ca 10 kg/m)
Borrkrona	90 mm	--	--	90 mm Flatface
Hammare	--	--	API 23/8 W	Wassara W80 N2

3.6 Anpassning och korrelationsborrning

Då vald metod inte är en vedertagen sonderingsklass för Jb-sondering var viss modifikation av utrustningen nödvändig för att efterlikna en Jb-2 sondering så långt som möjligt. WSP utförde dessutom en korrelationsborrning där en jämförelse med en konventionell Jb-2-sondering genomförts parallellt med MWD.

3.6.1 Korrelationsborrning

Jämförelse mellan metoderna

Korrelationsborrningen utfördes av WSP och Alverdens AB under vecka 3 och 4 2016 i Länna söder om Stockholm, alltså efter tidpunkten för undersökningarna för Östlig Förbindelse. Undersökningsplatsen hade en sedan tidigare känd bergnivå ca 1 m under markytan.

Först utfördes en konventionell Jb-2-sondering med en geoborrbandvagn (GM75). Sonderingen utfördes till 7,5 m djup och sammanlagt 6,5 m i berg. Den sonderingen är benämnd ”TEST-WSP” och redovisas i bilaga 1. På samma plats (1 m från ”TEST-WSP”) utfördes sedan en MWD-sondering med exakt samma utrustning och inställningar som användes vid sjöundersökningarna. Den sonderingen är benämnd ”TEST-ALV” och redovisas i bilaga 1 tillsammans med ”TEST-WSP”.

Berget i sonderingarna har efter kaxanalys bestämts till en sedimentär gnejs men inslag av granitådror. Från den konventionella Jb-2 sonderingen visar det sig att berget är av god kvalitet med en sjunkhastighet kring 4 mm/s. För MWD-sonderingen ligger sjunkhastigheten kring 6-8 mm/s.

Vid utvärdering av MWD-sonderingen skall beaktas att sjunkhastigheten är marginellt högre med de inställningar som valts fältundersökningen i Östlig förbindelse.

Simulering djupborrning

Vid korrelationsborrningen gjordes också en simulerad jämförelse hur mängden borrhåll (d.v.s. borrhåll) slår mot sjunkhastigheten för MWD. Två sonderingar, 15W30A och 15W30D, utfördes på samma område ca 1 m ifrån varandra. I A användes exakt samma parametrar som vid undersökningarna i Östlig Förbindelse. I ”D” ställdes matningstycket upp med 15 bar, vilket motsvarar vikten av 60 m borrhåll, d.v.s. en sondering driven på 60 meters djup. Övriga parametrar behölls som i ”A”.

Det visade sig att en ökning av matningskraften slår mycket lite på sjunkhastigheten, så lite att det knappt är mätbart, men en marginellt ökad hastighet kan ses vid detaljanalys av uppmätta värden.

Trots att borrning utförs på stora djup kommer sjunkhastigheten inte påverkas nämnvärt av en stor mängd borrhåll som ökar trycket på kronan.

3.7 Insamling av borrhåll

Valet av sänkhämmare gör att vissa mätbara parametrar skiljer sig mellan topphämmare och sänkhämmare. Vid en konventionell Jb-2 sondering mäts och insamlas följande värden:

- Djup
- Borrmotstånd och sjunkningshastighet
- Matningskraft
- Hammartryck (hydraultrycket på topphämmaren)
- Rotationstryck (tryck på vridmotorn) alternativt Vridmoment
- Rotationshastighet

Det mätvärde som skiljer sig åt vid drivning medelst MWD är hammartrycket. Vid MWD-sonderingen registrerades istället spoltrycket på spolvattnet som driver sänkhämmaren. Eftersom drivningsmetoderna skiljer sig åt, dels själva metoden samt krafter och storlek på borrhåll (90 mm på sänkhämmaren) har parametrarna vid MWD anpassats för att sjunkningshastigheten i berg ska motsvara den vid konventionell Jb-2 sondering. Vid MWD har värden insamlats och anpassats enligt värden i tabell 4.

Tabell 2. Parametrar vid MWD

Parameter	enhet	Konstant värde vid foderrörsborring genom jord (önskvärt)	Värde vid bergsondering
Djup			
Borrmotstånd	s/200mm	8 s/200mm	Min 8
Sjunkningshastighet	mm/s	Max 25 mm/s	Max 25 mm/s
Matningstryck	bar	Max 50 bar	50 bar (konstant)
Hammartryck (vattentryck Wassara)	bar	Max 50 bar	Max 150 bar
Rotationstryck (tryck på vridmotorn)	bar	50 bar	50 bar
Rotationshastighet	rpm	15 rpm	30 rpm

3.7 Redovisning

Undersökningresultaten från MWD-sonderingarna redovisades som Jb-2 sonderingar med förändrad storhet på hammartrycket, där istället hammartrycket på vattendrivna sänkhammaren redovisas (MPa). Vid Jb-2 registreras matningskraften (kN), men för MWD-sonderingen valdes att istället registrera matningstrycket (MPa).

4 UTFÖRANDET

4.1 Sjömätning

Innan påbörjad geoteknisk undersökning utfördes en omfattande sjömätning i undersökningsområdet. Sjömätningen hade tre syften; dels att klarlägga bottenförhållandena, att lokalisera vrak i undersökningsområdet samt att lokalisera de sjökablar som enligt ledningsunderlaget korsade undersökningsområdet.

4.1.1 Batymetri

Sjömätning av havsbotten utfördes med Multi Beamstrålande (MBES), Sidescan Sonar (SSS) och Penetrerande ekolod (SBP). Flera vrak påträffades under bottenskanningen, vilka koordinatsattes. Trots upprepade försök kunde inte sjökablarna återfinnas med ovan givna metoder förutom nordväst om undersökningsområdet där kablarna visade sig ligga ytligt.

4.1.2 Cable tracking

Då de tidigare undersökningsmetoderna inte varit framgångsrika i sökandet efter sjökablarna valdes att istället gå vidare med en s.k. Cable Tracking, en metod där man elektriskt tonsätter kablarna från land och letar efter dem med två släpmikrofoner där minsta vinkeln beräknas från den akustiska signalen för att positionera kabeln. Metoden lyckades delvis och stora delar av de fyra sjökablarna kunde lokaliseras och koordinatsättas. Vissa osäkra lägen kvarstod efter sökningen.

Arbetet utfördes av Clinton Mätkonsult AB samt av personal från ledningsägarens förvaltare (EITel), under vecka 46 2015.

4.2 Etablering för borrning

De geotekniska undersökningarna utfördes från en arbetspråm av måtten 13x31 meter. Pråmens förankring bestod av fyra st. förankringsstenar (vikt ca 3 ton/st) som spändes fast mot pråmen med hjälp av hydrauliska trossvinschar.

Sex stycken förankringsstenar placerades ut i två separata arbetsområden längs med centrumlinjen för planerad bergtunnel, ett nordligt och ett sydligt. Inom arbetsområdet kunde pråmen förhalas mellan stenarna för att komma åt sonderingspunkter längs centrumlinjen. Stenarna markerades ut med gula specialmärken vid vattenytan och dessa utgjorde utmärkningen av det avlysta arbetsområdet. Då undersökningsområdet var lokaliserat i norr förflyttades farleden temporärt söderut för sjötrafik och vice versa då arbetsområdet låg i söder. De temporära farlederna markerades ut med specialmärkena samt med tillfälliga farledsmarkeringar.

Vid sondering med samtidig borregistrering är det viktigt att pråmen ligger förhållandevis stilla. Etableringen var därför känslig för svall från fartyg och eventuell sjögång, något som löstes med tillfällig fartbegränsning i farleden samt god kommunikation med berörda rederier etc.

4.3 Geoteknisk undersökning

Ombord på pråmen etablerades bormaskinen, en Casagrande C8, vattenpump (Wassarapump), sedimentationsbassäng, elverk och arbetsbod m.m. Arbetsordningen bestod enligt följande (kronologisk ordning):

1. Utplacering av förankringsstenar.
2. Etablering/förhalning av pråmen till undersökningspunkt.
3. Utsättning/inmätning av undersökningspunkt.

4. Lodning av vattendjupet.
5. Nedsänkning av foderrör (3-meterslängder) med innersystem med $\phi 146$ mm vingkrona ner till havsbotten.
6. Fortsatt drivning av foderrör genom överlagrande jordlager ner till berg med registrering av parametrar och samtidig uppsamling av uppkommande borrhax och annat uppspolat material.
7. Då misstänkt berg påträffats togs innersystemet upp och byttes till $\phi 90$ mm krona för underborrning i berg (Jb-sondering).
8. Underborrningen utfördes mellan 5 och 14 meter i berg under samtidig registrering av parametrar och omhändertagande av uppkommande borrhax.
9. Upptagning av innersystemet.
10. Upptagning av foderrören.
11. Etablering till nästa undersökningspunkt.

4.4 Analys av borrhax

Under sonderingarna samlades uppkommande borrhax genom foderrören i ett uppsamlingskar. Från karet togs representativa kaxprover och transporterades till WSP:s laboratorium för analys av sakkunnig.

Efter kaxanalysen justerades bergnivån i en undersökningspunkt ner ca två meter från 56,5 till 58,5 meters djup. I övrigt utgjorde kaxanalysen endast en verifikation av de tolkade bergnivåerna från sonderingsresultaten.

5 RESULTAT

I sonderingarna som utfördes påträffades djup till bergöverytan mellan 20,2 och 65,8 meter. I tio av tolv undersökningspunkter kunde bergnivån tolkas endast utifrån sonderingsresultaten. I en punkt var en kombination av sonderingsresultaten och kaxanalysen nödvändig för att tolka bergnivån (se avsnitt 4.4) och i en annan punkt fick sonderingen avbrytas på grund av brant släntberg där kronan inte fick fäste.

6 RESULTAT FRÅN LIKANDE PROJEKT

Trafikförvaltningen i Stockholms Län utreder i dagsläget nya möjliga kollektivtrafiklösningar och har i samband med detta undersökt de geotekniska förutsättningarna för att passera i berg i Saltsjö-Mälarsnittet. Den undersökningen utfördes av WSP, Trafikförvaltningen och Alverdens AB under 2016. Även i det projektet användes vattendrivet MWD-system från uppankrad pråm. Som ytterligare ett komplement genomfördes även en vertikal kärnborrning.

6.1 Kärnborrning

Trots registrerade parametrar med MWD och upptaget analyserat borrkax visade det sig att bergöverytan ändå var svårbestämd i flera av sonderingarna i ett av undersökningsområdena. Kärnborrning utfördes därför i en sondering mellan 41,5 och 44,0 m djup (nivå -40,6 till -43,1) vilket motsvarar den nivå som efter MWD-sondering och borrkaxanalys tolkats som övergång från morän till bergöveryta. Borrkärnan uppvisade mycket kraftigt omvandlat och krossat berg, ställvis till ren lerkonsistens, se figur 4.



Figur 4. Kärnprov från 43m djup (WSP 2016)

Efter upptagningen av borrkärnan fortsatte MWD-sonderingen, som innan kärnupptaget, med registrering av borrparametrar och uppspolning av borrkax. Detta för att säkrare kunna utvärdera bergytans nivå i tidigare undersökningspunkter med motsvarande låga bergkvalitet där tveksamheter förelegat.

I och med kärnborrningen verifierades att bergytan tolkats på rätt nivå. Resultatet från kärnborrningen gjorde också att de uppmätta parametrarna i närliggande sonderingar på samma nivå som kärnprovet kunde tolkas som berg. Detta gjorde att övriga sonderingar där bergnivån var svårbestämd, kunde bedömmas som säkra bergträffar.

7 DISKUSSION OCH SLUTSATS

Vanligtvis drivs en sänkhämmare med trycksatt luft. I ett sonderingsförfarande där insamling av mätvärden under drivningen är viktig kan luftdrivningen göra att sonderingen blir onödigt grovt utförd då det är svårt att kontrollera lufttrycket eftersom luften är kompressibel. Att istället använda vatten som drivmedium till hammaren gör att drivningen blir jämnare och eftersom vatten är inkompressibelt erhålls dessutom en bättre kontroll på tryckparametern, samt en jämnare frekvens och kontroll på hammaren jämfört med en luftdriven.

Arbetsmiljön kring en vattendriven borrhög är avsevärt mycket bättre än vid en luftdriven, eftersom vattnet håller ett konstant (stillsamt) flöde istället för att blåsa upp ur foderröret med våldsam kraft. Detta var en mycket tacksam aspekt, i synnerhet då arbetena utfördes vintertid. Ingen borrhög utrustning fastnade så att den var tvungen att kvarlämnas i något av projekten, vilket medförde att inga dykningsarbeten var nödvändiga, något som på dessa vattendjup alltid är mycket riskfyllt ur arbetsmiljösynpunkt. Dessutom är kvarsittande borrhög utrustning tidsödande att åtgärda.

Med vattendriven borrhög kunde uppsamlingen av uppspolat borrhög utföras på ett kontrollerat sätt och med mer representativa prover från rätt nivåer än vad som är möjligt med luftdrivning. Viss risk finns dock för att de finaste fraktionerna transporteras bort med bortpumpat spolvattnet, emellertid är de fraktionerna ändå svåra att analysera.

Bränsleåtgången med en vattendriven hammare bedöms efter erfarenhet av liknande projekt som maximalt en tredjedel i förhållande till en luftdriven. Den vattendrivna hammaren som användes i de två projekten förbrukar ca 400 liter vatten/minut, vilket inte är ett problem vid arbeten utförda från arbetspråm med fri tillgång till vatten. Enligt tillverkaren av hammaren bör inte saltvatten användas, men efter projektet Östlig Förbindelse som utfördes i bräckvatten, observerades endast normalslitage på utrustningen.

I en av en av undersökningspunkterna påträffades ett tio meter tjockt lager av friktionsmaterial/block ovan ett fem meters lösjordslager innan bergträff. Lösjordslaget låg kring 60 meters djup. Även i denna formation kunde drivningen, om än problematisk, fortsätta med samtidig parameterregistrering för att sedan kunna bestämma bergnivån. Detta påvisar att en vattendriven sänkhammaren är tillitsfull avseende neddrivningssäkerhet även vid större djup.

Nackdelen med vattendriven hammare är att den är mycket känslig för skräp i spolvattnet, som kan göra att hammaren stannar. Detta kan vara besvärligt eftersom ett stopp kan kräva att hela borrhögsträngen måste tas upp för att hammaren ska kunna rengöras. Utrustningen med vattenpump, speciella borrhögstål och hammare är även dyrare än motsvarande luftdrivet system. En korrelationsborrning/kalibrering motsvarande den som WSP utförde i projektet Östlig förbindelse, bör utföras innan den aktuella undersökningen (av tidsmässiga skäl utfördes den efter undersökningstillfället).

Att utföra en vertikal kärnborrning som komplement till sonderingen är ett bra sätt att få ett ”facit” på den tolkade övergången från morän till berg. Om ett borrsystem motsvarande MWD används går det förhållandevis enkelt att koppla till kärnborrtröstning. Eventuell kärnborrning skall utföras efter sonderingen för att kunna precisera exakt nivå för kärnupptagningen, då metoden är tidsödande att utföra på större längder.

En MWD sondering med vattendrivna sänkhämmare kan registreras och redovisas precis som en Jb-2, dock med förändrad parameter för hämmartrycket, där istället spolvattentrycket registreras (vilket är detsamma som trycket på den vattendrivna hämmaren). Vid Jb-2 registreras matningskraften (kN), men för MWD-sonderingen valdes att istället registrera matningstrycket (MPa). En utveckling av metoden skulle vara att också mäta/registrera hämmarfrekvensen och spolflöde, alltså en variant av en Jb-3. Vid användning av foderrör som borrar ner i berg skulle även registrering av återkommande spolvattenflöde utgöra en intressant parameter för tydligare indikation på exempelvis sprickförekomst i berget.

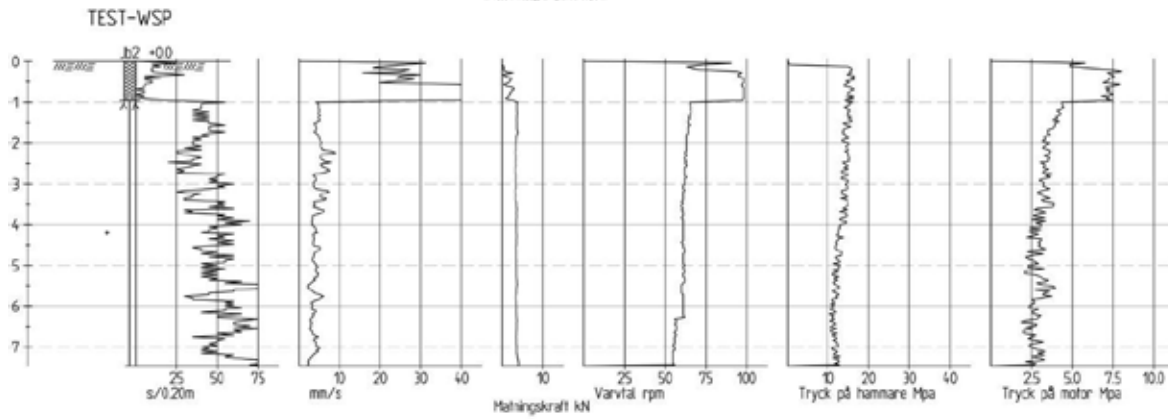
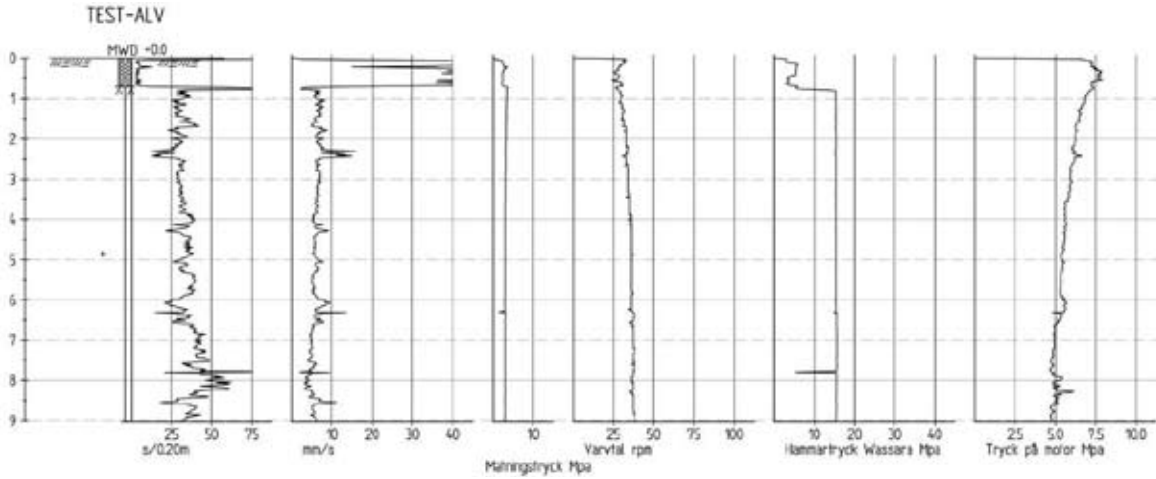
Geotekniska undersökningar med stora vattendjup och stort djup till berg, är alltid föremål för specifika metoder, omfattande planering och efterarbete. WSP:s samlade erfarenhet efter att ha genomfört fyra liknande projekt är att sänkhämmare alltid skall användas och att en vattendrivna sådan är klart fördelaktig. Kaxanalys måste genomföras för att verifiera resultaten från sonderingarna. Vertikal kärnborrning som komplement är att föredra, särskilt då risken för mycket uppsprucket berg föreligger (undersökning av bergnivåer kring svaghetszoner).

För att minska risken för sjögång som påverkar registreringen av djupet i sonderingen skulle, istället för en uppspannad friliggande pråm, en bottenförankrad s.k. jack-up-pråm ha kunnat användas. I Östlig Förbindelse var detta inte möjligt eftersom de sjökablar som korsade området då med stor sannolikhet hade skadats av stödbenen på en jack-up-pråm.

Med erfarenheter från WSP:s undersökningsprojekt samt andra liknande geotekniska undersökningar torde tillräckligt med underlag finnas för att utforma en egen sonderingsklass för MWD med sänkhämmare, förslagsvis namngiven Jb-S (S för sänkhämmare).

8 BILAGOR

Bilaga 1 – Redovisning av MWD i utförd korrelationsborrning



SOM MAN BÄDDAR FÅR MAN LIGGA - TUNGA MASKINER PÅ LÖS LERA MED FOKUS PÅ PÅLKRRANAR

***Fredrik Dahlgren & Torbjörn Edstam,
Skanska Sverige AB***

Sammanfattning

Under åren 2011 till 2012 välte två pålkranar på Skanskas byggarbetsplatser i Göteborgsområdet. Turligt nog inträffade inga personskador vid dessa olyckor, men till följd av detta utfördes en internutredning med målsättningen att säkerställa att denna typ av olyckor inte inträffar igen. Sedan dess har Skanska varit förskonat från liknande olyckor, men med tiden har vi insett att varje år välter en å två pålkranar i Norden. Trots detta förefaller det saknas branschgemensamma skrifter och/eller riktlinjer motsvarande de som tagits fram för exempelvis temporära schakter. Därför tog Skanska initiativ till en ”diskussionseftermiddag” med rubriken *”Säker arbetsmiljö på våra byggarbetsplatser – hur hantera tunga maskiner på lös lera?”*, i regi av SGF Väst. Denna artikel är en syntes av författarnas erfarenheter och reflektioner samt delar av vad som framkom vid ovannämnda ”diskussionseftermiddag”. Den allmänna meningen vid ”diskussionseftermiddagen” var att det finns ett stort behov av att ta fram ett branschgemensamt synsätt kring hur ”tung maskiner på lös lera” skall hanteras, så att en trygg arbetsmiljö uppnås på våra byggarbetsplatser. Vi hoppas att denna artikel skall bidra till att berörda branschorganisationer inser behovet av att ett gemensamt synsätt tas fram och implementeras, innan några riktigt allvarliga olyckor inträffar.

Summary

During 2011 and 2012 two piling rigs overturned at Skanskas construction sites in the Gothenburg area. Fortunately, no one was injured but an internal investigation was performed aiming at preventing similar accidents in the future and this far we have been successful. However, we have gradually realized that, on average, one to two piling rigs overturn within the Nordic countries every year. Yet, well-established Swedish guidelines on how to deal with heavy cranes on poor ground - from a geotechnical point of view - seem to be missing. Therefore, last autumn Skanska initiated a meeting where the geotechnical community in the Gothenburg area gathered and discussed this matter. The overall conclusion from the meeting is that there is a great need of developing and implementing such guidelines in Sweden. In this paper several aspects that are believed to be important are briefly discussed, including some parts of the presentations at the aforementioned meeting.

1 INLEDNING OCH BAKGRUND

År 2009 inträffade en tragisk dödsolycka vid ett schaktarbete på en av Skanskas byggarbetsplatser. Vid de efterföljande utredningarna konstaterades att schaktarbetet hade utförts i enlighet med då aktuell version av skriften ”Schakta Säkert”, vilken utgivits av Arbetsmiljöverket och SGI. Strax därefter initierade Skanska ett branschgemensamt arbete som resulterat i en uppdaterad och förbättrad version av skriften ”Schakta Säkert”, kompetenshöjande utbildningar i regi av Byggentreprenörskolan samt kravet att en ”Schaktansvarig” skall finnas på varje byggarbetsplats där schaktarbeten förekommer.

Några år efter ovannämnda dödsolycka – år 2011 respektive 2012 - välte två pålkranar på Skanskas byggarbetsplatser i Göteborgsområdet, se Figur 1. Turligt nog inträffade inga personskador vid olyckorna men Skanska såg även denna gång mycket allvarligt på händelserna. Därför utfördes en intern utredning med målsättningen att säkerställa att denna typ av olyckor inte inträffar igen. Som en konsekvens av utredningen har Skanska bland annat tagit initiativ till och handlett två examensarbeten (Nyman&Dahlgren, 2015 och Grahnström&Jansson,2016) med fokus på hur den geotekniska bärförmågan bör analyseras när tunga maskiner används på byggarbetsplatser med dåliga grundförhållanden.



Figur 1. Foton av Skanskas pålkranar vid olyckorna 2011 respektive 2012.

Skanska har varit förskonat från liknande olyckor sedan år 2012, men med tiden har vi insett att varje år välter en å två pålkranar i Norden. Trots detta förefaller det saknas branschgemensamma skrifter och/eller riktlinjer motsvarande de som tagits fram för exempelvis ovannämnda schaktsituationer. Arbetsmiljöverket anger dock att ”...Vid användning av en lyftanordning som är mobil eller som kan demonteras och flyttas mellan olika uppställningsplatser skall åtgärder vidtas som hindrar anordningen från att välta, glida eller på annat sätt förflyttas oavsiktligt. Åtgärderna skall vidtas

med särskild hänsyn till markförhållandena. ...” (AFS 2006:6). Tunga maskiner i kombination med dåliga grundförhållanden är mycket vanligt förekommande på våra byggarbetsplatser, men hanteringen av detta förefaller ofta ”falla mellan stolarna”, vilket innebär en uppenbar risk för omedvetet osäker arbetsmiljö och/eller prispressade markentreprenader på bekostnad av en säker arbetsmiljö. Därför tog Skanska under hösten 2016 initiativet till en ”diskussionseftermiddag” med rubriken ”Säker arbetsmiljö på våra byggarbetsplatser – hur hantera tunga maskiner på lös lera?”, i regi av SGF Väst (SGF Väst, 2016).

Denna artikel är en syntes av författarnas erfarenheter och reflektioner samt delar av vad som framkom vid ovannämnda ”diskussionseftermiddag”.

2 HUR HANTERA TUNGA MASKINER PÅ LÖS LERA?

2.1 Inledning

I likhet med temporära schakter (med eller utan stödkonstruktioner) är det i det aktuella fallet mycket viktigt att ha en god kännedom om jordlagerföljden och jordlagrens egenskaper. I de fall som man utnyttjar ett lastspridande system (ekvivalent till stödkonstruktioner för schakter) måste man ha god kännedom om dess egenskaper. Dessa två ”komponenter” utgör ju tillsammans den aktuella geokonstruktionen.

Självklart erfordras dessutom god kännedom om den aktuella maskinen eftersom det är den som ger upphov till den lasteffekt som geokonstruktionen måste utformas för¹.

I de efterföljande avsnitten belyses kortfattat diverse aspekter rörande lasten och geokonstruktionen ”från toppen till botten”, dvs i följande ordning:

- Den pådrivande lasten
- Eventuellt lastspridande system
- Eventuell arbetsbädd
- Eventuell torrskorpelera
- Den lösa leran
- Den geotekniska bärförmågan
- Hantering av osäkerheter
- Kommunikation med byggarbetsplatsen

¹ I denna artikel berörs endast situationer när tunga maskiner befinner sig på plan markyta, dvs inte i närheten av permanenta eller temporära släntröner.

Avslutningsvis berörs kortfattat resultatet av den ”hemläxa” som tre entreprenörer och två konsulter bjudits in att göra inför och redovisa vid den tidigare nämnda ”diskussionseftermiddagen”.

2.2 Den pådrivande lasten

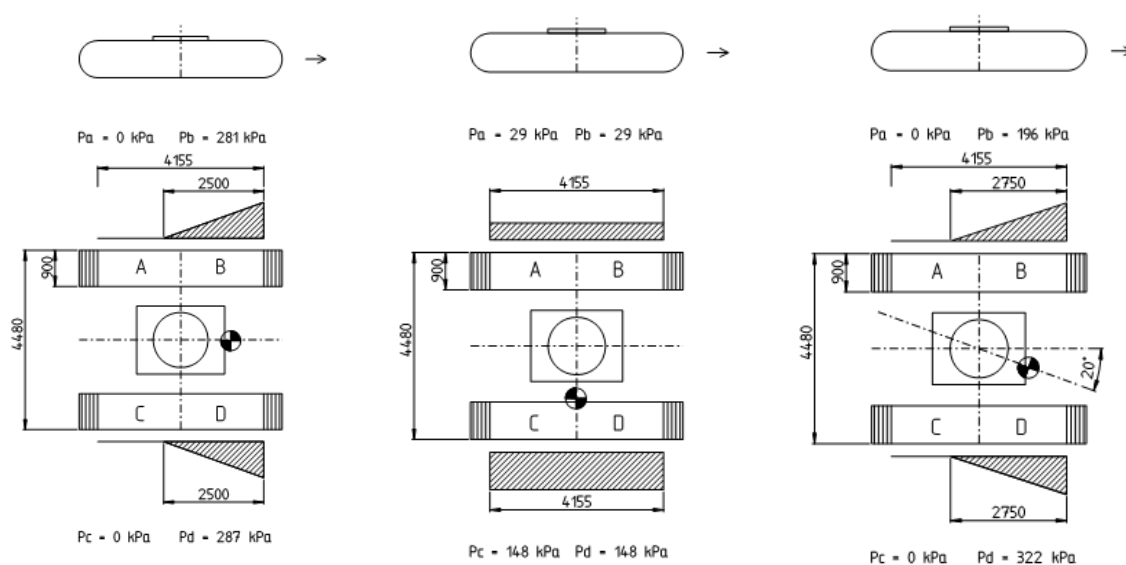
Både lastens storlek och läget för dess lastresultant är viktig.

En tornkran eller mobilkran utför normalt sina kritiska lyft i endast en eller några enstaka uppställningslägen på en arbetsplats. Däremot utför en pålkran sina kritiska lyft i ett stort antal uppställningslägen – ofta i nästan lika många lägen som antalet pålar som skall slås.

I samtliga fall rör sig kranen – och därmed planläget för dess lastresultant – i uppställningsläget. Dessutom är tyngdpunktsläget högt beläget i förhållande till markytan, vilket leder till ett ”rangligt system”.

Tornkranar och mobilkranar utnyttjar stödben som i sin tur vilar på lastfördelande plattor som placerats så att var och en av plattorna belastas centriskt (dock inte med lika stor last i den kritiska lyftsituationen). En pålkran utnyttjar sina larver som lastfördelande plattor, vilket innebär att ingen av larverna belastas centriskt i den kritiska lastsituationen, se Figur 2. Av produktivitetsskäl är det önskvärt att flytta pålkranen så få gånger som möjligt, vilket innebär att samtliga scenarier i Figur 2 kan förekomma i ett och samma uppställningsläge, varvid det kritiska scenariot torde vara när övervagnen är orienterad diagonalt relativt larverna.

Självklart finns en stor mängd olika typer av tornkranar, mobilkranar och pålkranar. Åtminstone när det gäller pålkranar är varje maskin dessutom en ”unik individ” med skräddarsydd konfiguration, vilken dessutom kan ändras/anpassas med hänsyn till de aktuella förhållandena. Utöver detta förekommer även att man med kort varsel väljer att använda en annan pålkran (av samma eller annan modell) än planerat. Därför måste man antingen försäkra sig om att man har rätt lastförutsättningar i det aktuella fallet eller förutsätta den konfiguration/modell som innebär ”elakast” lasteffekt.



Figur 2. Lastresultantens angreppspunkt vid olika lägen på övervagnen relativt larverna samt tänkbara (statiskt möjliga) kontakttryck mot larvernas undersida. Till vänster: Övervagnen parallell med larverna. I mitten: Övervagnen vinkelrätt mot larverna. Till höger: Övervagnen diagonal relativt larverna.

2.3 Eventuellt lastspredande system mellan stödben/larver och undergrunden

För att hantera lasterna från kranar och andra tunga maskiner används normalt någon form av lastspredande system mellan stödbenen/larverna och undergrunden. Oavsett vilket lastspredande system som väljs – normalt körplåtar i stål och/eller stockmattor i trä – måste detta utformas så att dess konstruktiva bärförmåga är tillräckligt stor. När det gäller stockmattor i trä är det viktigt att beakta att de ”åldras” snabbt och därmed får en försämrade konstruktiva bärförmåga.

Som kuriositet kan nämnas att i England förekommer det att det lastspredande systemet mellan en larvburen slitsmursmaskin och undergrunden utgörs av en platsgjuten armerad betongplatta. Förvisso väger en sådana maskin betydligt mer än åtminstone de pålkranar som används i Sverige, men en slitsmursmaskins larver är större än en pålkrans larver och dessutom är jordarna i England normalt betydligt fastare än våra lösa leror.

2.4 Eventuell arbetsbädd

Arbetsbädden är (till skillnad från underliggande torrskorpelera och lös lera) tillverkad under kontrollerade former, åtminstone om den utgörs av föreskriven ”materialtyp”, packats på föreskrivet sätt och dess bärighet dessutom verifierats.

2.5 Eventuell torrskorpelera

Torrskorpeleran är ofta heterogen till såväl sammansättning som tjocklek samtidigt som den innehåller mer eller mindre utvecklade spricksystem. Dessutom varierar dess ”fasthet” med årstiden/nederbörden. Generellt förefaller kunskaperna rörande torrskorpelera vara låg, men viss information går att finna i exempelvis Ringesten (1986). Således krävs antingen konservativa antaganden rörande torrskorpeleran eller att den undersöks i tillräcklig omfattning. Ett exempel på det senare framgår i efterföljande Avsnitt 2.6.

2.6 Den lösa leran

I detta sammanhang är det egenskaperna hos den lösa leran omedelbart under torrskorpeleran som är av primärt intresse. Ofta saknas dock hållfasthetsbestämningar inom denna zon – åtminstone i någon nämnvärd omfattning - vilket kan innebära oväntade överraskningar i byggskedet. Ett illustrativt exempel på detta är ett byggprojekt, innefattade pålning, som Skanska var involverat i för några år sedan. Den aktuella byggnaden, med arean ca 70x130 m², skulle uppföras i anslutning till Göta älv, någon mil uppströms centrala Göteborg. Baserat på de tillgängliga geotekniska undersökningarna bedömdes att de ytliga jordlagren utgjordes av minst 0,5 m torrskorpelera och därunder en lös lera med en odränerad skjuvhållfasthet som uppgick till minst 8 kPa. Baserat på dessa förutsättningar utformades arbetsbäddarna för pålkranen. Vid byggnation av arbetsbäddarna upplevde yrkesarbetarna dock att marken ”gungade” ovanligt mycket, varpå man bad ansvarig geotekniker att besöka byggarbetsplatsen. Inför platsbesöket tillsåg geoteknikern att ca fyrtio provgropar grävdes genom torrskorpeleran ned till den lösa lera, vilket möjliggjorde såväl okulär besiktning som bestämning av torrskorpelerans och den lösa lerans hållfasthet med hjälp av en ”fickvingborr”, se Figur 3. Dessa undersökningar påvisade att torrskorpeleran delvis var betydligt tunnare och lösare än förväntat och dessutom att den lösa lerans hållfasthet delvis var betydligt lägre än förutsatt. Baserat på dessa kompletterande undersökningar reviderades/nyanserades arbetsbäddens utformning, varefter pålningen kunde utföras utan några ytterligare förseningar.



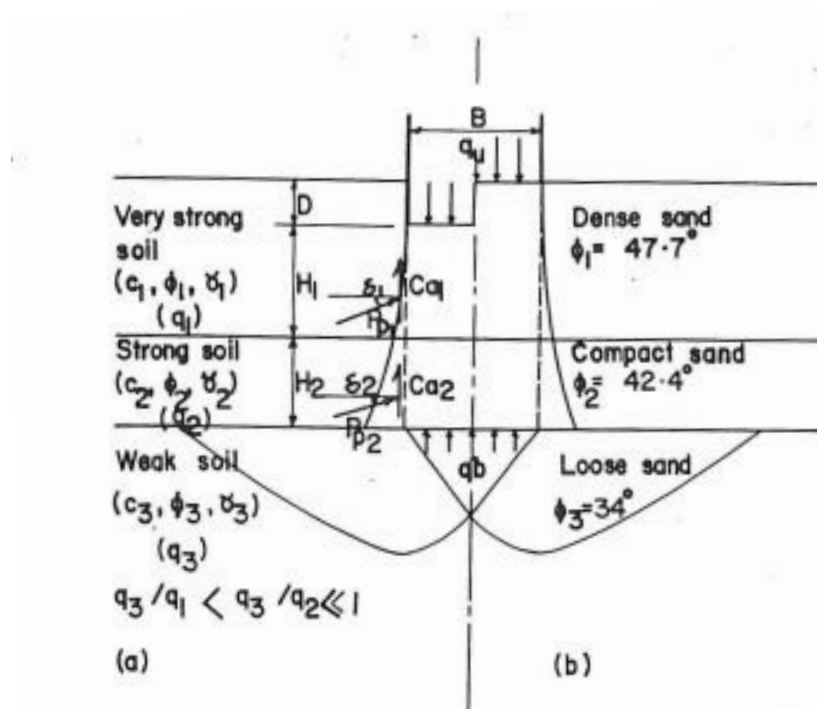
Figur 3. Måhända en geoteknikers önskedröm när det gäller okulär provgrovsbesiktning samt ett exempel på en fickvingborr.

2.7 Den geotekniska bärförmågan

Vid bedömning av den geotekniska bärförmågan krävs någon form av konceptuell beräkningsmodell och förutsatt att markytan är någorlunda horisontell förefaller det rimligt att brottmekanismen är av typen ”lokalt bärighetsbrott”.

I aktuellt fall kompliceras dock situationen av att undergrunden ofta utgörs av en kombination av ett relativt tunt fastare lager (arbetsbädd och/eller torrskorpelera) och den underliggande lösa leran. Beroende på bland annat förhållandet mellan lastens horisontella utbredning, de olika dellagens tjocklek samt deras relativa hållfasthet kan brottmekanismen antingen innefatta enbart det fasta dellagret eller både det fasta och det lösa dellagret. Såvitt känt finns dock ingen allmänt accepterad konceptuell modell eller praxis som på ett rationellt sätt beaktar detta – åtminstone inte i Sverige. Det förefaller dock som att man ofta antar att det fasta lagrets ger upphov till en ”lastspridning”, exempelvis i 2:1, dvs att den underliggande lösa lerans överkant utsätts för ett reducerat kontaktryck fördelat över en större yta jämfört med det fasta lagrets överkant, varefter den lösa lerans geotekniska bärförmåga beräknas mha ”allmänna bärighetsekvationen”. Denna metodik är förvisso enkel att tillämpa, men det fasta lagrets egenskaper beaktas inte på något rationellt/nyanserat sätt. Mer nyanserade beräkningsmodeller har dock föreslagits baserat på semi-empiriska undersökningar (exempelvis Hanna & Meyerhof, 1979). Sådana modeller förefaller dessutom tillämpas i England (BRE, 2004). Beräkningsmodellerna är delvis en generalisering av den ovannämnda ”allmänna bärighetsekvationen” i så motto att brottmekanismen utgörs av en kombination av ”stansning” genom det fasta lagret och ”lokalt bärighetsbrott” i den underliggande lösa jorden, se Figur 4.

Till ovanstående kommer att åtminstone pålkranar ger upphov till excentriska belastningar och därmed ett koncentrerat kontaktryck mellan larverna och undergrunden och/eller mellan stockmattorna och undergrunden. Även denna aspekt behöver beaktas på något sätt. En tänkbar variant skulle kunna vara i form av en "effektiv area" enligt samma princip som vid plattgrundläggning av byggnadsverk där bottenplattan utsätts för excentriska laster.



Figur 4. Konceptuell modell visande brottmekanism innefattande tre dellager med olika hållfasthet (Hanna & Meyerhof, 1979).

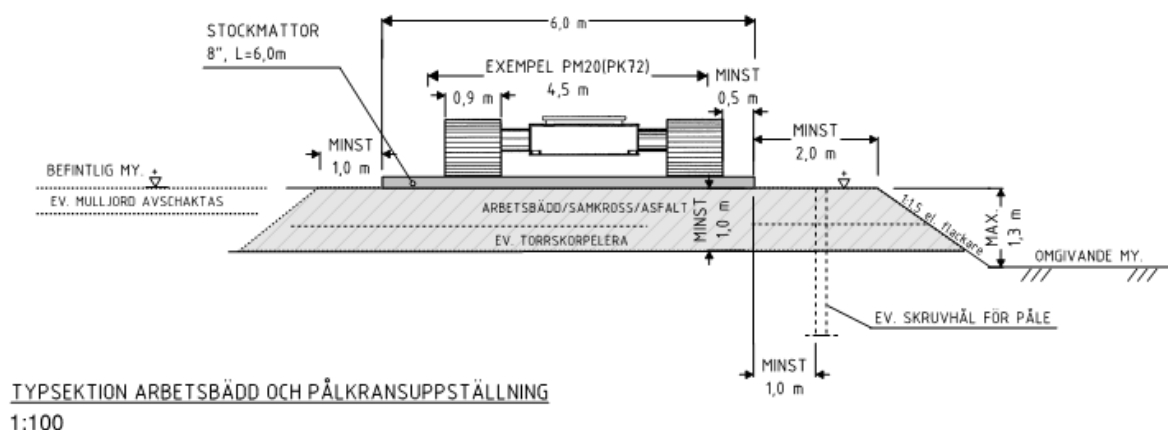
2.7 Hantering av osäkerheter

I likhet med andra temporära geokonstruktioner – exempelvis schakter – måste såväl osäkerheterna som konsekvenserna om något oönskat inträffar hanteras på ett sådant sätt att risken är acceptabel (tillräckligt liten). Det förefaller rimligt att detta hanteras enligt principerna i Eurocode, men det är inte självklart att tunga maskiner på lös undergrund skall hanteras på samma sätt som konventionell plattgrundläggning, dvs enligt IEG (2008). Detta beror exempelvis på att det tillämpningsdokumentet sannolikt inte inkluderar tidigare erfarenheter och praxis för den aktuella frågeställningen.

2.8 Kommunikation med byggarbetsplatsen

Oavsett hur välanalyserad den aktuella kranuppställningen är beror arbetsmiljön i slutänden på att alla berörda parter på byggarbetsplatsen inser vilka förutsättningar och ”spelregler” som gäller. Detta kan exempelvis kommuniceras i form av underlag till den arbetsberedning som rimligen erfordras för detta arbetsmoment. Underlaget inkluderar lämpligen bland annat en ritning där ”spelreglerna” tydligt framgår, exempelvis enligt Figur 5. Som i många andra sammanhang rekommenderas platsbesök för kontroll av att förutsättningarna stämmer med verkligheten och att ”spelreglerna” följs. Några exempel på när ”spelreglerna”, av en eller annan orsak, inte följts framgår i Figur 6 och Figur 7.

Ibland tappar pålkranar balansen trots att undergrundens bärighet är tillräcklig, se Figur 8. Uppenbarligen krävs välutbildade maskinförare med tillräcklig erfarenhet och riskmedvetenhet - speciellt när grundförhållandena är betydligt sämre än i Figur 8.



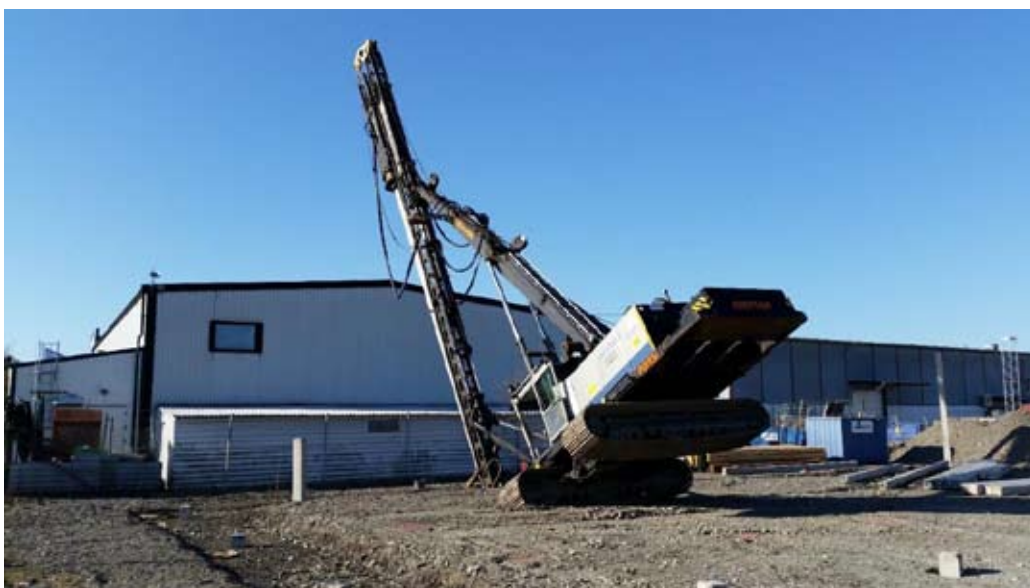
Figur 5. Exempel på ritning som skulle kunna ingå i underlaget för en arbetsberedning rörande pålning.



Figur 6. Exempel på en kranuppställning där poängen med lastspredande stockmattor delvis gått förlorad (Foto: Michael Sabbatini)



Figur 7. Exempel på en pålkran som inte "håller sig på (stock)mattan" – åtminstone inte så som föreskrivits i Figur 5.



Figur 8. Exempel på en pålkran som tappat balansen på grund av handhavandefel av kranföraren.

2.9 Det fiktiva praktikfallet vid SGF Västs ”diskussionseftermiddag”

Det fiktiva praktikfallet utgjordes av följande förutsättningar och frågeställningar:

- Betongpålar skall installeras med en ”normal” pålkran.
- Grundförhållandena utgörs av 0,5 m torrskorpelera och därunder ”Göteborgslera” med odränerad skjuvhållfasthet 12 kPa ned till 5 m djup under markytan, därunder ökning 1,3 kPa/m.
- Behövs det några lastspredande åtgärder för pålkranen? I så fall vilka och hur utformas/dimensioneras de?

De tre inbjudna entreprenörerna redogjorde för hur de resonerat när de utformat geokonstruktionen och avslutade med att presentera den föreslagna lösningen (se vidare SGF väst, 2016), se Tabell 1.

Tabell 1. De föreslagna lösningarna.

Företag	Geokonstruktion
Entreprenör 1	0,3-0,5 m arbetsbädd
Entreprenör 2	Stockmattor på arbetsbädd
Entreprenör 3	Stockmattor på 0,5-0,6 m arbetsbädd

3 NÅGRA AVSLUTANDE REFLEKTIONER

Det fiktiva praktikfall som beskrivs i Avsnitt 2.9 var relativt väldefinierat. Trots detta skiljer sig de föreslagna geokonstruktionerna åt högst påtagligt. Det finns inget ”facit” för det fiktiva praktikfallet, men de tre entreprenörerna förefaller att ha resonerat relativt olika när det gäller åtminstone följande:

- **Kritiskt lastfall:**
En variant var att utgå ifrån situationen att övervagnen är diagonal relativt larverna, jfr Figur 2, vilket en mötesdeltagare ansåg skulle hanteras som ett ”olycksfall” när det gäller den dimensionerande lastens storlek. En annan variant var att utgå ifrån situationen att övervagnen är orienterad vinkelrätt mot larverna.
- **Erforderlig säkerhet:**
En variant var att utgå ifrån Eurocode DA3, dvs med partialkoefficienter på jordens hållfasthet respektive lasten i enlighet med IEG:s tillämpningsdokument. Vid denna approach föreföll det dock finnas delvis olika tillvägagångssätt vid beräkningen av den dimensionerande lasten (hur stor andel av lasten är permanent respektive variabel? hur välja säkerhetsklass?). En annan variant var att utgå ifrån traditionell ”totalsäkerhetsfilosofi” med säkerhetsfaktorn $\geq 1,2$ å 1,3.
- **Modell för beräkning av den geotekniska bärförmågan:**
En variant var att använda en modifierad variant av ”allmänna bärighetsekvationen”. En annan variant var att använda ”lamellmetoden” (med eller utan beaktande av ”ändyteeffekter”), dvs samma beräkningsprincip som vid släntstabilitetsberäkningar. En tredje variant som nämndes var finita element beräkningar, varvid en mötesdeltagare ansåg 3D-analyser är bra, medan en annan mötesdeltagare framförde att han har dåliga erfarenheter av 3D-analyser för denna tillämpning.

Ovanstående påvisar tydligt att det saknas branschgemensamma riktlinjer för hur kranuppställningar skall utformas. Utöver denna ”geoteknikspecifika” brist tillkommer att kommunikationen med byggarbetsplatsen avseende de objektsspecifika ”spelreglerna” sannolikt varierar högst påtagligt beroende på vilka aktörer som är involverade vid pålningsarbetet. Dessutom är maskinförarnas erfarenhet och riskmedvetenhet sannolikt mycket varierande.

Ovannämnda aspekter leder till att arbetsmiljöriskerna skiljer sig åt högst påtaglig från en arbetsplats till en annan, beroende på vilka aktörer som är engagerade kring pålningsarbetet. Sannolikt gäller motsvarande även för mobilkranar och andra tunga maskiner.

Avslutningsvis kan konstateras att den allmänna meningen vid SGF Västs "diskussionseftermiddag" var att det finns ett stort behov av att ta fram ett branschgemensamt synsätt kring hur "tung maskiner på lös lera" skall hanteras, så att en trygg arbetsmiljö uppnås på våra byggarbetsplatser. Vi på Skanska engagerar oss gärna i detta och vi hoppas att berörda branschorganisationer inser behovet av att ett sådant gemensamt synsätt tas fram och implementeras, innan några riktigt allvarliga olyckor inträffar.

4 REFERENSER

- AFS 2006:6. 2010. *Användning av lyftanordningar och lyftredskap (Ändringar införda t.o.m. 16 november 2010)*. Arbetsmiljöverkets författningssamling.
- BRE, 2004. *Working platforms for tracked plant: good practice guide to the design, installation, maintenance and repair of ground-supported working platforms*, Watford, Storbritannien, BRE Bookshop.
- Hanna, A.M., Meyerhof, G.G. (1979). *Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil, with special reference to layered sand*. Canadian Geotechnical Journal, vol 16, nr 2, s 412-414.
- IEG, 2008. *Tillämpningsdokument EN 1997-1 kapitel 6 Plattgrundläggning*. Rapport 7:2008.
- Grahnström, A., Jansson, O. 2016. *Estimation of collapse load on a granular working platform using limit analysis - A parametric study on a layered soil model*. Chalmers tekniska högskola. Institutionen för Bygg- och miljöteknik. GEO. Geologi och geoteknik.
- Nyman, V. Dahlgren, F. 2105. *Working platform on soft clay. Evaluation of bearing capacity on layered soil by plate loading test*. Chalmers tekniska högskola. Institutionen för Bygg- och miljöteknik. GEO. Geologi och geoteknik.
- Ringesten, B. 1986. *Dry crust – its formation and geotechnical properties*. Chalmers Tekniska Högskola. Geoteknik med Grundläggning.
- SGF Väst. 2016. www.sgf.net/web/page.aspx?refid=4508.

ERFARENHETER FRÅN UTFÖRANDET AV EN 28 M DJUP SEKANTPÅLEVÄGG

Josefin Ogeman, Geovita & Frode Oset, Vegdirektoratet

Sammanfattning

Statens vegvesen bygger ut Bjørnegårdtunnelen i Sandvika. Tunneln är 2,3 km lång och största delen sprängs ut i berg förutom där den korsar en djupränna. Här etableras ett 28 m djup schakt. Djupet till berg varierar i området och grunden består av 10-15m lera över 10-15m morän.

Som stödkonstruktion för den djupa schakten valdes en sekantpålevägg. Sekantpålarna har en diameter på 1,2m och de är borrade med centrumavstånd på 0,8m. Väggen är stagförankrad i åtta nivåer och har ett omfattande mätprogram.

Genom instrumentering av väggens laster och deformation samt portryck och sättningar har det varit en kontinuerlig uppföljning av projekteringsförutsättningarna under byggskedet.

Summary

Bjørnegårdtunnelen is a 2.3km long tunnel under construction. The tunnel is crossing a deep gorge and a 28m deep retaining wall is established in a cut and cover operation. The ground condition is 10-15m of clay over 10-15m moraine. The depth to rock is varying over the area.

A secant pile wall was chosen as retaining structure. The diameter of the piles is 1.2m and they are drilled with 0.8m spacing. The wall has eight levels of tied back anchors.

Through extensive instrumentation, such as anchor loads, horizontal deformation, pore pressure and settlements, the design assumptions are monitored during construction.

1 INLEDNING

Statens vegvesen bygger ut E16 mellan Sandvika och Wøyen. Projektet är uppdelat i tre entreprenader: E01 Bjørnegårdtunnelen, E02 Rud-Wøyen och E03 omläggning av lokalvägar. Bjørnegårdtunnelen är den första entreprenaden mellan Sandvika och Vøyenenga och är en 2,3km lång tunnel

som byggs i ett tätbebyggt område strax väster om Oslo. Den största delen av sträckan är en bergtunnel men vid två tillfällen försvinner berget i två djuprännor och andra metoder måste till för att bygga tunneln. I dessa två områden byggs det två djupa schakter, Mølla och Franzefoss. Hela tunneln med schaktgropar kan ses på översiktsbilden i figur 1. De två schaktgroparna binds samman med en 100 m lång bergtunnel. Huvudentreprenör på projektet är NCC Construction och kontraktssumman är på ca 1,2 miljarder NOK.



Figur 1. Översiktsbild över Bjørnegårdtunnelen, området för schaktgrop Mølla och Franzefoss är markerade med svarta cirklar. Resterande del av tunneln sprängs i berg.

2 PROJEKTERING

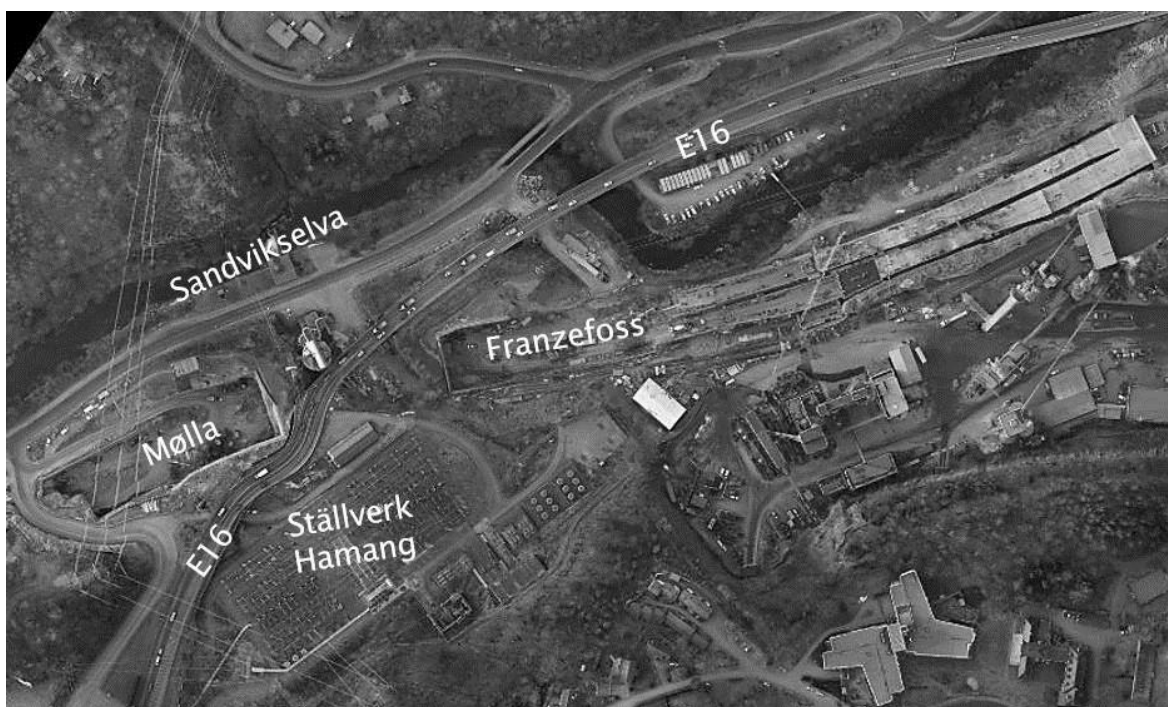
Från början var den nya linjen för E16 projekterad längre västerut men väglinjen blev flyttad för att undgå en krosszon i berget. I det nya linjevalet blev det därför behov för att kryssa två djuprännor med jord.

Schaktgrop Mølla är ca 120m lång och består av moränslänter, bergskärningar och stödkonstruktioner. Schakten är 27 m djup vid den östra sidan av gropen och en sekantpålevägg är vald som stödkonstruktion.

Flera alternativ blev övervägt för att kryssa djuprännan vid Hamang. Alternativen som blev undersökta var en öppen schakt, grundfrysning med drivning av tunnel genom frysta massor eller tunneldrivning med rörskärm. Valet föll på öppen schakt eftersom den ansågs vara en robust metod som var mer tidsmässigt oberoende av tunneldrivningen som kan utföras samtidigt som bygggropen etableras.

Mølla ligger inträngt mellan existerande E16 som har en ÅDT på över 30 000 bilar och Sandvikselva, vilken är en av Oslo och Akershus viktigaste laxälvar. I närheten av gropen ligger det också ett ställverk som levererar ström till stora delar av Oslo och Akershus, se figur 2 för en översikt över området nära schaktgropen. Innan byggstart blev både E16 och högspänningsledningar på

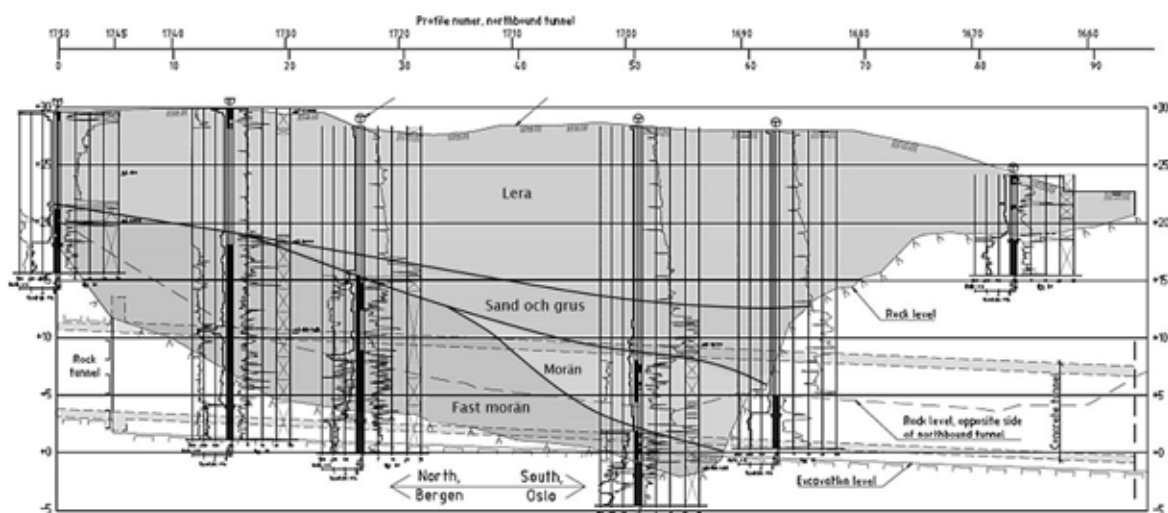
320 kV omlagt för att göra mer plats till tunnelarbetet. Eftersom ställverket ligger så nära Mølla var det inte möjligt att flytta ledningarna helt bort från området och de nya ledningarna går fortfarande nära och till viss del över gropen, vilket går att se i figur 2. Alla dessa faktorer har satt flera restriktioner på både maskiner och arbeten som ska utföras i området.



Figur 2. Översiktsbild över schakt Mølla och Franzefoss som ansluts med bergtunnel. Bilden visar också Sandvikselva mot väst och E16 mot öst. E16 har fått läggas om för att göra plats till gropen.

2.1 Grundförhållande

Det är utfört en stor mängd totalsonderingar, prøveserier och CPTer för att undersöka grundförhållandena på ett tidigt skede i projektet. Grundundersökningarna som är gjorda längs med stödkonstruktionen visar på varierande djup till berg. I den norra delen finns det berg synligt i dagen medan det är upp mot 30 meter djupt till berg längre söderut. Berget består av kalksten. Det går att läsa av från totalsonderingarna att det översta laget består av lera med en mäktighet som varierar mellan 10 och 15 meter och under detta laget ligger det ett fastare lag av sand och grus över en stenrik morän, också detta laget har varierande mäktighet mellan 10 och 15 meter. Leran är klassad som medelfast och lite sensitiv. Grundförhållandet längs stödväggen är visad i figur 2. Grundvattnet ligger på nivå +25 och varierar hydrostatiskt med djupet. Det fasta laget under leran har hög permeabilitet.



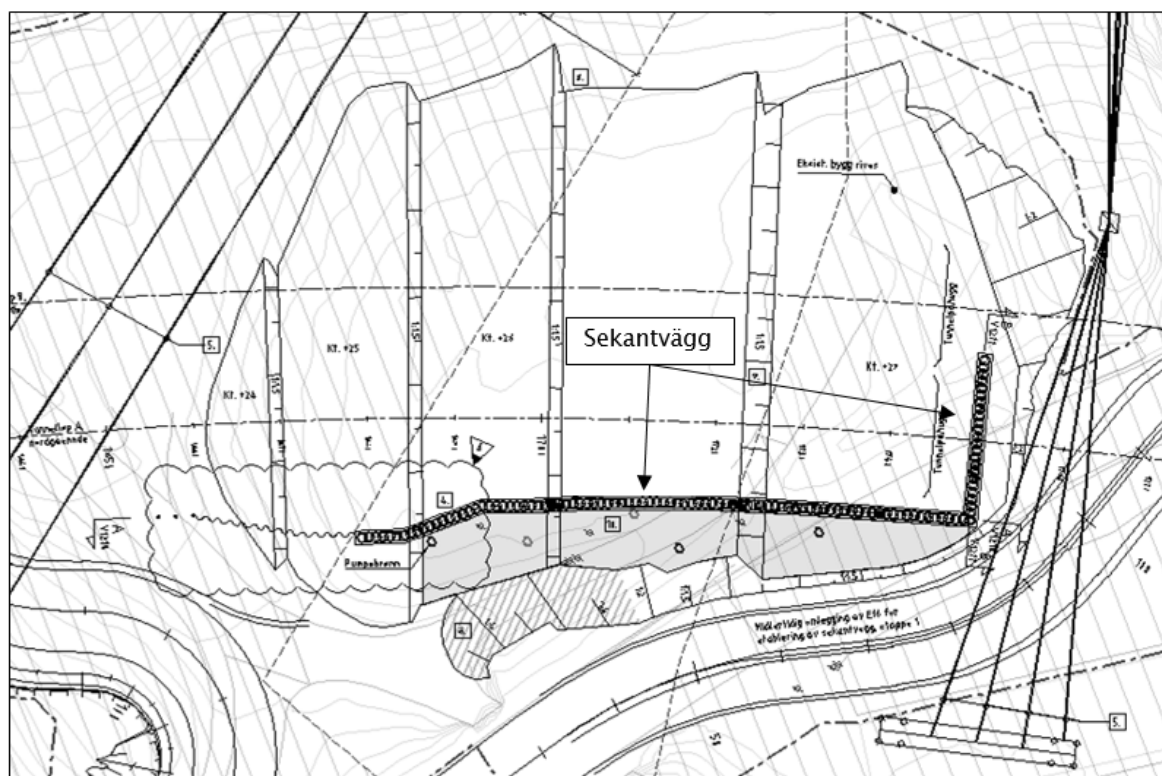
Figur 3. Grundförhållanden längs sekantväggen. 10-15 m lera över 10-15 m morän. Tunnelprofilen är visat med grå linjer.

2.2 Sekantvägg Mølla

Schaktgropen är den djupaste i Norge och det branta bergförloppet tillsammans med en stenrik morän har gett yttre randvillkor för vilka metoder som är passande för stödkonstruktionen. Närheten till existerande E16 i bakkant har också bidragit till strikta deformationskrav för väggen.

Det var viktigt att hitta en lösning med högt moment-, skjuv- och axial kapacitet. Högspänningsledningarna som går över området satte också krav på höjden på maskiner som kan arbeta inne på området. Därför valdes en sekantvägg. Sekantpålarna blev projekterade med en diameter på 1200 mm med ett centeravstånd på 800 mm. Alla pålar ska borraras ned till berg i hela påltvärsnittet och därefter borraras ytterligare 100 mm. Extra inborring utöver detta kunde utföras vid behov.

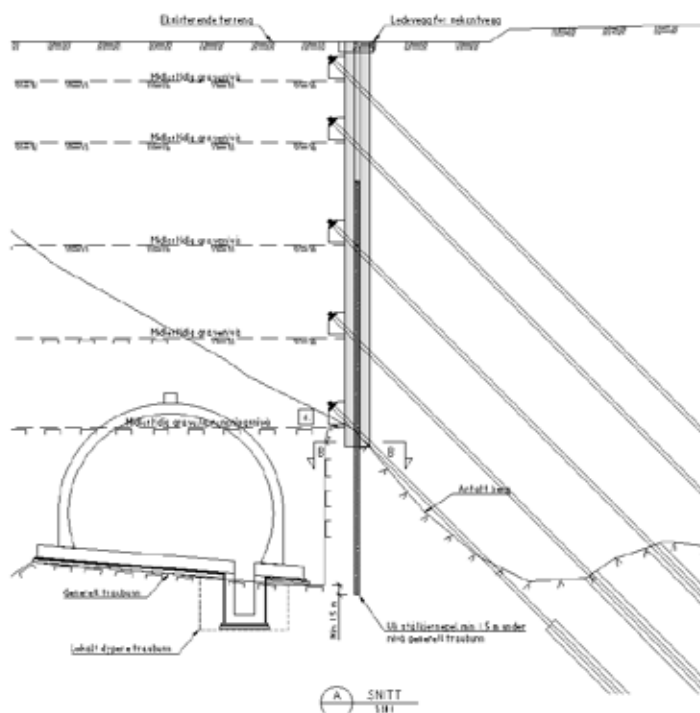
Sekantväggen byggs genom att det borraras ned ett foderrör i berg. Jordmassorna i foderröret tas successivt ut och pålen gjuts samtidigt som foderröret dras upp. Sekantväggen i Mølla är dimensionerad med oarmerade primärpålar och armerade sekundärpålar. Primärpålarna borraras först och gjuts, därefter borraras sekundärpålarna in i primärpålarna och armeras med en armeringskorg innan pålen gjuts med konstruktionsbetong. I dimensioneringen är det bara sekundärpålarna som tar upp lasterna och primärpålarna fungerar endast som utfyllnad mellan sekundärpålarna för att hålla tillbaka jordmassorna och ge en tät vägg.



Figur 4. Plan över schaktgrop Mølla. Det skuggade området visar restriktionsområde för högspänningsledningar.

Alla sekundärpålarna förankras i berg med antingen en centrisk stålkärna eller med fyra mindre stålkärnor. I den norra delen av gropen kommer berget sprängas bort framför sekantväggen för att göra plats för tunneln. Berget i detta område lutar bak från gropen och väggen blir då stående på en liten berghylla, se figur 5. Här installeras hela sekantväggen på stålkärnepålar som borras till en djupare nivå än tunneln för att föra över vertikala laster till bra berg. Resterande del av väggen som har ett mer gynnsamt bergförlopp grundläggs med fyra stålkärnor som borras 1 meter ned i berg.

Hela väggen har sju horisontala balkar i betong med bakåtförankrade stag. I underkant och övergången mot berg blir också en åttonde stagnivå installerad. Denna ska ta upp alla skjuvkrafter från sekantfoten innan sprängning under sekantväggen kan utföras.

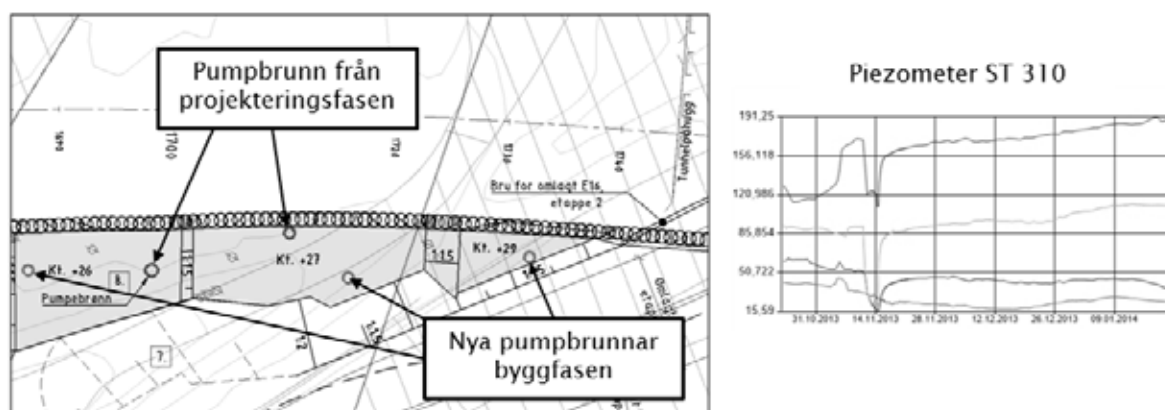


Figur 5. Snitt av sekantväggen som visar grundläggning på stål kärnpålar.

I projekteringsförutsättningarna blev ett reducerat vattentryck lagt till grund bakom väggen. Bakgrunden till detta var att beräkningar med hydrostatiskt vattentryck bakom väggen gav stora laster. För att kunna lägga in ett reducerat vattentryck i beräkningarna blev det utfört ett pumpförsök i fullskala för att verifiera att det var möjligt att använda ett lägre portryck i dimensionering av väggen.

2.3 Pumpförsök

Pumpförsöket blev utfört i fullskala under projekteringsfasen. Det installerades två pumpar, illustrerat i figur 6, tillsammans med sex portrycksmätare med indikatorer på fem olika djup. Portrycksmätarna blev installerade en tid innan pumpförsöket så att effekten kunde registreras. Resultatet från pumpförsöket är visat till höger i figur 6. Responsen i portrycket i moränmassorna kom direkt och önskat portryck på 70 procent var uppnått efter bara en dag med pumpning. Försöket pågick i 72 h och efter avslutat försök gick portrycket snabbt tillbaka till utgångsläget. Responsen i lerlagret gick långsammare men uppnådde också önskat resultat och det konkluderades med att det var möjligt att sänka grundvattnet bakom väggen till 70 procent.



Figur 6. Visar pumpbrunnar bakom sekantväggen till vänster och pumpförsöket som blev utfört i projekteringsfasen till höger.

I byggfasen blev ytterligare tre pumpar installerade för att öka robustheten i systemet.

Det tjocka lerlagret som är beskrivet i området vid Mølla sträcker sig vidare österut bakom väggen under E16 och ställverket på Hamang. En sänkning av grundvattnet i detta område kommer öka risken för sättningar på ställverket och för att undvika detta blev två infiltrationsbrunnar installerade under ställverket. Samtidigt som det pumpas ut vatten bakom sekantväggen filtreras nytt vatten in under ställverket för att hålla porttrycket uppe.

3 UTFÖRANDE

Arbetet med borrning av sekantpålarna startade i april 2015 och höll på fram till mitten av september. Det blev totalt borrarat 112 pålar med ett medeldjup på 20 m. Arean på väggen är ca 1700 m² och längsta borrarade pålen är 27,5 m. Sekantpålarna är borrarade med två olika riggar en LB16 som är 12,5 m hög och en LB 36 med en höjd på 26,2 m. Den lilla riggen togs in för att borra i området närmast högspänningsledningen. Den djupaste pålen som borrarades med lilla riggen var ca 17 m djup.

3.1 Borrning

Borrbarheten i massorna och tiden det tar att borra är beroende på jordmassorna. Borrning i lera och sand går snabbare än borrning i morän och borrhöjden i morän är vidare beroende på mängden sten och block. Stenar som är större än avståndet mellan vingarna i augern är svåra att få upp och måste borraras sönder. I projektet har det inte använts någon annan metod för att krossa sten än genom att försöka borra sönder dem med en progressiv auger. Detta är tidkrävande och det är svårt att få upp stenarna om de ligger löst i materialet. Det har det inte varit något problem att borra i kalksten, förutom en påle som borrarades 5 m in i lutande berg, själva borrningen gick bra men

eftersom foderröret blivit utsatt för skev belastning blev det problem vid gjutning av pålen. Fästena som håller samman foderröret hade smält fast och måste skäras ut.

Det har inte registrerats några stora avvikelser vid borrning av sekantpålarna i projektet. Största uppmätta avvikelse är 1,5 procent. Det har inte observerats något borrhavvik i sekantväggens längdriktning utan det avvikelset som finns ligger antingen in eller ut från gropen. Detta antas bero på att pålarna har letat efter minsta motstånd under borrning och att sekundärpålarna därför drar sig bort från de redan installerade primärpålarna. Avvikelsen i borrhavriktning har inte haft någon större konsekvens mer än att de längsgående balkarna har fått justeras något.



Figur 7. Auger med inkilad sten.

3.2 Överförbruk av betong

Det har varit ett överförbruk av betong på ca 17 procent i förhållande till teoretisk mängd. Denna har till stor del försvunnit ut i massorna vid gjutning men en del är också svinn. Vid utgrävning gick det att urskilja stora utbuktningar av betong i övergången mellan ler- och moränlaget. Detta kan bero på att det har varit svårt att få upp större stenar i övergången mellan moränen och den mjuka leran om det inte är något mothåll från grunden. Då

kan stenarna skickas runt utanför foderröret innan den fångas in och det skapas utbuktningar i leran som fylls med betong under gjutning.

3.3 Betongsår

Under framgrävningen av väggen har det också observerats betongskador. Två större skador syns mitt på väggen och flera skador har kommit fram i övergången mellan sekantpålar och berg. Dessa har varierat i storlek. Betongsåren kan ha skapats av att foderröret inte är borrat djupt nog i berg så att det inte blivit en tät övergång. Alla pålarna är gjutna med vanlig betong, möjligtvis hade dessa såren kunnat undvikas genom att använda undervattensbetong.

Betongskadorna som har kommit mitt på väggen tros komma från att foderröret har dragits upp för snabbt i förhållande mot betongtrycket och masser har då fallit in i pålen.

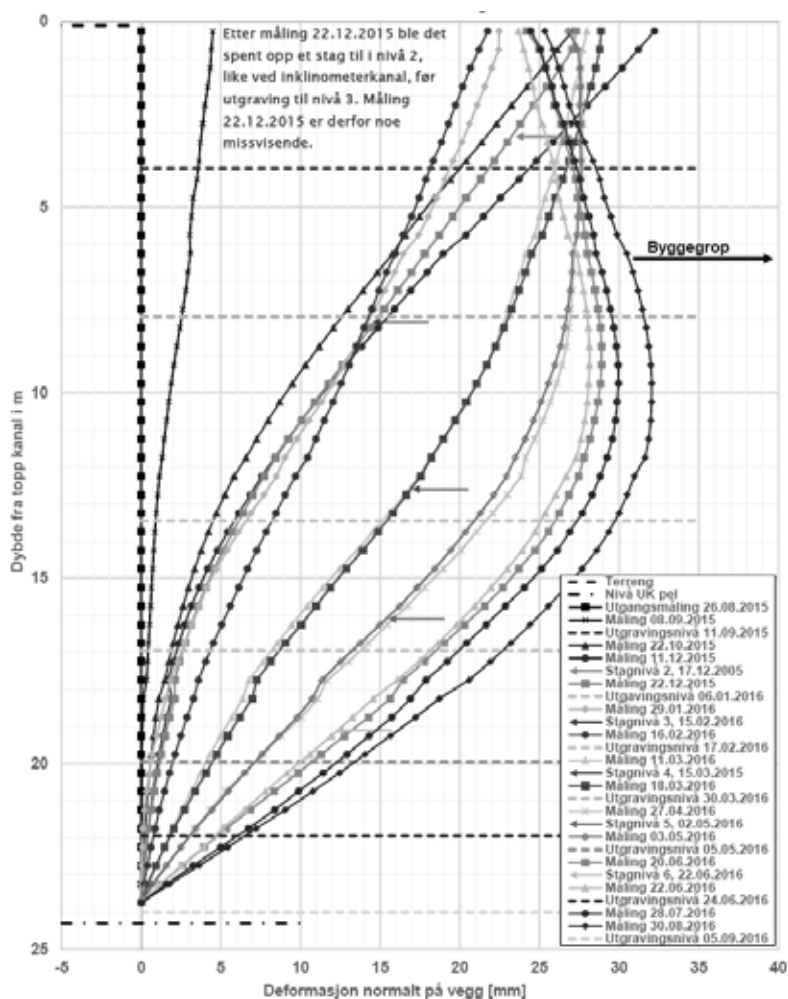


Figur 8. Bilden till vänster visar en betongskada mitt på väggen. Bilden till höger visar överförbruk av betong i övergången mellan lera och morän.

4 UPPFÖLJNING

För att kontrollera de olika projekteringsförutsättningarna har ett omfattande mätprogram blivit utfört. Deformationer har mätts i fem olika snitt på väggen och staglaster i tre snitt. Totalt så mäts staglaster i 23 stag med lastceller. Ett antal portrycksmätare har också installerats bakom väggen. Deformationerna, staglasterna och portrycket har följts upp i realtid i en webbaserad lösning.

Väggens beräknade deformation är 50 mm vilket är lite högre än det som har registrerats vid kontroll av verklig deformation, se deformationen i figur 9. Deformationen på väggen har vid sista utgrävningssekvensen mätts upp till strax över 30 mm.



Figur 9. Deformationer i snitt mitt på väggen.

Staglasterna ligger också generellt lågt jämfört med beräknat. Detta beror till stor del på att väggen aldrig har varit utsatt för max dimensionerande last.

Andra kontroller som har utförts under byggtiden är seismik för kontroll av betongen i pålarna. Seismiken som har blivit använd är en stickprovskontroll och den har därför utförts tidigt i projektet för att kunna korrigera utförandet vid behov. Denna har inte påvisat några kvalitetsavvik. Betongsåren hittades inte vid dessa kontroller utan först när väggen grävdes fram. Andra kontroller som har gjorts är mätning av djup till berg samt visuell kontroll av borrkärnor som tagits upp i övergången mellan betong och berg.

Några av kärnorna som togs upp från underkanten av sekantpålarna, i övergången till berg, visade att sekantpålen inte borrats helt ned i berg. Dessa pålar stod därför helt eller delvis på morän. I den södra delen av väggen lutar berget kraftigt in mot gropen och det var inte säkert att väggen hade tillräcklig kapacitet i botten.

På grund av osäkerheten i övergången som inte kunde undersökas exakt innan utgrävning planerades flera åtgärder i ett tidigt skede. Väggen har hela tiden varit övervakad med instrumentering och åtgärderna har därför kunnat tillpassas fortlöpande.

Åtgärder som planerades in var:

- En extra horisontal balk
- Jetgrouting i övergången mellan berg och sekantpålar
- Tillfällig reducering av vattentrycket bak väggen till 10 procent
- Installation av stålkärnor som bergförankring framför några sekantpålarna
- Sektionsvis utgrävning i det mest kritiska området

5 SAMMANFATTNING

Norges djupaste byggrop står idag färdig och kommer att stå öppen i ungefär ett år till. Metoden med sekantpålar har varit lyckad och det går att se på resultatet i figur 10. Grundförhållandena var tuffa i det djupare laget och metoden har använts till det yttersta. Det står däremot klart att det är fullt möjligt att etablera en sekantvägg i hård stenrik morän.



Figur 10. Bild på sekantväggen.

DJUPSTABILISERING MED KALK-CEMENT PELARSKIVOR FÖR FÖRSTÄRKNING AV DJUPA SCHAKTER

***Razvan Ignat KTH/Skanska, Sadek Baker Skanska,
Sven Liedberg Skanska, Stefan Larsson KTH***

Sammanfattning

Internationellt har djupstabilisering med pelare (oftast med cement som bindemedel) använts med goda resultat i passiv zonen som förstärkning framför olika typer av stödkonstruktioner i områden där djupa lerlager förekommer. Fram tills i dag har det funnits väldigt begränsad kunskap om hur stabiliserad jord med kalk-cementpelare beter sig när jordförstärkning tillämpas i konstruktioner där den utsätts för horisontell (lateral) belastning där dragspänningar kan genereras i pelaren. Detta har medfört att denna tekniska lösning för att höja säkerheten mot brott använts i mycket begränsad omfattning i Sverige.

I ett pågående doktorandsprojekt vid KTH, vid avd. för jord och bergmekanik, studeras effekten av kalk-cementpelare installerade i passiv zonen av en konstruktion. Projektet syftar till att via fullskalliga fältförsök och laborieförsök presentera en modell för dimensionering av kalk-cementpelare i brottgränstillstånd utsatta för lateral- och dragbelastning. I denna artikel presenteras kortfattat delresultat från utförda fält och laborieförsök.

Projektet finansieras av Skanska Sverige AB, Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond (SBUF) och Trafikverket via projektet för Branschsamverkan i Grunden (BIG).

Abstract

Internationally column type ground improvement has been used with good results to improve the soil properties in front of different types of retaining structures in locations with thick soft clay deposits. Until today, knowledge concerning the behavior of lime-cement columns improved soil subjected to lateral loading has been very limited. Due to this uncertainties application of

this methodology to increase the safety against failure has been used to a very limited extend in Sweden.

In an ongoing PhD project at KTH, at the department of Soil and Rock Mechanics, the behavior of lime-cement columns installed in the passive zone of a structure is investigated. The objective of the project is to present a design methodology for ultimate limit state design of lime-cement columns subjected to lateral and tension loading based on results from full scale field tests and experimental studies. In this article limited results from the completed field tests and experimental study are presented.

This project is funded by Skanska Sweden AB, the Development Fund of the Swedish Construction Industry (SBUF) and the Swedish Transport Administration through the BIG (Better Interaction in Geotechnics) project.

1. INLEDNING

Jordförstärkning med kalk-cementpelare används i dag i Sverige i mycket liten utsträckning vid stabilisering av temporära och permanenta schakter samt för slänter som utförs t.ex. inom spontkonstruktioner i passivzonen. Metoden är dock relativt vanlig vid stabilisering av skärningslänter där pelarna kan installeras i den s.k. aktivzonen där pelarna i stor utsträckning belastas som tryckta pelare.

Anvisningar och råd för dimensionering av djupstabilisering med kalk-cementpelare (TKGeo 13, Larsson 2006) behandlar i huvudsak pelare belastade i tryck. På grund av osäkerheter relaterade till materialbeteende och brottmekanismer tillämpas i enlighet med den nuvarande dimensioneringspraxisen en väsentlig reduktion av pelarnas hållfasthet för tillämpningar där kalk-cementpelare installeras i skjuv- eller passivzon av en konstruktion. Därmed blir ”i teorin” hållfasthetsökningen av jordförstärkning utförd i passiv zon (även skjuvzon) av en geoteknisk konstruktion (bank, slänt stödskonstruktion) mycket begränsad. Dock har praktiska erfarenheter från andra länder (Norge, Japan, USA) (Tanaka 1993, O’Rourke & O’Donnell 1997, O’Rourke & McGinn 2004 och 2006) visat att jordförstärkning i passiv zonen av en stödskonstruktion kan ge en signifikant ökning av det mobiliseringsbara passiva jordtrycket framför en stödskonstruktion samt även förbättra säkerheten mot bottenuppträckning och väsentligt minska schaktinducerade deformationer.

I det ovan nämnda doktorandsprojektet vid KTH studeras effekten av kalk-cementpelare installerade i passiv zonen av en konstruktion med avseende på spännings-töjnings samband för olika belastningsfall och brottmekanismer. Syftet är att dels via fullskalliga fältförsök och dels via laborietester av kalk-cement stabiliserad lera utveckla en beräkningsmodell som kan beskriva materialbeteendet för kalk-cementpelare i passiv zonen, och därigenom möjliggöra att metoden kan rekommenderas i större omfattning än i dag.

2. FÄLTFÖRSÖK

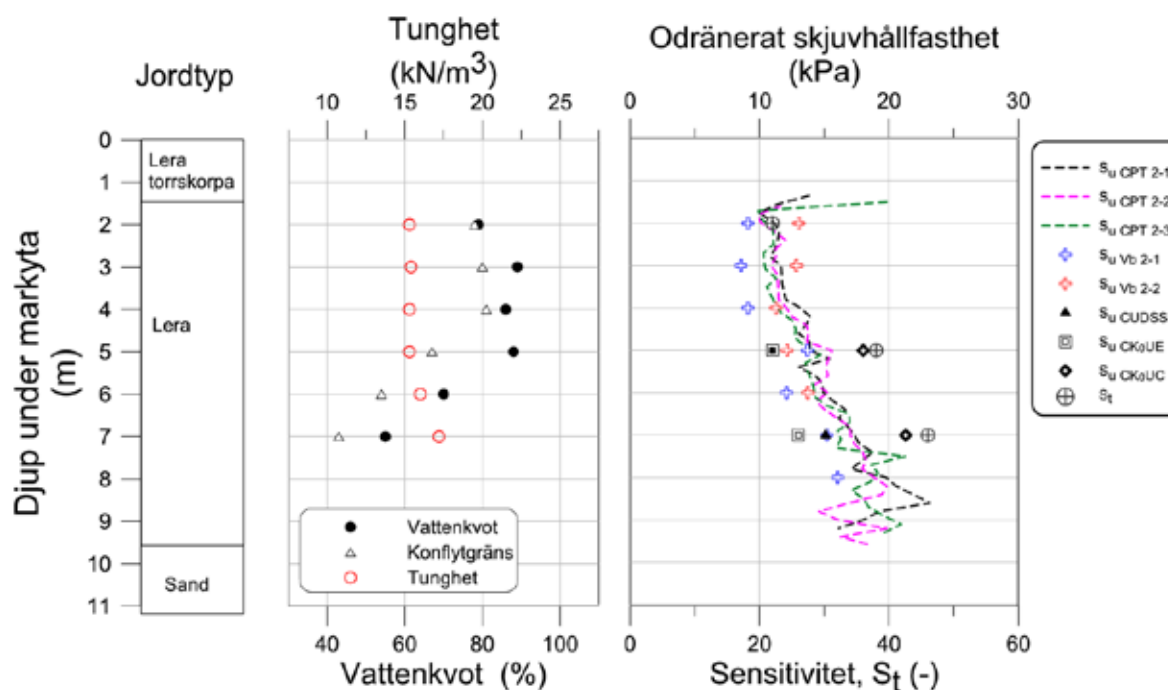
Studien omfattar två fullskaleförsök utförda under våren och sommaren 2014 där en förankrad spontkonstruktion förstärkt med kalk-cementpelarskivor på passivsidan först schaktades ur till en nivå med kraftigt reducerad säkerhet mot brott och därefter under kontrollerade former belastades till brott. Försöken och dess resultat har utförligt presenterats av Ignat et al. (2016).

2.1 Geotekniska förhållanden

Fullskaleförsöken utfördes inom ett oexploaterat område lokaliserat ca 70 km från Stockholm, strax utanför Enköping. Försöken föregicks av omfattande geotekniska undersökningar inom båda testområdena, vilka var lokaliserade ca 35 m från varandra. Respektive fältförsök omfattande spontkonstruktioner och schakter med en dimension i plan om ca 20x30 m.

Omfattande laborieförsök i form av CRS-försök, konsoliderade odränerade direkta skjuvförsök samt K_0 konsoliderade odränerade aktiva och passiva triaxialförsök utfördes för att utvärdera lerans hållfasthet och deformationsegenskaper. Inom området består jordlagerföljden huvudsakligen av en postglacial lera med en mäktighet om 9 - 10 m. Den översta delen av lerlagret, om ca 1 - 1,5 m, utgörs av en lera med torrskorpekaraktär som överlagrar ett lager av 4 - 10 m friktionsjord ovan berg. Lerans materialegenskaper från ett av testområdena redovisas i Fig. 1.

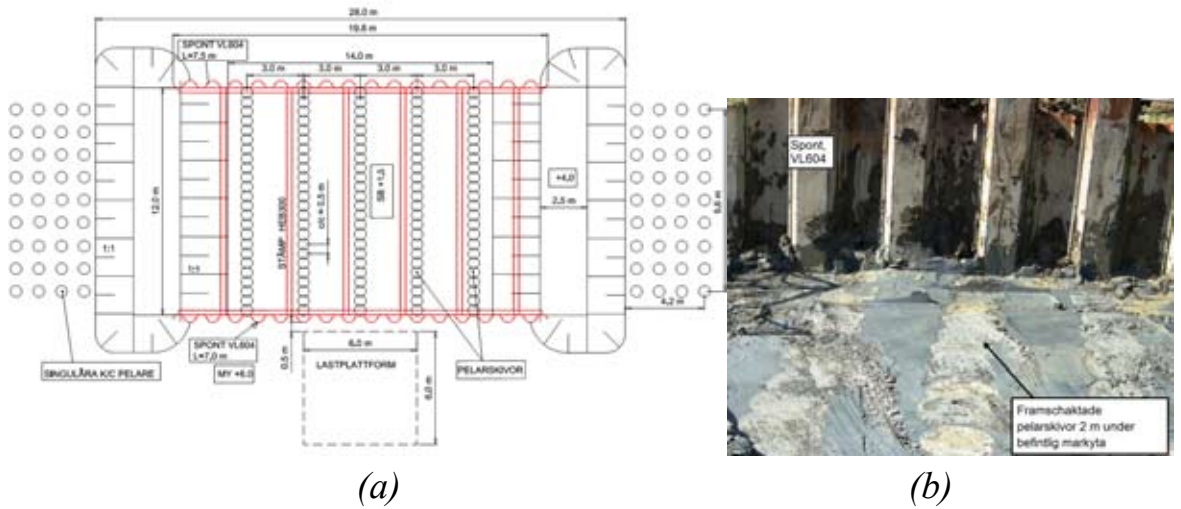
Leran som är svagt överkonsoliderad, $OCR = 1,5 - 1,2$ (där OCR minskar mot djupet), har en skjuvhållfasthet som ökar från ca 10 kPa direkt under torrskorpan med ca 1,0 kPa/ m ner till 5 m djup och ca 1,3 kPa/m därunder. Leran är sulfidhaltig mellan 2 - 5 m djup och under detta djup är leran varvig med horisontella silt/sand skikt och har klassificerats som högsensitiv.



Figur. 1. Geotekniska egenskaper i Testområde 1

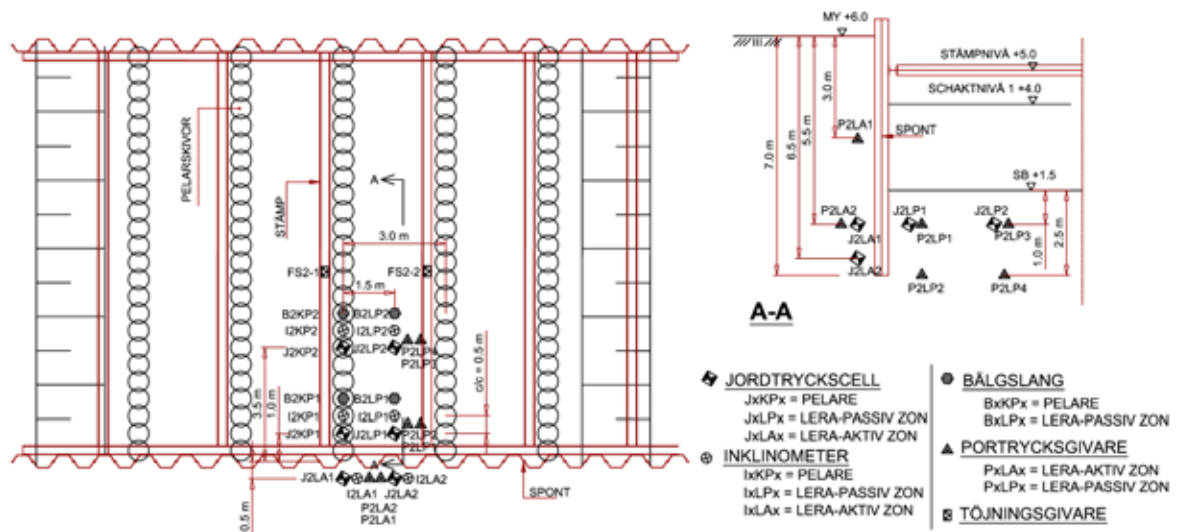
2.2 Försöksuppställning - Instrumentering och Utförande

Den geometriska utformningen, vilken var lika i båda testområdena med undantag för avstånd mellan kalk-cement pelarskivorna som valdes till 3.0 m i Test 1 respektive 1.5 m i Test 2, illustreras i Fig. 2. Valt centrumavstånd mellan pelarskivor samt övrig geometrisk utformning baserades på tidigare utförda numeriska analyser, presenterade av Ignat et al. (2015). Två sponter, VL604, men en krönlängd av ca 20 m installerades 12 m från varandra i varje testområde. Sponterna installerades endast till ett djup av 7 respektive 7,5 m (mothållssponton), dvs. sponterna drevs inte ner i friktionsjorden under leran. Nedslagningsdjupet valdes så att det förväntade stabilitetsbrottet m.h.t. rotationsstabilitet runt hammarbandsnivån var den eftersträvade brottmekanismen i konstruktionen. Ett stämpsystem, bestående av HEB300 hammarband och stämpbalkar $c/c = 3,0 - 3,5$ m, installerades 1 m under befintlig markyta. Schakt av gavelssidorna ner till planerad nivå, 4,5 m under befintlig markyta, utfördes med öppna slänter förstärkta med singulära pelare bakom släntröner. I båda testområdena installerades pelare med diametern $\varnothing = 0,6$ m i ett skivmönster, bestående av överlappande pelare med $c/c_{\text{pelare}} = 0,5$ m, mellan spontväggarna.



Figur. 2: (a) Geometri Test 1; (b) Pelarskivor på 2 m djup, Test 2.

Efter installationen av kalk-cementpelarna och sponterna instrumenterades båda försöksuppställningarna i syfte att dokumentera utvecklingen av horisontella och vertikala deformationer, jordtryck och portryck på både aktiv och passiv sida om sponten. All instrumentering på aktiv sidan utfördes på ett avstånd av 0,2-0,5 m från spontväggen medan instrumenteringen på passiv sidan, både i pelarskivor och i leran mellan pelarskivorna, utfördes på olika avstånd såväl inom som utanför den förväntade passivzonen från spontväggen, (Fig. 3). Stämpkrafter mättes genom töjningsgivare monterade på två stycken stämp framför belastningsplattformen i varje testområde och storleken på belastningen bakom sponten (på aktivsidan) följdes upp genom fyra st. lastceller monterade under varje belastningscontainer.



Figur 3: Instrumentering av Test 1.

Samma övergripande försöksuppställning och arbetsförfarande användes för båda testerna och beskrivs nedan.

Steg 1: Schakt till 2,0 m djup under befintlig my.

Steg 2: Installation av stämpssystem 1,0 m under befintlig markyta.

Steg 3: Schakt till 4,0 m djup under befintlig markyta.

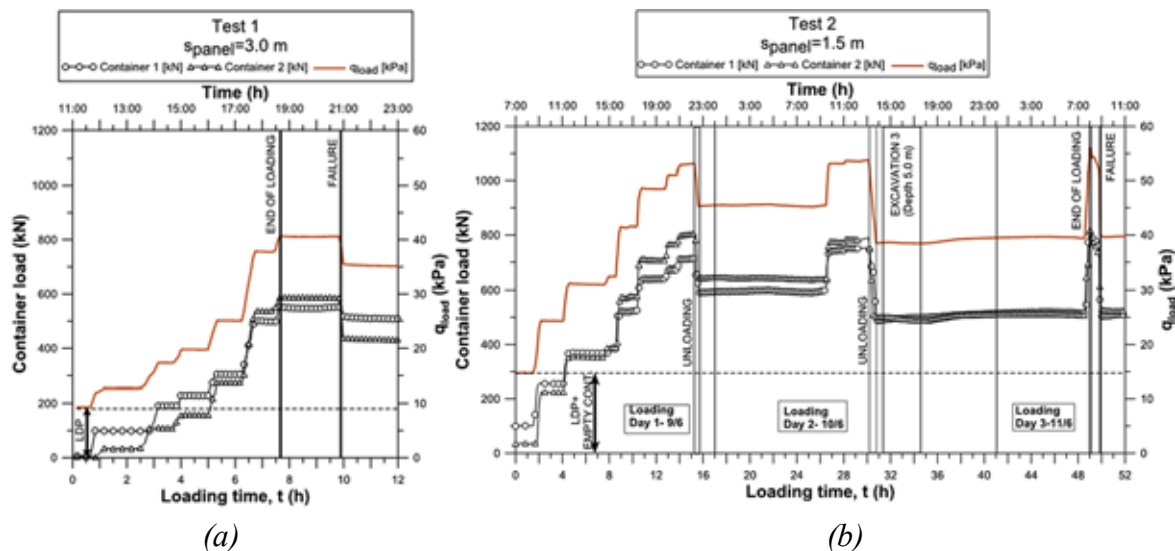
Steg 4: Schakt till 4,5 m djup under befintlig markyta. med undantag av en yta om 0,5 m runt mätinstrumenten

Steg 5: Lastfördelningsplattform, LDP, mått 6x6 m byggs upp 0,5 m från spont

Steg 6: Stegvis belastning genom att fylla jordmaterial i containrar placerade på en ram av svetsade balkar ovan LDP

2.3 Testresultat

Efter avslutad schakt till 4.5 m under befintlig markyta ökades belastningen bakom sponten stegvis tills dess att brott erhöles i konstruktionen. I Fig. 4 redovisas belastningsintensitet och tid till brott för respektive försök.



Figur. 4: Belastning till brott: (a) Test 1; (b) Test 2, efter Ignat et al. (2016).

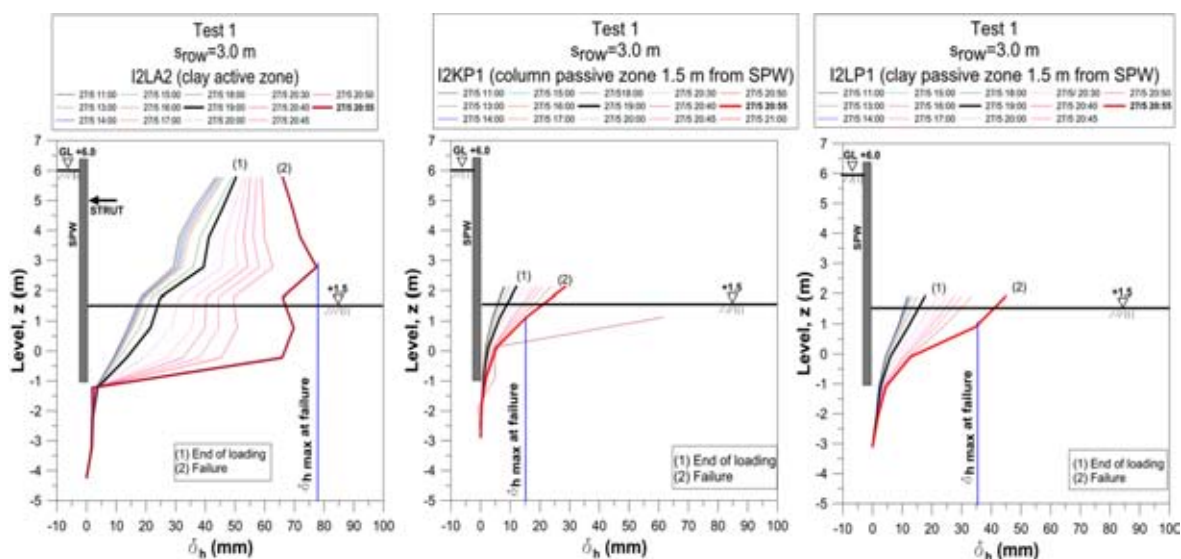
I Tabell 1 presenteras kortfattat hur de två olika konstruktionerna betedde sig från start av belastningen med jordmassor via LDP och fram tills dess att brott i konstruktionen inträffade. Även om samma typ av brott erhöles i både Test 1 och 2 (belastningen på aktiv sida överskred det passiva jordtrycket som kunde mobiliseras i den förstärkta jorden) uppmättes stora skillnader mellan de olika konstruktionerna. I Test 1, indikerade inklinometermätningar, Fig. 5, ett brott som initierades först i leran mellan skivorna till följd av det stora centrumavståndet mellan pelarskivorna.

Tabell 1: Resultat av belastning till brott.

	Test 1	Test 2
Centrum avstånd mellan kalk-cementpelarskivor	3.0 m	1.5 m
Belastning bakom spont vid brott	1462 kN (40.6 kPa)	2023 kN (56.2 kPa)
Tid från belastning startade till brott	9:50 h	49:50 h
Max schaktdjup	4,5 m	5,0 m*
Tid från start av plastiska deformationer till brott	30 min.	60 min.
Brottmekanism i konstruktionen	Stabilitetsbrott	Stabilitetsbrott
Typ av brott	Odränerat	Odränerat
Brott initierad i	Lera mellan pelarskivor	Samtidigt i lera och pelarskivor
Max. hor. deformation pelare/lera sista mätningen innan brott	15/35** mm	225/215 mm
Maximal sättning bakom spont vid brott	ca 0,8 m	Ca 0,3 m
Maximal hävning i schaktbotten vid brott	Ca 1,5 m	Ca 0,5 m
Brottytans djup	7 m (underkant spont)	8 m (1 m under underkant spont)

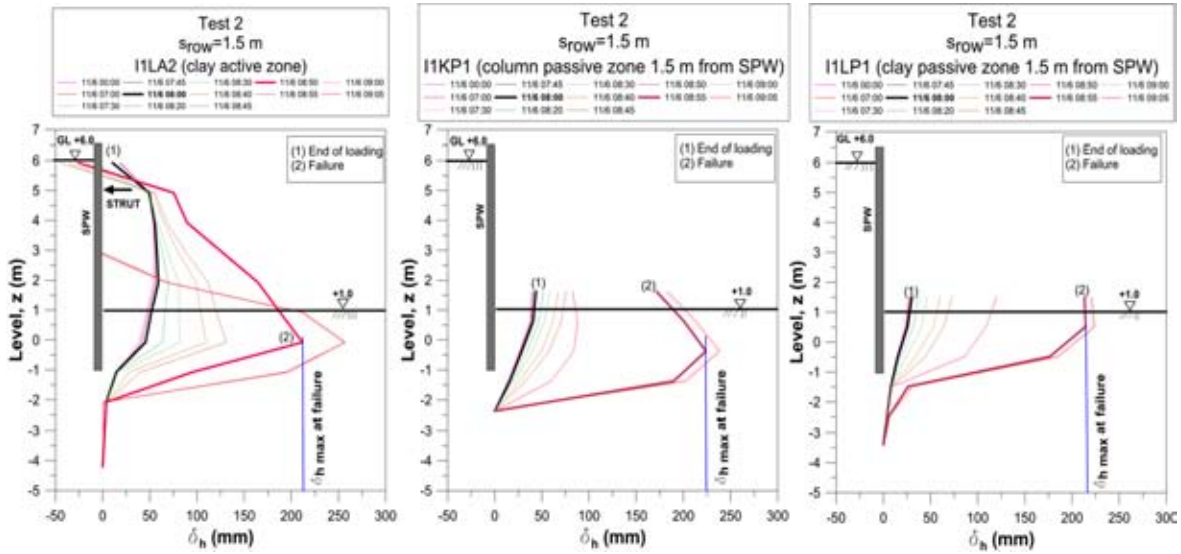
* Ytterligare avschaktning om 0,5m utförd dag 2 av belastning

**Deformationer vid brott i lera mellan pelarskivorna var så stora att inklinometer röret knäcktes



Figur. 5. Horisontella deformationer vid brott, Test 1, efter Ignat et al. (2016).

I Test 2 där centrumavståndet mellan pelarskivorna endast var 1,5 m, visar mätningar, Fig. 6, att brott inträffade samtidigt i pelarskivorna och i lera mellan pelarskivorna. Övriga mätningar i form av portrycksutveckling, horisontella spänningar och stämplaster från båda testområdena visar samma resultat. Detta resulterade i ett mindre sprött brott utan en fullständig kollaps av konstruktionen liknande det i Test 1, se Fig. 7 och 8.



Figur. 6. Horisontella deformationer vid brott, Test 2, efter Ignat et al. (2016).



Figur. 7: (a) Sista laststeget avslutat, Test 1; (b) Bild efter brott i konstruktionen, Test 1



Figur. 8: (a) Sista laststeget påförs, Test 2; (b) Bild efter brott i konstruktionen, Test 2

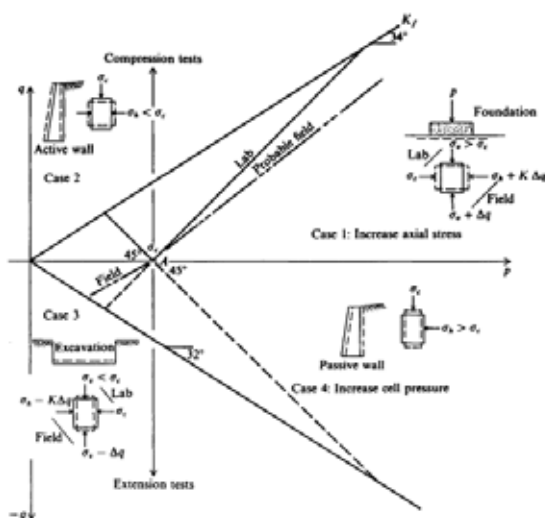
3. LABORATORIEFÖRSÖK

Under senare tid har flera forskningsstudier med fokus på draghållfastheten hos cementstabiliserad jord publicerats (Consoli et al. 2009, 2011, Koseki et al. 2008, Namikawa & Koseki 2007). I merparten av dessa studier har materialets hållfasthet utvärderats genom laborieförsök som härstammar från försöksmetoder från betongforskningen såsom enaxliga dragförsök, brasilianska tester (också kallad ”split tension test”), och böjningstester. Dessa tester indikerar, trots en relativ stor spridning, ett linjärt samband mellan tryck- och draghållfasthet; och en draghållfasthet i storleksordningen 15 % (max. 200 kPa) av uppmätt tryckhållfasthet, vilket vanligtvis antas vid dimensionering av jordförstärkning i Japan (Kitazume & Terashi 2013). Emellertid, är hållfasthetsnivåerna för den stabiliserade jorden i dessa studier (oftast cementstabiliserad jord genom våta metoden) betydligt högre, 1-3 MPa tryckhållfasthet, än vad som kan förväntas uppnås i kalk-cementpelare.

Förutom detta beaktas inte heller följande viktiga faktorer i dessa ”enklare” laborieförsök, vilka kan ha signifikant inverkan på materialbeteendet:

- rådande spänningar in situ,
- portrycksutveckling (portrycket mäts inte och materialet betraktas som ett enfasmaterial),
- långtidsförhållanden (dränerade förhållanden).

Materialegenskaper för kalk-cementpelare för förhållanden liknande det som förväntas i fält har undersökts i flera studier genom odränerade och dränerade triaxialförsök (Baker 2000, Åhnberg et al. 1995, Åhnberg 2004, 2006, 2007), med fokus på tryckbelastade pelare (aktiv belastning). För tillämpningar av jordförstärkning i passiv zon (där de utförda fullskaleförsöken som beskrivs här är typexempel) kommer materialet utsättas för passiv belastning/avlastning. För sådana tillämpningar belastas materialet under andra spänningsvägar till brott, såsom illustrerad i Fig. 9, och uppvisar därmed ett annat spännings-töjningssamband, portrycksutveckling och effektiv spänningsväg, än det som kan förväntas jämfört med tillämpningar där pelarna belastas aktivt i tryck.



Figur. 9. Exempel på fyra möjliga totala spänningsvägar för aktiva och passiva triaxialförsök och motsvarande tillämpning i fält, från J.E Bowles (1997)

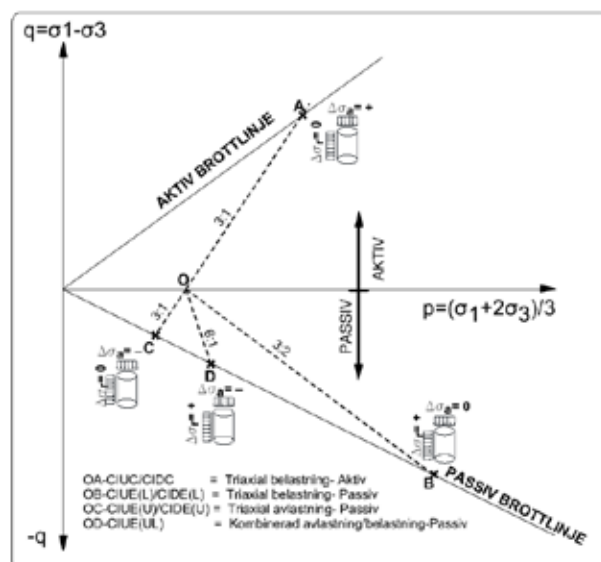
3.1 Testprogram i laboratoriet

Testprogrammet bestod av totalt 26 st. spänningsstyrda isotropt konsoliderade triaxialförsök, 16 st. odränerade och 10 st. dränerade tester. Förutom triaxialförsök utfördes också ett antal CRS- försök samt enaxliga tryckförsök på samma material.

Studier av både laboratorieprover och fältpelare har visat att jord stabiliserad genom den torra metoden som vi oftast använder i Sverige är ett heterogent material som för normala förhållande inte är vattenmättat. I denna studie gjordes därför inget försök att vattenmätta proverna innan konsolidering.

Proverna konsoliderades innan belastning för portrycks- och spänningsnivåer motsvarande djup mellan 6 - 40 m under markytan. I de odränerade testerna belastades proverna till brott under fyra olika totala spänningsvägar för varje konsolideringsspanning, illustrerad i p-q spänningsplan i Fig. 10 nedan. Spänningsväg OA (aktiv triaxial belastning), OB (passiv triaxial belastning) och OC (passivt triaxial avlastning) motsvarar förväntade spänningsvägar för vanligt förekommande geotekniska konstruktioner. Spänningsväg OD motsvarar en spänningsväg som kan förväntas på schaktsidan nära en flexibel spontvägg under avschaktning. I detta fall utöver en minskning av den vertikala spänningen till följd av avschaktning inträffar också en ökning av den horisontella spänningen och, beroende av styvheten och deformationerna i spontväggen, total spänningsväg kommer att ligga mellan OB och OC. Detta efterliknades i triaxialtesterna genom att proverna belastades till brott genom en samtidig minskning av den axiella spänningen och lika stor ökning av den

radiella spänningen, vilket resulterande i en spänningsväg med lutningen 6:1 mot passiva brottlinjen i p-q spänningsplanen.



Figur.10. Totala spänningsvägar till brott i p-q spänningsplan

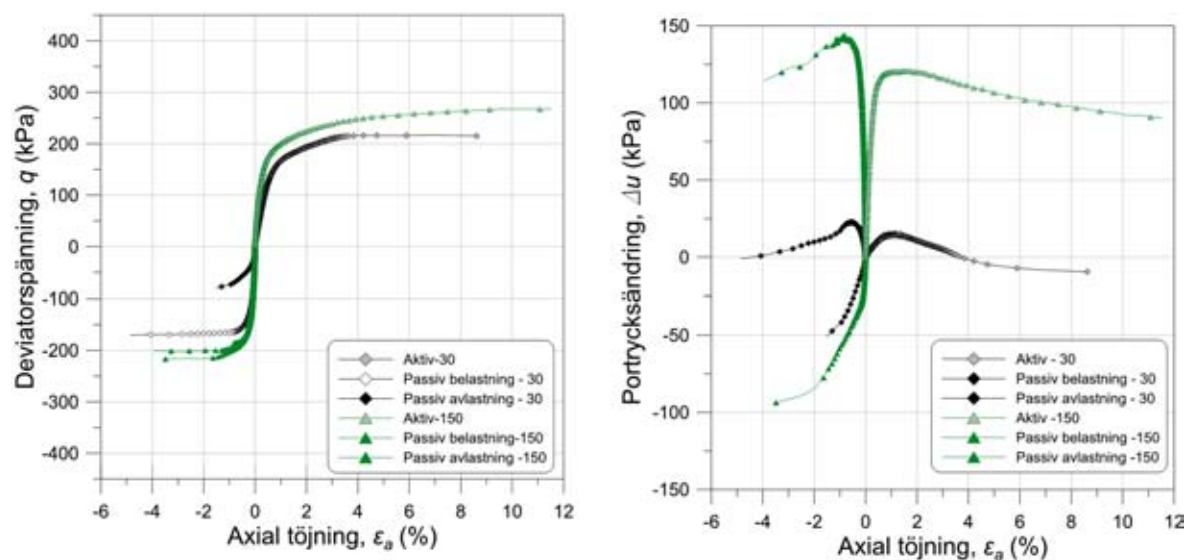
3.2 Testresultat

I denna artikel redovisas i korthet några av resultaten från laborieförsöken. I Fig. 11 presenteras deviatorspänning - axialtöjning samband, $q - \varepsilon_a$, samt portrycksändring - axialtöjning samband, $\Delta u - \varepsilon_a$, från några av de odränerade testerna. I aktiva triaxialförsök mobiliserades brotthållfastheten vid en axialtöjning mellan 4-8 % medan plasticering av proverna inleddes vid en axialtöjning om 0,9-1,2 %, motsvarande en deviatorspänning av 75-85% av brottlasten.

I passiva triaxialförsök mobiliserades brotthållfastheten vid signifikant mindre axialtöjningar, 1-2%, vilket antyder ett betydligt mer sprött materialbeteende för passiv belastning/avlastning jämfört med aktiv belastning. Spännings-töjningssambandet från de passiva testerna visade signifikanta skillnader beroende av vald spänningsväg till brott men också på effektiv konsolideringsspänning vilket är mest framträdande för passiv avlastning (spänningsväg OC) och samtidig radiell belastning och axiell avlastning (spänningsväg OD) testerna. Passiva belastningstester genererade, med undantag av proverna konsoliderade för den högsta effektivspänningen, högsta deviatorspänningen vid brott medan passiva avlastningstester genererade det lägsta. Störst skillnad i hållfasthet vid brott mellan olika spänningsvägar erhöles vid låg konsolideringsspänning men minskade med ökad konsolideringsspänning, dvs. minskad OCR i provet. Erforderlig töjning

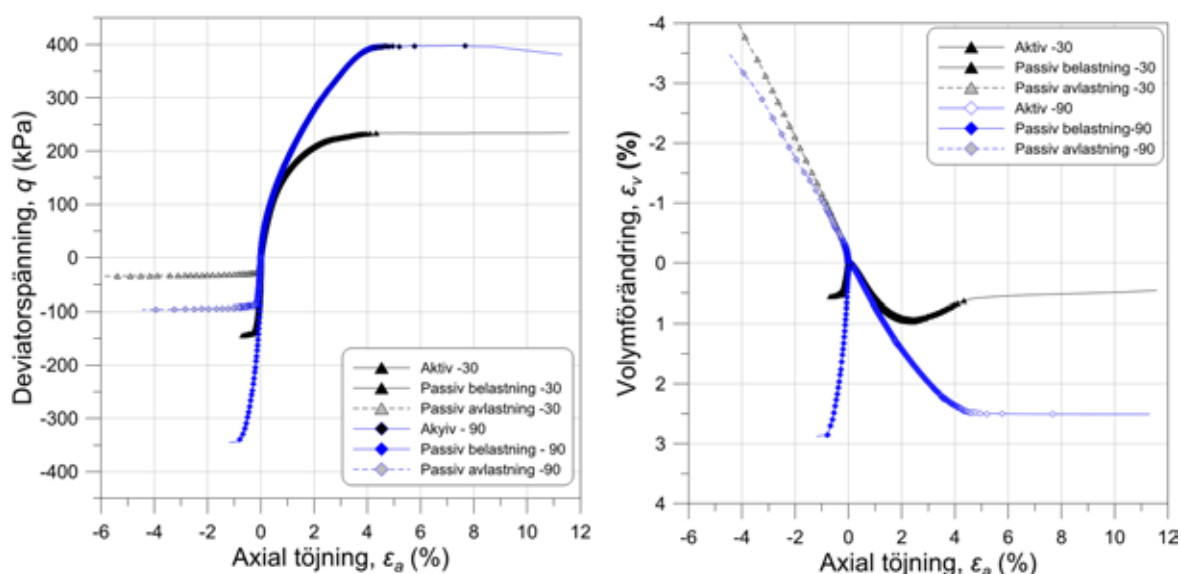
för att mobilisera aktivt och passivt brott i kalk-cement stabiliserad lera skiljer sig från klassisk jordtrycksteori för vilken signifikant större deformationer erfordras för att mobilisera passivt jordtryck jämfört med aktivt. Istället, trots att materialets tryckhållfasthet är relativt låg (”mjuka pelare”; $q \leq 300$ kPa), är spännings-töjningssambanden snarlika de för cementerade material, t.ex. betong.

Portrycksutvecklingen i passiva belastningsförsök var mycket lik den i aktiva försök med positiva portryck som ökade med ökad konsolideringsspänning. I bägge fallen började portrycken minska innan brott och negativa portryck, till följd av förhindrad dilatation, erhöles i tester konsoliderade vid låga effektiva spänningar vilket är typisk för kraftigt överkonsoliderade jordar. Höga negativa portryck utvecklades från starten av belastningen i alla passiva avlastningstester och fortsatte minska med ökad töjningsnivå. Liknande portrycksutveckling har rapporterats från passiva avlastningstester utförda på kraftigt överkonsoliderat lera (Balasubramaniam & Uddin 1977, Parry 1960).



Figur. 11. Resultat av odränerade triaxialförsök konsoliderade vid 30 och 150 kPa effektiv spänning

Deviatorspänningen vid brott från dränerade försök var betydligt högre än motsvarande utvärderade från odränerade försök för konsolideringsspänningar överstigande 90 kPa i både aktiva och passiva belastningsförsök. Detta beror på att man med ökad konsolideringsspänning, minskad OCR, får ett materialbeteende som ändras från att vara kraftigt överkonsoliderat till ett mer normalkonsoliderat beteende. Uppmätt axialtöjning vid brott i dränerade passiva avlastningsförsök var endast 0,005 - 0,15 %, och ökade med ökad effektiv konsolideringsspänning.



Figur. 12. Resultat av dränerade triaxialförsök konsoliderade vid 30 och 150 kPa effektiv spänning

Uppmätta töjningar låg inom triaxialapparatens mätnoggrannhet som uppgick till 0,002 % för axialtöjning och 0,016 % för volymtöjning. Axialtöjningar vid brott i samma storleksordning, 0,01- 0,04 %, har rapporterats av Koseki et al. (2008) från dränerade passiva avlastningsförsök på cementstabiliserad sand där axialtöjningen uppmättes med hjälp av töjningsgivare monterade direkt på provkroppen.

Den odränerade hållfastheten i materialet kan oavsett belastningssätt beskrivas som en funktion av effektiv konsolideringsspänning och OCR. Ett skjuvbrott styrd av materialets friktionsvinkel, konsolideringsspänning och cementeringseffekten (uttryckt som effektiv kohesion) är den styrande brottmekanismen under dränerade förhållanden för både aktiv och passiv belastning. Resultaten visar att samma friktionsvinkel mobiliseras under både aktiv och passiv belastning medan en signifikant högre cementeringseffekt mobiliserades för aktiv belastning jämfört med passiv belastning. Under passiv avlastning erhöles ett dragbrott i materialet, som sker vid mycket låga töjningsnivåer. Hållfastheten vid brott var direkt beroende av materialets draghållfasthet och den spänningsnivå som provet konsoliderats för.

4. SLUTSATSER

Resultaten av utförda fullskalleförsök visar tydligt att kalk-cement pelarskivor installerade i passiv zonen av en spontkonstruktion bidrog till att

- signifikant öka stabiliteten i schakten,
- minska strukturella laster i spontkonstruktionen,
- minska deformationer i bruksskedet genom att pelarskivorna formar en stämpliknande effekt under schaktbotten.

Laboratorieförsök visar att spännings-töjningssambandet i passiv zonen för stabiliserad lera signifikant kan skilja sig jämfört med den för den oförstärkta jordens. Ett sprött brott erhålls, särskilt för dränerat passiv avlastning (avschaktning). Som en konsekvens följer att pelarnas och den oförstärkta lerans hållfasthet kan mobiliseras vid olika töjningsnivåer för tillämpningar där materialet utsätts för passiv belastning/avlastning, vilket behöver tas i beaktande i designen av denna typ av konstruktioner. Resultaten visar också att hållfastheten som kan mobiliseras i passiv zonen är beroende av effektiv konsolideringsspänning, spänningsväg till brott (belastning/avlastning) samt dräneringsförhållande.

Resultat av fullskalleförsök ska i nästa steg användas för validering av materialbeteende observerat från utförda laboratorieförsök. Dessa visar att hållfastheten i passiv zonen är beroende av konsolideringsspänning, OCR, spänningsväg till brott och dräneringsförhållanden.

REFERENSER

- Baker, S. 2000. Deformation behavior of Lime/Cement stabilized clay. PhD thesis, Gothenburg; Chalmers University of Technology
- Balasubramaniam, A. S., & Waheed-Uddin. (1977). Deformation characteristics of weathered Bangkok Clay in triaxial extension. *Geotechnique*; Vol. 27(1); p. 75-92.
- Consoli, N. C., Cruz, R. C., Floss, M. F., & Festugato, L. 2009. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; Vol. 136(5); p. 759-763.
- Consoli, N. C., da Fonseca, A. V., Cruz, R. C., & Silva, S. R. 2011. Voids/cement ratio controlling tensile strength of cement-treated soils.

- Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering; Vol. 137(11); p. 1126-1131
- Ignat, R., Baker, S., Larsson, S., Liedberg, S. 2015. Two- and three-dimensional analyses of excavation support with rows of dry deep mixing columns. *Computers and Geotechnics*, Vol. 66; p. 16-30.
- Ignat, R., Baker, S., Liedberg, S., & Larsson, S. 2016. Behavior of braced excavation supported by panels of deep mixing columns. *Canadian Geotechnical Journal*; Vol. 53(10); p. 1671-1687
- Bowles J. E., 1997. *Foundation analysis and design*. New York: McGraw-Hill
- Kitazume M., Terashi M. 2013. *The deep mixing method*. CRC Press/Balkema
- Koseki, J., Sato, T., Mihira, S., Takeya, N., & Yoshizawa, M. 2005. Comparison of tensile strength of cement treated sand by various test methods. *Proc. of International Conference on Deep Mixing 05*; p.95-100.
- Larsson R., 2006. *Deep Mixing – Guidelines, Report 17*, Swedish Deep Stabilization Research Centre, Linköping. (In Swedish)
- Namikawa, T., & Koseki, J. 2007. Evaluation of tensile strength of cement-treated sand based on several types of laboratory tests. *Soils and Foundations*; Vol. 47(4); p. 657-674.
- O'Rourke, T.D., O'Donell, C.J. 1997. Field behavior of excavation stabilized by deep soil mixing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 123(6): 516-524.
- O'Rourke, T. D., McGinn, A.J. 2004. Case History of Deep Mixing Soil Stabilization for Boston Central Artery. *Geotechnical Special Publication (GSP), ASCE*, 126(1): 77-136.
- O'Rourke, T.D., McGinn, A.J. 2006. Lessons learned for ground movements and soil stabilization from the Boston central artery. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 131(8): 966-989.
- Parry, R.H.G. 1960. Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay. *Geotechnique*; Vol. 10(4); p. 166-180.
- Tanaka, H. 1993. Behaviour of braced excavations stabilized by deep mixing method. *Soils and Foundations*, Vol. 33(2); p. 105-115.
- Trafikverket. 2014. *TKGeo13: technical demands on geotechnical constructions [in Swedish]*. Trafikverket (Swedish National Transport Administration), Borlänge.
- Åhnberg H., Johansson S.E., Retelius A., Ljungkrantz C., Holmqvist L., Holm G., 1995. Cement and lime för deep stabilization of soils. Report No. 48. SGI, Linköping, Sweden, pp 213 (in Swedish)

- Åhnberg, H. 2004. Effects of back pressure and strain rate used in triaxial testing of stabilized organic soils and clays. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27(3); p. 250-259.
- Åhnberg, H. 2006. Consolidation stress effects on the strength of stabilized Swedish soils. *Ground Improvement*, Vol. 10(1); p 1-13.
- Åhnberg, H. 2007. On yield stresses and the influence of curing stresses on stress paths and strength measured in triaxial testing of stabilized soils. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 44(1): p 54-66.

MÖJLIGHETER ATT MINSKA STABILITETSRISKER I RAVINER OCH SLÄNTER VID SKOGSBRUK OCH MARKEXPLOATERING

***Karin Lundström SGI, Anja Lomander Skogsstyrelsen,
Mattias Andersson SGI***

Sammanfattning

I samband med skogsbruksåtgärder såsom avverkning, markberedning, gallring, dikning, spårbildning från tunga maskiner samt anläggning av vägar, skidpister och bebyggelse påverkas vattenförhållandena såväl på som i marken. Ras, slamströmmar och kraftig erosion, kan utlösas i känsliga områden. Igensatta trummor, bortspolade vägar, skadade byggnader och slamtransport till vattendrag är vanligt förekommande konsekvenser.

En metodik för översiktlig identifiering av slänter och bäckraviner med förutsättningar för ras och slamströmmar och som därmed är känsliga för förändringar av vegetation och ytvattenavrinning, har utvecklats. Grunden för metodiken är olika skikt, i ett geografiskt informationssystem såsom släntlutning, släntlängd, jordart, förekomst av bäckraviner och typ av vegetationstäckning. Dessutom ingår identifikation av vilka konsekvenser på infrastruktur, bebyggelse och vattenkvalité som ras och slamströmmar kan orsaka. Kriterierna för dessa olika skikt har tagits fram och kombinerats till en karta som visar områden där det finns risk för erosion, ras och slamströmmar om vegetation eller ytvattenavrinning förändras. I dessa områden finns ofta behov av systematisk planläggning och anpassning av såväl skogsbruksåtgärder som exploatering. Exempel på anpassningsåtgärder i känsliga områden har därför också tagits fram.

Summary

It has been observed for several years that different forest activities like clear cutting and tracks from forest machines, building of forest roads, soil scarification, ditching and other activities changing run off conditions have caused severe erosion, landslides and debris flows affecting roads and buildings. Erosion due to forest activities may also lead to negative influences on water quality in streams and rivers.

A methodology for general identification of slope areas which have prerequisites for landslides and/or debris flow and thereby are sensitive to changes in vegetation cover has been developed. The basis for the methodology is different layers in a geographical information system, such as slope inclination, length of slope, soil type, gully formations, water courses, type of vegetation cover and consequences (within a given distance). Criteria for these different layers are given and combined into a sensitivity map. In sensitive areas forest activities need to be systematically planned before operations begin and special adaptation methods should be used. A guide for erosion and sediment control in sensitive areas has been produced.

1 INLEDNING

Kunskapen om hur förändring av vegetationsskiktet påverkar förutsättningarna för jordrörelser är, allmänt sett låg, i Sverige. Skogsbruksåtgärder i form av avverkning, markberedning körskador, anläggande av skogsbilvägar eller inför exploatering kan inom eller i anslutning till instabila områden utlösa kraftig erosion, ras och slamströmmar. Igensatta och bortspolade trummor nedströms en avverkning är vanliga problem. Andra konsekvenser som kan nämnas är de ras och slamströmmar som inträffade i Sysseleback 1997 (se Lindquist, 1998), en ravin som bildades utanför Sundsvall 2006 (se Sundsvalls tidning, 2006), och slamströmmar i Jönköping 2013 (se Länsstyrelsen Jönköpings län, 2016). Utanför Sundsvall hade en avverkning utförts ovanför en sluttning ner mot riksväg 86. Ytvatten från det avverkade området rann längs en traktorväg och när det nådde en sand- och siltformation skar vattnet ner och på bara några timmar bildades en 4-5 meter djup och 300 meter lång ravin. De eroderade jordmassorna flöt ut mot riksväg 86 och ut över en villafastighet, se Figur 1. I Jönköping orsakade ett kraftigt skyfall slamströmmar i flera raviner som ledde till skador på bland annat E4:an och Ryhovs sjukhus. Områdena ovanför ravinerna är exploaterade med hårdgjorda ytor och en golfbana, varför avrinningen blev snabb och omfattande.

Under åren 2014 till 2016 har flera myndigheter gemensamt drivit ett projekt som har syftat till att minska risken att skogsbruksåtgärder och exploatering av skogsmarker leder till ras, erosion och slamströmmar genom att:

- förmedla kunskap om hur åtgärder vid skogsbruk eller exploatering påverkar förutsättningarna för ras, erosion och slamströmmar
- ta fram en metodik (i GIS-miljö) för att översiktligt lokalisera vilka områden i Sverige som är känsliga för förändringar av vegetation och ytvattenavrinning

- visa på lämpliga anpassningsåtgärder vid skogsbruk eller exploatering i känsliga områden
- utveckla samverkan mellan myndigheter rörande ärendehantering och tillsyn inom känsliga områden.

Samtliga rapporter framtagna inom uppdraget kan laddas ner via Skogsstyrelsens webbplats (<http://shop.skogsstyrelsen.se/sv/publikationer/>).



PASS
2B-2

Figur 1. Ravinutveckling efter avverkning utanför Sundsvall, 2006.

Foto: Mikael Ånäs, Trafikverket.

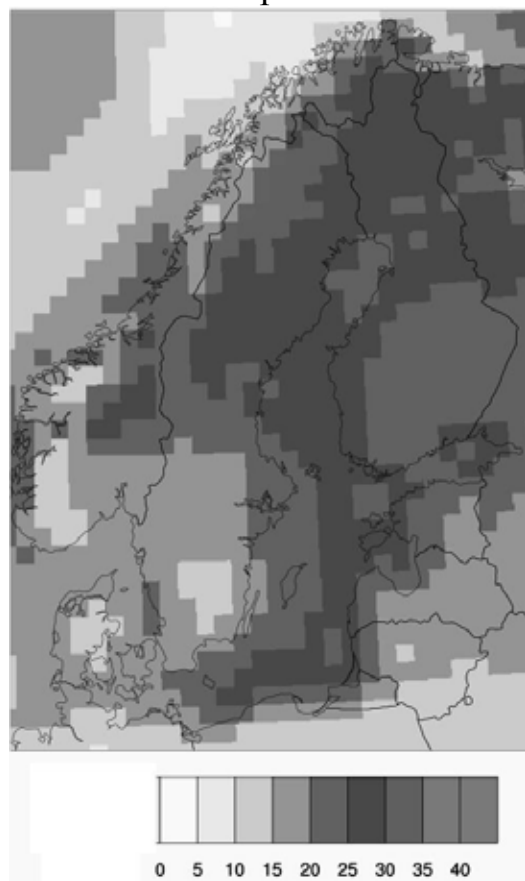
2 PÅVERKAN AV KLIMAT, VEGETATION OCH SKOGSBRUK

2.1 Klimatets påverkan

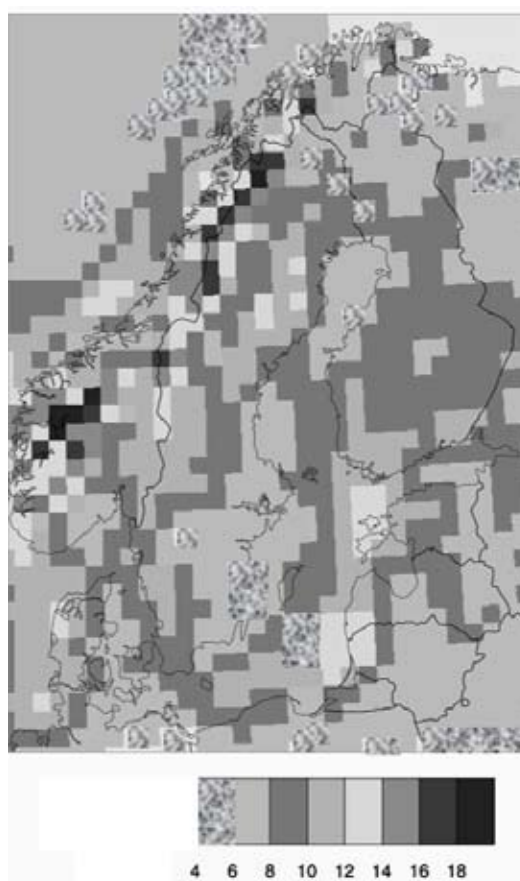
Ras utlöses ofta efter långvariga eller intensiva nederbördstillfällen. Långvarig nederbörd leder till en ökad grundvattennivå och därmed till en försämrad stabilitet i friktionsjord. Tillfällen med intensiva nederbördstillfällen leder ofta till kraftig ytavrinning och till höga flöden i vattendrag vilket ökar förutsättningarna för erosion och slamströmmar. Ytliga

ras kan även utlösas i samband med tjällossning då markens övre, tinade jordlager vid nederbörd kan bli vattenmättade och flyta ner längs slänter.

SMHI:s mätningar och modelleringar av olika klimatscenarier indikerar att nederbörden kommer att öka i framtiden i hela Sverige, se Figur 2. Störst beräknas ökningen bli i norra delen av landet och längs kusterna. Även antalet dagar med kraftig nederbörd beräknas öka i hela landet, se Figur 3, med flest antal nederbördsrika dagar i norra och västra Sverige. Med kraftig nederbörd avser SMHI dygnsvärden över 10 mm (SMHI, 2016). I slutet av seklet kommer antalet dagar med kraftig nederbörd att vara 5-15 fler per år än under perioden 1961-1990. Dessa förändringar av klimatet ökar förutsättningarna för erosion, ras och slamströmmar. Behovet av att kunna identifiera känsliga områden liksom anpassning av skogsbruksåtgärder är därför stort i arbetet med att klimatanpassa samhället.



Figur 2. Beräknad förändring av årsnederbörden (%) för perioden 2071-2100 jämfört med 1971-2000. Kartan baseras på ett medelvärde av en ensemble med nio klimatscenarier för scenario RCP8,5. Från: www.smhi.se (161201)



Figur 3. Beräknad förändring av årets antal dagar med kraftig nederbörd för perioden 2071-2100 jämfört med 1971-2000. Kartan baseras på ett medelvärde av en ensemble med nio klimatscenarier för scenario RCP8,5. Från (delvis bearbetad): www.smhi.se (161201).

2.2 Vegetationens påverkan på förutsättningar

Vegetationsskiktet skyddar marken från erosion, ras och slamströmmar genom att:

- dess rötter verkar sammanbindande och armerande (jordens hållfasthet ökar)
- upptagning och transpiration minskar grundvattennivån och mängden vatten som rinner av på ytan
- dämpa vattendropparnas kraft mot markytan och därmed minska risken för att de lossgör jord
- minska antalet gånger som jorden utsätts för frysning och upptining
- skugga markytan, vilket motverkar torrsprickor som annars kan orsaka djup penetrering av regnvatten.

2.3 Skogsbrukets påverkan på förutsättningar

De flesta åtgärder med syfte att bedriva skogsbruk eller att exploatera ett skogsområde, påverkar markens stabilitet. Avverkning, gallring och röjning är i sig stora, påverkande åtgärder men den enskilt största påverkan har körning i terrängen och anläggande av olika typer av vägar. Körskador till följd av skogsbruksåtgärder är generellt ett stort problem. Frågan har uppmärksamats allt mer de senaste åren genom bland annat stora utbildningsinsatser om miljöeffekterna och hur körskador kan förebyggas. Kunskapen kring kraftig erosion, ras och slamströmmar är dock ännu begränsad. Körspår och vägar kan leda om, koncentrera och kanalisera ytvattenavrinningen som i känslig terräng leder till erosion, ras och slamströmmar. I Tabell 1 listas vilken påverkan som erhålls av vilka åtgärder.

Tabell 1. Olika skogsbruksåtgärders påverkan på förutsättningarna för ras, erosion och slamströmmar.

Påverkan	Åtgärd
Avlägsnande eller förändring av vegetation	Avverkning, gallring, röjning, plantering
Påverkan på rotsystemen	Markberedning, terrängkörning, grävning, schaktning
Blottläggande av mineraljord	Markberedning, terrängkörning, grävning, schaktning, rensning av diken, byggande av vägar
Belastning av slänten	Terrängkörning, avlägg av timmer, upplag av jordmassor
Ändrade ytvattenflöden	Avverkning, gallring, terrängkörning, vägar, diken, markberedning
Höjning av grundvattennivån	Avverkning, gallring, dämning

3 METODIK FÖR IDENTIFIERING AV KÄNSLIGA OMRÅDEN

En metodik för översiktlig identifiering av känsliga områden har arbetats fram och applicerats på hela Sverige, förutom fjällkedjan (vid arbetets genomförande saknades detaljerad topografiska data för fjällkedjan). Med känsliga områden avses slänter och ravininformationer inom vilka en försämring av vegetationstäckningen eller förändring av ytvattenavrinningen kan utlösa ras, erosion och slamströmmar. Växtligheten är av mindre betydelse för stabiliteten i lerjordar varför dessa inte omfattas av framtagen metodik.

Genom att kombinera kriterier för de olika skikten har en känslighetskarta arbetats fram. Områden som kan vara känsliga har delats upp i slänter respektive raviner med vattendrag. Med den här metodiken kan man lokalisera känsliga områden inom vilka olika typer av anpassningar bör göras för att undvika ras, erosion och slamströmmar. Underlag, kriterier och metod för framtagning av de olika GIS-skikten presenteras i följande avsnitt.

3.1 Underlag

Lutningar, ytformer, slänthöjd och storlek på ytor har identifierats från nationella höjdmodellen (NH) och för identifiering av olika typer av markanvändning har fastighetskartan, samt karta som visar områden avverkade de senaste 10 åren, använts. Kartorna har förenklats genom att slå ihop områden med liknande egenskaper. Från digitala fastighetskartan, har konsekvenser för eventuellt ras eller slamström i form av bebyggelse, vägar, kraftledningar, vattendrag och sjöar identifierats.

Jordartskartorna som har använts är i olika skalor från 1:25 000 till 1:750 000. Orsaken till de olika skalorna är att jordartskarteringen har utförts under en lång period och med olika metoder samt skiftande geografiskt underlag.

3.2 Kriterier för slänter, ravininformationer och extra känsliga områden

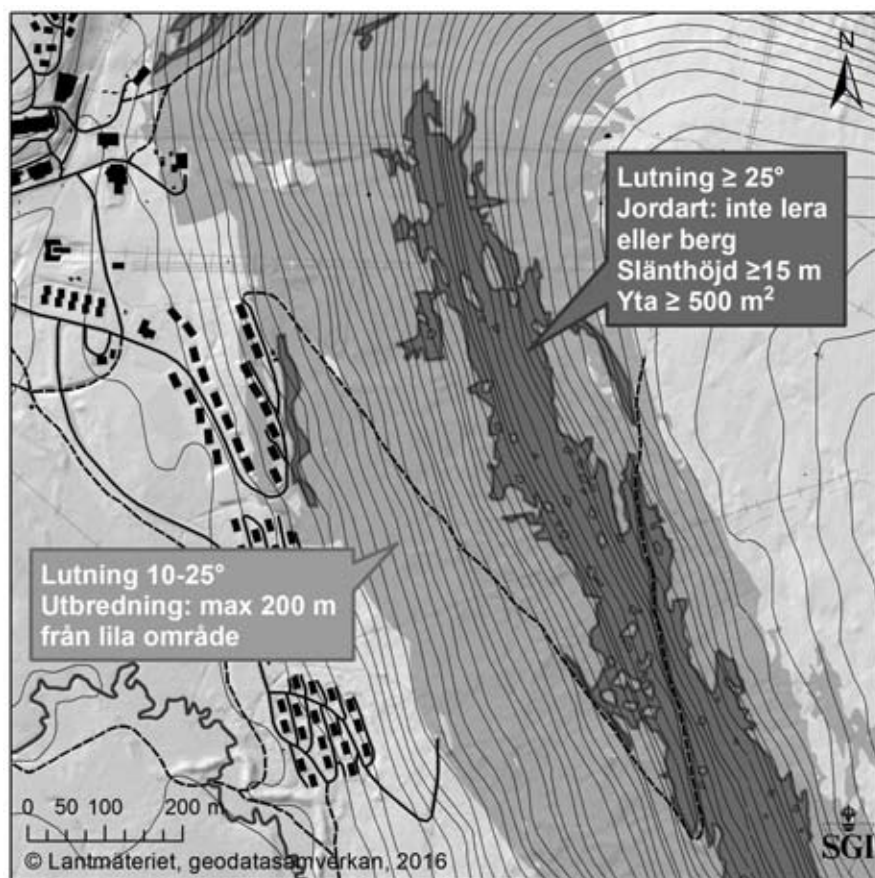
Slänter med en lutning större eller lika med 25 grader anses ha förutsättningar för ras. Detta bygger på stabilitetsberäkningar för slänter med en grundvattenyta 1 meter under markytan, antagande om en glidyta med ett djup från markytan på mellan 1 och 3 meter, en slänthöjd mellan 15 och 20 meter och med en för jorden antagen friktionsvinkel mellan 30 och 40 grader. För fall med en friktionsvinkel på 30 grader ansattes i beräkningarna även ett kohesionsintercept lika med 5 kPa för att återspegla en siltjord. Beräkningar visar på säkerhetsfaktorer kring 1,0 för dessa förhållanden och därför har

sådana sluttningar ansetts vara känsliga för vegetationsförändringar. Den valda lutningen motsvarar ungefär ett medelvärde av de lutningar, 21-32 grader, som redovisas i en liknande metodik framtagen i British Columbia (Ministry of Forests, 1999). Den valda lutningen är högre än den som används av MSB vid översiktlig stabilitetskartering i bebyggda områden där jorden består av morän eller annat grovkornigt material (se Räddningsverket, 2007). Vid den översiktliga stabilitets-karteringen används 17 grader, vilket har valts för att återspegla en säkerhetsmarginal som är högre än vad som valts inom denna metodik. Tanken har varit, att i den nu presenterade metodiken, sälla fram de områden där stabiliteten redan för dagens förhållanden är låg och där en förändring av vegetationen, ytvattenavrinningen, belastningar och schaktning kan vara den utlösande faktorn för ett ras.

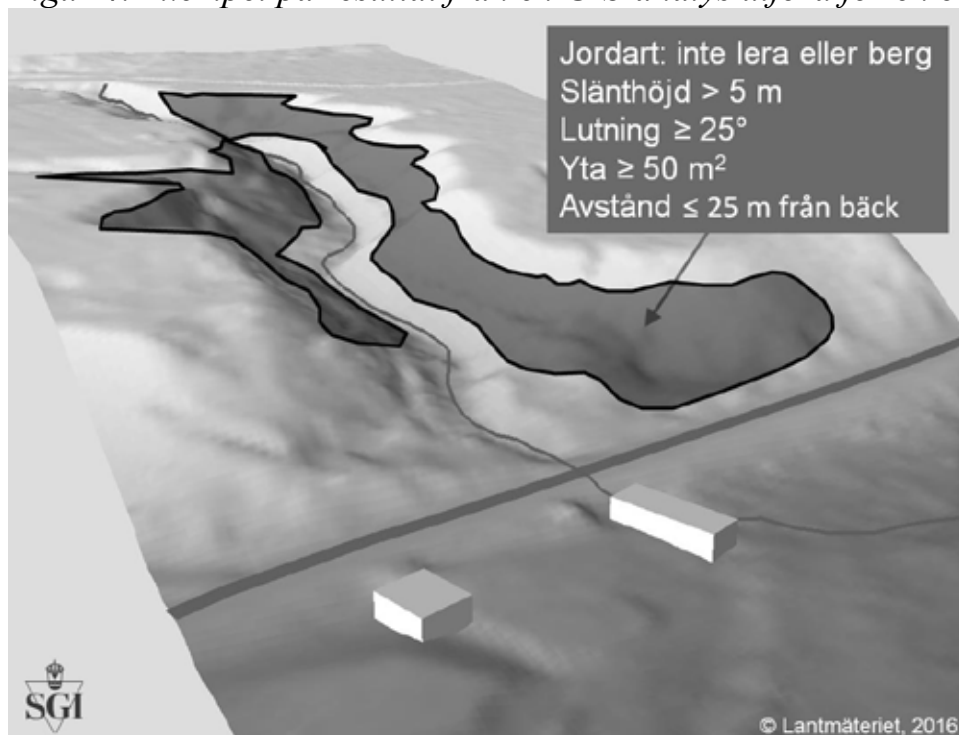
För att anses ha förutsättningar för låg stabilitet och riskera att kunna orsaka betydande skada på infrastruktur och bebyggelse har ytterligare två kriterier satts; att slänten ska ha en minsta höjd av 15 meter och en yta av minst 500 m², se mörkgrått områden i Figur 4. Områden i direkt anslutning till ett mörkgrått område och som har en släntlutning mellan 10 och 25 grader och inte sträcker sig längre bort än högst 200 meter från den branta slänten har också identifierats som känsliga (se grått område i Figur 4). Detta eftersom områden på nedsidan om ett mörkgrått område kan komma att påverkas av nedrasade jordmassor eller eftersom avverkning ovanför ett mörkgrått område kan påverka stabiliteten i ett mörkgrått område.

En bäck har ansetts ha förutsättningar för slamströmmar om bäcken går i en ravinformation som är högst 50 meter bred och med slänter som lutar minst 25 grader och är minst 5 meter höga, på båda sidor om bäcken (se mörkgrått område i Figur 5). Dessutom har det satts som krav att bäckens botten lutar mer än 2 grader och att ravinformationen ska ha en yta av minst 50 m². Förändringar av vegetations- och ytvattenförhållandena inom ett avstånd av 200 meter från en utpekad bäckravinformation kan komma att påverka ravinens avrinnings- och grundvattenförhållanden och därmed kan förutsättningarna för erosion, ras och slamströmmar öka.

Erosionsbenägna jordarter, ytor som saknar vegetationstäckning, områden där tidigare jordrörelser har inträffat eller områden som tidigare utpekats att ha förutsättningar för jordrörelser, utgör en extra indikator på känslighet. Områden där dessa förutsättningar förekommer har ansetts vara extra känsliga för förändringar av vegetations- och ytvattenförhållanden.



Figur 4. Exempel på resultat från en GIS-analys utförd för en brant slänt..

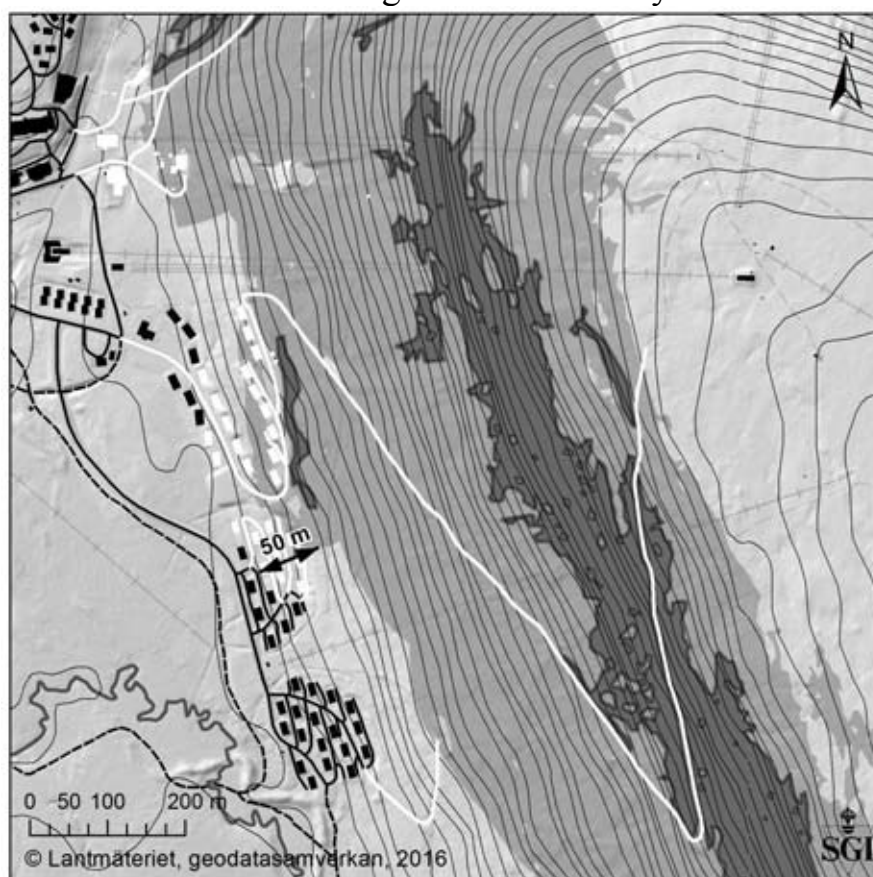


Figur 5. Exempel på resultat från GIS-analys för bäckraviner enligt angivna kriterier.

3.3 Konsekvenser

En bedömning av vilka konsekvenser ras, erosion och slamströmmar skulle kunna få, görs även inom metodiken. Som konsekvenser har satts infrastruktur, bebyggelse och vattentäkt. Konsekvenser i anslutning till slänter har ansetts vara de som ligger i den identifierade slänten (mörkgrått område) samt i angränsande områden som lutar mellan 10 och 25 grader (gråa områden) och inte sträcker sig längre bort än 200 meter från mörkgrått område, se Figur 6. Även de konsekvenser som ligger på ett avstånd av högst 50 meter nedanför grått område ingår. Konsekvenser markeras med vit färg.

Konsekvenser i anslutning till raviner har ansetts vara de som ligger inom branta områden (mörkgrått område), inom 25 meter från bäcken och inom bäckens avsättningsområde. Avsättningsområdet har satts till ett område där bäcken lutar mindre än 2 grader och har en yta av minst 2 500 m².



Figur 6. Identifiering av konsekvenser i släntområden. Konsekvenser utgörs av objekt inom mörkgråa och gråa områden samt 50 meter från gråa områden; i detta fall vägar och byggnader. Konsekvenserna är markerade med vit färg.

3.4 Hur ska metodiken användas?

Framtagen metodik är tänkt att användas för att översiktligt identifiera områden som kan ha förutsättningar för ras och/eller slamströmmar och därmed vara känsliga för förändringar av vegetationstäckningen eller ytvattenavrinningen. Identifierade områden kan framförallt användas av myndigheter (exempelvis Länsstyrelser, kommuner, Trafikverket, Skogsstyrelsen) vid exempelvis rådgivning, bedömning av anmälningar inför avverkning, planhandläggning, tillståndsprövning och verksamhetsutövares planering. Delar av resultaten kommer framöver att göras tillgängliga och anpassade för bland annat myndigheter, kommuner, markägare, maskinförare, skogsentreprenörer och skogsförvaltare.

Resultat från användning av metodiken för hela landet visar att cirka 0,3 % av Sveriges totala landyta och mindre än 5 % av alla bäckar, ligger i områden som är känsliga. Då detaljerad höjdm modell saknades för stora delar av fjällen i Lappland vid rapportens färdigställande ingår inte dessa områden i bedömningen.

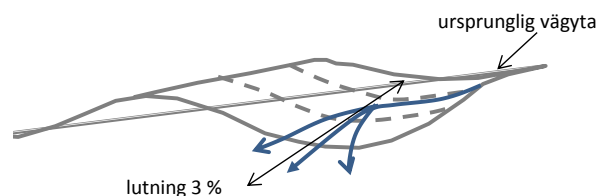
4 ANPASSNINGÅTGÄRDER

I identifierade känsliga områden krävs att åtgärder, med syfte att bedriva skogsbruk eller exploatering av mark, anpassas efter de problem som förekommer eller kan uppstå. Framförallt gäller det att minimera inverkan på grundvattennivån, att inte orsaka spårbildning, ha kontroll över avrinningsvägar och fördela vattnet på flera ställen, att inte blottlägga jord, att erosionsskydda slänter och att inte orsaka höga marktryck i utsatta släntområden. En tät markvegetation med ett buskskikt är det som bäst skyddar markytan mot eroderande och destabiliserande krafter. Planering av åtgärden på plats när marken inte är snötäckt, med tydliga råd och kartunderlag bör vara ett krav vid genomförande av alla typer av åtgärder inom känsliga områden. Områdets känslighet för olika förändringar, exempelvis genom avverkning, gallring, dikning, framförande av tunga fordon, vägbyggnation, bör värderas innan åtgärd. Långvarig och kontinuerlig uppföljning av, framförallt avrinnande ytvatten, efter utförda åtgärder behövs också.

Som exempel på åtgärder kan följande nämnas:

- Begränsa hyggets storlek eller avverka en slänt i flera etapper
- Om beståndet lämpar sig, överväg hyggesfria metoder som luckhuggning eller blädning
- Skapa eller förbered för flerskiktade ljusa blandbestånd i samband med plantering, röjning och gallring

- Underröj inte vid avverkning utan lämna kvar ett busk- och markskikt eller återplantera omedelbart
- Använd trummor av rätt dimension (minst 0,3 m i diameter) och av det antal som behövs för att sprida ut flödet nedströms
- Rensa trummor och kontrollera deras funktion i samband med åtgärd och årligen därefter
- Anlägg ett överdike ovan en brant slänt i vilket vatten leds till icke känslig mark, se Figur 7
- Erosionssäkra diken i kurvor på utströmssidan av vägen
- Avled vatten som rinner på vägen i tvärdiken eller med hjälp av motlut, se Figur 7
- Avled vatten som rinner till vägen och längs vägen i korsdiken, se Figur 7
- Vid korsande vattendrag bör bro eller trumma dimensioneras för högvattenflöde inräknat eventuellt extra flöde på grund av avverkning.



Figur 7. Metoder att styra ytvatten i en slänt. Överst till vänster; överdike. Överst till höger: tvärdike. Nederst till vänster: korsdiken (Foto: Arni Jonsson, NGI). Nederst till höger: motlut.

5 SLUTORD

Med framtagna metodik kan områden som skulle kunna vara känsliga för förändringar av vegetations- och ytvattenförhållanden identifieras. Vid förändringar inom dessa områden, exempelvis avverkning, gallring, dikning, spårbildning från tunga maskiner samt anläggning av vägar och bebyggelse, bör faran för ras och slamströmmar beaktas. Det gäller även slänter och raviner som ligger utanför exempelvis ett exploateringsområde. Framtagen metodik måste användas skarpt under ett antal år, för att sedan utvärderas och eventuellt justeras. Det finns ett behov av att förbättra GIS-beräkningarna, förbättra de kartunderlag som används samt att mäta och analysera grundvattennivåer i branta slänter. Det har framkommit vid diskussioner inom projektgruppen och med representanter för skogsnäringen, myndigheter och departement att det krävs en utökad samverkan och samordning för att på ett tillfredställande och effektivt sätt förebygga erosion, ras och slamströmmar i samband med skogsbruk och markexploatering. Det finns också behov av kunskapsutbyte mellan aktörer med olika ansvar och befogenheter. Ingen myndighet har idag ett utpekat ansvar för att samordna tillsyn, reglering och rådgivning inom området. Detta leder till att ”saker faller mellan stolarna” eller att risker inte uppmärksammas. Ett fortsatt samarbete, utveckling och kunskapsspridning mellan myndigheter och branscher är därför viktig. Det är även viktigt att i detta arbete beakta förändringar orsakade av den pågående klimatförändringen.

6 REFERENSER

- Ministry of Forests (1999). Mapping and assessing terrain stability guidebook. British Columbia. Ministry of Forests. II Series: Forest practices code of British Columbia.
- Lindquist, H., (1998). Sysslebäck – Matteus 7:26. Grundläggningdagen 98: Godbitar från grunden, Svenska Geotekniska Föreningen. Stockholm.
- Länsstyrelsen i Jönköpings län (2016). Regional risk- och sårbarhetsanalys för Jönköpings län 2016. Meddelande nr 2016:33.
- Räddningsverket (2007). Översiktlig kartering av stabilitets- och avrinningsförhållanden i raviner och slänter i morän och grov sedimentjord. Metodbeskrivning. Karlstad.
- SMHI (2016). <http://www.smhi.se/klimat/framtidens-klimat/klimatscenarioer,2016-12-01>
- Sundsvalls tidning (2006). <http://www.st.nu/allmant/medelpad/raset-intresserar-expert-1.2017-01-10>

GEOFYSISK KARTLÄGGNING AV SEDIMENTDJUP OCH STRUKTURER I BERG UNDER VATTEN

Torleif Dahlin¹, LTH & Roger Wisén, Ramböll/LTH

Sammanfattning

Elektrisk resistivitetstomografi (ERT) har utförts i ett antal vattenpassager i Stockholm och vid Äspö berglaboratorium med gott resultat. I flera av fallen gjordes kombinerad undersökning med refraktionsseismisk tomografi. Geologisk tolkning av de erhållna modellerna stämmer väl överens med existerande dokumentation från borrning och tunneldrivning, och visar att metoden fungerar väl i praktiken. Liksom för geofysiska mätningar på land är fördelen att man får kontinuerliga modeller som kan kopplas till variation i jorddjup, strukturer i berget och hydrogeologiska förutsättningar. ERT är också en möjlighet där det är olämpligt att spränga eller borra p.g.a. förekomst av ledningar eller arkeologiska lämningar på sjöbotten. De elektriska och seismiska modellerna från den kombinerade undersökningen kompletterar varandra och ger en säkrare totalbild av variationer i sedimentdjup och bergförhållandena. Det arbetas för närvarande på metoder för kombinerad fysisk modellering av ERT, refraktionsseismik och annan referensdata som kan stärka och underlätta möjligheterna för tolkning ytterligare.

Summary

Electric resistivity tomography (ERT) has been performed in a number of water passages in Stockholm and at the Äspö Hard Rock Laboratory with good results. In several of the cases ERT was combined with seismic refraction tomography. Geological interpretation of the obtained models fits well with the existing documentation from drilling and tunneling, and show that the method works well in practice. As for geophysical surveys on land, the advantage is that you get continuous models that can be linked to variation in soil depth, structures in the rock and hydrogeological conditions. ERT is also a possibility where it is inappropriate to blast or drill because of occurrence of cables, pipelines or archaeological remains on the seabed. The electrical and seismic models from the combined survey complement each other and provide a more reliable overall picture of the variations in sediment depth and rock conditions. Work is in progress on methods for combined physical modeling of ERT, seismic refraction and other reference data that can strengthen and facilitate opportunities for interpretation further.

1 INLEDNING

Det kommer att byggas flera olika bergtunnlar under vattenpassager i Stockholm i en nära framtid, t.ex. de tre vattenpassagerna i Förbifart Stockholm, City Link och avloppstunnel från Bromma till Sickla för att säkra Stockholms framtida avloppsrening. Utöver detta är det troligt att T-banan till Nacka samt Östlig förbindelse också förläggs i bergtunnel. Vattenpassagerna är många gånger de delar av en bergtunnel där det är störst risk för problem med dålig bergkvalitet och vatteninläckage. Anledningen till detta är att vattenpassagerna ofta är lokaliserade där de största svaghetszonerna i berget är belägna och där det finns obegränsat med vatten som kan söka sig ned genom sprickzoner.

Elektrisk resistivitetstomografi (ERT) är numera en etablerad förundersökningsmetod inför tunnelprojekt på land, och det har använts i stor skala bland annat för Hallandsåstunneln. Metoden ger kontinuerliga modeller av variationer i bergets elektriska egenskaper i två (2D) eller tre dimensioner (3D) som kan kopplas till variation i bergets mekaniska och hydrauliska egenskaper. Sedan gammalt är även refraktionsseismik en etablerad metod som ger en uppfattning om djup till berg och mekaniska svaghetszoner. Om refraktionsseismik och ERT används i ett tidigt skede av förundersökningen ger det en utomordentligt bra översiktlig bild av strukturella, mekaniska och hydrogeologiska förhållanden samt ett underlag för placering av punkter för borrhning och provtagning, så att dessa punkter hamnar i representativa lägen och minimerar risken för att man missar kritiska zoner. Resultaten från dessa in situ undersökningar med borrhning användas sedan för att verifiera och förbättra den preliminära tolkningen av de geofysiska resultaten.

Vi har inom ramen för FoU projektet Geoinfra-TRUST testat en metodik för kombinerad undersökning med ERT och refraktionsseismik under vatten. För bägge metoderna utfördes mätningarna med en bottenförlagd kabel med elektroder respektive hydrofoner. Detta ger bättre upplösning än att ha sensorerna i vattenytan och är ofta det enda praktiskt fungerande alternativet vid de undersökningsdjup som är aktuella i den här typen av tunnelprojekt och den miljö, med ofta begränsad plats, som man har i större städer. För andra typer av mätningar, t ex. reflektionsseismik eller radiomagnetotellurik, kan man med fördel använda sensorer som släpas i vattenytan. Dessa metoder ger inte samma typ av information men kan vara relevanta i ett tidigare skede, t ex vid en placeringsstudie, eller om stora områden skall undersökas.

För de seismiska mätningarna används små sprängladdningar ca 1 meter ovanför botten som energikälla emedan ERT inte ger någon omgivningspåverkan.

2 METODBESKRIVNING

Bägge typerna av undersökningar utförs med bottenförlagd kabel. Kabeln läggs ut med båt och kraven på position på den utlagda kabeln är höga. Arbetet med kabeln har utförts med båtar i lite olika storlek, från 5.5 m upp till ca 10 m i längd. För planläggning och navigering vid utläggning av kabel har programvaran NaviPac från EIVA använts. Position erhålls från en realtidskorrigerad GNSS mottagare och registreras i NaviPac. Vid utläggning förankras kabeln i bägge ändar i kända positioner, antingen på land eller i ankare som positioneras när de sänks ned på botten, och under förloppet då kabeln sträcks ut och sänks ner på botten registreras båtens position. På detta sätt erhålls en tillräckligt hög precision i horisontal led. Positionering av kabeln i höjddled utförs inte direkt i fält utan denna information erhålls från befintlig, eller för tillfället inmätt, höjddmodell av havsbotten. För resistivitetskabeln kan en handfull trycksensorer med inbyggd datalogger fästas på mätkabeln och användas som komplement för verifiering och eventuell kalibrering av höjddmodellen.

2.1 ERT

ERT undersökningar, även känt som CVES (Continuous Vertical Electrical Sounding) (t.ex. Dahlin 1996), genomfördes med hjälp av en elektrod-kabel som placerades på sjö- respektive havsbotten. En ABEM Terrameter LS med 12 mätkanaler användes för mätningarna, där flerkanalsmätning medför en snabb mätningsprocess trots det stora antalet datapunkter. För att kunna få användbara uppskattningar av resistivitet i jord och berg, är det nödvändigt att integrera vattendjup och resistiviteten hos vattnet i tolkningsmodellen. Fel i vattendjup eller resistivitet leder till artefakter i modellen då inversionsprogrammet kompenserar för ett felaktigt överskott eller underskott i ledningsförmåga i vattenmodellen genom motsvarande ökning eller minskning i resistivitet i jord/bergmodellen.

Tolkade modeller av resistivitetsfördelningen i bottensedimenten och berggrunden skapades med hjälp av inversionsprogramvaran Res2dinvx64. Inversion utfördes som L1-norm (robust) med elektroderna liggande i botten av vattenskiktet (Loke et al 2003; Loke och Lane 2004). Inversionsprogramvaran har anpassats för att uppfylla kraven i det här projektet genom att tillåta flera vattenskikt med olika resistivitet.

2.2 Refraktionsseismik

För de refraktionsseismiska undersökningarna användes en hydrofonkabel med 48 aktiva hydrofoner med 5 meters avstånd och en total längd på 235 meter. Som vibrationskälla används sprängladdningar och dessa placeras på kabeln med 20 meters avstånd ca 1m över botten. I bägge ändar av kabeln placeras så kallade fjärrskott med syfte att erhålla refraktortäckning för berget i bägge riktningar och för alla hydrofoner. För de profiler som var längre än 235 meter så gjordes flera mätutlägg med minst en geofons överlapp. Data från dessa utlägg har sedan lagts samman och modellerats och tolkats som en profil.

Två 24 kanalers Geometrics Geode seismografer användes för mätningarna. De flesta mätningarna utfördes nattetid på grund av att buller från båtar och industri i dagtimmarna gav en försämrade datakvalitet.

För modellering av seismikdata utfördes refraktionstomografi med programvaran Rayfract Pro.

3 RESULTAT

Vi har varit engagerade i mätning av ERT under vatten i samband med vattenpassager för City Link / T-bana Nacka (5 linjer), Förbifart Stockholm Lambarfjärden (1 linje), avloppstunnel Bromma-Sickla (7 linjer), samt två alternativa sträckningar för Östlig förbindelse (2 linjer). I de två senare projekten utfördes även refraktionsseismisk tomografi. Vidare har vi gjort kombinerad undersökning med ERT och refraktionsseismisk tomografi vid Äspö berglaboratorium (Ronczka et al. 2016). Ett urval av resultaten presenteras här.

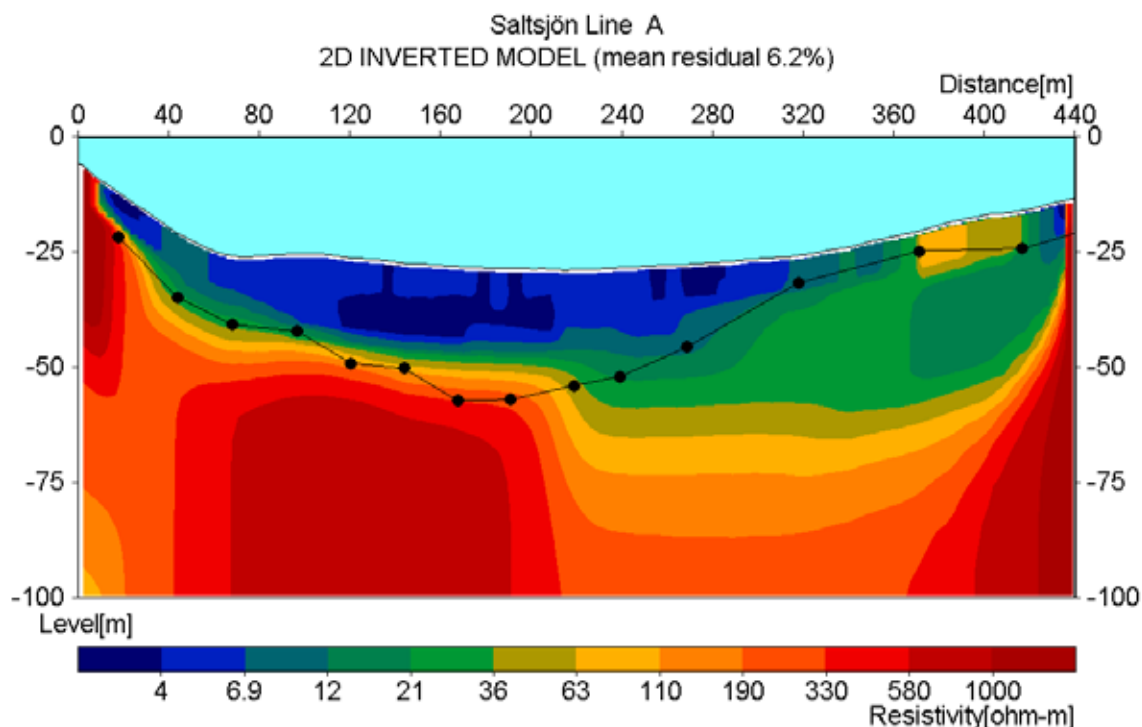
3.1 City Link / T-bana Nacka

En ERT-undersökning har utförts i Saltsjön som del av förundersökningarna för T-bana Nacka. För mätningarna användes en elektrod kabel med 64 elektroder och ett uttagsavstånd på 7 meter, vilket ger ett totalt utlägg på 441 meter. Pol-dipolkonfiguration användes för att maximera djupnedträngningen, där en 3500 meter lång kabel användes för fjärrelektroden som placerades i vattnet öster om undersökningsområdet. Sammanlagt mättes fem linjer, varav två längs sträckningen för City Link för att utnyttja de där utförda borrhningarna för utvärdering och kalibrering (Dahlin et al. 2014).

Fältundersökningen genomfördes under 3 dagar, där en linje mättes under den första dagen när tid också gick åt till att installera fjärrelektroden förutom att

lägga ut och plocka in elektrod kabeln etc. Botten topografi baserad på en kombination av sonarmätning och trycksensorer ingår som en integrerad del av modellerna. Vattenresistivetsfördelningen, som mättes med borrhålsloggningsutrustning, förenklades till en modell med 5 skikt med olika resistivitet. Varje skikt antas vara homogent i horisontell riktning och variationen i resistivitet nära ytan ansågs vara av begränsad betydelse.

Inversionen resulterade i modeller som visar vertikala sektioner av resistivetsvariationen (se exempel i Figur 1). Modellerna har acceptabla residualer (ca 6-7%), vilket visar att det är relativt god överensstämmelse mellan modell och data. Resistiviteten visar ett ytskikt med lägre resistivitet, vilket tolkas som jordlager, d.v.s. okonsoliderade sediment, med varierande tjocklek och sammansättning. De övre delarna karakteriseras av resistiviteter väsentligt lägre än $12 \Omega\text{m}$ med maximala tjocklekar av upp till ca 20 meter i de centrala delarna av linjerna. Under detta finns generellt högre resistiviteter, men med variationer som kan tolkas som svaghetszoner i berggrunden och/eller eventuellt varierande sammansättning på berget.



Figur 1. Resistivetsmodell för linje A, med vattennivåer och tolkade djup i berggrunden från geoteknisk borrhning (JB-sondering) angivna (Dahlin & Wisén 2016).

På avståndsintervallet 220-440 m på linje A finns en zon med resistiviteter i storleksordningen 12 till $36 \Omega\text{m}$ i den övre lågresistiva zonen som fortsätter ned till flera tiotals meters djup, och en motsvarande zon visas på de andra

närliggande linjerna. Utan tillgång till andra uppgifter från området kan detta tolkas som en zon med avvikande bergmassa, eller uppsprucket och vittrat berg. Alternativt kan det tolkas som ett kraftigt ökat djup till berggrunden, där berget överlagras av sediment med annan sammansättning eller salthalt än i de övre delarna av sedimenten. Eftersom zonen ligger i änden av linjerna är upplösningen relativt dålig. Strukturella element i kajkonstruktionen skulle också kunna ge upphov till låga resistiviteter i linjernas ändar, men eftersom undersökningslinjerna är orienterade vinkelrätt mot utläggsriktning bör effekten vara relativt begränsad. Det finns mer eller mindre vertikala strukturer i de djupare delarna av de delar som kan tolkas som tektoniska zoner, och zoner med högre motstånd ($> 1000 \Omega\text{m}$) separerade från zoner med mellanliggande resistiviteter (några hundra Ωm). Högresistivitetsszonerna kan tolkas som kristallint berg med låg sprickfrekvens, medan zonerna med lägre resistivitet kan tolkas som berg med avvikande kvalitet som förmodligen består av uppsprucket och vittrat berg.

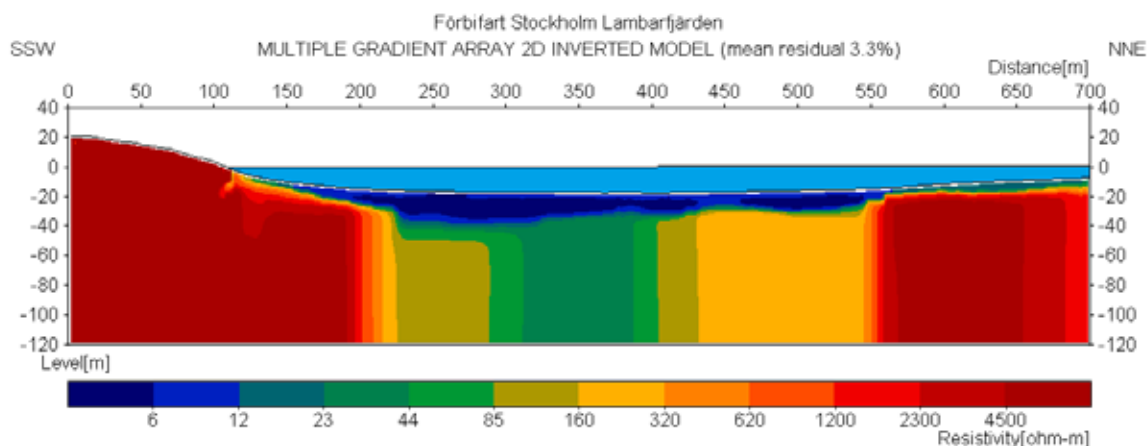
Tolkade djup till berggrunden från geoteknisk borrhning har överlagrats i resistivitetsdiagrammet från linje A (Figur 1). Tolkat djup till berg överensstämmer i allmänhet väl mellan metoderna. Lokala variationer i djupet kan till exempel bero på att bergytans topografi varierar i tre dimensioner medan ERT-undersökningen bygger på en tvådimensionell approximation av verkligheten. Bergnivåerna enligt JB-sondering visar att zonen med relativt låg resistivitet i intervallet från 220 till 440 m på linje A består av lågresistivt berg, vilket kan vara den översta delen av en större zon med avvikande egenskaper i berget.

2.4 Förbifart Stockholm Lambarfjärden

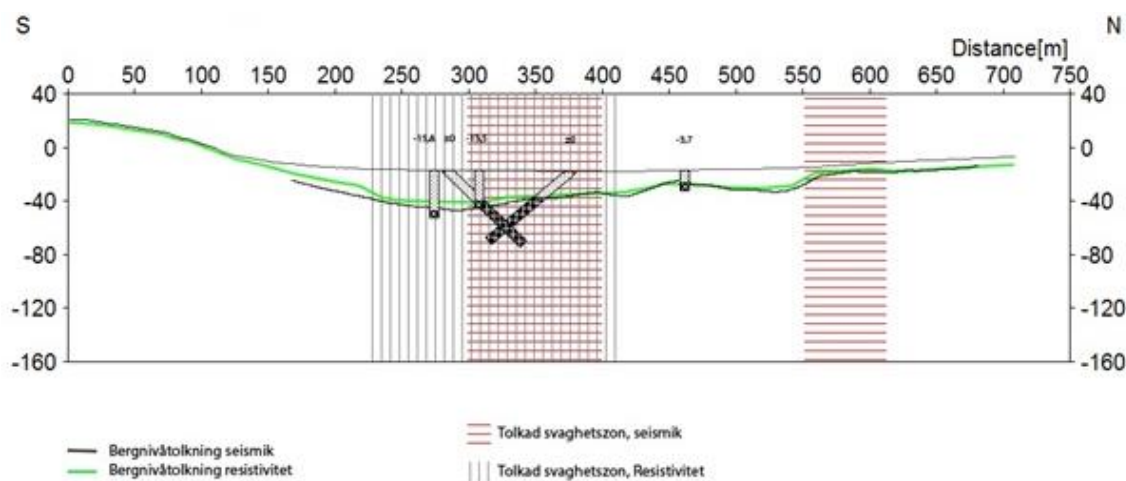
En ERT-undersökning har utförts i Mälaren längs den planerade sträckningen av Förbifart Stockholm. Undersökningen utfördes med hjälp av en elektrokabel med 128 elektroder med 5 m inbördes avstånd, vilket ger en total utläggslängd på 635 m. Mätlinjen förlängdes på land med hjälp av 21 extra markelektroder, vilket resulterade i ett utlägg på 735 m. Det mindre konduktiva sjövattnet gör det möjligt att använda multipel gradientkonfiguration som inte ställer krav på fjärrelektrod, vilket sparar en hel del arbete. Mängden data är liknande den i Saltsjön. Bottentopografi baserad på en kombination av sonarmätning och några trycksensorer på kabeln integrerades i modellerna. Eftersom resistivitetsvariationen i vattnet var obetydlig förenklades denna till ett enda lager med $62,5 \Omega\text{m}$ i tolkningsmodellen (Dahlin & Wisén 2016).

Inversionen resulterade i en modell som visar vertikala sektioner av

resistivetsvariationen (figur 3). Modellerna har en låg genomsnittlig residual (ca 3%), vilket visar att det finns god överensstämmelse mellan modell och data. Resistivetsmodellen visar ett ytskikt som kännetecknas av resistivitet lägre än $10 \Omega\text{m}$, i avståndsintervallet 150-550 m, med maximal tjocklek på upp till ca 20 m. Detta kan tolkas som okonsoliderade sediment som är leriga, organiska eller har hög salthalt. Under det är resistiviteterna generellt högre men varierande vilket kan tolkas som berggrunden med zoner av fastare berg i varje ände av profilen och en bred svagare zon i centrum.



Figur 2. Resistivetsmodell från Lambarfjärden där sjövattnet visas som ljusblått.



Figur 3. Borrningsloggar visas med svaghetszoner i berg markerat som svart fyllning. Tolkad berggrund från borrhning och seismiska visas som svart linje och tolkade svaghetszoner baserat på seismik som röd skraffering. Den ljusgröna linjen visar en tolkning av berggrundsnivån från ERT resultat utan att använda andra data för kalibrering, medan den vertikala skrafferingen visar området med lägst bergresistivitet (från Lindvall och Warberg 2016).

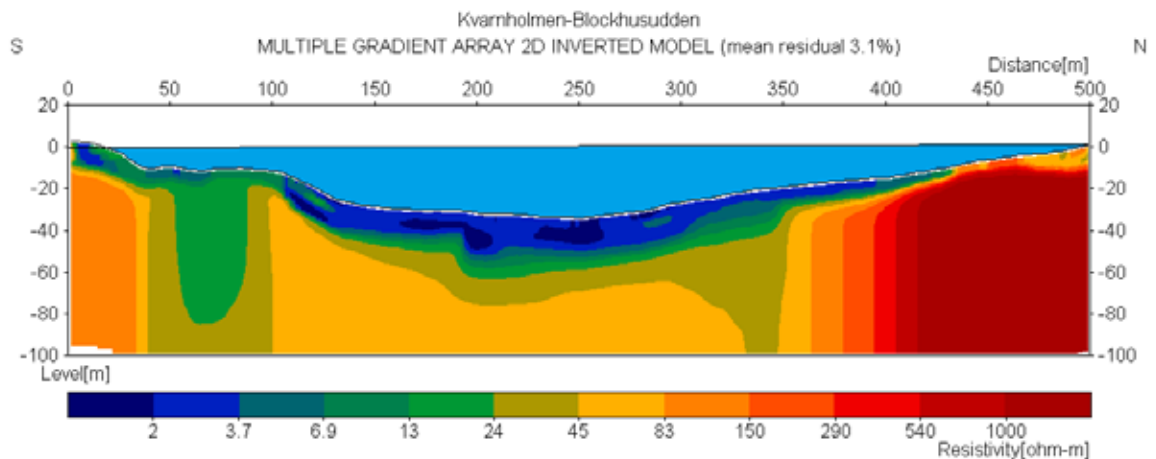
Inom avståndsintervallet 315-385 m finns en till synes vertikal zon med resistiviteter i storleksordningen 23 till 44 Ωm i de djupare delarna av profilen. Detta kan tolkas som en större tektonisk zon, förmodligen deformationszonen visas på den geologiska kartan (Persson et al., 2001). På vardera sidan om kärnzonen finns zoner med 100-200 m bredd med mellanliggande resistivitet (upp till 160 Ωm), vidare en zon med ett par hundra Ωm och utanför dessa är hög resistivitet ($> 1000 \Omega\text{m}$). De högresistiva zonerna kan tolkas som kristallint berg med låg grad av sprickbildning, medan zonerna med lägre resistivitet kan tolkas som berg med skiftande kvalitet som förmodligen är uppsprucket, vattenförande och vittrat i olika grad.

Tolkade djup till berggrunden från tidigare utförda seismiska mätningar och geoteknisk borrhning visas i Figur 3. Tolkade djup till berg överensstämmer i allmänhet väl mellan metoderna. Den tolkade svaghetszonen i mitten av profilen visas både i borrhningar och i seismik. Svaghetszonen som seismiken visar på 550-600 m kan inte ses i resistivitetsresultat, men det bör noteras att den seismiska linjen placeras ca 20 m offline i den norra änden av profilen, samt att den indikerade zonen inte verifierats med borrhning. Vidare bör man beakta att den äldre seismiska mätningen inte utfördes som regelrätt refraktionsseismik utan med hydrofonkabel och signalkälla i vattenytan. Detta i kombination med att hydrofonkabeln var kort (ca 100 m) och att skott endast sköts från en riktning gör att bestämningen av berghastigheten blir osäker.

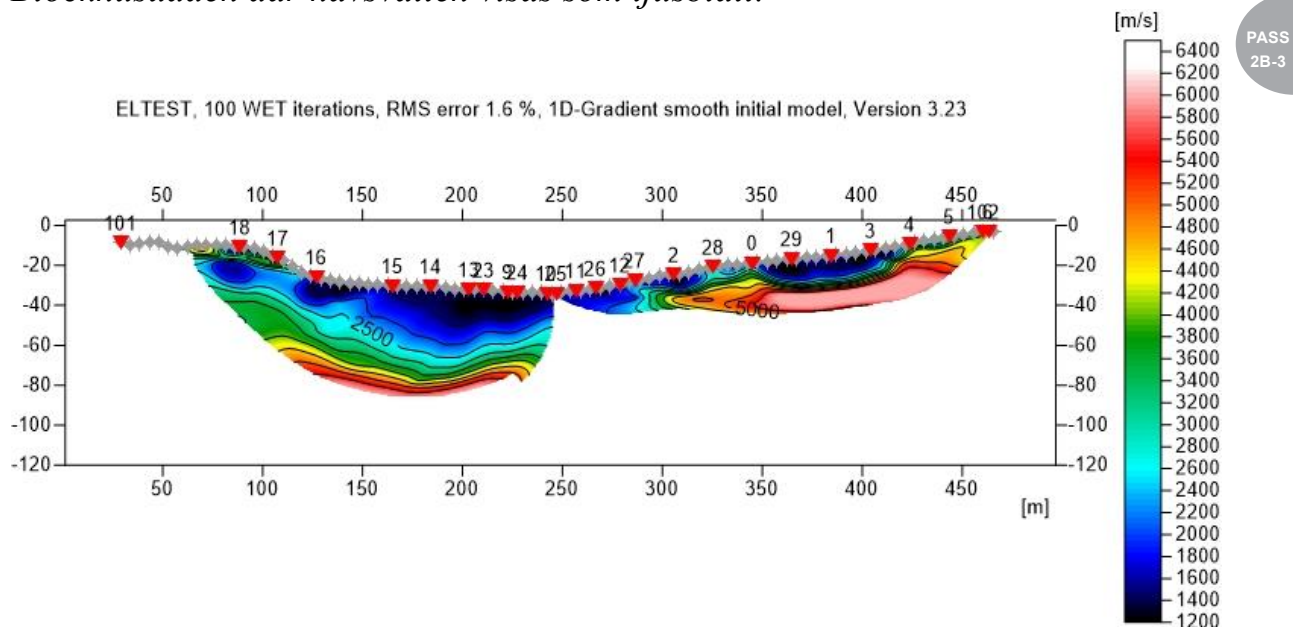
2.3 Östlig Förbindelse

Både ERT-undersökning och seismisk tomografi har utförts längs två alternativa sträckningar för Östlig förbindelse. För ERT-mätningarna användes elektrod kabel med 128 elektroder och 5 m inbördes avstånd, där en del elektroder i änden av utläggen hamnade på land. Både multipel gradient och pol-dipolkonfiguration användes, där en 2000 meter lång kabel användes för fjärrelektroden som placerades i vattnet öster om undersökningsområdet. De två seismiklinjerna blev ca 470 meters långa.

Den västliga linjen, mellan Finnboda och Biskopsudden, visade sig vara problematisk för båda metoderna. ERT gav resultat som ser ut att vara kraftigt störda, sannolikt av kvarlämnade foderrör i metall i bottensedimenten eftersom vi positionerade oss över en linje där det gjorts ett antal borrhningar på 1990-talet. Seismiken gav inte något användbart resultat för den västliga linjen, p.g.a. stora mängder gas i bottensedimenten som dämpar ut signalerna, medan den östliga profilen gav användbara resultat.



Figur 4. Resistivitetsmodell från Östlig förbindelse alternativ Kvarnholmen - Blockhusudden där havsvatten visas som ljusblått.

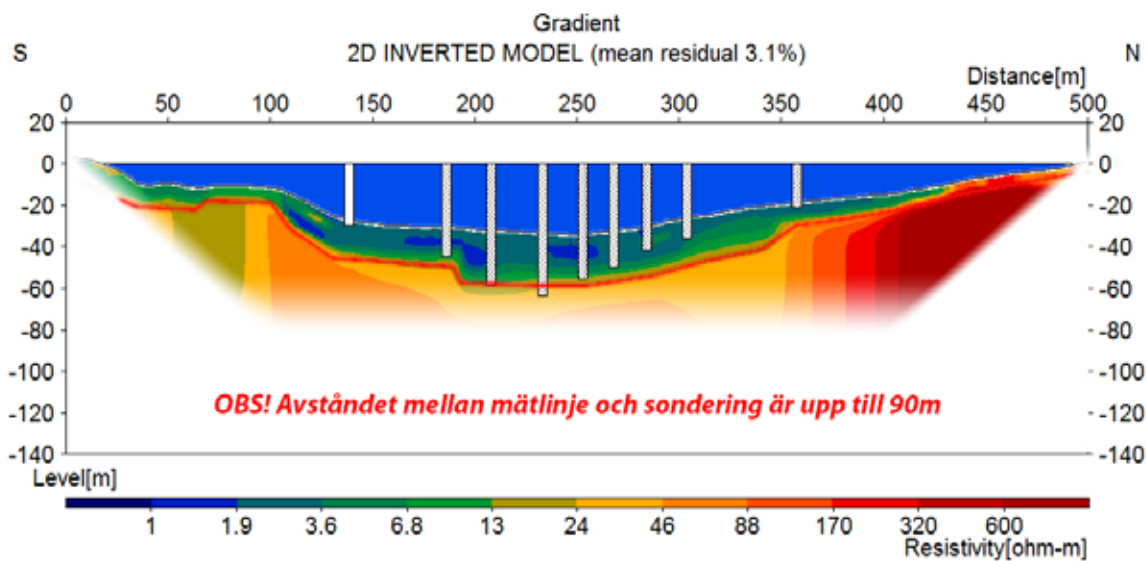


Figur 5. Modell från refraktionsseismisk tomografi från Östlig förbindelse alternativ Kvarnholmen - Blockhusudden.

Den östliga linjen, mellan Kvarnholmen och Blockhusudden, gav bra resultat för båda metoderna. ERT-resultatet med multipel gradientkonfiguration visas i Figur 4, och även i detta fall framträder ett översta lager med låg resistivitet ($<4 \Omega\text{m}$) med störst mäktighet runt längdkoordinat 200 m som tolkas som lösa sediment. I norra änden av profilen syns höga resistiviteter ($>1000 \Omega\text{m}$) som tolkas som berg med lågt sprickinnehåll, medan det södra änden ligger mycket lägre men är osäkert p.g.a. randeffekter. I de centrala delarna av linjen är resistiviteterna mycket låga i förhållande till vad man normalt förväntar sig av kristallint eller metamorft berg, vilket tyder på uppsprucket, vattenförande

och vittrat berg, alternativt avvikande typ av berg. Seismiken (Figur 5) visar låga hastigheter (<1400 m/s) i de övre delarna där djupaste delen sammanfaller med den lågresistiva zonen. Glappet i datatäckningen beror på att mätningen utfördes med två utlägg utan överlapp på grund av att några hydrofoner inte fungerade som de skulle. Höga hastigheter (ca 5800 m/s) syns i botten i norra änden av linjen, vilket tolkas som fast berg. Berghastigheterna i de centrala delarna av linjen är svårbedömda då de ligger på gränsen för datatäckningen.

Geoteknisk borrhning med JB-sondering utfördes efter att de geofysiska undersökningarna slutförts. Tyvärr avviker undersökningslinjernas läge från varandra med upp till 90 m i sidled, p.g.a. hänsynstagande till fartygsvrak av historiskt och arkeologiska intresse. Efter att borrhningarna projicerats in på geofysiklinjen i riktning med bottenpografen överensstämmer den övergripande variationen i djup till berg ganska väl med botten av det översta lagret med låg hastighet och låg resistivitet (Figur 6).

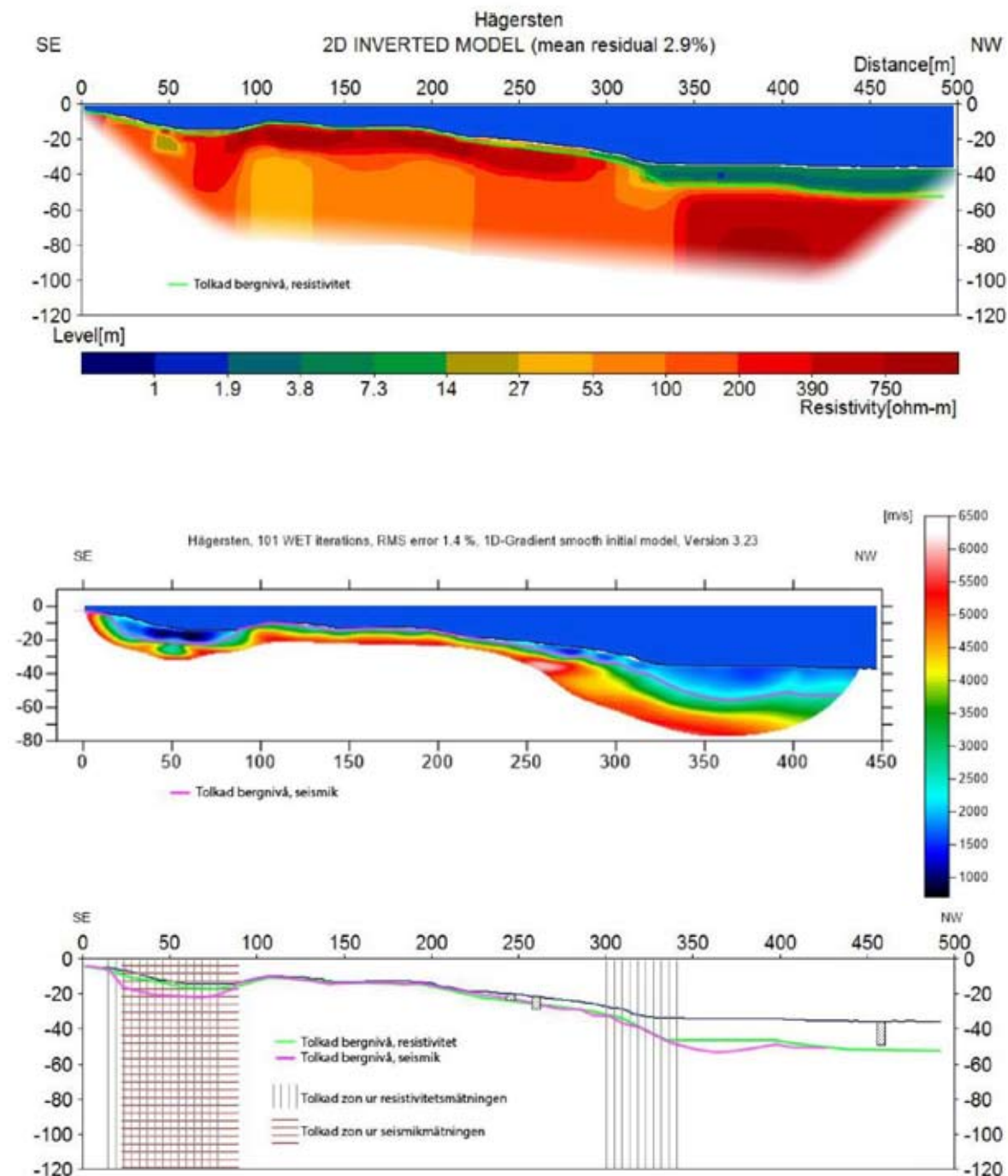


Figur 6. Resistivitetsmodell från Östlig förbindelse alternativt Kvarnholmen - Blockhusudden med djup till berg från JB-sondering markerat som vertikala staplar. Notera att det är upp till 90 m förskjutning mellan undersökningslinjerna (modifierad från Lindvall och Warberg 2016).

2.3 Avloppstunnel Hägersten

Både ERT-undersökning och seismisk tomografi har utförts i en förundersökning för ny avloppstunnel under Mälaren vid Hägersten. För ERT-mätningarna användes två separata utlägg med elektrod kabel med 64 elektroder och 5 m inbördes avstånd, med ett ca 100m långt överlapp mellan utläggerna och en total längd på drygt 500 m. Mätningarna utfördes som

multipl gradient. Också seismikdata samlades in med hjälp av två separata utlägg med tillsammans knappt 450 meters längd och ca 20 m överlapp.



Figur 7. Resistivetsmodell (överst), refraktionsseismikmodell (mitten) och tolkning (nederst) från avloppstunnel Hägersten. med djup till berg från JB-sondering markerat som vertikala staplar i den nedre figuren (från Lindvall och Warberg 2016).

I resistivitetsmodellen syns en lågresistivitetsanomali vid omkring 50 m vilket sammanfaller med en tydlig svaghetszon, i övrigt syns inga markanta svaghetszoner i någon av profilerna. Tre stycken undersökningsborrningar visar god överensstämmelse med resultaten från ERT och seismik.

4 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Generellt förväntas vattenpassager förknippas med den största risken för dålig bergkvalitet, där problem med mycket genomsläppligt samt instabilt berg kan bli aktuella. Det är också högriskområden för liten bergtäckning under vattenmättade sediment, vilket kan leda till katastrofala inflöden av vatten i tunneln om det inte tagits hänsyn till detta i planeringen.

Resultaten visar att ERT-undersökningar kan ge viktiga bidrag till platsundersökningar i vattenpassager i stadsområden. Uppmätta data innehåller information som är relevant för att skapa kontinuerliga modeller av variationen i djup till berg som stämmer väl överens med resultaten från seismik och borrning. Resultaten visar också på att information om variation i bergkvalitet, som kan vara av kritisk betydelse för planering av underjordiska konstruktioner, kan härledas från data.

Sjövatten med resistivitet på ca 60 Ωm medför mycket gynnsamma undersökningsförhållanden i Mälaren även med ca 20 m vattendjup. I bräckt eller salt vatten, såsom i Saltsjön, går en stor del av den utsända strömmen i vattnet vilket gör det svårare att upplösa resistivitetsvariationen i marken. Det gör att man kan behöva mäta med pol-dipolkonfiguration, som kräver fjärrelektrod, för att uppnå tillräcklig djupnedträngning.

Refraktionsseismiken har gett bra resultat för samtliga undersökta linjer utom en, där stora mängder gas i bottensedimenten dämpade ut mätsignalerna. Refraktionsseismik med bottenförlagd kabel och skottpunkter vid botten ger erfarenhetsmässigt tillförlitliga modeller av berggrundstopografi och berghastigheter. Bestämningen av berghastigheten blir i stort sett lika säker som vid arbete med refraktionsseismik på land.

Kombinationen ERT och seismisk tomografi är ett koncept som fungerar väl i praktiken, och metoderna kompletterar varandra. Genom att använda två metoder erhålls ett säkrare underlag för tolkning och bedömning av djup till berg, variation i bergkvalitet och förekomst av svaghetszoner i berget. Båda metoderna ger kontinuerliga modeller längs hela undersökningssträckan, i motsats till geoteknisk sondering och borrning. De geofysiska modellerna ger

ett bra underlag för placering av detaljundersökningar, så att dessa blir representativa och man minimerar risken för att missa zoner med avvikande egenskaper. Dokumentationen från borrhningen kan sedan användas för kalibrering och förfining av tolkningen av de geofysiska modellerna. Ytterligare en anledning till att göra de geofysiska undersökningarna före borrhningen är att man då eliminerar risken för att kvarlämnade foderrör förstör de geofysiska resultaten, vilket inträffade för resistivitetsmätningarna på den västra linjen i exemplet Östlig förbindelse.

Ett sätt att få ytterligare information från borrhålen är att göra geofysisk borrhålsloggning i dessa. Sådana data ger mycket mera detaljinformation om variationer i formationen egenskaper längs borrhålet än man får från enbart hammarborrning. Resultaten kan också ge en tolkningsnyckel av sambandet mellan bergkvalitet och bergets resistivitet och seismiska hastighet.

Kostnaden för en geofysisk undersökningslinje med ERT och refraktionsseismisk tomografi har i de projekt vi varit involverade i legat i samma storleksordning som en enda JB-sondering från pråm. Det torde således vara mycket kostnadseffektivt att inleda undersökningarna med en geofysisk undersökning som kan ligga till grund för ett optimerat borrhprogram.

5 TACKORD

Arbetet bakom denna artikel har utförts inom ramen för Geoinfra-TRUST 2.1 och 4.2 (<http://www.trust-geoinfra.se/>), som finansieras av Forskningsrådet Formas (ref. 2012-1931), BeFo (ref. 314 och 331) and SBUF (ref.12718 och 12719).

Undersökningarna för T-bana Nacka finansierades av Stockholms Läns Landsting och utfördes i samarbete med WSP och Clinton Mätteknik. Undersökningarna i Lambarfjärden och för Östlig förbindelse gjordes i form av ett examensarbete utfört av Elisabeth Lindvall och Erik Warberg, som fick ekonomiskt stöd från BeFo. Kamel Hebbache och Matteo Rossi ingick också i fältteamet i samband med detta. Undersökningarna för Östlig förbindelse finansierades av Trafikverket. Undersökningarna vid Hägersten utfördes i samarbete med Rambøll Sverige AB och Rambøll Danmark A/S och finansierades av Stockholm Vatten.

Vi vill tacka samarbetsparter och finansiärer för trevligt samarbete och för att vi får presentera resultaten.

5 REFERENSER

- Dahlin T., Wisén R. (2016) Underwater ERT Surveys for Urban Underground Infrastructure Site Investigation in Central Stockholm, *Procs. NGM 2016, 17th Nordic Geotechnical Meeting*, Reykjavik, Iceland, 25-28 May 2016, 1307-1312.
- Dahlin T., Loke M.H., Siikanen J., Höök M. (2014) Underwater ERT Survey for Site Investigation for a New Line for Stockholm Metro, *Procs. Near Surface Geoscience 2014*, 14 - 18 September 2014, Athens, Greece, 5p.
- Dahlin T. (1996) 2D resistivity surveying for environmental and engineering applications, *First Break*, 14(7), 275-283.
- Lindvall E., Warberg E. (2016) *Kombinerad förundersökning för tunnlar med resistivitet och refraktionsseismik i urban undervattensmiljö*, Examensarbete, Lunds Universitet, ISRN LUTVDG / (TVTIG-5145) / 1-85 / (2016), 85s.
- Loke M.H., Acworth I., Dahlin T. (2003) A comparison of smooth and blocky inversion methods in 2-D electrical imaging surveys, *Exploration Geophysics*, 34(3), 182-187.
- Loke M.H., Lane J.W. (2004) Inversion of data from electrical resistivity imaging surveys in water-covered areas. *Exploration Geophysics*, 35, 266-271.
- Persson L., Sträng M., Antal I., 2001. *Berggrundskartan 101 Stockholm (Bedrock Map 101 Stockholm)*, Scale 1:100 000, Series Ba, No 60, Swedish Geological Survey, Uppsala.
- Ronczka M, Wisén R, Hellman K, Wennermark M, Dahlin T (2016) ERT and seismic refraction tomography test at Äspö Hard Rock Laboratory, *Procs. NGM 2016, 17th Nordic Geotechnical Meeting*, Reykjavik, Iceland, 25-28 May 2016.

BRANSCHKURAGE

Svensk Grundläggning: Fredrik Asklund, Mikael Creütz och Linda Hafslund

Sammanfattning

Genom att inspirera branschen önskar Svensk Grundläggning ge perspektiv på hur vi tillsammans bättre kan samverka, både mellan åldrar och roller i branschen, i syfte att gjuta mod i unga medarbetare och ge de mer erfarna en nytändning och betona vikten av respekt och samverkan både mellan ålder och över skrän.

Föredraget har sin bas i ett antal ledord, som tillsammans förhoppningsvis ska leda till ett ökat branschkurage för konsulter, entreprenörer och leverantörer inom grundläggning och beställare av grundläggningstjänster.

Words of Wisdom by Ralph B. Peck:

“In my view, nobody can be a good designer, a good researcher, a leader in the civil engineering profession unless he or she understands the methods and the problems of the builder.”

Det omvända är också lika viktigt att ha i åtanke.

1 INLEDNING

I takt med de allt större utmaningarna och mängden tekniskt komplicerade projekt i Sverige ökar även ansvaret på branschen som helhet att göra gemensam sak i att skapa en hållbar, attraktiv och hälsosam tillväxt.

Vi på Svensk Grundläggning är övertygade om att det skulle gynna oss alla om vi gemensamt kan skapa ett klimat och bygga en ny kultur inom branschen där vi utvecklas tillsammans över såväl kollega- som skrågränser. På detta sätt får vi en ödmjuk förståelse för varandras vardag, utmaningar och perspektiv, men också en insikt i att det fortfarande kan finnas nya och ännu inte prövade lösningar på urgamla problem.

Detta kräver dock att vi alla tar oss ur vår komfortzon och har mod att utforska och ifrågasätta om det finns andra vägval än de som vi historiskt ”alltid” gjort. Det handlar oftast bara om att bjuda på sig själv och ha mod att våga lita på sitt inre. När vi ställs inför våra livs största utmaningar utvecklas vi som mest, det är först då vi ställs i kontakt med vår sanna potential.

2 ALLMÄNT OM BRANSCHKURAGE

Branschkurage handlar mycket om att vara ett föredöme för den bransch du företräder och genom att våga ifrågasätta både ditt eget beteende och andras beteende kring hur saker och ting görs. Det är allt för många som istället tar den lätta vägen och förväntar sig att någon annan ska tänka åt en eller inte vill vara besvärlig och passa in i Sveriges anda att vara lagom. Men vem kommer ihåg en fegis?

Det uppstår en fantastisk dynamik när du släpper egen prestige och vågar vara öppen för att alla aktörer inom branschen kan lära dig något. Du får en bättre uppfattning och insikt i hur just din del fogar samman med övrigas arbete och hur din del påverkar slutresultatet i ett större sammanhang. Det är allt för många som inte bryr sig om var som händer sen med det som de producerar eller hur det som de t.ex. projekterat fungerade. Istället hoppar vi på nästa uppdrag och upprepar i värsta fall samma fel. Målet borde vara att alltid sträva efter att göra allt lite bättre varje gång du arbetar med liknande saker eller nya saker.

Om tillräckligt många gör fel, så kan det bli så illa att den som i själva verket gör rätt utpekats till att vara den som tycks ha fel. Det är då du måste ställa dig frågan, vem du vill vara? Genom att våga ifrågasätta dig själv och din omgivning så kan du få fler att våga och utmana sig och sin bransch.

Lek med tanken att Du fördubblade den viljestyrka, energi och kreativitet du har i dag, hur skulle din vardag se ut då? Om bara 20% av människorna på ditt företag gjorde samma resa, hur skulle det företag du arbetar på nu se ut om ett år? Om branschens företag bestod av sådana individer, skulle vår bransch bli avsevärt mer attraktiv, eller hur? Det är just detta ofta outtalade fenomen och möjliga snöbollseffekt vi vill få Dig att reflektera över en stund.

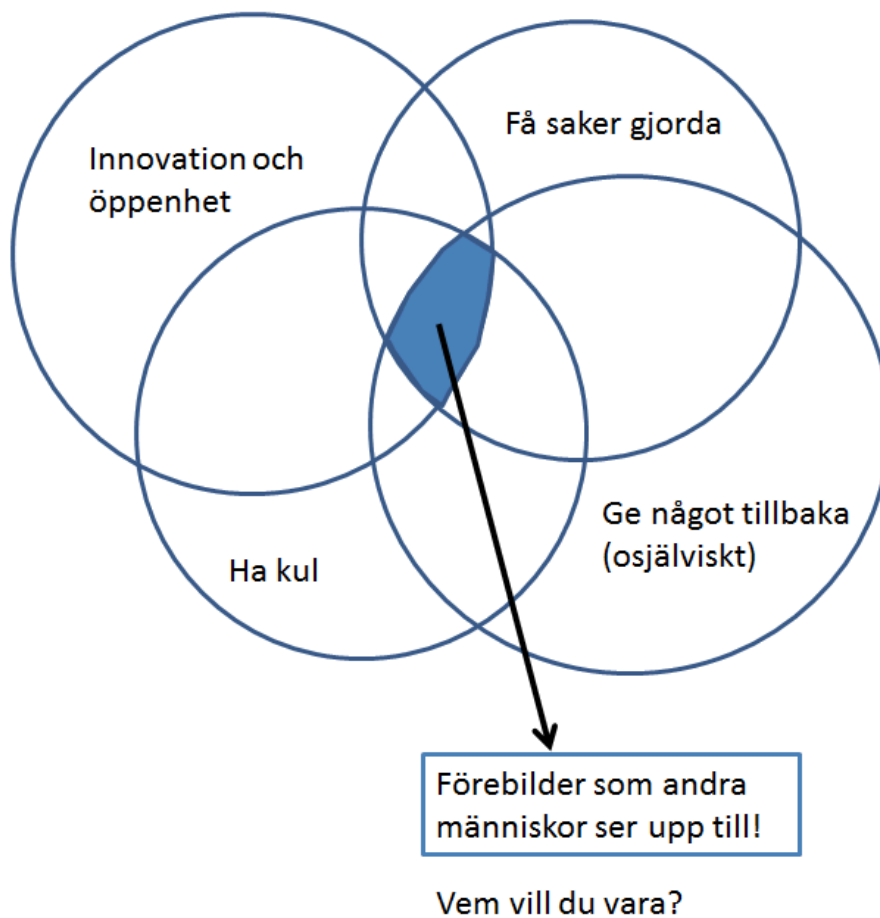
Förändring sker gradvis och den börjar alltid i liten skala. Stordåd sker inte över en natt, hemligheten bakom framgång är ett konstant syfte och att under lång tid röra sig medvetet mot målet.

Men det börjar inte förrän Du vaknar upp för din egen potential och funderar över och söker efter vad ditt bidrag till branschen faktiskt är och skulle kunna vara. Bara en liten justering av rodet i båten ger stor skillnad efter en stunds segling.

Är Du på rätt arbetsplats och arbetar med rätt saker? I samma stund Du kommer underfund med vilken väg Du vill ta, kommer Du inte behöva 'arbeta' en dag till i livet. Arbetet kommer bli ett rent nöje och du kommer få

tillgång till energi och kreativitet som bara begränsas av dig själv. Du kommer utan att tänka på det vilja dela med dig av alla dina upptäckter och reflektioner kring det som Du är skickligast på, utan själviska baktankar. Du rör dig så snabbt framåt att det blir självklart att dela med dig, att någon kommer ikapp blir oväsentligt eftersom de som Du kommunicerar med bara ge dig mer bränsle och reflektioner i din utvecklingsresa. Det vardagliga bruset försvinner och du kommer naturligt tacka nej till uppdrag du inte är intresserad av eller som inte utvecklar din skicklighet.

Du blir snabbt en förebild i branschen som andra vill arbeta nära, och de i sin tur kommer hjälpa dig i just ditt syfte, utan att för den delen kräva något eftersom utbytet blir ömsesidigt. Det är nu Du på ett konstruktivt och kreativt sätt bidragit till en mer hållbar, attraktiv och hälsosam utveckling av branschen. Men processen börjar inte förrän Du blir passionerat medveten om vad just Du kan göra och Du aktivt börjar ta små steg i rätt riktning varje enskild dag, med början i dag.



Figur 1 Schematisk bild över vår tolkning av Branschkurage

2 INSPIRATION FÖR ATT SKAPA FÖREDÖMEN MED KARAKTÄR, ÖPPENHET OCH VILJA TILL FÖRÄNDRING

2.1 Tro på dig själv

Är Du modig nog att vara den som driver branschen framåt eller nöjer Du dig med att endast vara en följare?

Att våga ifrågasätta och kritiskt granska bransch och kollegors arbete. Genom att ställa frågor tar du ansvar för ditt eget lärande och ger din omgivning möjlighet att reflektera över vedertagna metoder. Inse att den enda risken/chansen är att de lär dig något nytt, bidrar till en ökad kvalitet och teknisk nivå för branschen. Nyheter, innovation och forskning bygger på att enskilda vågar gå en annan väg än alla andra. Vi kommer att visa att branschen belönar den som är modig, engagerad, passionerad och stolt över sitt yrkesval.

Våga även ta del av övriga aktörers roller och kunskap inom branschen och ställ dig själv frågan vad som är deras drivkraft och försök sätta dig in i deras affär. Att lära sig något om vad andra gör kan ofta göra att du bättre förstår hur ditt arbete interagerar med övrigas arbete och vilken information de eftersöker och ge dig inspiration att förbättra ditt eget arbete.

Hur förstår nästa mottagare det som jag tycker är självklart? Det är lätt att bli hemmablind och glömma att det svåra som jag gör och tycker blivit vardag inte nödvändigtvis är vardag för någon annan i kedjan. Men hur ser det ut för nästa aktör i kedjan?

Vi är alltför många som inte har insikt i på vilket sätt vårt arbete kommer att användas i efterföljande skeden.

Att ingen annan frågar betyder inte att det bara är du som inte förstår. Så glöm den känslan, se möjligheten att våga fråga och få svar på just det du inte förstår. Du kommer snabbt inse att du inte är ensam om att inte förstå eller att det som presenteras inte alls var så tydligt. Om ingen frågar eller undrar och funderar själva, så blir det en enkelriktad information, men med lite frågor och inspel så uppstår helt plötsligt istället en dialog och kommunikation.

Tänk också på att även du som junior kan lära ut till andra juniorer och till viss del även till seniorer (ex. it), precis som andra seniorer kan lära ut både till juniorer och andra seniorer. Kompetens är inte fullt ut erfarenhetsrelaterat

utan handlar mer om kunskap, kompetens och erfarenhet kring och i sakfrågan.

2.2 Våga säga nej

Att våga säga nej till småsaker och "fel" uppdrag ger dig möjlighet att säga ja till det som bäst utmanar och utvecklar dig. Men ett nej får bör aldrig bero på att du är rädd att misslyckas med uppgiften.

Visa vikten av integritet både i företaget och externt, och samtidigt visa ödmjukhet för det jag och kollegor behärskar, såväl juniora som seniora kan alltid lära ut något som sagt.

Våga kräva/hjälpa vår bransch till en ständig förbättring, höja statusen på allt som grundläggning omfattar. Visa att de mest respekterade och attraktiva i branschen har byggt sitt varumärke på denna strategi och ambition - att vilja mer än att göra som branschen alltid gjort. Arbeta med det Du har passion för så kan du också bli en av de bästa i din nisch.

Ta reda på vad just ditt ansvar är och vilken roll du har och var noga med att respektera ditt eget ansvarsområde och våga säga nej när du pressas att uttala dig om något som någon annan ansvarar för. Eller var mycket tydlig med att detta inte är ditt ansvarsområde även om du har svar på frågan. Visst ska du hjälpa till, men på ett korrekt och respektfullt sätt. Börjar vi kommunicera förbi ansvarsgränsen blir det oftast kaos och ingen vet vad som egentligen gäller, det blir svävande för alla inblandade.

2.3 Sträva efter enkelhet och tydlighet

"Less is more", ta makten över indata och hur resultaten presenteras. För att kunna beskriva något med så få ord som möjligt eller med så få ritningar/skisser och detaljer som möjligt krävs ett intresse och kunskap om hur projektering, beräkningar, utredningar, tekniska beskrivningar, kontrollprogram m.m. omsätts i verkligheten. Men det får inte vara på bekostnad av minskad tydlighet.

Det ger inspiration till gränsöverskridande kommunikation mellan beställare, entreprenör, projektör (konsult) och leverantör.

Snabba datorer med allt smartare mjukvaror, gränssnitt och modeller (2D, 3D) är inte (den enda) lösningen på branschens utmaningar. Värdet av kollegieblock och penna, intuition och överslag, skisser och diskussioner ska inte underskattas.

Utmana genom att beskriva så mycket som möjligt i varje enskilt ritningsnitt. Att kritiskt ifrågasätta om all information är nödvändig och fundera över hur mottagaren tar till sig det vi levererar. Det som är självklart för dig är inte samma sak för andra. Mer text och beskrivningar riskerar att göra så att viktig information försvinner i bruset.

Hur tar vi makten över hjälpmedlen innan hjälpmedlen och verktygen tar makten över oss. Hjälpmedel får inte övergå till styrmedel, utan ska vara just som de är avsedda att vara, dvs. just hjälpmedel.

2.4 Jobba hårt

Hur ditt jobb kommer bli ett nöje.

Vad innebär det att komma fram till det varje individ är skickligast på? Att inte behöva "jobba". Varför hårt arbete inte är ett hinder att uppnå drömmar och livsmål. Vad händer när vi byter roll - att bli konsult, entreprenör, beställare, leverantör eller kanske mentor?

Vad händer om vi vågar oss ut i världen utanför vår komfortzon. Förmodligen blir du endast överraskad över hur lika vi egentligen är och att vi endast har olika roller i resan mot ett gemensamt mål.

2.5 Att ge tillbaka till branshen

Våga dela med dig av dina erfarenheter och misslyckanden, det som fått dig att utvecklas och växa, välkomna misslyckanden, se dem som olika resultat. Det ger mod och du blir trygg. Varje vinst föregås av hundra förluster. Det enda misslyckandet är att aldrig försöka.

Hur kan vi skapa ett forum/arena i branschen där vi delar med oss till varandra osjälviskt?

Att våga vara "ostolt", att dela med sig, lära ut och förklara, senior till junior och vice versa. Vad innebär det att bli mentor, på det egna företaget, för någon man känner lite extra för eller varför inte en kollega i branschen. Vi kan lyfta en hel bransch om många fler kan få ta del av en ökad trovärdighet och auktoritet.

"Lycka föregås av gott omdöme. Gott omdöme föregås av erfarenhet och erfarenhet kommer av dåligt omdöme".

2.6 Våga vara öppen med att ibland blir det fel

Släpp på prestigen och inse att du kan lära dig något av allt och alla. Bara för att något inte blir som avsett är inte samma sak som att det inte finns en tanke bakom.

Många gånger blir det fel p.g.a. oförutsedda händelser, avvikelser i förutsättningar med mera som ingen kan lastas för. Dagens samhälle är dock av karaktären att det ibland känns som att innehållet är underordnat att hålla ett visst leveransdatum.

Många gånger finns det inte tid för tillräckliga förberedelser och eftertanke, vilket ofta beror på dålig planering och bristande kompetens och kunskap hos projektledare och projekteringsledare. Vi behöver bli bättre på att förstå våra roller och ansvarsgränser och respektera dessa.

Men att tänka fel är så mycket bättre än att inte våga tänka alls.

3 SLUTORD

Tack för du tog dig tid att läsa denna artikel. Kom ihåg, att i dag är början på resten av ditt yrkesliv. Våga vinna genom att verka för en ännu mer attraktiv grundläggningsbransch.

Nedan följer några ytterligare visdomsord från Ralph B. Peck:

”Why should there be such a discrepancy between our knowledge and our general practice? To some extent, I fear, because of too much specialization and too little appreciation of the interrelation of the various branches of civil engineering.”

“The most successful practitioners of the art (-of engineering-) will maintain a healthy respect for the ability of Nature to produce surprises.”

“A man who has been trained only in theory and in laboratory testing may be incapable of recognizing the significant problems in the field, and even if he recognizes them, may have no idea on how to cope with them.”

“Unhappily, far too much we write is not worth reading. The prestige presumed to be associated with authorship results in great pressure to publish.”

“We should write with more discrimination.”

Lycka till!

ÄR DU SÄKER?

Mats Svensson, Tyréns AB

Sammanfattning

Under utvecklingen av GeoBIM-konceptet, som bland annat syftar till att skapa bättre förutsättningar för att ta fram geomodeller i 3D, har behovet av osäkerhetsmodeller för geomodeller identifierats. Ett av skälen är att det nu finns relativt enkla verktyg för att skapa geomodeller i 3D, vilket medför en risk för att de ”snygga” 3D-modellerna tas för en ”sanning” och inte granskas tillräckligt kritiskt. Det är viktigt att vi geotekniker med ansvar för att beskriva förhållandena under mark också skaffar oss verktyg för att säkerställa att geomodellerna används på ett korrekt sätt. Ett av de verktygen är att geomodellerna kompletteras med säkra osäkerhetsmodeller.

Säkra osäkerhetsmodeller ger också förbättrade möjligheter till: Optimering av undersökningsprogram, Bedömning av riskpeng, Utnyttjande av geostatistiska dimensioneringsmetoder, Metodval avseende stödkonstruktion, förstärkning, uttagsmetod, gv-sänkning, och Riskfördelning mellan olika aktörer i ett projekt.

I samband med att geomodeller i 3D nu blir allt vanligare, inte minst framdrivet av TRVs BIM-krav, har också behovet av ett beteckningssystem för redovisning av geotekniska undersökningar i 3D identifierats.

För övrigt är geoteknikern bäst lämpad att leda arbetet med framtagning av geomodeller, med tillhörande osäkerhetsmodeller.

Summary

While developing the GeoBIM concept, amongst others aiming at creating better 3D geo models, it was identified that there is a need for accompanying uncertainty models. One of the reasons is that today there are fairly user friendly software capable of producing nice looking geo models in 3D available, giving rise to a risk for misuse, in the meaning that these models could easily be taken for the ”truth” while they are still just a model of the underground. Hence, highly quality assured models still must accompany these 3D geo models. One way of doing that is by at the same time produce certain uncertainty models.

Proper uncertainty models would also give improved possibilities for: optimizing field program, better defining risk costs, better use of geostatistical tools, choosing production methods concerning temporary works, designing support systems and groundwater lowering systems etc, and risk sharing between different partners in a project.

While 3D geo models are continuously more often seen, specifically being pushed by TRV forcing geotechnics into the BIM environment, a need for a symbol standard on how to visualize geotechnical results in 3D has also been identified.

In addition, we must not forget that the geotechnical engineer is the most competent in managing the geo modelling, including uncertainty models.

1 INLEDNING

I alla skeden av ett anläggnings- eller husbyggnadsprojekt har vi behov av att så noga som möjligt känna till den geotekniska modellen – både avseende geometri och mekaniska egenskaper, och allt oftare använder vi oss av 3D-modeller, ibland till och med av animeringar eller interaktiva modeller där vi själva kan flyga runt i modellen. Ju snyggare modellen ser ut och ju fler funktioner verktyget den presenteras i erbjuder, ju lättare är det att ta den aktuella geomodellen för en absolut sanning och att den är med verkligheten helt överensstämmande. I detta ligger både risker och möjligheter som det börjar bli hög tid att analysera, hantera respektive utnyttja.

Avsaknad av en osäkerhetsmodell ger stora risker, medan en framtagna osäkerhetsmodell ger stora möjligheter. Riskerna handlar bla om feldimensioneringar och felaktiga mängdberäkningar vilket tex orsakar ekonomiska, tidsmässiga och säkerhetsmässiga felbedömningar. Möjligheterna omfattar bla bättre precision i kostnadsbedömning/rätt bedömd riskpeng, optimering av undersökningsprogram och allmänt bättre kontroll och trygghet på alla plan under projektets gång (en ofta underskattad sk mjuk parameter).

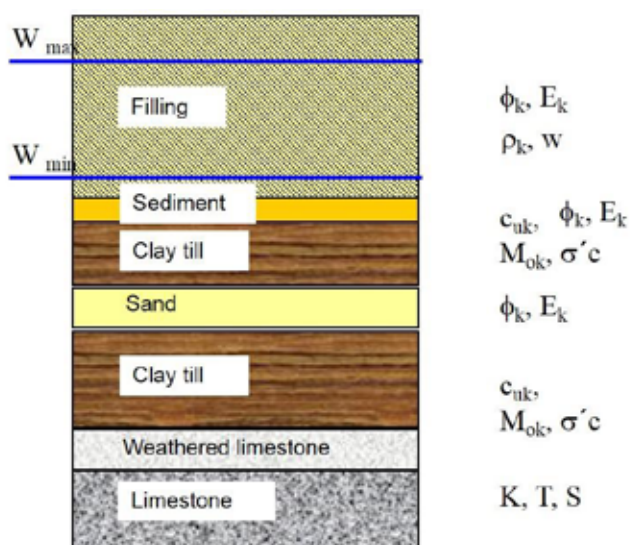
Budskapet i denna artikel är således att en GEOTEKNISK MODELL alltid ska åtföljas av en OSÄKERHETSMODELL. Just nu är läget att lika ofta som vi börjar se 3D-modeller, lika sällan ser vi osäkerhetsmodeller. Ett av de få undantagen är den södra delsträckan i projekt Förbifart Stockholm, vid Kungens kurva (Wenander och Båtelsson, 2015), där TRV under projekteringen tog fram en osäkerhetsmodell för nivån på bergets överyta, se Figur 7. Det bör ställas krav på dylika osäkerhetsmodeller i alla projekt.

Tankarna i denna artikel har vuxit fram i samband med utvecklingen av GeoBIM-konceptet, vilket har bedrivits inom FoU-projektet TRUST, www.trust-geoinfra.se.

2 VAD ÄR EN GEOTEKNISK MODELL?

En mycket viktig del i det geotekniska hantverket är att beskriva undermarksförhållandena så korrekt som möjligt, dvs beskriva hur det ser ut under markytan, att ta fram en modell över de geologiska och geotekniska förhållandena (*Modell* - ett försök till avbildning av verkligheten – Wikipedia). Det innebär både en geometrisk beskrivning (lagerindelning osv) samt en beskrivning av deformations- och hållfasthetsegenskaperna (M , σ'_c osv) nedan för enkelhetens skull kallad för Geomodell. Syftet med en geomodell är olika för olika målgrupper – en geokonstruktör behöver värden på mekaniska parametrar för att kunna dimensionera en spont, en vägprojektör behöver veta vad det är för terrassmaterial för att kunna dimensionera vägöverbyggnaden, en hydrogeolog behöver den hydrauliska konduktiviteten för att beräkna påverkansområdet vid en grundvattensänkning osv. Utanför de dimensioneringsmässiga frågeställningarna är tex massbalans i infraprojekt en mycket central fråga och där precisionen i geomodellen är direkt proportionell mot utfallet i byggskedet (och därmed tilläggskostnader för byggherren). I tunnelprojekt baseras linjeföringen och uttags- och bergförstärkningsmetoder till stor del på bergtäckning och svaghetszoner och vattenförande zoners förekomst och riktning. Lyfter man blicken ytterligare till aktörerna myndigheter, allmänheten, politiker och media är det av mycket stor pedagogisk betydelse att kunna beskriva linjeval, metodval o dyl i förhållande till en lättförståelig geomodell.

Sammanfattningsvis är behovet av en geomodell stort och värdefullt och syftet med densamma är mycket varierande beroende på aktuell målgrupp/aktör. Det är geoteknikerns roll att ta fram rätt geomodell för rätt tillfälle, se Figur 1.



Figur 1 Exempel på schematisk geomodell, anpassad för geotekniska beräkningar. (figur Henrik Möller, Tyréns)

3 KONSTEN ATT SKAPA EN GEOMODELL

3.1 Traditionell geomodell i 2D

Det traditionella sättet att redovisa geotekniska resultat och tolkningar är på ritningar i plan och profil eller sektion, dvs 2D, se Figur 6. På vägen till den färdiga tolkningen används ritningar, skisser, diagram från laboratorieförsök, tabeller över grundvattenavläsningar etc, och dessa data finns oftast spridda på olika datorer och servrar, pärmar, ritningar på bord, väggar, golv, skärmar osv. I stora projekt ska mycket data hanteras och många olika programvaror används för olika analyser. En av de största utmaningarna är därför att i dessa stora projekt på ett korrekt och maximalt sätt använda sig av alla data vid tolkning och modellering.

3.2 Geomodell i 3D

Allt oftare utförs dock framtagning av geomodeller digitalt och i 3D. Verktyg för den geometriska delen av geomodellen har använts i petroleum- och gruvindustrin under lång tid, vilket gör att effektiva verktyg/programvaror övertrumfande geoteknikbranschens traditionella CAD-program finns att hämta från dessa branscher, tex Leapfrog, GOCAD, Micromine. Däremot är den mekaniska tolkningsdelen av geomodellerna inte lika utvecklad i dessa programvaror. Visualiseringsmässigt finns den outstanding bästa grafiska prestandan inom spelindustrin, där 3D, realtid och VR-tillämpningar äts till frukost med ena handen på ryggen sju dagar i veckan.

3.3 Faran med en cool geomodell

Sammanfattningsvis är det idag ganska enkelt att på kort tid få fram en ”snygg” geomodell i 3D, vilken också kan presenteras/visualiseras på ett

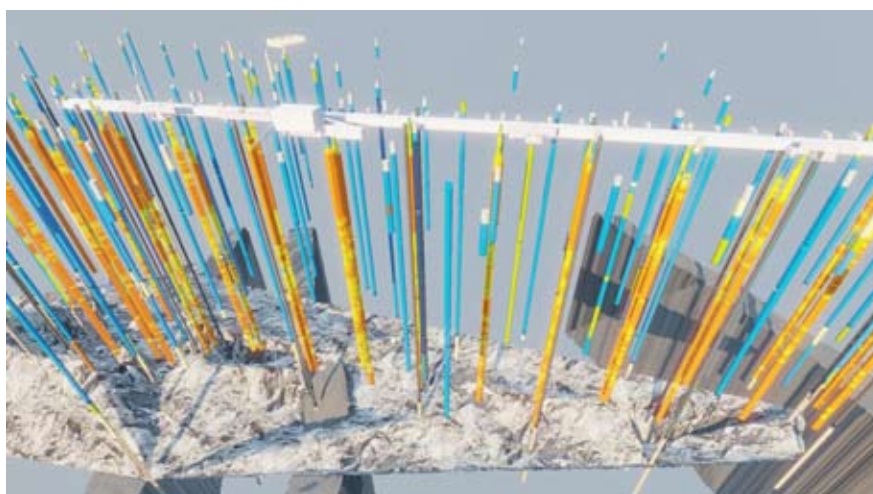
fotorealistiskt och lättförståeligt sätt, se Figur 2. Och det är nu det börjar bli farligt – det är enkelt, det är tilltalande, det är snyggt! Programvarorna som används för att skapa modeller är avancerade och hanteras tekniskt oftast bäst av medarbetare med annan kompetens än geoteknisk. Frågan är då om den levererade geomodellen är den allra bästa? Med denna insikt och i detta sammanhang är det därmed på sin plats att rekapitulera vad Eurocode säger i en av de inledande paragraferna:

... § 1.3 Assumptions

... - data required for design are collected, recorded and interpreted by appropriately qualified personnel;

...

Det är av yttersta vikt att vi geotekniker som har ansvar för geomodellerna inte förleds av ”den vackra ytan”, utan istället utnyttjar dessa möjligheter att verkligen kvalitetssäkra en ännu bättre geomodell än vi tidigare har haft möjlighet att ta fram.



Figur 2 Exempel på geomodell i 3D, skapad i programvara baserad på program från spelindustrin, TYREngine.

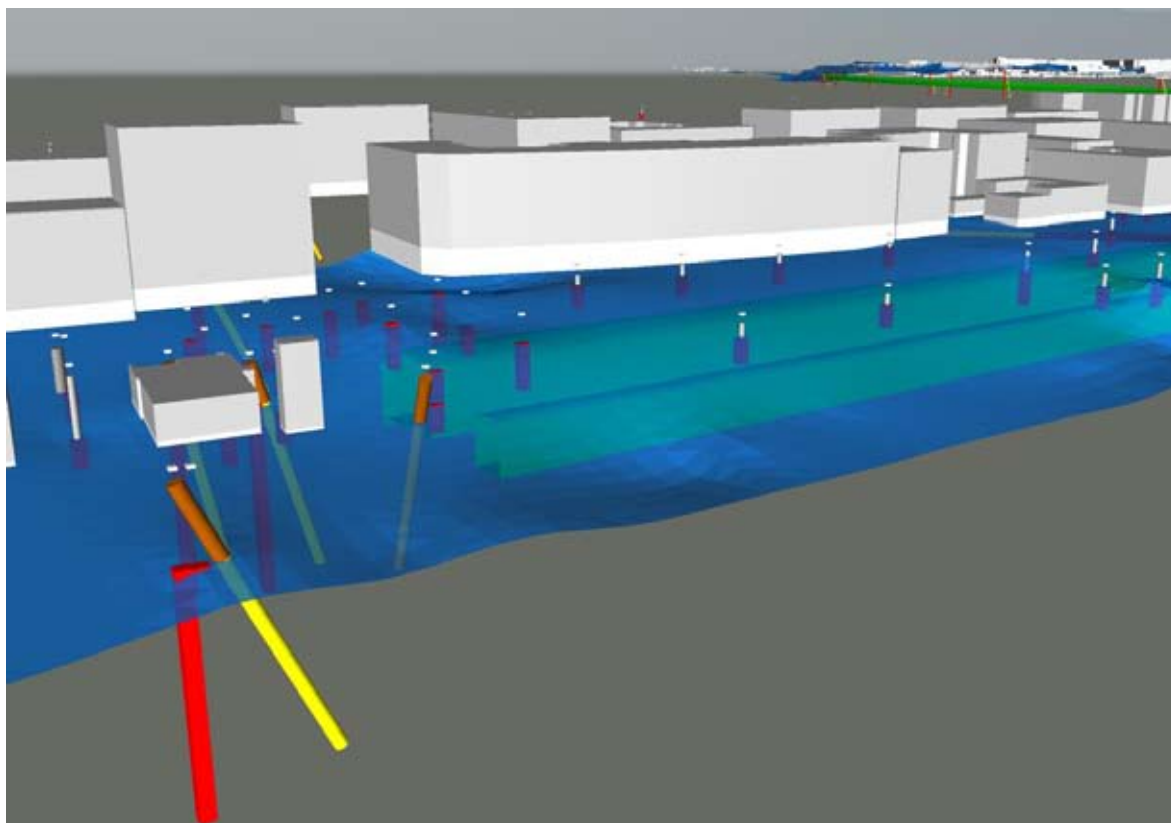
4 MEN BIM DÅ?

Geomodellen utgör för undermarksmiljön en stor del av begreppet BIM – Building Information Modelling. Geoteknikerns ”building” är geomiljön, vilken före projektstart är i det närmaste helt okänd. Vid en jämförelse med modellerna hos vår systerkompetens Konstruktion så utgörs deras modeller av den byggnad eller bro som de själva skapar och som de ansätter egenskaper och geometri för (vilka alla finns specificerade i produktkataloger). I ca 15 år har arbetssättet BIM använts inom husbyggnad, medan geotekniken just har

påbörjat utvecklingen av verktyg, arbetssätt och strategi för att jobba enligt BIM.

En av geoteknikens största aktörer i Sverige, TRV, kräver allt oftare sedan ca 2013 att även geoteknisk undersökningsdata och modeller levereras enligt BIM-konceptet. TRV använder avseende BIM begreppen ämnesområdesmodell och samordnings- eller granskningsmodell digitalt i 3D som slutprodukt. I vissa fall krävs det också att alla sonderings- och provtagningsresultat kan redovisas i dessa modeller, se Figur 3. De vanligaste programvarorna för detta ändamål är Navis Works och Bentley Navigator.

Förutsättningarna för att BIM-konceptet ska kunna användas fullt ut avseende geoteknik är förhållandevis goda i Sverige, till stor del beroende på att vi har ett branschgemensamt SGF-dataformat för de vanligaste undersökningsmetoderna. Det gör det möjligt att förhållandevis enkelt skapa rätt konfigurerade databaser samt ett objektsbaserat redovisningssätt, vilket krävs i modellverktygen för 3D. Ett förslag till geotekniskt arbetssätt avseende BIM är det så kallade GeoBIM-konceptet som idag används i bl.a. Ostlänken (OLP4), Tvärförbindelsen Södertörn samt i Norrbotniabanan, se <https://www.youtube.com/watch?v=RJlzhjirUxw>.



Figur 3 Exempel på samgranskningsmodell framtagen i Navis Works. Tolkad bergöveryta samt sonderingsresultat tillsammans med projekterad anläggning.

En redan vunnen erfarenhet i och med geoteknikens inträde i 3D- och BIM-miljön är att ett utvecklingssteg som branschen bör ta är att utveckla ett gemensamt beteckningssystem för redovisning av alla undersökningsresultat i 3D. Det befintliga beteckningssystemet finns bara framtaget för traditionell redovisning i plan och profil/sektion i 2D, se <http://www.sgf.net/web/page.aspx?refid=2674>. Så länge det inte tas fram ett gemensamt beteckningssystem för 3D-redovisning kommer det att uppfinnas företags-, person- och projektspecifika utformningar för alla våra metoder, vilket kommer att göra det svårt att jämföra olika resultat osv, med medföljande risk för feltolkningar och andra misstag.

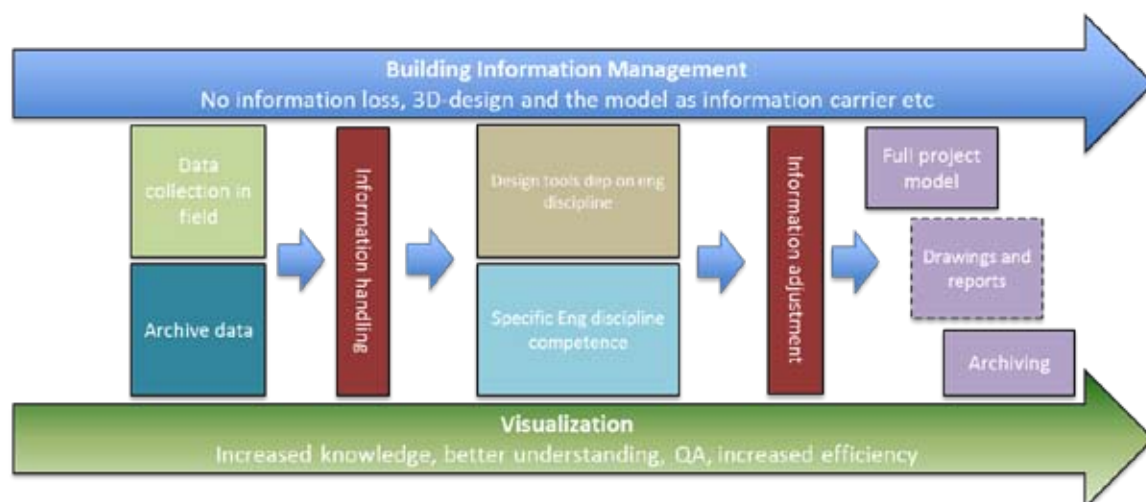
5 BEHOVET AV OSÄKERHETSMODELLER

Den geotekniska processen avseende användning av geotekniska data omfattar de olika stegen:

- Lagring av data
- Framtagning av geomodell (dvs tolkning av data)
- Projektering
- Visualisering
- Förvaltning

- Byggskede

Den mest konkreta användningen av geotekniska data är vid projekteringen och i byggskedet, vilka är der skeden då beräkningar, dimensioneringar och kontroller görs, dvs det är i dessa skeden som geomodellen beräkningsmässigt används mest. För övriga tillämpningar av geomodellen – vägprojektering, massbalansberäkning, linjeföring, myndighetskontakter osv, se kap 2 ovan – används geomodellen kontinuerligt. Tidsmässigt löper steget Visualisering också kontinuerligt genom hela processen eftersom det i alla skeden kontinuerligt finns ett behov av att visualisera både data och tolkad geomodell i takt med att ny data tillkommer och geomodellen förfinas, se Figur 4.



Figur 4 Illustration av hur geotekniska data används från insamling i fält till arkivering. (figur Olof Friberg, Tyréns)

Att kontinuerligt uppdatera geomodellen är ett iterativt förfarande där en geomodell som är baserad på vid varje tillfälle all tillgänglig georelaterad information bla möjliggör ett så optimalt planerat undersökningsprogram som möjligt, vilket också medför en kostnadsoptimering. Med en kontinuerligt förbättrad geomodell följer principiellt också möjligheten att kontinuerligt minska osäkerheterna i geomodellen. En förutsättning för att minska osäkerheterna i geomodellen är att det finns en tydlig strategi och metodik för hur osäkerheterna ska hanteras – beräknas, visualiseras och användas. Några av tillämpningarna av en osäkerhetsmodell är:

- Optimering av undersökningsprogram
- Bedömning av riskpeng
- Utnyttjande av geostatistiska dimensioneringsmetoder
- Metodval avseende – stödkonstruktion, förstärkning, uttagsmetod, gv-sänkning etc
- Riskfördelning mellan olika aktörer

Sammanfattningsvis är behovet av en geomodell med tillhörande osäkerhetsnivå kontinuerligt genom ett helt projekt.

Osäkerheterna för geomodellen består av två delar – mekaniska egenskaper och geometri, vilka båda är lika angelägna att hantera och som måste hanteras på olika sätt.

5.1 Osäkerheter för mekaniska egenskaper

Hantering av osäkerheter för mekaniska parametrar – skjuvhållfasthet, friktionsvinkel o dyl – har för svenska geotekniska förhållanden studerats av

(Müller, 2013; Müller et al, 2014; Prästings et al, 2014; Prästings et al, 2016). Med utnyttjande av Bayseiansk statistik och multivariat analys (MVA) har de bla visat att det ofta är en fördel att bestämma en egenskap med flera metoder än att göra fler mätningar med samma metod, se Figur 5. De har också tagit fram modeller för hur omfattningen av ett undersökningsprogram påverkar osäkerheten i utvärderade parametrar samt exemplifierat vilka ekonomiska besparingar ett utökat undersökningsprogram kan leda till för en geokonstruktion.

Bedömningen är att kunskapen om hur man principiellt kan hantera osäkerheterna för mekaniska geotekniska parametrar inom geoteknikbranschen är god, vilket innebär att möjligheterna är goda för att det inom några år kommer att finnas en etablerad metodik för att ta fram osäkerhetsmodeller för denna del av geomodellen.

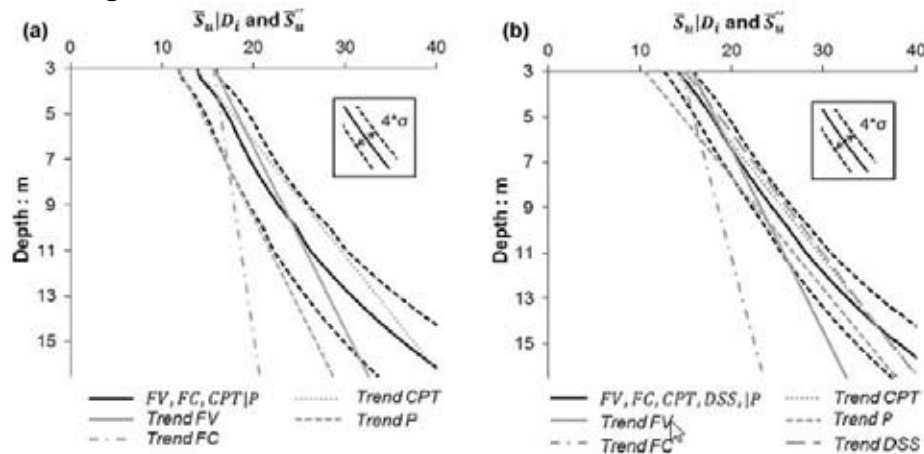


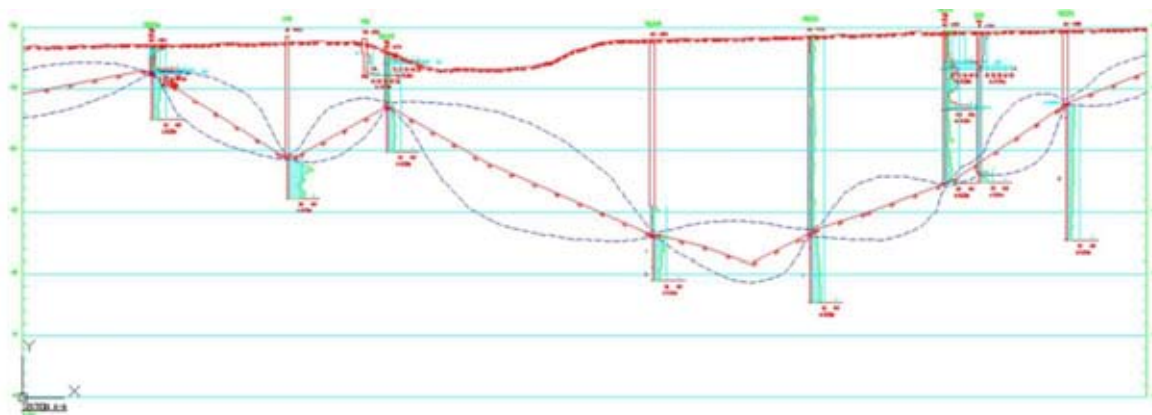
Fig. 9. Evaluated $s_u | D_i$ for each investigation method and S_u : (a) previous investigations (archive, 2011, and 2012), and (b) including additional investigations (archive, 2011, 2012, and 2014).

Figur 5 Exempel på hantering av osäkerheter för parametern odränerad skjuvhållfasthet, s_u . Diagrammen visar ett medelvärde (heldragen svart) som viktats baserat på osäkerheten i respektive undersökningsmetod (FV, FC, CPT, P- s_u från CRS). Utvärderingarna i den högra figuren är utförd baserat på fler mätpunkter och inkluderar även ytterliggare en mätmetod (DSS) vilket gör att intervallet som representerar osäkerheten (4σ) minskar. (Prästings et al, 2016)

5.2 Osäkerheter avseende geometri

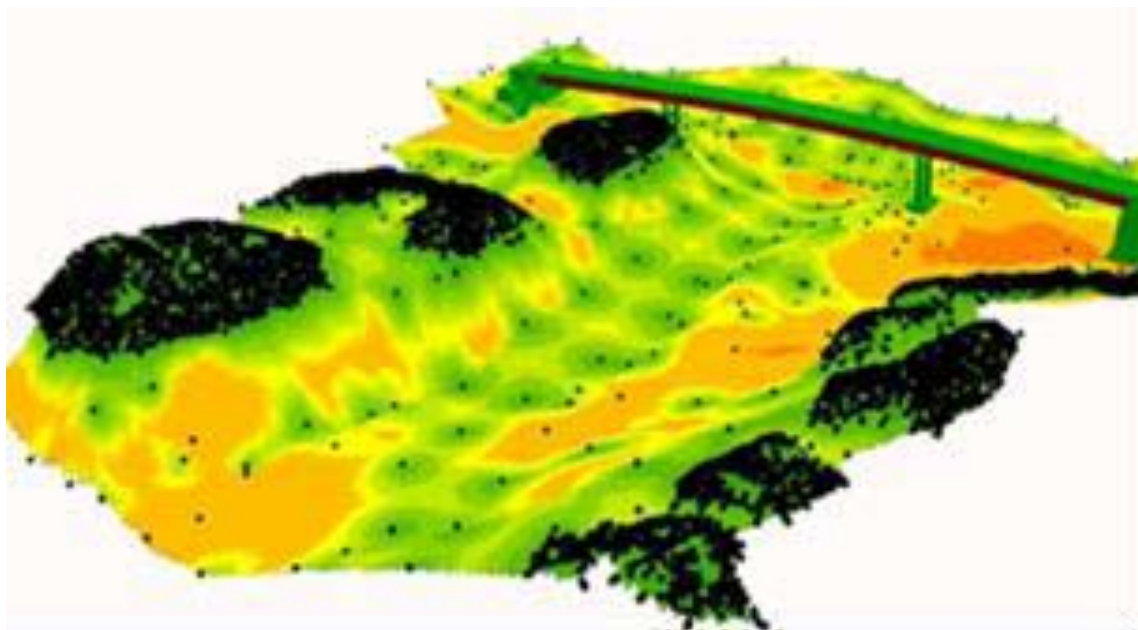
Traditionellt redovisas geotekniska undersökningar i sektion/profil enligt Figur 6, i vilken åtta Jb-sonderingar med tolkad bergnivå redovisas. En lika traditionell tolkning av bergets överyta längs hela den undersökta sträckan har gjorts med raka linjer mellan de olika tolkade nivåerna för berg. I figuren indikeras också några andra möjliga tolkningar. Dessa alternativa tolkningar illustrerar tydligt möjligheten att göra olika och

geologiskt/matematiskt/statistiskt inte alls osannolika tolkningar. Ytterst sällan diskuterar vi sannolikheten för dessa alternativa geomodeller eller osäkerheten i vald tolkning, vilket också innebär att vi lika sällan vidtar åtgärder för att verifiera eller förkasta, dvs minska osäkerheten i vår valda geomodell. Ibland kostar denna försummelse stora pengar.



Figur 6 Olika möjliga tolkningar av bergnivå, baserat på Jb-sonderingar. (figur TRV)

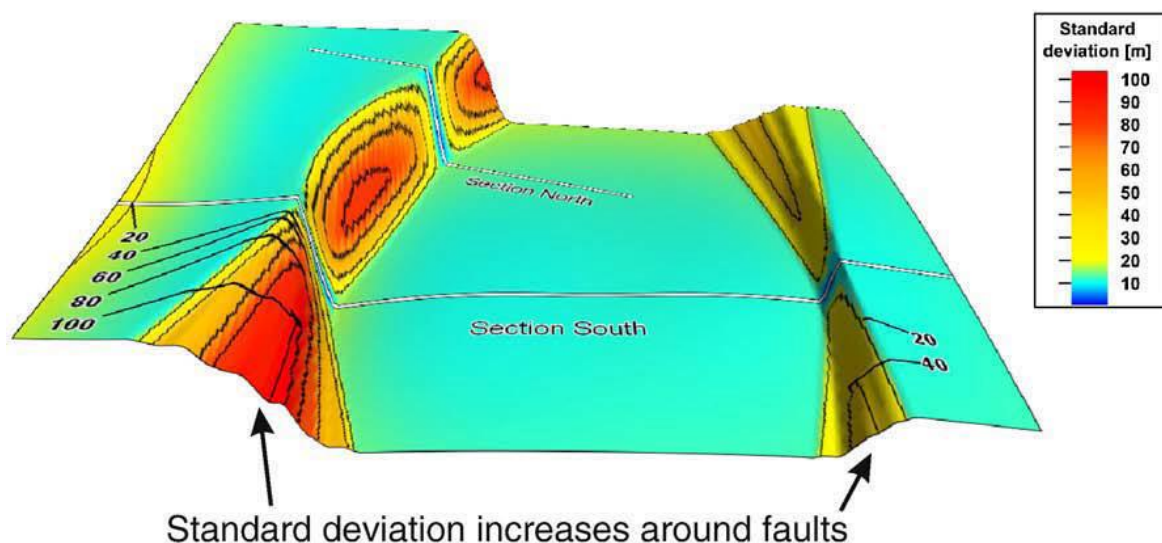
I Figur 7 visas ett (sällsynt) exempel på en osäkerhetsmodell för nivån på bergets överyta framtagen i projekt Förbifart Stockholm, etappen vid Kungens kurva. I modellen används den direkta osäkerheten i m som mått på osäkerheten, $\text{tex} < 5$ m. Osäkerheterna är baserade på en individuell manuell bedömning av osäkerheten i bergnivåbestämningen i varje sonderingspunkt. Osäkerheterna i plan har sedan tagits fram med linjär interpolering mellan de olika punkterna (Wenander K., Båtelsson O., 2015).



Figur 7 Geo- och osäkerhetsmodell som beskriver nivån på bergets överyta i 3D, framtagen i projekt Förbifart Stockholm, delen vid Kungens kurva. Osäkerheten i kunskapen om bergets överyta illustreras med olika färger/gråskala – grön <1 m osäkerhet, rött >10 m osäkerhet osv. (Wenander K., Båtelsson O., 2015)

Utöver linjär interpolering finns det ett stort antal andra angreppssätt på hur osäkerheterna för en yta kan beräknas. Stor kunskap om andra metoder för framtagning av osäkerhetsmodeller för olika former av tolkkade geoytor – sprickzoner, mineralkroppar, grundvattenytor etc - finns inom systemområdena geologi och mineralprospektering. I Figur 8 visas ett exempel där begreppet standardavvikelse (m) används för att beskriva osäkerheterna avseende utbredningen av ett sedimentärt avsatt lager (Wellman F., 2010).

Beroende på tillgängligt undersökningsmaterial – antal punkter, antalet använda metoder, avstånd mellan punkter, respektive metods noggrannhet etc – syftet med osäkerhetsmodellen osv, bör olika angreppssätt och metodik för framtagning av osäkerhetsmodell användas. Kunskap inom ovan nämnda branscher bör kunna användas för geotekniska ändamål, vilket innebär att allt oftare 3D-modeller snart bör kunna kompletteras med relevanta osäkerhetsmodeller.



Figur 8 Exempel på en osäkerhetsmodell som använder standardavvikelse (m) som mått på osäkerheten för den laterala avgränsningen av ett sedimentärt avsatt material påverkat av en horst /gravsänka-formation. (Wellman F., 2010)

5.3 Möjligheter med osäkerhetsmodeller

Teoretiskt har vi i alla skeden i ett projekt osäkerheter för varje enstaka parametrar, avseende alla områden – teknik, ekonomi, arbetsmiljö osv. Desutom påverkar osäkerheterna inom de olika områdena även de andra områdena. Nedan följer en kort diskussion om vilka effekter en minskad osäkerhet avseende geomodellen kan få på ett projekt i några olika avseenden, dvs vad som händer om vi tar fram en ”säker osäkerhetsmodell” för geomodellen.

5.3.1 Optimering av undersökningsprogram

Kontinuerligt i ett projekt byggs det upp en geomodell, inledningsvis är den oftast väldigt grov och baserad på befintligt kartmaterial och eventuellt tidigare undersökningar. Redan i detta skede kan man med statistiska verktyg bestämma osäkerheterna både avseende geometri och egenskaper, och baserat på dessa ta fram ett kompletterande undersökningsprogram som förbättrar kunskapen om geomodellen där den gör mest nytta. Med geostatistiska modeller kan kostnaden för omfattningen av kompletterande undersökningar för att uppnå olika nivå på osäkerhet ställas mot varandra. Vilka metoder? Hur många punkter med varje metod? Var ska punkterna placeras?

5.3.2 Bedömning av riskpeng

I stora projekt utgör den sk riskpengen en stor del av den ursprungliga projektbudgeten, inte sällan framtagna via sk successiv kalkylering, vilket är

ett schablonmässigt förfarande baserat på ett medelvärde av olika personers ”gissningar”. Genom att med verifierade matematiska modeller belägga hur stora osäkerheterna för olika parametrar i geomodellen är torde riskpengen kunna sänkas i de flesta projekt. Oavsett om den höjs eller sänks så blir bedömningen med en säker osäkerhetsmodell mer träffsäker och det är betydligt tryggare att veta hur osäker man är.

5.3.3 Utnyttjande av geostatistiska dimensioneringsmetoder för metodval avseende stödkonstruktion, förstärkning, uttagsmetod, gv-sänkning etc

Bland annat Eurocode har skapat regelmässiga möjligheter att jobba med geostatistik på ett delvis nytt sätt jämfört med tidigare. Genom att ha kontroll på osäkerheterna avseende vissa parametrar i geomodellen kan bland annat η -faktorn påverkas, vilket kan ha stor betydelse för dimensioneringen av tex sponter.

På samma sätt som resonemanget avseende kostnaderna för undersökningsprogrammet under 5.3.1 ovan kan därmed undersökningskostnaderna för att sänka osäkerheterna till en viss nivå på vissa dimensioneringsparametrar därmed jämföras med kostnadsbesparingen för tex en kortare spontlängd, färre bergbultar, en annan metod för berguttag el dyl.

5.3.4 Riskfördelning mellan olika aktörer

Med en säker osäkerhetsmodell är sannolikt den största kostnadsmissiga potentialen att det blir enklare att fördela riskerna mellan de olika aktörerna i ett projekt redan vid kontraktsskivandet. Med det skulle också stora arbetsklimatmässiga fördelar vinnas. Potentialen ligger i att de olika aktörerna kan våga ta ett större ansvar för sina olika delar om osäkerheterna är kända, och det blir tydligt var gränserna går för oväntade egenskaper eller händelser. Det bör också leda till färre ekonomiskrättsliga efterspel i projekt.

6 FORTSATT ARBETE

Insikten att de allt enklare framtagna geomodellerna i 3D måste kompletteras med osäkerhetsmodeller gör att GeoBIM-konceptet kommer att kompletteras med moduler för hantering av osäkerheter både för mekaniska parametrar och tolkade geometrier. Visionen inom GeoBIM-projektet är att utveckla ett koncept som, utöver dagens möjlighet att hantera all geotekniskt relaterad information i en och samma databas för maximalt utnyttjande vid framtagning av geomodeller, också åtföljs av säkra osäkerhetsmodeller. Dessa

osäkerhetsmodeller ska tas fram redan tidigt i projekteringen och sedan uppdateras och vara med som levande dokument fram till färdig anläggning.

Avseende de geometriska osäkerheterna har ett samarbete inletts med experter på RWTH Aachen University (The Aachen Institute for Advanced Study in Computational Engineering Science (AICES)), vilka bla utvecklar modeller för hantering av osäkerheter på geologiska strukturer inom gruvbranschen.

Ambitionen är att ha ett vidareutvecklat GeoBIM-koncept komplett med modul och metodik för framtagning av osäkerhetsmodeller framme 2019.

7 REFERENSER

- Prästings A. et al., 2016, Multivariate approach in reliability-based design of a sheet pile wall, *Transportation Geotechnics* 7 (2016) 1–12
- Müller R. et al, 2014, Extended multivariate approach for uncertainty reduction in the assessment of undrained shear strength in clays, *Can. Geotech. J.* 51: 231–245 (2014)
- Wenander K., Båtelsson O., 2015, Modeller kan också vara osäkra, Conf. Proc. Swedish Foundation Day, March 2015
- Wellmann, J.F., et al., 2010, Towards incorporating uncertainty of structural data in 3D geological inversion, *Tectonophysics* (2010)
- Müller R., 2013, Är det sannolikt att det är stabilt?, *Grundläggningdagen* 2013, sid 221-232
- Prästings A., Utvärdering av osäkerheter i geotekniska parametrar., *Grundläggningdagen* 2014, sid 205-219

NYA SPONTHANDBOKEN

Anders Kullingsjö, Skanska Sverige AB

Sammanfattning

Många av de schakter som vi sett de senaste åren är mer komplicerade än de typfall som beskrivs i dagens Sponthandboken (Ryner, et al., 1996). Samtidigt har de acceptabla deformationskriterierna, mht omgivande konstruktioner, blivit mer och mer avgörande. Detta tillsammans har pekat på ett stort behov av att uppdatera Sponthandboken.

Vidare har finita element (FE) analyser blivit ett vanligt beräkningshjälpmedel. Tyvärr saknas tydliga riktlinjer hur dimensioneringen då skall gå till. Olika filosofier har cirkulerat angående hur geokonstruktionens bärförmåga skall säkerställas - särskilt efter införandet av Eurokod.

Grundtanken med den kommande Nya Sponthandboken är att understryka att sponter/stödkonstruktioner är samverkanskonstruktioner, vilket medför att vi måste ha tillräcklig säkerhetsnivå dels mot förväntade strukturella påkänningar och dels mot effekten av eventuellt överskattad hållfasthet i jorden. Därför behandlas såväl traditionella beräkningsmetoder som samverkansanalyser. Utmaningen ligger därmed i hur resultatet från de olika metoderna skall värderas och ställas i relation till varandra och till empirisk erfarenhet.

Summary

Many of the excavations that we have seen in recent years is more complicated than the typical cases described in Swedish guideline for designing Sheet Pile Walls "Sponthandboken" (Ryner et al., 1996). Deformations have become more and more crucial. This along has pointed to an urgent need to update Sponthandboken.

Furthermore, finite element (FE) analysis has become an important tool. Unfortunately, no clear guidelines exists. Different philosophies have been circulating how the safety of the structure can be ensured especially after the introduction of the Eurocodes.

The basic idea behind the revised sponthandboken is focus on soil-structure interaction, which means that we must have the introduce design criteria for output factoring as well as for input factoring. The challenge is to evaluate FEA compared to traditional design methods

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Det som primärt avses med stödkonstruktion i det här sammanhanget är en konstruktion som installeras genom drivning, borrar eller lokal schakt följt av gjutning. Stödkonstruktionen möjliggör därefter schakt på ena sidan av konstruktionen. Vartefter schakt bedrivs kan stödkonstruktionen behöva kompletteras med någon form av stöttande system.

Traditionellt dimensioneras dessa stödkonstruktioner enligt principer beskrivna i nuvarande version av Sponthandboken (Ryner, et al., 1996) och dess föregångare Förankrade sponter (Sahlström & Stille, 1979). Påkänningarna beräknas enligt ett koncept som bygger på Rankines jordtryck med fullt utvecklat aktivt jordtryck bakom stödkonstruktionen och passivt jordtryck på schaktsidan. Jordtrycken beräknas utan beaktande av vidhäftning mellan spont och jord. Säkerheten appliceras i Sverige främst på ingående hållfasthetsparametrar. Permanenta stödkonstruktioner dimensioneras dock med förutsättningen att vilojordtryck, istället för aktivt jordtryck, råder bakom stödkonstruktionen.

Allt fler projekt utförs till större djup än vad Sponthandboken är ämnad för, även om den framgångsrikt nyttjats vid dimensioneringen av schakter till drygt 15 m¹, då stödkonstruktionen installerats till fast botten. För svävande stöd- konstruktioner i lera² är motsvarande djup 8-10 m. Vidare ser vi oftare strängare krav avseende acceptabla deformationer i omgivande konstruktioner. För hantering av denna aspekt har finita element (FE) analyser blivit ett vanligt verktyg. Tyvärr saknas tydliga riktlinjer hur dimensioneringen skall gå till. I några fall ger Sponthandboken (1996) och FE-analyser liknande resultat men allt som ofta skiljer resultaten markant. Olika filosofier har cirkulerat angående hur geokonstruktionen bärförmåga skall säkerställas. Efter införandet av Eurokod accepteras dimensioneringen på basis av såväl totalsäkerhetsfilosofin som partialkoefficientmetoden, men det är inte klarlagt vilken metod (om någon) som är ”rätt”.

Grundtanken med den kommande Nya Sponthandboken är att understryka att sponter/stödkonstruktioner är samverkanskonstruktioner, vilket kan medföra att påkänningarna i bruksgräns ofta ligger i paritet med (eller till och med över) de påkänningar som erhålls i brottgräns. För att beakta detta ”återinförs”

¹ Södra Länken och Götatunneln

² Bl a Götatunneln, men dessa djup i lös lera kräver extraordinära åtgärder i form av uv-schakt eller etappvis schakt och stöds inte direkt av Sponthandboken (Ryner, et al., 1996).

kravet på att studera påkänningarna dels vid en förväntad deformation - ”normala deformationer” - och dels efter att säkerheten applicerats på jordegenskaperna (DA3) - ”stora deformationer”. Vid analytisk dimensionering nyttjas den empiriska beräkningsmodell som presenterades redan i Sahlström & Stille (1979), där förspänningen beaktas och en modellfaktor appliceras på lasteffekten.

1.2 Förankrade sponter (Sahlström & Stille, 1979)

Dimensioneringen genomförs genom att beräkna Rankines aktiva och passiva jordtryck (glatt vägg) baserat på karakteristisk hållfasthet (något försiktigt värderad). Tillräcklig säkerhet uppnås genom att mobiliserbart resulterande mothåll reduceras med en totalsäkerhetsfaktor. Här införs en skillnad mellan dränerad och odränerad hållfasthet genom att formulera om jordtrycksekvationerna genom att direkt beräkna ut det resulterande jordtrycket med hjälp av bärighetsfaktorn N_{cb} . Bärighetsfaktorn för sponter med vertikalstöd föreslås till 5,7, vilket är jämförbart med nyttjandet av full vidhäftning mellan spont och lera. För glatta sponter och Rankines jordtryck blir motsvarande bärighetsfaktor 4,0. Det beräknade jordtrycket skall därefter justeras med hänsyn till förspänningens storlek.

1.3 Sponthandboken, (Ryner, et al., 1996)

Här introduceras en tydlig skillnad avseende brottgränsdimensionering och bruksgränsdimensionering.

Vid brottgränsdimensionering appliceras säkerheten främst på jordens hållfasthetsparametrar. Jordtrycksekvationerna kompletterades med modellfaktorer, γ_{sda} , γ_{sdp} och $\gamma_{sd,Ncb}$, för att beakta exempelvis förhindrad deformation och andra osäkra faktorer som tjäle och osäkerheter i grundvattenförhållandena, samtidigt som ett utökat kontrollprogram avseende stödkonstruktionens beteende premieras. Detta åstadkoms genom att det aktiva och passiva jordtrycket kan reduceras respektive ökas vid omfattande uppföljningsmätningar. Konsekvensen blir att en högre mobiliserad hållfasthet tillåts i jorden. Förvisso blir stödkonstruktionen inte säkrare genom utökade mätningar, men med ökad kunskap om den verkliga responsen är tanken att det skall finnas tid och möjlighet att korrigera arbetssättet om allt för stora deformationer och påkänningar utbildas, vilket motiverar den djärvare designen.

Vid bruksgränsdimensionering ges riktlinjen att karakteristiska hållfasthet nyttjas vid beräkningen av Rankines jordtryck. Justeringen av det aktiva jordtrycket görs baserat på eventuell förspänning, i enlighet med Sahlström &

Stille (1979). I detta fall krävs dock ingen justering av det mobiliserbara mothållet. Om högre snittkrafter erhålls från bruksgränsdimensioneringen jämfört med brottgränsdimensioneringen skall konstruktionselementen dimensioneras för det större värdet. Jämfört med brottgränsdimensioneringen blir dock bruksgränsdimensioneringen väldigt sällan dimensionerande. Detta har medfört att denna beräkning numera sällan utförs.

1.4 SS-EN 1997-1

Införandet av Eurokoderna i Sverige innebär en tydlig förändring. Eurokoderna accepterar tre olika dimensioneringsfilosofier, Design approaches DA. I Sverige valdes DA3 vilket innebär att säkerheten främst appliceras på jordens hållfasthet. Sverige har valt att behålla indelningen i olika säkerhetsklasser (SK), men denna justering appliceras på lastsidan istället för som tidigare på jordens hållfasthet.

Från att tidigare värderat partialkoefficientens storlek inom ett intervall baserat på empirisk kunskap och undersökningens omfattning och spridning i resultaten, är i Eurokoden partialkoefficienten konstant. Den tidigare dimensioneringsfilosofin gav också en möjlighet att ytterligare reducera partialkoefficienten beroende på vald konstruktionstyps robusthet. Med Eurokod kvarstår denna möjlighet genom att korrigera den karakteristiska hållfastheten med en omräkningsfaktor, η .

SS-EN 1997-1 medger å ena sidan att vidhäftning kan tillgodoräknas men kräver å andra sidan att bestämningen av jordtrycket skall beakta både acceptabla och tänkbara rörelser i det aktuella gränstillståndet.

Eurokoden understryker att säkerheten mot såväl brott i konstruktionen (STR) som brott i jorden (GEO) skall verifieras. Detta innebär att det vid samverkansberäkningar inte räcker med att utföra en beräkning av typen ”normala deformationer” och för STR justera den erhållna lasteffekten med en modellfaktor. Även GEO måste verifieras och i det fallet kan det vid samverkansberäkningar uppkomma ett kraftspel mellan jord och stödkonstruktion som ger upphov till en lasteffekt i stödkonstruktionen som kan bli väsensskild ifrån vad som erhålls vid ovannämnda beräkning av typen ”normala deformationer”. För att säkerhetskravet avseende GEO skall vara uppfyllt krävs att konstruktionens bärförmåga (STR) skall verifieras även för detta ”lastfall”. Detta har dock kraftigt ifrågasatts av bl a Karlsrud & Andresen (2008).

1.5 TD Stödkonstruktioner

När EN-1997-1 infördes konstaterades att det fanns risk att förlora förankringen med de empiriska erfarenheterna. I Sverige tillsattes därför en arbetsgrupp inom IEG för att studera konsekvensen för stödkonstruktioner. Detta arbete utmynnade i ett tillämpningsdokument TD Stödkonstruktioner (Ryner & Arvidsson, 2010) där DA3 förordades baserat på rad kalibreringsberäkningar. Vidare konstaterades att för att erhålla ungefär samma resultat efter införandet av Eurokod som innan krävdes införandet av en omräkningsfaktor för jordens karakteristiska hållfasthet. Tanken var att TD Stödkonstruktioner i kombination med EN-1997-1 skall medge att Sponthandboken (Ryner, et al., 1996) skall kunna nyttjas genom att jordens dimensionerande hållfasthet bestäms på ett nytt sätt, samtidigt som även säkerhetsklassen beaktas på ett nytt sätt. Vidare ställer TD Stödkonstruktioner tydligare krav på hur geotekniska undersökningarna och kontrollprogram skall utformas.

1.6 Nästa generations Eurokod

En av de stora bristerna i EN 1997-1 är att tydliga riktlinjer saknas för hur olika samverkansmodeller som exempelvis finita element analys (FEA) skall nyttjas.

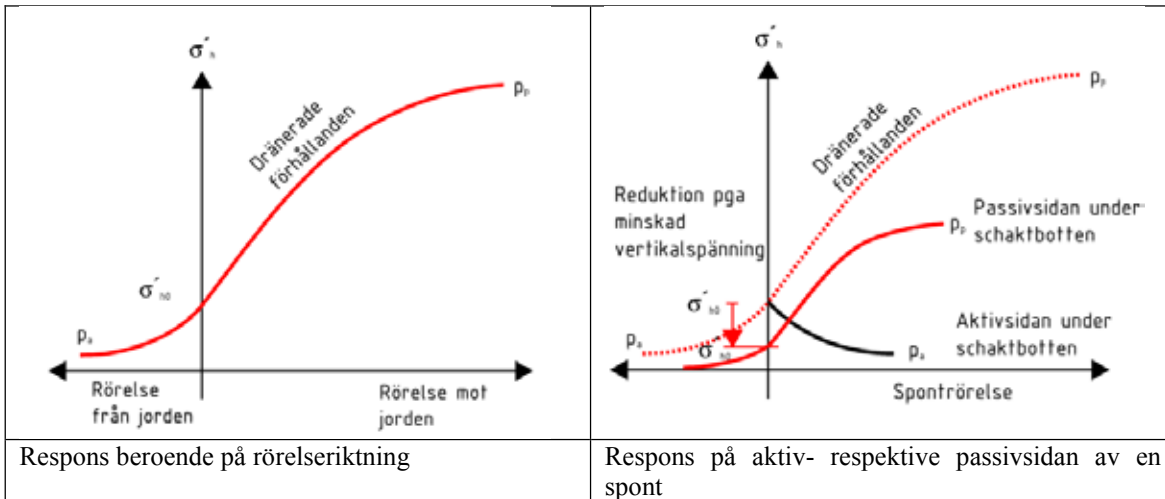
För att belysa detta har en arbetsgrupp (EG4³) studerat detta och kommit med generella rekommendationer angående hur exempelvis stödkonstruktioner skall kunna dimensioneras med hjälp av FE-analyser.

2 STÖDKONSTRUKTIONERS BETEENDE

Vid dimensionering av en stödkonstruktion krävs en helhetssyn. Konstruktionen är ett "kraftomfördelningssystem" eftersom den stöttar vissa delar av jorden samtidigt som den ökar påkänningen i andra delar av jorden. Stödkonstruktionen överför belastningarna från den del av jorden som behöver hjälp till andra delar av jorden som kan hjälpa till genom exempelvis spontväggen och dess eventuella kraftupptagande system (stag eller stämp). Hur denna kraftöverföring sker beror på typen av stödkonstruktion och dess kraftupptagande system, de initiala spänningarna i jorden och jordens hållfasthets- och styvhetsegenskaper, men påverkas även av hur och när stödkonstruktionen och det kraftupptagande systemet installeras. Dimensioneringen kräver en förståelse för spontväggen roll i den övergripande konstruktionen samt hur den samverkar med det kraftupptagande systemet och jorden.

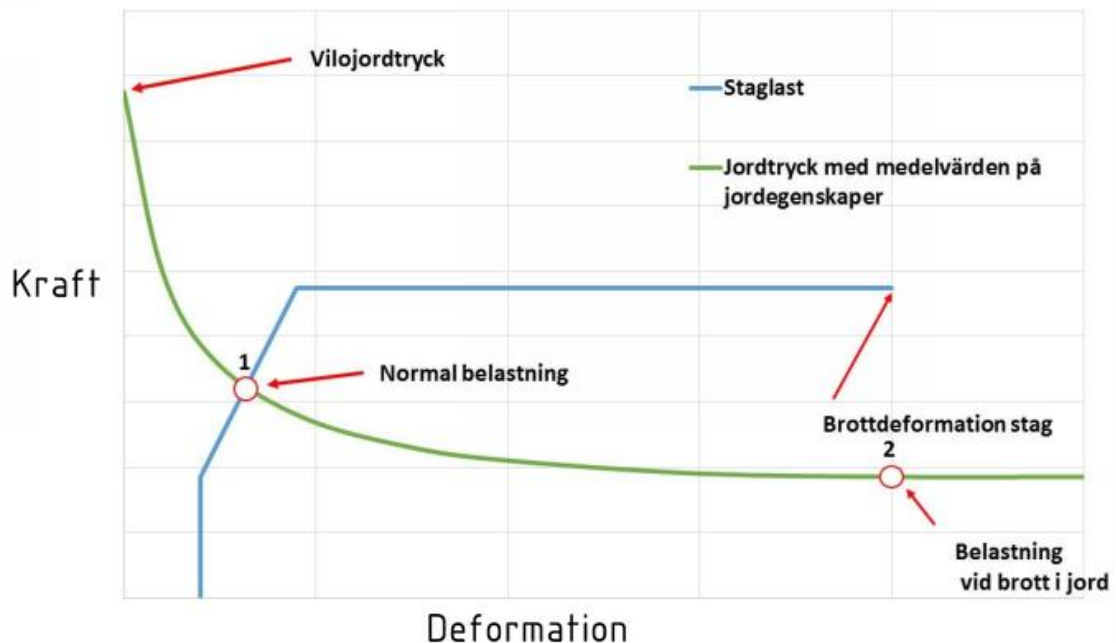
³ EG4 – Evaluation group 4. Arbetsgrupp på europainivå med syfte att lämna rekommendationer till kommande Eurokod avseende nyttjandet av FE-analyser.

Lasteffekten i stödkonstruktionen beror till stor del på hur stora rörelser som kan accepteras. Generellt krävs större rörelser för att utveckla passivt jordtryck jämfört med de rörelser som krävs för att utveckla aktivt jordtryck. I Figur 1 skissas detta för dränerat beteende. Till vänster visas horisontaltrycksutvecklingen beroende på rörelseriktning och till höger responsen på ömse sidor om exempelvis en spontvägg.



Figur 1: Jordtrycksrespons beroende på rörelse

Det övergripande kraft – deformationssambandet för en stödkonstruktion illustreras schematiskt för ett stag i Figur 2, där grön linje representerar lasteffekten från jorden, vilken minskar med ökande deformation (de mothållande skjuvspänningarna ökar i jorden), medan blå linje representerar lasteffekten i konstruktionen.



Figur 2: Schematiskt kraft-deformationssamband för en stödkonstruktion

Kraftjämvikt erhålls i punkt 1 vilken motsvarar såväl den förväntade deformationen som den förväntade lasteffekten i staget. Den inledande reduktionen av lasteffekten från jorden skall symbolisera effekten av rörelser innan staget installeras och den vertikala delen av lasteffekten i staget beskriver schematiskt förspänningen av staget. En hög förspänning leder till att punkt 1 förskjuts åt vänster med konsekvensen mindre deformation men högre lasteffekt i staget.

3 NYA SPONTHANDBOKEN

Nedan beskrivs kortfattat innehållet i nuvarande koncept av Nya Sponthandboken (Fredriksson, et al., 2017 (under arbete)).

3.1 Analytiska beräkningar

Beräkningarna av jordtrycken grundar sig generellt på gränsjordtryck enligt Rankine, även om det tydligt framgår i Figur 2 att i realiteten handlar det inte om något gränsjordtryck utan om jordens samverkan med ingående konstruktionselement. De presumtiva brottmekanismer som kan utbildas i jorden (GEO) såsom totalstabilitet, rotationsstabilitet och bottenuppressning studeras inledningsvis med reducerade jordegenskaper och dimensionerande värden på laster. Detta görs för att exempelvis säkerställa tillräcklig nedslagning. Vidare måste säkerheten avseende hydraulisk bottenuppressning och hydrauliskt grundbrott säkerställas, gränstillstånd UPL respektive HYD.

3.1.1 Totalstabilitet

Denna kontroll utförs normalt med någon form av beräkning med lamellmetoden. Vid oregelbunden markyta eller vid beaktande av exempelvis trafiklaster kan det mycket väl bli så att mht GEO krävs djupare underslagning för denna brottmekanism än vad som erfordras på basis av rotationsstabilitetskontrollen baserad på den brottmekanism som resulterar i Rankines jordtryck. Lasteffekten i konstruktionen (STR) bestäms ju primärt av den jordtrycksfördelning som används vid kontrollen av rotationsstabiliteten. Om de två beräkningarna resulterar i olika erforderligt djup krävs att ingenjören modifierar det ursprungligen förutsatta Rankine-jordtrycket så att erforderligt nedslagningsdjupet blir det samma med båda metoderna. Därefter dimensioneras stödkonstruktionen mht STR för den resulterande lasteffekten. Om så inte görs riskeras att stödkonstruktionen inte är tillräckligt stark för att driva ned glidytorna tillräckligt långt.

3.1.2 Bottenuptryckning (GEO) / N_{cb} faktor

Bottenuptryckning är att likna vid ett bärighetsbrott som utbildas under spontfoten. Bärighetsfaktorn N_{cb} kan väljas i enlighet med diagram i Sponthandboken (1996) som först presenterades av Skempton (1951). Bottenuptryckning skall också kontrolleras för fallet att underslagningen ej tillgodoräknas, men i gengäld kan stödkonstruktionens mothållande förmåga nyttjas (O'Rourke, 1993). Notera att denna mothållande förmåga är näst intill obefintlig för stödkonstruktioner med endast en ytlig förankringsnivå.

Bärighetsfaktorn ligger även till grund för beräkning av nettojordtrycket, se avsnitt 1.2. Underslagning bör dock inte tillgodoräknas vid valet av bärighetsfaktor eftersom nettojordtrycket storlek i praktiken indikerar underskott respektive överskott med avseende på bottenuptryckning. Stödkonstruktionens uppgift är ju enbart att omfördela jordtrycket.

3.1.3 Brottgräns - Normala deformationer, pkt 1

För att uppskatta lasteffekten (STR) mot sponter och därmed snittkrafterna i bruksstadiet, punkt 1, jfr Figur 2, kan en empirisk metod (Stille, 1976) användas som bygger på mätningar mot sponter. Metoden är kalibrerad med förutsättningarna att spontväggen är glatt vägg samt med värderade medelvärden på jordens hållfasthet och yttre laster. Beräkningar ska därför alltid utföras med värderade medelvärden på jordparametrarna och utan hänsyn till friktion eller vidhäftning mot sponten. Vidare skall resulterande jordtryck reduceras med faktorn 1,3 för dränerade jordar respektive 1,4 för odränerade jordar. Därefter skall lasteffekten i hammarbandet justeras med hänsyn till eventuell förspänning av stagen. För att erhålla rätt säkerhetsnivå

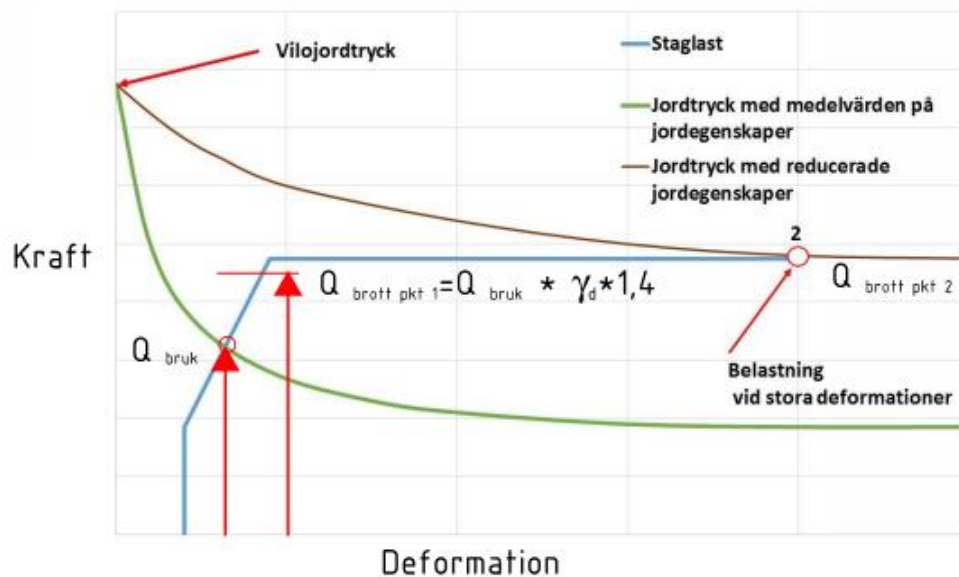
multiplieras slutligen erhållna påkänningar med en modellfaktor enligt Tabell 1, där γ_d beror av aktuell säkerhetsklass.

Tabell 1: Modellfaktorer för erhållna påkänningar i pkt 1.

	Modellfaktor
Konstruktionselement som är vecka, t. ex. spont, hammarband och stag	$\gamma_d \cdot 1,4$
Konstruktionselement som är styva t.ex. stämp	$\gamma_d \cdot 1,5$
I de fall då belastningen i stort endast består av last från fritt vatten (inte grundvatten)	$\gamma_d \cdot 1,2$

3.1.4 Brottgräns - Stora deformationer, pkt 2

Lasteffekten (STR) i pkt 2 baseras på en beräkning av jordtrycket mot sponten på basis av reducerade hållfasthetsegenskaper i jorden samt dimensionerande värden på yttre laster, jfr Figur 3. Modellfaktorer appliceras på jordtrycken i syfte att beakta exempelvis störningar i form av pålning eller nytta av övervakning. I denna beräkning saknar deformationerna relevans och den erhållna lasteffekten är endast ett asymlptvärde vid stora deformationer.



Figur 3: Kraft-deformationssamband för en stödkonstruktion med applicerad säkerhet. $Q_{dim} = \max(Q_{brott\ pkt\ 1}, Q_{brott\ pkt\ 2})$

3.1.5 Bruksgräns

Lasteffekten (STR) i bruksgräns erhålls i pkt 1, jfr Figur 3. För att bedöma deformationer hänvisas till empiriska diagram, exempelvis Peck (1969) men det finns ett flertal andra metoder av nyare datum.

PASS
3A-3

3.2 Samverkansberäkningar

Vid samverkansberäkningar behöver man beakta spänningstöjningssambandet i jorden men även stödkonstruktionens styvhet. Detta kan göras på basis av mer eller mindre komplex modeller. I de enklaste modellerna antas jorden bete sig linjärelastiskt-idealplastiskt, medan mer komplexa modeller kan beakta exempelvis hållfasthetsanisotropi och/eller tidsaspekter. Nya Sponthandboken ställer krav på verifiering av den valda materialmodellen jämfört med utförda relevanta laborieförsök. Krav ställs även på redovisning av bl a beräknade deformationer samt jordtryck mot stödkonstruktion. Eftersom även samverkansberäkningar skall utföras för pkt 1 och pkt 2 (jfr Figur 3) måste de beräkningsprogram som nyttjas vid samverkansberäkningar kunna reducera jordens hållfasthet på ett eller annat sätt. En beräkningsprocedur enligt Tabell 2 rekommenderas, jfr även efterföljande avsnitt 3.2.1-3.2.3.

Tabell 2: Flödesschema vid genomförande av samverkansberäkningar.

Skede	Beräkningar i punkt 1 med värderade medelvärden på jordens egenskaper		Beräkningar i punkt 2 med dimensionerande värden på jordens egenskaper	
	Utan variabel last	Med variabel last	Utan variabel last	Med variabel last
Schakt till hammarbandsnivå 1	x	x	x	x
Förspänning stagnivå 1	x			
Avsänkning av grundvatten inom spont	x			
Schakt till hammarbandsnivå 2	x	x	x	x
Förspänning av stagnivå 2	x			
Schakt till fullt djup	x	x	x	x

3.2.1 Brottgräns - Normala deformationer, pkt 1

Den beräknade lasteffekten skall multipliceras med modellfaktorerna i Tabell 1 varefter STR-dimensioneringen utförs. Detta kommenteras i senare avsnitt 5 där analytiska metoder jämförs med resultaten från samverkansberäkningar.

3.2.2 Brottgräns - Stora deformationer, pkt 2

Här reduceras jordens hållfasthet till dimensionerande värden vid såväl STR- som GEO-dimensioneringen. Erhållna deformationer är irrelevanta. Beräkningen skall göras med respektive utan variabla laster. Den

tillkommande lasteffekten på konstruktionselementen pga den variabla lasten skalas upp med $\gamma_d \cdot 1,4$. Detta är en fundamental skillnad jämfört med hur variabla överlaster behandlas i de analytiska beräkningarna, där elasticitetsteorin nyttjas oavsett om pkt 1 eller pkt 2 studeras.

Vid samverkansberäkningar studeras samtliga presumtiva brottmekanismer i en och samma beräkningsmodell. Detta är en avsevärd skillnad jämfört med analytiska beräkningar, där de olika brottmekanismerna studeras med hjälp av olika separata beräkningsmodeller.

Som dagens regelverk är formulerade kan tolkningen göras att alla ingående konstruktionselement skall dimensioneras för lasteffekten i pkt 2. Detta kommenteras i avsnitt 5, där analytiska metoder jämförs med resultaten från samverkansberäkningar.

3.2.3 Bruksgräns

Lasteffekten (STR) i bruksgräns avser i pkt 1, jfr Figur 2, varvid variabla laster skall inkluderas.

3.2.4 Detaljutforming av konstruktionselement mht STR

Aktuellt koncept innehåller detaljerade anvisningar rörande vilka kontroller som skall göras och ansluter till övriga gällande utförandestandarder och Eurokoder. Detta berörs dock ej ytterligare här.

4 VAL AV ANALYSMETOD

I skrivandes stund (februari 2017) är rekommendationerna/kraven avseende vilken typ av beräkning som bör/skall utföras vid vilka situationer ej beslutade. Författarnas ambition är dock att hitta ett upplägg som premierar noggranna analyser och skapar incitament för att nyttja samverkansberäkningar i större omfattning särskilt i kombination med att stödkonstruktionerna kontrolleras med avseende på relevanta mätningar.

5 SKILLNADER MELLAN ANALYSMETODER

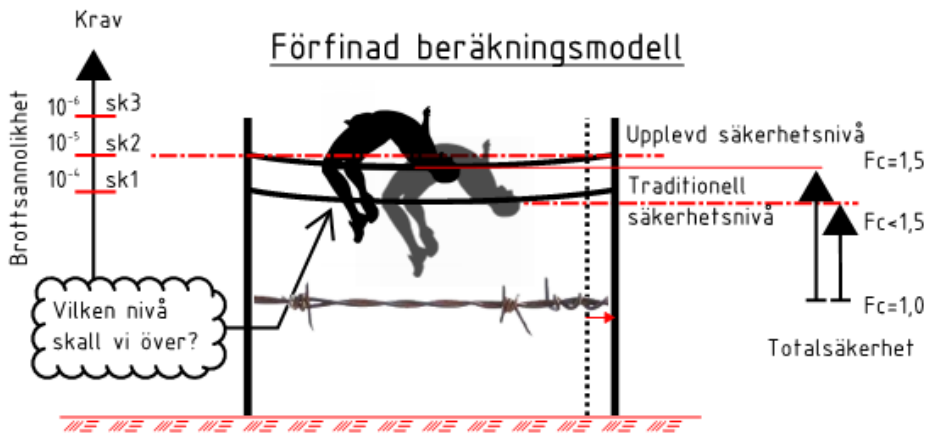
Våra traditionella beräkningsmetoder baseras på en relativt förenklad konceptuell modell (Rankines jordtryck). Traditionsenligt har vi applicerat säkerhetsfaktorer med en viss storlek på jordens hållfasthet. Dessa säkerhetsfaktorer har kalibrerats så att vi känner oss trygga med stödkonstruktionernas verkningsätt. Så vitt känt har det inträffat väldigt få kollapsar och dessutom i enbart några enstaka fall har rörelserna blivit oroväckande stora. Det är dock mycket svårt att bedöma vad detta innebär i termer av brottsannolikhet. När vi nyttjar våra traditionella

beräkningsmodeller är den upplevda respektive verkliga brottsannolikheten/säkerhetsnivån antagligen den som illustreras i Figur 4. Vår design uppfyller således inte den eftersträlvade säkerhetsnivån, men det är vi lyckligt omedvetna om.

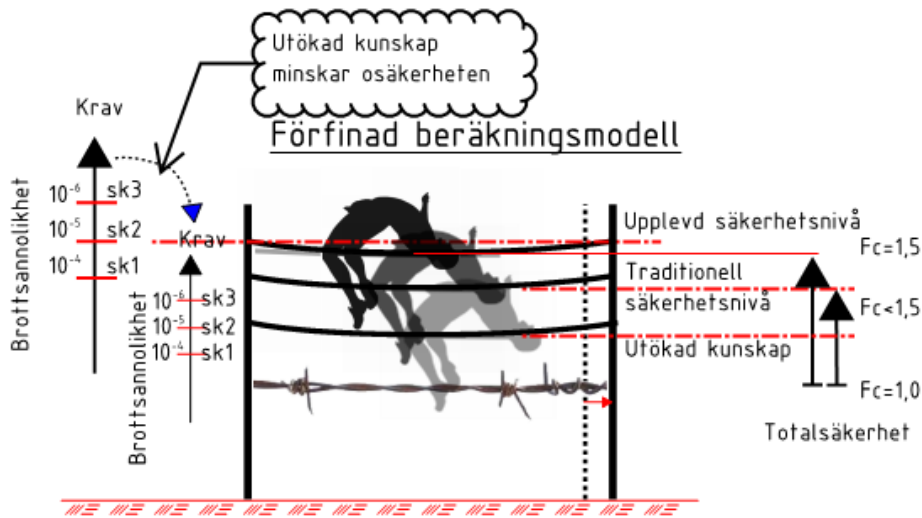
Med mer detaljerade och omfattande beräkningar, exempelvis i form av FE-analyser, minskar vi osäkerheten vilket kan illustreras som om linan i Figur 4 spänns, se Figur 5. Nu uppstår den intressanta frågan ”Hur högt måste vi hoppa?”. Traditionellt har det krävts en viss höjd, som kanske inte varit tillräcklig, dvs som egentligen inte uppfyllt kraven map brottsannolikhet, men som endast vid ett fåtal tillfällen fått riktigt allvarliga konsekvenser. Är det rimligt att mer detaljerade och omfattande beräkningar resulterar i kraftigare/längre stödkonstruktioner än vid traditionella beräkningar, dvs måste vi nu höja säkerhetsnivån (hoppa högre) eller räcker även i framtiden att vi hoppar lika högt som tidigare? En mer detaljerad beräkningsmodell i kombination med fler undersökningar och uppföljningsmätningar (av rätt typ) ger förhoppningsvis en mindre osäkerhet vilket rimligtvis möjliggör en mer optimerad stödkonstruktion jämfört med tidigare, Figur 6.



Figur 4: Upplevd säkerhetsnivå vs uppfylld säkerhetsnivå med en grov beräkningsmodell.

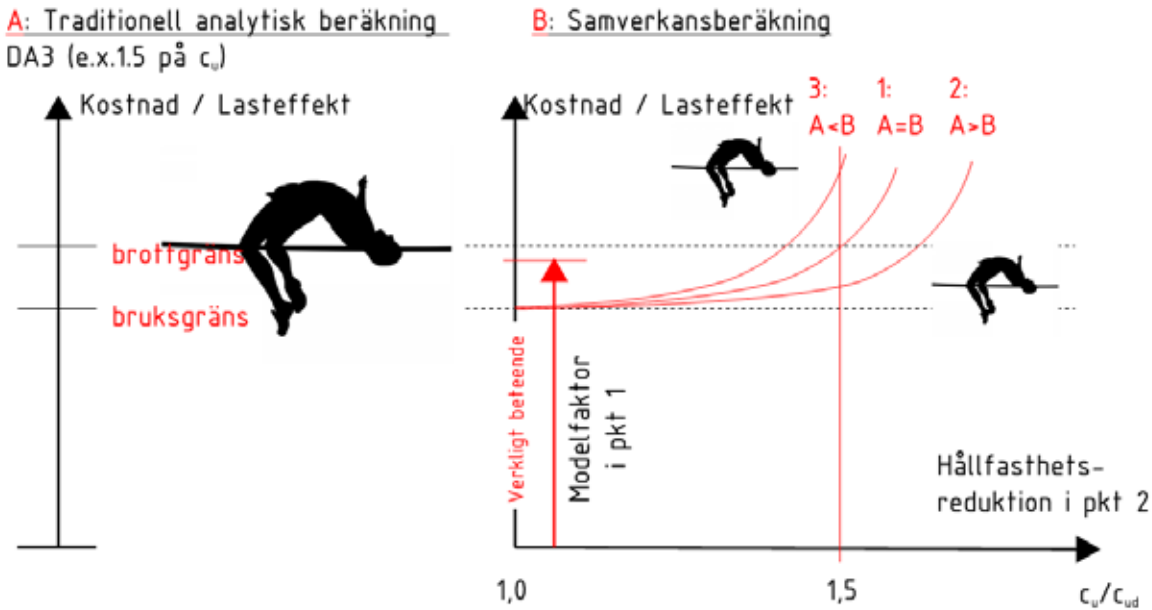


Figur 5: Förfinad beräkningsmodell. Räcker det att hoppa lika högt? Eller borde den traditionella beräkningen inte tillåtas?



Figur 6: Förfinad beräkningsmodell i kombination med mer kunskap ger lägre osäkerhet vilket skapar möjlighet till optimering.

FE-analyser resulterar sällan i ett gränsjordtryck enligt Rankine, dvs det som tryck som ligger till grund för våra traditionella beräkningsmetoder. Dessutom är en stödkonstruktion ett i allra högsta grad ett olinjärt system. Denna olinjära aspekt kan studeras med FE-analyser, men inte med traditionella beräkningsmetoder. I högra delen Figur 7 åskådliggörs hur lasteffekten (STR) ökar med successiv reducering av jordens skjuvhållfasthet för en stödkonstruktion vars ingående delar är mer eller mindre styva. Som jämförelse redovisas även lasteffekten baserat på våra traditionella beräkningsmetoder. Oftast erhålls ett olinjärt samband enligt linje 3, men som framgår av föregående text i detta avsnitt förefaller det rimligt att ej kräva lika omfattande hållfasthetsreduktion/totalsäkerhetsfaktor vid mer detaljerade och omfattande beräkningar jämfört med traditionella beräkningar – allt annat lika.



Figur 7: Illustration av att samverkansberäkningar uppvisar en olinjär respons vid successiv reduktion av jordens hållfasthet.

Nuvarande koncept av Nya Sponthandboken kommer att medföra kraftigare/längre stödkonstruktioner vid samverkansberäkningar jämfört med traditionella beräkningar. Detta gäller framförallt för svävande stödkonstruktioner. För att komma till rätta men denna oönskade konsekvens kommer konceptet att behöva revideras enligt följande, vilket dock erfordrar en hel del ytterligare arbetsinsatser:

- Lasteffekten (STR) i pkt 1 skall beräknas enligt avsnitt 3.2.1, men eventuellt med något lägre värden på mht det resonemang som illustreras i Figur 6.
- Beräkning av lasteffekten (STR) samt exempelvis erforderlig underslagning (GEO) i Pkt 2 kommer att krävas. I de fall där samverkansanalys ger orimlig lasteffekt (STR) – pga det olinjära beteendet - kommer en dimensionering baserad på känslighetsstudier att vara ett acceptabelt tillvägagångssätt vid valet av dimensionerande lasteffekt (exempelvis enligt ”punktskattningsmetoden”). Möjligen kommer ytterligare modellfaktorer att införas. Dessa skall i så fall kopplas till hur väl de valda materialmodellerna stämmer med de faktiska (relevanta) laborieförsöken och hur omfattande kontrollprogram som nyttjas.

6 SLUTSATSER

Den Nya Sponthandboken kommer att kräva flera och delvis andra beräkningar jämfört med nuvarande version av Sponthandboken. Detta är dock nödvändigt för att vi skall erhålla en rimlig säkerhetsnivå eftersom pkt 1, jfr Figur 2 och Figur 3, ofta blir dimensionerande. Detta gäller framförallt för flertalet stämpade konstruktioner och/eller om höga förspänningar nyttjas.

Innan den Nya Sponthandboken kan publiceras är det angeläget att komma fram till ett accepterat och rationellt sätt att förhålla sig till STR vid pkt 2. Om så inte görs är sannolikheten stor att stödkonstruktioner utformade på basis av samverkansberäkningar blir dyrare än om de utformas på basis av traditionella beräkningsmetoder.

7 LITTERATURFÖRTECKNING

- Fredriksson, A., Kullingsjö, A., Ryner, A. & Stille, H., 2017 (under arbete). "Sponthandboken", Stockholm: Pålkommisionen.
- Karlsrud, K. & Andresen, L., 2008. *Design and Performance of Deep Excavations in Soft Clays*. ArlingtonT, Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.
- O'Rourke, T., 1993. *Base stability and and ground movement prediction for excavations in soft clay*. Cambridge, Transport Research Laboratory, pp. 657-686.
- Peck, R., 1969. *Deep excavation and tunneling in soft ground*. Mexico, Proc. of Seveth international conference omsoil mechanics and foundation engineering.
- Ryner, A. & Arvidsson, V., 2010. *Tillämpningsdokument EN 1997-1 kap 9 Stödkonstruktioner*, Stockholm: Implementeringskommison för Europastandarder inom Geoteknik.
- Ryner, A., Fredriksson, A. & Stille, H., 1996. *Sponthandboken. Handboken för konstruktion och utformning av sponter*. T18:1996 red. Stockholm: Byggeforskningsrådet.
- Sahlström, P. O. & Stille, H., 1979. *Förankrade sponter*. T30:1979 red. Stockholm: Statens råd för byggnadsforskning.
- Skempton, A. W., 1951. *The Bearing Capacity of Clays*. London, Building Resarch Congress.
- Stille, H., 1976. *Behaviour of anchored sheet pile walls*. Stockholm: Stockholms Tekniska Högskola. Jord-och bergmekanik.

FLOATING THERMAL PILES IN SOFT SENSITIVE CLAYS

Anders Bergström Chalmers/NCC teknik, Saqib Javed, Chalmers, Jelke Dijkstra Chalmers

Sammanfattning

Energipålar är pålar som utöver att utgöra konstruktionselement för grundläggningen även utnyttjas för att värmväxla energi till jordvolymen där de installerats. I denna artikel presenteras kortfattat ett fältförsök med energipålar som utförs i lös sensitiv lera i Göteborg. Syftet med fältförsöket är att följa och få representativa mätdata om hur en energipåle och omgivande lera påverkas då pålen värms och kyls, t.ex. krypning vid cyklisk belastning. Lerans geotekniska egenskaper har bestämts med traditionella undersökningar och provtagningar, kompletterade med ny blockprovtagning. Mätutrustning för registrering av portrycks, temperatur och sättningar har installerats i jorden på olika nivåer och olika avstånd från provpålarna. För att förse pålen med reglerbar önskad effekt vid värmning och kylning har en unik mobil värme-/kylmaskin konstruerats. Första värmecykeln påbörjades i December 2016.

Summary

Thermal piles are building foundation piles which, in addition to transferring the load of the building to the ground, are also used as heat exchangers to provide thermal exchange with the ground. This article shortly presents field testing of thermal piles installed in soft sensitive clay in Gothenburg. The aim of the field tests is to study the thermo-mechanical response of the heating and cooling cycles on the pile/clay system, and to gather representative data for further analysis. The soil properties have been determined from traditional sampling, complemented with a new block sampling method. Instrumentation for measuring pore pressures, temperatures and settlements has been installed at different levels in the soil and at different distances from the test piles. A state-of-the-art thermal response test rig has been developed to perform response testing in both heating and cooling modes. The first heating cycle started in December 2016.

1 Introduction

Energy security and climate change are among the greatest challenges confronting modern society today. The economic and environmental issues related to these challenges are placing greater emphasis on the use of technologies and resources that are energy-efficient and renewable. Thermal piles is one of the technologies that meets this goal, using only low-grade geothermal energy as its source to provide space heating and cooling in buildings. Thermal piles use the potential of the ground for extracting or storage of energy.

Thermal piles as a concept was developed already in the early 1970's (Brandl 2006). By installing collector pipes inside a pile, a heat carrier fluid could be circulated and the pile could also be used as a heat exchanger, in addition to being a construction element in the ground. Currently, this technology is used in many countries internationally including Belgium, China, Japan, Switzerland, the Netherlands, United Kingdom, and United States, among others.

An extensive amount of literature is available on thermal piles. Most recently, Bourne-Webb et al. (2016) have presented a comprehensive review of analysis and design methods for thermal piles. Numerous researchers including Campanella and Mitchell (1968); Leroueil and Marques (1996); Cecerevac and Laloui (2004), among others, have studied the thermal soil behavior, though not necessarily for clays structured such as those in Gothenburg. Cooling of clay below 0 °C has also been investigated. It has been shown that thawing causes a total collapse of the soil structure (Gabrielsson et al., 1990). Field tests on fully instrumented piles have been carried out, for example, by Bourne-Webb et al. (2009); Sutman (2015); Singh (2015); Laloui (2006); McCartney (2012). Based on the field tests on the stiff London clay, a principle model has been developed to analyse the pile response to various combinations of thermal and mechanical loading (Bourne-Webb et al., 2012, 2009; Amatya et al., 2012). On the other hand, there is still a lack of knowledge and understanding regarding the behaviour of soft clays. Consolidation and creep processes complicate the pile/soil behaviour in soft clays. In addition to soft clays, the floating pile foundations have also not been studied in detail.

In the late 1970's, a research group called Jordvärmegruppen (Earth heat pump group) was formed at Chalmers to meet the clearly expressed ambition of limiting the use of energy and the national dependency on oil. The group,

financed by the Government (Bygghorskningsrådet), was very productive, and resulted in several publications on ground heat exchangers and ground thermal response. The group also yielded a number of publications on large scale installation of collectors in the ground as well as laboratory testing of soil behaviour (e.g. Adolfsson and Sällfors, 1987, 1990, Tidfors 1987). Tidfors (1987) showed that heating of a clay sample performed in the laboratory decreased the apparent pre-consolidation stress of the clay.

Later, Sweden Geotechnical Institute continued this line of research, and performed laboratory and field tests at raised temperatures (e.g. Gabriellson et al. 1997; Moritz, 1995; Sundberg, 1991). The tests looked primarily at heating soft clays to high temperatures, up to 70 °C. These temperatures are, however, not relevant for thermal piles. Also, the long-term response of the clay was not explicitly studied.

Today, at Chalmers the research on thermal piles focuses on heating and cooling cycles in soft sensitive clays, at a temperature interval of 4-30 °C. The research work comprises of laboratory and field tests, and numerical modelling. This article will focus on the setup of the field tests. The aim of the field tests is to study the thermal and mechanical response of the pile/clay system under cyclic heating and cooling, and to gather representative data for further analysis.

2 FIELD TEST



Figure 1. Gothenburg map. Utby test site (long array) and Chalmers Johanneberg Campus test pile (short array).

The test field with four thermal piles is located in Utby in the east part of Gothenburg, see Figure 1. A thermal test pile for initial tests has also been installed at Chalmers University.

2.1 Utby test site

The natural stratigraphy at the test site in Utby is mostly homogenous soft clay. The top layer has developed into a crust, approximately 1 m in thickness. At bottom of the stratigraphy, there is a 1-3 m thick till deposit. The density of the clay at 5-10 m depth is 1.55-1.6 ton/m³. Natural water content w_N at the same depth is close to 70-80 %, and the liquid limit w_L is about 55-60 %. Ground water level in the area is 0.5 m below ground level with hydrostatic pore pressure distribution, but with a slight artesian pressure in the bottom till layer.

The properties of the soft clay at Utby have been determined from laboratory tests on collected soil samples, using two different sampling methods (Karlsson et al., 2016). The standard STII 50 mm diameter piston sampler has been compared to the mini-block sampler developed at the Norwegian University of Science and Technology, NTNU. The NTNU mini-block sampler brings samples in the diameter of 165 mm and height of approximately 300 mm. CPT-tests and shear vane tests have been performed to complement the dataset with in-situ tests.

2.2 Chalmers test site and setup

A test pile was installed at Chalmers (Johanneberg Campus) in December 2015. The installation was primarily aimed to investigate various aspects of thermal response testing performed on driven thermal piles. The installed pile was an 18-m-deep floating steel SSAB/Ruukki pile with 115 mm diameter and 6.3 mm wall thickness.

Soil properties at the Chalmers test pile site are characterised as 1 m of gravel on top of 5 m peat and 12 m of soft silty clay. At bottom of the stratigraphy there is a thin layer of till. Ground water level is 0.1-0.2 m below the ground surface. The density of the clay at 10 m depth is 1.5 tons/m³. Natural water content w_N is about 80 %.

2.3 Utby test site and setup

At the Utby test site, four floating test piles were installed. Two piles were made of steel and the other two were made of concrete. The steel piles were SSAB/Ruukki 115 mm x 6.3 mm with a total length of 28.8 m. The precast concrete piles were 270 mm x 270 mm, with a hollow pipe in centre for the

installation of collector pipes. The length of the concrete piles was 28.0 m each. Between the test piles, additional piles were driven to bedrock to serve as vertical reference level, and for bearing of the loading rig used for static loading of the test piles.

Inside the piles a U-tube heat exchanger, made of high density polyethylene (HDPE) pipe, with 25 mm outer diameter was installed for exchanging heat with the ground see Figure 2. The remaining volume inside the pile was filled with water contained in a thin plastic capsule.



Figure 2. Pile head of the steel thermal pile at Utby with U-tube heat exchanger, fibre optics for distributed temperature sensing, and cables, before final insulation. The pipe with a red cap is the head of a bellow hose used for settlement measurement. Below the bucket to the left is a station of 4 pore pressure and temperature sensors (BAT). A pressure cell for measuring data on static load is placed between the pile head and the steel beam on top.

For static loading of the floating test piles a steel dead weight loading rig was placed on top of the piles. Concrete elements provided the weight required to load the pile up to serviceability load levels. A load cell is used to measure data on the applied load.

Further instrumentation, including distributed temperature sensing, and pore pressure and temperature sensors, was incorporated to capture pile and soil response due to thermal and mechanical loading.

Pore pressure sensors (BAT) were used for logging of temperature and pore pressures in the soil. They are installed at different depths and distances from the thermal pile (Figure 3). The sensors comprise of plastic pipes to avoid thermal distortion, which could have been caused by using ordinary and more thermally conductive steel pipes.

A number of optical fibres were installed in and outside the pile to measure the vertical temperature distribution. The fibre optics were also complemented with PT100 sensors at different positions in the pile section.



Figure 3. Utby test site. Position of sensors (BAT) in the ground for logging of temperature and pore pressure in the soil.

Furthermore, custom full-bridge strain gauges were glued at 4 levels in the pile section to have a better indication on the stress distribution in the pile.

Finally, six bellow hoses were installed, from the ground surface down to the bottom till layer, to monitor the distributed settlements along the pile depth. The bellow hoses have a metal ring at 1-m intervals for taking measurements. The loading rig is instrumented with levelling points and also inclinometers on the cross-members for automatic logging of any pile head displacement in time.

All sensors are connected to a data acquisition system controlled by a bespoke Labview programme running on a laptop that is connected to the internet using a GPRS modem. The BAT-probes, for pore pressure and temperature measurements, are logged with the proprietary hardware solution, though the data is synchronised with other sensors. Logging of the BAT-probes started in December 2015. Installation of the test piles was performed during spring 2016 and the thermal tests started in winter 2016.

2.4 Test plan

The heating and cooling is provided by a specially designed mobile thermal response testing rig. The heating/cooling cycles were started in December 2016, with a 3-week long heating cycle followed by a corresponding cooling cycle. The heating effect was approximately 50 W/m. As the hydro-mechanical soil response has a different time-course than the thermal response, the relatively long first cycle is used to investigate the development of excess pore pressures and temperature changes in the clay around the pile. After completion of the first relatively-long heating and cooling cycle, several short heating and cooling cycles of 4-5 days have been performed.

3 PRELIMINARY RESULTS

3.1 Utby test site, soil sampling

The soil sampling from the Utby test site has been quite extensive. As shown by Karlsson et al. (2016), the sampling method and effects of sample disturbance are of great importance when evaluating the soil properties. Comparison of 1D compression data from the block samples to ST50 piston samples, has indicated consistently larger values of OCR (>20 %), constrained modulus M (>50 %) as well as more pronounced peak strength, and faster decay of creep rate. Also, differences in unloading-reloading stiffness have been observed. Relevant values of these parameters are also of great importance for analysing effects of heating and cooling cycles of an operational thermal pile. Additional thermal properties (e.g. heat conductivity and specific heat) as well as the soil response to temperature change are further tested in a parallel project at Chalmers.

3.2 Chalmers, test pile

The Chalmers test site has been mainly used for thermal response testing of thermal piles. Thermal response tests are generally performed on borehole heat exchangers to estimate ground thermal conductivity and thermal resistance of the ground heat exchanger, but are also recommended for thermal piles (GSHPA, 2012). In a thermal response test, a constant amount of power is injected to or extracted from the ground by means of the heat carrier fluid. The thermal properties are estimated by analyzing the steady-state heat transfer between the heat carrier fluid and the ground. At the Chalmers test site, the thermal response testing was carried out for several days. It has been noticed that the thermal response of a pile in the soil is much slower than a borehole in the bedrock. Furthermore, it has also been observed that the hydro-mechanical response (i.e. ongoing creep) of the soil does not necessarily have the same time scale as the heating response.

3.2.1 Utby, test piles

Preparing for a field test with full-scale piles and instrumentation has been a challenge of endurance. Finding a test site, designing the mechanical setup, developing the thermal testing rig, installing and calibrating the instrumentation, and finally making everything work together in the field needed a lot of time. For the Utby test site, the preparation period was nearly 2 years. Nevertheless, the full-scale field testing finally started in December 2016.

Most instrumentation survived the harsh installation process in the field. The installation of BAT-sensor in plastic pipes needed a special arrangement in order to press the sensors to the required depths. Inside the steel piles, the strain gages survived the installation, but later stopped working probably because of short circuiting due to cable damage and water ingress.

Despite the loss of some sensors, the main response caused by the cyclic heating and cooling of the test thermal pile is still adequately captured. The response can be seen as a temperature change in the clay surrounding the pile during heating, and also as the resulting excess pore pressure caused by the heating cycles. An example of the thermal response is plotted in Figure 4.

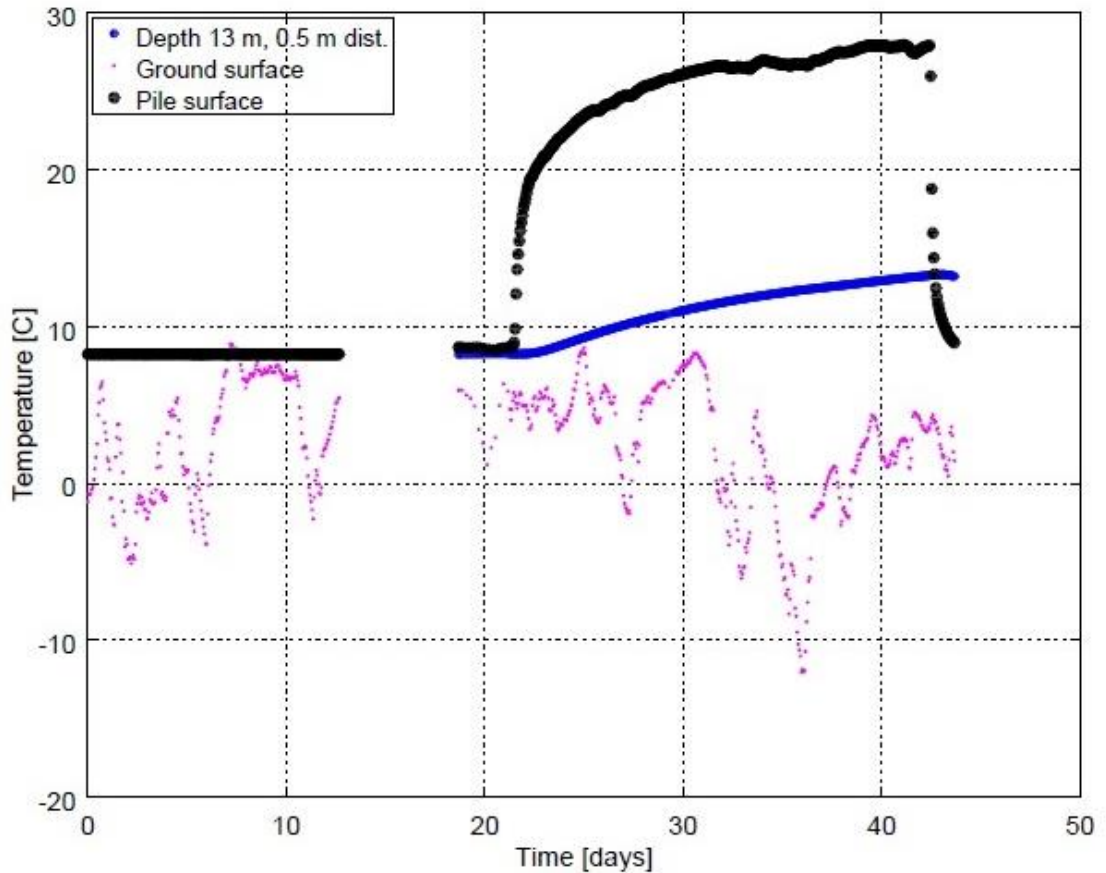


Figure 4. Utby test site. Temperature measurements taken at the ground level, and on the pile surface (at 13-m depth) and at 0.5-m radial distance from the pile (at 13-m depth). Heating starts at day 22.

4 CONCLUSIONS

In order to determine most relevant soil properties, different soil sampling methods were used. Compared to piston samples, consistently large values of OCR and constrained modulus M were found for the block samples. The block samples also showed more pronounced creep rates. These results are of great importance in the future evaluation of thermal effects from heating and cooling cycles on the soil properties.

At the test site, instrumentation and sensors have been installed to measure temperatures, pore pressures, mechanical loads and settlements. A mobile rig for thermal response testing has been developed and is being used for testing of thermal piles under controlled heating and cooling cycles. Temperature developments in the clay surrounding the thermal pile have been studied together with excess pore pressure.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank NCC Recycling Sweden for providing an excellent location for the installation of thermal piles. We also acknowledge Hercules and SSAB/Ruukki for providing and installing the test piles. Research funding from FORMAS, Chalmers, SBUF, Energimyndigheten (Swedish Energy Agency) and NCC Sweden AB is also gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Adolfsson K., Sällfors. G., 1987. *Energilagring i lera: värmeströmning, värmeväxlarutformning och påverkan av lerans geotekniska egenskaper*. Statens råd för byggnadsforskning.
- Adolfsson K., Sällfors. G., 1990. *Energilagring i lera med sanddränering*. Statens råd för byggnadsforskning.
- Amatya B. L., Soga. K., Bourne-Webb P.J., Amis T., Laloui L., 2012. *Thermo-Mechanical behaviour of energy piles*. Geotechnique, ss. 503-519.
- Bourne-Webb P.J., Burlon S., Javed S., Kürten S., Loveridge F., 2016. *Analysis and design methods for energy geostructures*. Renewable and Sustainable Energy reviews, ss. 402-419.
- Bourne-Webb P.J., Amatya K., Soga K., Amis T., Davidson C., Payne P., 2009. *Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles*. Geotechnique, ss. 237-248.
- Bourne-Webb, P. J., Amatya B., and K. Soga (2012). *A framework for understanding energy pile behaviour*. Proceedings of the ICE-geotechnical Engineering 166.2, pp. 170–177.
- Brandl H. 2006. *Energy foundations and other thermo-active ground structures*. Geotechnique.
- Campanella R.G., Mitchell J.K. 1968. *Influence of temperature variation on the soil behaviour*. Journal of Soil Mechanics & Foundation Div.
- Cekerevac C., Laloui L., 2004. *Experimental study of thermal effects on the mechanical behavior of a clay*. International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics 28.3, pp 209-228.
- Gabrielsson A., Lehtmetts M., Moritz L., Bergdahl U., 1997. *Heat storage in soft clay Field tests with heating (70 °C) and freezing of the soil*. SGI Report 53.

- Ground Source Heat Pump (GSHP) Association, 2012. *Thermal Pile, Design, Installation & Material standards, 2012.*
- Karlsson M., Emdal A., Dijkstra J., 2016. *Consequences of sample disturbance when predicting long-term settlements in soft clay.* Canadian Geotechnical Journal.
- Laloui L., Nuth M., Vulliet L., 2006. *Experimental and numerical investigations of the behaviour of heat exchanger pile.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 763-781.
- Leroueil S., Marques M. E. S., 1996. *Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering.* SOA Report.
- McCartney J. S., Murphy K.D., 2012. *Strain Distributions in Full-Scale Energy Foundations.* DFY Journal, 26-38.
- Moritz L., 1995. *Geotechnical Properties of Clay at Elevated Temperatures.* SGI Technical report No 47.
- Singh R. M., Boazza A., Wang B., Haberfield C.H., Baycan S., Carden Y., 2015. *Thermal and Thermo-Mechanical Response of a Geothermal Energy Pile.* Proceedings World Geothermal Congress 2015. Melbourne, Australia.
- Sundberg J., 1991. *Termiska egenskaper i jord och berg.* SGI Information 12.
- Sutman M., Olgun C. G., Brettman T., 2015. *Full-Scale Field Testing of Energy Piles.* IFCEE 2015, (ss. 1638-1643).
- Tidfors M., 1987. *Temperaturens påverkan på leras deformationsegenskaper – en laboratoriestudie.* CTH Licentiate thesis.

LARGE SCALE SHEARING TESTS ON A ROCKFILL MATERIAL

Qi Jia, Jan Laue, Ingvar Ekström, Magnus Ljunggren, Carl-Anders Andersson

Summary

Luleå University of Technology (LTU) has developed a large scale shear apparatus to test the mechanical properties of coarse grained material. The apparatus is an upscaled version of a standard simple shear apparatus. The sample body (membrane) has an effective height of 1000 mm and a diameter of up to 100 mm, which enables testing of particle sizes up to 10 mm keeping a minimum ratio of sample diameter and maximum particle size, D/D_{\max} , to 10.

The volume of the sample cylinder (membrane) was reduced by casting concrete on the bottom to obtain a suitable height/width relation for rockfill testing. Calibration tests on the modified sample cylinder showed satisfactory results. The membrane has a resistance of 7.7 kPa which needed to be taken into account during data analysis.

Four shear tests were done on the rockfill material from the Middle East, potentially to be used as rockfill material in a dam. The shear strengths and friction angles were analysed in relation to density, confining pressure, and particle shape, as well as particle breakage. The friction angles under four normal stresses 150 kPa, 230 kPa, 350 kPa and 450 kPa were estimated to be 45.5° , 38.7° , 36.8° and 32.4° respectively. The friction angle decreased non-linearly with increasing normal stress. The corresponding shear strengths were 152.7 kPa, 184.1 kPa, 262.3 kPa and 285.7 kPa for the four normal stresses. The shear strength of rock materials were found to be directly related to the dry density, particle shape and breakage and strength.

The large shear apparatus performed as expected and the results are in line with experienced based data from other investigations performed on material of similar mineralogical composition, weathering and strength.

1 INTRODUCTION

The mechanical behaviour of rockfill materials is of great importance for the construction of rockfill dams. Yet the dimensions of conventional soil

mechanics tests are normally too small compared to the rockfill gradation, meaning that stability calculations largely have had to rely on experienced based data. For large rockfill dams where the material shear strength is critical e.g. in areas of seismic hazard and/or topographical restrictions (for example where the dam slopes cannot be flattened) the material properties of the rockfill material normally has to be studied in more detail to confirm the strength properties. Luleå University of Technology (LTU) has developed a new large scale shear apparatus with a maximum sample diameter of 1000 mm during 2015 and 2016. The design of the new shear apparatus based on the experience and the performance of a similar apparatus with a maximum sample diameter of 700 mm.

The new shear apparatus has been used to study a rockfill material from the Middle East. The tested rockfill material is from a potential quarry to be used for a rockfill dam construction. This paper presents the experimental study and the test results, and discusses the strength of the tested rockfill in relation to its gradation, density, normal stress, shape, as well as degree of breakage.

2 MATERIAL AND METHOD

2.1 The rock material and sample preparation

The tested rock material was a Gneiss-Schist rock from the Middle-East. At site the material smaller than 0.075 mm was removed and material larger than 100 mm was screened away, before transportation to LTU. The fine fraction (<0.075 mm) is not required for the testing, and a maximum particle size of 100 mm was deemed suitable for the testing procedure. The actual dam rockfill material range from 0 to 1000 mm.

To enable representative testing that corresponds to the original rockfill material gradation, scaled grading curves were used according to the particle size distribution (PSD) curves shown in figure 1. Once the rock material arrived to LTU it was first separated into fractions and then blended into model samples for the shear tests. Conformal grain size material distribution curves were applied to obtain the scaled model gradings, using equation 1. For Gneiss rock the n-value is most often within the 0.45 – 0.60 range, with a mean value of 0.55. The actual gradation curves from previously performed compaction trials at site indicate that an n-value of 0.50 is considered to be most representative for the studied rockfill. N-values ranging from 0.45 - 0.55 were applied to scale the model samples, partly to evaluate the n-value influence on the friction angle, and partly as it was expected that a notably

large material break-down would occur during compaction of the dam rockfill. The PSD curves of the model samples are shown in figure 1.

$$p = 100 \left(\frac{d - d_{min}}{d_{max} - d_{min}} \right)^n \quad \text{Equation (1)}$$

where: p is percentage finer than sieve opening (d)
 d is aggregate sieve opening considered
 d_{max} is maximum aggregate sieve diameter, 100 mm
 d_{min} is minimum aggregate sieve diameter, 0.073 mm
 n is exponent which adjusts curve gradations

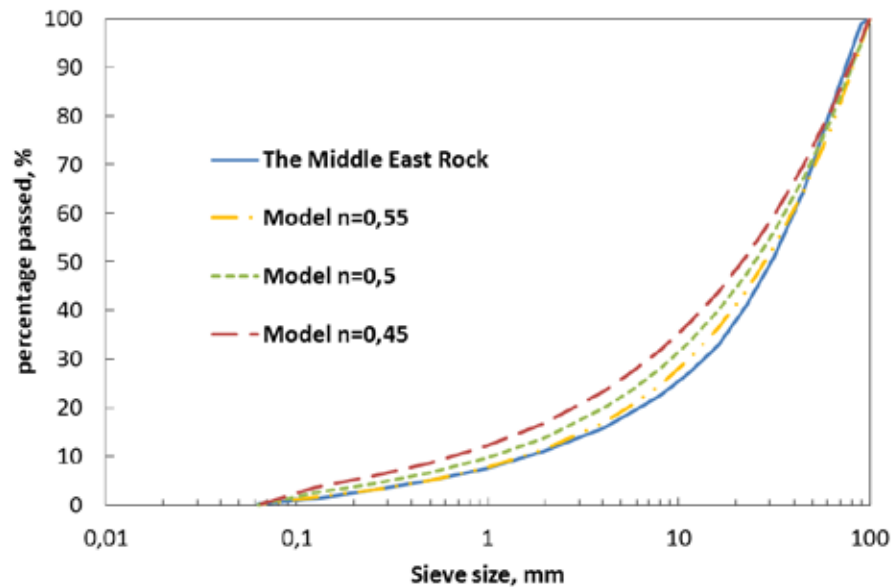


Figure 1 PSD curves for the original washed and screened fill material and the adapted scaled model samples.

Four saturated drained shear tests were done. The applied normal stresses were 150 kPa, 230 kPa, 350 kPa and 450 kPa. These normal stresses were based on preliminary stability calculations identifying the location and depth of the most critical slip surfaces in the dam for various loading conditions. The dry density of the compacted rockfill ranging between 2.18 – 2.34 t/m³ was measured in the field rolling trials, where the highest value is represented by samples with a high content of fines after compaction. For the shear tests the samples were compacted to the mean dry density of 2.2 - 2.3 t/m³. The shearing rate was 45.8 mm/h, which was slow enough to not to generate any

pore pressure, enabling the particles to rearrange during the shearing. Table 1 summarizes the test conditions of the four shear tests.

Table 1 Large-scale shear test conditions.

Test order	Test condition	Model sample n-value	Dry density, t/m ³	Normal stress, kPa	Shearing rate, mm/h
1	Saturated drained	0.55	2.31	150	45.8
2		0.50	2.26	230	
4		0.45	2.26	350	
3		0.50	2.25	450	

2.2 The large scale shear apparatus

The large-scale shear apparatus is an enlarged version of a standard simple shear apparatus. It was developed at LTU to test the mechanical properties of coarse grained materials. The sample body can have a height between 500 - 1000 mm and a diameter of 1000 mm, which enables to test the material with particle size up to 100 mm keeping a minimum ratio of sample diameter and maximum particle size, D/D_{\max} , of 10. Figure 2 below shows the apparatus. The apparatus consists of a vertical loading cell (1) with the maximum loading capacity of 1 MN, a top stamp (2), a top ring (3), a steel wire reinforced rubber membrane (4), a bottom ring (5), a bottom stamp (6), a horizontal loading cell (7) with maximum loading capacity of 270 kN and four vertical rods (8). The four rods are hanging freely by gravity, and they carry the weight of the sample body when mounted to the four corners of the bottom stamp. Water tubes (9 and 10) are connected to the sample cell to enable saturation and drainage of the sample. Pore pressure transducers are installed at the outlet levels of the upper and lower water tubes. Linear variable differential transformers (LVDTs) are mounted on the sample during shearing to ensure observation of potential changes in the height of the sample. The rubber membrane is bolted together with the top ring and the bottom ring. Both rings have the height of 20 cm. The soil sample should be filled into the whole cell (including the top ring, membrane and the bottom ring). The sample in the rings will not experience shearing during test and has the purpose to avoid sliding between the sample and the sample cell surface. The maximum shear rate can be up to 10 mm/s.

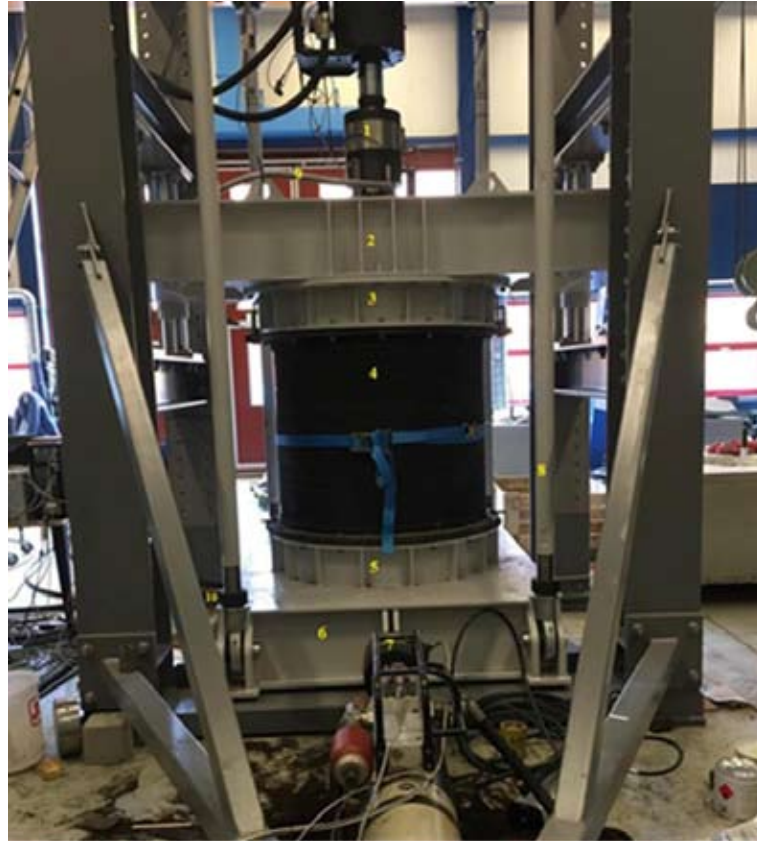


Figure 2 The vertical loading cell (1), the top stamp(2), the upper ring(3), the steel wire reinforced rubber membrane (4), the bottom ring (5), the bottom stamp (6), the horizontal loading cell (7), rod (8), the upper water tube and the lower water tube (9, 10).

The volume of the membrane was reduced by filling the bottom of the membrane with concrete. The volume was reduced as tests on the previous 700 mm apparatus had indicated a more accurate result for the membrane height/width relation of $\frac{1}{2}$. To avoid sliding between the sample and the sample cell surface, steel spikes were inserted (figure 3). These are upscaled to correspond to the boundary conditions of a standard simple shear test. Two calibration tests were done to test the performance of the concrete filled membrane. The calibration tests were carried out with well graded sand with a maximum size of 2 mm. The sand was compacted into the concrete filled membrane and the shear apparatus results were compared to the results from the standard direct simple shear test carried out under identical conditions. In the standard shear test the sample had a diameter of 50 mm. Table 2 summarizes the calibration test conditions and the calibration test results are shown in figure 4. The agreement between the shear apparatus and direct shear calibration test results were satisfactory. One additional calibration test was done with only water inside the membrane to measure the resistance of

the membrane itself. The result showed that the membrane has a resistance of 7.7 kPa, which must be taken into consideration when analyzing the shear strength of the samples.

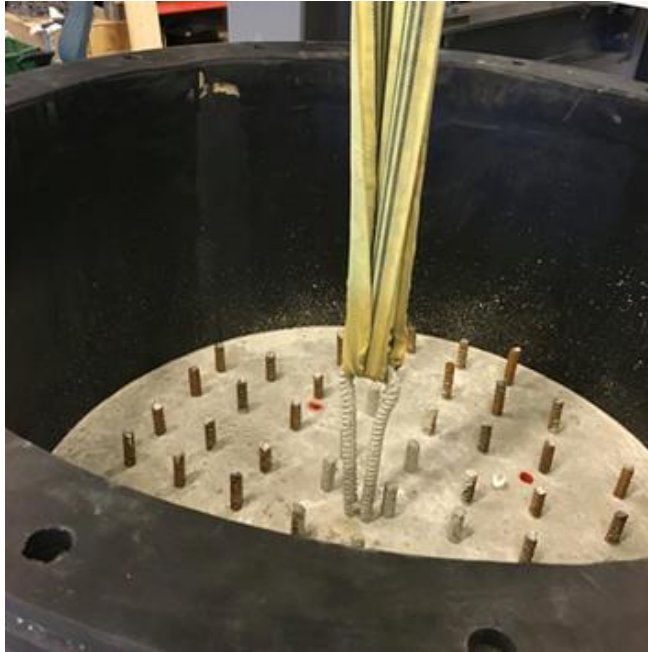


Figure 3 Spikes in the bottom of the concrete filled membrane, the hook in the middle is for lifting up the membrane and was cut away during the test.

Table 2 Calibration test conditions

Test	Test condition	Sample large scale shear test	Sample standard direct shear	Normal stress, kPa	Bulk density, t/m ³	Shearing rate large scale shear test, mm/h	Shearing rate standard direct shear, mm/h
Calibration 1	Saturated drained	$\Phi=1\text{m}$ $H=0.5\text{m}$	$\Phi=0.05\text{m}$ $H=0.02\text{m}$	150	1.51	45.8	2.29
Calibration 2				230	1.54		

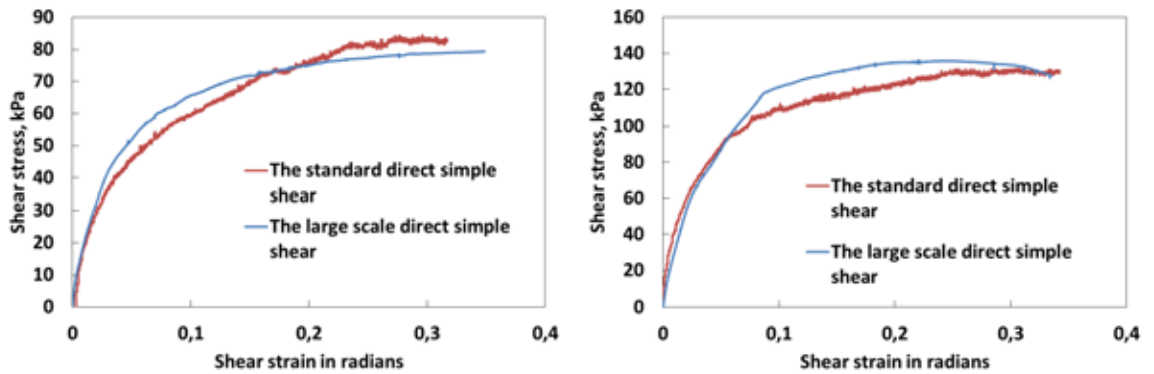


Figure 4 Result from the calibration tests. Left: normal stress 150 kPa and bulk density 1.51 t/m³; right: normal stress 230 kPa and bulk density 1.54 t/m³.

3 RESULT AND DISCUSSION

Figure 5 presents the results from the large-scale shear tests performed on the rock samples under the test conditions listed in table 1. The upper figure show the stress-strain curves under four normal stresses, where strain is presented in radians. The lower figure show the change in sample height during shearing, where a negative value indicates a reduction in sample volume and a positive value indicates an increase in volume.

The four shear tests resulted in similar deformations. The critical shear strength increased with increasing normal stress. Only the test with the lowest normal stress (150 kPa) showed dilatancy. The shear stress reached a maximum value (peak strength) before it reduced to a critical state. This test was unfortunately stopped at the maximum shear stress due to practical problems. Theoretically, the critical shear stress equals the shear stress at the minimum volume, which corresponds to the strain at the lowest sample height. The critical shear stress can then be read from the upper figure, which in this case is about 131 kPa.

The shear tests under higher normal stresses (230, 350 and 450 kPa) showed no dilatancy behaviour. Table 3 summarizes the shear strength results under the four normal stresses reduced by the membrane resistance of 7.7 kPa. The peak and critical friction angles are secant angles estimated for each normal stress, using maximum and critical shear stress reduced by the membrane resistance.

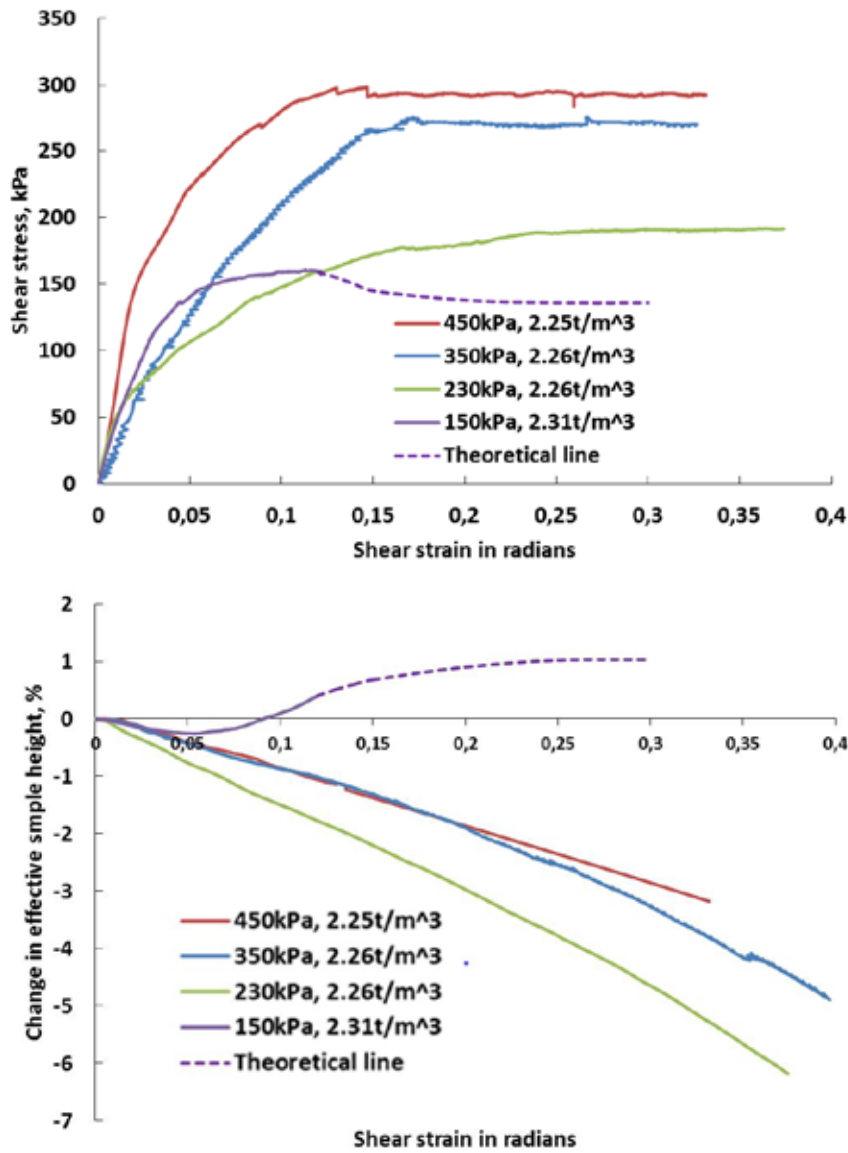


Figure 5 The results from large scale shear tests. Upper: Stress-strains curves under four normal stresses; lower: Change in sample height during shearing

Table 3 Shear strengths and friction angles

Normal stress, kPa (test order in brackets)	Maximum shear stress, kPa	Membrane resistance, kPa	Peak shear stress reduced by the membrane resistance, kPa	Crit. shear stress reduced by the membrane resistance, kPa	Max. friction angle ϕ'_{max} , degrees	Crit. friction angle ϕ'_{crit} , degrees
150 (1)	160.4	7.7	152.7	123.3	45.5	39.4
230 (2)	191.8		184.1	184.1	38.7	38.7
350 (4)	270		262.3	262.3	36.8	36.8

450 (3)	293.4		285.7	285.7	32.4	32.4
---------	-------	--	-------	-------	------	------

3.1 Effect of density and confining pressure

In most engineering practice the friction angle ϕ' is often estimated by a tangent angle through a number of shear tests under at least two normal stresses (usually three normal stresses). The tangent friction angle applies only to the stress range under which the shear tests were performed. If the project goes beyond the applied stress range it can underestimate/overestimate shear strength which can result in unsatisfactorily safety factors or unnecessary costs.

Bolton (1986) clarified the concepts of friction and dilatancy in relation to the selection of strength parameters for design and put forward an empirical stress-dilatancy model of sand, based on the tests of 17 different sands. The advantage with this model is that the full range of soil strengths can be expressed in terms of the variations of secant friction angle (ϕ') with density and stress. The model has the following expression (for plane strain):

$$\phi'_{max} - \phi'_{crit} = 0.8\psi = 5I_R \quad \text{Equation (2)}$$

$$I_R = I_D(H - \ln p') - 1 \quad \text{Equation (3)}$$

$$I_D = \frac{\rho_d - \rho_{d,min}}{\rho_{d,max} - \rho_{d,min}} \quad \text{Equation (4)}$$

Where ϕ'_{max} and ϕ'_{crit} is maximum and critical secant friction angle, degrees

ψ is dilatancy, degrees

H is hardness of the grains, for Gneiss-Schist 8 can be used

p' $=(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, kPa

I_R is relative dilatancy index

I_D is relative density

ρ_d is dry density

Equation 2 shows that the maximum friction angle consists of two parts: critical friction angle and dilatancy. Dilatancy depends on density and confining pressure (equation 3 and 4). Densely compacted material must first overcome the interlock between particles during shear and this leads to volume increase (dilatancy). Loosely compacted rock material results in none

or little dilatancy. Increased confining pressures can cause crushing of particles before particle overriding occurs, and thus reduce dilatancy. The difference between maximum friction angle and critical friction angle is the angle of dilatancy. The maximum friction angle equals to critical friction angle when dilatancy is reduced to zero.

Test results in figure 5 show dilatancy behaviour for the test with high compacted dry density and low normal stress level ($\rho_d = 2.31 \text{ t/m}^3$, $\sigma_n = 150 \text{ kPa}$); while with higher stress levels and lower compaction degrees ($\rho_d = 2.26, 2.25$ and 2.26 t/m^3 ; $\sigma_n = 230, 350$ and 450 kPa) no dilatancy behaviour appeared.

For the test with dilatancy behaviour, given the normal stress of 150 kPa , the principle stresses (σ_1, σ_2 and σ_3) can be calculated using Mohr-coulomb model (Knappet and Craig, 2012). The calculated values are $\sigma_1 = 87.8 \text{ kPa}$, and $\sigma_2 = \sigma_3 = 523.0 \text{ kPa}$. Given the compacted dry density of 2.31 t/m^3 the relative density is calculated to be $I_D = 0.81$. According to Bolton's stress-dilatancy model (equation 2), the critical friction angle can then be calculated to $\phi'_{\text{crit}} = \phi'_{\text{max}} - 5 \cdot I_R = 39.7^\circ$, which is in good agreement with the estimated value of 39.4° (table 3). It should be noted that some researchers report that Bolton's model produces large difference between predicted value and test result when the critical friction angle is over 40° and proposed that a dilatancy parameter of 0.37 instead of 0.8 gives a better prediction (in equation 2 the number before ψ is called the dilatancy parameter)(Xiao et al., 2016).

3.2 Effect of particle shape

Theoretically, the critical state friction angle is constant regardless of normal stress level. However, the result from the four shear tests on the current material showed that the critical friction angle decreased from 39.4° to 32.4° (table 3 and figure 6). One reason could be the rounding effect of the rock particles after repeated testing with the same material. Figure 7 demonstrates that the original highly angular rock with sharp corners have been slightly abraded with somewhat rounded edges.

Nevertheless, the test under 450 kPa estimated a lower friction angle than the test under 350 kPa despite it was carried out prior to the 350 kPa test. Hence, it appears that other factors also influence the critical friction angle, e.g. particle crushing, gradation (n-value) and particle strength. The higher stress level might for example have caused increased particle breakage on the shear plane and lower critical friction angles (see next section about particle

breakage). Field rolling compactions trials indicated notable material break-down effect of the material during spreading of heavy dozers and vibrating roller compaction. In a seismic hazard area rockfill particle breakage and change of particle shape may also occur due to cyclic loading during significant earthquakes.

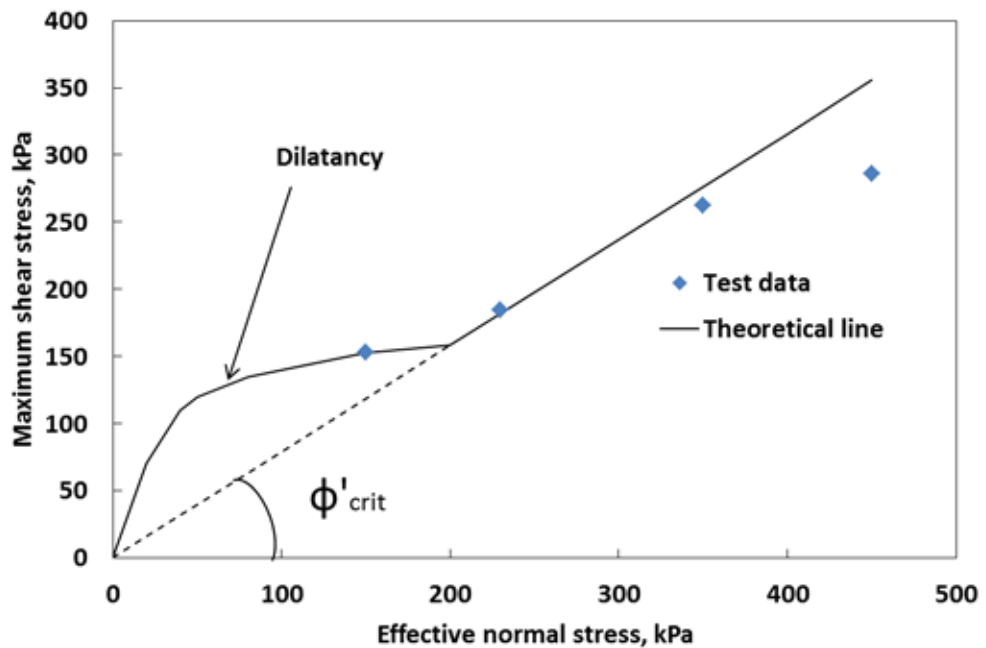


Figure 6 Theoretical stress-strain curve and test data.



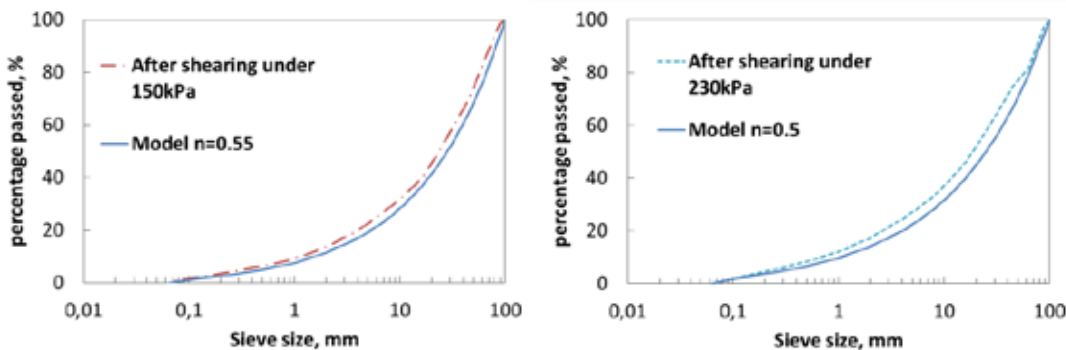
Figure 7 Rounding of the rock particle after repeated testing. Left: before tests; Right: after four tests. (Note: the rocks are not the same before and after four tests).

3.3 Effect of particle breakage

Particle degradation was expected to occur as a significant amount of energy was used to compact the rock sample to reach the required density. There are several studies on particle breakage during shearing test. For example Parkin (1991) found that particle breakage decreases in dense well-graded material, because the interparticle forces are small. Other experimental studies also show that particle breakage in both angular and rounded aggregates increases with increasing confining pressure (Gupta, 2009). Yet angular materials are more prone to breakage than rounded aggregates (Varadarjan, Sharma, 2003).

Figure 8 shows the particle degradation after four shear tests. The PSD curves after each shear test was compared to the model sample and showed that the PSD curves shifted to left of the model sample, which means that particle breakage occurred. Compaction of the material into the test cylinder (membrane) was believed to be the major cause of particle breakage. Though the rock sample investigated consists of rather angular particles, the crushing during shear is believed to occur to a less extent as the model samples had a quite well-graded curve, which produces small interparticle forces. However testing during the field rolling trials indicated prominent strength anisotropy of the rock material due to foliation and micro cracks, which might have caused excess crushing of particles in the shear zone, in particular during high normal stress.

There is no obvious relation between normal stress and particle breakage in figure 8. One reason for this is that for the two tests with stress level 350 kPa and 450 kPa, recirculated rock was used to fill the space in the upper ring and bottom of the sample cell. This part of the tested material was used to prevent sample sliding and did not participate in shearing.



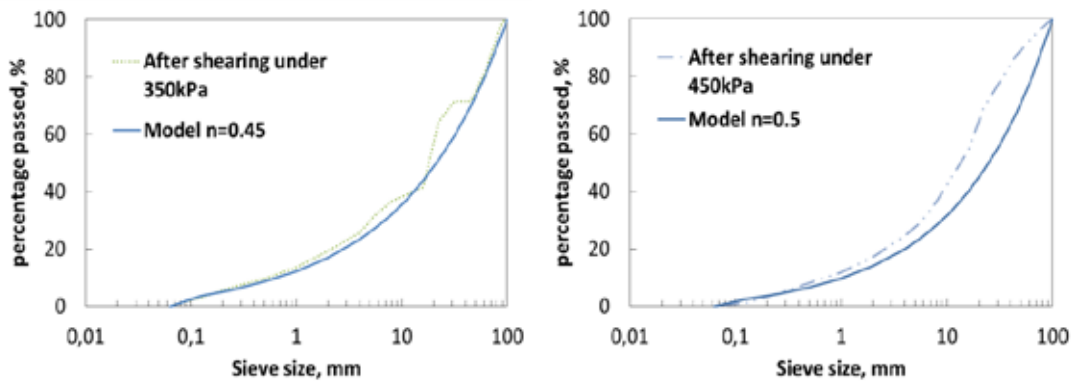


Figure 8 Comparison of particle size before and after shearing

4 FINAL REMARKS

This paper describes the first attempt, with the new version of the large-scale shear apparatus (sample cylinder diameter 1000 mm) designed by LTU, to evaluate the friction angle of a potential rockfill material for dam construction.

Before testing started, the volume of the sample cylinder (membrane) was reduced by casting concrete on the bottom to obtain a suitable height/width relation for rockfill testing. Calibration tests on the modified sample cylinder showed satisfactory results. Four shear tests were done on the rockfill material. The shear strengths and friction angles were analysed in relation to density, confining pressure, and particle shape, as well as particle breakage.

The large-scale shear apparatus performed promisingly, providing results that correspond to historical data for similar material. The apparatus has proven suitable for testing mechanical behaviours of rockfill material and can provide reliable data. Nevertheless, the results are valid for the material tested and the use of the experimental data should be with care, as there might be differences between the real rock in the field and those used in the lab testing. The variation in a rock quarry can be notable and additional tests may be required to capture the variety of rock material quality.

Some challenges and difficulties were encountered during the tests. One is that the geotextile, used as filter at the water tube outlets to prevent loss of fine grains, clogged and caused membrane damage. The test result was not influenced as the porepressure was immediately drained away as soon it became notable. The lower water tube was put up to the level of the upper tube for drainage during the shearing. Geotextile is thus not recommended to be used as filter in future tests. Sandstone filter or plastic sheet with fine grids

may be better choices. The compaction of the rock material was also a challenge. The compaction degree was controlled by verifying that the stipulated sample height was reached with a certain amount of material. The compaction energy was believed to cause rock crushing to some extent. Crushing of the rockfill was also likely occurring during shearing under higher stresses. It is thus difficult to distinguish if the compaction or the shearing caused the majority of the crushing. In future tests, the effect on the material due to crushing from the compaction may be estimated by registering the amount of energy used for the compaction process.

REFERENCES

- Bolton M.D., 1986. *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique 36, No.1, 65-78.
- Gupta A., 2009. *Effect of particle size and confining pressure on breakage and strength parameters of rockfill material*. Electronic journal of geotechnical engineering, 14, Bundle H., 1-12.
- Knappett J.A., Craig R.F., 2012. *Craig's soil mechanics*. Eight edition
- Marsal R.J., 1967. *Discussion of shear strength*. Proceeding of the 6th international conference on soil mechanics and foundation engineering. 3, 310-316.
- Parkin A.K., 1991. *Rockfill modeling*. Advances in Rockfill Structures, NATO ASI Series, 35-51.
- Varadarajan A., Sharma K.G., Venkatachalam K., Gupta A.K., 2003. *Testing and modeling two rockfill material*. ASCE Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(3), 206-218.
- Xiao Y., Liu H., Zhang W., Liu H., Yin F., Wang Y., 2016. *Testing and modeling of rockfill materials: review*. Journal of rock mechanics and geotechnical engineering. 8, 415-422.

AKUSTISK JORD-BERGSONDERING

***K. Rainer Massarsch, Geo Risk & Vibration &
Carl Wersäll, KTH/Geo Risk & Vibration***

Sammanfattning

En ny metod för identifiering av jord- och bergmaterial genom akustiska mätningar vid jord-bergsondering presenteras. En triaxiell geofon installeras på 4 m avstånd från borrhjulet och vibrationssignalen (svängningshastigheten) registreras i tre riktningar. Vibrationsamplituden ger information om de genomborrade jordlagrens fasthet men avtar med ökande borrhjulet. Däremot är vibrationssignalens frekvensinnehåll mindre påverkat av borrhjulet. Genom bestämning av vibrationssignalens frekvensspektrum är det möjligt att identifiera olika jordlager eller berg. Genom synkronisering av vibrationsmätningen med borrhjulet är det möjligt att redovisa frekvensinnehållets variation med djupet i form av spektrogram. Akustisk sondering är enkel att genomföra och påverkar inte genomförandet av Jb-sonderingen.

Summary

A new method for identification of soil and rock materials by acoustic measurements during soil-rock probing is presented. A triaxial geophone is installed at 4 m distance from the borehole and vibration signals are recorded in three directions. The vibration amplitude reveals information of the strength and stiffness of the penetrated soil layer but decreases with depth. However, the frequency content of the vibration signal appears to be less affected by drilling depth. By determining the frequency spectra, it is possible to identify different soil layers and rock. The vibration measurement can be synchronized with the drilling depth measurement. Based on this information it is possible to present frequency variations with depth in the form of spectrograms. Acoustic measurements are easy to perform and do not interfere with soil-rock drilling.

1 INLEDNING

Jord-bergsondering (Jb-sondering) används för att identifiera mäktigheten av fasta jordlager, förekomst av block eller övergången från sprickigt till fast berg. Jb-sondering ger dock endast en grov uppskattning av bergets sprickighet. För mer kvalificerad bedömning krävs kompletterande mätningar,

exempelvis provtagning, pressometerförsök eller seismiska undersökningar. Jb-sondering beskrivs i SGF Rapport 4:2012 ”Metodbeskrivning för jordbergsondering - Utförande, utrustning och kontroll” och kan utföras i olika klasser. Jb-sondering typ 1 (Jb-1) är den enklaste klassen och kan utföras med borrhjor utan registreringsutrustning. Jb-sondering typ 2 (Jb-2) används vid borrhjor genom jordlager för att få uppfattning om jorden är grovkornig. Till exempel erhålls en markant skillnad vid registrering av borrhjorparametrar i sandjordar jämfört med sten och blockjordar. Metoden används också för bestämning av bergnivå samt för att grovt bedöma bergets kvalitet vid borrhjor i kristallint berg. Även om man har identifierat grovkornig jord med Jb-2 sondering kan det vara vanskligt att dra slutsatser om pål- och spontbarhet med hänsyn till den begränsade undersökta volymen jord.

Borrhjor- och registreringsutrustning är en väsentlig del av undersökningsmetoden som skall samverka i sin helhet tillsammans med fältgeoteknikerns borrhjortechniska kunskaper. SGFs Fältkommitté har genomfört studien ”Förbättrad utvärdering av resultat från jord-bergsondering/MWD”. Syftet har varit att utveckla en mer tillförlitlig utvärderingsmetod för bestämning av gränsen mellan friktionsjord och morän, mellan morän och berg, jordens blockighet samt bergets sprickighet, SGF rapport 1:2015. Jämförelsen mellan olika utvärderingsmetoder visar att för ett tillförlitligt resultat måste hänsyn tas till samtliga borrhjorparametrar från jordbergsonderingen, dvs. såväl sjunkhastighet, matningskraft, rotation och hammartryck. Bäst möjliga utvärdering erhålls om utvärderingen av lagergränser baseras på flera olika borrhjorparametrar.

Föreliggande rapport beskriver en ny metod att med hjälp av seismiska mätningar på markytan bestämma vibrationsparametrar som ger kompletterande information vid utvärdering av Jb-sondering. Mätningarna kan utföras oberoende av Jb-sonderingen och de akustiska signalerna som registreras kan användas för identifiering av jord- och bergformationer.

2 AKUSTISK SONDERING

2.1 Seismiska mätningar vid sondering

Vid geotekniska undersökningar i fast jord eller löst berg kan endast ett begränsat antal undersökningsmetoder användas. Genom den snabba utvecklingen inom elektroniken och datatekniken är det möjligt att vid borrhjor registrera olika maskinparametrar (measuring while drilling, MWD). Även geofysiska metoder har en stor potential eftersom dessa kan utföras

även i fasta material, där konventionella sonderingsmetoder inte är användbara. Olika typer av seismiska mätningar kan användas i samband med sondering, (Massarsch, 2014). Vid svensk viktsondering utnyttjades redan tidigt information från stångvibrationer som uppstod när sondspetsen penetrerade genom friktionsjord. Vibrationerna kunde registreras genom att förmannen höll i sondstångens topp och antecknade när stångvibrationer uppstod, jfr Figur 1.



Figur 1. Manuell viktsondering där förmannen (t.v.) håller i stångtoppen för att notera vibrationer vid penetration genom friktionsjord.

Vid institutionen för jord- och bergmekanik, KTH utvecklades under början av åttiotalet en akustisk trycksond, där en vibrationsgivare installerades i sondspetsen. Vibrationssignalen som uppstår vid undanträngningen av jorden närmast sondspetsen registrerades under sondens nedträngning. Dess styrka och frekvensinnehåll användes för att identifiera övergången mellan skikt av lera, silt och sand (Massarsch, 1986). På grund av dåtidens begränsade elektroniska resurser var det inte möjligt att lagra den stora datamängden. Genom att spela upp ljudet i samband med sonderingen var det dock möjligt att höra när sonden passerade genom olika jordlager. Även mycket tunna sand- och siltskikt i lera kunde på detta sätt identifieras.

målsättning med projektet har varit att synkronisera vibrationsmätningen med borrhjulet, vilket har varit möjligt genom av Geotech framtagen mjukvara. Två typer av geofoner användes, Tabell 1.

Tabell 1. Egenskaper av triaxiella geofoner.

Fabrikat	Känslighet (mV/mm/s)	Mätområde (Hz)
ABEM 20 4010	20	4,5 - 1000
G3/003 SM-4/7	30	10 - 200

Mätdata registrerades av en datainsamlingsenhet SONY DAT PC 216 Ax med 16 mätkanaler, kopplad till en PC. Mätssystemet har följande tekniska egenskaper, Tabell 2.

Tabell 2. Mätssystem och datainsamling.

Bandbredd:	0 - 20 kHz
Upplösning:	16 bitar
Mätområde:	0,5-20 volt
Läshastighet:	6kHz-48 kHz
Mjukvara:	SONY SCAN PCIF

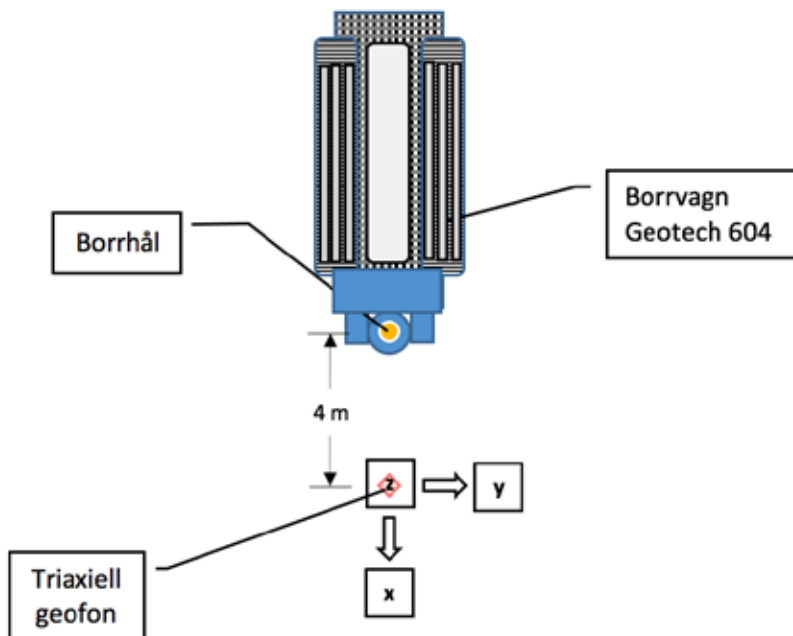
Vibrationssignalerna registrerades med en 16-kanalig datainsamlingsenhet, Figur 3.



Figur 3. Datainsamlingsenhet, typ SONY DAT PC 216 Ax.

2.4 Mätförfarande

Inledningsvis utfördes de seismiska mätningarna med triaxiella geofoner och accelerometrar på olika avstånd (1, 2, 4, 8 och 12 m) från borrhålet. Svängningshastigheten mättes med geofoner medan accelerometrar mätte accelerationen, som integrerades för att erhålla motsvarande svängningshastighet. Eftersom det inte fanns märkbara skillnader användes vid utvärdering och uppföljande mätningar endast geofoner. Analysen av de inledande mätningarna visade att avståndet endast har marginell betydelse för signalens utseende och avståndet 4 m från borrhålet ansågs mest lämpligt då hänsyn tas till alla aspekter, Figur 4.



Figur 4. Mätanordning vid akustisk Jb-sondering med vibrationsmätningarnas riktningsbeteckning.

I Figur 5 visas mätupställningen av en borravn typ Geotech med en triaxiell geofon och en triaxiell accelerometer på 4 m avstånd från borrhålets punkt.

2.5 Redovisning av mätresultat

Vid Jb-sonderingen registrerades kontinuerligt vibrationssignalen (svängningshastigheten) i tre riktningar (x, y och z) som funktion av tiden. Under de inledande mätningarna registrerades borrhålets djup manuellt vid olika tidpunkter. Vid den sista försöksplatsen (Åkersberga) kunde vibrationssignalen synkroniseras direkt med mätning av borrhålets djup från

borrighen. Följande parametrar utvärderades utifrån resultaten av mätningarna:

1. Svängningshastighetens maximalvärde (mm/s) som funktion av tiden eller djupet.
2. Svängningshastighetens variation (mm/s) med tiden under utvalda tidsperioder (ca 5 sekunder).
3. Frekvensspektra för utvalda tidsperioder enligt (2) inom utvalda frekvensintervall (0 till 50 respektive 100 Hz).
4. Spektrogram som visar vibrationernas frekvensinnehåll som funktion av tid eller djup, där höga spektralvärden av amplituden visas i ljus färgton (gult och rött) och låga värden i mörkblått.



Figur 5. Seismiska mätningar i Åkersberga med triaxiell geofon och triaxiell accelerometer på 4 m avstånd från borrhölet.

Akustiska mätningar vid Jb-sondering utfördes på tre mätplatser i Stockholmsområdet - Hägernäs, Råsunda och Åkersberga. Resultaten från dessa mätningar redovisas nedan.

3. MÄTNINGAR HÄGERNÄS

Geotekniska förutsättningar

De seismiska mätningarna utfördes i samband med Jb-2 sondering. Utöver Jb-sonderingen fanns inga resultat från andra geotekniska undersökningar (provtagning eller viktsondering) tillgängliga. Den geologiska beskrivningen av området anger sandig och grusig jord ner till ca 10 – 15 m djup, som överlagrar morän på berg, Figur 6.



Figur 6. Geologisk karta över undersökningsområdet Hägernäs; för Jb-sondering användes en bormaskinen av typ Geotech.

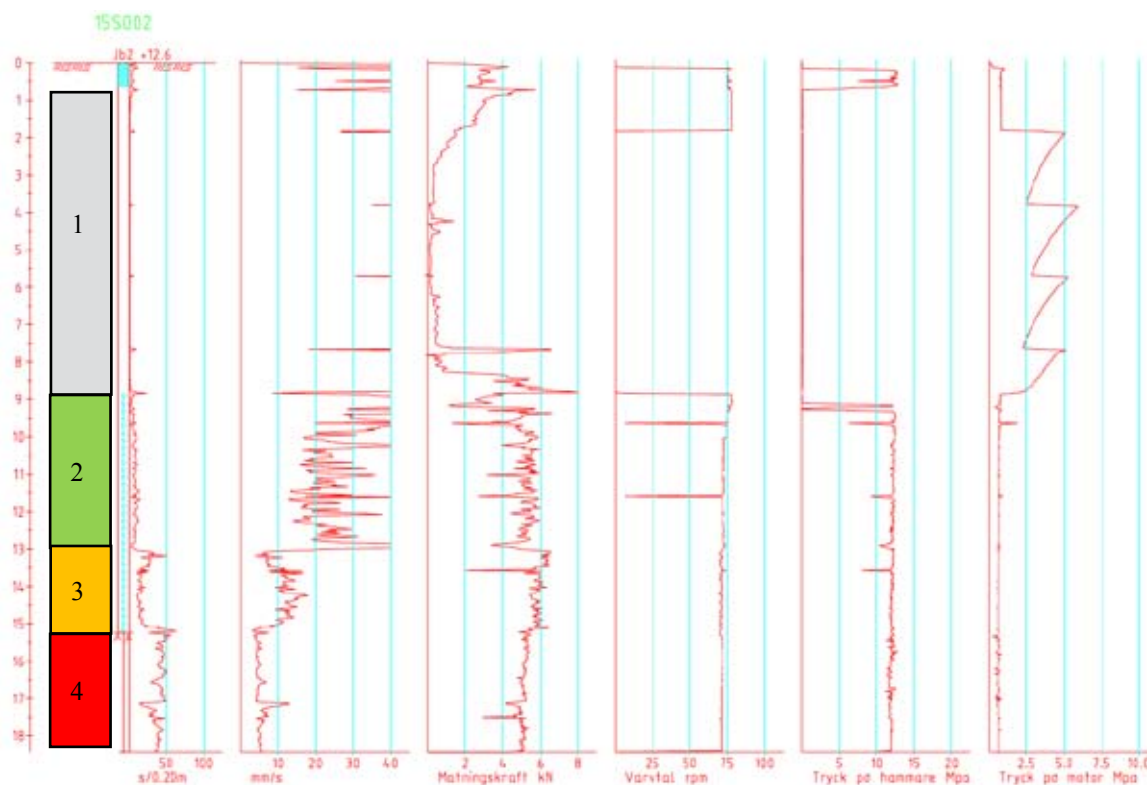
3.1 Jb-sondering

Seismiska mätningar utfördes i samband med Jb-sonderingar, typ 2 och vattenspolning. Ett typiskt exempel är borrhål 15S002 som visas i Figur 7. Under en ca 1 m tjock fyllning och ca 8,5 m av sandig jord (1) påträffades ett gruslager (2) ner till ca 13 m djup. Därefter följde morän (3) som på 15,2 m djup övergick i berg (4). Boringen avslutades på 18,2 m djup, dvs. tre meter i berg.

I det lösa sandlagret (1) var matningskraften och bormotståndet lågt och sjunkningshastigheten > 40 mm/s. Av varvtalsregistreringen framgår att slagboringen utfördes mellan 0 och 2 m, samt från 9 m djup. I gruslagret (2) märks en svag ökning av bormotståndet och sjunkningshastigheten sjönk till mellan 20 och 40 mm/s. Matningskraften varierade mellan 4 och 6 kN. En märkbar ökning noteras när borren penetrerar moränen (3). När boringen nådde berg (4) ökade bormotståndet och sjunkningshastigheten minskade. Matningskraften var 5 kN.

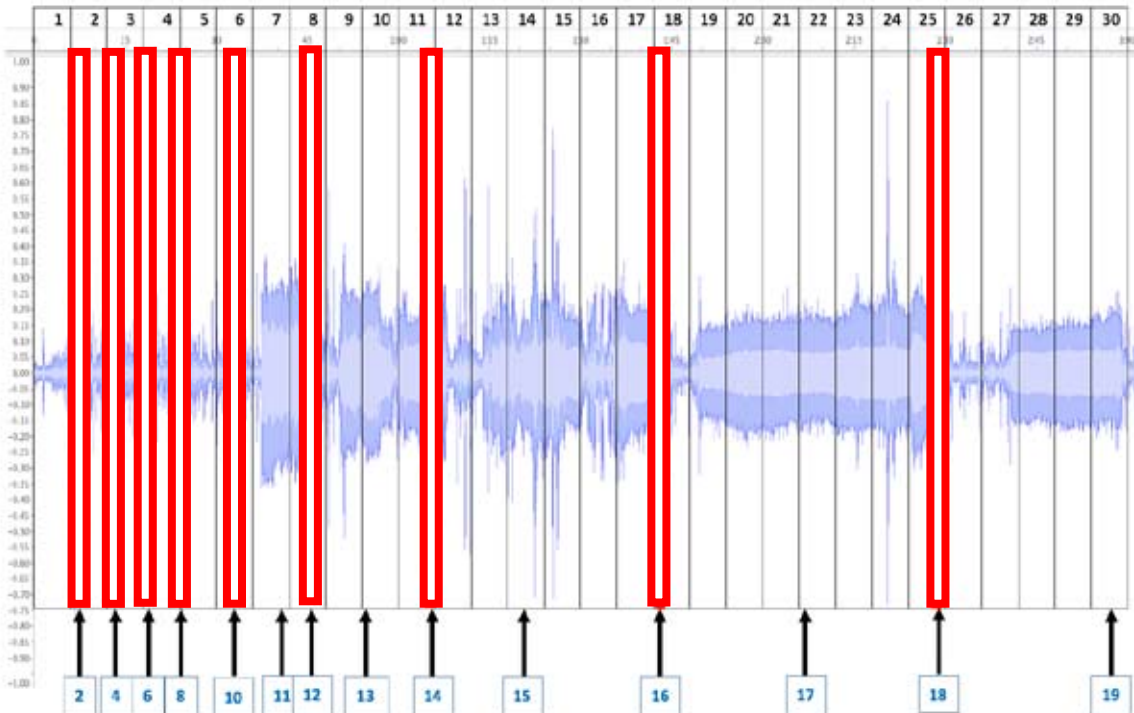
3.2 Seismiska mätningar

Analysen av de seismiska mätningarna visar att avståndet mellan borrhålet och mätpunkten inte påverkar vibrationssignalens utseende. Däremot så minskar signalstyrkan med ökande avstånd. Alla borrhål gav liknande seismiska signaler i respektive jordlager. Därför begränsas analysen i denna rapport till mätningen från borrhål 15S002.



Figur 7. Resultat av Jb-2 sondering, borrhål 15S002. Materialbeskrivning enligt borrhållsledare: 1: sand, 2: grus, 3: morän, 4; berg.

I Figur 8 visas den vertikala svängningsamplituden (mm/s) som funktion av tiden (minuter). Eftersom svängningshastigheten registrerades som funktion av tiden och inte av djupet, har djupintervaller indikerats längs tidsskalan. I diagrammet indikeras tidpunkten för byte av borrhållstänger i rött, som generellt tog kort tid och bedöms inte ha påverkat mätresultaten. Sonderingen till 18 m tog 30 minuter. Vid borrhållning genom den ytliga fyllningen (0 – 1 m) genereras märkbara vibrationssignaler. Borrhållningen genom den lösa sanden från 1 till ca 9 m utfördes utan hammarslagning och tog ca 5 minuter och vibrationsnivån är låg. På 9 m djup aktiverades hammarslagningen och vibrationsamplituden ökar markant. Vibrationsamplituden varierar beroende på de genomborrade jordlagrens motstånd. Vid borrhållning i berg gjordes kortare uppehåll i borrhållningen, där vibrationsamplituden sjunker.



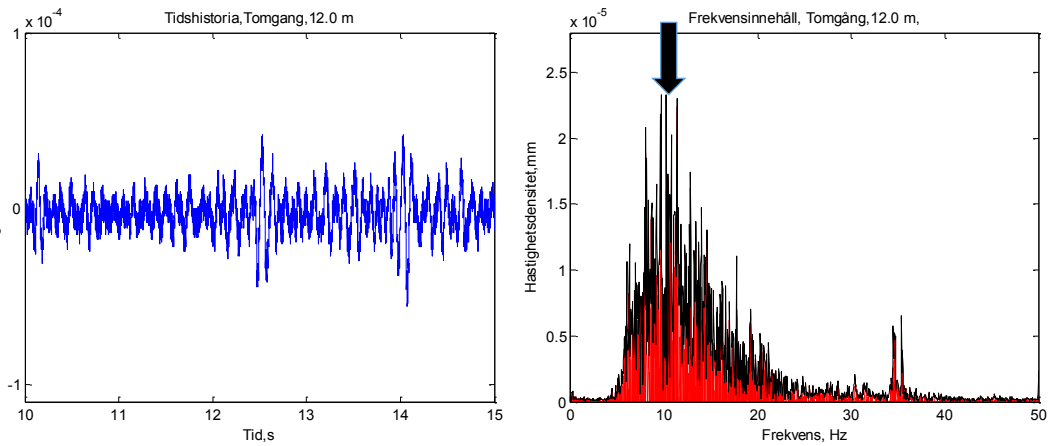
Figur 8. Vibrationshastighetsamplituden (svängningshastighet i mm/s) som funktion av tiden, som redovisas längs den övre horisontalaxeln (minuter). Borrhålsdjupet (m) indikeras längs den nedre horisontalaxeln. Byte av borrhålsstänger (varje 2 m) har markerats i rött.

3.3 Frekvensinnehåll

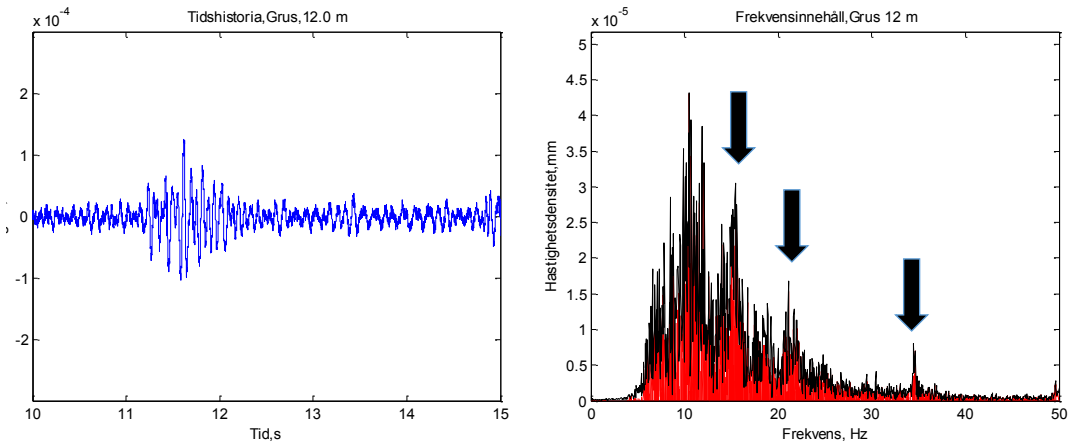
Frekvensinnehållet av en seismisk signal är en bättre indikator av det genomborrade materialets mekaniska egenskaper. Analysen av ett stort antal frekvensanalyser visar att den bästa informationen erhålls från frekvensspektra inom intervallet 0 – 50 Hz. Typiska signaler valdes ut från följande borrhålsfaser: tomgångskörning utan borrhålsstänger, borrhålsstänger i grus (2), morän (3) och berg (4). Figur 9 till 12 visar svängningsförlopp (mm/s) och tillhörande frekvensspektra (0 – 50 Hz) för olika borrhålssekvenser. Den vertikala svängningshastigheten mättes på 12 m avstånd från borrhålet under tidsperioder av 5 sekunder.

3.4 Spektrogram

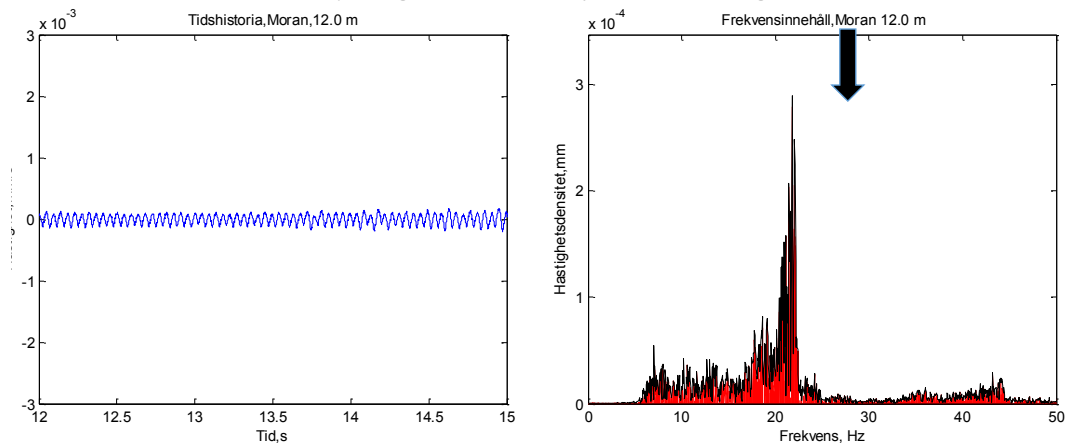
Variationen av vibrationers frekvensinnehåll kan åskådliggöras medels spektrogram, som visar variationen av vibrationers frekvensinnehåll som funktion av tid. Höga spektralvärden av amplituden visas i ljus färgton (gult och rött) och låga värden i mörkblått. I Figur 13 jämförs variationen av svängningshastigheten Figur 8 med ett spektrogrammet som funktion av tiden enligt för hela borrhålsförloppet (30 min).



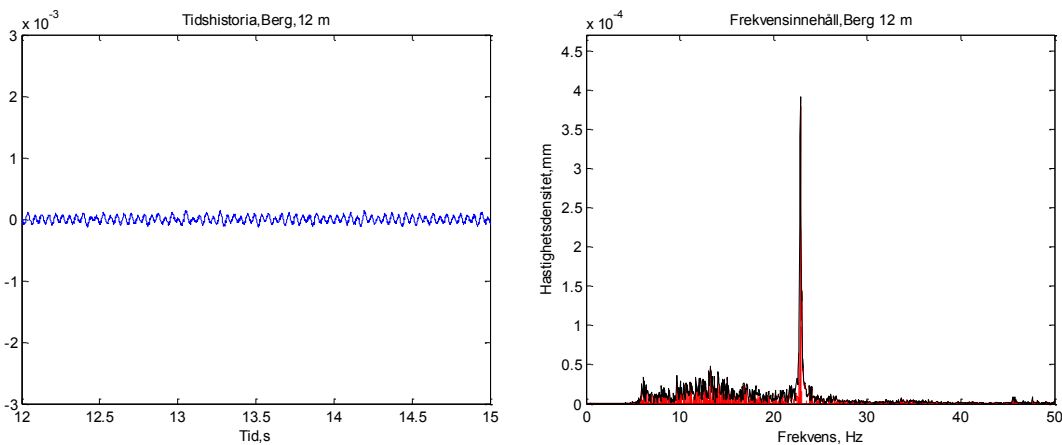
Figur 9. Brus vid tomgång – vertikal svängningshastighet (m/s) och frekvensspektrum. Bakgrundsbruset är starkast inom intervallet 8 – 15 Hz.



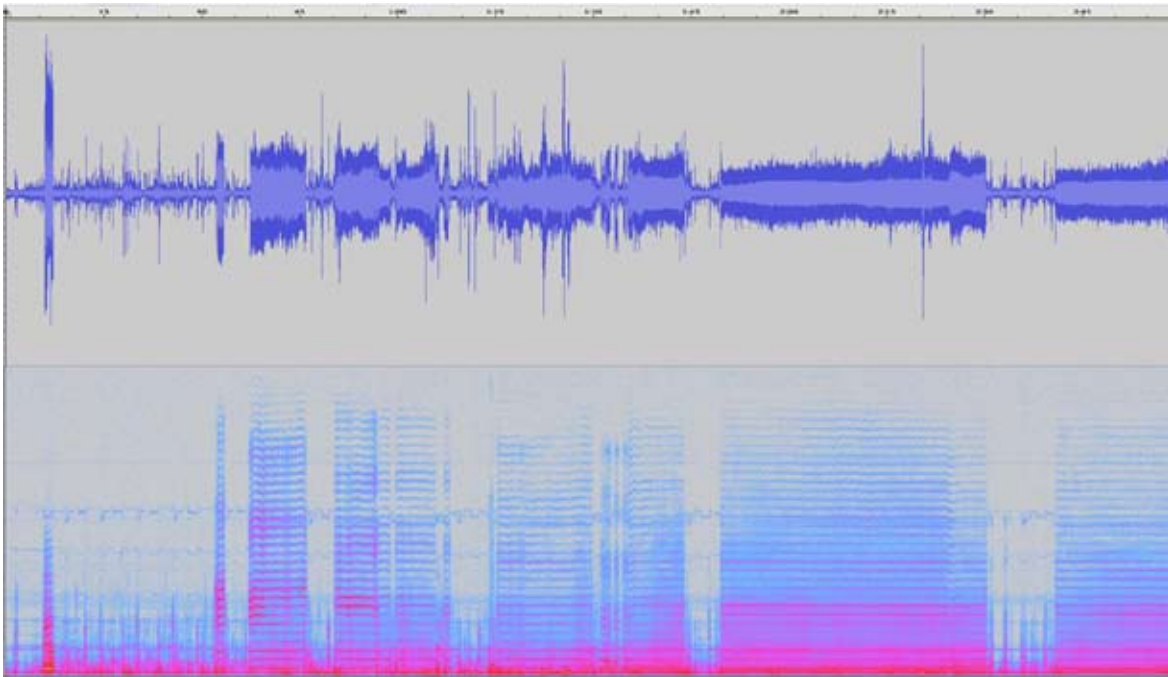
Figur 10. Borrning i grus (2) - vertikal svängningshastighet (m/s). Vibrationsamplituden varierar något under borrningen. Utöver bakgrundsbruset tillkommer en tydlig vibrations-förstärkning vid 15 och 22 Hz.



Figur 11. Borrning i morän (3) - vertikal svängningshastighet (m/s). Vibrationssignalen i morän är jämn. En markant ökning av vibrationsamplituden kan noteras vid 22 Hz. Observera den ökade amplitudskalan för svängningshastigheten.



Figur 12. Borrning i berg (4) - vertikal svängningshastighet (m/s). Vibrationssignalen i berg är relativt konstant. Vid 22 Hz (motsvarande hammarens slagningsfrekvens) inträffar en kraftig förstärkning av vibrationsamplituden.



Figur 13. Jämförelse mellan svängningshastighet och frekvensens energiinnehåll (0 – 50 Hz) som funktion av borrhingsförloppet (30 min).

Det finns tydliga samband mellan variationen av svängningsamplituden och frekvensinnehållet. Frekvensspektrumet ger dock mer information och är därför mer lämplig för identifiering av olika jord- och bergmaterial.

4. MÄTNINGAR RÅSUNDA

4.1 Geotekniska förutsättningar

Mätningarna utfördes på PEABs arbetsplats (kv. Lagern) inom tidigare Råsunda fotbollsstadion. Medan de seismiska mätningarna utfördes pågick påslagning på ca 90 m avstånd, som i viss mån kan ha påverkat de seismiska mätningarna. Geotekniska undersökningar utfördes inom området för att kartlägga jordlagerföljden. Markytan finns på nivå ca +8 m. De akustiska mätningarna utfördes i två punkter (8 och 9). Avståndet mellan punkterna är ca 22 m. Jb-totalsondering motsvarar Jb-2 med tillägget att man har infört ett statistiskt skede med avslagen hammare och spolning samt konstant rotations- och sjunkhastighet. Vid Jb-totalsondering registreras följande parametrar: 1. djup, 2. bormotstånd och sjunkningshastighet, 3. matningskraft, 4. hammartryck, 5. rotationstryck (tryck på vridmotorn) alt. vridmoment, 6. Rotationshastighet.

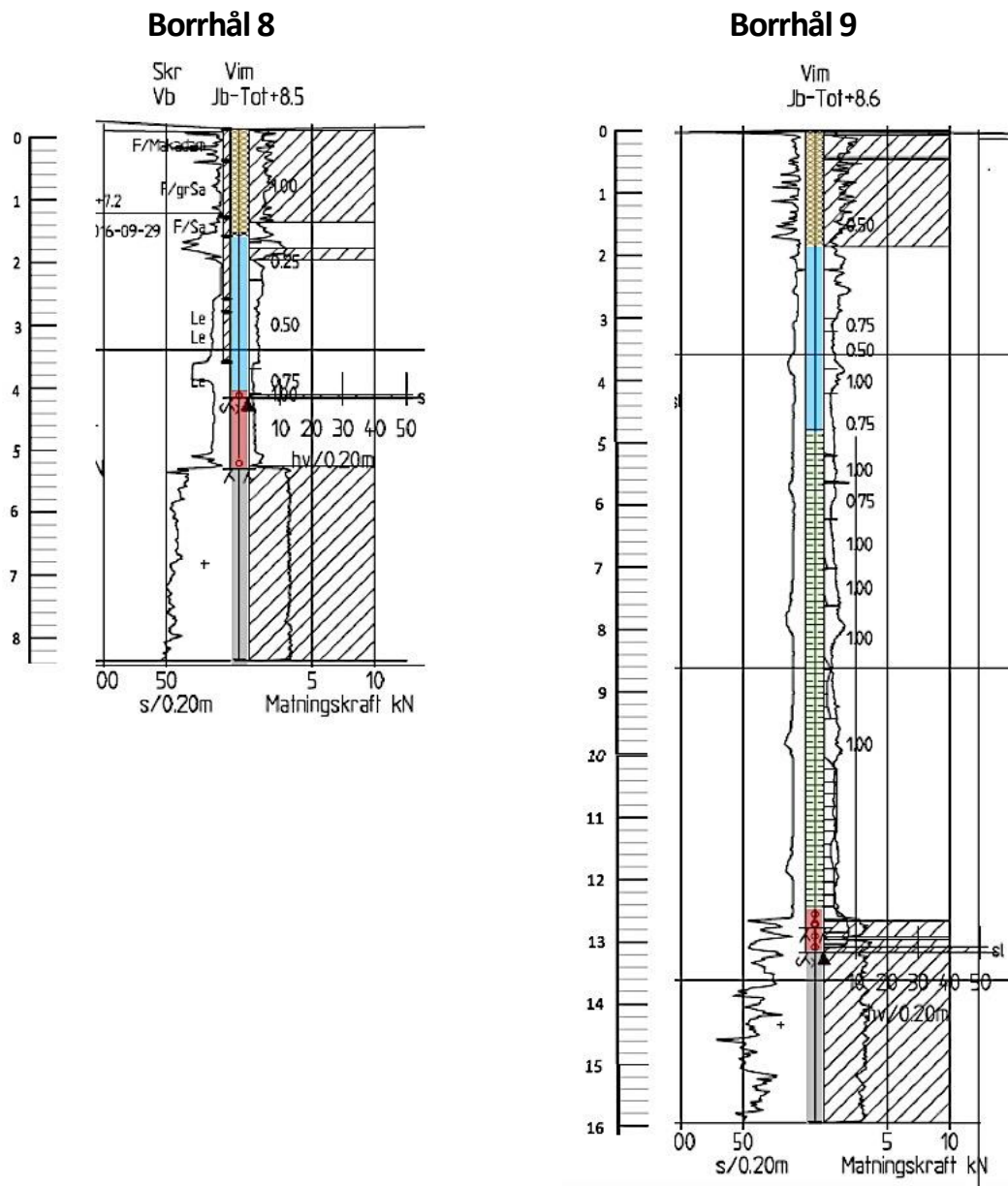
Resultaten från Jb-totalsondering redovisas i Figur 14. Det översta jordlagret består av ca 1,5 till 2 m mäktig fyllning (makadam och grusig sand). Därunder följer ett ca 2,5 m tjockt lerlager. På 4 m djup påträffas i borrhål 8 förmodligen uppsprucket berg. I borrhål 9 påträffas ett 7,5 m mäktigt lager av silt, som inte finns i borrhål 8. Bergkontakt indikeras i borrhål 8 på 4,5 m djup. I borrhål 9 finns ett 0,5 m tunt moränlager ovanför berg på 13 m djup. Borrningen avslutades efter ca 3 m borrning i fast berg.

4.2 Jb-totalsondering

Jb-totalsonderingarna utfördes i borrhål 8 och 9. Tidpunkten då skarvningen eller borrhåll inträffade, registrerades. Borrstängerna skarvades generellt med 2 m intervall. I borrhål 9 inträffande vid två tillfällen (1,8 m och 13,8 m) avbrott med lyft av borrstängerna. Borrningen i borrhål 8 till 8,2 m djup tog totalt 26 minuter, och i borrhål 9 till 15,8 m totalt 45 minuter.

4.4 Svängningshastighet

Svängningshastigheten registrerades kontinuerligt under borrningen. Vid mätningarna i Råsunda fanns inte synkroniseringsfunktionen mellan tid och djup tillgänglig. Därför visas i Figur 15 svängningshastighetens vertikala komponent som funktion av tiden. I tidsdiagrammen har tidsperioder markerats där borrstängerna skarvades. Det bör påpekas att påslagning, som pågick i närheten under vissa borrhållsperioder, kan ha förorsakat markvibrationer och påverkat vibrationssignalerna.

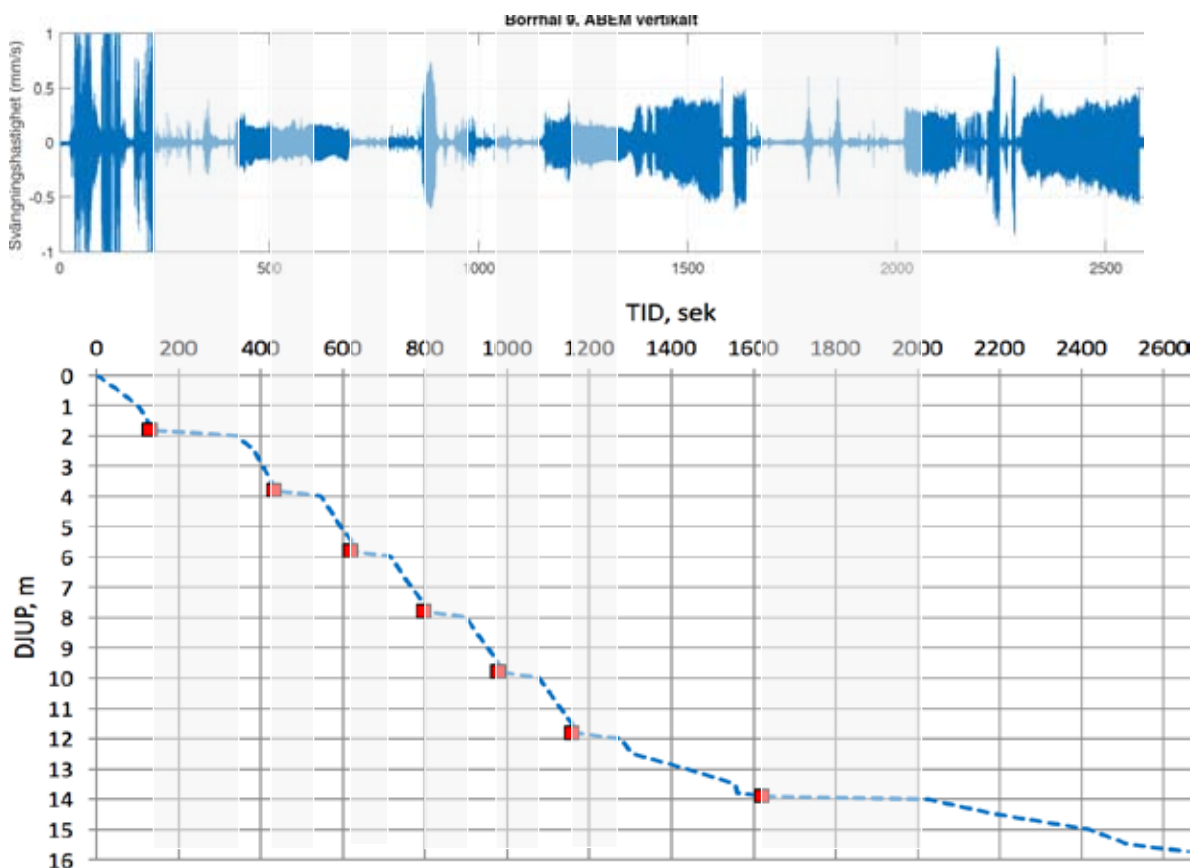


Figur 14. Resultat från Jb-totalsondering i borrhål 8 och 9, vingborrförsök, viktsondering och skruvborrprovtagning (borrhål 8, Råsunda).

Svängningshastigheten är ett mått på den energi som frigörs under Jb-totalsonderingen och ökar med ökande borrhållsmotstånd. Samtidigt minskar svängningshastighetens amplitud med ökande djup.

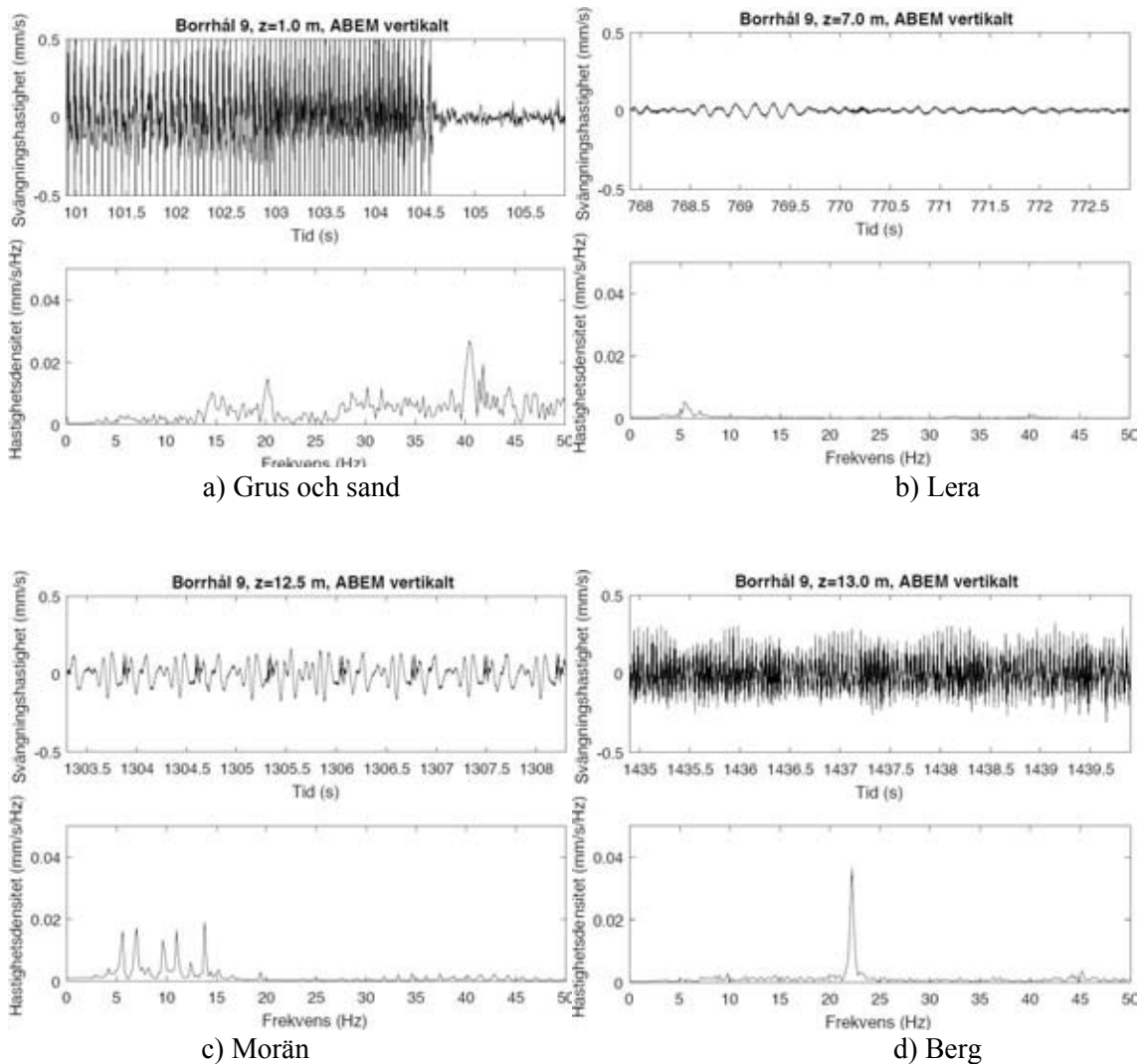
4.5 Frekvensinnehåll

De akustiska signalernas frekvensinnehåll ger värdefull information om de genomborrade jord- och berglagrens egenskaper. Nedan ges exempel på tidssignaler och tillhörande frekvensspektra för borrhål 9, Figur 16.



Figur 15. Svängningshastighet och borrhål som funktion av tiden, borrhål 9. Borrstopp markers i grått.

Hammarens slagfrekvens var ca 1300 sl/min (22 Hz). Vid borring genom den ytliga fyllning, bestående av grus och sand, är den vertikala svängningshastigheten ca 0,5 mm/s och frekvensspektrumet brett, med maximalvärden omkring 22 Hz och 40 Hz. Vid borring genom lera är svängningsamplituden mycket liten och tyder på mycket lågt sonderingsmotstånd. Vid borring genom morän ökar vibrationsamplituden med dominerande frekvenser mellan 5 och 15 Hz. Vid borring i berg framträder en mycket tydlig skillnad i svängningssignalens utseende. Vibrationsamplitudens styrka ökar och frekvensspektrumet visar en tydlig spets vid 22 Hz, som motsvarar hammarens slagfrekvens.



Figur 17. Vertikal svängningshastighet och frekvensspektra i borrhål 9 på 1 m 7 m, 12,5 m och 13 m djup.

5. MÄTNINGAR ÅKERSBERGA

En målsättning med mätningarna i Åkersberga var att kunna synkronisera vibrationsmätningen med borrhåljet, vilket har varit möjligt genom den av Geotech framtagna mjukvaran. För att kunna undersöka tillförlitligheten av mätsystemet användes en triaxiell geofon och en triaxiell accelerometer, samt en kanal för borrhålsmätning.

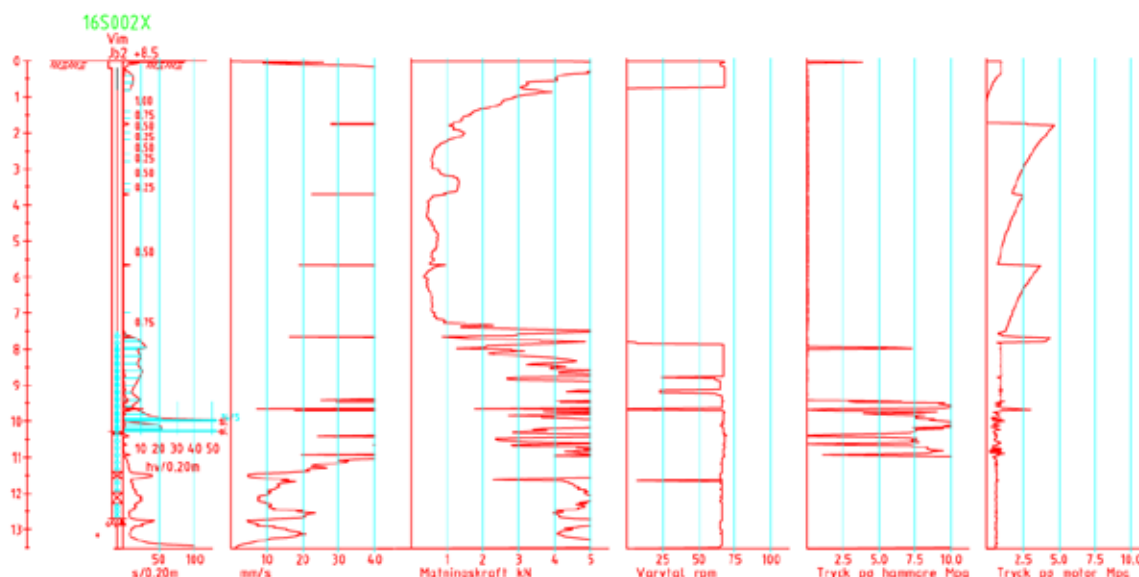
5.1 Geotekniska förutsättningar

Seismiska mätningar utfördes i samband med Jb2-sonderingar S001 och S002, men endast resultaten från Jb-sondering i borrhål S002 visas i Figur 18. I respektive borrhål utfördes också viktsonderingar. Enligt viktsonderingen i borrhål S001 finns närmast markytan torrskorpelera som på 2,5 m djup

övergår i lös lera. Under lerlagret förkommer på 7,5 m djup ett ca 3 m mäktigt lager av friktionsjord (morän?). Viktsonderingen avbröts på 11 m djup.

5.2 Jb-sondering

Jb-sonderingen visar att matningskraften varierar närmast markytan mellan 2 och 3 kN men sjunker i den lösa leran till 1 kN. På 7,5 m djup ökar matningskraften från 1 till 5 kN. Motorns varvtal ökas på 8,5 m till 70 rpm. Berg påträffas på 11 m djup där sjunkningshastigheten avtar markant till ca 5 mm/s. Motsvarande borrhett ökar från nära 0 till ca 40 s/0,20 m. På 13,8 m djup ökar sjunkningshastigheten markant (30 mm/s) en svaghets-skikt (sprickzon?). I den närbelägna borrhettens S 002 påträffades liknande förhållanden som i S 001.



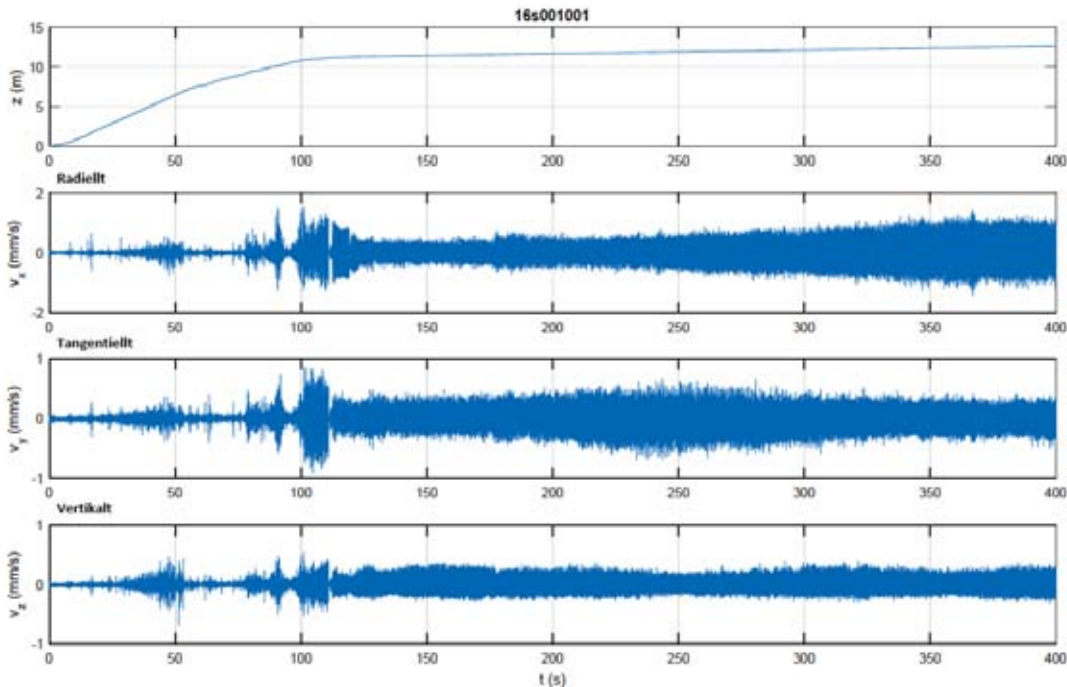
Figur 19. Resultat från Jb2-sonderingar och viktsonderingar, Åkersberga - Borrhett S002.

Vid de seismiska mätningarna registrerades svängningshastigheten medels en triaxiell geofon på 4 m avstånd från borrhettens. Signalen från den triaxiella accelerometern omvandlades genom integration till svängningshastighet. Eftersom accelerometern gav samma resultat som geofonen (dock med något högre brusnivå) redovisas inte dessa resultat. Till skillnad från tidigare mätningar registrerades samtidigt med vibrationsmätningen också borrhettens. Under skarvningsperioden avbröts vibrationsmätningen.

5.4 Svängningshastighet

Vibrationsmätningarna utfördes medels en triaxiell geofon och en triaxiell accelerometer. Svängningshastigheten som erhöles från integrationen av accelerationen var i god överensstämmelse med geofonens registrering.

Därför redovisas i denna rapport endast svängningshastigheten som erhålls från geofonerna. I Figur 20 visas registreringarna från borrhål S002.



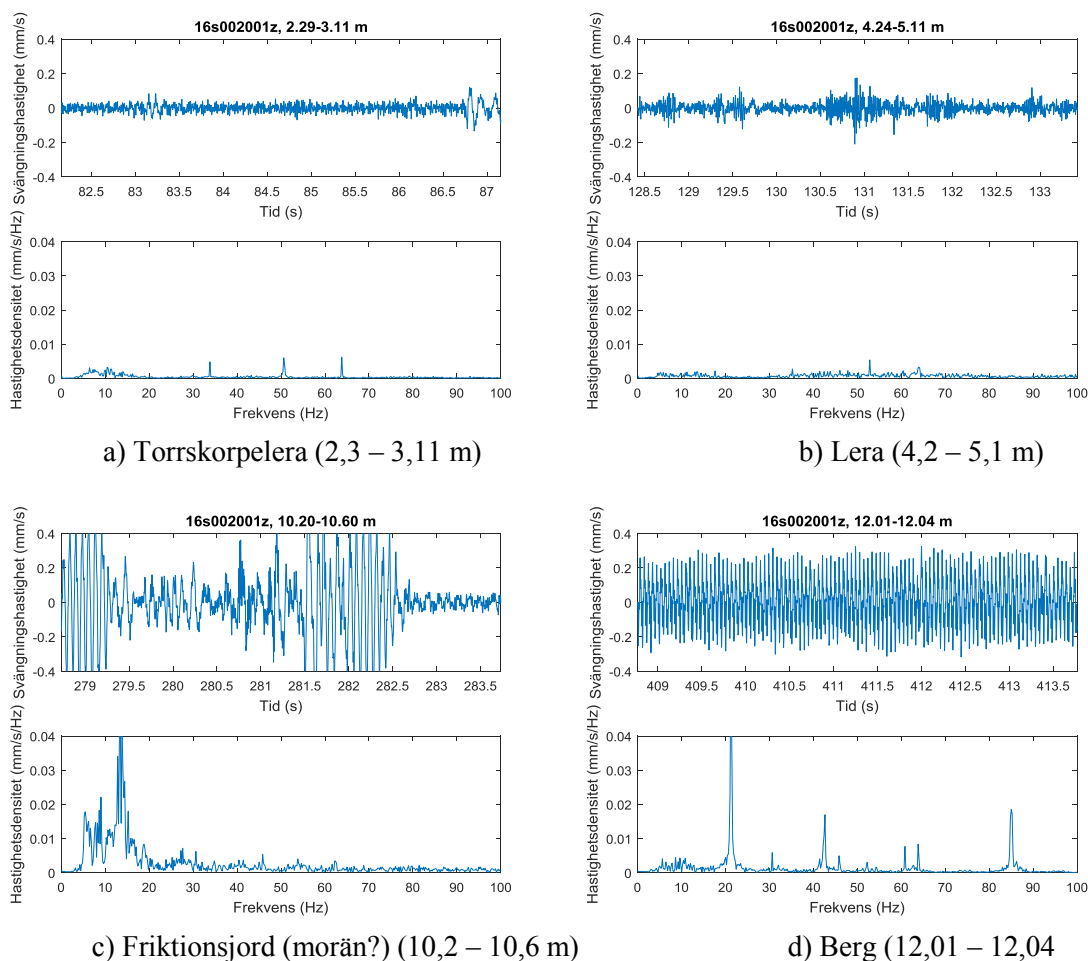
Figur 20. Svängningshastighet i tre riktningar samt borrhåldjup som funktion av tiden (s) i borrhål S002. Skarvingsperioderna är bortklippta.

Överst i diagrammet finns borrhåldjupet som funktion av tiden. Sedan visas den radiella (x), transversala (y) och vertikala (z) vibrationskomponenten av svängningshastigheten. Mätningarna pågick i båda punkter under ca 400 sekunder (7 minuter). Vibrationerna under skarvningen är borttagna. Observera att olika amplitudskalor har använts vid redovisningen av de radiella, transversala och vertikala svängningshastigheterna.

Svängningshastigheten är låg under de första 100 sekunderna, då den lösa leran penetrerades. Den horisontella svängningshastigheten (x) är större än den vertikala komponenten (z). Detta tyder på att den horisontellt polariserade skjuvvågen ger högre amplituder än den vertikalt polariserade kompressionsvågen.

5.5 Frekvensinnehåll

Nedan ges exempel på tidssignaler och tillhörande frekvensspektra på utvalda djup för borrhål S002, Figur 21. Frekvensanalysen har utförts för en tidsperiod med varaktighet av 5 sekunder. I diagrammen anges djupintervallet för respektive registrering.



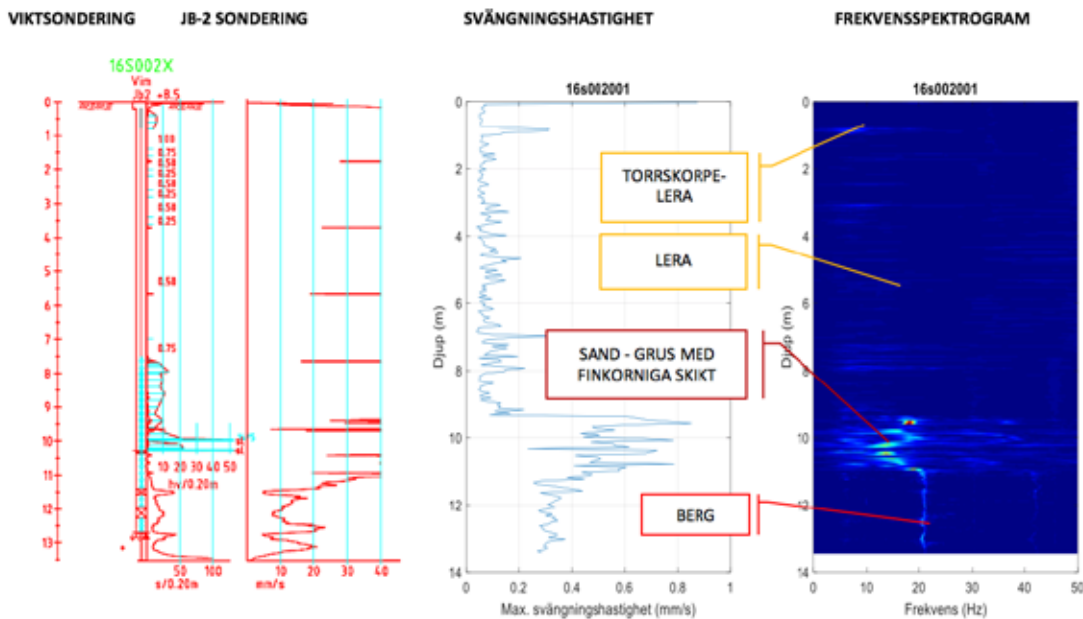
Figur 21. Vertikal svängningshastighet och frekvensspektra i borrhål S002. Notera att frekvensintervallet omfattar 0 – 100 Hz.

Analysen av vibrationssignalernas frekvensinnehåll visar på tydliga variationer som beror på det genomborrade materialets egenskaper. I torrskorpelera och lera är svängningshastigheten svag och de dominerande frekvenserna ligger inom intervallet 5 – 50 Hz. I dessa jordlager är de seismiska mätningarna osäkra. När borrhningen når friktionsjorden (morän?) ökar svängningshastigheten och en tydlig dominerande frekvens uppstår omkring 10 – 15 Hz. Vid borrhning i berg motsvarar den dominerande frekvensen (21 Hz) hammarens slagningsfrekvens (1250 rpm).

5.6 Spektrogram

Genom synkroniseringen mellan borrhdjupsmätning och svängningshastighetens tidsförlopp har det varit möjligt att redovisa variationen av olika vibrationsparametrar (svängningshastighet och frekvensinnehåll) som funktion av djupet. I Figur 22 jämförs sonderingsresultaten med de seismiska mätningarna. De seismiska mätningar

visas som maximal svängningshastighet (mm/s) och frekvensspektrum. I spektrogrammen anges höga spektralvärden (svängningshastighetsamplitud) i ljus färgton (gult och rött) och indikerar att vibrationer uppmäts vid de frekvenserna. Låga värden visas i mörkblått och betyder att vibrationssignalerna inte innehåller dessa frekvenser. Frekvensintervallet omfattar 0 till 50 Hz. Utgående från den geotekniska informationen, som baserats på tolkningen av viktsonderingsresultaten har även jordlagerföljden markerats.



a) Viktsondering b) Jb-sondering c) Svängningshastighet d) Frekvensspektrum

Figur 22. Redovisning av seismiska mätningar vid Jb-2 sondering i borrhål S002.

6. SLUTSATER

Resultaten från seismiska mätningar från två försöksplatser (Råsunda och Åkersberga) bekräftar erfarenheterna från den första undersökningsetappen. Tre komponenter av svängningshastigheten på 4 m avstånd från en Jb-borrpunkt ger värdefull information om det genomborrade jord- och bergmaterialet.

Ett viktigt steg i projektet har varit att synkronisera mätningen av de seismiska parametrar med borrhjupet. Därigenom har det varit möjligt att vid mätningarna i Åkersberga direkt jämföra borrrparametrar med seismiska mätvärden.

Vibrationsamplituden minskar med ökande borrhjup; samtidigt tilltar svängningshastigheten med stigande bormotstånd. I lera är vibrationsamplituden mycket låg men ökar vid borrhjup genom friktionsjord, morän och i berg.

Det mest tillförlitliga seismiska mätvärdet för att identifiera det genomborrade materialet är vibrationssignalens frekvensinnehåll inom frekvensintervallet 0 till 50 Hz. Frekvensanalyser kan utföras för korta tidsintervaller (ca 5 sekunder). En effektiv metod att redovisa variationen av vibrationsfrekvensen är genom frekvensspektrogram, där Jb-sonderingens olika parametrar kan direkt jämföras med vibrationssignalens frekvensinnehåll över hela borrhjupet.

Slutsatsen från de seismiska mätningarna i etapp 1 och 2 är att mätningen av vibrationssignalens tre komponenter ger kompletterande information om det genomborrade materialets material- och hållfasthetsegenskaper. Med ytterligare mätningar vid varierande markförhållanden kan praktiskt tillämpbara riktlinjer utvecklas för att identifiera jordlager och dess egenskaper med hjälp av seismiska mätningar. Eftersom vibrationsmätningarna utförs bredvid borrhjupen kan kompletterande information på detta sätt insamlas utan att störa borrhjupningen.

7. SLUTORD

Projektet har finansierats genom anslag från SGF. Ett stort tack riktas till Dr. Mehdi Bahrekazemi, SGFs Markvibrationskommittén och Gunilla Franzén, ordförande SGF, för stöd och uppmuntran. Geotech har utvecklat synkroniseringsprogrammet. De geotekniska undersökningarna i Åkersberga har utförts av SWECO och i Råsunda av Cowi. Ett stort tack riktas till Mats Tingström, Geotech AB, Nils Lindqvist, SWECO och Michael Lindberg, Cowi. Alexander Bergström, Peab Sverige AB har möjliggjort mätningarna i Råsunda. De seismiska mätningarna har utförts med stor kompetens av Kent Allard, Metro Metrik och Kent Lindgren, KeLi Mätteknik.

4 REFERENSER

- Massarsch, K. R. 1986. Acoustic Penetration Testing, International geotechnical seminar on field instrumentation and in-situ measurements, 4, Singapore, Nov. 1986. Proceedings, s. 71 -76.
- Massarsch, K. R. 2013. Introduction to Discussion Session 1.1 Field Investigations. European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 15: Geotechnics of Hard Soils - Weak Rocks, Athens, 12-15 September, 2011. Proceedings, Vol. 5. pp. 257 - 264.

- Massarsch, K.R. 2014. Cone Penetration Testing - A Historic Perspective. Proceedings, Proceedings of 3rd International Symposium of Cone Penetration Testing, CPT14. Edited by P.K. Robertson and K.L. Cabal, May 13-14, 2014, Las Vegas, Nevada, USA. Printed by Omnipress; ISBN: 978-0-615-98835-1, Paper # KN-4, s. 97-134.
- Massarsch, K.R. 2016. Akustisk JB-sondering; Resultat från etapp 1. SGF Notat 1:2016. Svenska Geotekniska Föreningen (SGF), Linköping 2016. 15 p.
- SGF. 2012. Metodbeskrivning för Jord-bergsondering. Utförande, utrustning och kontroll. Svenska Geotekniska Föreningen SGF rapport 2:99, Linköping 2012, 90 s.
- SGF. 2015. Förbättrad utvärdering av resultat från jord bergsondering /MWD, Svenska Geotekniska Föreningen SGF rapport 1:2015, Linköping 2015, 127 s.

FÖRFATTARE

K. Rainer Massarsch, Geo Risk & Vibration Scandinavia AB, Bromma
rainer.massarsch@georisk.se

Carl Wersäll, Jord och bergmekanik, KTH, Stockholm
carl.wersall@byv.kth.se



STOCKHOLM NORVIK HAMN

Håkan Eriksson & Sölve Hov, GeoMind

Sammanfattning

Stockholm växer kraftigt, sjötrafiken får allt större fartyg och EU önskar av miljöskäl en större andel av godstransporter via sjövägen. Stockholms Hamnar AB bygger därför just nu en ny godshamn vid Nynäshamn för att möta dessa behov. Fullt utbyggd blir hamnen ca 44 hektar uppdelat på en containerdel, som kopplas till järnvägsnätet, och en ro-rodel med rullande godstrafik. Containerverksamheten kommer att drivas av Hutchison Ports, en av världens största terminaloperatörer. Hamnen planeras öppnas vid årsskiftet 2019/2020. GeoMind är Stockholm hamnars geotekniska rådgivare och projekterar och följer upp samtliga geotekniska förstärkningsarbeten.

Den större delen av området för planerad hamnplan var tidigare en havsvik. Genom utfyllnader av sprängsten på 1980-talet togs ca 30 ha ny mark i anspråk. Genom utfyllnaden, som utfördes med ändtippning, skapade man två relativt stora inneslutna lerområden av den ursprungliga leran under sjöbotten. I de centrala delarna i lerområdena går leran i dagen, medan den i de yttre delarna överlagras av sprängstensfyllningen. Lerans mäktighet är som mest ca 30 m. I övrigt består hamnplansområdet av sprängsten till djup upp till ca 25 m. Sprängstenen innehåller fraktioner från sand till flera meter stora block.

Längs kajlinjen och i läge där ny mark tas i anspråk för hamnplanen utförs muddring av jord och berg till stora djup. Muddringen utförs som grävuddring. Kajkonstruktionen byggs delvis med påldäck, dels med över 11 m höga prefabricerade stödmursegment som ställs på en undervattenpackad återfyllning med en mäktighet upp till omkring 20 m. Toleranserna på rörelser för stödmurarna är låga. Fyllningen packas därför med fallvikt under vatten, vilket även internationellt är ovanligt. Mycket utvecklingstid läggs således på projektering och uppföljning av packningen.

För resterande områden inom hamnplan planeras och utförs flera typer av jordförstärkning. Val och dimensionering av förstärkningarna har huvudsakligen styrts av långtidssättningar och mycket höga krav på differenssättningar, särskilt för containerverksamheten. I områden med enbart sprängsten utförs inom vissa områden förbelastning, här kallade överlaster, och inom andra områden fallviktspackning. Val av metod grundas dels på

tekniska förutsättningar, dels på logistiska förutsättningar kopplat till den stora mängden masshantering inom projektet. För masshanteringen är NCC huvudentreprenör.

Fallviktspackningen utförs med en 20 tons fallvikt och med fri fallhöjd 20 m. Detta ger beräkningsmässigt ett maximalt packningsdjup av 8 – 12 m. Packningen följs upp med pglar installerade på olika djup, inklinometrar, scanning av markyta före och efter packning samt med accelerometrar installerade på fallvikten.

Dimensionering av överlasterna och fallviktspackningen baseras i stor grad på utförda fältförsök inklusive provbankar som utfördes för ett antal år sedan. Dessa storskaliga försök har varit oerhört värdefulla i dimensioneringsarbetet, särskilt då beräkningsmetoder kopplat till krypning i friktionsjord och packningseffekt av fallvikt är förknippade med stora osäkerheter.

Leran i de inneslutna lerområdena förstärks med kalkcementpelare där leran går i dagen, och med jetpelare där sprängstenen överlagrar leran. Förstärkningen utförs som en utförandeentreprenad med Hercules-Trevi Foundation som huvudentreprenör och med dmixab som underentreprenör för kalkcementpelarna.

Kalkcementpelare, 800 mm i diameter, installeras med drygt 70 % täckningsgrad i ett mönster för att bibehålla stabilitetsförhållanden under produktion och uppfyllnad. Inblandningsmängden är 100 kg/m³ och består av en blandning av 70 % cement och 30 % LKD (restprodukt från kalktillverkning). Den totala längden pelare är ca 200 000 längdmeter. Kontroll av pelarnas hållfasthet görs med FKPS och jb-totalsondering.

Jetpelare installeras efter att foderrörsborring utförts genom sprängstensfyllningen som har mäktigheter upp till ca 25 m ovan leran. Jetpelarna installeras singulärt med 2,5 m centrumavstånd och har projekterats med 1,5 m diameter och 2 MPa i tryckhållfasthet. Den metod som efter ett stort antal provpelare valdes är ”single fluid” med vattenförskärning. Receptet är cement med vct 1,2 och flödet är drygt 1550 l/m. Med detta erhålls en pelare med 1 ton cement per löpmeter pelare. Jetpelarna har dimensionerats för att kunna ta all last från överliggande sprängsten då leran mellan pelarna konsoliderar. Den totala längden pelare är närmare 40 000 m och är Sveriges genom tiderna största jetpelarförstärkningsprojekt.

Jetpelarförstärkningen kontrolleras med kärnprovtagning för diameter och hållfasthet via tryckförsök på laboratorium samt cross-hole seismik.

Jordförstärkningen, inklusive kalkcementpelare, belastas med överlast där sättnings- och portrycksmätningar utförs.

Jordförstärkningen har försvårats av områdesvis starkt varierande markförhållanden där lera och sprängsten är växelvis lagrat. Särskilda utmaningar med jetpelarförstärkningen har varit att hitta rätt uppsättning för att erhålla en acceptabel kombination av pelardiameter och hållfasthet, metod för foderrörsborring genom sprängstenen samt att hitta en lämplig metod för att hitta övergången från sprängsten till lera.

KIRUNAS STADSFLYTT UR ETT GEOTEKNISKT PERSPEKTIV

Tobias Sundqvist & Eric Carlsson, Tyréns AB

Sammanfattning

Järnmalmsbrytningen vid Kiirunavaaragruvan är en livsåder för Kiruna stad. LKAB, vilka är Europas största järnmalmsproducent, bryter cirka 80 000 ton järnmalm per dygn, ungefär motsvarande volymen på ett 12-våningshus. Kiirunavaaramalmen stupar med en 60 gradig lutning in under staden. Genom skivrasbrytning på förnuvarande omkring 1500 meters djup extraheras malmen och en deformationszon skapas vilket innebär markrörelser i dagens Kiruna centrum. LKAB meddelade 2004 att brytningen skulle komma att påverka stadens placering och ytterligare några år senare hade politikerna beslutat sig över en ny placering.

Tyréns blev tidigt anlitate som rådgivare för att kartlägga de utmaningar som finns med den aktuella placeringen och säkerställa att byggnationen av nya Kiruna skulle gå att genomföra. Arbetet startade med en översiktlig kartläggning över de geotekniska förhållandena inom det utpekade området. Nya Kiruna var nu planerat i direkt närhet till befintlig bebyggelsen. Området bestod innan stadsflyttens start av bland annat större skogsområden med skjutbanor, industriområden men framförallt ett gammalt sandmagasin, även kallat slammdam, intill till den nedlagda Tuolluvaaragruvan. Det utpekade området skulle få ett nytt utseende och verka som ny centrumkärna. Just gruvdammen blev snabbt en styrande parameter för det fortsatta arbetet över nya stadens form och funktion. Då sandmagasinet består av gammalt gruvavfall från brytningen vid Tuolluvaaragruvan består marken här av maskinellt framställda sediment med allt från fina lerfraktioner till sand med mäktigheter upp till 10 meter. Sedimenten ligger på ett gammalt myrområde vilket gör att merparten av sandmagasinet är grundlagd på torv som nu är kompakterad av dammens egentyngd.

Ambitionen att kunna grundlägga ytligt på sandmagasinet har gjort att omkringliggande områdens höjdsättning har justerats så att så liten påverkan som möjligt görs på sandmagasinets geohydrologiska förhållanden. Dammen har idag dubbla akviferer och består av sättningsbenägna sediment ovan en torv som vid en grundvattensänkning skulle börja förmultna vilket också resulterar i sättningar. För att undvika en grundvattensänkning, har marken i

stor utsträckning höjts runt dammen. Restriktioner har satts på de framtida kvarteren runt dammen på vilka nivåer de tillåts att påverka grundvattenytan.

Summary

Iron ore mining at Kiirunavaara mine is a life vein of the city of Kiruna. LKAB, which is Europe's largest iron ore producer, mines about 80 000 tonnes of ore per day, roughly equivalent to the volume of a 12-storey building. Kiirunavaara ore dips with a 60 degree inclination in under the city. By sublevel caving, the ore is extracted in for now about 1500 meters depth witch causes a deformation zone that creates ground movements in the current center of Kiruna. LKAB announced in 2004 that mining would affect the city's location, a few years later the politicians decided on a new location of the city.

Tyréns soon became hired as an advisor to map out the challenges with the current location and ensure that the construction of the new Kiruna should go to implement. The work started with a general survey of the geotechnical, geohydrological and environmental conditions within the designated area. New Kiruna was now marked out in close proximity to existing buildings. Before the city transformation began consisted the area of larger forest areas with shooting ranges, industrial areas but especially an old tailings pond adjacent to the disused mine Tuolluvaara. The designated area would get a new look and work like new city center. The tailings pond quickly became a decisive parameter for the continued work of the development plan and the design of the new city's form and function. When the tailings pond consists of old tailings from mining at the mine Tuolluvaara does the ground consist of machine-made sediment with everything from fine clay to sand fractions with depth up to 10 m. The sediments is resting on an old mire, which makes the tailings pond founded on peat that is compacted by the dam's own weight.

The ambition to enable superficially founding on the tailings pond has made the surrounding areas heights has been adjusted minimize the impact on the geohydrological conditions inside the tailings pond. The dam currently has dual aquifers and consists of sediments with high settlement potential above a peat and in a lowering of the groundwater would start to decompose, which results in settlement. To avoid a potential reduction in the groundwater, the ground has largely been raised around the tailings pond and restrictions put on future quarters around the tailings pond at which levels they are allowed to affect the water table locally.

1 INLEDNING

1.1 Kirunas historia

Grubrbrytningen i Malmfälten har en lång historia bakom sig och har varit en förutsättning för utvecklingen av samhällena i både Gällivare och Kiruna. Fyndigheterna i Kiruna finns omtalade så tidigt som i 1600-talets slut. Planerna kring gruvdrift tog flera vändor innan den till slut kunde sättas igång då transportproblemen löste sig. Järnvägen mellan Luleå och Gällivare stod klar 1892 och 7 år senare var sträckningen mellan Gällivare och Kiruna i drift. Utbyggnationen fortsatte därefter till Narvik och första malmtåget mellan Kiruna och slutstationen Narvik gick i november 1902. (Strålberg, 2008)

LKAB eller som bolagets fullständiga namn är Luossavaara Kiirunavaara Aktiebolag bildades 1890. Bolaget har svängt i ägandet med åren men 1907 tog staten över alla preferensaktier och 1957 tog staten över med ett 96 procentigt äganden innan bolaget blev helstatligt 1976. Namnet representerar de två malmfyndigheterna som planerades att bryta i Kiruna vid den tidpunkten, båda fyndigheterna har en direkt närhet till dagens Kiruna se Figur 1. I förgrunden ligger Kiirunavaaragruvan och längst bort i bilden kan Loussavaara ses, mellan dessa två berg ligger Kiruna stad med dess tillhörande vattenspiegel Luossajärvi. (LKAB, 2017)



Figur 1 Flygfoto Kiirunavaara med Kiruna och Loussavaara i bakgrunden. (Fjellfotografen Bildbyrå, 2016)

I samma tidsveva som bildandet av LKAB påbörjades stadsbildandet av det som kom att bli Kiruna stad. Erfarenheterna från byggnationerna i Malmberget, som kommit igång några år tidigare, var att Kiruna minsann inte skulle bygga sin stad på malmkropparna vilket de gjort där. Ett omfattande utredningsarbete ledde till att Kiruna skulle byggas på lågfjället Haukkivaara. Utredningen ledde sedan till den stadsplan som sedan fastslogs 1900. Ambitionsnivån från LKAB:s förste disponent Hjalmar Lundbom var att Kiruna skulle bli en mönsterstad. Under de kommande åren skulle Kiruna uppleva en stor utveckling genom byggnationer och befolkningsutveckling. Antalet mantalsskrivna vid tidpunkten av stadsplanen fastställelse var 222 personer. Den siffran hade växt till 4743 personer 5 år senare och ytterligare 5 år senare var siffran 7468 personer. Troligtvis innehåller den siffran ett stort mörkertal då många arbetare var mantalsskriva på andra orter. (Persson, 2009)

Det är inte bara den statliga gruvjättens verksamhet som kommit bli en central del av stadsomvandlingen utan även TGA-bolagets gruvverksamhet. Verksamheten vilken är belägen strax öster om Kiruna invid samhället Tuolluvaara, se Figur 2. Malmkropparna i Tuolluvaara upptäcktes 1897 och 1900 bildades bolaget Tuolluvaara Gruvaktiebolag, förkortat till TGA. Järnmalmfyndigheten i berget Tuolluvaara var av liknande karaktär som Kiirunavaaramalmen och bestod av 6 stycken malmkroppar tillskillnad från Kiirunavaara som består av en stor malmkropp. Tuolluvaaragruvan köptes upp av LKAB 1978 och redan 4 år senare lades verksamheten ner. (Persson, 2009)



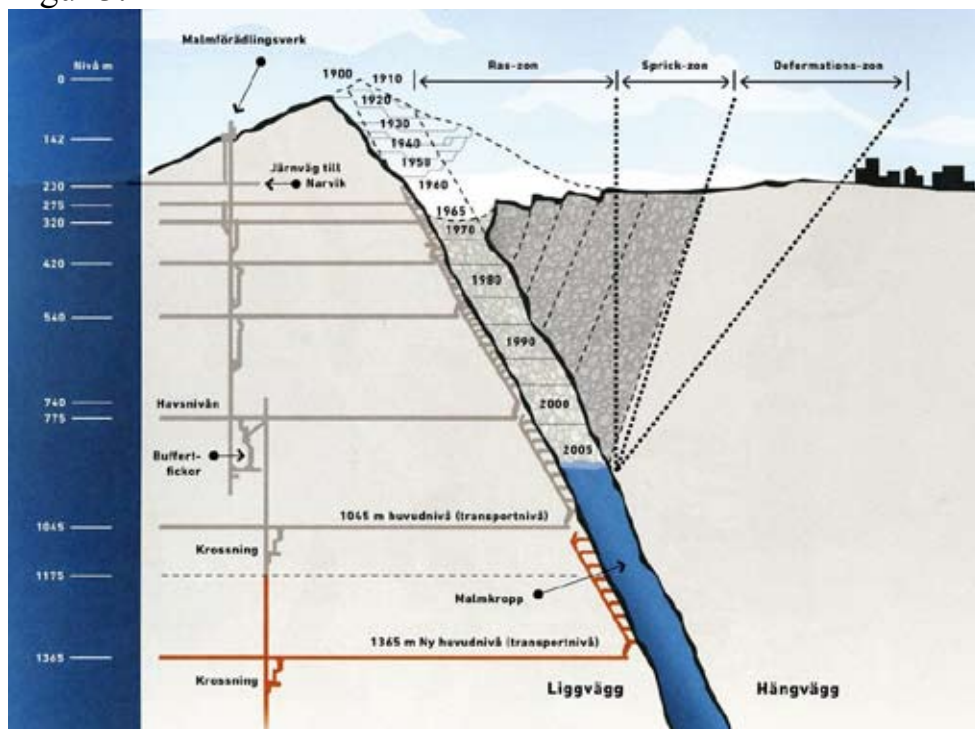
Figur 2 Översiktsskarta Kiruna. (Hitta.se, 2017)

Det är tydligt hur Kiruna och dess befolkning utvecklats tillsammans med gruvverksamheterna i området genom stadens 117 åriga historia. Nu omvandlas området återigen på grund av gruvverksamheten då brytningen av Kiirunavaaramalmen gör att nuvarande Kiruna centrum blir obeboeligt och därmed behöver flyttas.

1.2 Stadsomvadlingens historia

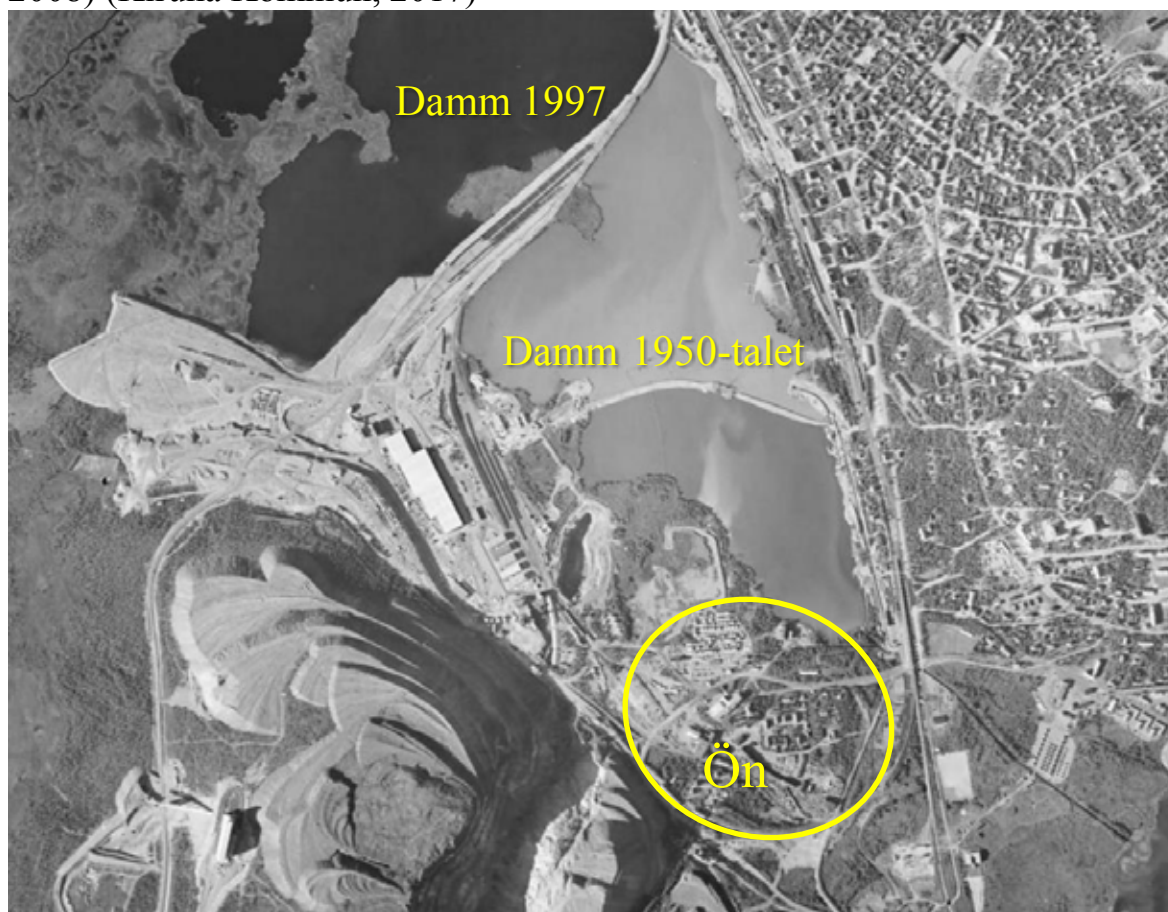
Trots mängder av malmkroppar i Kirunaområdet är det egentligen bara en av dessa som är direkt pådrivare för stadsflytten nämligen Kiirunavaaramalmen. Malmkroppen, som på allvar började brytas efter bildandet av LKAB, bröts genom dagbrottsbrytning från början. Brytningsmetoden ändrades dock 1962 då dagbrottsgruvan stängde och underjordsbrytning startade. (Strålberg, 2008)

Malmkroppens utseende och orientering i berget har inneburit att då underjordsbrytningen startade så gjordes den genom skivrasbrytning, den brytningsmetod som än idag används. Förutom att det är en bra brytningsmetod både ur teknisk som ekonomisk synvinkel har den en negativ påverkan på Kiruna centrum. Effekten på staden av brytningen beror på att malmkroppen sluttar in under staden med en 60-gradig lutning. Då malmen lastas ur gruvan skapas ett hålrum som ger deformationer i hängväggen där staden är byggd. Dessa deformationer gör att det blir omöjligt att bo och verka i dessa områden, en illustration över gruvans påverkan på staden kan ses i Figur 3.



Figur 3 Tvärsnitt Kiirunavaaramalmen (Städje, 2017)

Som följd av att underjordsbrytningen blev området Ön, se Figur 4, så tidigt som under 70-talet tvunget att tömmas på människor eftersom deformationerna redan nått dit. Hela området var utrymt 1978, samma år meddelade LKAB att järnvägen skulle komma att påverkas då brytningen når 1000-meters nivån. Järnvägsflytten dröjde dock längre än flytten av Ön då denna blev klar under början 2010-talet. Även om flytten av Ön var den första stadsflytten så hade andra förändringar skett i Kirunas utseende till följd av brytningen då det redan under 50-talet gjordes en insats på Luossajärvi. Sjön dämades av och tömdes i riktning mot gruvan. Byggnationen av denna går tydligt att se i Figur 4 där grumlingen av vattnet beror på de moränfyllningar det kört ut i sjön, dammen förseddes sedan med en slagen spont. (Strålberg, 2008) (Kiruna Kommun, 2017)



Figur 4 Historiskt flygfoto 1955-1967 Kirunagruvan och Luossajärvi (eniro.se, 2017)

Nästa etapp av stadsomvandlingen dröjde till slutet av 90-talet då nästa fördämning byggdes genom att den järnvägsbank som korsade sjön tätades och området söder om dammvallen torrlades. Efter detta intensifierades skeendet och 2004 meddelade LKAB till Kiruna kommun att gruvbrytningen kommer påverka stadsbebyggelsen. Många år av utredningar följde kring vart de påverkade stadsdelarna skulle flyttas. Till slut tog kommunfullmäktige ett

beslut i september 2011 att centrum skulle flyttas ca 3 km öster om stadens nuvarande läge. Samtidigt tas beslutet om att utlysa en arkitekttävling vilken till slut avgjordes 2013 som sedermera har utgjort basen för den utvecklingsplan, se kvartersstrukturen i Figur 5, som nu finns för nya Kiruna och förfinas allt eftersom arbete fortgår. (Kiruna Kommun, 2017)



Figur 5 Kvartersstruktur för Kiruna nya Centrum

2 TEKNISKA EGENSKAPER

Efter det att politikerna beslutat om placering påbörjades arbetet med att kartlägga de markens tekniska egenskaper i större utsträckning. I beslutsprocessen hade fokus mer hamnat på malmfyndigheter i olika alternativ. Nedan följer en beskrivning kring de geotekniska, miljötekniska och geohydrologiska förutsättningarna för nya centrum. För att lättare beskriva detta är området uppdelat i delområden enligt Figur 6.



1: TGA-området	2: Sandmagasinet	3: Skjutbaneomr	4: Järnvägsbanken
4B: Skogsområdet	5: Betongstation	6: Asfaltverk	7: Torg & handelsgateomr.
8: Torg& handelsg västra	9: Väst om Linbanev	10: Stenaomr	11: Go-Kartbanan

Figur 6 Översikt området

2.1 Geotekniska förhållanden

2.1.1 Skjutbaneområdet

Området består till största utsträckningen av moränmark med mindre myrområden. Moränen varierar mellan sandig siltmorän och sandig siltig morän. Moränen har en mäktighet som varierar mellan 2-4 meter som därefter vilar på berg. Berget består ytligt, ca 1 meter, av ett rösberg.

2.1.2 Sandmagasinet

Anrikningen i Tuolluvaaragruvan påbörjades först under 50-talet, gruvområdets utseende innan anrikningens början kan ses i Figur 7. Området

som är en gammal slamdamm för anrikningssediment från den tidigare gruvverksamheten i Tuolluvaara är i det närmaste helt plant bortsett från delar av östra området där en närliggande industri schaktat fram sediment för användning i sin verksamhet. Denna schaktning har skapat lokala höjder och svackor. Anrikningsöverskottet har pumpats ut i området som en slurry ett högt vatteninnehåll och därefter sedimenterat ovan naturlig mark.



Figur 7 Satellitbild Nya Kiruna centrum-området 1950

Sandmagasinet består som namnet avslöjar till stor del av sand men även av en klart betydande mängd av silt, insprängt bland alla sedimentskikt är även lerfraktioner identifierade. Området startades att fyllas ut närmast Tuolluvaaragruvan i öst, vid den tidpunkten var inte dammvallen som nu omringar sedimenten byggd. Materialet tilläts då fritt flyta ut mot det lägre belägna myrområdet i väst. Efter en tid byggdes invallningen av grova friktionsmaterial mestadels krossmaterial för att begränsa utbredningen

Utpumpningen av anrikningssanden har skapat en väldigt skiktad jordprofil då materialet färdats olika långt från utsläppspunkten beroende på kornstorlek samt att utsläppspunktens läge har flyttats runt i området, flera parallella utsläppspunkter kan ses i flygfotot från 1977 i Figur 8.



Figur 8 Historisk flygfoto sandmagasin 1977

Generellt går det att se att de mest fina sedimenten återfinns i dammhörnet i sydväst då denna del är den som rent generellt återfunnits längst från utsläppspunkterna. Sett från dammhörnet i riktning mot gamla TGA-gruvan så övergår jordprofilen mer och mer till att bestå av till största delen löst lagrad sand. Generellt över hela dammområdet så är lagringstätheten lägre med ökat djup i vart skikt, i vissa punkter finns dock en mer konstant lagringstäthet med djupet. I och med att sedimenten pumpades till största delen ut över ett myrområde vilar dessa på torv. Eftersom sedimenten har en mäktighet på runt 3 till som mest 10 meter har torven kraftigt komprimeras och har idag en tjocklek på 0,3-1,4 m. Torven vilar på en bottenmorän i hela området.

2.1.3 Stenaområdet

Området som i nuläget är en industrifastighet består i den västra delen av fyllning ovan naturligt lagrad sandig siltig morän. Fyllningens tjocklek varierar markant inom den västra delen av området och består av alltifrån 0,3 m till 3,4 m tjockt grusig sand.

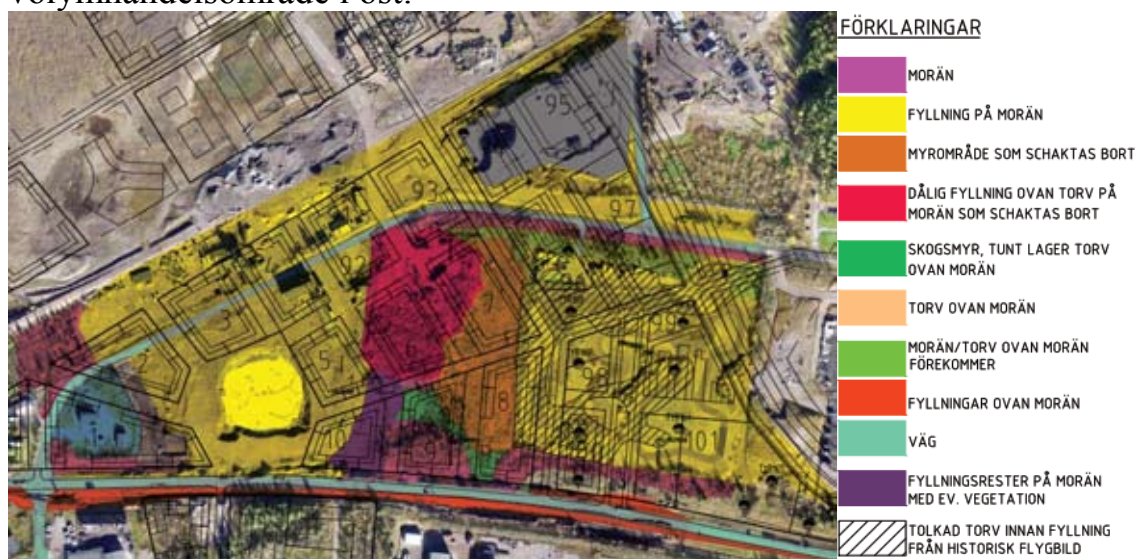
I den mittersta delen av området består jorden överst av fyllning av grusig sand. Under fyllningen påträffades 1 m tjock torv. Enligt tolkning av terrängen så bestod jorden av myrmark innan ytan exploaterades. Därunder ligger naturligt lagrad sandig siltig morän

Områdets östra del gränsar mot dammvallens sydvästra hörn och består av myrmark utan ovanliggande fyllningar. Torven i myrmarken bedöms vara 0,5-2,0 m tjock. Under torven bedöms naturligt lagrad sandig siltig morän ligga.

I området mellan Stena och Malmvägen består marken av moränmark med ca 0,2 m vegetation. I de östliga delarna kommer ett myrområde i riktning från slammdammen. Den öppna myrmarken består av mer än 0,5 m torv på morän.

2.1.4 Torg & handelsområdet

Detta område innefattar delområdena 5,6,8,9,11 och 4B i Figur 6 och utgör den blivande centrumkärnan med stadshuset centralt och ett volymhandelsområde i öst.



Figur 9 Geoteknisk översiktsbild Torg och handelsgateområdet

I den del av området som är beläget norr om Linbanelvägen består marken av längst i väster av moränmark med ca 0,2 m vegetation. Längre österut ut i denna del består marken av både fyllningar direkt på morän eller fyllningar på torv ovan morän.

Området kring stadshuset, markisoleringen kan skönjas inom det gula området i Figur 9, består till största delen av fyllnadsmassor på morän. Vid infarten in till stadshustomten från Linbanelvägen, vägen som löper i nordlig riktning från Malmvägen men vinklar sedan av mer österut, finns vissa partier med fyllnadsmassor på torv ovan morän. I området mellan stadshustomten och

gokartbanan består marken i norr av fyllnadsmassor av varierande kvalitet med ett högt innehåll av betong då denna yta nyttjats till betongdeponi. Fyllnadsmassorna vilar ovan torv på morän. Väster om gokartbanan består marken av öppen myrmark med mer än 0,5 m torv på morän. I sydväst av området ovan Malmvägen består marken fyllnadsmassor på morän.

Området direkt norr om Malmvägen består av moränmark med ca 0,5 tjockt skogstorvlager bortsett ett mindre myrparti söder om stadshustomten. Söder om Malmvägen består marken av fyllnadsmassor på torv.

2.2 Miljögeotekniska förhållanden

Inom TGA-området finns föroreningar vid två olika mindre cisterner, en större cistern, ett ställverk samt i områden med skrot. Intill den stora oljecisternen på TGA-området är även järnvägsbanken förorenad. På området för norr om Linbanevägen finns det en petroleumförorening, oljeämnen och PAH.

Sandmagasinet består av anrikningssediment av sand, silt och lerig silt. Under sedimentet finns torv. Sanden och torven visar på halter av framför allt kobolt men även arsenik, koppar och nickel.

Kring skjutbanområdet bedöms ett ca 100 000 m² stort område vara påverkat av hagelskyttet. På kulvapenbanorna antas att i stort sett alla förorenande ämnen finns i kulfången. I skogsområdet kring skjutbanorna påträffades förhöjda halter av främst metaller i några punkter i torven. PAH-er och metaller påträffades i förna i flera punkter.

I västra delen av torg och handelsgatan har föroreningar hittats trots att en sanering sedan tidigare är utförd i område 8 då en gammal bensinstation funnits där. Rakt över vägen i område 9 har åkerverksamhet bedrivits och även här har föroreningar hittats vid undersökningarna.

På Stenaområdet har verksamhet här det funnits en vägstation som undersökts och sanerats. Oljeämnen är påträffade i en punkt. Go-kartbanan har endast låga halter av föroreningar som kan härledas till verksamhet på området påträffats. I fyllningsmaterialet finns dock kobolt och koppar.

2.3 Geohydrologiska förhållanden

Området för nya centrum har ur geohydrologiskt synvinkel undersökts väldigt noggrant efter det visat sig att delar av staden hamnar ovan ett sandmagasin med dubbla akviferer. Inom området har grundvattnet mätts med hjälp av grundvattenrör, varav en fjärdedel av rören tillhör det övre grundvattenmagasinet som utbildats i det område, norr om stadsparksstråket,

där sandmagasinet ligger. Det övre grundvattenmagasinet har bildats till följd av att fina anrikningssediment avsatts ovanpå torv, som kompakterats av lastökningen och fått så pass låg vattengenomsläpplighet att en övre grundvattenyta utvecklats. Området inom sandmagasinet är känsligt för förändringar eftersom sättningar riskerar uppkomma om grundvattenytan sänks av.

Den hydrauliska konduktiviteten har testats i hela området som tillsammans med mätningar i grundvattenrören, terrängmodell, samt uppgifter om jordlagerföljden har använts för att se vilka effekter olika byggnationerna har på grundvattnet. Analyserna visar att om grundvattenytan i det undre grundvattenmagasinet sänks av kan även den övre grundvattenytan i sandmagasinet komma att påverkas. Dräneras grundvatten riskeras en grundvattensänkning som också kan laka ur eventuella föroreningar i marken.

3 STADSPLANERING UTIFRÅN GEOTEKNISKA OCH GEOHYDROLOGISKA FÖRHÅLLANDEN

Ursprungliga Kiruna stad har utifrån dess stadsplanering kallats för mönsterstad vilket har inneburit att arbetet med den nya staden har haft höga arkitektoniska ambitioner vilket i sin tur skapar ytterligare parametrar som ur ett geotekniskt synsätt skapar utmaningar. Kombinationen av stadsplanering, miljöföroreningar, extrema klimatförhållanden och tidspressen av en gruva som omöjliggör fortsatt liv nya delar av den ursprungliga staden för varje vecka gör att ur ett geotekniskt perspektiv att utmaningarna till något helt unikt.

3.1 Utvecklingsplan-Detaljplaner

White arkitekter vann arkitekttävling gällande det nya centrum utformningen med deras bidrag ”Kiruna 4-ever”. Utifrån denna jobbar White succesivt med utvecklingsplanen där en mängd olika parametrar styr utformning av kvartersstrukturen där förändringar sker tills detaljplanerna fastställts. (Kiruna Kommun, 2014)

När arkitekttävlingen utfördes fanns inget geotekniskt underlag med i tävlingsförutsättningarna, med facit i hand hade det givetvis varit bättre. Parallellt med arkitekttävlingen utfördes de första översiktliga geotekniska, miljötekniska och geohydrologiska undersökningarna inom det av politikerna utpekade området för nya centrum. Först efter att de första undersökningarna var gjorda började kopplingen mellan placering av centrum och de tekniska förutsättningarna kugga samma.

Till följd av de rekommendationer som togs fram och förfinades under vägen bidrog till att sandmagasinets förhållanden ur geoteknisk och geohydrologisk synpunkt skapade.

Centrumkärnan, eller Torg och handelsgateområdet som det kallas, utgörs av 10 st kvarter belägna runt nya Stadshuset. Det största detaljarbete har hittills riktats på just blivande centrumkärnan som nu är planlagt med fastställda höjder, kvartersgränser och där området förberetts med nödvändig infrastruktur. Till grund för allt detta har sandmagasinets känsliga grundvattenförhållanden beaktats, med start av en höjdsättning av hela området. Höjdsättningens mål har varit att inte sänka grundvattennivån nämnvärt i och under sandmagasinet då en förändring av de geohydrologiska förhållandena i detta område kan ge besvärliga grundläggningsproblem på lång sikt. Vissa kvarters utformning har anpassats av sandmagasinets utformning framför allt i områdena kring dammvallen, här är målsättningen att minska påverkan av sandmagasinet så lite som möjligt. Höjdsättningen har också anpassats för att möjliggöra dagvatteninfiltration inom blivande park och grönytor.

I detaljplanearbetet har grundvattennivån varit och är en mycket viktig parameter. Ett tillägg till övriga fastslagna höjder som exempelvis gatuplanet har även nivåer på den lägsta tillåta dräneringsnivån angetts för planerade byggnader. Detta ger exploitörer större möjligheter till källarbebyggelse än om planarbetet hade utförts mer traditionellt med anvisning om tillåten källare eller ej. Generellt höjs marken mycket i flera områden för att anpassas mot sandmagasinets höjd. Detta gör att det framtida gatuplanet inom stora delar av torg och handelsgateområdet ligger på en nivå att kvarter med ett normalt källarplan kan grundläggas direkt på befintlig mark.

4 DISKUSSION

Vid stadsplanering av storleken som Kirunas stadsflytt är det av stor betydelse att geoteknikern kommer in i beslutsprocessen i rätt skede. Risken med att koppla in rätt kompetens för sent är att de beslut som tas kan skapa onödigt stora barriärer för de framtida exploatörer som skall bygga. Barriärerna är inte bara tekniska utmaningarna utan även onödigt höga kostnader.

I Kirunas fall har staden placerats på det enda stället i området där det finns sediment då denna del av landet ligger ovan högsta kustlinjen vilket i det stora hela ger Kirunaområdet goda grundläggningsförutsättningar med moränjordar. Trots att Kiruna stad är en världens största städer, om man ser till ytan, allt är inte tillgängligt då det finns mycket riksintressen i området. Mineraliseringar, rennäring och områden med höga naturvärden tar upp de stora ytorna. I det planerade området är redan marken delvis exploaterad och påverkad vilket innebär en begränsad miljöpåverkad och med positiva bieffekter såsom sanering av förorenade områden. Det gör att storstadsproblematiken med begränsad byggyta blir högst överförbar även här.

Bostadsbyggande har aldrig någonsin tidigare, åtminstone i Sverige, skett på gamla gruvsediment. Detta innebär högst unika grundläggningsförutsättningar för nya Kiruna. Erfarenheten från att bygga på denna typ av jord finns dock inom gruvindustrin där man höjer sina dammvallar inåt och ovan sedimenten. Förutom dammvallar så byggs även transportvägar på dessa jordar. I och med att sedimenten ligger på torv blir jordprofilen högst extra ordinär, då det nästa aldrig nu mer byggs något på torv. Möjligheten till att grundlägga på denna torv är just sedimentens succesiva pålastning och därigenom torvens kontrollerade komprimering där inget brott troligen kunnat ske. Med en liggtid på torven på uppemot 40 år gör att troligtvis har de mesta sättningarna redan skett. Liknande torvförhållanden finns idag under stora delar av Malmbanan mellan stora delar av Boden och Kiruna. Malmbanan som byggts för ca 120 år sedan har i flera omgångar höjt axeltrycken och nu senast till 30 tons axeltryck. I samband med den sista höjningen finns det väldokumenterat kring dem kompakterade torvens beteende vid ökade laster.

Erfarenheterna från de exempel som anges ovan ger goda prognoser för grundläggningen av nya Kiruna.

5 REFERENSER

- eniro.se. (den 2 Februari 2017). Historisk bild 1955-1967. Kiruna, Norrbotten, Sverige.
- Fjellfotograften Bildbyrå. (2016). Kirunagruvan. Östersund, Jämtland, Sverige.
- Hitta.se. (den 18 Januari 2017). *Karta*. Hämtat från hitta.se: hitta.se
- Kiruna Kommun. (2014). *Kiruna Utvecklingsplan 2014.03.17*. Kiruna: Kiruna Kommun.
- Kiruna Kommun. (den 2 Februari 2017). *Tidslinje - detta har hänt i stadsomvandlingen*. Hämtat från Kiruna Stadsomvandling: <http://www.kiruna.se/Stadsomvandling/Historia--framtid/Tidslinje-detta-hander-i-stadsomvandlingen/Tidigare-ar-pa-tidslinjen/>
- LKAB. (den 18 Januari 2017). *Framtidstro sedan 1890*. Hämtat från LKAB: <http://www.lkab.com/sv/om-oss/Historia/>
- Persson, C. (2009). *Tuolluvaara - ett gruvsamhälle i skuggan av Kiruna*. Luleå: Luleå Tekniska Universitet.
- Strålberg, M. (2008). *Problematiken med bevarandet av byggnader vid Kirunas stadsomvandling*. Umeå: Umeå Universitet.
- Städje, J. (den 19 januari 2017). *Den uppkopplade gruvan*. Hämtat från Techworld: <http://techworld.idg.se/2.2524/1.556141/den-uppkopplade-gruvan/sida/2/stort-behov-av-teknik>

TRUBBEL – LITE PERSPEKTIV PÅ HALLANDSÅSPROJEKTET

Robert Sturk, Skanska Sverige AB

Prolog

Hallandsåstunneln öppnades för trafik den 13 december 2015 och har idag varit i drift i mer än ett och ett halvt år. Det gamla spåret över Hallandsås har rivits och det är tyst i centrala Förslöv, Grevie och östra Båstad där tågen tidigare passerade nära bebyggelse och vägar.

De nya stationerna i Förslöv och Båstad har blivit bra knutpunkter med tåg och busstrafik och det har öppnats nya och bättre möjligheter för pendling i regionen. Flera företag i kommunen expanderar i området kring stationerna och Båstad Kommun har flyttat verksamhet till projektets tidigare huvudkontor som blivit en permanent etablering. Återkopplingen från Bjäreborna och resenärerna är mycket positiv.

Vägen fram till den här mycket positiva situationen har dock varit lång, brant och krokig. Det går inte att sopa under mattan att Hallandsåstunneln blev 20 år försenad, inte heller att den kostade mer än 10 gånger mer än den allra första budgeten för projektet. Projektet kan sägas personifiera ordet trubbel. Trubblat har tidvis också varit av stora eller till och med mycket stora dimensioner och i några fall påverkat många människor negativt. Det har emellertid, trots negativa konsekvenser, i de alla flesta fall lett till stor lärdom, förbättring och positiv utveckling inom många områden.

Att arbeta i ett, i så många avseenden, unikt projekt kan inte beskrivas som ett jobb man kommer till på morgonen och går hem ifrån på kvällen utan är som en kärleksrelation med allt vad det innebär av medgång, motgång, löften, svek, sorg och glädje.

Vers 1

*Nu lyser ängarna av sommarns alla blommor.
Nu surrar bin, och fåglar sjunger överallt.
Nu stryker vinden genom trädens höga kronor
men i min trädgård är det visset, mörkt och kallt.
Här är det risigt och förvuxet, fult och snårigt
och lika hopplöst trist och grått som i mitt bröst.*

*Därute doftar det av sommarns alla dofter.
Där är det sommar, men här inne är det höst.*

I juli 2009, mitt i den varma sommaren, hamnade vi i en mycket svår och nästan hopplös situation inne i tunneln. Tunnelborrningsmaskinen (TBM) Åsa satt fast i en zon med väldigt högt vattenläckage. Berget var starkt vattenförande. Bergmassans höga mobilitet innebar också att block kring tunneln rörde sig och sprickor öppnades upp som en följd av tunnelborrningen. Detta ledde förvisso inte till några generella stabilitetsproblem men till ett stort genombrott av vatten bakom borrhuvudet ovanför maskinen. Läckaget ökade dramatiskt till 400 liter per sekund under borringen av en ring (2,2 m) trots tidigare förinjektering av området. 400 l/s var gränsen för det, enligt miljödomen, tillåtna momentana läckaget och att bryta mot miljödomens krav skulle innebära åtal, en långdragen rättsprocess och säkert ett temporärt stopp av byggarbetena, igen. Detta fick absolut inte inträffa. Möjligheten att stänga Åsa, liknande en ubåt, var en förutsättning för att temporärt kunna kontrollera vattenläckaget.

Problemet var att tekniken och hela upplägget byggde på att vi måste täta berget framför maskinen men i detta fall fanns läckaget bakom huvudet, över skölden. En situation som var mycket svår dels för vi inte kunde nå detta område med våra bormaskiner för att borra injekteringshål, dels för att läckaget var för stort för att borra vidare framåt (det skulle leda till för stort inläckage och brott mot miljödomen). Vi satt ordentligt fast!

Ett gemensamt tankearbete ledde dock till att en plan tog form hur vi skulle kunna komma åt att täta bergmassan runt skölden. Åsa hade ett par kortare bormaskiner som extrautrustning (tänkta att användas till något helt annat) och genom att montera dessa på de vanliga borbommarna skulle vi komma åt att borra genom den första segmentringen bakom skölden. Det krävde dock att vi borrade hål i liningen och installerade ”stand pipes” och ”blow out preventers” för att kunna kontrollera vattenflödet under borring.

Men, vi behövde hamna i rätt position för att kunna genomföra den här planen och det innebar att vi var tvungna att borra 1 m tunnel. Med 400 l/s i läckage i öppet läge innebar det att vi endast hade ett ”fönster” på 6 timmar att genomföra förflyttningen. Borrning i stängt läge var inte ett alternativ eftersom maskinen inte kan konverteras med ett så stort vattenflöde. På de tillgängliga 6 timmarna skulle Åsa öppnas från stängt läge (vilket i början på projektet tog ca 10 timmar), startas upp och borra ca 1 m samt stängas igen. Med bara minuters marginal lyckas våra tunnelarbetare stänga maskinen innan vattennivån hade stigit över den sista luckan och den tillgängliga tiden

gått. Detta är en genuin hjälteinsats och en av de största bedrifterna som utfördes i projektet.

Efter flera veckors borrhning och injektering i 30 hål, ett hål i taget och etappvis injektering ”downstage grouting”, hade vi kontroll på inläckaget och Åsa kunde fortsätta borrhningen. Då hade flödet reducerats från 400 l/s till 50 l/s och 230 m³ bruk hade pumpats in i berget. Den metod för injektering runt skölden som utvecklades kom sedan att bli en förutsättning för att kunna borra igenom den del av Möllebackzonen som inte var nedfrusen.

Åsa har suttit fast vid flera tillfällen och de tekniska trubbel som vi varit tvungna att övervinna har varit rejäla. Men med gemensam kraft, stort kunnande och inte minst kombinationen av teoretiska och praktiska kunskaper, dvs att ”kontorsråttorna flyttar ut i tunneln och för en dialog med tunnelarbetarna”, går det att övervinna väldigt svåra situationer.

Vers 2

*Jag levde lycklig här med dig och mina katter
ett liv i synd och utan omsorg att bli frälst.
Försonad med min karaktär, för jag har aldrig
kunnat säga nej till någonting som helst.
Och aldrig nekat mig det ena eller andra,
och levat livet, tills jag krossades en dag.
Det börja med att du bedrog mig med en annan,
en som du sa var mycket finare än jag.*

Det finns boende på Bjäre och även anställda i projektet som har känt sig krossade och bedragna till följd av tunnelbygget. Det är naturligtvis väldigt olyckligt. Ett av kanske flera skäl till detta är byggbranschens, som den såg ut på 1990-talet, bristande kunskap om och fokus på den yttre miljön.

Rhoca Gil olyckan i oktober 1997 innebar ett paradigmskifte i byggbranschen när det gäller miljöledning. Ett nödvändigt uppvaknande som ledde till stora förändringar i synen på kemikalier, grundvattenpåverkan och kontroller.

I mitten på 1990-talet låg miljöfokus på att starta sortering av byggavfall, något som i och för sig är viktigt men långt ifrån dagens fokus på att skapa en helt igenom hållbar och klimatneutral byggprocess. Hallandsåsprojektet var det första Skanskaprojekt som blev miljöcertifierat och Skanska satte ett intern krav att alla verksamheter skulle vara certifierade enligt ISO 14001 senast i slutet på år 2000. Detta arbete lade grunden till att Skanska tog en

ledande position inom grönt byggande och dessutom såg affärsmöjligheter i detta.

Den omfattande grundvattensänkning, framförallt kring det norra tunnelpåslaget, som kulminerade med Rhoca Gil olyckan gav en mängd negativa konsekvenser till exempel i form av minskade skördar, sinade brunnar och uttorkade våtmarker. Då den norra delen av tunneln under 1999 och 2000 kläddes med betonglining stoppades stora delar av läckaget och grundvattnet återhämtade sig relativt snabbt. Trafikverkets mätningar av tunnelns påverkan på omgivningen som startade under 1997 har dock fortsatt under hela den resterande projekttiden och fortsätter till viss del även idag. Det Ekologiska kontrollprogrammet utgör idag en enorm källa med data på stor detaljnivå hur omgivningen påverkas av infrastrukturbyggande i allmänhet och tunnelbyggande i synnerhet. Kunskapen kring detta har stort värde i samband med planering av framtida infrastrukturbyggen, speciellt i känsliga områden.

De som drabbades av Rhoca Gil olyckan har blivit ekonomiskt kompenserade och Trafikverket bekostade bland annat installation av kommunalt vattennät inom delar av influensområdet för att säkra vattentillgången. Bygget av tunneln har sedan återstarten 2004 kunnat genomföras med minimal miljöpåverkan och inom ramen för de stränga krav som ställts på projektet.

Händelserna från 1997 har bidragit till att Sverige som samhälle idag har en miljölagstiftning som borgar för ett ansvarsfullt infrastrukturbyggande där stor hänsyn tas till omgivning och tredje man även under byggtiden, på en nivå som fortfarande är unik i ett internationellt perspektiv.

Vers 3 och 4

*Vårt gräl tog veckor, ropen blandades med gråten
och jag blev grundligt jämförd med din fina vän
Tills du bekände att han givit dig på båten
Då blev det dödyst här i trädgården igen!
Ifrån den stunden blev den mannen dubbelt hatad
Han hade lekt med dig, med oss ett litet slag
Och jag, jag kände det som även jag var ratad
Jag ville slåss, och gick mot mitt livs nederlag*

*Jag hade hammaren beredd under kavajen
När han kom ut i sidenscarf och sa: God dag!
Kom in och slå dig ner en stund så får vi prata!
Jag bara stammade, nu minns jag inte vad...
Och jag blev bjuden på cognac och på cigarrer*

*och kunde inte få mig till att säga nej!
Och när vi skiljdes var vi bästisar och bundis
och jag tog saker som du glömt med hem till dig!*

Det har funnits många tillfällen då vi som projekt har velat slåss för vår sak och kraftfullt bemöta felaktiga påståenden och spekulationer. Ett genomtänkt kommunikationsarbete har dock lett till en förståelse för att det inte är den bästa vägen framåt. Även inom detta område har Rhoca Gil händelsen 1997 spelat stor roll för hur branschen arbetar idag. Skillnaderna före och efter är påtagliga.

Insikten om att kommunikationsarbetet är en del av byggverksamheten och att alla som vill uppnå ett mål måste göra sig förstådda, det vill säga kommunicera med sin omvärld, har lett till en helt annan öppenhet. Man vågar nog säga att byggbranschen generellt och Trafikverkets stora infrastrukturprojekt i synnerhet idag ligger i frontlinjen när det gäller information och dialog med tredje man. Hallandsåsprojektets kärnvärden för information och kommunikation, dokumenterade i ett strategidokument var; *Öppet och Ärligt, Ödmjukt och Lyhört, Professionellt och Kunnigt* samt *Snabbt och Tydligt*. Dessa kärnvärden låg till grund för att skapa ökat förtroende för projektet, något som var viktigt eftersom de historiska händelserna innebar att omvärldens förtroende var väldigt lågt under många år. Informationsinsatser tog också en stor del av projektledningens tid i anspråk, genom en mängd aktiviteter till exempel:

- Pressmeddelande och pressaktiviteter
- Möten med boende och allmänhet – samråd (förmöten), boendemöten, temakvällar
- Tunnelutställning, 8 000 – 12 000 besökare/år
- Öppet Hus då allmänheten tilläts besöka tunnlarna – ca en gång/år
- Nyhetsbrev till samtliga kommuninvånare och projektanställda – ca fyra ggr/år
- Insidan – ett lokalt informationsbrev – vid behov
- Dag för dag (Båstad Kommuns informationstidning) – månadsvis
- Elektroniska nyhetsbrev – månadsvis

Ett exempel där ett medvetet arbete ledde till mycket positiv publicitet är eventet kring Åsas första stora genombrott i den östra tunneln i augusti 2010. Projektet planerade och genomförde en rad åtgärder för att göra det så enkelt som möjligt för media att rapportera om detta. Det innebar att

mottagningskammaren, ca en kilometer in i berget på norra sidan, riggades för livesändning, det byggdes plattformar för journalisterna för att alla skulle se så bra som möjligt och man skapade en speciell ljussättning i tunneln som gjorde det spännande och vackert. Resultatet av detta arbete var bland annat en förstasida i DN med positiv ”spinn”, den första i projektets historia.

En annan händelse som skapade goodwill för projektet var flytten av fiskar från Lyabäcken då Åsa skulle passera detta område under sommaren 2009. Efter utsläppet av bentonitslurry och cementspill i Lyabäcken flera år tidigare 2003, då fiskar och andra organismer i Lyabäcken slogs ut av ett temporärt mycket förhöjt pH-värde, vidtogs en rad åtgärder för att återskapa en bra miljö för den speciella bäcköring som lever där. Bland annat ordnades nya lekplatser och leder. Sommaren 2009, då tunneln drevs under Lyabäcken, var väldigt torr och tunneldrivningen riskerade att ytterligare temporärt dränera området. I förebyggande syfte flyttades då ca 1000 öringar till ett ”fiskhotell” i Halland. Där parade sig många av fiskarna och kunde ett drygt år senare flytta hem igen. Flytten av fiskarna var unik och visuellt tilltalande. Genom att regelbundet bjuda in media till olika tillfällen lyckades projektet skapa en historia kring fiskarnas flytt som var positiv och inte handlade om olyckan 2003.

Hallandsåsprojektets systematiska och fokuserade arbete med information och kommunikation har lärt branschen mycket och visat vägen för en öppnare hållning, men också möjliggjort att projektet kunnat fullföljas på ett framgångsrikt sätt. Inte minst för att organisationen känt sig trygg med och rustad för att möta omvärlden och media både i positiva och negativa situationer. En avgörande faktor för kommunikationsarbetets framgång var att Skanska-Vinci och Trafikverket arbetade tillsammans med en gemensam målbild och utifrån projektets bästa. Det var aldrig den egna organisationen och det egna varumärket som sattes främst utan projektet kom i första hand. Det var viktigt och lade grunden för ett mycket gott samarbete.

Att vara öppen för också med sig ett krav att kunna stå för det man gör och att agera etiskt. Skanska och byggbranschen har även här genomgått en fundamental förändring från ett i vissa avseenden tvivelaktigt agerande, med karteller, mutor och stort internt svinn från byggarbetsplatser, till en strikt hållning och omedelbara reaktioner på eventuella brott mot uppställda strama etiska regler. Idag genomsyrar det etiska tänkandet all verksamhet i Skanska, Vinci och Trafikverket samt i stora delar av branschen

Vers 5

*Jag går omkring i mitt pompeji, bland ruiner
och jag trampar runt i resterna utav vårt liv
Men du skall aldrig ge mig pikar om sekiner
och aldrig skall du bli en annans tidsfördriv!
Nej, åt det gamla skall vi binda vackra kransar
och ta vårt liv och mina katter som de är.
Och trots all kärleksbrist och trasighet och fransar;
Dig skall jag älska livet ut, dig har jag kär!*

Förmågan att gå vidare och tro på relationen har varit utmärkande för parterna i projektet. En mycket bra samverkan har präglat projekt Hallandsås och man har aktivt arbetat för att skapa och upprätthålla en god relation. Det har också, mot bakgrund av projektets historia, funnits stora incitament att visa att ett omfattande komplicerat projekt kan genomföras professionellt och i en god anda samt skapa en förebild hur man framgångsrikt genomför stora infrastrukturprojekt.

Det har funnits trubbel även gällande kontraktuella frågor och vid dessa tillfällen sätts relationen verkligen på prov. Under 2007 och 2008 genomförde projektet en omfattande diskussion kring förekomsten av blockigt berg och ett väsentligt ökat slitage på TBM samt, till följd av detta, en långsammare framdrift än planerat. Detta ledde till en svår och lång förhandling om reviderade kontraktsvillkor. Den förhandlingen kunde avslutas i slutet på 2008 genom att ett tilläggsavtal signerades som var till gagn för båda parter. En analys av den förhandlingen har visat att följande punkter var väsentliga för att lyckas:

- Det fanns ett gemensamt incitament att lyckas (med tanke på projektets historia och framtid)
- Man skapade ett bra och gemensamt accepterat faktaunderlag som dokumenterades på ett bra sätt. Man var överens om *vad* som inträffat men inte alltid *hur*.
- Man visade stor öppenhet och förtroende för varandras positioner
- Förhandlingarna följde en förutbestämd agenda och gemensamma mål etablerades
- Man anlidade en extern moderator
- Man eftersträvade så små förändringar i det ursprungliga kontraktet som möjligt
- Förhandlingsgruppen bestod av endast fyra personer

Att se varandras fel och brister och överse dessa är en förutsättning för ett lyckat partnerskap. Den välkända föreläsaren Christer Olsson säger ”jag älskar Dig till 80 %, resten lär jag mig att acceptera”. Denna tankebild kan gälla också i en affärsrelation där det är viktigt att vara lösningsorienterad och inte låsa sig i positioner. Projektledningen på Hallandsås har också haft en övertygelse om att genom att skapa en teknisk och ingenjörsmässig plattform baserad på fakta lägger man grunden för goda relationer och ett konstruktivt diskussionsklimat. Den plattformen byggdes genom att:

- Teknikfrågor och tekniska diskussioner har givits tillräcklig plats. Vi etablerade bra diskussionsforum och en hierarkisk mötesstruktur.
- Medarbetarna hade hög teknisk kompetens med ömsesidig respekt för varandras kunskap. Vi arbetade med helt speglade organisationer där alla visste vem man i första hand skulle prata med och skapa en relation till. Nyckelpersoner gavs tydliga ansvarsområden och befogenheter att ta beslut.
- Man strävade efter teknisk koncensus eftersom detta skapar en bas för kontraktuella och kommersiella diskussioner.
- Det fanns en genuin tro på att gott ingenjörsskap leder till kostnadseffektivt byggande och hög kvalitet.
- Projektet hade en positiv attityd till innovationer och utveckling. Stora projekt driver forskning och många samarbeten med universitet och leverantörer etablerades i syfte att hjälpa projektet på kort sikt och branschen på längre sikt.

Det finns sannolikt inget standardrecept på hur man lyckas med bra samverkan, det beror i väldig hög grad på de människor som är tänkta att samverka. Hallandsåsprojektet har varit välsignat genom att dra åt sig personer med hög kompetens, tålmodighet och viljan att skapa framgång. Projektet har visat att man genom bra samverkan och goda relationer kan ta sig igenom mycket svåra situationer. De verktyg och arbetssätt som etablerats i Hallandsåsprojektet borde därför kunna bidra till att skapa nytta i framtida projekt.

Epilog

En del människor har tvivlat på att det överhuvudtaget gick att bygga en tunnel genom Hallandsås, andra kommer alltid att tycka att hela äventyret är ett bortkastat slöseri med skattemedel. Den internationella tunnelindustrin förvånas över att Sverige kan bygga ett så stort och komplicerat projekt till en jämförelsevis låg kostnad (jämförelse med andra liknande internationella tunnelprojekt visar att Hallandsåsprojektet ligger på ett medelvärde i kostnad per meter tunnel), speciellt med de krav som ställts på projektet.

Vi som arbetat i projektet är omåttligt stolta över att ha varit med att färdigställa Hallandsåstunneln, många människor i regionen är också glada över att den nu finns och är i drift. Sannolikt kommer den att bidra till utveckling av ett bättre samhälle flera generationer framåt.

Vi, som blivit synonyma med ordet trubbel, har visat att svårigheter driver människor och organisationer att konstruktivt lösa problem, att man genom att hjälpa varandra och ständigt prestera bättre resultat kan vända motgång till framgång. Vi lämnar med stolthet efter oss ett arv av arbetssätt och filosofier inom miljö och information/kommunikation, en del nya tekniska lösningar samt ideér kring samverkan, ett arv som förhoppningsvis förvaltas väl av branschen i framtida projekt.

ON LONG TERM BEHAVIOUR OF OVERLAPPING PILE FOUNDATIONS

Andreas Flyckt & Robin Rohwer Bokvist, CTH

Summary

Piles are used world wide as foundation or as a soil strengthening method. The purpose of this thesis is to analyse how a system of overlapping piles, as a foundation technique, behaves over a design life of 100 years. Commonly piles are installed as either floating or end bearing which both have their advantages and drawbacks. In the early sixties a new technique was introduced which combined the two traditional methods in order to cope with the disadvantages from using one method alone. Overlapping piles have been used widely in Mexico City but in Sweden this piling system has only been used in a handful of projects, all constructed within the last decades. The idea of analysing overlapping pile systems with traditional pile systems was brought alive with the project of Regionens Hus located in the center of Gothenburg. The analysis is carried out with the finite element software Plaxis 2D together with the soil model Creep-SCLAY1S in order to capture long term behaviour of the clay. Soil model parameters are derived from the soil, CRS and triaxial tests conducted at Regionens hus. Several models, of both overlapping piles and more common floating pile systems, are created and compared in order to study the differences in terms of forces, settlements and soil response. As long term behaviour is dependent on soil loading history, the installation effects from pile driving are considered. It is shown that the most suitable way of modelling overlapping piles in Plaxis 2D is with the use of plate elements in a plane strain environment. With these it is possible to capture some installation effects as well as settlements, force distribution and load transmission. However, when using plate elements in 2D plane strain analysis Plaxis will consider piles as rigid walls. This wall effect will create a soil response that in some cases are not realistic. To capture the installation effects, without compromising the result, it is shown that a suitable method is to replace a volume of soil around the pile with remodelled soil. It is also shown that if overlapping piles are used it is possible to either shorten the floating piles about 50 % or increase the spacing between them about seven times compared to a system with floating piles only. This thesis indicates that there might be something to the idea of overlapping piles in terms of capacity and suitability, but more studies have to be conducted in order to confirm it, for example a study of economics as the price in most cases govern what

foundation technique is going to be used. Additionally, the results from this thesis should ideally be verified and compared to real measurements and more advanced models.

INFLUENCE OF STRAIN RATE IN CRS TESTS

Daniëlle Holm, KTH

Summary

The Constant Rate of Strain (CRS) test is currently the most widely used method for determination of consolidation parameters in Sweden. These parameters are used to calculate the probable settlements and behavior of soils. With the Swedish standard strain rate, the duration of a single the test is about 24h, but a higher strain rate would allow for more tests to be performed in the same amount of time. For all clays in Sweden, the Swedish standard for the CRS test suggests a fixed rate of strain that is independent of soil properties, while the North American standard proposes a strain rate that generates a pore pressure ratio of 3-15%. Soil properties such as water content, liquid limit, sensitivity and shear strength vary greatly between different regions of Sweden. It would be beneficial if these properties could be used to find the ideal strain rate for the CRS test. Performing the tests at a higher strain rate, and thus performing more tests within a shorter amount of time, would save both time and money. In this report, 24 CRS tests are performed on three different clays with distinctive properties. Each clay is tested with three different strain rates: the Swedish standard rate of 0.680%/h, a higher rate of 3.00%/h and a lower rate of 0.154%/h. The results are evaluated according to both standards, and are compared and analyzed to determine whether there is any indication that the strain rate can be selected based on the soil properties. The results indicate that the selection of the strain rate is dependent on the soil properties. In addition, the majority of the tests can be conducted with higher strain rates than what is required by the Swedish standard and still manage to lie within the 3-15% limit of the pore pressure ratio, which is acceptable for the North American standard. However, the preconsolidation pressure does rise with increased strain rates, which can generate problems and erroneous results when calculating the settlements. A more extensive testing program with CRS tests and full-scale field tests must be carried out before any recommendation of a higher strain rate can be made.

Sammanfattning

Den mest använda metoden för bestämning av konsolideringsparametrar i Sverige idag är CRS-försök. Parametrarna används för beräkning av sättningar. Ett CRS försök enligt svensk standard genomförs på ca 24 h, om man istället kan använda en snabbare hastighet kan fler test utföras på samma tid. Den svenska standarden för CRS försök föreslår en och samma deformationshastighet för Sveriges leror oberoende av lerans specifika egenskaper, medan den nordamerikanska standarden föreslår en hastighet som ska generera en portryckskvot mellan 3-15%. Jordens egenskaper så som t.ex. vattenkvot, flytgräns, sensitivitet och skjuvhållfasthet är förhållandevis olika i olika delar av Sverige. Det skulle vara fördelaktigt om dessa egenskaper skulle kunna användas för att hitta rätt deformationshastighet för CRS försök. Att utföra test med en högre deformationshastighet medför en kortare tid för utförandet av testet vilket sparar både tid och pengar. I den här studien är 24 stycken CRS försök utförda på tre typer av lera med olika egenskaper. Varje lera är testad med tre olika hastigheter, dels den svenska standardhastigheten på 0.680%/h, dels en högre hastighet på 3.00%/h och dels en lägre hastighet på 0.154%/h. Resultaten från CRS-försöken har utvärderats enligt både svensk standard och nordamerikansk standard och jämförts för att se om det fanns någon indikation att deformationshastigheten kan väljas utifrån jordens egenskaper. Resultaten visar att det finns indikationer på att jordens egenskaper spelar roll för vilken deformationshastighet CRS försöket borde köras med. Dessutom låg majoriteten av testen med den högsta hastigheten inom intervallet 3-15% för portryckskvoten, vilket är godtagbart för den nordamerikanska standarden. Emellertid ökar förkonsolideringstrycket med ökad hastighet, vilket kan generera problem och felaktigheter vid beräkning av sättningar. Fler CRS försök tillsammans med test i fält måste genomföras för att kunna ge en rekommendation om en snabbare deformationshastighet.

NUMERISK SIMULERING AV SÄTTNINGAR OCH PORTRYCK FÖR EN PROVBANK PÅ SULFIDJORD

Ibrahim Al-Zubaidi, LTU

Sammanfattning

Den finkorniga sulfidjorden som finns längs Norrlandskusten är känd för sin stora sättningsbenägenhet och utgör en potentiell miljörisk genom försurning och urlakning av metaller om den inte hanteras rätt. För att förebygga miljörisker och utveckla jordförstärknings- och grundläggningsmetoder måste en ökad kunskap om sulfidjordar tas fram. I ett pågående forskningsprojekt vid Statens Geotekniska Institut studeras sulfidjords kompressionsegenskaper och rekommendationer ska tas fram avseende underlag för sättningsberäkningar. I projektet omfattas ett antal provbankar där ett av dessa områden, Lampen ligger i Kalix i norra Sverige. I detta examensarbete har det utförts numeriska analyser i finita elementprogrammet PLAXIS 2D av sättningar och portryck under en av provbankarna i Lampen och jämförelser görs med tidigare rapporterade fältmätningar.

Tre olika delar analyseras i FE-programmet PLAXIS 2D. I den första delen, som är huvuddelen, utvärderas materialmodellernas, Soft Soil (SS) respektive Soft Soil Creep (SSC), förmåga att simulera de uppmätta sättningarna och porövertrycken för en period av cirka ett års belastning av provbank. Den andra delen består av en analys av de två deformationstillstånden, axialsymmetriskt och plant. De två deformationstillstånden jämförs med hänsyn till sättningar och portryck. I den tredje delen utvärderas påverkan på simulerade resultat av olika nivåer på grundvattenytan, en variation som har observerats i provområdet i Lampen.

Vid en jämförelse av de konstitutiva modellerna noteras som förväntat större sättningar vid användning av SSC-modellen i jämförelse med SS-modellen. SSC-modellen visar även ett högre porövertryck. Vid jämförelse med i fält uppmätta värden noteras att de mest överensstämmande sättningarna erhålls från SS-modellen medan portrycksutvecklingen simuleras bättre, men ändå långt från bra, med SSC-modellen (för simulering med dubbelsidig dränering).

Vid analys av deformationstillstånd (axialsymmetriskt kontra plant) noteras en jämnare fördelning av deformationer längs banken vid användandet av

axialsymmetriskt tillstånd. Den potentiella brottrörelsen som uppvisas vid slänkrön vid tillämpning av plant deformationstillstånd är inte lika tydlig vid axialsymmetriskt tillstånd. Det axialsymmetriskt tillståndet visar även ett lägre porövertryck.

Numeriska simuleringar av den varierande nivån på grundvattenytan som observerats i fältmätningar visar vid fallet en lägre antagen grundvattennivå en marginellt mindre sättning. Potentiella brottrörelser blir inte lika tydliga då den lägre nivån på grundvattenytan simuleras.

Summary

The fine-grained sulphide soil found along the northern parts of Sweden's east coast is known for its large settlements. The sulphide soil is also known for its environmental risk due to acidification and leaching of metals when exposed to oxygen. To prevent these environmental risks and develop foundation and ground improvements, increased research about the sulphide soil is required. In the ongoing research project by the Swedish Geotechnical Institute (SGI), sulphide soil and its compression behaviour is studied, where the results will be used to give recommendations on future settlement calculations. The project includes embankments located in different places in north-east Sweden. One of these test fields is located in the northern parts of Sweden in a small area called Lampen just outside the city of Kalix. This master thesis includes numerical analysis in the finite element software PLAXIS 2D. The study includes analysis of settlements and pore water pressures below one of the embankments situated in the Lampen test field. The results from the numerical analysis are then compared to field measurements.

Three different parts are analysed in the FE-software. The main part of the study includes analysis of the constitutive material models Soft Soil (SS) and Soft Soil Creep (SSC). This part of the study includes the two models ability to simulate field measurements of settlements and excess pore pressures for a measuring period of about one year. The second part of the study includes analysis of the results when comparing the plane strain assumption and the axisymmetric assumption. The third and last part of the study includes evaluation of the results when the ground water table is lowered, this due to the observations made at the test field in Lampen.

The comparison between the two constitutive models shows that using the SSC model will overestimate the settlements when compared to the field measurements (assuming double-sided drainage). The SS model (assuming

double-sided drainage) has a better representation of settlements occurring under the embankment during the one year time of measurement. The numerical analysis of the pore water pressure also indicates that SSC model has a better representation of the pore pressure compared to the SS model.

Analysis of the plane strain and axisymmetric model shows that using the axisymmetric assumption will in this case increase the settlements in the centre of the embankment. The settlements will also have an more even distribution along the centre line of the embankment, meaning also that the potential failure pattern is reduced. The pore pressures are slightly reduced with the axisymmetric assumption. Numerical analysis of the fluctuating groundwater table observed in the field shows that assuming a lower groundwater level will have a minor reduction of the settlements under the embankment. The potential failure pattern is not as clear when using a lower groundwater level.

UTVÄRDERING AV VIDHÄFTNING VID ANVÄNDANDE AV IN-SITU-GJUTEN BETONG SOM STÄMP I LERSCHAKT

Mylena Anderberg & Isabella Andersson, LTH

Summary

This report addresses the adhesion between clay and in-situ cast concrete used in the bottom of excavations when situated in soft clay. The main focus of the report is to investigate the adhesion mechanism acting between the materials when the concrete slabs are subjected to shear. While doing so two questions are meant to be answered, how and where the break will occur and how this coincides with today's design criteria. The main methods of investigation are experiments that are carried out in Marieholm, Gothenburg. To be able to compare and analyse the results from the experiments, analytical calculations as well as finite element analysis, in PLAXIS 2D, are made.

When shafts are excavated in soft clay the excavation is usually made in stripes, and concrete slabs are cast in-situ in the excavated strip. The concrete slabs are subjected to shear because of the earth pressure acting on the back of the sheet wall. The shear force is transferred down into the clay by adhesion, much the same way as for cohesion piles, where the adhesion depends upon the size of the contact area and the shear capacity of the clay.

Experiments investigating the adhesion have been carried out in previous research with so-called "pull-out" tests on piles and diaphragm walls. The piles/walls were cast in-situ and then pulled upwards until a break occurred. While doing so the force, and therefore the adhesion between the concrete and the clay, was measured.

The experiments carried out for this report consisted of a shaft with a sheet wall placed at one end. Five slabs were cast in-situ on the bottom of the shaft in two different sizes. Three slabs were 1x4 meters and two slabs were 2x4.8 meters. Two slabs of each size were then subjected to shear force using jacks placed between the slabs and the sheet wall. The force was then applied gradually until a break occurred.

The fifth and last plate was also subjected to a gradually increasing force, with a peak force of 80 % of the capacity shown by the first slabs. The force was then held constant so that the effects of creep could be measured. The

horizontal and vertical displacements of the slabs were measured using dial indicators and any movement in the sheet wall was measured with a total station.

The results from the experiments show a clear connection between the time after casting and the shear capacity of the slabs, just like the previous research. Usually a slab, like the ones in the experiments, are subjected to shear only 16 hours after casting. According to the experiments the adhesionfactor between the clay and the concrete is less than 0,5 which can be compared to the 0,59-0,67, and sometimes even up to 0,9, used today.

When the shear capacity is reached cracks become visible in the clay around the slab. These cracks quickly grow to a width of around 1-2 centimetres. They grow at an angle of about 30° from the slab and reach as far out as 15-25 centimetres from the slab. When the slabs stopped showing signs that they were still deforming they were turned upside down. It then became obvious that the casting had not generated perfect slabs, that were evenly thick along the entire length of the slab, as calculated. The bottom of the slabs showed a billowy form with varying thickness. In multiple places it was also obvious that the concrete and clay had merged.

Sammanfattning

Rapporten behandlar vidhäftning mellan in-situ-gjutna betongplattor, vilka används vid etappvis schaktning, och lerbotten i schakt. Huvudsyftet är att utreda vilken vidhäftning som verkar mellan materialen då betongen blir utsatt för skjuvning på grund utav tryck från sponten. Samt om brott går i kontaktytan mellan materialen eller i något av de två materialen samt hur detta sammanfaller med dagens dimensioneringsmetoder. Utredningen görs primärt med hjälp utav fullskaleförsök på Marieholmprojektet i Göteborg. Som jämförelse och komplettering till försöken utförs beräkningar av brottslaster och deformationer analytiskt och med hjälp utav finita elementanalyser i PLAXIS 2D.

In-situ-gjutna betongplattor används vid etappvis schaktning i lös lera, där betongen verkar som stämp mot sponten. Sponten utsätter betongplattan för krafter vilka i dag antas föras ner i leran med hjälp utav vidhäftning, och beräknas endast bero på kontaktarean mellan leran och betongen samt lerans skjuvhållfasthet.

Tidigare forskning har gjorts i form utav ”Pull-out”-tester där slitsmurar eller pålar gjuts in-situ i lera. De dras sedan upp och på så vis kan vidhäftningen mellan betongen och leran beräknas. Tidigare forskning har påvisat att kapaciteten ökar med tiden.

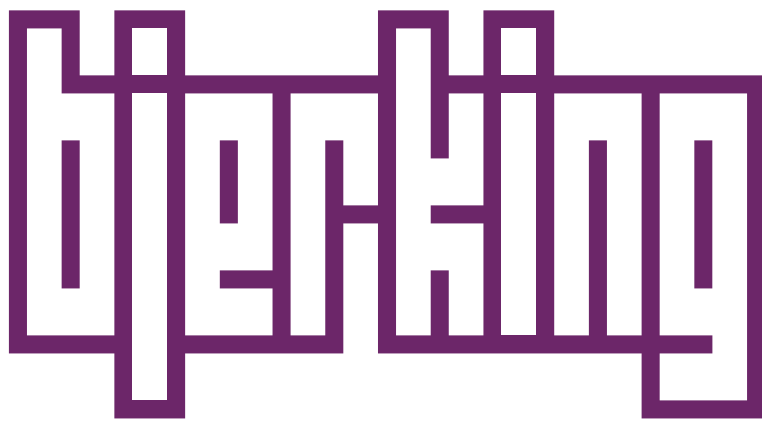
Fullskaleförsöken utgörs av en schakt med en spont i schaktens ena ände. På schaktbotten gjuts fem plattor i två olika storlekar, tre stycken med måtten 1x4 meter och två med 2x4,8 meter. Två plattor av vardera storleken trycksätts sedan med hjälp utav domkrafter som placeras mellan betongplattorna och sponten, plattorna trycks stegvis till brott. Den femte och sista plattan trycks även den stegvis, men upp till 80 % av den brottslast de tidigare tryckningarna uppvisat. Trycket hålls sedan konstant under flera timmar så att krypeffekter kan kontrolleras. Under trycksättningen av plattorna mäts uppböjning i en punkt strax bakom plattornas mitt och dess förskjutning mäts i plattornas fyra hörn.

Resultaten från försöken visar tydligt på ett samband mellan tid efter gjutning och den mothållande kraft som kan mobiliseras av betongplattorna. Vanligtvis belastas in-situ gjuten betong av det här slaget runt 16 timmar efter gjutning då gjutning sker på eftermiddagen och schakten fortsätter nästkommande morgon. Enligt försöken kan plattorna vid den tiden inte överföra den mothållande kraft som det räknas med i dag. Detta innebär att de partialkoefficienter som idag används kan behöva justeras något då de ligger runt 0,59-0,67 och ibland så högt som 0,9 och de värden som har tagits fram ligger strax under 0,5. Vilket kan beror på att det idag används högre värden vid dimensioneringen, men det kan även bero på skillnader mellan de utförda testerna och det verkliga fallet.

Vid brott bildas stora sprickor i leran som sträcker sig runt 15 respektive 25 centimeter ut från betongplattornas långsidor. Sprickorna följer ett tydligt mönster där vinkeln mellan sprickan och betongplattan uppskattas vara runt 30°. Efter brott vänds betongplattorna, det blir då tydligt att gjutningen inte genererat en jämntjock platta som antagits utan plattans botten visar en böljande form med varierad tjocklek. På flera ställen observerades också att betongen och leran beblandat sig. De teorier som framtagits i tidigare forskning kan vara tillämpliga även i detta fall, speciellt de rörande lerans sensitivitet.

PARTNER-företag

SSAB



Arkitekter Ingenjörer