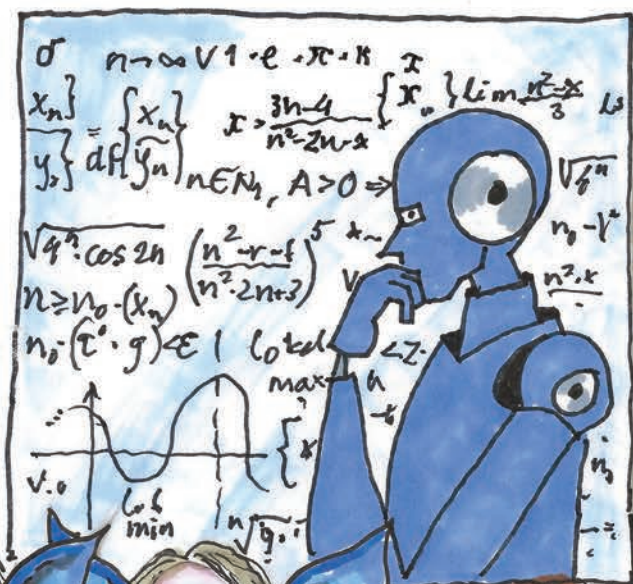


Svenska Geotekniska Föreningen
Swedish Geotechnical Society



ROBERT.

**GRUNDLÄGGNINGSGEN
14 MARS DAGEN 2024**



GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2024

Publikationen med programmet och artiklarna

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

FÖRORD

Det överbyggande temat för 2024 års Grundläggningsdag är Open chat GD. Som säkert ingen av er har missat är AI på stark frammarsch inom alla delar av vårt samhälle. Dagligen matas vi med nyheter om möjligheterna, men också riskerna med AI. På skolor och lärosäten brottas de med att särskilja vad som är gjort av eleverna själva och vad som är gjort av AI. Vad tror ni – är det en fysisk människa eller AI som har skrivit det här förordet?

Oavsett vad som är svaret på ovanstående fråga kan man inte annat än känna att vi går mot spännande tider. Hur mycket av vårt arbete kommer i framtiden att utföras av fysiska personer? Kommer branschdagar som denna att finnas kvar eller kommer det vara en samling datorer som ”ses”?

Med tanke på vårt yrkes natur, där en stor del av vår kompetens bygger på erfarenhet, har i alla fall jag svårt att tro att vi fullt ut kommer att ersättas av datorer. Dessutom finns det en hel del fysiska moment inom tex mät, fält och lab, som datorer och robotar kommer ha stora svårigheter att utföra. Men man ska aldrig säga aldrig, för visst är AI både en främmande och skrämmande framtid. Jag tror att vi i ett första steg behöver lära oss hur vi drar nytta av AI på bästa sätt utan att göra oss själva överflödiga.

Jag vill avsluta med ett stort TACK till alla (än så länge enbart fysiska personer tror jag, eller ska vi ha en vadslagning av hur många av artiklarna i årets bok som är skrivna av AI 😊), som på olika sätt har bidragit till Grundläggningsdagen 2024!



Fanny Deckner
Ordförande i Svenska Geotekniska Föreningen

P.S. Nu har ni förhoppningsvis läst hela förordet.
Vad säger ni – skrivet av mig själv eller av AI?

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2024	8
TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2024	12
ARBETSGRUPPEN	17

ARTIKLAR

GODSTRAFIKENS FRAMTIDA RESA GENOM BERG, LERA OCH SAND	19
<i>Anders Kullingsjö, Skanska</i>	

TRÄPÅLAR I NORRTÄLJEVIKEN: EN KLIMATSMART JORDFÖRSTÄRKNING	21
<i>Olle Kvick, Geoteknologi Sverige AB, Tomas Törnkvist, GeoSkills AB</i>	

ARBETSINSATSER VID RAS OCH SKRED - EXEMPEL E6 STENUNGSUND	39
<i>Tobias Thorén, SGI</i>	

GEOTEKNISKA DETEKTIVEN - SPÅRNING AV POTENTIELLT VATTENFÖRANDE JORDSKIKT I MORÄN	41
<i>Thomas Larsson, WSP</i>	

FRÅN LERVÄLLING TILL GRÖNSKANDE STADSDEL - EN GEOTEKNISK UTMANING	63
<i>Jaleh Gohardani, Skanska Teknik, Jessica Malmberg, Skanska Teknik</i>	

MULTIVARIATANALYS: MÅNGA VIKTIGA VIKTNINGAR VID ANALYS OCH BESTÄMNING AV ODRÄNERAD SKJUVHÅLLFASTHET	79
<i>Olle Risby, Tyréns Sverige AB</i>	

GEOTEKNISK SÄKERHET I KOMMUNAL PLANERING - KOMPLEXA FRÅGOR PÅ ETT ENKELT SÄTT	95
<i>Maria Freiholtz, SGI, Maria Kristensson, SGI</i>	

ROLE OF CULVER STRUCTURES ON DYNAMIC BEHAVIOURS OF RAILWAY EMBANKMENT	105
<i>Jan Laue, LTU</i>	

EXPERIMENTAL CHARACTERIZATION OF DRAINED PROPERTIES OF SKÅNE CLAY	125
<i>Yohanes Armediatz, LTH</i>	

DJUPGRUNDLÄGGNING AV STATION SOFIA - EN TEKNISK BEDRIFT I STOCKHOLM	135
<i>Mikael Creütz, WSP</i>	

COMBINING OUR EXPERIENCE - JET GROUTING ENABLING MAJOR PROJECTS NORTH AND SOUTH OF SWEDEN	177
<i>Robert Thurner, Keller, Ralf Krutwig, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG</i>	
SMARTSHEETPILE: ADVANCED STRUCTURAL HEALTH MONITORING SOLUTION FOR STEEL SHEET PILES STRUCTURES	179
<i>Abir Gallala, ArcelorMittal</i>	
TOWARDS GREEN SOIL STABILIZATION: INITIAL FINDINGS FROM THE GOAL PROJECT	191
<i>Priscilla Paniagua, NGI / NTNU</i>	
GEOLOGISKA OSÄKERHETERS BETYDELSE VID MODELLERING AV PORTRYCKSREDUKTION FRÅN LÄCKAGE TILL DJUPT SCHAKT.	201
<i>Sofie Axéen, Chalmers, Johanna Merisalu, Chalmers</i>	
MODELLERING AV TIDSBEROENDE SÄTTNINGAR PÅ STORA SKALOR MED EN MASKINLÄRNINGSBASERAD METAMODELL	217
<i>Ezra Haaf, Chalmers</i>	
AI I GEOTEKNIKEN - NYA MÖJLIGHETER ELLER ETT FÖRFÄRLIGT VERKTYG	229
<i>Stefan Larsson, KTH</i>	
AI IN GEOTECHNICAL ENGINEERING - A GEOPHYSICAL POINT OF VIEW . . .	231
<i>Andi A. Pfaffhuber, EMerald Geomodelling AS</i>	
ERFARENHETER OCH FRAMTIDSSPANING OM AI I GEOBRANSCHEN	239
<i>Paneldebatt</i>	
EXAMENSARBETEN - ABSTRACTS	
INTERACTION BETWEEN NEW AND EXISTING FOUNDATIONS DURING PILE INSTALLATION	241
<i>Kajsa Alte och Niklas Björn, Chalmers Tekniska Högskola</i>	
ANALYTISKA MODELLER FÖR BERÄKNING AV TJÄLLASTER MOT SPONTKONSTRUKTIONER	243
<i>Naima Ozims och Staffan Risberg, Kungliga Tekniska Högskolan</i>	
EFFECTS OF INCREASED VERTICAL STRESS ON THE STATE OF GRAINS IN TAILINGS	245
<i>Shane Alexander Aulestia Viscarra, Luleå Tekniska Universitet</i>	
UTVÄRDERING AV CPT-RESULTAT I ANRIKNINGSSAND	247
<i>Ebba Silfver, Lunds Tekniska Högskola</i>	

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2024

08:00 Registrering & kaffe
Utställningen öppnar

09:00 Inledning
Arbetsgruppen för GD

09:10 **PASS 1: (STORA SALEN)**
REINFORCEMENT
LEARNING

Godstrafikens framtida resa genom berg, lera och sand

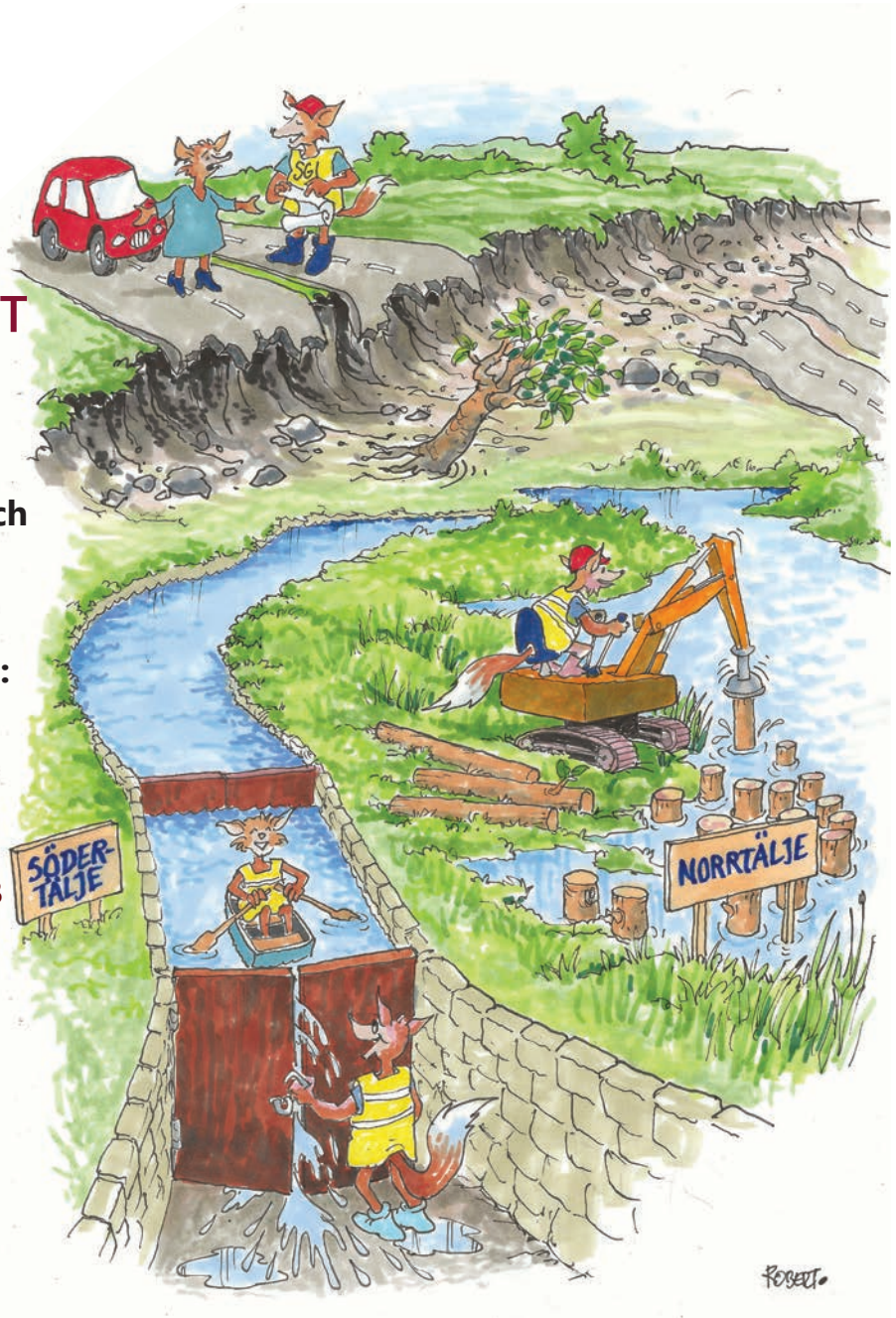
Anders Kullingsjö, Skanska

**Träpålar i Norrtäljeviken:
En klimatsmart
Jordförstärkning**

Olle Kwick, Geoteknologi
Sverige AB
Tomas Törnkvist, GeoSkills AB

**Arbetsinsatser vid ras
och skred – exempel E6
Stenungsund**

Tobias Thorén, SGI



10:10 Prisutdelningar

- ✘ SGFs pris för bästa examensarbete 2023
- ✘ Sven Hansbos pris

Delas ut av SGFs ordförande

10:30 Kaffepaus
samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter

Fikasponsor



11:10 **PASS 2A:** (STORA SALEN)
FRESH

OBS!
PASS 2A och
PASS 2B går
parallellt!

Geotekniska detektiven
– spårning av potentiellt vattenförande jordskikt i morän
Thomas Larsson, WSP

Från lervälling till grönskande stadsdel – en geoteknisk utmaning
Jaleh Gohardani, Skanska Teknik och Jessica Malmberg, Skanska Teknik

Multivariat analys: Många viktningar viktiga vid analys och bestämning av odränerad skjuvhållfasthet
Olle Risby, Tyréns Sverige AB

PASS 2B: (LILLA SALEN)
FoU

Geoteknisk säkerhet i kommunal planering – komplexa frågor på ett enkelt sätt
Maria Freiholtz, SGI
Maria Kristensson, SGI

Role of culver structures on dynamic behaviours of Railway Embankment 🇬🇧
Jan Laue, LTU

Experimental characterization of drained properties of Skåne Clay 🇬🇧
Yohanes Armediaz, LTH



12:15 **Lunchpaus**
samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter

>>

>>

13:25 **PASS 3A: (STORA SALEN)**
RISKY

OBS!
PASS 3A och
PASS 3B går
parallellt!

Djupgrundläggning av Station Sofia – En teknisk bedrift i Stockholm

Mikael Creütz, WSP

Combining our experience – Jet grouting enabling major projects north and south of Sweden 🇬🇧

Robert Thurner, Keller och Ralf Krutwig, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG

Smartsheetpile: advanced structural health monitoring solution for steel sheet piles structures 🇬🇧

Abir Gallala, Arcelor Mittal

PASS 3B: (LILLA SALEN)
FoU

Towards green soil stabilization: Initial findings from the Goal Project 🇬🇧

Priscilla Paniagua, NGI/NTNU

Geologiska osäkerheters betydelse vid modellering av portrycksreduktion från läckage till djupt schakt

Sofie Axéen och Johanna Merisalu, Chalmers

Modellering av tidsberoende sättningar på stora skalor med en maskinlärningsbaserad metamodell

Ezra Haaf, Chalmers



14:30 **Kaffepaus**

samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter

15:15 **PASS 4: (STORA SALEN)**

SPOTLIGHT AI

AI i geotekniken – nya möjligheter eller ett förfärligt verktyg

Stefan Larsson, KTH

AI in geotechnical engineering – a geophysical point of view

Andi A. Pfaffhuber,
EMerald Geomodelling AS

PANELDEBATT:

Erfarenheter och framtidsspaning om AI i geobranschen

I panelen:

Kristy Heng, Trafikverket

Mats Tidlund, Skanska

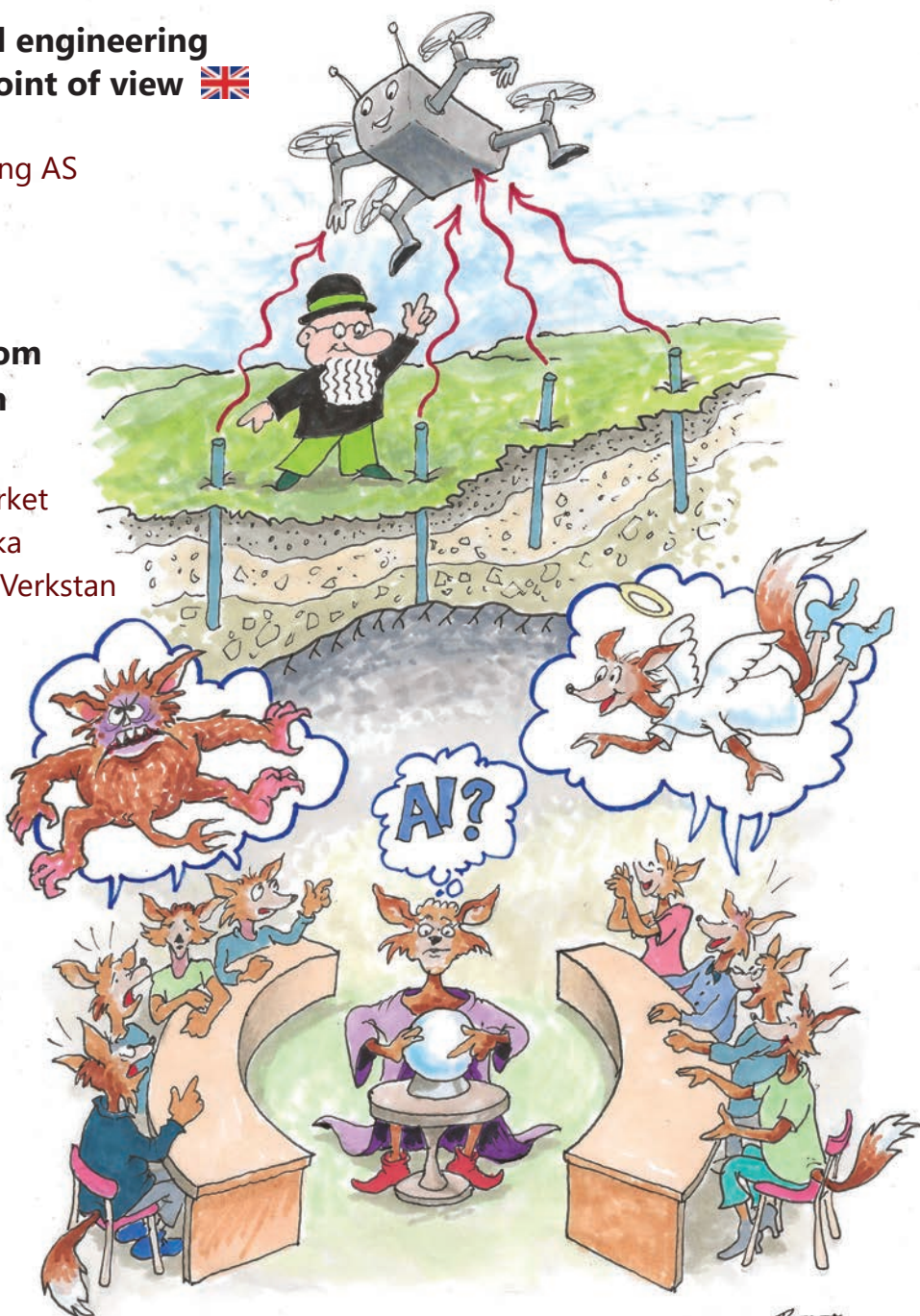
Gunilla Franzén, GeoVerkstan

Göran Pyyny, Sweco

Stefan Larsson, KTH

Andi A. Pfaffhuber,
EMerald

Geomodelling AS



16:25 **Avslutning**

SGFs ordförande

19:00 **GD-Middag**

Grundläggningdagen avrundas med diskussioner och fortsatt nätverkande under en gemensam middag i Vinterträdgården på Grand Hôtel (*föränmälan krävs*)

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2024



PASS 1-1:

**GODSTRAFIKENS FRAMTIDA RESA GENOM BERG, LERA
OCH SAND**

Anders Kullingsjö

SKANSKA SVERIGE AB



PASS 1-2:

**TRÄPÅLAR I NORRTÄLJEVIKEN: EN KLIMATSMART
JORDFÖRSTÄRKNING**

Olle Kvick

GEOTEKNOLOGI SVERIGE AB



PASS 1-2:

**TRÄPÅLAR I NORRTÄLJEVIKEN: EN KLIMATSMART
JORDFÖRSTÄRKNING**

Tomas Törnkvist

GEOSKILLS AB



PASS 1-3:

**ARBETSINSATSER VID RAS OCH SKRED
- EXEMPEL E6 STENUNGSUND**

Tobias Thorén

SGI



PASS 2A-1:

**GEOTEKNISKA DETEKTIVEN - SPÅRNING AV
POTENTIellt VATTENFÖRANDE JORDSKIKT I MORÄN**

Thomas Larsson

WSP



PASS 2A-2:

**FRÅN LERVÄLLING TILL GRÖNSKANDE STADSDEL
- EN GEOTEKNISK UTMANING**

Jaleh Gohardani

SKANSKA TEKNIK



PASS 2A-2:

**FRÅN LERVÄLLING TILL GRÖNSKANDE STADSDEL
- EN GEOTEKNISK UTMANING**

Jessica Malmberg

SKANSKA TEKNIK



PASS 2A-3:

**MULTIVARIATANALYS: MÅNGA VIKTIGA VIKTNINGAR
VID ANALYS OCH BESTÄMNING AV ODRÄNERAD
SKJUVHÅLLFASTHET**

Olle Risby

TYRÉNS SVERIGE AB



PASS 2B-1:

**GEOTEKNISK SÄKERHET I KOMMUNAL PLANERING
- KOMPLEXA FRÅGOR PÅ ETT ENKELT SÄTT**

Maria Freiholtz

SGI



PASS 2B-1:

**GEOTEKNISK SÄKERHET I KOMMUNAL PLANERING
- KOMPLEXA FRÅGOR PÅ ETT ENKELT SÄTT**

Maria Kristensson

SGI



PASS 2B-2:

**ROLE OF CULVER STRUCTURES ON DYNAMIC
BEHAVIOURS OF RAILWAY EMBANKMENT**

Jan Laue

LTU



PASS 2B-3:

**EXPERIMENTAL CHARACTERIZATION OF DRAINED
PROPERTIES OF SKÅNE CLAY**

Yohanes Armediarz

LTH

>>



PASS 3A-1:
**DJUPGRUNDLÄGGNING AV STATION SOFIA
- EN TEKNISK BEDRIFT I STOCKHOLM**

Mikael Creütz

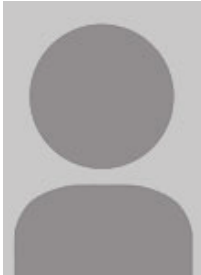
WSP



PASS 3A-2:
**COMBINING OUR EXPERIENCE
- JET GROUTING ENABLING MAJOR PROJECTS
NORTH AND SOUTH OF SWEDEN**

Robert Thurner

KELLER



PASS 3A-2:
**COMBINING OUR EXPERIENCE
- JET GROUTING ENABLING MAJOR PROJECTS
NORTH AND SOUTH OF SWEDEN**

Ralf Krutwig

WAYSS & FREYTAG INGENIEURBAU AG



PASS 3A-3:
**SMARTSHEETPILE: ADVANCED STRUCTURAL
HEALTH MONITORING SOLUTION FOR STEEL SHEET
PILES STRUCTURES**

Abir Gallala

ARCELOR MITTAL



PASS 3B-1:
**TOWARDS GREEN SOIL STABILIZATION:
INITIAL FINDINGS FROM THE GOAL PROJECT**

Priscilla Paniagua

NGI / NTNU



PASS 3B-2:
**GEOLOGISKA OSÄKERHETERS BETYDELSE VID
MODELLERING AV PORTRYCKSREDUKTION FRÅN
LÄCKAGE TILL DJUPT SCHAKT**

Sofie Axéen

CHALMERS



PASS 3B-2:

**GEOLOGISKA OSÄKERHETERS BETYDELSE VID
MODELLERING AV PORTRYCKSREDUKTION FRÅN
LÄCKAGE TILL DJUPT SCHAKT**

Johanna Merisalu

CHALMERS



PASS 3B-3:

**MODELLERING AV TIDSBEROENDE SÄTTNINGAR PÅ
STORA SKALOR MED EN MASKINLÄRNINGSBASERAD
METAMODELL**

Ezra Haaf

CHALMERS



PASS 4-1:

**AI I GEOTEKNIKEN - NYA MÖJLIGHETER ELLER
ETT FÖRFÄRLIGT VERKTYG**

Stefan Larsson

KTH

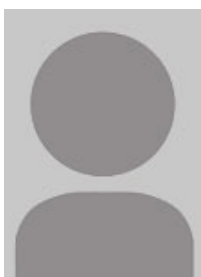


PASS 4-2:

**AI IN GEOTECHNICAL ENGINEERING
- A GEOPHYSICAL POINT OF VIEW**

Andi A. Pfaffhuber

EMERALD GEOMODELLING AS

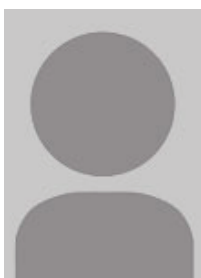


PASS 4-3:

**ERFARENHETER OCH FRAMTIDSSPANING
OM AI I GEOBRANSCHEN**

Kristy Heng

TRAFIKVERKET



PASS 4-3:

**ERFARENHETER OCH FRAMTIDSSPANING
OM AI I GEOBRANSCHEN**

Mats Tidlund

SKANSKA

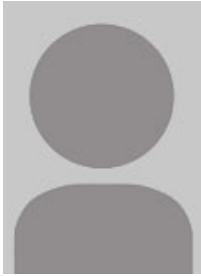




PASS 4-3:
**ERFARENHETER OCH FRAMTIDSSPANING
OM AI I GEOBRANSCHEN**

Gunilla Franzén

GEOVERKSTAN



PASS 4-3:
**ERFARENHETER OCH FRAMTIDSSPANING
OM AI I GEOBRANSCHEN**

Göran Pyyny

SWECO



PASS 4-3:
**ERFARENHETER OCH FRAMTIDSSPANING
OM AI I GEOBRANSCHEN**

Stefan Larsson

KTH



PASS 4-3:
**ERFARENHETER OCH FRAMTIDSSPANING
OM AI I GEOBRANSCHEN**

Andi A. Pfaffhuber

EMERALD GEOMODELLING AS

ARBETSGRUPPEN FÖR GD 2023/2024

AG GD inom SGF har som uppgift att planera och genomföra Grundläggningdagen årligen. Nu genomförd 42 gånger sedan 1978.



Anna-Karin Jönsson

TYRÉNS SVERIGE AB

+46 (0)76 117 17 59

anna-karin.jonsson@tyrens.se



Anne Unverzagt

HERCULES GRUNDLÄGGNING AB

+46 (0)70 276 41 04

anne.unverzagt@hercules.se



Pia Larch

SKANSKA SVERIGE AB

+46 (0)70 774 40 55

pia.larch@skanska.se



Jasmina Toromanovic

LULEÅ TEKNISKA UNIVERSITET

jasmina.toromanovic@ltu.se

GODSTRAFIKENS FRAMTIDA RESA GENOM BERG, LERA OCH SAND

Anders Kullingsjö ^A

^A Skanska

LÄNKEN TILL HAMNEN BYGGS UT

Hamnbanan i Göteborg är den stora järnvägslinken för allt gods som kommer till och från Göteborgs Hamn. Härifrån går 30 procent av Sveriges export och behovet av godstransporter ökar snabbt. Idag är Hamnbanan enkelspårig och delar av banan måste bytas ut till dubbelspår.

Skanska har i uppdrag av Trafikverket att bygga dubbelspår genom en tunnel. Uppdraget innefattar etappen Eriksberg-Pölsebo. Projektet startade hösten 2019 och hela projektet ska vara färdigställt under 2024. Spåren öppnades för trafik 2023.

Det är inte bara Trafikverket och Göteborgs hamn som drar nytta av projektet. Ur ett stadsutvecklingsperspektiv skapas möjlighet att bygga Ca 1100 bostäder (hyresrätter och bostadsrätter) och 1-2 förskolor. Utöver det frigörs minst 7000 m² verksamhetsyta.

Syftet med att förlägga järnvägen i tunnel är dels att öka kapaciteten på Hamnbanan genom utbyggnad av nytt dubbelspår, dels att minska de faktiska och upplevda avstånden i området för gående och cyklister. Med ett dubbelspår i tunnel kan nuvarande spår tas bort och dagens spårområde få en annan användning på sikt. Järnvägstrafik i tunnel ger en bättre boendemiljö genom att bullernivåer minskar och säkerheten ökar.

IGENOM BRATTERÅSBERGET, UNDER KROKÄNGSPARKEN

Ett nytt dubbelspår har byggts och jämfört med den tidigare sträckningen viker den nya av efter Nordviksbron. Spåren går sedan ner i en tunnel som fortsätter igenom Bratteråsberget, under Krokängsparken och till sist mynnar ut vid Pölsebo där spåren ansluter till nuvarande spår.

Spåret som anlagts är på ca 1 900 meter, varav 1 100 meter i tunnel. I uppdraget ingick även anläggning av provisoriska spår för trafikomledning, rivning av befintlig anläggning inklusive en bro, omfattande ledningsomläggningar, nya gång- och cykelvägar, ny fotbollsplan samt nytt klubbhus åt Eriksbergs IF.

PROJEKTERING STARTADE HÖSTEN 2019

Projekteringen påbörjades under hösten 2019. Under våren 2020 genomfördes förberedande arbeten med ledningar och arbeten med träd, allt ifrån avverkning, skydd och tom flytt av några mindre träd.

Vallen mot järnvägen, längst Västra Eriksbergsgatan, har schaktats bort för att ge plats åt ledningar och temporära spår.

TEMPORÄRA SPÅR

Produktionen startade i februari 2020. Under påskhelgen kopplade vi på de temporära spår som kommer användas av tågen medan Hamnbanan byggs.

Under våren 2020 stängdes stängts av för biltrafik mellan Valskvarnsgatan och Danagatan men har öppnats igen år 2023.

ARBETE UNDER MARKEN

Det är ett avancerat och omfattande projekt där större delen av vårt arbete sker under synlig mark.

Utmaningarna var många och att arbeta med grundläggning i Göteborgs leriga mark är en av de tuffare. Utöver detta skall schakten utföras ner i ett vattenförande mäktigt sandlager. För att utföra de temporära konstruktionerna och den permanenta tunneln måste har schakt och förankringar under grundvattennivån utförts med hjälp av omkring 4 000 krönmeter stålspont.

Dessutom var dalen där vi bryter igenom full av vatten- och avloppsledningar, bredband samt gas-, och telefonledningar. Dessa ledningar har lagts om i flera etapper för att säkerställa driften.

HÄNSYN TILL NATUREN

Tunneln går under den välbesökta Krokängsparken. I parken finns gott om gamla, ihåliga ekar som i sin tur genererar livsmiljöer för insekter, fågelarter och fladdermöss.

Skanska och beställaren har strävat efter att inte störa naturen i parken och det finns idag en skötselplan för träd, djur och växter i parken som park- och naturförvaltningen tagit fram.

Det finns även en mycket gammal ek som bl a flyttats för att göra plats för en ny fotbollsplan.

KLIMATKOMPENSERAD "GRÖN" BETONG MINSKAR UTSLÄPPEN

I projektet beslutade man sig att minska utsläppen av koldioxidekvivalenter med 25 procent. Eftersom betongen står för de största koldioxidutsläppen i projektet beslutades att "Grön" anläggningsbetong skulle användas.

Hamnbanan är det första riktigt stora projektet där Skanska använt "Grön" anläggningsbetong. I "Grön" betong ersätter slagg delar av cementmängden, som står för de största koldioxidutsläppen. Slagg är restmaterial från bland annat ståltillverkning, en blandning av olika mineraler och kalk.

Betongen som använts i Hamnbanan genererar 40 till 50 procent mindre koldioxidutsläpp. Och eftersom betongen står för halva utsläppet i projektet går det att nå en total minskning på 25 procent.

TOTALT OMFATTADE SKANSKAS UPPDRAG:

- 90 + 210 meter bergtunnel och 320 + 270 + 220 meter betongtunnel
- 20 + 290 meter tråg och 700 meter övriga stödkonstruktioner
- 200 000 kubikmeter jordschakt och ca 100 000 kubikmeter bergschakt
- Pålning av tunnel och tråg
- Tillfälliga stödkonstruktioner
- Omläggning ledningar
- 4 000 spårmeter nytt spår 2 200 meter kontaktskena
- Sex nya växlar, ett spårkryss och 850 spårmeter provisoriska spår
- Rivning av 3 300 spårmeter inklusive en bro

GEOTEKNISK FOKUS

Projektet delades in i olika zoner baserade på de geotekniska förhållandena och de tekniska lösningarna som krävdes

Olika delatapper med olika tekniska lösningar

- Zon 1: Tråg 20 m
- Zon 2: Betongtunnel 320 m
- Zon 3: Bergtunnel 90 m
- Zon 4: Betongtunnel 270 m
- Zon 5: Bergtunnel 210 m
- Zon 6: Betongtunnel 220 m
- Zon 7: Tråg 290 m

Grundförhållanden inom de delar som krävde temporär spont

Någon meter fyllning ovanpå lera med en mäktighet på 3-5m. Under leran sand ovan berg på ca 20 meters djup som djupast.

Utmaningar.

Det är inte bara lera som skapar problem. Här var det för en Göteborgare nya utmaningar med sand. Vattenproblematik samt omlagringar i samband med spontdrivningen.

Projektet skulle också klimatanpassas vilket krävde att ett stort stråk med vattenledningar för framtida skyfall skulle passera tunneln

Tunneln passerade genom och under Krokängsparken. Träden har till stor del styrt linjedragningen för tunneln. Tyvärr glömdes skyfallspaketet bort i relation till de vitesbelagda träden.

UV schakter krävdes. Under produktionen var det stort fokus på arbetsmiljön. Kranuppställningar mm analyserades samt en rad oförutsedda händelser. Sponten som gick ur lås orsakade slukhål. Grävmaskinister som på eget bevåg ville schakta "rationellt" på bekostnad av stor risk.

Möjligheter för en geotekniker i produktionen.

En klassisk bakåtförankrad spont slagen till berg kräver engagerade geokonstruktörer och skapar stor potential för kostnadsbesparingar. En iterativ process. Sponten skall installeras utan detaljkunskap om bergnivån och behöver därför vara överstark för att ta höjd för eventuella oförutsedda variationer i bergläget. När detta väl är känt finns stor möjlighet för optimering vilket kan skapa reducerade mängder på hammarband och stag.

TRÄPÅLAR I NORRTÄLJEVIKEN: EN KLIMATSMART JORDFÖRSTÄRKNING

Olle Kvick^A, Tomas Törnkvist^B, Lukas Rust^C

^A *Geoteknologi Sverige AB*

^B *Geoskills AB*

^C *Mitta AS*

SAMMANFATTNING

I exploateringsprojektet Norrtälje Hamn omfattar delprojektet Midsommarplatsen omfattande fyllningsarbeten för att etablera en dagvattendamm och ett park- och rekreationsområde på totalt 7100 m². Området lutar innan utfyllnad ner mot Norrtäljeviken och ligger delvis under vatten.

Jordprofilen består av mycket löst organiskt material och lera till ca 10 m djup. Det krävs markförstärkande åtgärder för att möjliggöra uppfyllning på ett säkert sätt. Den förstärkningsmetod som projektet valt i ett tidigare skede var utfyllnad på KC-pelarförstärkning.

Under optimeringsarbetet i bygghandlingsskedet valdes det att byta jordförstärkningsmetod till lätt bankpålning med träpålar. Metodens praxis frångicks för att anpassas bättre till förhållandena i projektet och utforma en mer optimerad design.

Den anpassade utformningen består av lastbärande träpålar som fungerar som kohensionspålar med lastfördelande lager av krossmaterial och geonät som fördelar lasten mellan pålarna. I projekteringskedet utfördes provpålning då det fanns begränsat med erfarenhet om hållfasttillväxthastighet på träpålar.

Provpålningen ledde till en optimerad utformning där den geotekniska bärförmågan verifierades genom provning vilket sparade ca 3000 pålar och eliminerade väntetiderna under utförandet av pålningen.

Lätt bankpålning med träpålar är en mycket miljövänlig metod och i detta projekt kunde man konstatera att byte av metod teoretiskt sparade 2150 ton CO₂e jämfört med att förstärka hela området med KC-stabilisering.

Den modifierade varianten av lätt bankpålning med träpålar visade sig medföra besparingar i tid, ekonomi och CO₂.

SUMMARY

In the development project Norrtälje Hamn, the sub-project Midsommarplatsen includes extensive filling work to establish a stormwater pond and a park and recreation area with an area of 7100 m². The area slopes down towards Norrtäljeviken before filling and is partially submerged.

The soil profile consists of highly loose organic material and clay to a depth of approximately 10 meters. Soil reinforcement measures are required to enable filling in a safe manner. In a previous stage, the project had chosen the soil filling on lime cement columns as the reinforcement method.

During the optimization work in the construction documentation phase, it was decided to change the soil reinforcement method to lightweight timber piling. The method's practices were deviated from to better adapt to the project conditions and design a more optimized structure.

The adapted design consists of load-bearing timber piles functioning as cohesion piles with load-distributing layers of crushed material and geogrids that distribute the load between the piles. During the design phase, test piling was carried out when there was limited experience with the strength growth rate of timber piles.

The test piling led to an optimized design where the geotechnical bearing capacity was verified through testing, saving approximately 3000 piles and eliminating waiting times during piling execution.

Lightweight timber piling is a very environmentally friendly method, and in this project, it was found that the change of method, theoretically saved 2150 tons of CO₂e compared to reinforcing the entire area with lime cement columns.

The modified version of lightweight timber piling proved to bring savings in time, economy, and CO₂.

1 BAKGRUND

Norrtälje hamn har fungerat som en handelsplats ända sedan 1600-talet. Under 1900-talet genomgick hamnen en successiv utveckling och blev en viktig knutpunkt för spannmåslagring, vilket även resulterade i de karakteristiska silotornen i området. Sädesmagasin och silos konstruerades på 1940-talet, slutet av 50-talet och 70-talet enligt Norrtälje Kommun (2018), se Figur 1. Innan beslutet om exploatering av hamnområdet togs hade nästan all industriell verksamhet redan avvecklats inom området. Ombyggnadsprojektet för hamnområdet inkluderar uppskattningsvis 4000–5000 bostäder, företagslokaler, torg och parker.

Sedan 2016 har infrastrukturutbyggnaden i Norrtälje Hamn genomförts genom samverkansentreprenad med NCC AB.



Figur 1. Visionsbild av utbyggnaden av Norrtälje Hamn, (Norrtälje Kommun, 2018).

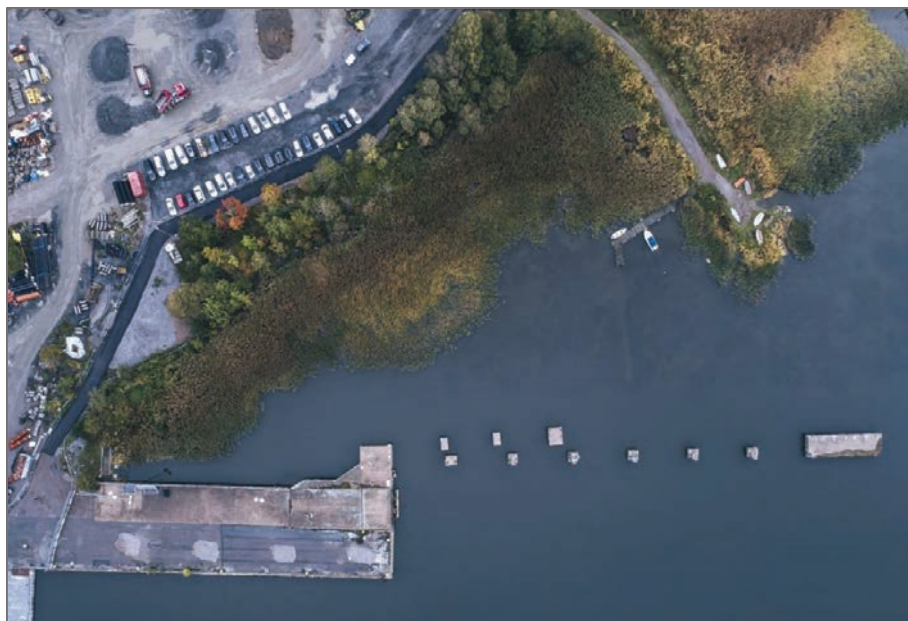
2 PLANERAD KONSTRUKTION

Denna artikel avser den del av projektet som omfattar utbyggnaden av området Dagvattenparken och Midsommarplatsen, se Figur 2. Dagvattenparken har precis som namnet antyder även funktionen av en dagvattendamm. Midsommarplatsen kommer fungera som park- och rekreationsområde.



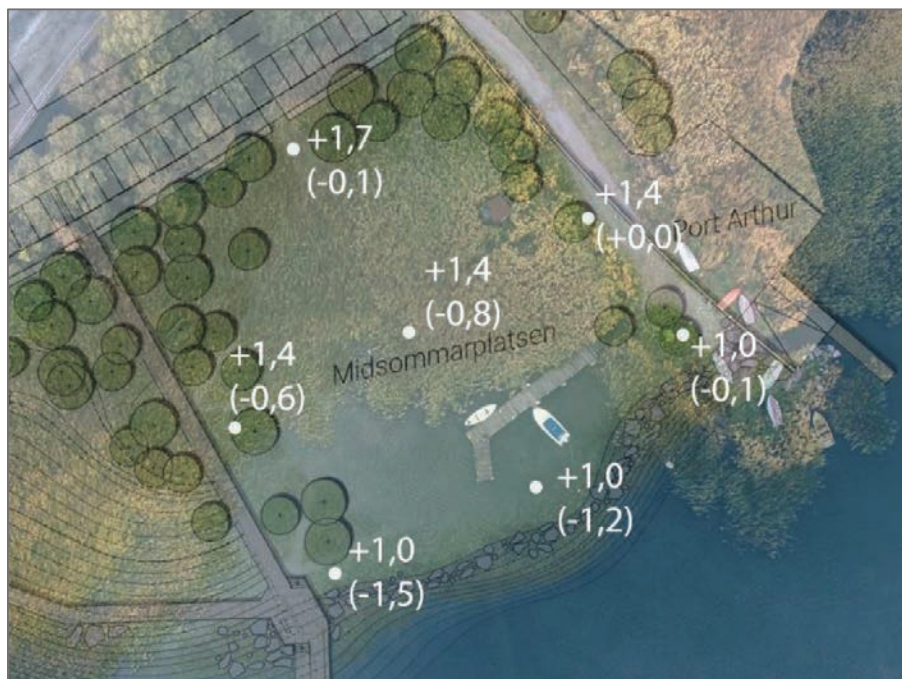
Figur 2. Delområden som omfattas av utfyllnad i Norrtäljeviken med Dagvattenparken till vänster och Midsommarplatsen till höger. Illustration (COWI, 2019).

Innan exploateringen påbörjades var stora delar av utfyllnaden utanför strandlinjen (under vatten) och området var bevuxet av tät vass, se Figur 3.



Figur 3. Flygfoto från 2018 på område som ska fyllas ut, (COWI, 2019).

Midsommarplatsens projekterade höjdsättning ligger mellan +1,7 - +1,0 i RH00 vilket motsvarar ca 0,3 – 2,5 m över befintlig mark- eller bottennivå, se Figur 4.

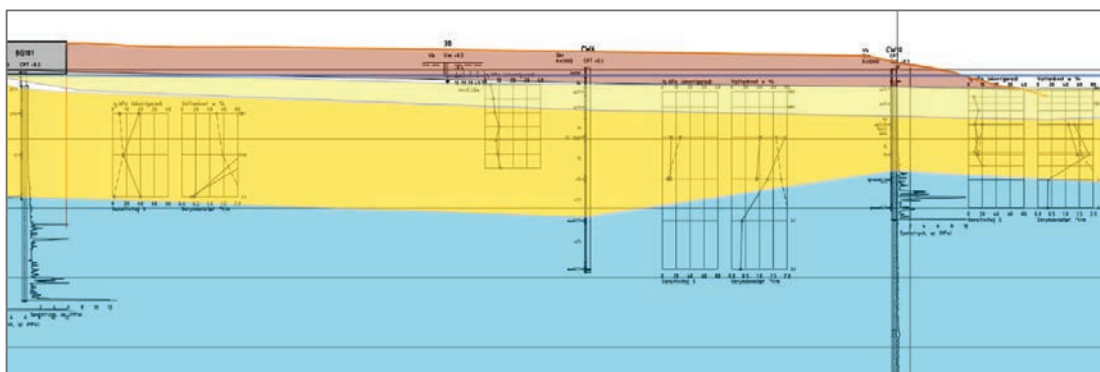


Figur 4. Illustration på nivå för projekterad marknivå överst samt befintlig mark- eller bottennivå inom parentes, (COWI, 2019). Höjdsystem RH00.

3 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

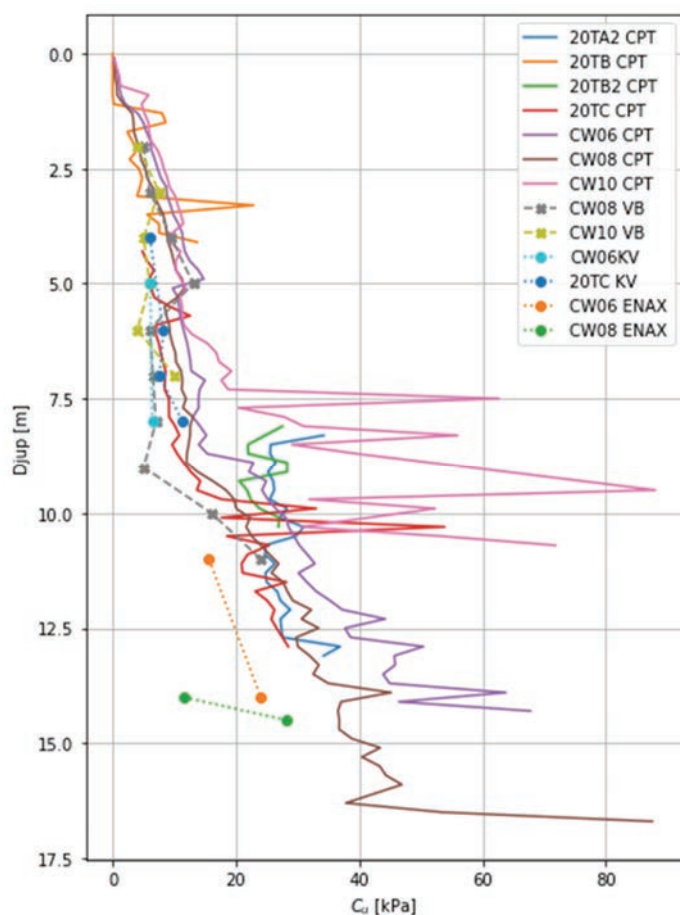
I det område där Dagvattenparken och Midsommarplatsen är belägna består jordprofilen av organisk jord ovan gytta underlagrat av lera på lermorän, se Figur 5. Det organiska materialet, som i vissa områden består av dy och gytta, har en mäktighet på 1-3 meter och uppvisar en vattenkvot på upp till 200%, med en konflytgräns som överstiger 200%. Leran, som övergår till lermorän vid cirka 10-12 meters djup, har en konflytgräns på omkring 40-90% med låg sensitivitet. Leran bedöms vara svagt överkonsoliderad mellan 2-5 m djup och normalkonsoliderad på större djup. M_L -modulen i leran varierade mellan 80-300 kPa. Den underliggande lermoränen underlagras av berggrund vid cirka 30-35 meters djup, med en hög skrymdensitet på ungefär 2,2 ton/m³ och en vattenkvot på cirka 10-15%. Den odränerad skjuvhållfastheten i lermoränen är ungefär 20-30 kPa vid 12 meters djup och ökar med djupet med ca 5 kPa/m.

Projekterad uppfyllning förväntas medföra sättningar på ca 0,2-1,6 m utan förstärkningsåtgärd.



Figur 5. Sektion med tolkad jordlagerföljd. Brunröd markering redovisar projekterad uppfyllnad. Ljust gul markerar gytta/dy, gul markerar tolkad lera och den blå markering visar lermoränen. Berg är ej redovisat i denna sektion.

Figur 6 presenterar en sammanställning av utvärderade värden för odränerad skjuvhållfasthet inom Midsommarplatsen.



Figur 6. Sammanställning av odränerad skjuvhållfasthet för området Midsommarplatsen.

4 ÅTGÄRDSUTREDNING

Projektet Midsommarplatsen medför uppfyllning på lös mark. Området har ansträngd totalstabilitet och består av sättningsbenäget jordmaterial. Det krävs markförstärkande åtgärder för att möjliggöra utfyllnaden. Projektet ska ta fram en byggbar lösning som beaktar säkerheten både under anläggningsfasen och som färdig konstruktion. Den metod som används ska inte medföra några betydande underhållsåtgärder. Den tekniska lösningen ska dessutom vara gynnsam sett till byggtid, ekonomi och miljöpåverkan.

Det har för området innanför den yttre stödstrukturen diskuterats antingen användningen av KC-pelare eller massförstärkning för att minimera sättningar. De planerade åtgärderna begränsades av den tekniska beskrivningen i den gällande miljödomen för projektet. Projektet har utrett ett flertal olika metoder såsom KC-pelare, spont, vertikaldränering, stenpelare, påldäck, invallning och lätt bankpålning med träpålar.

Efter workshops med beställare, projektörer och entreprenörer, samt en reviderad förstudie, bedömdes lätt bankpålning med träpålar som mer lämpad för projektet med hänsyn till kostnader, miljöpåverkan och riskminimering, se Tabell 1.

Tabell 1. En jämförelse olika metoder.

Metod	Miljö* [1-3]	Ekonomi* [1-3]	Kvalitet* [1-3]
KC-pelare	1	1	3
Spont	1	1	2
Vertikaldränering	3	3	1
Stenpelare	3	3	2
Påldäck	1	1	3
Invallning	3	3	1
Lätt bankpålning med träpålar	3	3	3

*Höga siffror innebär högt betyg.

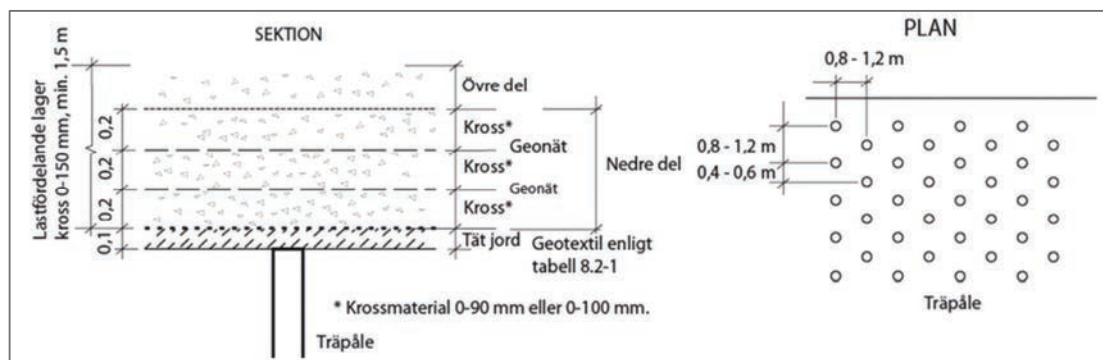
En efterföljande process initierades för att erhålla dispens och ändra den förstärkningsmetod som tidigare godkänts i miljödomen (KC-pelare).

5 LÄTT BANKPÅLNING MED TRÄPÅLAR

Grundförstärkning lätt bankfyllning på träpålar är en gammalt och väl bepröva metod för att reducera sättningar vid fyllning på lös mark. Praxis för metoden finns inarbetat i TK Geo 13, (Trafikverket, 2016)

5.1 Metodbeskrivning

Metoden lätt bankpålning med träpålar är en variant av den vanligare metoden bankpålning. Till skillnad från konventionell bankpålning där tyngden från överliggande massor överförs till pålarna genom pålplattor överförs tyngden vid lätt bankpålning till pålarna genom förkilningseffekter och mellanliggande geosyntetisk armering. Pålarna installeras vanligen i ett triangulärt mönster med inbördes avstånd 0,8-1,2 m och drivs till fastare material eller stopp. Metodens standardutformning visas i Figur 7.



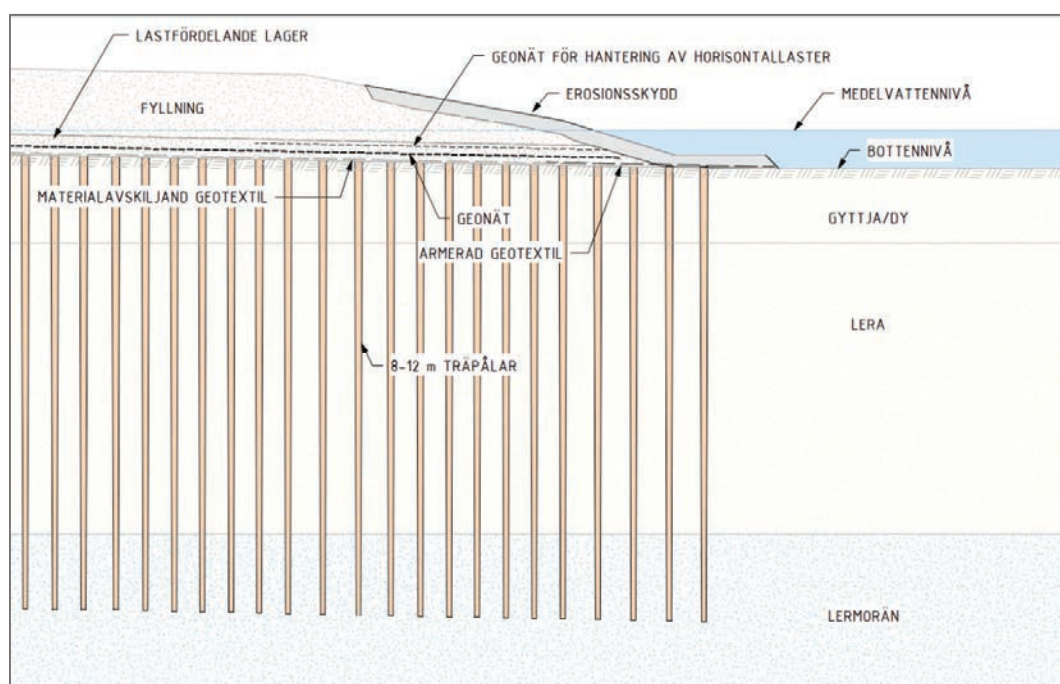
Figur 7, Konstruktiv utformning, (Trafikverket, 2016).

Pålarne består av kvistade trädstammar med kvarlämnad bark. Pålarne vänds upp och ner med den spetsiga delen neråt och trycks ner med grävmaskin. Pålarne har betydligt lägre lastkapacitet än konventionella pålar. Över påltopparna placeras ett 10 cm tjockt fukthållande lager av tät jord. På det fukthållande lagret placeras en materialavskiljande geotextil och ett lastfördelande lager med 0–90 mm kross med minst 1,5 m mäktighet.

5.2 Projektanpassad utformning

På grund av stora djup till fast botten har pålarne projekterats som kohesionspålar till skillnad från metodbeskrivningen som föreskriver spetsburna pålar. Pålarnas strukturella lastkapacitet har ansatts till 90 kN (Trafikverket, 2014). Den geotekniska kapaciteten har beräknats enligt α -metoden för olika pållängder i två olika jordmodeller. Utförda beräkningar i brottgränstillstånd visade att de 12 m långa pålarnas lastkapacitet begränsades av den geotekniska bärförmågan. Fyllningsslantens stabilitet mot utglidning verifierades med antingen överkapacitet i geonäten längst ut mot slänt eller med ett extra lager geonät, se Figur 8.

Pålarnas inbördes avstånd valdes med hänsyn till den geotekniska bärförmågan, därefter dimensionerades det lastfördelande geonätet baserat på belastning och inbördes avstånd mellan pålarne. Eftersom pålarne utfördes som kohesionspålar trycktes dom ner till projekterad nivå vilket sparar tid då påltopparna inte behöver kapas vid valt pålavskärningsplan.



Figur 8. Principiell utformning av projektanpassad variant av lätt bankpålning med träpålar.

Trots att total fyllnadshöjd är relativt tilltagen är tillgänglig tjocklek på lastfördelade lager begränsat på grund av krav på ovanliggande växtjords tjocklek. Efter analys beslutades att begränsa det lastfördelade lagret till 50 cm. Det är svårt att rymma två lager lastfördelade geosyntetisk armering i en låg bank (50 cm). Projektet valde därför att utforma lastfördelningen med endast ett lager geosyntet. Det ger både betydande tidsbesparingar och lägre materialkostnad. Att lastfördelningen fungerar med endast ett lager geonät har tidigare visats av t.ex. (Gunnvald, 2023). Det valdes geonät med dimensionerande långtidsdraghållfasthet mellan 30 och 60 kN/m. Rekommendationen i TK Geo 13 (Trafikverket, 2016) är 2 lager med 3 kN/m.

5.3 Beräkning av sättningar

Lätt bankpålning med träpålar där lasten från påförda fyllmassor överförs till pålarna direkt via valveffekter och via mellanliggande nät är relativt tolerant för sättningar. Designen medför att last kommer överföras från svagare till starkare pålar, ojämna sättningar kan därför hanteras.

Utförda beräkningar visar att med vald utformning (8-12 m långa kohesionspålar) kan det förväntas ca 20 cm sättning över en hundraårsperiod. Pålarna har en dränerande funktion. Den hydrauliska konduktiviteten för trä är 10^{-5} m/s (Protz, Silins, & Lieffers, 2020). Den hydrauliska konduktiviteten för lera är 10^{-9} m/s eller mindre (SGI, 2008). Trä är 10^4 gånger genomsläppligare än lera. Detta medför i kombination med det täta pålmönstret en vertikaldränerande funktion som påskyndar sättningarnas tidsförlopp.

5.4 Kontroll av totalstabilitet

Midsommarplatsens släntstabilitet var tillfredställande innan exploatering. De planerade utfyllningarna skulle medföra stor risk för skred om inte stabilitetshöjande åtgärder vidtogs. Metoden lätt bankpålning med träpålar innebär att påförda laster överförs via pålarnas mantel ner till fastare jordlager. Pålarna bär upp den last som fyllningen medför. Känslighetsanalyser har utförts för att jämföra olika scenarion med olika grad av lastöverföring mellan påle och jord och hur det påverkar stabiliteten. Utfyllnad efter att pålarna och det lastfördelade lagret installerats kan utföras med tillfredställande släntstabilitet.

6 PROVPÅLNING

För att optimera arbetsmetodik och utförande beslutades att utföra provpålning för att optimera tillväxtfaktorn, κ_T som beskriver tidseffekten i pålens bärförmåga. Utgår man från Pålkommisionens rapport 100, Kohesionspålar (Eriksson, Jendeby, Olsson, & Svensson, 2004), är tillväxten linjär från installation till full bärförmåga. I (Eriksson, Jendeby, Olsson, & Svensson, 2004) beskrivs att full bärförmåga nås först efter två månader. Vår erfarenhet från hållfasthetstillväxt i tidigare projekt var att den gick betydligt snabbare.

Första ansatsen vid dimensionering utfördes genom verifiering med beräkning och tillsammans med tillväxtfaktorn, κ_T från (Eriksson, Jendeby, Olsson, & Svensson, 2004). Det innebar att tiden från att en påle hade installerats till den kunde belastas blev för lång för framdriften av projektet. Eftersom pålningen succesivt utfördes ut i viken och pålarna belastas av grävmaskinen hade utförandet tagit väldigt lång tid vilket inte hade varit realistiskt.

För att bedöma bärförmågans tillväxtfaktor/-hastighet och verifiera beräknad bärförmåga installerades totalt 16 st provpålar uppdelade på två olika platser, se Figur 9. I respektive område provades två pålar per område efter 4, 10, 30 resp. 60 dygn med provbelastning till brott.



Figur 9. Installerade provpålar i område 2.

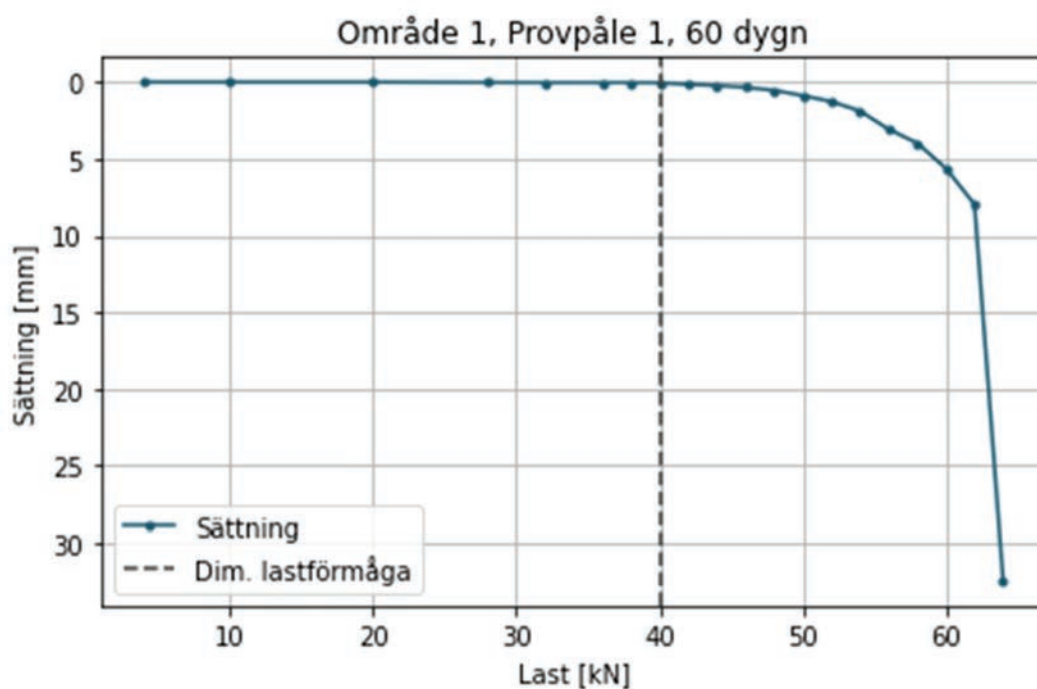
6.1 Statisk provbelastning

För att möjliggöra ett enklare genomförande och de relativt små lasterna som skulle verifieras gjordes en del avsteg från den praxis som brukar användas för statisk provbelastning, SS-EN ISO 22477-1:2018 (Swedish Standards Institute, 2018). Avstegen bestod av kortare tidsintervall, avvikande laststeg, avvikande utrustning och avvikande kriterier för uppmätt brott. Dessa diskuterades i samråd med projektet och bedömdes endast ge risk för lågt uppmätta värden bl.a. med hänsyn till att lasten inte är säkerställt centriskt på pålen på samma sätt som utförandestandarden.



Figur 10. Uppställning av provningsutrustning samt mothållsvikt från jordfylld traktorskopa.

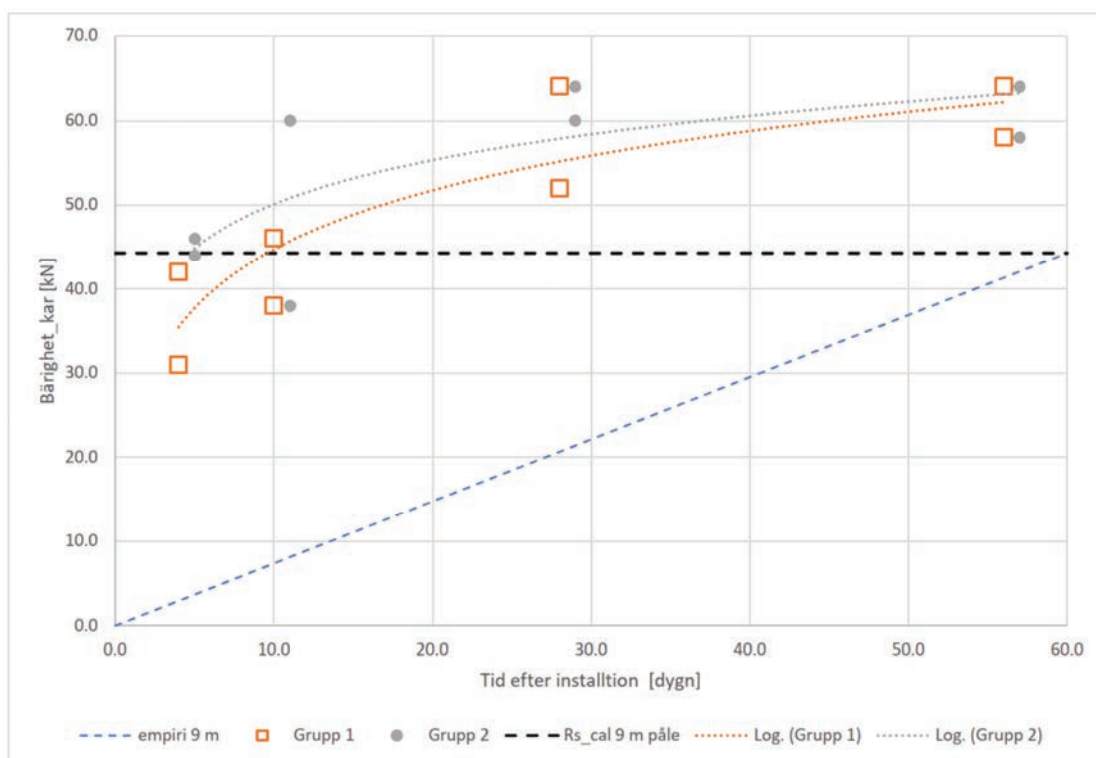
Den utrustning som användes för provbelastning var en handhållen domkraft med lastcell som användes för att trycka pålen till brott. Som mothåll till domkraften har en fullastad traktorskopa använts. Sättningsarna har mätts med avkänningsmekanisk ställning för 1-punktsmätning. Pålen belastas först i laststeg om 10, 25, 50, 70, 80, 90% av dimensionerande last. Därefter ökas laster i 5% laststeg tills pålen gick i brott. Varje laststeg upprätthölls i 10 minuter innan nästa laststeg påbörjades. Vid brott uppmättes en sättnings initialt på ca 20-30 mm, därefter sjönk pålen och det gick inte att påföra ytterligare last på pålen vilket var en tydlig indikation på att brott uppkommit, se Figur 11.



Figur 11. Provpålning från provpåle 7 efter 60 dygn i område 1. Dimensionerande last 40 kN markerat med vertikalt streckad linje.

6.2 Resultat från provpålning

Pålarnas kapacitet var något högre än den förväntade/beräknade bärförmågan och bärförmågans tillväxt var som förväntat mycket snabbare än riktvärden i Pålkommisionens rapport 100.



Figur 12. Resultat från provpålingen som visar bärförmågans tillväxt för de två provområdena. Resultat från grupp 1 visas med orange rutor, grupp 2 med grå prickar, empirisk tillväxt visas med blå streckad linje.

6.3 Slutsatser/Optimering

Provningsen av installerade provpålar visade en högre bärförmåga och snabbare tillväxthastighet än förväntat baserat på teoretiska antaganden. De nio meter långa pålarnas bärförmåga uppgick till ca sex ton efter en sextio dagars period.

Med beaktande av de positiva resultaten och den förhållandevis okomplicerade metodologin för att utföra provtryckning, utfördes en utredning om det vore möjligt att optimera konstruktionen genom att verifiera pålarnas geotekniska bärförmåga genom provtryckning snarare än att förlita sig enbart på teoretiska beräkningar. Fördelarna med att verifiera geotekniska bärförmågan genom provning ger en större möjlighet att utnyttja en större del av pålens faktiska bärförmåga, medan nackdelen kan vara att den förväntade bärförmågan inte uppnås. Risken bedömdes som hanterbar eftersom man hade möjlighet att antingen genomföra extra provning eller komplettera med ytterligare pålar i områden med lägre bärförmåga.

Beslutet fattades att övergå till att verifiera den geotekniska bärförmågan genom provning. Valet av förväntad bärförmåga hos pålarna vid provtryckning baserades på en försiktig skattning av genomförda testpålingar.

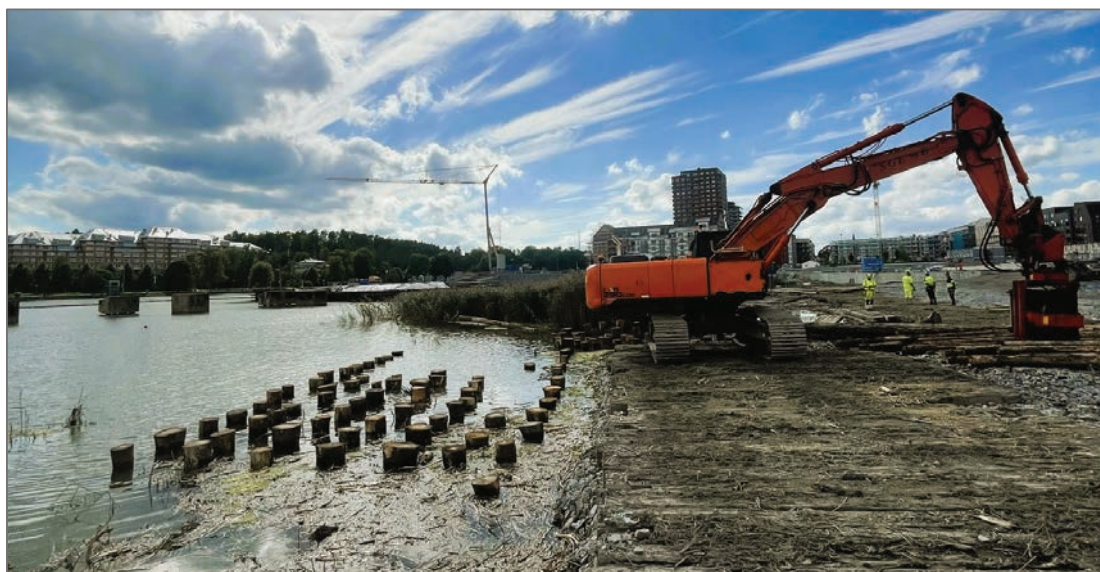
Provning utfördes därefter på 3-5 pålar per 20x20 m² kontrollområde upp till en förutbestämd last för att verifiera den geotekniska bärförmågan. Testerna genomfördes inom en tidsram av 4-7 dagar efter installation.

Förändringen i metodologi medförde att varje påles dimensionerande lastkapacitet ökade med 22%. Den högre dimensionerande lastkapaciteten, som ett resultat av förändringen i valideringsmetod, genererade en total besparing på cirka 3 000 träpålar, motsvarande ungefär 3 miljoner kronor.

7 UTFÖRANDE – FAKTA, UTMANINGAR OCH LÄRDOMAR

Det har installerats ca 11 000 pålar i projektet. Pålarna är i snitt ca 11,5 m långa och har en minsta toppdiameter på 125 mm. Pålarna har installerats med grävmaskin med Movax-aggregat med möjlighet att vibrera ner pålarna. Kapaciteten på installationen av pålar varierade mellan 1 000 - 1 200 m /skift.

Pålningen utfördes med ca 7-8 pålrader i taget, se Figur 13. Pålarna provades normalt efter 4-7 dygn. Vid ett fåtal tillfällen klarade inte pålarna förväntad last vilket ledde till att fler pålar mättes eller pålning utfördes efter ytterligare några dagar.



Figur 13. Pålning utfördes succesivt utåt i Norrtäljeviken och ca 7-8 pålrader åt gången kunde installeras.

7.1 Utmaningar och lärdomar

7.1.1 Provbekastning av yttre pålrader

En svårighet med provtryckningarna har varit att kunna testa pålrader längre ut från arbetsbädden/stockmattorna. Detta har utförts med motvikt på armen av en grävmaskin.

Motvikten rör sig neråt långsamt när maskinen stänger av motorn, detta medför svårigheter att hålla jämn belastning under 10 minuter långa laststeg. Här krävs löpande justering vid domkraften, speciellt när armen är utsträckt.

7.1.2 Provtryckning under vattenytan

Eftersom pålarna installeras till befintlig mark- eller bottennivå hamnar en stor del av påltopparna under vattenytan. Det gav stora utmaningar vid provning och det enades i projektet om att de pålar som ska provas (och några reserver) stoppas när toppen ligger strax ovanför högvattennivån. Provtryckning utförs sedan på uppstickande pålar (ca 0-1 m över bottennivån). Provade pålar trycks sedan ner sista metern efter att godkända resultat uppnåtts. Provtryckning på uppstickande pålar är konservativt eftersom hela pålen inte sitter i leran och lastkapaciteten ökar ytterligare efter att pålarna tryckts ner.

7.1.3 Ej uppnådd bärförmåga

Inom ett fåtal områden har inte provtryckningen nått upp till kravställd bärförmåga. I de fallen beslutades om utökad mätning i kontrollområdet för att minska kravställd bärförmåga och bibehålla dimensionerande bärförmåga eller att komplettera med fler pålar.



Figur 14. Första pålraderna installeras från kajlinje.

8 MILJÖPÅVERKAN

För att bedöma miljöpåverkan av den valda metoden med fokus på koldioxidekvivalenter har beräkningsmetodikerna och referensdata hämtats från rapporten "Klimatdata för geokonstruktioner" (Smart Built Environment, 2023). En jämförelse har genomförts mellan KC-stabilisering och lätt bankpålning med träpålar. KC-stabiliseringens mängder baseras på beskriven omfattning i systemhandlingen vilket är pelare med 600 mm, ett centrumavstånd på 1,0 m och en längd på ca. 10 meter.

En KC-pelare har ett referensvärde med utsläpp på 32 kg CO₂e/m pelare. Det beräknade värdet för träpålningen (inklusive överbyggnad, vilket inkluderas i Tabell 2) är 0,9 kg CO₂e/m påle. Detta värde tar inte hänsyn till den faktiska koldioxidlagringen som träet innebär, eftersom trädstammen i sig innehåller koldioxid som inte kommer att frigöras i atmosfären.

För lätt bankpålning med träpålar har varje del kontrollerats och volym trä per kvadratmeter har beräknats baserat på pålarnas längd, cc-avstånd och diameter. Pålarna installerades utan sprickring och med en mindre pålkran vilket beaktats i beräkningen. Tabell 2 visar den beräknade koldioxidekvivalenten per ytenhet för respektive material.

Tabell 2. Beräknad koldioxidekvivalent per ytenhet. För träpålen är hänsyn taget till genomsnittlig pållängd per område.

	Midsommarplatsen	Dagvattendammen
Krossmaterial (0,5 m)	5,19 kg CO ₂ e/m ²	5,19 kg CO ₂ e/m ²
Tätjord	0,74 kg CO ₂ e/m ²	0,74 kg CO ₂ e/m ²
Träpåle	7,69 kg CO ₂ e/m ²	6,43 kg CO ₂ e/m ²
Geonät	0,58 kg CO ₂ e/m ²	0,58 kg CO ₂ e/m ²
Geotextil	0,77 kg CO ₂ e/m ²	0,77 kg CO ₂ e/m ²
Summa	14,9 kg CO ₂ e/m ²	13,6 kg CO ₂ e/m ²

En summering av utsläppen visar att en förstärkning med KC-pelare skulle ha genererat 2250 ton CO₂e, medan en lätt bankpålning med träpålning resulterar i ett utsläpp på 102 ton CO₂e.

Tabell 3. Sammanställning av bedömt utsläpp av CO₂e beroende på förstärkningsmetod.

	Djupstabilisering med KC-pelare	Lätt bankpålning med träpålar
Midsommarplatsen	1320 CO ₂ e ton	61 CO ₂ e ton
Dagvattenparken	960 CO ₂ e ton	41 CO ₂ e ton
Summa	2250 CO ₂ e ton	102 CO ₂ e ton

Projektet har därmed sparat cirka 2150 ton CO₂e genom att byta till den föreslagna metoden. Besparingen motsvarar 254 genomsnittssvenskars årsförbrukning av koldioxid år 2021, (Naturvårdsverket, 2024).

9 SLUTSATS

Lätt bankpålning med träpålar är en miljövänlig, kostnads- och produktionseffektiv förstärkningsmetod som har stor potential och enligt vår mening borde kunna användas i större grad än vad som görs idag. Metoden bedöms fungera även för kohesionspålar och då rekommenderas att öka pålarnas dimensionerande bärförmåga genom att utföra provtryckningar. Genom att verifiera med provtryckning identifieras samtidigt svagare områden där antingen fler provningar behöver utföras eller komplettering med extra pålar kan utföras. Båda dessa åtgärder är enkla och kan snabbt anpassas på plats.

En stor anledning till att utförandet gick så pass bra var erfarenheter från utförd provpålning där lärdomar drogs från både installation, mätning, hållfasthetstillväxt samt maximal bärförmåga. Finns det möjlighet att prova förhållandena på plats redan i projekteringsskedet ger det oftast en mer optimerad och anpassad slutprodukt.

Det lastfördelande lagret kan byggas upp med 1 lager geosyntetisk armering förutsatt att vald produkt är tillräckligt stark. Vi som projektörer följer ofta branschpraxis utan att utreda hur eventuella avsteg eller alternativa lösningar kan medföra betydande förbättringar för projektet. Detta projekt visar att det finns stora möjligheter att spara tid, pengar och CO₂ genom att tänka annorlunda och projektspecifikt. I projektet har vi i teorin sparat mer koldioxidekvivalenter än alla artikelförfattarna förväntas släppa ut resten av deras liv, tillsammans.

Projektet har genomförts i samverkan mellan Norrtälje Kommun och NCC och det positiva och lösningsorienterade projektklimatet har varit en nyckel till att denna ändring av metod har kunnat genomföras. Utan tillit och hårt arbete från alla parter hade denna grundförstärkning inte varit möjlig att genomföra.

10 REFERENSER

COWI. (2019). *Norrtälje Hamn, Teknisk beskrivning. Utbyggnad av Galären, del av fastigheten Tälje 5:1 och Tälje 3:256 i Norrtälje stad.*

Eriksson, P., Jendeby, L., Olsson, T., & Svensson, T. (2004). *Pålkommisionens rapport 100 - Kohesionspålar.* Linköping: Pålkommisionen.

Gunnvald, P. (2023). *Timber Pile - Supported Embankments.* Luleå: Luleå University of Technology.

- Naturvårdsverket. (2024, Februari 01). Retrieved from Konsumtionsbaserade växthusgasutsläpp per person och år: <https://www.naturvardsverket.se/data-och-statistik/konsumtion/vaxthusgaser-konsumtionsbaserade-utslapp-per-person/>
- Norrtälje Kommun. (2018). *Utbyggnadsstrategi för Norrtälje Hamn, Handlingsprogram för utvecklingen av den hållbara stadsdelen Norrtälje Hamn, Version 2.0.*
- Protz, C. G., Silins, U., & Lieffers, V. J. (2020). https://www.researchgate.net/publication/249534815_Reduction_in_branch_sapwood_hydraulic_permeability_as_a_factor_limiting_survival_of_lower_branches_of_lodgepole_pine. Retrieved from Canadian Journal of Forest Research 30(7):1088-1095: https://www.researchgate.net/publication/249534815_Reduction_in_branch_sapwood_hydraulic_permeability_as_a_factor_limiting_survival_of_lower_branches_of_lodgepole_pine
- SGI. (2008). *SGI Information 1 Jords egenskaper*. Linköping: SGI.
- Smart Built Environment. (2023). *Klimatdata för geokonstruktioner - Rapport U8 2020:16*. Retrieved from Smart Built: https://smartbuilt.se/media/toravool/slutrapport-klimatdata-f%F6r-geokonstruktioner_inklusive-bilagor_v2.pdf
- Swedish Standards Institute. (2018). *SS-EN ISO 22477-1:2018, Geoteknisk undersökning och provning – Provning av geokonstruktioner – Del 1: Statisk provbelastning av pålar med axiell trycklast*. SiS.
- Trafikverket. (2014). *Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner - TK Geo 13, 2013:0668*. Trafikverket.
- Trafikverket. (2016). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner - TK Geo 13, TDOK 2013:0667*. Sweden: Trafikverket.

ARBETSINSATSER VID RAS OCH SKRED – EXEMPEL E6 STENUNGSUND

SGI

Tobias Thorén

Abstract

SGI:s TiB (Tjänsteperson i beredskap) bistod räddningstjänsten med geoteknisk sakkunskap på plats under räddningsinsatsen i samband med skredet i Stenungsund 23 september 2023.

Skredet omfattade ett område på ca 400 m x 600 m som gränsar till Norumsån och Ucklumsvägen i norr och nordväst, ett fastmarksområde i öster och vägbron (170) över E6 i väster. Markytans nivå varierar mellan ca +35 vid Norumsåns botten till nivån ca +75 i anslutning till fastmarksområdet i öster. I mitten av området (verksamhetsområdet) är markytan relativt plan med små nivåskillnader.

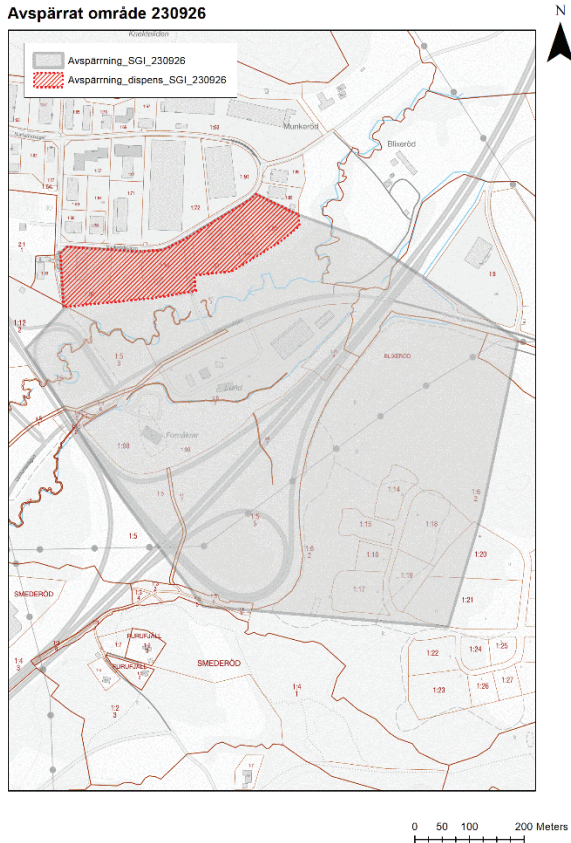
Jordlagren utgörs huvudsakligen av ett upptill cirka 40 m mäktigt lerlager och kvicklera har påträffats i tidigare utförda undersökningar.

Skredet bedöms ha startat i en delvis utfylld slänt öster om E6. Skredet har sedan fortplantat sig vilket inneburit en omfattande massförflyttning från fastmarksområdet i öster, via E6, verksamhetsområdet och Ucklumsvägen samt orsakat upptryckning av botten i Norumsåns fåra i nordväst. Byggnader, ledningar, vägar och övriga installationer inom skredområdet är till stor del förstörda.

För TiB:s arbete på plats har kunskap, underlag och information hämtats in från platsbesök, drönarflygning samt från inventering av geotekniskt arkivmaterial. Geotekniska undersökningar fanns bland annat för en översiktlig stabilitetskartering (MSB) för området kring Norumsåns dalgång, VA-projekt, verksamhetsområdet och detaljplaner.

SGI har med underlag stöttat Länsstyrelsen i deras beslut att spärra av skredområdet med hänsyn till allmänhetens säkerhet utifrån de risker som SGI bedömer finns kopplat till följd effekter av inträffat skred. Försiktighetsprincipen har tillämpats när SGI bedömt avspärrningsområdets storlek och eventuella kvarvarande geotekniska risker.

I Figur 1 redovisas SGI:s förslag till avspärrningsområde, redovisat i Länsstyrelsen Västra Götalands beslut 36197-2023.



Figur 1. SGI:s förslag till avspärrat område som underlag till Länsstyrelsen Västra Götalands beslut 36197-2023.

Det finns fortsatt risk för att rörelser och skred kan inträffa inom skredområdet och SGI anser att dessa risker behöver utredas vidare efter att räddningsinsatsen avslutats. Området föreslås vara fortsatt avspärrat till dess att de geotekniska förhållandena är mer detaljerat utredda och ny bedömning av riskerna inom området går att göra.

GEOTEKNISKA DETEKTIVEN - SPÅRNING AV POTENTIellt VATTENFÖRANDE JORDSKIKT I MORÄN

Thomas Larsson

WSP

SAMMANFATTNING

På uppdrag av Boliden Mineral AB projekterade Golder (numera WSP) tre nya vattenmagasinsdammar i anslutning till sandmagasinet i Aitiks gruvområde. Dammarnas krönlängd är totalt ca 3,7 km med en dammhöjd mellan 20 och 25 m. En av de projekterade dammarna kommer efter deponering av anrikningssand i senare skede bli ca 50 m hög. För att klarlägga de geotekniska förutsättningarna för grundläggning av dammarna utfördes omfattande geotekniska undersökningar. Undersökningar utgjordes av provgropsgrävning, sonderingar (ffa Jb-Tot, Jb-2, HfA) skruvprovtagning i jord, kärnborring i berg, samt laboratorieundersökningar och hydrogeologiska tester. Undersökningarna utfördes under åren 2017–2020 med totalt över 365 undersökningdagar i fält.

Svårigheterna med denna typ av undersökning är att, baserat på huvudsakligen sonderingar, identifiera moräntyp, dess egenskaper samt finna en korrelation mellan respektive undersökningsmetod. Andra utmaningar var att moränen dessutom utgörs av s k Veikimorän, lokala variation av moräntyp, skikt/linser av sand och grus, block och varierande fasthet på moränen. Även genomförandet medförde stora utmaningar med myrmark, kuperad terräng och hårt väder med sandstormar, sträng kyla och snö.

Undersökningarna visade en morän, sandig siltig morän till siltig sandmorän, med mäktighet upp till 40 m. Förekomsten av skikt med sand och grus i dammens undergrund medför en risk för oönskad transport av vatten i moränen, vilket skulle kunna äventyra dammarna. Stort fokus lades på att identifiera skikten/linserna, vilket visade sig vara ett riktigt detektivarbete. Identifieringen av potentiellt vattenförande skikt baserades huvudsakligen på hejarsonderingar samt med stöd av korrelationsanalys mot övriga sonderingar och provtagningar. Utvärdering och tolkning av undersökningar utfördes till stor del analogt med färgpennor på långa utskrivna rullar i konferensrum till kollegornas stora nyfikenhet och förtjusning.

Ett tätt samarbete mellan Bolidens projektorganisation och entreprenörer, fältpersonal från Ramböll, Sweco, Afry, Drillcon och Golder/WSP bidrog till att undersökningar kunde utföras under hela året. Det täta samarbetet och erfarenheter under projektets gång medförde att undersökningarna och arbetssätt kontinuerligt utvecklades.

SUMMARY

Boliden Mineral AB contracted Golder (now WSP) to design three new water reservoir dams adjacent to the tailings area in the Aitik mine. The dams have crest lengths of approximately 3.7 kilometers and a height ranging from 20 to 25 meters. One of these dams is projected to reach approximately 50 meters in height following tailings deposition. To determine the ground conditions geotechnical investigations were conducted. The investigations included test pit excavations, sondes (Jb-Tot, Jb-2, HfA) including screw sampling in soil, core drilling in rock, as well as laboratory tests and hydrogeological tests. The investigations were carried out during the years 2017-2020, with a total of over 365 field investigation days.

The challenges with this type of investigation lie in identifying moraine type, its characteristics, and establishing a correlation between each investigation method primarily based on sounding. Other challenges included dealing with a type of moraine known as Veiki moraine, local variations in moraine type, layers/lenses of sand and gravel, blocks, and varying strength of the moraine. Implementation also posed significant challenges with marshy ground, hilly terrain, and harsh weather conditions such as sandstorms, extreme cold, and snow.

The investigations revealed a moraine, sandy-silty moraine to silty-sandy moraine, with a thickness of up to 40 meters. The presence of layers with sand and gravel in the dam's foundation poses a risk of unwanted water transport in the moraine, which could endanger the dams. A significant focus was placed on identifying the layers/lenses, which proved to be a real detective work. Identification of potentially water-bearing layers was mainly based on ram penetration soundings (HfA), supported by correlation analysis with other sondes and samplings. This process involved analogously evaluating and interpreting results using colored pens on long paper rolls, to the great curiosity and delight of colleagues.

The project's success hinged on close collaboration between Bolidens project organization and contractors, field teams from Ramböll, Sweco, Afry, Drillcon and Golder/WSP, allowing year-round investigations. This synergy, coupled with the experience gained, led to ongoing refinement of investigative methods and procedures.

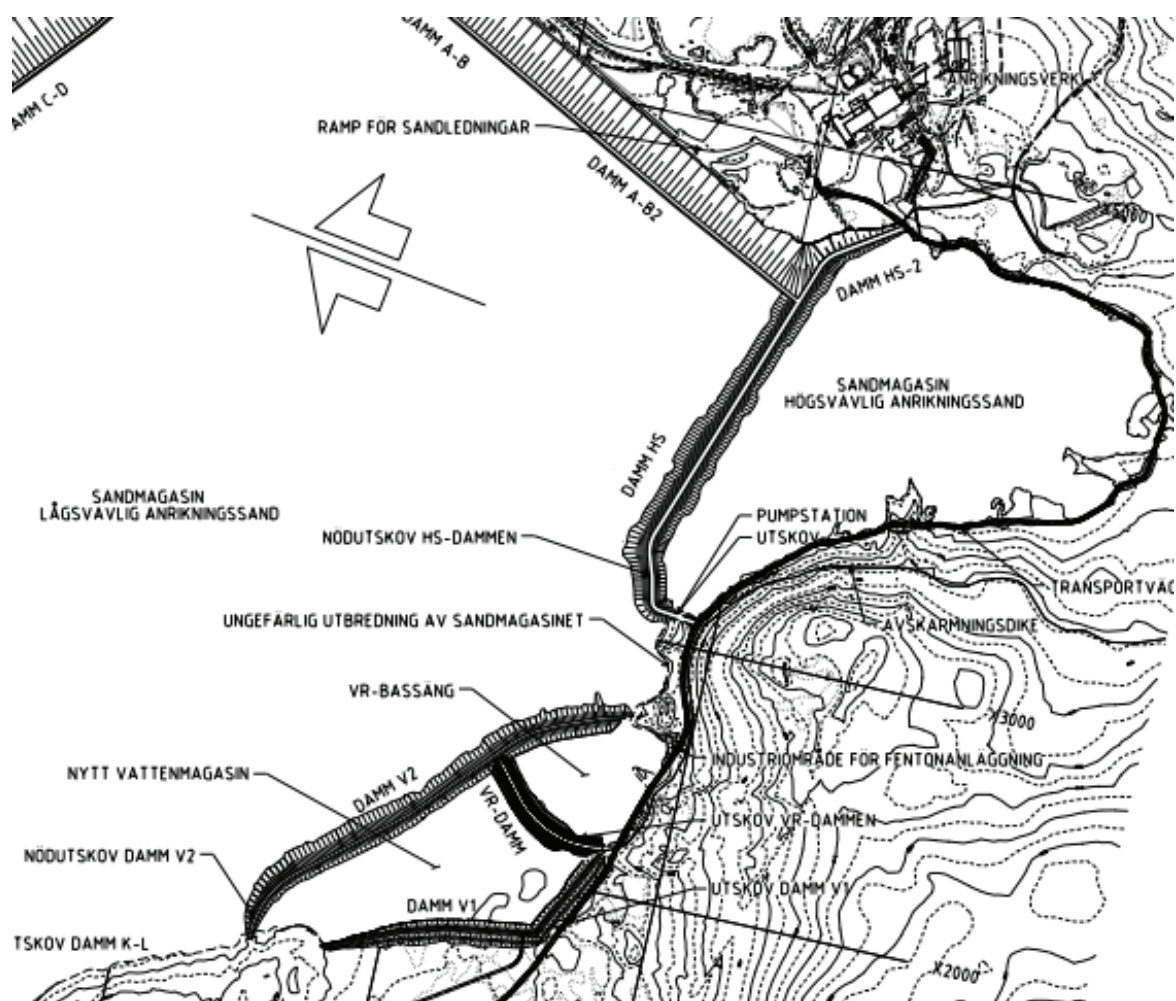
1 INLEDNING

Vid utvinning av metaller från järnmalm bildas anrikningssand som i Aitik deponeras i stora sandmagasin. Anrikningssanden som deponeras innehåller svavel och delas upp i två delar; lågsvavlig (LS) och högsvavlig (HS).

Boliden har i enlighet med innevarande tillstånd (Umeå Tingsrätt, 2014) åtagit sig att anlägga ett nytt magasin, HS-magasinet, för deponering av högsvavlig anrikningssand, en reningsanläggning och ett nytt Vattenmagasin. Syftet med magasinet är att hantera vattenflödet från HS-magasinet, utöka

vattenlagringskapaciteten i systemet, minska mängden vatten som avbördas till recipient samt att bättre kunna styra när vatten ska avbördas.

Vattenmagasinet består av en klarningsbassäng för sedimentering av avfall från reningsanläggningen, kallad VR-magasin, samt ett Vattenmagasin för att kunna magasinera vatten vid höga flöden samt avbörda vatten vid låg flöden, kallat Vattenmagasin (Golder Associates, 2021). För en översikt över vattensystemet, se Figur 1.



Figur 1. Del av översiktsplan nya anläggningar, ritning Bilaga A5_B7_1 från (MalKon konsult, 2012)

Inför anläggandet av Vattenmagasinet utfördes en förstudie (TCS, 2016) och en tillståndsansökan (MalKon konsult, 2012) upprättades. Golder (numera WSP) fick 2017 i uppdrag av Boliden Mineral AB att genomföra detaljprojekteringen av Vattenmagasinet. I uppdraget ingick även att undersöka lämpliga moräntäkter för uttag av morän till dammarna.

Dammarna är benämnda V1, V2 och VR, se Figur 1. Dammarnas krönlängd är totalt ca 3,7 km med en dammhöjd mellan 20 och 25 m, därtill kommer V2-dammen efter

deponering av anrikningssand bli ca 50 m hög. Vid upprättande av föreliggande artikel har endast damm V2 och VR byggts.

2 TOPOGRAFI OCH MARKFÖRHÅLLANDEN

2.1 Topografi

Terrängen är kuperad, med låga partier i undersökningsområdets mitt med myrmark och sjöar/tjärnar. I områdets nordvästra och sydöstra delar finns högre liggande mark. Nordost om området finns sandmagasinet och sydväst finns en transportväg. Marken lutar generellt från transportvägen ner mot sandmagasinet (Golder Associates, 2020).



Figur 2. Orienteringsfigur med ungefärlig längdmätning för dammarna V1, V2 och VR (Lantmäteriet, 2024).

2.1.1 Damm V2

Läge för planerad damm V2 sträcker sig mellan ca sektion 0/160 i sydost till ca sektion 1/730 i nordväst. Damm V2 är planerad i en dalgång mellan befintliga höjder på nivåer omkring +440 i nordväst och sydost. Väster om damm V2 är markytan relativt plan omkring nivå +425. Öster om damm V2 sluttar markytan mot befintligt sandmagasin, som för närvarande har nivå ca +400.

I södra delen av damm V2:s läge mellan sektion 0/250 – 0/650, angränsar sjön Koppojärvi på västra sidan. Öster om damm V2 finns en mindre tjärn.

Omkring sektion 1/100 utbreder sig ett mindre myrområde på den västra sidan om dammen.

2.1.2 Damm VR

Läge för planerad damm VR sträcker sig mellan sektion 0/000 i nordost till ca sektion 0/580 i sydväst. Topografin varierar mellan ca +420 m i nordost upp till ca +440 m i sydväst. Dammen passerar västra delen av sjön Koppojärvi. Vid angränsning till sjön Koppojärvi, i sektion ca 0/350, är marknivån som lägst, ca +412.

2.1.3 Damm V1

Läge för planerad damm V1 sträcker sig mellan sektion 0/000 i norr till ca sektion 1/230 i söder. Damm V1 är planerad i en dalgång mellan befintliga höjder på nivåer omkring +440 i nord och syd. Terrängen är kuperad med lågpunkter på ca +425 vid två myrområden längs sträckningen mellan sektion 0/550 – 0/650 och 0/700 – 0/780.

2.2 Markförhållanden

Större delen av undersökningsområdet har varit bevuxen med barrskog, som numera är avverkad, men även myrområden och minde tjärnar finns se **Fel! Hittar inte referenskälla.** och Figur 4.

Markvegetations- och jordmånskikt varierar mellan ca 0,6–1,0 m.



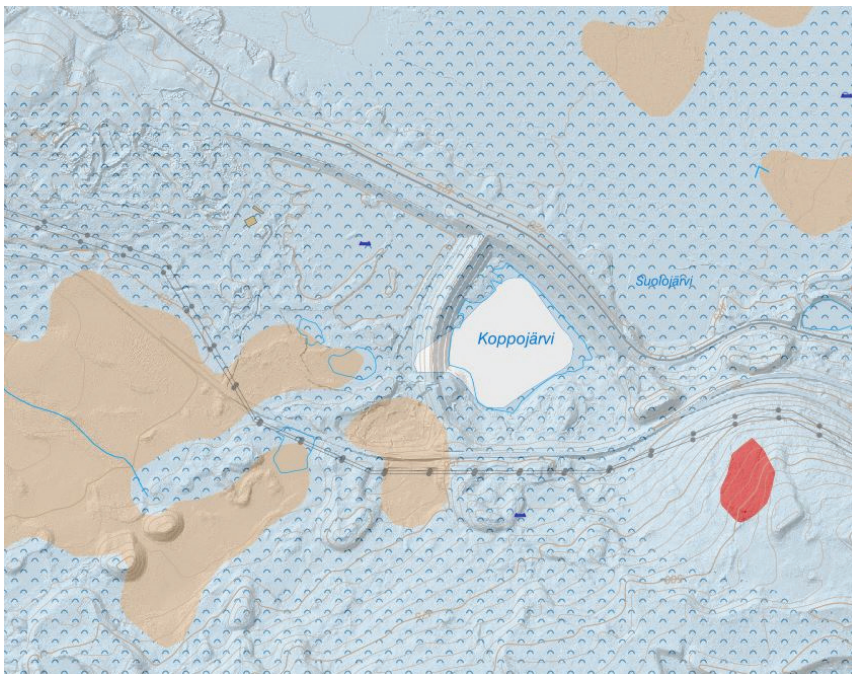
Figur 3. Drönarfoto över dammområdet, t.h. om vägen ser man den påbörjade byggnationen av damm V2. (Oscarsson, 2018).



Figur 4. Drönarfoto över dammområdet (Oscarsson, 2018b).

2.3 Övergripande geotekniska förhållanden

Geologin i området enligt SGU:s jordartskarta är Veikimorän, en speciell typ av moränbacklandskap (kullig morän), se Figur 5. Veikimorän kännetecknas av platåer med kantryggar och mellanliggande sänkor som ofta är fyllda med vatten eller torv. Sänkornas form är ofta runda (Dittrich, 2005). Veikimorän bildades, enligt (Lagerbäck, 1988), som dödismoräner under avsmältningen av den första nedisningsfasen under Weichselistiden. Materialsammansättningen för Veikimorän karakteriseras av varierande andelar sorterade sediment och morän, vilket också är typiskt för dödismoräner.



Figur 5. Jordartskarta 1:250 000 (Sveriges geologiska undersökning (SGU), 2024).

Utförda undersökningar visade att berggrunden överlagras av morän med varierande mäktighet. Moränen, sandig siltig morän till siltig sandmorän, är i huvudsak tämligen homogen men undersökningarna visar förekomst av sandiga/grusiga lager och

vertikala linser och partier med sandigare morän. Djup till berg samt bergkvalitet varierar längs dammarnas planerade dammlinjer.

Bergprovtagning har utförts i sammanlagt tio kärnborrhål på damm V1, VR och V2. Resultat från karteringen visar att berggrunden består främst av granitiska bergarter och gnejs med inslag av pegmatitiska och mafiska bergarter. Kraftigt vittrat berg har observerats i några borrhål, främst nära bergytan.

3 TILLVÄGAGÅNGSÄTT UNDERSÖKNINGAR

3.1 Utförda undersökningar

Undersökningar inom ramen för Golders uppdrag har utförts i olika omgångar under åren juni 2017 till februari 2020, se Tabell 1. Tidplanen för de olika dammarnas byggstart påverkade hur undersökningarna skulle planeras. Damm V2 var den första i planeringen där byggstart skulle ske redan sommaren 2018 vilket medförde att redan under sommaren och hösten 2017 utfördes de första undersökningarna för damm V2. Under 2018 påbörjades även arbetena med Damm VR och Damm V1 har vid upprättande av föreliggande artikel ännu inte påbörjats.

Tabell 1. Undersökningsperioder.

Period	Start	Slut
1	Juli 2017	Oktober 2017
2	November 2017	Juli 2018
3	September 2018	December 2018
4	Januari 2019	April 2019
5	Juni 2019	Augusti 2019
6	Oktober 2019	December 2019
7	Februari 2020	Februari 2020

Undersökningar utförts under årets alla årstider och det är fram för allt undersökningar som är utförda under vinterhalvåret som vädret har varit ett bekymmer. Utförda undersökningsmetoder redovisas nedan:

Geotekniska undersökningar:

- Jb-sondering (JB2 och JB-tot)
- Hejarsondering
- Viktsondering
- Skruvprovtagning
- Provgropar

Bergtekniska undersökningar

- Kärnbörning
- Kartering av borrhål

Hydrogeologiska undersökningar:

- Grundvattenrör
- Slugtester, i installerade grundvattenrör
- Infiltrationstester, i installerade grundvattenrör
- Falling head-tester, utförts direkt i urborrade foderrör vid borrning
- Vattenförlustmätning
- Pumpförsök

Laboratorieundersökningar:

- Okulär jordartsbenämning inkl. tjälfarlighet och materialtyp
- Vattenkvot
- Skrymdensitet
- Siktanalys
- Permeabilitetsförsök
- Skjuvboxförsök
- Enaxiella kompressionsförsök på borrkärna
- CRS-försök
- Sedimentationsanalys, hydrometer
- Laboratoriepackning, Proctor
- Micro-Deval

3.2 Planering av undersökningar

Undersökningarna utfördes i ett detaljprojekteringsskede och eftersom den totala undersökningssträckan för de tre dammarna var ca 3,7 km och med en sektionsbredd om ca 150 m utfördes planeringen från en standardiserad undersökningssektion och metodik. Undersökningarna delades därefter upp i olika undersökningsprogram (UP) för att:

- kunna planera när olika undersökningsområden skulle utföras
- särskilja olika typer av undersökningar tex provgrovsgrävning och kärnbörning
- medföra enklare upphandling för Boliden.

Den generella metodiken vid framtagande av de olika undersökningsprogrammen var enligt nedan.

1. Sammanställning och genomgång av befintliga undersökningar
 - Vad säger dom befintliga sonderingarna och provtagningarna?
 - Vilken information saknas?
2. Ta fram lägen, eg. ett lämpligt avstånd mellan varje sondering i både längd- och tvärsektion.
3. Vilka undersökningsmetoder ska vi använda och hur ofta ska de återkomma i sektion.

4. Anpassa undersökningsmetoderna mot befintliga sonderingar i samma sektion.

Undersökningssektionerna skräddarsyddes senare genom att komplettera med undersökningar där behov och frågetecken uppstod under projektets gång.

Typsektion och metodik för de olika dammarna beskrivs nedan.

3.2.1 Damm V2

För damm V2 utfördes inte undersökningarna enligt någon specifik ordning.

Tabell 2. Standardsektion undersökningar damm V2

Metod	Längdled cc-avstånd	Tvårlig cc-avstånd
Jordbergsondering (JB)	100 m	30–60 m (3 st i varje sektion)
Hejarsondering (HfA)	50 m	30–60 m (3 st i varje sektion)
Skruvprovtagning (Skr)	100 m	90 m (2 st i varje sektion)
Grundvattenrör (Gv)	10–15 st längs med dammen	I dammens centrumlinje
Hydrogeologiska tester	Samtliga installerade grundvattenrör	

3.2.2 Damm V1 och VR

För damm V1 och VR utfördes undersökningarna enligt nedan specifik ordning.

Steg 1 – Systematiska sonderingar och störd provtagning

- JB-tot samt störd provtagning*
- Sektionsvis var 50:e meter med en punkt i dammlinjen och 1-3 punkter på vardera sida, c/c ca 25 m
- Identifiering av områden som ej går att undersöka pga. undermålig bärighet

Steg 2 – Selektiv verifiering av resultat från Steg 1 samt kompletteringar i områden med skiftande geoteknik

- Utförs med HfA, Vim eller ytterligare provtagning (skruv/moränprovtogare/mullvad med foderrör)

Steg 3 – Selektiva hydrogeologiska undersökningar

- Selektiva vattenförlustmätningar i berg, jord samt övergången mellan jord och berg

* med störd provtagnings avses skruvprovtagning, moränprovtogare eller mullvad med foderrör.

3.3 Utmaningar med utförande av undersökningarna

Under projektets gång har följande utmaningar och problem noterats i samband med utförda undersökningar. Generellt har tidsåtgången för de geotekniska undersökningarna pågått längre än planerat på grund av block, svårigheter med provtagning i lösa jordlager på större djup och maskinhaverier. Men även yttre faktorer som myrmark, kuperad terräng och hårt väder med sandstormar, sträng kyla och snö har påverkat var, hur och när man kan undersöka vissa områden.

3.3.1 Geoteknik

Nedan listas exempel på uppkomna problem.

Jord- och bergsondering

- På grund av kylan har varmvatten använts vid Jb-sonderingarna.
- Trots att varmvatten har använts så har vatten frusit ibland och skapat maskinhaveri.

Hejarsonderingar

- Block påträffats och prylning har erfordrats.
- Borrstål har gått på block och böjts.
- Borrstål har fastnat mellan block.
- Vid instrumentproblem har i vissa fall sonderingsresultat fått registreras manuellt.

Provtagning med skruv

- Foderrörborring har erfordrats på grund av block och ibland mycket fast morän.
- Block-/stenfragment i foderröret har ställvis skrapat/skakad av provet vid upptag.
- Foderrör har gått av eller förstörts när man borrar på block. Foderrören har också kilats fast och har blivit lämnat i marken.
- Lösa och vattenförande lager har försvårat eller gjort det omöjligt att få upp prover från vissa djup.
- Vid jämförelse med provgrop har man identifierat flera sandlager samt varvig silt och sand. De lagren har man inte kunnat identifiera med skruven.

Flytt och omtag har generellt löst ovanstående problem och det har inte påverkat sonderingsresultatet.

Provgropsundersökning

- Instabila schaktväggar vid närhet till myrområden.
- Instabila markförhållanden, för låg bärighet för grävmaskin.

Laboratorieundersökningar

- Proverna transporterades långa sträckor (Aitik-Luleå/Boden samt några prover till Stockholm) vilket kan leda till korngradering i provet. Resultaten kan påverkas om man använder endast en del av provet.

3.3.2 Bergteknik

Nedan listas exempel på uppkomna problem.

Kärnbörning

- Svår och lång jordbörning
- Svårt att identifiera bergöverytan pga. rörsberg?

Laboratorieundersökningar

- Proverna transporterades långa sträckor (Aitik-Stockholm-Borås) vilket kan leda till att sprickor uppkommer i kärnorna.

3.3.3 Hydrogeologi

För undersökningarna har den oregelbundna jordlagerföljden och närheten till det 450 m djupa dagbrottet har skapat utmanande och speciella hydrogeologiska förhållanden. Det har medfört att konduktiva jordlager eller berg på djupet kan ha omänskade förhållanden samtidigt som vatten förekommer i ytliga jordlager.

Nedan listas exempel på uppkomna problem.

- Icke-stationära grundvattennivåer inför och i samband med testutförandet.
- Väderförhållanden vilket medfört fruset vatten i teströren.
- Utmaningen att utvärdera tester vilka helt eller delvis utförts ovan grundvattenytan.
- Slug- och infiltrationstester har generellt utförts i rör installerade med filter på en nivå där geotekniska sonderingar har indikerat lager med högre vattenförande förmåga.
- Stor variation i jordlagerföljd vilket har inneburit osäkerheter i hur väl den uppmätta hydrauliska konduktiviteten motsvarar de generella förhållandena för området.
- Slugtestresultat i delvis omänskade förhållande kompletterades med infiltrationsförsök.
- Pumpförsök ersattes med infiltrationsförsök pga. omänskade förhållanden.

4 TOLKNING AV UNDERSÖKNINGARNA

4.1 Tillvägagångsätt, tolkning av moränen

Enligt plattgrundläggningshandboken (Bergdahl, Ottosson, & Stigson Malmberg, 1993) kapitel 1:41, tabell 1:3 medger en friktionsvinkel mellan 35–37 grader en medelhög fasthet. Direkta skjuvförsök har visat att befintlig naturligt lagrad morän har friktionsvinkel om minst 35 grader. Vid tolkning och utvärdering av moränen har 35 grader använts som referensvärde för erforderlig hållfasthet (Golder Associates, 2020).

Bedömningen utgår primärt från hejarsonderingar. Även korrelationsanalyser mot JB-sondering har använts.

Vid utvärdering av friktionsvinkeln för moränen har nedanstående ekvation ur Plattgrundläggningshandboken använts.

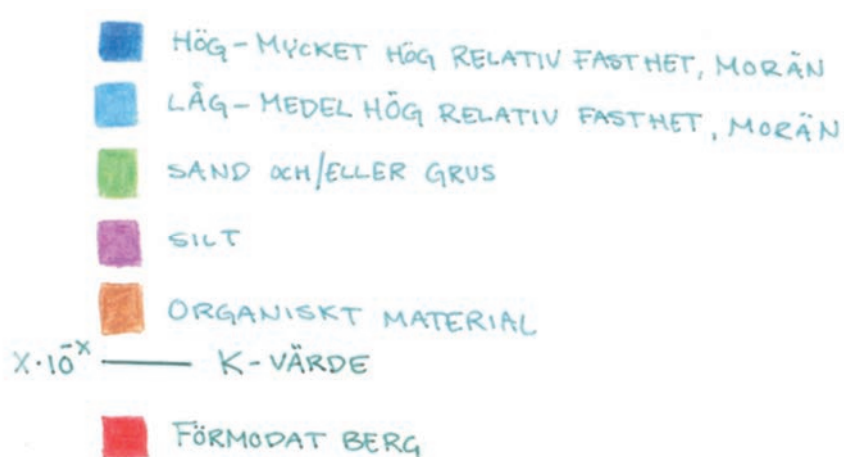
$$\phi' = 29 + 2,3 * HfA_{(netto)}^{0,46}$$

Denna formel ger att det krävs 9 hejarlag/20 cm sjunkning för att uppnå en friktionsvinkel om 35 grader.

I Plattgrundläggningshandboken finns anvisat att avdrag ska göras med 3 grader för silt och tillägg med 2 grader för grus. Provtagning från V1, V2 och VR visar att moränen är en siltig sandig morän till en sandig siltig morän. För att uppnå en friktionsvinkel om 35 grader krävs därför, för moränen vid och kring planerade dammar, minst 12 hejarlag/20 cm sjunkning. Motsvarigheten för att uppnå friktionsvinkel 35 grader för JB-sonderingar har korrelations-beräknats till en sjunktid på ≥ 3 sek/0,2 m när hammaren är på och matningskraften är ≥ 4 kN.

Tolkningen utfördes på utskrivna ritningar utefter varje damm med sektioner var 50:e meter och profilritning längs med dammarnas centrumlinje.

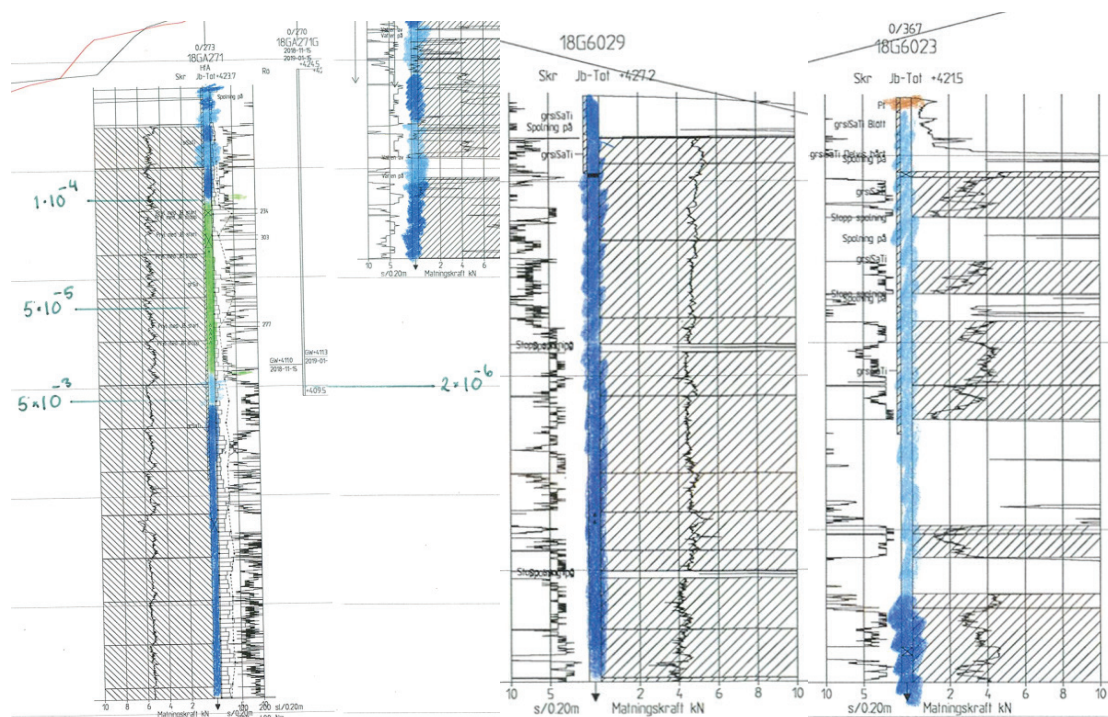
Jorden har delats in enligt Figur 1. Ljusblå representerar en morän med friktionsvinkel < 35 grader och mörkblå representerar en morän med friktionsvinkel ≥ 35 grader. Även andra färger för mindre förekommande jordarter som har ej har karaktäriserats som morän användes men redovisas ej.



Figur 6. Indelning av jordarter vid tolkning (Golder Associates, 2020).

I Figur 7 nedan visas exempel på hur tolkningen redovisats. Tolkningen av dessa tre sonderingar skiljer sig åt. För den vänstra sonderingen finns skruvprovtagning, hejasondering och Jb-sondering. I den vänstra sonderingen används främst skruvprovtagning och hejasonderingens resultat och tolkningen är blir enklare. I de två andra sonderingarna finns endast skruvprovtagning och Jb-sondering, men tolkningen är svårare i den högra eftersom matningskraften, sjunkhastigheten och hammarborrning varierar.

I den vänstra sonderingen finns även hydrogeologiska falling-head tester utförda samt i tillhörande grundvattenrör också utfört slugtest. Hydrogeologiska tester har framför allt utförts där skruvprovtagning har visat hög andel sand och/eller grus samt att låg relativ fasthet uppmätts i sonderingar.



Figur 7. Exempel på tolkning av sonderingar. t.v. tolkning av sondering med skr, HfA och Jb-sondering inkl. K-värde; m. tolkning av skr och Jb-sondering; t.h. tolkning av skr och Jb-sondering.

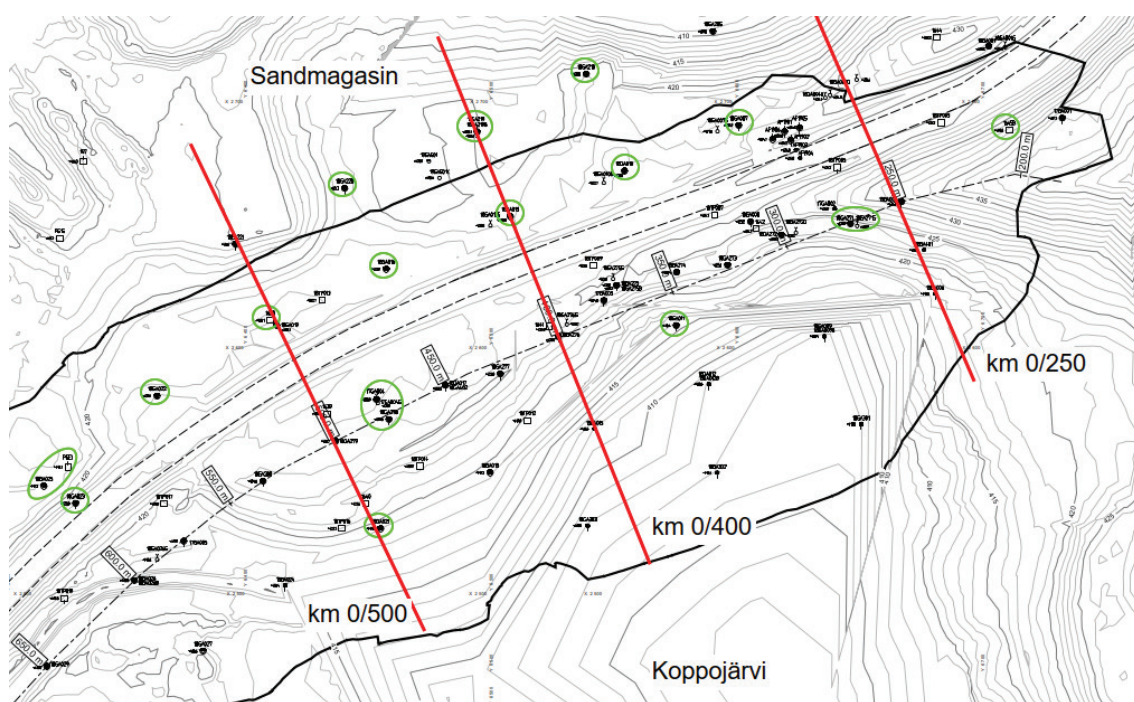
Ovan metod för tolkning av moränen egenskaper är något som har arbetats fram under projektets gång. I början av projektet var erfarenheterna kring vilka metoder och hur tolkningen skulle genomföras inte alls lika strukturerad som den blev mot slutet. Framför allt insåg projektgruppen att Jb-totalsondering kunde bytas ut mot Jb2-sondering för att lättare kunna tolka moränens friktionsvinkel. Detta på grund av att hammarborrning alltid utförs på Jb2-sondering och de medförde en mindre parameter att beakta på vid tolkningen.

4.2 Jakten på vattengenomsläppliga lager

Vid tolkning av markens permeabilitet bygger de också på ovan korrelation mellan HfA/Jb men också med en sammanvägning av resultat från hydroundersökningar. Vår bedömning blev att om hejarsondering visar mer än 25 slag/20 cm visar ofta hydroundersökningar att marken är lågpermeabel dvs $k < ca 10^{-6}$ m/s. Vid färre än 25 slag/20 cm kan jorden vara antingen hög eller låg permeabel. Som komplement till korrelationen mellan sonderingar och permeabilitet har även resultat och okulärbedömningar från provtagning och platsbesök, fältnoteringar om bl. a spolförluster samt geohydrologiska bedömningar vägts in (Golder Associates, 2019).

Med utgångspunkt i ovan tolkningskriterier kan man dra en slutsats att lösare jord var mer benägen att vara genomsläpplig än fast jord. Slutsatsen medförde att betydligt fler hydrogeologiska tester utfördes där sonderingar visade en låg relativ fastheten detta trots att provtagning kan ha visat på hög andel finmaterial i jorden.

I de inledande undersökningarna för damm V2 identifierades osammanhängande skikt och lager av sand och grus i ett av anfangen av damm V2, kallat anfang 0, ungefär mellan km 0/200 – 0/550. Hydrogeologiska undersökningar i dessa skikt visade på en hydraulisk konduktivitet i omkring 10^{-5} m/s (Golder Associates, 2019). Kompletterande utredning utfördes med fler geotekniska- och hydrogeologiska undersökningar i området. I Figur 8 visas samtliga undersökningspunkter där skikt/lager av sand/grus har identifierats.



Figur 8. Plan med undersökningspunkter över anfang 0, damm V2 och sektionsmarkeringar. Gröna cirklar runt undersökningspunkter visar där skikt/lager av grus/sand har identifierats.

4.2.1 Tolkning av permeabla lager efter kompletterande undersökningar

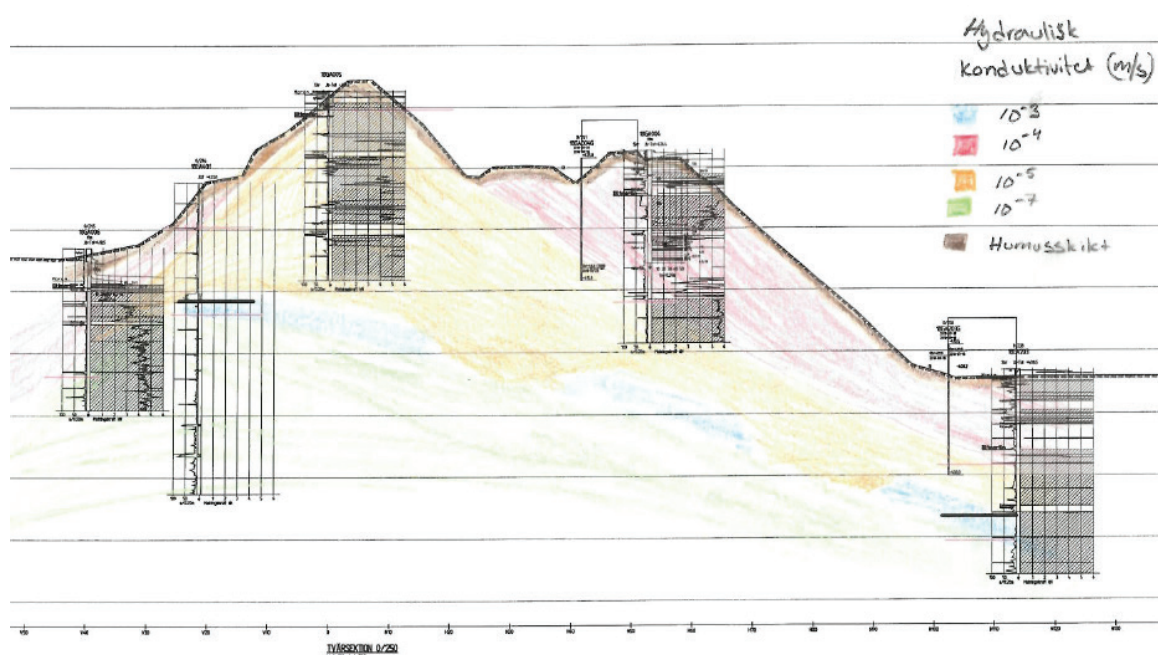
Generellt ligger planerat anfang 0 ovanpå en höjdrygg och börjar vid en naturlig slänt i sektion ca 0/150. Längs höjdryggen återfinns högpermeabel morän, dels ovanpå, dels längs respektive sluttning. Den högpermeabla moränen underlagras av morän med låg permeabilitet. Den högpermeabla moränen minskar i mäktighet längs längdmätningen och det naturliga avslutet för höjdryggen (ca sektion 0/550) (Golder Associates, 2019).

Efter utförda kompletterande undersökningar inom anfang 0 har tre olika typsektioner för jordprofilen identifierats, typsektion A (0/225 – 0/325), B (0/325 – 0/425) och C (0/425 – 0/550), se sektionsmarkering i Figur 8. Typsektioner användes därefter vid läckageberäkningar av dammens undergrund.

0/225 – 0/325

Marken utgörs av sandig siltig morän till siltig sandig morän med medelhög relativ fasthet. Ställvis, i två punkter, har inslag av grus påträffats. Mot djupet (>16 m) visar undersökningarna att det finns skikt i moränen av grovsand och grus. Provtagningsmetoden medför dock att provtagning under grundvattenytan på dessa djup kan missa finmaterial på grund av avspolning. Mot djupet ökar den relativa fastheten på moränen från medelhög till hög till mycket hög.

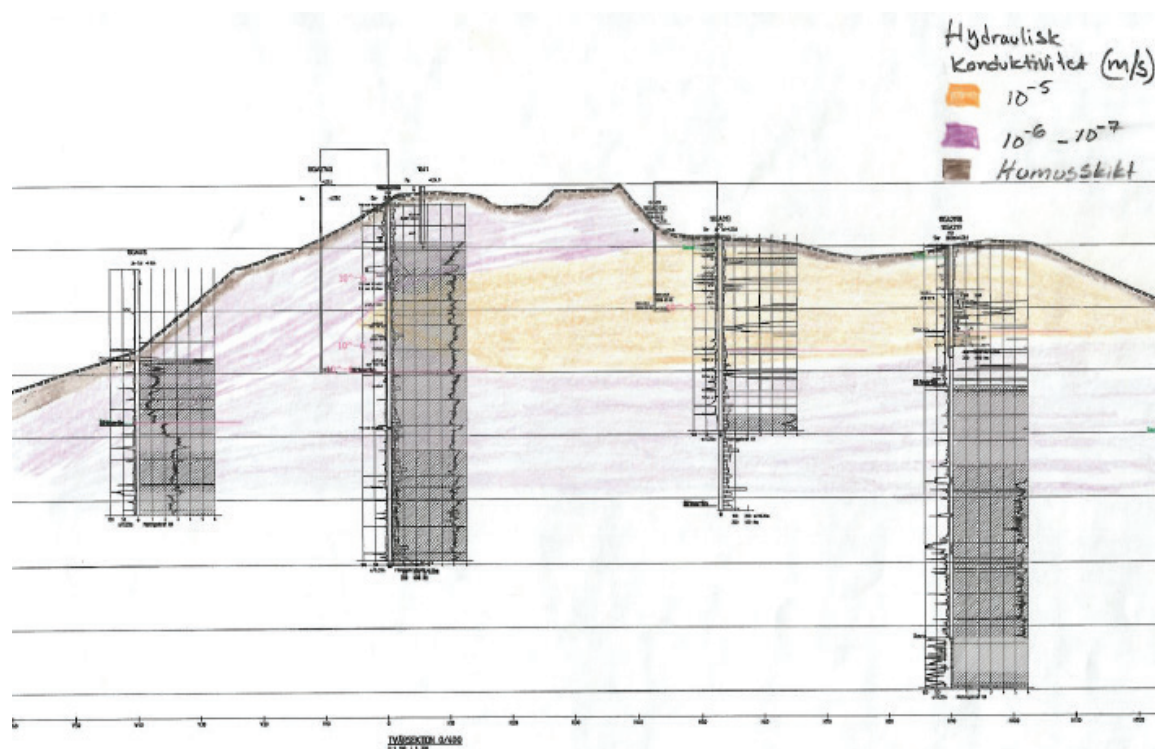
Högpermeabla lager förekommer ner till ca 10 m djup i sektionen. I övergången från de högpermeabla till de lågpermeabla materialen finns ett ca 1 m tjockt icke kontinuerligt skikt med mycket hög permeabilitet och med lutning mot sandmagasinet. Det icke kontinuerliga skiktet går från nivå ca +414 vid Koppjärvi till ca +400 vid sandmagasinssidan. Se Figur 9. Skiktets omfattning minskar med längdmätningen. Vid sektion ca 0/300 återfinns skiktet endast på sidan mot Koppjärvi.



Figur 9. Tolkad jordprofil för sektion 0/225 – 0/325 (sektionen tagen i 0/250)

0/325 – 0/425

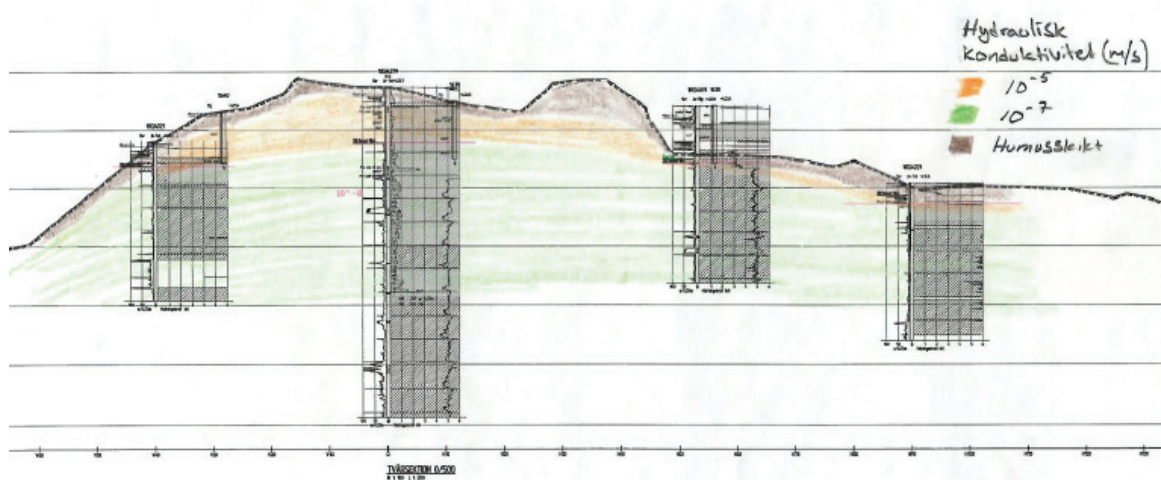
Undersökningarna visar att marken utgörs av sandig siltig morän till siltig sandig morän med hög till mycket hög relativ fasthet och medel till låg permeabilitet, se Figur 10. Inom områdets östra del mot sandmagasinet förekommer ett högpermeabelt lager med en låg relativ fasthet. Lagret består enligt skruvprovtagning av sand och grus. Sand- och gruslagret omsluts delvis av moränen mot Koppjärvi. Lagrets mäktighet varierar längs sträckan och är störst i sektion 0/400:s östra del, mot sandmagasinet där mäktigheten är ca 9 m (ned till omkring nivå +410).



Figur 10. Tolkad jordprofil för sektion 0/325 – 0/425 (sektion tagen i 0/400)

0/425 – 0/550

Inom området förekommer en sandig siltig till siltig sandig morän som i sektionens övre delar är högpermeabel och har en medelhög relativ fasthet. Från ca 5 m djup övergår moränen till lågpermeabel morän med hög till mycket hög relativ fasthet, Se Figur 11.



Figur 11. Tolkad jordprofil för sektion 0/425 – 0/550 (sektion tagen i 0/500)

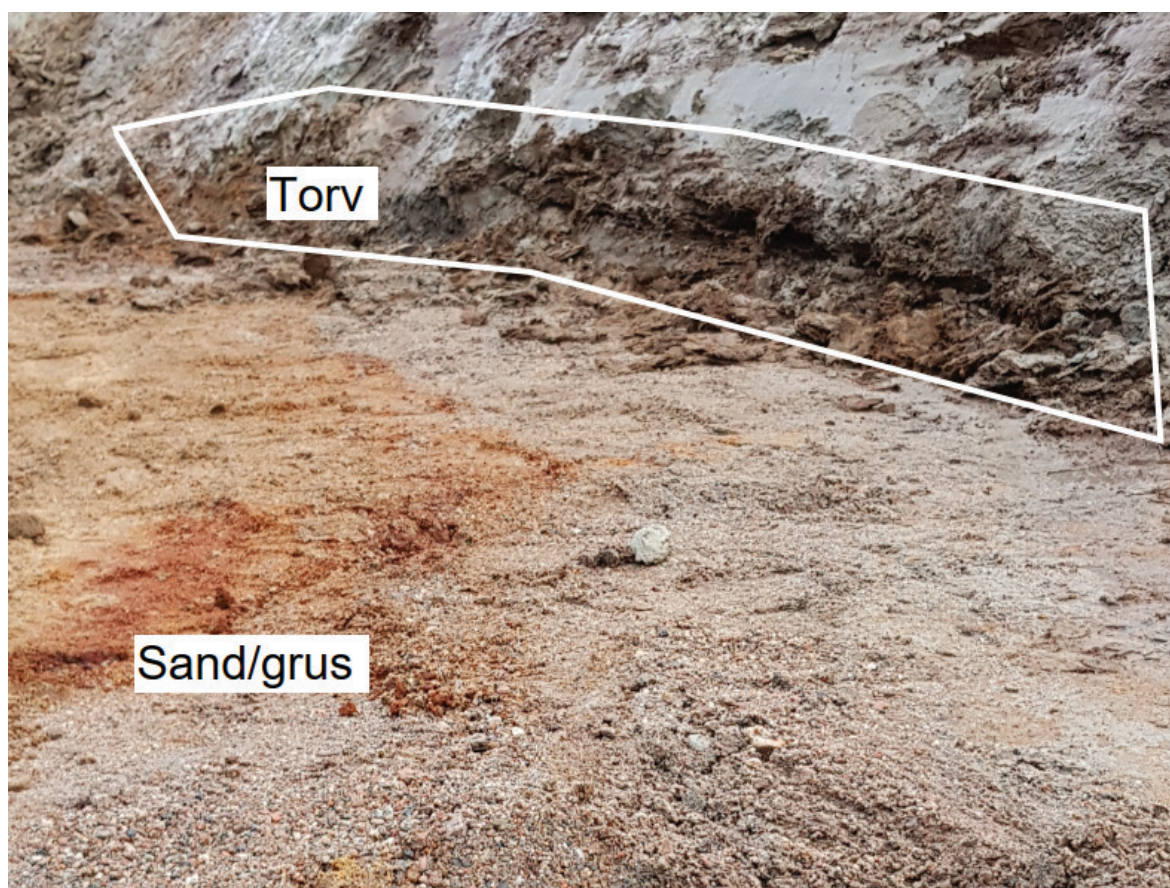
5 TOLKNINGEN I BYGGSCHEDET

Resultatet av undersökningarna och tolkningen ,tillsammans med andra tekniska resultat, mynnade ut till bland annat grundläggningsförutsättningar för dammarna. Förfrågningsunderlag och arbetshandlingar togs fram och entreprenören började schakta. Damm V2, som var först ut av de tre dammarna, fick fungera som en pionjär och utifrån erfarenheterna från undersökningar och utförande så kunde undersökningarna på nästa damm optimeras.

Dammarna skulle grundläggas på ”tät” morän vilket medförde att sand och grus inte fick förekomma i schaktbotten. Vid grundläggningen av anfang 0 och på övriga delar av damm V2 stötte man på de sand och grusskikt som identifierat i undersökningspunkterna. Man stötte även på nya skikt och linser som ej påträffats i undersökningarna. Dessa skikt och linser kunde vara väldigt lokala medan andra var mer långsträckta i både längs- och djupled.

Något som också påträffades i samband med grundläggningen av damm V2 och i ett par provgropar längs de andra dammarna var 0,1–0,3 m tjocka torvskikt under naturligt lagrad morän. Det slumpmässiga påträffandet av sand, grus och torv är karakteristiskt för dödismoräner och Veikimoränen (Lagerbäck, 1988).

I samband med schaktarbetena för grundläggningen av damm V2 upprättades en åtgärdsmatris för att enklare och tydligare hantera dessa förekomster. Åtgärderna berodde på storleken på området (större eller mindre diameter än 5 m) och om det är enskild förekomst eller inte. Med enskild förekomst menas 1 ggr/75 m i längdmått och 1 ggr/i tvärmått (Golder Associates, 2019). I Figur 12 syns förekomst av sand, grus och torv i dammens undergrund. De olika jordmaterialen skiljer sig markant åt i färg vilket förenklar identifieringen av dessa skikt, linser och lager vid schaktarbetena för grundläggningen av dammarna.



Figur 12. Foto på förekomst av sand, grus och torv i anfang 0 damm V2 (YIT, 2019).

6 REFLEKTIONER

I det inledande skedet vid utförandet av undersökningarna 2017 hade Boliden och Golders projektorganisation underskattat omfattningen av uppdraget för arbetet med undersökningarna. När väl omfattningen började falla på plats så:

- utökades organisationen,
- hölls stående möten för undersökningarna, vid pågående undersökningsperiod varje vecka,
- fanns det punkt om arbetsmiljö på varje möte
- togs rutiner fram för
 - kommunikation
 - leverans och mottag av resultat
 - leverans till labb
 - tolkning av sonderingar för komplettering med HfA och hydroundersökning

Arbetet med undersökningar pågick under en lång period och nedan listas ett antal nyckelpunkter för att undersökningarna kunde genomföras på ett så bra sätt som möjligt.

- Projektorganisationen från Boliden och Golder/WSP var intakt under hela projektet.
- Tätt samarbete i projektorganisationen och mellan entreprenörer
- Vissa möten på plats så som startmöten och kontinuerliga platsbesök
- Möjlighet att finslipa och utvärdera undersökningsmetoder under projektets gång
- Feedback och resultat från pågående schaktarbeten med grundläggningen av damm V2 vid undersökningarna för damm V1 och VR

Vid tolkningen av dammens undergrund och detektivarbetet med att identifiera genomsläppliga lager har bedömningen av hur representativ ”en undersökningspunkt” är varit det svåraste. Detta till stor del på grund av moränens uppbyggnad och stora variation i sammansättning i området. Svårigheten bekräftades också när väl schaktarbetena för grundläggningen började och man kunde följa skikten/linserna.

7 TACKORD

Jag skulle vilja tacka alla som varit inblandade och bidragit till det här projektet. Tack till alla ni som stått ute och kämpat med undersökningar när vädret har varit tufft. Speciellt tack till Jonas Nygren, Freja Hoflund, Jakob Eng, Romain Girard, Jörgen Oscarsson och Johanna Lundin.

8 REFERENSER

- Bergdahl, U., Ottosson, E., & Stigson Malmborg, B. (1993). *Plattgrundläggning, Statens geotekniska institut*. Solna: AB Svensk Byggtjänst.
- Dittrich, H. (2005). *Jordartskartan 28K Gällivare, skala 1:100 000*. Sveriges geologiska undersökning Ak 50.
- Golder Associates. (2019). *11 Teknisk beskrivning, Aitik, Dammexpansion Syd, Vattenmagasin - Dammbyggnation, daterad 2019-04-01 rev 2019-05-10*.
- Golder Associates. (2019). *Damm v2 – Utredning läckage genom undergrund i anfang 0 sektion 225 – 550, daterad 2018-12-22 rev 2019-07-05*.
- Golder Associates. (2020). *Vattenmagasin Detaljprojektering - Fältundersökning Tolkningsrapport, daterad 2019-07-05 rev. 2020-10-06*.
- Golder Associates. (2021). *Aitikgruvan - Vattenmagasin detaljprojektering - Damm V2 och VR - Anläggningsår 2021, daterad 2022-03-18*.

- Lagerbäck, R. (1988). The Veiki moraines in northern Sweden - widespread evidence of an Early Weichselian deglaciation. *Boreas* 17, 467-485.
- Lantmäteriet. (den 24 1 2024). *Ortofoto*. Hämtat från <https://minkarta.lantmateriet.se/>
- MalKon konsult. (2012). *Bilaga A - Teknisk beskrivning av en utökad verksamhet i Aitik med en årlig produktion av upp till 45 Mton malm, daterad 2012-12-18*.
- Oscarsson, J. (den 03 07 2018). Foto id: DJI_0278.
- Oscarsson, J. (den 28 05 2018b). Foto id: DJI_0130.
- Sveriges geologiska undersökning (SGU). (den 24 1 2024). *SGUs kartvisare*. Hämtat från <http://www.sgu.se/sgu/sv/produkter-tjanster/kartvisare/index.html>
- TCS. (2016). *Förstudie, Dammar nytt vattenmagasin och K-L, koncept, daterad 2016-01-22*.
- Umeå Tingsrätt. (2014). *Mark- och miljödomstol - Deldom 2014-10-03, Mål nr M 3039-12*. Umeå: Umeå Tingsrätt.
- YIT. (den 26 09 2019). Foto id: 20190926_175707.

FRÅN LERVÄLLING TILL GRÖNSKANDE STADSDEL- EN GEOTEKNISK UTMANING

Jessica Malmberg och Jaleh Gohardani, Skanska Teknik

2024-02-21

PASS
2A-2

1 INLEDNING

Inom Barkarbystaden skall det byggas bostäder för 30 000 nya invånare vilket betraktas som Norra Europas största expansiva utvecklingsområde. Projektet är indelat i 10 delprojekt där Skanska har Barkarbystaden 2, 3 och 4 (BS2, BS3 och BS4). Projekten är totalentreprenader i samverkan för uppbyggnad av infrastruktur såsom lokalgator, broar, parker, VA m.fl. Se Figur 1 och Figur 2 för utformning av Barkarbystaden.



Figur 1. Illustrationsplan över Barkarbystaden 2.



Figur 2. Planerad bebyggelse av Barkarbystaden 3 och 4.

Områdena har extrema jord- och grundvattenförhållanden såsom gyttja/lera på 6 till 12 kPa lera med en grundvattennivå som ligger nära markytan. Inom områdena skall marken delvis höjas med 2 till 4 meter, vilket har medfört stora utmaningar för anläggning av lokalgator och VA-ledningar samt arbetsbäddar. Inom BS 2 och BS 3-4 har det utförts totalt 9371 st resp. 48000 st inblandningspelare med Multicem med en total längd av 82 696 m respektive 224000 m. De flesta pelare har satts i skivor för att hantera de stabilitetsproblem som uppstår med höga vägbankar.

Inom BS 3 och 4 var det ett specifikt område, söder om projektområdet, där det uppstod problem med stora vibrationsnivåer vid byggarbeten.

2 BARKARBYSTADEN 2- VA-LEDNINGAR OCH SAMORDNING

2.1 Geotekniska förutsättningar

Generellt består jorden inom Barkarbystaden 2 (BS2) av ca 1-1,5 m fyllning som underlagras av ca 1-3 m gyttja och gyttjig lera med ca 6 kPa som övergår till ca 4 till 10 m mycket lös lera. Därefter underlagras leran av 1 till 7 m friktionsjord ovan berg.

Grundvattennivå uppmätt inom aktuellt område varierar mellan 0,3-1,0 m under ursprunglig mark.

Ingående parametrar för sättninganalyser såsom densitet (γ), förkonsoliderings- och gränsspänning (σ'_c , σ'_L), vertikal konsolideringskoefficient (c_v) och moduler (M_0 , M_L , M') för leran har valts enligt PM geoteknik, Järfälla Kommun, Barkarby, Barkarbystaden 2, daterat 2018-05-25 samt MUR, Järfälla Kommun, Barkarby, Barkarbystaden 2, daterat 2018-04-20.

Tabell 1. Sättningsparametrar oförstärkt jord

Jordtyp	Tunghet γ / γ'	Gränsspänningar σ'_c / σ'_L (kPa)	Deformations- moduler $M_0 / M_L / M'$ (kPa)	Konsolideringskoefficient C_v (m ² /s)
Fy	18/8			
leGy /gyLe	13/3	18*/ 28	750 /115 /14	2.8e-8
Le 1	16,3 / 6,3	38 / 55	1600 / 205/ 15	2.8e-8
Le 2	16,8 / 6,8	60 / 75	2300 /350 /16	2.8e-8
Le 3	17,0 / 7,0	80 / 115	3200 / 520 / 16	2.8e-8

*Antas normalkonsoliderad och lika med σ'_v

Skjuvhållfastheten i ostabiliserad jord har valts enligt PM geoteknik, Järfälla Kommun, Barkarby, Barkarbystaden 2, daterat 2018-05-25.

Tabell 2. Odränerad korrigerad skjuvhållfasthet

Nivå	Valt värde [kPa]
+9	6
+4	6
-7	28

2.2 Kravställning

Inom projektet BS2 fanns ingen objektspecifik teknisk beskrivning (OTB).

Det fanns inte heller några sättningskrav för lokalgatorna, därav har gatorna dimensionerats så att krav på slutsättningar i vägens längd- och tvärlängd enligt TK Geo 13, avsnitt 3.2.1 - 3.2.3, uppfylls.

Sättningskrav på ledning bestämdes av ledningsägaren. Tillåten maximal differanssättning var av VA-projektör angiven till 2‰ för att uppfylla

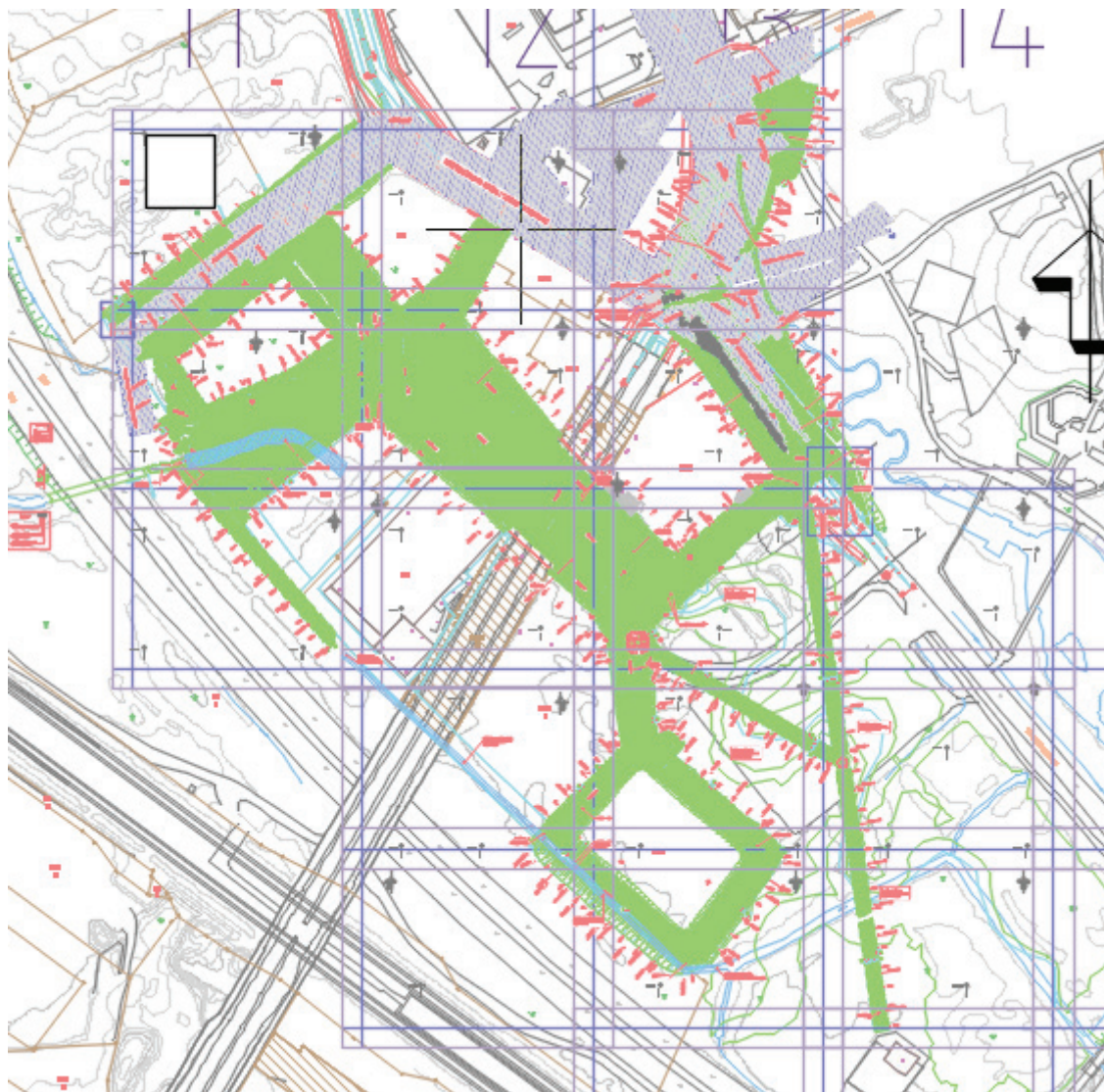
funktionskraven för ledningen. Toleransklassning på nedläggning av ledningarna var toleransklass A.

Erforderlig säkerhetsfaktor för kontroll av stabilitetsbrott har valdes enl. TK Geo 13 kapitel 2.4.

2.3 Geotekniska åtgärder

Under 2019 och 2020 togs det fram ett antal tekniska lösningar och det utfördes ett antal testningar med provpelare för att hitta rätt recept för inblandningspelarna.

Den slutgiltiga geotekniska lösningen blev inblandningspelare i skivor, cc 1,9 m, som utfördes med 200 kg/m³ i gyttjan/ gyttjiga lera som sedan övergick till 120 kg/m³ i resterande lera ner till fast botten/ friktionsjorden. I Figur 3 illustreras förstärkning av MC-pelare med en generell täckningsgrad av ca 40 %.



Figur 3. Gröna områden är markförstärkta områden inom projektet BS2.

2.4 Utmaningar gällande VA-ledningar och fastighetsgräns/ kvartersmark

2.4.1 VA-ledningar

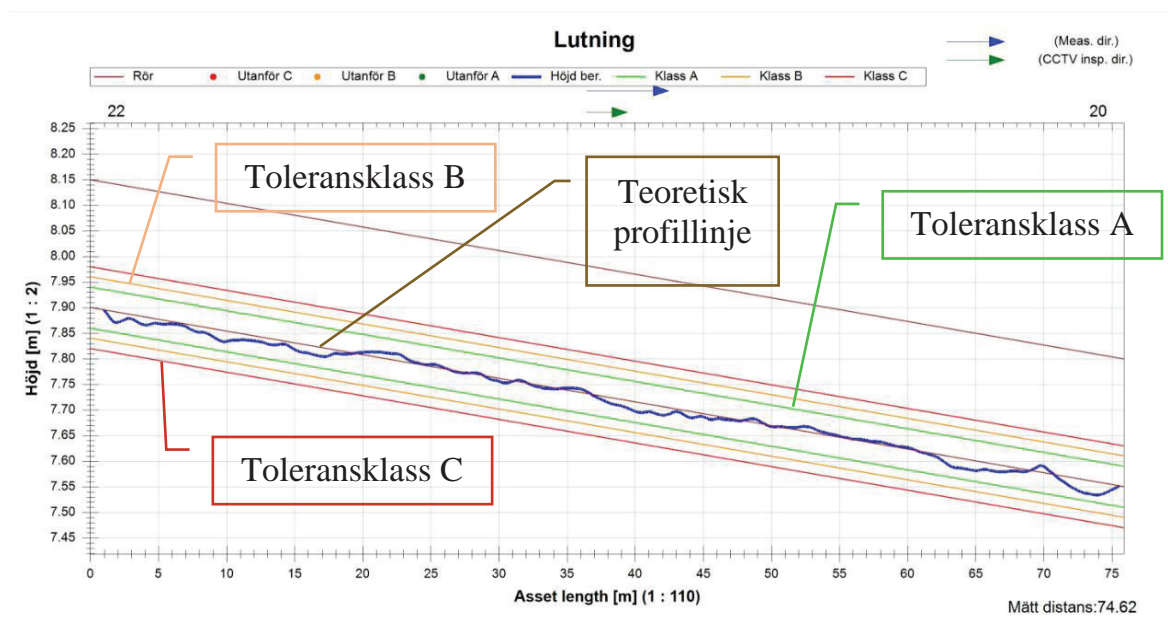
I BS2 har VA-ledningarna lutningarna på mellan 1 och 5 promille, vilket är extremt låga lutningar. De låga lutningar är en konsekvent utifrån satta detaljplanenivåer, maximala ledningsdjup och inkoppling på befintliga ledningars nivåer.

Svensk Vatten har ansatt en allmän toleransklassning på ledningar utifrån rördimensioner med klasserna A, B, C och U, se Figur 4. Där U inte är godkänd och oftast ansätts toleransklassning A för självfallsledningar spillvatten i kommunernas Tekniska Handbok.

Nominell rördiameter	Toleransklass		
	A	B	C
< 200 mm	± 30 mm	± 45 mm	± 75 mm
≥ 200 mm	± 40 mm	± 60 mm	± 100 mm

Figur 4. Toleransklassning utifrån P91 för självfallsledning spillvatten utifrån rördiameter.

Järfälla kommun har i projektet ansatt toleransklass A för spillvattenledningar i självfall utifrån sin egen Tekniska Handbok. Detta har lett till att i projektet, med redan extremt låga lutningar, har varit en utmaning att uppfylla och där kravet inte har kunnat uppnås på hela ledningssträckningen.



Figur 5. Inklinometermätning av ledning med inritade toleransklasser och teoretisk profillinje.

I många projekt likställs toleransklassningen med ledningens funktionsduglighet, vilket är felaktigt antagande. Se Figur 5 ovan där ledningen ligger inom

toleransklassning A hela profilen, dock är det ett bakfall på ledningen vid längdmätning 70 m vilket påverkar ledningens funktionsduglighet negativt. Toleransklasserna ska främst anses som en värdering av med vilken precision ledningen har byggts i förhållande till den projekterade profilen.

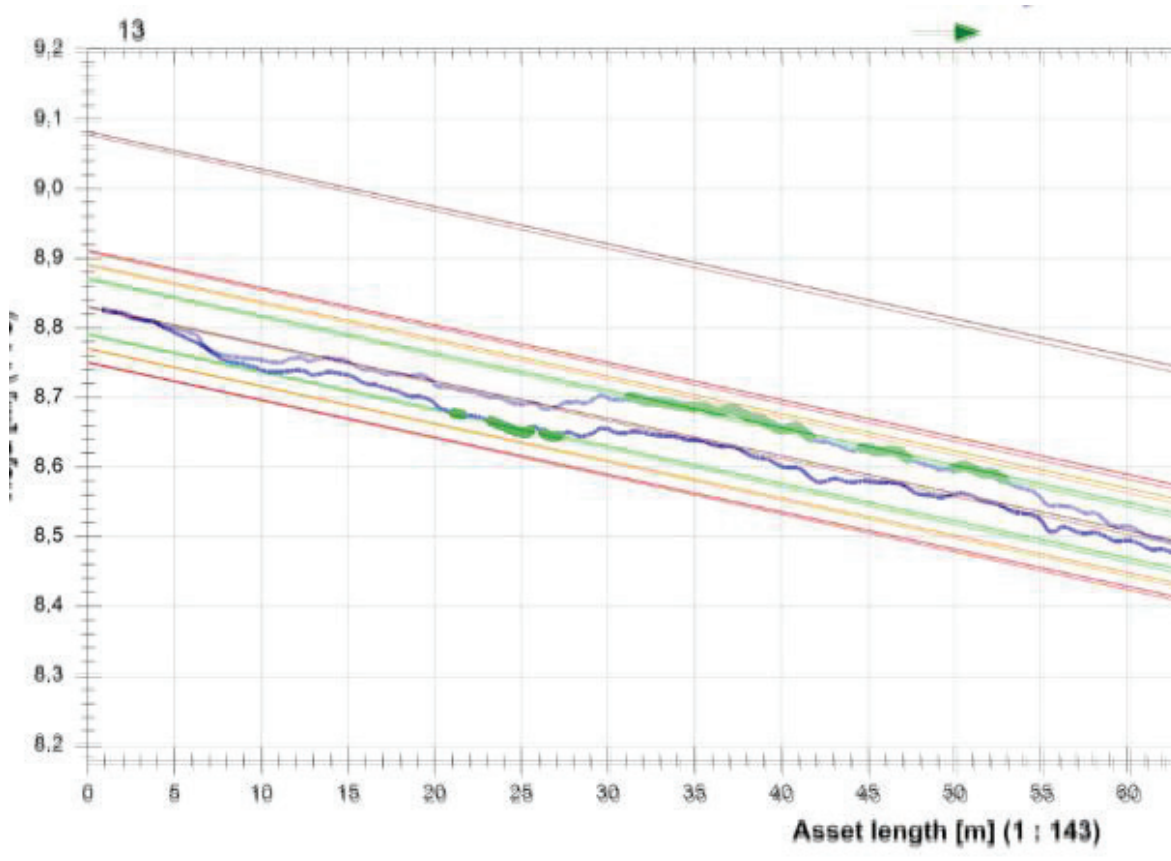
För att värdera vilken toleransklass ledningen har finns det främst två metoder att mäta riktningsavvikelser:

- Slangsättningsmätning
- Rörinspektion- inklinometer/ accelerometer

Vid slangsättningsmätning bestäms profillinjen genom att man drar en vattenfylld slang längs ledningens botten. Den ände av slangen som ligger på ledningens botten är försedd med en sond. Sonden har en inbyggd givare som anger på vilket höjd sonden befinner sig i förhållande till en på förhand bestämd nollpunkt. Efterhand som slangen dras genom ledningen sker mätning med bestämda intervall. Vanligt avstånd mellan mätpunkterna är 2 meter.

Rörinspektion med inklinometer/ accelerometer sker med hjälp av en inklinometer som monteras fast på kamerautrustningen/roboten. Inklinometern ger kameravagnens och därmed ledningens lutning i varje punkt samtidigt som vagnens framdrift i längsled registreras. Dessa två uppgifter tillsammans med de på förhand givna höjderna i mätsträckans start respektive slutpunkt ger ledningens profillinje.

Mätnoggrannheten för dessa mätningar skall utgå ifrån krav på ± 3 mm. Men det är väldigt sällan dessa mätinstrument klarar av dessa mättoleranser. I Figur 6 kan det ses samma ledningssträckning som har mätts vid 2 olika tillfällen med inklinometer. Ledningssträckningen har mätts flera gånger där ledningen har bibehållit samma kontinuerliga profil men att profilen har rört sig vertikalt uppåt eller neråt i nivå. Detta påvisar den mättolerans som inklinometern har och att mättoleransen har ett mycket större spann än vad kravet anger på ± 3 mm.



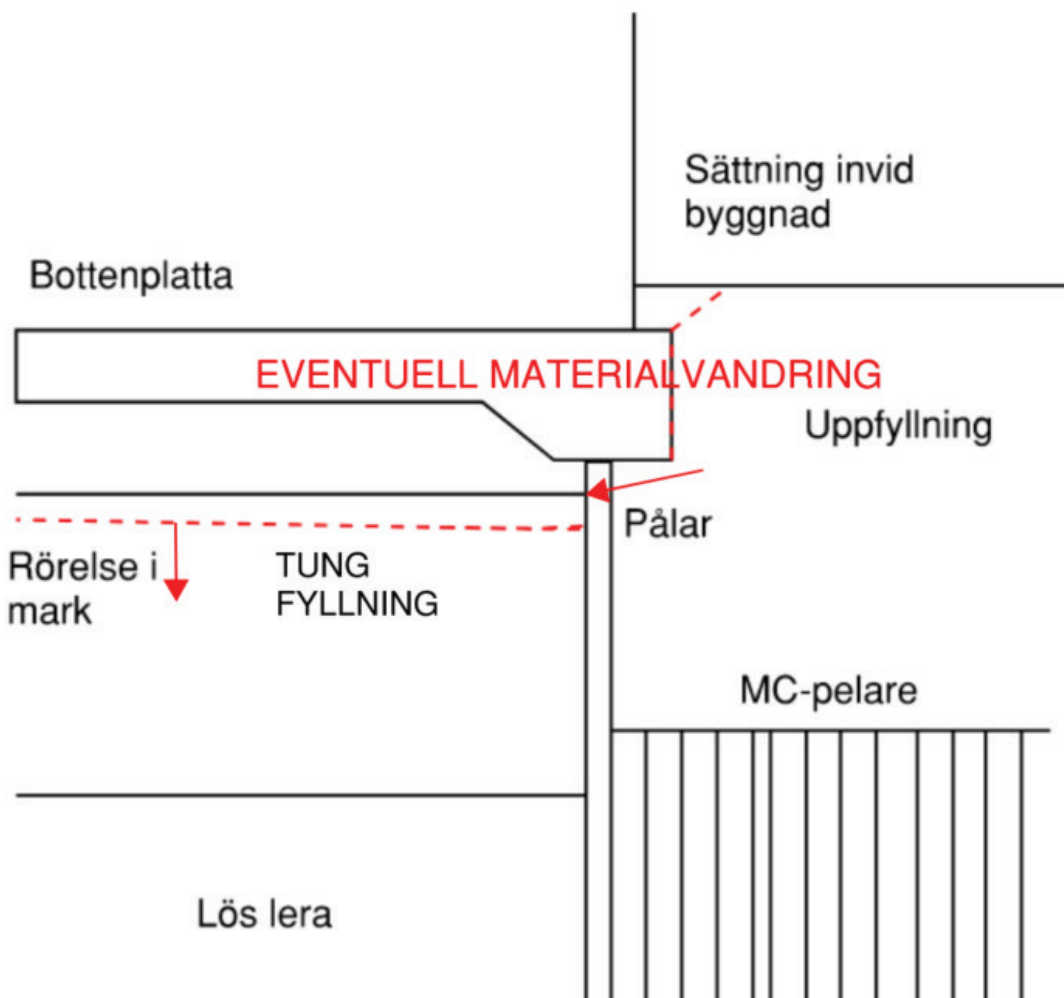
Figur 6. Inclinometermätning av samma ledning vid olika tillfällen.

Erfarenhetsmässigt anses slangställningsmätningen ha en lite högre mätnoggrannhet än inclinometern. Dock så har även slangställningsmätningen en sämre noggrannhet vid låga lutningar som det är i BS2 och det finns en del mätosäkerheter såsom kalibrering av de olika metoderna, vilken start- och slutnivå som ansätts, hur påverkas mätinstrumentet av väder och vind samt hur påverkas mätinstrumentet av eventuella ojämnheter längs ledningsbotten.

2.4.2 Fastighetsgräns och samordning

Vid projekteringsstart av markförstärkning av gatemark och ledningar var de flesta kvarter utan någon byggherre. Detta gjorde att gatemarken förstärktes till fastighetsgräns och ställvis behövde pelarskivorna dras in på kvarteretsmark för stabilitetssyfte. Markförstärkning och överlast utfördes och därefter anlades VA-ledningar. Efterhand som infrastrukturen kom på plats började byggherrarna för kvarteren bygga husen. Under projektets gång uppkom frågeställningar om hur gatemark och nylagda ledningar inte skulle påverkas av byggherrarnas exploatering. Samt hur byggherren vidtog åtgärder för att minimera yttre påverkan på gatemark och ledningar på grund av deras pågående arbeten med främst etablering och utförande av grundläggning av byggnaderna. En av frågeställningarna var hur byggherren säkerställde att det inte skulle uppstå sättning vid fastighetsgräns om tung fyllning

hade använts under bottenplatta. Se Figur 7 nedan för en schematisk bild av hur en eventuell materialvandring skulle kunna ske.



Figur 7. Schematisk figur över hur en eventuell materialvandring skulle kunna ske.

Frågeställningen togs upp med byggherrarna och de flesta hade redan en lösning för sin fastighetsgräns och det var exempelvis fördjupad kantbalk, markförstärkning inne på tomten alternativt lättfyllnad.

3 SLUTSATSER

Erfarenheter från BS2 är att ansätta gränsvärden för funktionsduglighet på ledningar och inte bara en toleransklassning. Detta för att toleransklassningen inte anger om ledningen faktiskt kommer vara funktionsduglig.

Mätning av riktningsavvikelser skall främst utföras med slangättningsmätning men att båda metoderna har dålig mät noggrannhet och kommer sällan upp i kravet ± 3 mm.

Vid större exploateringar av nya stadsdelar är det väsentligt att beställaren är aktivt involverad och är ansvarig för samordning mellan infrastrukturen och kvarteren. Vilket är ännu viktigare för områden som har extremt dåliga markförhållanden som exempelvis BS2. Något som också skulle kunna ha förhindrat diskussioner om påverkan har skett eller inte på nylagda ledningar och gatumark är att det funnits redan vid starten av markförstärkningen ett kontrollprogram för mätningar av rörelser utav mark och byggnationer samt grundvatten. Ett kontrollprogram hade kunnat vägleda bygherrarna i området hur och i vilken utsträckning som de får påverka utanför deras fastighetstomt.

4 BARKARBYSTADEN 3 OCH 4 - VIBRATIONSPROBLEMATIK

4.1 Bakgrund

Inom ett specifikt område söder om projektområdet, uppstod problem med stora vibrationsnivåer vid byggarbeten.

Ny gata och ledningar planerades att byggas inom området där det finns befintliga fastigheter i närhet. Vid start 2023 för byggarbeten (schaktarbeten) inom den planerade gatan; Rotevägen (med tidigare namn Predikantvägen), som sträcker ut sig längs med ett villaområde söder om Barkarby III, uppstod problem genom vibrationshalter/nivåer som upplevdes störande enligt boenden. Olika typer av ledningar bland annat NV-ledningar och fjärrvärmeledningar samt VA-packet planerades att läggas ut längs med gatan vilket innebar omfattande schaktarbeten.



Bild 8. Utsatt villaområde för obehagliga vibrationshalter (inringat i orange).

Att analysera, hantera och åtgärda vibrationsnivåerna och dess spridning var en utmaning för projektet.

4.2 Projektets förutsättningar:

1-Omgivningen: Längs med Rotevägen finns ett villaområde med 1-2 vånings byggnader varav förutom en byggnad som är pålad så är samtliga andra byggnader grundlagda på platta på mark.

När tidiga grävarbeten påbörjades inom området upplevdes vibrationerna som obehagliga hos boenden.

2022 inventerades och redovisades riktvärden för vibrationer samt restriktioner för byggnader, anläggningar med avseende på kommande markarbeten (spontning, schaktning eller packning) i samband med anläggandet av nya vägar och VA-ledningar. Vibrationsmätare installerades på vissa byggnader. Dock framkom det att uppmätta svängningshastigheter av vibrationerna på olika fastigheter uppvisade markanta skillnader i resultat. Mätrapporten redovisade endast den maximala vertikala svängningshastigheten vilket vid denna typ av

vibrationsproblem (omgivningspåverkan) även bör ta hänsyn till svängningsfrekvensen som är av betydelse.

En kompletterande riskanalys/vibrationsanalys har satts i gång för att kunna bestämma vibrationers avståndsdämpning. 2-3 vibrationsgivare har installerats på berörda fastigheter samt en referensgivare har använts nära vibrationskällan (ca 1- 2 m avstånd) utöver givarna som installerades på byggnadernas grundplatta.

Information om svängningshastigheternas dominerande frekvens i sammanhanget har registrerats.



Bild 9. Vibrationsmätare (vertikal geofon) installerad av huskant.

2-Geotekniska förhållanden: Området består av 4–8 m löslera enligt den jordtolkade profilen i bild x nedan. Undergrunden består närmast markytan av torrskorpelera (brunt) ner till ca 2,5 m djup. Därunder följer ett ca 2 m mäktigt lager av mycket lös lera (gult) med hög vattenkvot (50 %). Lerlagret vilar på friktionsjord

(grönt) med en mäktighet av 4 – 5 m. Bergytan påträffas på mellan 7 och 9 m under markytan.

Den permanenta grundvattenytan ligger i underkanten av torrskorpelera på ca 2,5 m djup. Ur vibrationssynvinkel är vågutbredningsfarten av betydelse. Skjuvvågsfarten ligger i lös lera omkring 100 m/s, och kan antas vara något högre i torrskorpelera (150 m/s). Utgående från sonderingarna uppskattas skjuvvågsfarten i det underliggande sandlagret till ca 200 m/s). Mäktigheten av jordlagret, genom vilket vibrationer genererade på markytan kan fortplantas, uppskattas till ca 9 m.

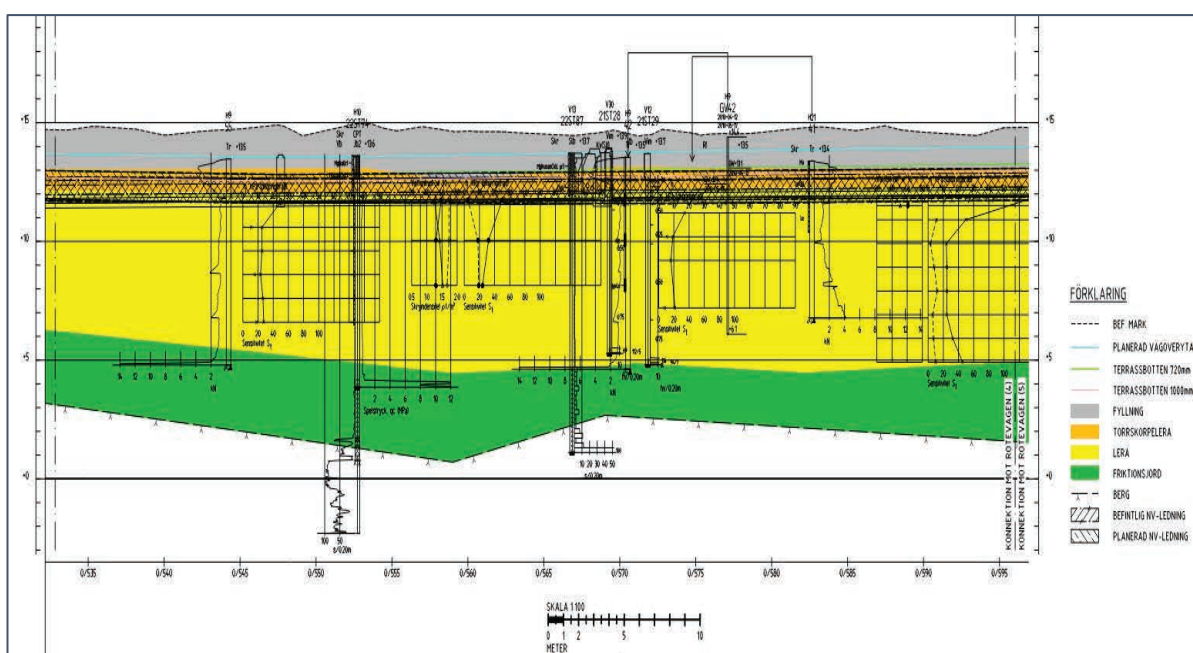


Bild 10. Tolkad jordprofil längs Rotevägen

3-Utmaning och frågeställning: Vibrationsfrågorna har separat definierats och analyserats för bygg- och driftsfasen.

Enligt resultat av vibrationsmätningar var vibrationsnivåerna godtagbara och under tillåten nivå för byggskedets arbete. Men att hitta en teknisk lösningen för hantering av vibrationer under drifts skedet när gatan är trafikerad var även en relevant fråga att studera i sammanhanget.

Markvibrationers avståndsdämpning påverkas av ett flertal faktorer, såsom typ av vibrationskälla, geotekniska förutsättningar vid vibrationskällan, vågutbredningen (vågtyp). Vibrationskällans läge på eller under markyta för riskbedömning m.a.p. vibrationers tre huvudsakliga faktorer har utretts:

A. Eventuella vibrationskällor:

- Tillfälliga och permanenta vibrationskällor har definierats vilket specificerades som schaktarbete respektive trafik.
- Markförhållanden under/vid vibrationskällan, jordprofil (t.ex. sondering, provtagning), grundvattenförhållande inom området samt längs vågutbredningen har studerats, se avsnitt jordförhållande ovan.
- Planerade förstärkningsåtgärder i form av markstabilisering, schaktning/återfyllning har också studerats. Avsedd sträcka av Rotevägen planerades för MC-förstärkning p.g.a sättningsproblematik och stabilitetsproblematik vid utläggning av ledningar inom gatan.
- Trafikbelastningar och tillåtna hastigheter under bygg och driftskedet har noterats. Rotevägen idag är en gång och cykelbana vilket i framtiden omvandlas till en bredare trafikerad gata med max. tillåten hastighet motsvarande 70 km/timme vilket innebär att en större vibrationshalt drabbar villaboendena när gatan är i trafik.

B. Spridning av vågor från källan till det omgivande området

Markförhållanden inom utbredningsområdet har stor påverkan på hur vibrationer utbreder sig i marken d.v.s. vågspridningen.

Förändringar i fast mark d.v.s. berg eller morän från vibrationskällan till omgivningen påverkar också hur vibrationsvågorna sprider sig.

Det finns ett starkt och direkt samband mellan markens dynamiska egenskaper (främst våghastighet) och markens geotekniska förhållanden (empiriska samband). Information om den dominerande frekvensen har också registrerats.

C. Påverkade objekt

Kategorier av påverkade objekt bestod av byggnader i form av en till två våningsvillor samt anläggningar och rörledningar. Avståndet mellan vibrationskällan och byggnaderna har uppmätts.

Byggnadernas grundläggnings information har tagits fram vilket i de flesta fall som tidigare nämnts var grundlagda på plattor.

Sättningskänsliga objekt på eller i friktionsjord (sand och silt) har definierats. Objekten bestod av ledningar och pålar. Besiktning av befintliga byggnader för kartering av sprickor och andra skador har också utförts.

5 MÄTNING AV VIBRATIONER

Innan fortsättning på vibrationsalstrande arbeten har en riskanalys genomförts där vibrationsmätningar (av vibrationsmätarna installerade på olika byggnader) ingick, och vibrationers avstånds beroende registrerats genom ett flertal vibrationsmätare. En referensmätare har också installerats nära vibrationskällan (på ca 1 – 2 m avstånd). De dominerande frekvenserna ligger inom intervallet 8 – 10 Hz (slag med skopa) och något högre (12 -15 Hz) vid passage av grävmaskinen. Frekvensen kan framkalla vibrationsförstärkning i närbelägna byggnader.

6 KRAVSPECIFIKATION PÅ VIBRATIONSNIVÅER

Vad säger kravspecifikation avseende vibrationsnivåer? Vilka nivåer gäller för tillfälliga och permanenta fas/skeden?

År 2022 gavs en ny standard (SS_4 604 861_2022_SV) för riktvärden för bedömningar av komfort i byggnader ut, standarden berör icke tillfälliga störningar i bostäder, enl. bilaga B nedan:

Tabell 3. Vägledning för bedömning av komfort i bostäder

Bilaga B (informativ)	
Vägledning för bedömning av komfort i bostäder	
Denna vägledning är avsedd för icke tillfälliga störningar i bostäder. Tillfälliga störningar kan utgöras av sprängningar i bergtäkter och gruvor samt vibrerande arbeten från byggprojekt som pågår under en begränsad tidsperiod. Vetenskapligt underlag saknas för störning i andra typer av lokaler. Se tabell B.1 för exempel på effekter vid olika vibrationsnivåer.	
Tabell B.1 — Exempel på effekter vid olika vibrationsnivåer	
Effekter	$v_{w,RMS}$ (s) [mm/s]
Ungefärlig känseltröskel enligt SS-ISO 2631-1	0,2
Vibrationsnivå från tågtrafik där mätbar påverkan på sömn startar [5]	0,4
Ungefär 1 av 3 personer är störda av vibrationer från tågtrafik [6]	0,7

Den tidigare standarden från 1992 angav riktvärden för bedömning av komfort i byggnader enl. nedan, vilket varit något otydlig:

Tabell 4. Riktvärden för bedömning av komfort i bostäder

Bilaga B		
Riktvärden för bedömningar av komfort i byggnader		
Riktvärdena bör tillämpas vid nyetableringar och vid nybebyggelse. De kan tillämpas mindre strikt för kontor än för bostäder. Riktvärdena bör tillämpas mer strikt för bostäder nattetid. Riktvärdena kan vidare användas som målsättning för långsiktig förbättring av vibrationsförhållandena i befintliga miljöer.		
Riktvärdena är inte avsedda att tillämpas på tillfälliga aktiviteter som bygg- och anläggningsarbeten, ej heller för bergtäkter och gruvdrift.		
	Vägd hastighet	Vägd acceleration
Måttlig störning	0,4 - 1,0 mm/s	14,4 - 36,0 mm/s ²
Sannolik störning	> 1 mm/s	> 36 mm/s ²
Enligt den bedömning som gjorts i samband med framtagningen av angivna riktvärden anses mycket få människor uppleva vibrationer under skiktet "Måttlig störning" som störande. Vibrationer i skiktet "Måttlig störning" ger i vissa fall anledning till klagomål. I skiktet "Sannolik störning" är vibrationer kännbara och upplevs av många som störande.		
Om det frekvensvägda värdet domineras av en frekvens, något som ofta är fallet till följd av resonans i byggnader, kan det vägda värdet ersättas av rms-värdet för den aktuella frekvensen och direkt jämföras med resp skikt.		
Det markerade skiktet motsvarar måttlig störning.		

Trafikverkets krav anges i standarden; permanenta anläggningar vid ombyggnad endast får generera vibrationshastigheter på 0,8 mm/s. Vid nybyggnad är värdet motsvarande 0,4 mm/s. I ett temporärt byggskede kan högre värden vara accepterat.

Vibrationer under byggskedet (vibrationer p.g.a. markarbeten):

Enligt standardnivåer och de uppmätta vibrationerna från slag med skopa och körning med grävmaskin kategoriserades vibrationsnivåerna som förhållandevis svaga och under gränsvärden som anges i vibrationsstandarder.

Vibrationer under driftfasen/permanentskede (vibrationer p.g.a. trafik): Förväntad påverkan från trafiken på den färdiga vägen bedöms bli mindre än arbetskedet d.v.s. under de aktuella förutsättningarna.

7 GEOTEKNISK LÖSNING

Med hänsyn till uppmätta nivåer av vibrationer och förväntade vibrations halter under drift skedet, har utförandet kring hantering av vibrationsnivåer och att utföra en geoteknisk förstärkning genom MC-pelare för att klara kravet på sättningar/stabilitet bedömts vara ett lämpligt utförande (samt en effektiv åtgärd) även för att bygga in en ökad säkerhet mot framtida markvibrationer (under den permanenta fasen). Det skapar en stabil körbana, genom att skapa en jämn/homogen undergrund via pelarna så att det inte accelererar vågspridningen av vibrationerna. Dock är den största orsaken till vågspridning ojämna ytor vilket i naturliga fall räknas som naturliga jordförhållanden.

MC-pelarförstärkning av gatan (i den lösa leran) i kombination med en väldimensionerad vägöverbyggnad minskar/förebygger risken för ojämnheter och framtida markvibrationer.

8 SLUTSATS

Inblandningspelarna (MC/KC pelare) har inte bara stabilitetshöjande och sättningsreducerande effekt. Metoden har ett större användningsområde som bör utredas/användas mer inom branschen.

*Denna del av artikelns syfte var att lyfta fram ett nytt användningsområde av inblandningspelarna utöver de traditionella användningsområdena såsom sättning/stabilitetsskäl. Därför har detaljinfo av vågutbredningsanalyser/mätningar ej redovisats i rapporten.

MULTIVARIAT ANALYS: MÅNGA VIKTNINGAR VIKTIGA VID ANALYS OCH BESTÄMNING AV ODRÄNERAD SKJUVHÅLLFASTHET

Olle Risby^A & Rasmus Müller^A

^A Tyréns Sverige AB

PASS
2A-3

SAMMANFATTNING

En av geoteknikerns utmaningar är att bestämma odränerad skjuvhållfasthet (c_u) i kohesionsjordar med säkerhet och noggrannhet. Odränerad skjuvhållfasthet uppvisar en naturlig variation mellan jordlagren inom en geologisk lokal, men bestämningen av c_u är också beroende av hur fält- och labbarbetet utförts och vilka metoder som använts vid bestämning av c_u . I denna fallstudie presenteras den statistiska metodiken ”Multivariat analys” (MVA) för bestämning av odränerad skjuvhållfasthet, där Tyréns har använt metodiken inom ramen för ett infrastrukturprojekt där Trafikverket är beställare. Projektlokalen är belägen på ostkusten i ett område där geologin består av en dalgång med kohesionsjordsdjup om mellan 20 och 30 meter och där jorddjupen överstiger 50 meter inom vissa delar. I dalgången förekommer såväl glaciala som postglaciala kohesionsjordar.

Beställaren har tillhandahållit en databas bestående av över 80 undersökningspunkter där flera olika metoder för bestämning av c_u utförts. Tyréns har kompletterat dessa med fält- och efterföljande avancerade labbförsök (bl.a. 40 direkta skjuvförsök och 17 triaxialförsök). Efter en genomgång av fält- och labbdatabasen där resultat värderas och uppenbart felaktiga resultat avfärdats så har MVA tillämpats. MVA bygger på Bayesiansk statistik där resultaten från olika metoder (variat) analyseras med regressionsanalys och viktning. Genom att kombinera resultaten från flera olika metoder vid bestämningen av c_u så reducerar vi effekten av systematiska felkällor såsom utförandefel, mätfel, och transformationsfel i det geotekniska hantverket.

De tre huvudsakliga insikterna från denna fall studie är: De vanligaste fält- och laborieanalyserna (CPT, vinge och fallkon) för bestämning av c_u överensstämmer dåligt med direkta skjuvförsök och empiri utifrån Hansbos relation (Larson et al, 2007) för denna testlokal på ostkusten. Den andra insikten: MVA i kombination med flera olika undersökningsmetoder möjliggör en systematisk och mer objektiv bestämning av c_u . Den tredje insikten: Är det inte dags att vi i branschen börjar utvärdera platsspecifika korrektionsfaktorer (μ) och konfaktorer (N_k) i flera av våra projekt för att till fullo kunna nyttja CPT, vinge och fallkon med stöd av mer avancerade metoder som direkta skjuvförsök och triaxialförsök?

SUMMARY

Within the field of geotechnical engineering, one of the key challenges for the engineer is to determine the undrained shear strength (c_u) in soils with cohesive properties (mainly clays) with a high level of detail and objectivity. Undrained shear strength occurs with large natural variation in different soil layers within a geological outcrop, but it is also dependent on the field survey and the laboratory methods used to determine c_u . From this case study we illustrate the usage and application of a statistical method Multivariate Analysis (MVA) to aid in the determination of undrained shear strength. During the case study, Tyréns applied the methodology in a large infrastructure project where the Swedish Transport Administration (Trafikverket) was the client. The project area is located close to the south-eastern coast of Sweden, where the geological settings consists of large ridge and valley systems in the vicinity of the Swedish archipelago, where both glacial and postglacial clay soils occur as infill in valley low points. At the specific site where this case study was conducted the clay covers depths between 20 and 30 meter. The total soil cover exceeds 50 meter in certain parts of the site.

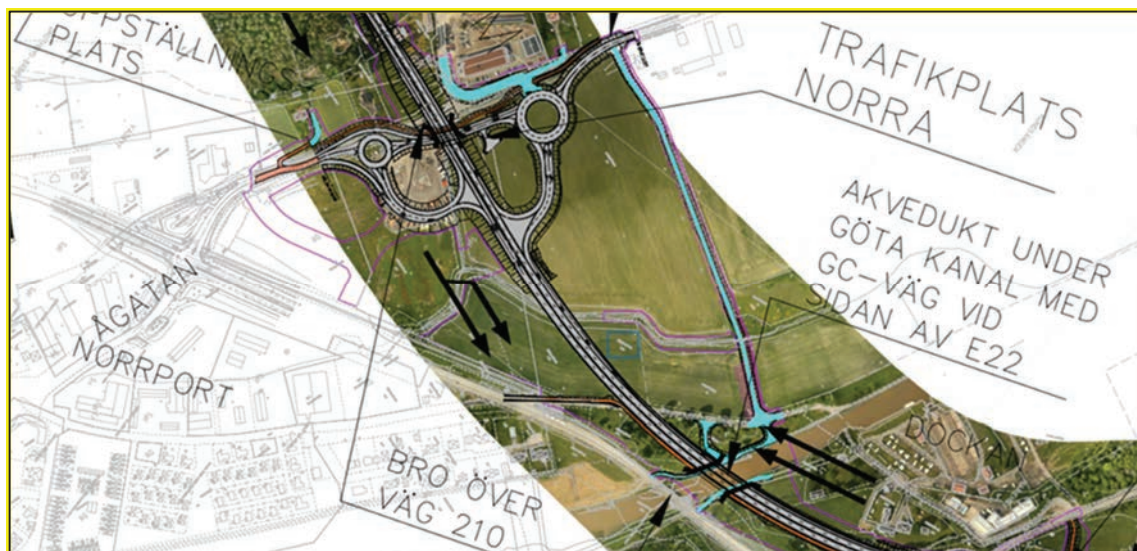
The client provided a large geotechnical database for the project, containing more than 80 geotechnical investigation points where several investigation methods had been used to determine c_u . A complementary survey where additional field- and laboratory investigations on undisturbed soil samples were made (consisting of 40 undrained, direct shear tests, DSS, and 17 triaxial compression and extension tests). A thorough review of the geotechnical database, where results from in situ tests and laboratory tests showing unrealistic results were excluded, was conducted as a part of the geotechnical design process. Thereafter the MVA was applied to the database. MVA is Bayesian statistical methodology where the results are founded on linear regression and weighting of the results from several different investigation methods (variates). By combining the results from several methods used to determine c_u , the risk of applying systematic errors is reduced. Within the field geotechnical engineering, the main sources of systematic errors when determining c_u are handling errors, measurement errors and transformational errors.

The three key points from the case study using MVA, firstly: Results from the most common methods to determine c_u in Sweden (CPT-, field vane- and fall cone tests) does not match with results from undrained direct shear test or empirical data (Larson et al, 2007) for the the clay at the specific site. Secondly: MVA in combination with different investigation methods allows for a more accurate and objective determination of c_u . Thirdly: The results from the case study show that we as geotechnical engineers should open up for project specific correctional factors (μ) to make full use of results from CPT-, field vane- and fall cone tests with the support of DSS and triaxial tests.

1 INTRODUKTION

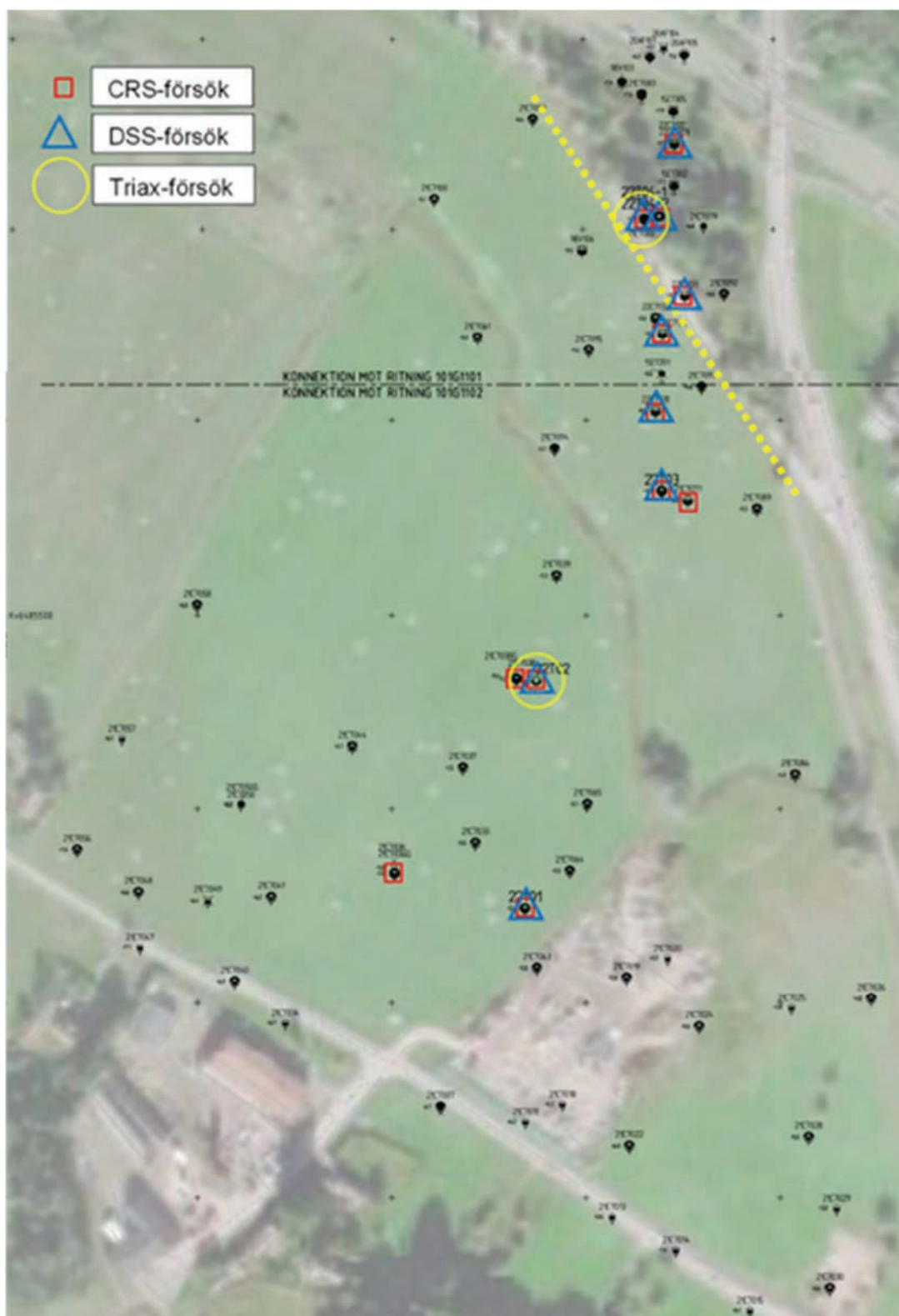
I Sverige är en av geoteknikerns största utmaningar att bestämma odränerad skjuvhållfasthet i kohesionsjord (c_u), med hög säkerhet och hög noggrannhet eftersom c_u är avgörande för att kunna besvara frågor om t.ex. markstabilitet, behov av förstärkningsåtgärder eller grundläggning av tyngre konstruktioner på lös undergrund. Inom ramen av Eurokod 7 ska t.ex. geotekniker utföra en ingenjörsmässig bedömning av resultat och spridning. Odränerad skjuvhållfasthet ifrån en och samma lokal kan uppvisa stor spridning mellan jordlager vilket härstammar utifrån den avsättningsmiljö som varierat över årtusenden då jordmaterialet har avsatts, t.ex. en lera i en skärgårdsvik i en postglacial miljö. I geotekniska undersökningar som syftar till att bestämma kohesionsjordens odränerade skjuvhållfasthet används frekvent undersökningsmetoderna CPT-sondering, vingsondering (Vb) och ostörd provtagning med efterföljande laboratorieanalys i form av fallkonförsök (FK). Ibland utförs även odometerförsök (CRS), direkta skjuvförsök (DSS) och triaxialförsök. Genom att nyttja flera oberoende metoder för att bestämma c_u så kan man tillämpa och nyttja multivariat analys (MVA). MVA är en Bayesiansk statistisk uppdateringsprocedur som tidigare har använts inom i enstaka anläggningsprojekt (t.ex. Müller, 2014). Inom ramen för MVA utförs regressionsanalyser för att utvärdera medelvärdet, t.ex. \bar{c}_u , baserat på resultaten från olika undersökningsmetoder (variat). Dessa utvärderingar viktas sedan för att skapa ett representativt medelvärde för en undersökt materialegenskap, t.ex. c_u .

Denna fallstudie syftar dels till att översiktligt redogöra för hur MVA-metodiken kan användas i anläggningstekniska projekt där bestämning av c_u är av stor betydelse för de tekniska frågeställningarna i projektet och dels till att sammanställa insikter utifrån användandet av MVA i ett sådant projekt. I större anläggningsprojekt är bestämning av c_u ofta betydande för att säkerställa genomförbarheten, välja teknisk lösning för förstärkningsåtgärder, att utifrån ett ekonomiskt perspektiv undvika överdimensionering tillika också av klimatmässiga skäl. Tyréns använde MVA-metodiken i projekt E22 Söderköping, där Trafikverket var beställare. Den geologiska lokalen består av en dalgång på ostkusten (Söderköping, Östergötland) som i huvudsak består av kohesionsjordar med lerdjup mellan 20 och 30 m samt att jorddjupen på flera ställen överstiger 50 m. Inom lokalen förekommer såväl postglacial som glacial kohesionsjord. I området planeras flera större och komplexa geokonstruktioner på lös lera, där bestämning av c_u är av stor vikt för konstruktionernas utformning. De planerade konstruktionerna är: djupa schakter med temporära stödskonstruktioner, höga bankkonstruktioner, ett tråg med en akvedukt under Göta kanal samt pålade brokonstruktioner över väg 210 (Linköpingsvägen). Se Figur 1 nedan för en översiktlig orientering.



Figur 1. Skiss över planerad anläggning. Obs, roterad vy. Källa: Trafikverket

Utifrån tolkning av det befintliga arkivunderlaget som tillhandahölls av beställaren delades undersökningsområdet in i två olika delområden, som härafter benämns som "Åkern" och "Triangeln", där de geologiska förutsättningarna skilde sig åt. Delområde "Triangeln" är ett mindre område direkt söder om Göta kanal och intill befintlig väg E22. Området avgränsas söderut av en äldre järnvägsbank, se gulstreckad linje i Fig. 2 nedan.



PASS
2A-3

Figur 2. Undersökningsområdet med delområden "Triangeln" i norr (se gul streckad linje) och "Åkern" i de centrala och södra delarna. Källa: Trafikverket

Inom ”Triangeln” förekommer primärt varvig glacial lera och lerdjupen är generellt begränsade till ca 10 m. Delområdet ”Åkern” består av det stora öppna åkermarksområdet beläget direkt söder om ”Triangeln” och den äldre järnvägsbanken. Inom ”Åkern” är förekommande jordar med lerdjup som överstiger ställvis överstiger 20 m bestående av postglacial gyttjig lera som ovanlagrar den varviga glaciala leran. Området avgränsas söderut av väg 210 och österut av befintlig väg E22, se Fig. 2.

Arbetsmetodiken i detta projekt med geostatistik och MVA för bestämning av odränerad skjuvhållfasthet baseras på de doktorandprojekt som Rasmus Müller och Anders Prästings har utfört på KTH under perioden 2010-2019 (Müller 2013, Prästings 2019) där Sven Tyréns stiftelse har varit medfinansierad.

2 METOD

2.1 Geotekniska moment

Arbetsmetodiken inom projektet delades upp i följande moment:

- Genomgång av geotekniskt arkivunderlag som kan ha bäring på bestämning av c_u . Detta innebar genomgång av 82 undersökningspunkter och bedömning av kvalitet på undersökningar. Totalt analyserades 75 CPT-sonderingar, 22 vingborrningar, 16 punkter med fallkonförsök, 8 punkter med CRS-försök samt 5 punkter med utförda odränerade direkta skjuvförsök.
- Geoteknisk handläggning och rimlighetsbedömning av arkivunderlag. Vid orimliga mätresultat, t.ex. avvikande CPT-klasser eller andra metodavvikelser har resultatet förkastats från att användas vidare i MVA-analysen. Generellt ska mätresultat följa empiri in SGI info 3, kapitel 5.4.2 (Hansbos relation).
- Tyréns utförde 5 kompletterande undersökningspunkter med primärt fokus på kolvprovtagning samt 2 CPT-sonderingar. Totalt togs 45 kolvprover upp. På vissa nivåer togs dubbelprover för att kunna utföra dubbel- och trippelförsök för kvalitetssäkring och för att möjliggöra en uppskattning av mätosäkerheten. Provtransport skedde kort efter utförd provtagning för att säkerställa hög provkvalitet inför avancerade labbförsök.
- På SGI:s labb i Linköping utfördes 28 fallkonförsök på kolvprover, 20 CRS-försök, 40 DSS, 8 aktiva triaxalförsök (triA) och 9 passiva triaxalförsök (triP).
- Bearbetning av geoteknisk data för att härleda värden från mätresultaten till odränerad skjuvhållfasthet motsvarande direkt skjuvning, c_{uD} , (t.ex. från förkonsolideringstryck erhållet från CRS-försök och mätvärden från triaxalförsök till direkt skjuvriktning) enligt SGI info 3. På samma sätt bearbetades mätdata från vissa undersökningsmetoder till odränerad skjuvhållfasthet motsvarande aktiv skjuvning, c_{uA} , och passiv skjuvning, c_{uP} (presenteras dock inte i denna artikel).

2.2 Geostatistik med Multivariat analys

Som en del av arbetet med statistisk analys med MVA upprättas initialt en à-priori bedömning, som är en ”bästa gissning” av materialegenskapen som vi försöker bestämma. Därefter utförs linjär regression på varje enskild undersökningsmetod (variat), t.ex. utifrån samtliga CPT-sonderingar som skapar en medelvärdesbildning med minsta kvadratmetermetoden. Denna uppdateringsprocedur utförs därefter på samtliga metoder (CPT, FK, Vb, CRS, DSS, triA och triP).

Vidare bedöms följande statistiska osäkerheter för varje enskild metod X : Mätfel ($COV_{mät,\bar{x}}$), rumslig spridning för metoden $COV_{spat,\bar{x}}$, den statistiska spridningen ($COV_{stat,\bar{x}}$) samt transformationsfelet ($COV_{trans,\bar{x}}$) i de fall där mätning har transformerats från härledning. För vissa metoder finns underlag för mätfelet att få i litteraturen och i vissa fall kan mätfelet utvärderas från utförda undersökningar i det projektspecifika underlaget. För varje en enskild metod har därefter den totala osäkerheten i bestämningen av medelvärdet $\bar{c}_{u|X}$ för varje enskild metod X sammanställts:

$$COV_{\bar{c}_{u|X}}^2 = COV_{mät,\bar{x}}^2 + COV_{spat,\bar{x}}^2 + COV_{stat,\bar{x}}^2 + COV_{trans,\bar{x}}^2 \quad (1)$$

MVA-metodiken förutsätter att samtliga metoder (variat) ($\bar{c}_{u|X}$) och även \bar{c}_u är normalfördelade. I detta fall antogs att $\bar{c}_{u|X}$ och \bar{c}_u var log-normalfördelade varför mätvärdena transformerades till en normalfördelning innan MVA-metodiken användes. Efter att MVA-metodiken utförts transformerades data tillbaka till log-normalfördelning. Resulterande utdata från ovanstående arbete genererar ett viktat medelvärde för odränerad skjuvhållfasthet motsvarande direkt skjuvning, $\bar{c}_{uD,MVA}$, samt en värdering av osäkerheten i detta värde, $COV_{\bar{c}_{uD,MVA}}$. Detta viktade medelvärde är det som avses med ”valt värde” i exempelvis TK Geo och TR Geo (kapitel 5.2.4.).

Baserat på utvärderade \bar{c}_u med MVA-metodiken beräknades sedan dimensionerande värden, $c_{u,dim}$, enligt formeln:

$$c_{u,dim} = \frac{\bar{c}_u}{e^{(\alpha \cdot \beta \cdot COV_{\bar{c}_u})}} \quad (2)$$

Där α är en känslighetsfaktor som tar hänsyn till materialegenskapens inverkan på det mekaniska systemet (brottfunktionen), $\alpha = 0,8$ kan antas enligt C7 i SS-EN 1990; β beaktar vilken säkerhetsnivå konstruktionen ska dimensioneras för ($\beta = 4,3$ för dimensionering i säkerhetsklass 2); och $COV_{\bar{c}_u}$ beaktar spridningen (osäkerheten) för den aktuella egenskapen (se ovan).

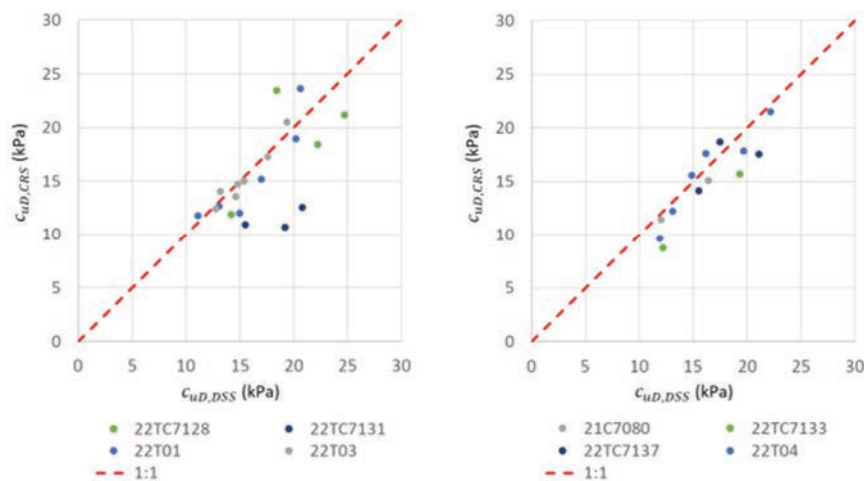
3 RESULTAT

3.1 Kontroll av relevansen hos härledda värden från olika metoder

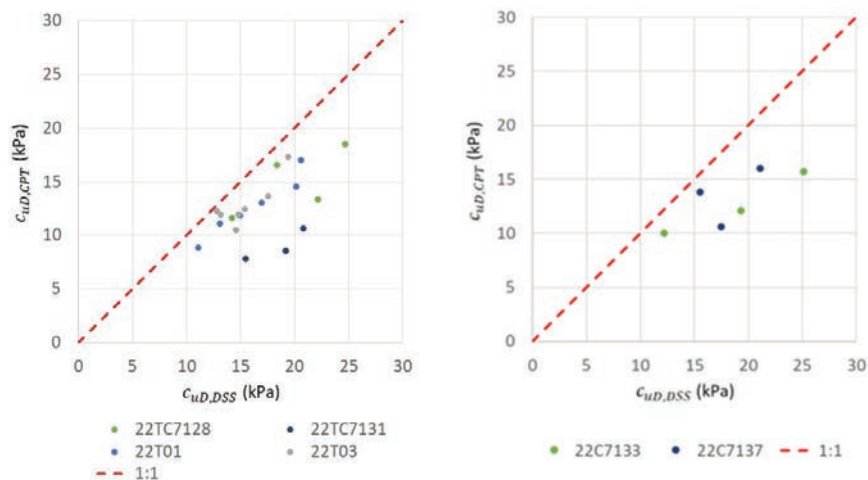
I nedanstående diagram (Figur 3-7) redovisas $c_{uD,X}$ för respektive metod X i jämförelse mot $c_{uD,DSS}$ för att bedöma relevansen i resultaten för respektive

undersökningsmetod. Resultatet från en undersökningsmetod ska generellt följa ett 1:1-förhållande med $c_{uD,DSS}$ för att härledningen (de empiriska omräkningsfaktorerna) ska anses vara relevanta.

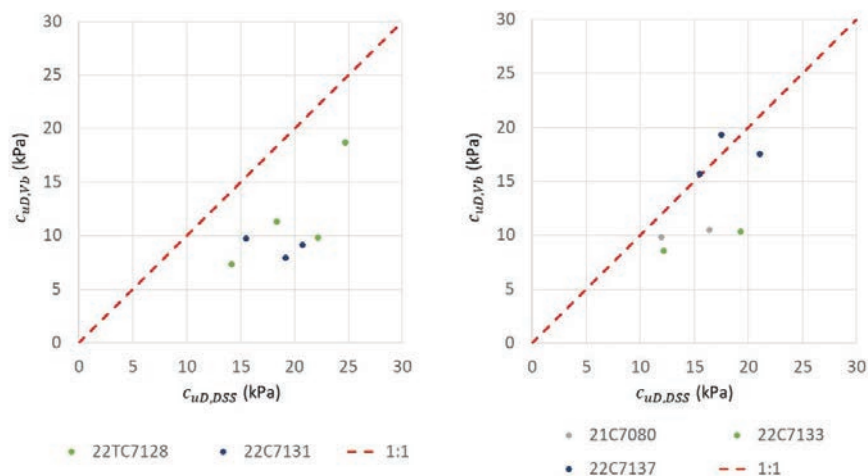
Ur dessa diagram kan utläsas att $c_{uD,X}$ från metoderna CRS samt aktiva och passiva triaxialförsök i stort följer 1:1-förhållandena med $c_{uD,DSS}$. Detta indikerar att omräkningsfaktorerna är relevanta för dessa metoder. Vad gäller resultaten från CPT, Vb och FK så följer de inte 1:1-relationen utan ligger systematiskt lågt i förhållande till DSS. Dessa tre metoder förkastades därmed och togs inte med i vidare MVA-analyser.



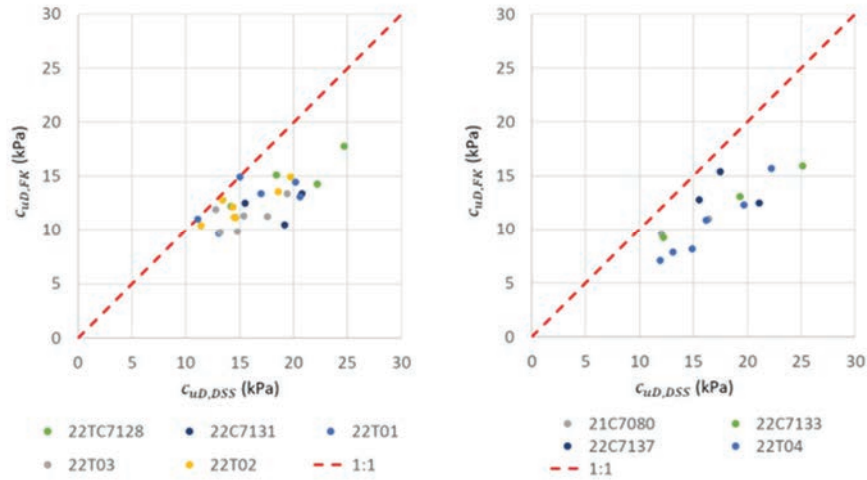
Figur 3. Till vänster: Jämförelse $c_{uD,CRS}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Åkern". Till höger: $c_{uD,CRS}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Triangeln".



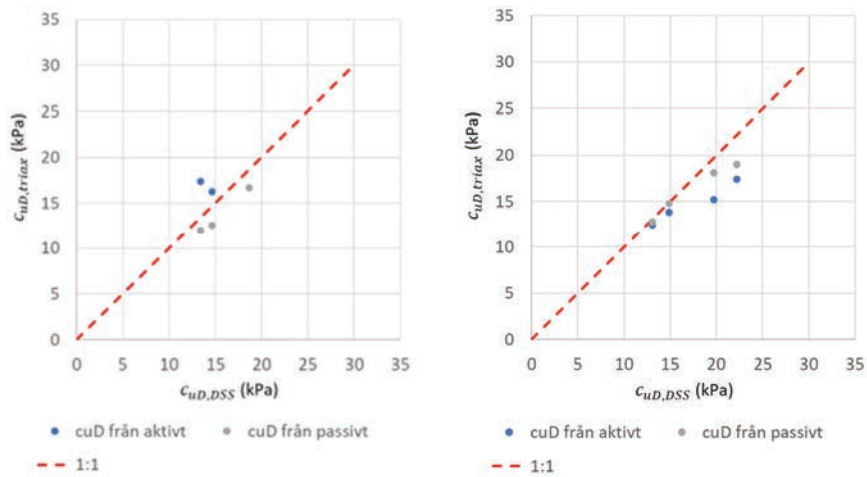
Figur 4. Till vänster: Jämförelse $c_{uD,CPT}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Åkern". Till höger: Jämförelse $c_{uD,CPT}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Triangeln".



Figur 5. Till vänster: Jämförelse $c_{uD,vb}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Åkern". Till höger: Jämförelse $c_{uD,vb}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Triangeln".



Figur 6. Till vänster: Jämförelse $c_{uD,FK}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Åkern". Till höger: Jämförelse $c_{uD,FK}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Triangeln".



Figur 7. Till vänster: Jämförelse $c_{uD,triax}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Åkern". Till höger: Jämförelse $c_{uD,triax}$ mot $c_{uD,DSS}$ för delområde "Åkern".

3.2 Sammanställning osäkerhetsvärden

Utifrån utförda mätningar, sammanställning av arkivdata och forskningslitteratur har följande värden använts vid arbete vid analyserna med MVA-metodiken för respektive lokal, se Tabell 1 nedan.

Tabell 1. Sammanställning osäkerhetsvärden per metod

Metod	$COV_{mät,\bar{x}}$	$COV_{spat,\bar{x}}$ ”Åkern”	$COV_{spat,\bar{x}}$ ”Triangeln”	$COV_{trans,\bar{x}}$
DSS	5 %	15 % ^A	15 % ^A	-
CRS	5 %	15 % ^A	18 % ^B	10 %
triaA	5 %	15 % ^A	15 % ^A	10 %
triaP	5 %	15 % ^A	15 % ^A	10 %

^A 15 % motsvarar uppskattat lägsta värde.

^B uppskattas baserat på resultat från mätningar.

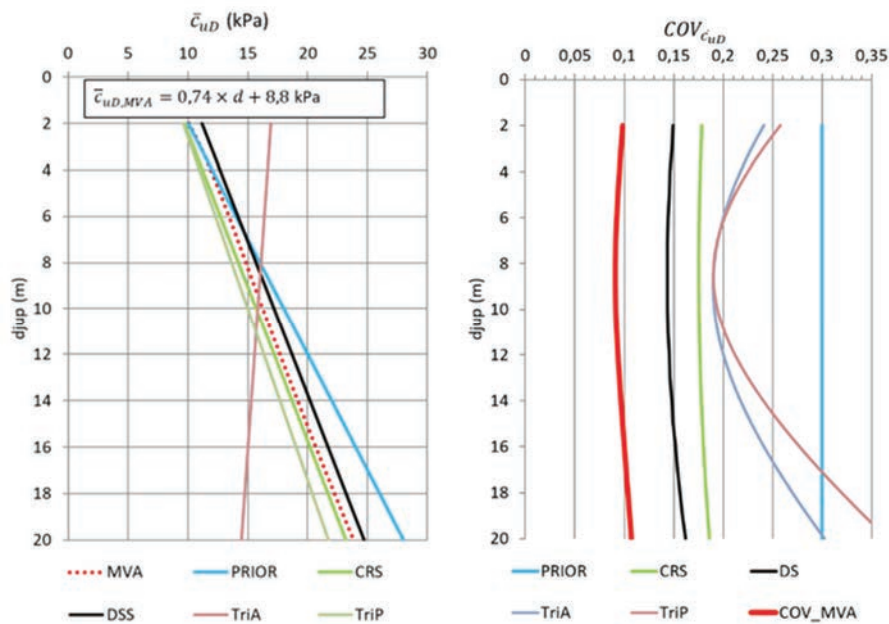
Inga värden för metoderna CPT, FK eller Vb redovisas då resultaten från dessa metoder förkastades innan MVA-analyserna utfördes.

3.3 Resultat MVA

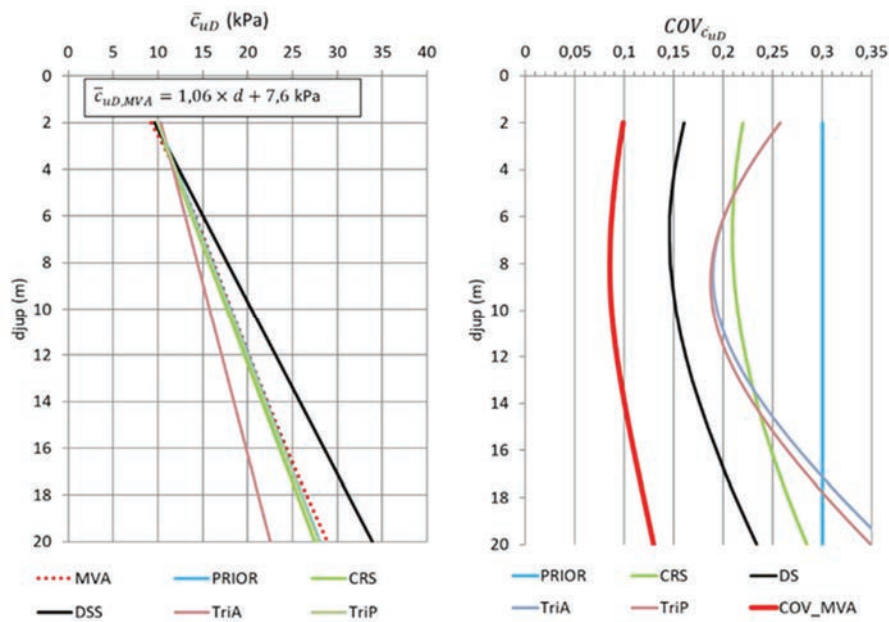
I Figur 8 och Figur 9 nedan framgår sammanställning av utvärderat medelvärde för respektive undersökningsmetod, ($\bar{c}_{uD,X}$) och från MVA-analyserna, $\bar{c}_{uD,MVA}$, tillsammans med motsvarande osäkerheter ($COV_{\bar{c}_{uD,X}}$) för enskilda undersökningsmetoder och total osäkerhet ($COV_{\bar{c}_{uD,MVA}}$) från MVA för lokal ”Åkern” respektive ”Triangeln”.

För delområde ”Åkern” syns att $\bar{c}_{uD,triaA}$ har en negativ lutning vilket avviker från övriga metoder och sannolikt är orimligt. Anledningen till detta är att regressionslinjen för de aktiva triaxialförsöken är utförda baserat på endast fyra försök på lera från djup mellan 5 och 14 meter vilket gör att regressionslinjen är mycket osäker (framförallt i ytan och på litet större djup) vilket även $COV_{\bar{c}_{uD,triaA}}$ indikerar. För delområde ”Åkern” ligger $\bar{c}_{uD,X}$ -profilerna för övriga tre metoder (CRS, TriP och DSS) relativt samlat men eftersom $COV_{\bar{c}_{uD,DSS}}$ är lägst bland dessa metoder ges denna metod störst vikt vid utvärderingen av $\bar{c}_{uD,MVA}$ -profilen. Det syns också att osäkerheten i denna profil ($COV_{\bar{c}_{uD,MVA}}$) är betydligt lägre än för metoderna som ligger till grund för MVA-analysen. Detta är en effekt av den Bayesianska uppdateringsproceduren som ligger till grund för MVA-metodiken och som innebär att tillförandet av information (i detta fallet undersökningsmetoder) har en positiv effekt på osäkerheten.

För delområde ”Triangeln” ligger $\bar{c}_{uD,X}$ -profilerna för de fyra metoderna (CRS, triA, triP och DSS) också relativt samlat. Högsta värden ger den minst osäkra metoden $\bar{c}_{uD,DSS}$, men trots detta så viktas $\bar{c}_{uD,MVA}$ -profilen mer mot övriga tre metoder då dessa sammantaget får en större inverkan på resultatet från MVA-analysen.



Figur 8. Sammanställning av resultat från MVA avseende direkt skjuvning \bar{c}_{uD} och $COV_{\bar{c}_{uD}}$ för delområde "Åkern".

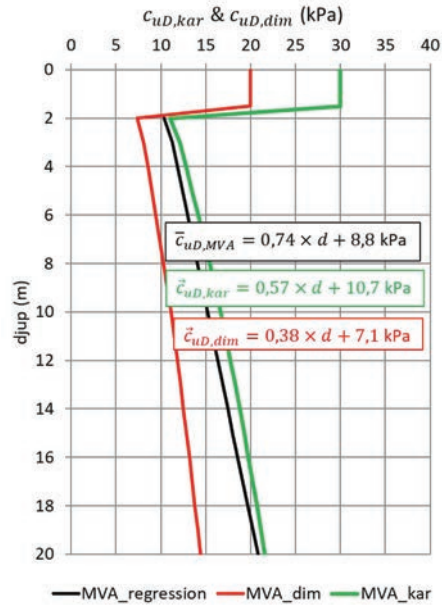


Figur 9. Sammanställning av resultat från MVA avseende direkt skjuvning \bar{c}_{uD} och $COV_{\bar{c}_{uD}}$ för delområde "Triangeln".

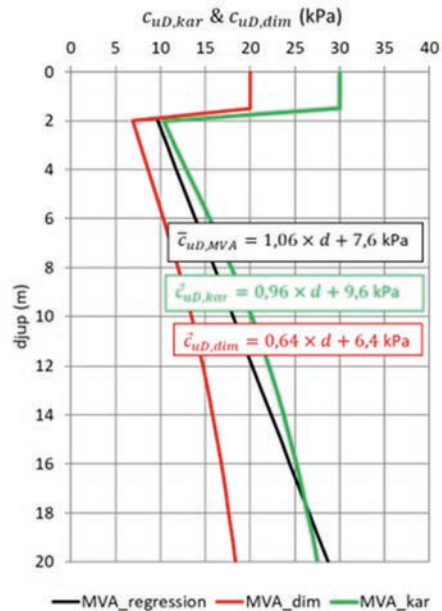
I Figur 10 och 11 nedan sammanställs karakteristisk odränerad skjuvhållfasthetsprofil, $c_{uD,kar}$ (beräknat som dimensionerande värden dividerat med partialkoefficienten γ_M) och dimensionerande odränerad skjuvhållfasthetsprofil, $c_{uD,dim}$, i direkt skjuvriktning för delområde "Åkern" respektive "Triangeln" utifrån

resultaten från MVA. För djup 0 till 1,5 m (torrskorpa) har 30 kPa ansatts som valt värde, då denna del av jordlagerföljden inte har inkluderats i MVA-analysen.

I figurerna syns bland annat att de karakteristiska värdena ($c_{uD, kar}$) är högre än de valda värdena ($\bar{c}_{uD, MVA}$) vilket innebär att de så kallade η -värdena är $>1,0$.



Figur 10. Sammanställning av karakteristisk och dimensionerande profil av odränerad skjuvhållfasthet för delområde "Åkern".



Figur 11. Sammanställning av karakteristisk och dimensionerande profil av odränerad skjuvhållfasthet för delområde "Triangeln".

4 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Baserat på utförda sammanställningar (se kapitel 3.1) på enskilda metoder konstaterades i samband med det geotekniska handläggningsarbetet att undersökningsmetoderna CPT, FK och Vb inte följer ett 1:1 förhållande med DSS på motsvarande nivåer. Metoderna CPT och FK ger uppenbart för låga härledda värden jämfört med härledda värden från DSS oavsett lokal. Resultat från Vb följer 1:1-förhållandet med DSS-försöken något bättre på vissa nivåer (se Fig. 5), men överlag och som grupp betraktad uppvisar dessa också generellt för låga härledda värden. Motsvarande jämförelse mellan empiri från ödometerförsök (CRS), aktiva triaxialförsök (triA) och passiva triaxialförsök (triP) uppvisar ett tydligare 1:1 förhållande med DSS även om datamängden är delvis begränsad (se Fig. 3 och Fig. 7).

I denna fallstudie från E22 Söderköping har det utifrån ett stort underlag framkommit att de vanligaste metoderna för att utvärdera valda värden på odränerad skjuvhållfasthet i lera, såväl inom projektet som generellt i Sverige (CPT, FK och Vb) generellt ger för låga härledda värden i jämförelse med resultat från DSS (Larsson et al, 2007). Det är författarnas erfarenhet att denna trend förekommer i de flesta projekt som utförs i lerjordar i ”mellansverige” där det ofta förekommer glaciala såväl som postglaciala kohesionsjordar. Det bör därför finnas en stor förbättringspotential vad gäller de omräkningsfaktorer för härledning av c_{uD} baserat på resultat från dessa tre undersökningsmetoder. Ett sätt vore att göra lokala anpassningar av omräkningsfaktorerna för CPT, FK och Vb. Man kan exempelvis utföra inledande geotekniska undersökningar med syfte att upprätta ett underlag för att ta fram projekt- eller lokalspecifika omräkningsfaktorer (μ , N_k), särskilt för CPT, FK och Vb. I många fall finns det säkert också en hel del arkivmaterial att tillgå från tidigare projekt i liknande lokaler där CPT, FK och Vb utförts tillsammans med mer avancerade labförsök såsom CRS, DSS och triaxialförsök.

Slutligen vill vi med denna fallstudie också belysa att med stöd av MVA kan den handläggande geoteknikern ta fram en mer objektiv och systematisk bestämning av odränerad skjuvhållfasthet. En av MVA-metodikens fördelar är även att ju fler oberoende källor som tillför information till analysen, desto lägre blir den sammanlagda osäkerheten vilket gör att de utvärderade dimensionerande värdena blir högre.

Tyréns driver i dagsläget ett utvecklingsarbete för att, baserat på tidigare forskningsprojekt (Müller 2013, Prästings 2019), skapa ett digitalt verktyg för MVA-analyser och därmed fortsätta optimeringen av framtidens anläggningskonstruktioner. Detta rimmar också väl med nästa generations Eurokod som sannolikt öppnar upp för fler statistiska betraktelser och sannolikhetsbaserad dimensionering, där MVA kan vara ett kraftfullt verktyg inom geotekniken.

5 REFERENSER

- Larsson et Al, 2007. Information 3, Skjuvhållfasthet – utvärdering i kohesionsjord.
- Müller R, 2013. Probabilistic stability analysis of embankments founded on clay, PhD Thesis, KTH.
- Müller R, 2014. PM Multivariabelanalys, Geoteknik E45 delen, Lilla Bommen – Marieholm, Trafikverket.
- Prästings A, 2019. Managing uncertainties in geotechnical parameters: From the perspective of Eurocode 7, PhD Thesis, KTH

GEOTEKNISK SÄKERHET I KOMMUNAL PLANERING – KOMPLEXA FRÅGOR PÅ ETT ENKELT SÄTT

Maria Freiholz

Statens Geotekniska institut

Maria Kristensson

Statens geotekniska institut

Sammanfattning

SGI:s vägledning **Geoteknisk säkerhet i kommunal planering** publicerades under hösten 2023. Vägledningen som är webbaserad ger råd kring hur dessa riskfrågor kan hanteras från översiktsplanering till enskilda detaljplaner. SGI ger förslag på arbetssätt, vad översiktsplan och detaljplan behöver innehålla och hur kommunerna kan bedöma och utreda stabilitet i jord och berg samt erosion vid planläggning av områden. Här kan kommunen även få information om hur detaljerad en utredning behöver vara i de olika planskedena samt vad som behöver klarläggas. I vägledningen finns även nyttig kunskap för geotekniska konsulter som arbetar med geoteknik i planprocessen.

Vi vägleder även kring hur kommunen kan tolka och använda resultatet av genomförda utredningar. I vägledningen uppmuntrar vi kommunen att bland annat ställa krav på kunskap inom plan- och bygglagstiftningen (PBL) hos de geotekniska konsulter som anlitas och att beställa geotekniska utlåtande tidigt i planprocessen. I vägledningen finns även en sammanställning av statliga planeringsunderlag för olika frågeställningar som kan utgöra en grund för den geotekniska utredningen.

Summery

SGI's guidance **Geotechnical safety in municipal planning** was published in autumn 2023. The web-based guidance provides advice on how these risk issues can be handled from general planning to individual detailed plans. SGI provides suggestions for working methods, what the general plan and a zoning plan need to contain and how the municipalities can assess and investigate stability in soil and rock as well as erosion when planning areas. Here, the municipality can also receive information about how detailed an investigation needs to be in the various planning stages and what needs to be clarified. The guidance also contains useful knowledge

for geotechnical consultants who work with geotechnical engineering in the planning process.

We also provide guidance on how the municipality can interpret and use the results of completed investigations. In the guidance, we encourage the municipality to, among other things, require knowledge of planning and building legislation (PBL) from the geotechnical consultants who are hired and to order geotechnical opinions early in the planning process. The guidance also contains a compilation of government planning documents for various issues that can form a basis for the geotechnical investigation.

(PBL). We also recommend ordering geotechnical reports early in the planning process. Furthermore, the guidance includes a compilation of government planning documents on various issues that can serve as a basis for the geotechnical investigations.

1 INLEDNING

SGI har i uppdrag att ge stöd till kommuner och länsstyrelser i planprocessen avseende geotekniska säkerhetsfrågor. Stödet inriktade sig inledningsvis enbart till Länsstyrelsen i Västra Götalands län men utvidgades 2010 att omfatta hela landet. Stödet är frivilligt men många kommuner och länsstyrelser väljer att nyttja det.

På SGI granskar vi cirka 500 planer per år och då ingår både översiktsplaner och detaljplaner. I vårt uppdrag som granskare kan vi se att det finns möjligheter att förbättra hanteringen av geotekniska säkerhetsfrågor i planprocessen. Vi har därför valt att sammanställa våra erfarenheter i en webbvägledning som ska ge stöd till kommunens planhandläggare. Vi ser att denna vägledning även kan vara till nytta för geotekniska konsulter som utför utredningar åt kommunerna. Vi hoppas att vägledningen i förlängningen kan bidra till att geotekniska utredningar för detaljplaner får rätt innehåll tidigare i processen och att nödvändiga åtgärder säkerställs i planerna så att de blir vägledande för efterföljande skeden. Vi vill även åstadkomma att den strategiska planeringen tar tydligare hänsyn till geotekniska säkerhetsfrågor så att de blir en del av bedömningen om marken är lämplig för planerad markanvändning och om det är hållbart att planera såsom föreslås.

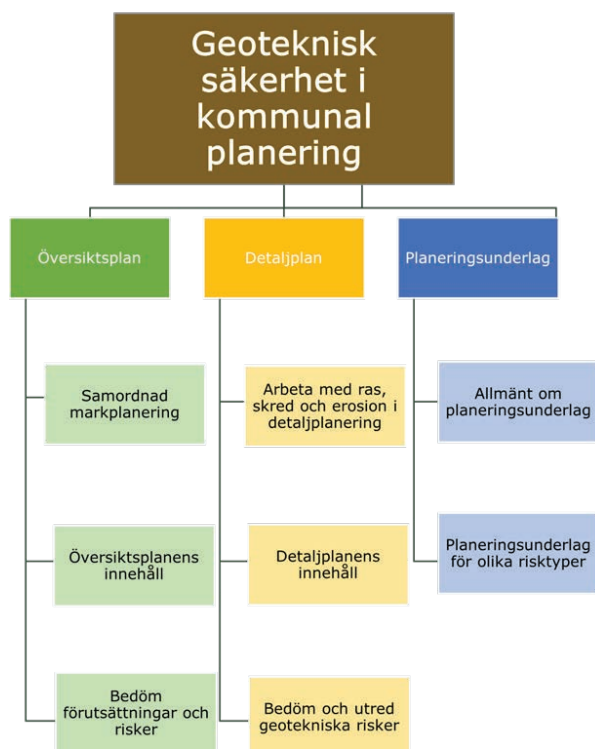
Behovet av vägledning i geotekniska frågor tydliggjordes i samband med *Länsstyrelsernas tillsyn/Geotekniska säkerhetsfrågor vid planläggning* (Boverket 2018). Boverkets vägledning var riktad mot planhandläggare på landets länsstyrelser och behandlade länsstyrelsens tillsyn av kommunernas detaljplaner. I det arbetet blev det tydligt att det fanns ett behov av en vägledning som var riktad mot kommunens handläggare.

Inför publicering av vår vägledning gjordes en omfattande remissrunda med hög svarsfrekvens. Vi fick många synpunkter på hur vägledningen kunde förbättras vilket bidrog till den nuvarande utformningen. Vi lade stort fokus på att vägledningen skulle bli konkret och användbar för kommunens handläggare för att säkerställa att den kommer kunna tillämpas i kommande planprocesser.

2 EN EFFEKTIVARE PLANPROCESS

För att uppnå en effektivare planprocess krävs att de geotekniska säkerhetsfrågorna är tillräckligt utredda för aktuellt skede av planprocessen. Det är därför viktigt att förstå vad som behöver vara utrett i respektive skede och detta är en av de delar som vi försöker att tydliggöra i vägledningen. I figur 1 nedan visas vägledningens övergripande struktur. Webbplatsen är uppbyggd så att läsaren snabbt ska få stöd i specifika frågor, ges en övergripande bild i ämnesområdet men även underlätta för den som behöver fördjupat material.

Vägledningen är indelad i tre områden; översiktsplan, detaljplan samt planeringsunderlag. Varje ”box” inleds med konkreta råd kring hantering för att sedan leda vidare till fördjupad information i form av expanderande faktaboxar och länkar till fördjupat kunskapsmaterial. I den tredje boxen presenteras statligt planeringsunderlag sorterat under respektive risktyp. Vägledningen gör det möjligt för kommunens handläggare att få en fördjupad kunskap kring ras, skred och erosion. Detta tror vi kommer underlätta upphandling och kommunikation mellan kommun och konsult samt att utredningsresultat bättre implementeras i kommunal planering.



Figur 1. Bilden visar vägledningens struktur i olika ”boxar”. Strukturen är utformad för att läsaren snabbt ska hitta fram till just de delar av planprocessen som denna behöver vägledning inom.

Översiktsplanen ska ge vägledning för beslut om hur mark- och vattenområden ska användas och hur den byggda miljön ska användas, utvecklas och bevaras. Planen ska också ge vägledning om hur kommunen kommer att ta hänsyn till allmänna intressen såsom olyckor, erosion och översvämning. I det ingår att vara vägledande kring frågor såsom ras och skred i jord och berg samt erosion i sjöar, hav och vattendrag.

I den kontinuerliga översiktsplaneringen startar dialogen mellan stat och kommun och översiktsplanen kan ses som en överenskommelse mellan stat och kommun gällande de allmänna intressen som ingår i ingripandegrunderna. Ingripandegrunderna är de allmänna intressen som länsstyrelsen utövar tillsyn över exempelvis hälsa och säkerhet (här ingår ras, skred och erosion), miljö kvalitetsnormer eller mellankommunala frågor.

En tydlig översiktsplan, där de geotekniska säkerhetsfrågorna har klarlagts till rätt nivå, är centralt för att möjliggöra för strategiska beslut om lämplig markanvändning. Vägledningen ska vara ett stöd för kommunen vid hantering av ras, skred och erosion och vi ger råd om arbetsätt, innehåll och vilka underlag som kan användas för de strategiska besluten som fattas i översiktsplanen. Vår ambition är att det ska leda till tydligare översiktsplaner som ger tydligare stöd för efterföljande detaljplanering,

bygglov men även för att utforma strategier kring hur kommunen kan få befintliga risker att minska eller upphöra. Geotekniska underlag för översiktsplanen behöver därför utformas för att ge svar på de strategiska frågorna om val av markanvändning samt ge stöd för efterföljande detaljplanering och bygglovgivning.

För arbetet med detaljplaner beskriver vi, på samma sätt som för översiktsplaner, förslag till arbetsprocesser, innehåll i planen samt vad en geoteknisk utredning behöver besvara. Genom att systematiskt arbeta med geotekniska säkerhetsfrågor tidigt i PBL-processen och dessutom ta stöd av sakkunniga, kan detaljplanen lättare anpassas till områdets naturliga förutsättningar. För geotekniska säkerhetsfrågor som berör större områden, eller där skyddsåtgärder krävs långt utanför detaljplanens gränser, kan kommunen överväga att ta fram ett planprogram. I planprogrammet kan de övergripande planeringsförutsättningarna utredas och kartläggas. På detta sätt har kommunen bättre förutsättningar att hantera geotekniska säkerhetsfrågor i efterföljande detaljplaneläggning.

De geotekniska och bergtekniska förutsättningarna är viktiga att få med tidigt i planeringen, för att kunna styra mot en hållbar och säker markanvändning. I kommunens bedömning av markens lämplighet ingår att klarlägga geotekniska och bergtekniska frågor i ett brett perspektiv och utreda frågor såsom ras, skred, erosion, slamströmmar, blocknedfall, bergras, sättningar, grundläggning, vibrationer, radon, grundvattenpåverkan, hydrologiska förhållanden och dagvattenhantering.

Att förebygga olyckor orsakade genom ras, skred och erosion är ett allmänt intresse och ingår i länsstyrelsens ingripandegrunder. Om dessa frågor inte är tillräckligt utredda och detaljplanen kan antas leda till en olämplig bebyggelse, ska länsstyrelsen överpröva kommunens beslut om att anta detaljplanen (PBL 11:10). I vägledningen *Länsstyrelsernas tillsyn/Geotekniska säkerhetsfrågor vid planläggning* (Boverket 2018) finns det mer information om länsstyrelsens tillsynsarbete.

I områden där det inte går att anpassa markanvändningen efter rådande markstabilitet (förutsättningar för ras, skred eller erosion) kan i viss mån strategiska skyddsåtgärder vidtas. Inom sådana områden kan det också krävas reglering av byggnaders placering och utformning i detaljplanen, att markytans nivå regleras och att andra bestämmelser införs för att markanvändningen som detaljplanen medger ska bli lämplig. En geoteknisk utredning ska då klarlägga de anpassningar av markanvändningen samt de skyddsåtgärder och restriktioner som krävs för att marken ska bli lämplig att bebygga.

Ett viktigt budskap som genomsyrar vägledningen är att arbeta med geotekniska säkerhetsfrågor redan på strategisk nivå och löpande genom hela planprocessen. Vi rekommenderar även att geotekniska experter ska finnas med i hela processen med att ta fram en detaljplan så att en kontinuerlig dialog mellan geotekniker, planhandläggare och andra kompetenser kan ge bättre förutsättningar för att frågorna är klarlagda och säkerställda när detaljplanen antas. SGI:s förhoppning är att genom förändrade arbetssätt hos kommunerna kunna undvika sena utredningskrav och komplexa regleringar i detaljplan.

I förlängningen tror vi att vägledningen kan effektivisera planprocessen utan att riskera att hanteringen av ras, skred och erosion försämras. En effektivare planprocess innebär tydligare planbestämmelser, kortare handläggningstider och att vår samhällsbyggnad sker utifrån markens lämplighet. Om vägledningen leder till att markanvändningen oftare anpassas till vad det aktuella markområdet lämpar sig för innebär det i förlängningen ett minskat behov att geotekniska åtgärder och minskad klimatpåverkan.

3 EN EFFEKTIVARE SAMHÄLLSBYGGNADSPROCESS

En övergripande effekt av den nya vägledningen är att minska riskerna för ras, skred och erosion i den byggda miljön i samtliga kommuner i landet. Den ska på ett konkret sätt bidra till en effektivare planprocess och markbyggande. Vägledningen ska även bidra till Agenda 2030 och till ett mer klimatanpassat samhälle.

Att vi ska ge stöd till kommuner och länsstyrelser i planprocessen finns inskrivet i vår instruktion. Stödet omfattar framför allt vår remissverksamhet men vi arbetar även med samverkan, utbildning och vägledning. SGI ger grundläggande kurser inom geoteknik för handläggare på kommun och länsstyrelser. Utöver det medverkar vi i seminarier som länsstyrelsen anordnar för sina kommuner och andra aktörer. Vägledningen kommer fungera som ett stöd vid våra utbildningar och seminarier men även fungera som stöd för kommunala planhandläggare som vill ha stöd kring hur geoteknik kan hanteras i planprocessen. Stödet kan även underlätta för geotekniska experter som behöver kunskap kring vad som behöver utredas i olika skeden av planprocessen och bidra till att geotekniska utredningar utförs till rätt nivå.

I vår remissverksamhet som stöd till kommuner och länsstyrelser hanterar vi cirka 500 planärenden årligen. Vägledningen uttrycker SGI:s syn på hur ras, skred och erosion bör hanteras i planprocessen och kommer även leda till mer enhetliga remissvar framöver.

4 LANSERING, IMPLEMENTERING OCH UTVÄRDERING

SGI avser att under de kommande två åren träffa samtliga kommuner inom de tio utpekade nationella riskområdena. Riskområdena har tagits fram i ett regeringsuppdrag som MSB och SGI genomfört. Resultatet av uppdraget finns redovisat i rapporten *Riskområden för ras, skred, erosion och översvämning* (MSB, SGI 2021) samt i en storymap.

Under hösten 2023 informerade vi om den nya vägledningen till samtliga kommuner i Västra Götalands län, som ligger inom ett av de utpekade riskområdena.

Under 2024 och 2025 fortsätter vi vår informationsinsats i övriga kommuner inom de nationella riskområdena. Vi arbetar även vidare internt med att ensa våra remissvar utifrån vägledningen och genomför löpande samverkansmöten med Länsstyrelsen i Västra Götaland i syfte att ytterligare förbättra vår kommunikation i planprocessen.

Vår kursverksamhet riktad mot kommuner kommer att kompletteras med en ny kursmodul som är uppbyggd efter vägledningens struktur och innehåll. Vidare så avser vi bland annat att komplettera vägledningen med rådgivning kring hur kommunen kan hantera slamströmmar i detaljplaneskedet. Slutligen kommer resultatet av vägledningen utvärderas och ligga till grund för framtida revideringsarbete.

5 GEOTEKNISK SAKKUNNIG I PLANPROCESSEN

En förhoppning vi har med den nya vägledningen är att kommunerna ska hantera geotekniska säkerhetsfrågor tidigt i arbetet och löpande genom planprocessen. Men även att de ska göra mer underbyggda upphandlingar av geotekniska utlåtanden och geotekniska utredningar. De budskap som förs fram i vägledningen kan innebära att konsultbranschen kan komma att påverkas på olika sätt. Vid upphandling av utlåtanden och utredningar rekommenderar vi att kommunen ska ställa krav på att anlitate konsulter har god kunskap om PBL. Men även genom att ta del av det som Boverket skriver på PBL kunskapsbanken.

Kommuner som tidigare inte uppmärksammat geotekniska säkerhetsfrågor kan i förlängningen behöva mer och tidigare stöd av sakkunniga vilket kan leda till en ökad mängd ärenden för branschen.

6 SLUTSATSER OCH LÄRDOMAR

Denna webbvägledning har gett viktiga lärdomar om att jobba med målgruppen kommunala planhandläggare samt att jobba helt digitalt.

Målgruppsanpassningen har krävt omfattande arbetsinsatser där en av de största utmaningarna varit att göra avgränsningar men även att balansera detaljeringsnivån på innehållet. Eftersom många olika experter har levererat underlag till texter, checklistor och faktasidor har det varit viktigt att ensa detaljeringsnivån så att vägledningen ger tillräckligt med information för att kommunen ska kunna fatta rätt avvägda beslut i planprocessen. Innehållet fick varken bli för komplext eller allt för förenklat.

En viktig erfarenhet från arbetet med vägledningen är att vi ser att det även finns behov av att vägleda fler målgrupper. Men detta behöver göras utifrån den specifika målgruppens behov. För geotekniska experter är det särskilt tydligt att det finns ett behov av att öka kunskapen inom PBL för att underlätta samverkan mellan konsult och kommun. Arbetet har även visat på att det finns ett behov av att ensa användningen av olika begrepp.

Att ta fram en helt webbaserad vägledning har haft vissa utmaningar. Både vad gäller utformning av webbsidan och rent praktiskt vid granskning och publicering.

Sammanfattningsvis har arbetet med denna vägledning banat väg för ett mer digitalt arbetssätt kopplat till framtida vägledningar och gett myndigheten en fördjupad förståelse för vad kommunerna behöver för att kunna hantera geoteknisk säkerhet i kommunal planering.

7 REFERENSER

Länsstyrelsernas tillsyn/Geotekniska säkerhetsfrågor vid planläggning
(Boverket 2018)

https://www.boverket.se/sv/PBL-kunskapsbanken/planering/detaljplan/lansstyrelsens-tillsyn/tillsynsvagledning_naturolyckor/sakerhetsfragor/

Riskområden för ras, skred, erosion och översvämning (MSB och SGI 2021)

<https://www.msb.se/siteassets/dokument/om-msb/vart-uppdrag/regeringsuppdrag/2021/ru-riskomraden.pdf>

<https://www.msb.se/siteassets/dokument/om-msb/vart-uppdrag/regeringsuppdrag/2021/ru-riskomraden.pdf>

<https://arcg.is/1uTS9r>

ROLE OF CULVERT STRUCTURES ON DYNAMIC BEHAVIOURS OF RAILWAY EMBANKMENT

Jingjing Meng^A, Jan Laue^A

^A Department of Civil, Environmental and Natural resources Engineering, Luleå University of Technology, Luleå tekniska universitet, 97187 Luleå, Sweden

SAMMANFATTNING

En järnvägslinje måste passera över nödvändiga civila strukturer som vattenavrinningar. Spårets styvhet ökar när det närmar sig styva strukturer, vilket leder till differentiella sättningar och förstärkta dynamiska påfrestningar. För att mildra oönskade effekter forskas det om vattenavrinningars roll i den dynamiska prestandan för järnvägsspåret vid övergångszoner. Numeriska studier utförs med en finit elementmetod, Plaxis. Variabel vattendjup, vattenavrinningens storlek, vattenavrinningens form och vattenavrinningens grund används i modellerna för järnvägsstrukturen. Resultaten kan hjälpa ingenjörer att optimera designen för övergångszonen för att mildra de plötsliga förändringarna i spårsättningar och påfrestningar under påverkan av vattenavrinningsstrukturer.

SUMMARY

A railway line needs to pass over necessary civil structures such as culverts. Track stiffness increases when approaching to the stiff structures, resulting in differential settlements and amplified dynamic stresses. To mitigate the unwanted effects, the role of culverts in the dynamic performance of the rail track at the transition zones is researched. Numerical studies are conducted with a Finite Element Method, Plaxis. Variable culvert depth, culvert size and culvert shape are used in the railway structure models. The results can help engineers to optimise the design for the transition zone to mitigate the abrupt changes in track settlement and stresses under the effect of culvert structures.

1 INTRODUCTION

Railway plays an essential role in a modern economy by carrying passengers in busy urban networks, transporting bulk commodities between major cities and serving as an eco-friendly alternative to middle-distance air traffic. Therefore, ambitious investments are being made in rail infrastructure in Sweden and worldwide, among which a significant portion is allocated to maintenance and renewal of railways to maintain its serviceability. For example, in Sweden, 165 billion SEK is to be used for

operation, maintenance and renewals of railway for the period 2022–2033 (The Swedish Transport Administration 2021).

Transition zones connect the normal track and rigid substructures such as bridges and culverts, as shown in Figure 1. Since the track stiffness is increased as a train moves to the structure, dynamic stresses are amplified, and track degradation is more severe in the transition zone (López-Pita et al. 2007). Therefore, transitional zones' mechanical behaviour is critical to railway infrastructure and a transport geotechnics research focus. Field monitoring of railway transitional zones' dynamics has been performed globally such as in Portugal (Paixão et al. 2014, Pinto et al. 2015), in Netherlands (Wang et al. 2018), in China (Qu et al. 2022) and in the United States (Li and Davis 2005, Stark and Wilk 2016). The displacement data obtained from the different measuring systems enables to study rail track settlements and transitional zone performance under various field track conditions. While field observations can provide limited data at a high cost, Finite Element Method (FEM) numerical models allow to study dynamics of transitional zones in varied track–subgrade systems conveniently, from which state variables of any points in the numerical models including but not limited to accelerations, displacements, stresses and strains can be obtained. 2D and 3D FEM models of a culvert transition zone have been validated with in-situ vertical displacements of the track (Alves Ribeiro et al. 2018). In addition to the transient dynamic analysis, long-term accumulated settlement of the track in transition zones can also be predicted by a combined FEM model and ballast's permanent deformation constitute models (Wang and Markine 2018, Olsson et al. 2024). A solution to drastically reduce computation costs of numerical modelling of railway transition zones is proposed based on a wave analysis technique for multi-coupled periodic structures in (Germonpré et al. 2018).

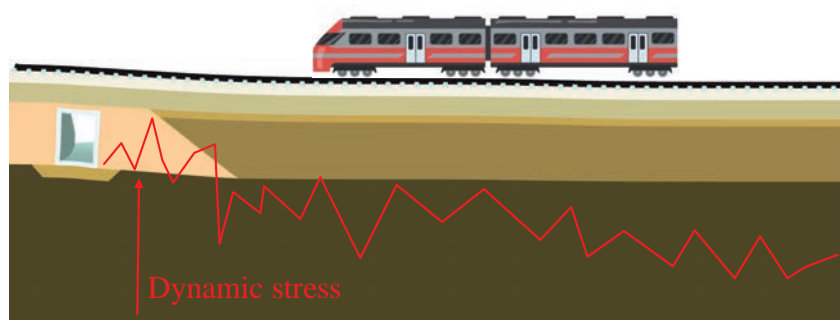


Figure 1. Differential settlements and ballast dynamic stress induced by train loads in a transition zone to a culvert.

Numerous solutions have been proposed to mitigate railway transition zones' severe track degradation problems to reduce maintenance costs, typically involving smoothing the stiffness difference between stiff structures and open track. An auxiliary rail system, longer sleepers and improved wedge-shape subgrades are compared at transition zones in (Shahraki et al. 2015), showing that the auxiliary rail can provide a much smoother transition zone with reduced loading impact. Alves Ribeiro et al. (2015) numerically studied the effect of under sleeper pads on the

dynamic behaviour of transition zones, finding that they can reduce the track vertical stiffness above the culverts evidently and help to slow down ballast degradation in the transition zones. Shan et al. (2013) conducted numerical studies to compare two configurations of backfills dedicated to transition zones for high-speed railway slab tracks: two-part backfill wedges and inverted trapezoid wedges. The results show that the dynamic response of the two-part transition zone is better than the inverted trapezoid transition zone. Paixão et al. (2016) find that in addition to the stiffness differences in transition zones, differential settlement of the backfill adjacent to the culverts affects track performance significantly, which can cause even more severe issue, hanging sleepers adjacent to the culverts. Efforts are needed to prevent it from occurring. Li and Davis (2005) studied track geometry degradation at railway transition zones to concrete bridges in a field study, finding that the subgrade strengthening methods have no effect on track performance at the transition zone as they contribute little to the track' stiffness difference of bridges and the rail embankment sections.

When building culvert structures in the railway track system, different sizes and shapes of culvert structures may be used including pipe culverts, box culverts and arch culverts. The structure can be buried at different depths. However, the role of culvert structures in track dynamics is not well known. The culvert configurations may need to be considered for optimising the transition zone's performance.

Numerical studies are conducted in this work to investigate the role of culverts on rail track performance. The numerical models for railway transition zones to culvert structures are developed with the finite element method (FEM). Different culvert configurations involving their size, depth and shape are considered for parameter studies. Furthermore, the role of culverts in track performance is also studied for a transition zone with deep culverts. The results can help engineers to optimise the design for the transition zone to mitigate the abrupt changes in track settlement and stresses under the effect of culvert structures.

2 RESEARCH METHOD

A commercial FEM program Plaxis (Brinkgreve et al. 2021) is used for modelling railway track dynamic behaviours. Since multibody dynamic module is not available to this software, the train needs to be simplified as a fixed force load on the track. In the 3D models, a train's velocity is applied to the force load, while the 2D implementation is somewhat troublesome: a series of loading points along rails have to be determined, activated, and deactivated according to points' load-time history input data.

2.1 Model of the track-subgrade system

The rail is modelled with a beam structure element with a rectangular cross-section. Its material parameters are set up to replicate the standard UIC60 rail's mechanical behaviours. As the transient dynamic behaviour of the track system is considered for

this study, linear elastic material models are used for reproducing the railway embankment including sleepers, ballast, sub-ballast etc. The material damping is applied with Rayleigh damping by means of coefficients α and β in the study. A viscous boundary condition is employed to prevent stress waves from reflecting back from the model boundary.

2.2 Model validation

A transition zone for a concrete culvert is considered here, which is located on the Northern line of the Portuguese railway network (Figure 2(a)). The rail's vertical displacements were measured in field using a contactless method based on optical technology and various experimental tests were conducted in their lab to determine railway track materials' mechanical properties involving the elastic modulus E , Poisson's ratio ν and density ρ , as listed in table 1. Regarding the material damping, 3% damping between 90 Hz and 120 Hz was determined for ballast and sub-ballast layers while for embankment and foundation soils 3% damping was set at a lower frequency ranging from 15 Hz to 25 Hz. Interested readers are referred to the paper (Alves Ribeiro et al. 2018) for its experimental and field tests details. 2D FEM modelling is employed here for validation purposes, as shown in Figure 2(b). The red point in Figure 2(b) indicates the location over the culvert where the rail vertical displacement is recorded. The model is discretised by 12 937 15-noded elements in Plaxis.

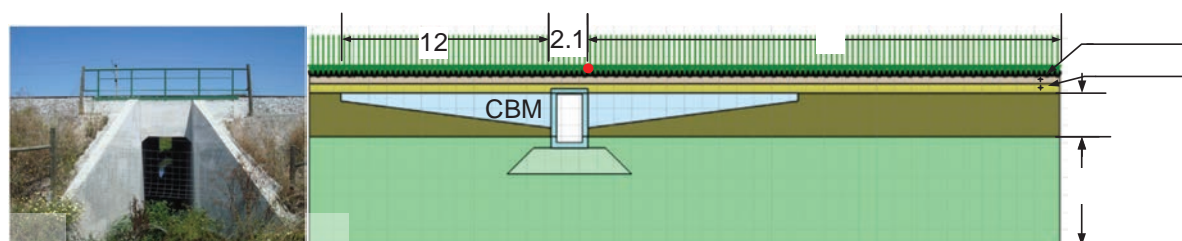


Figure 2. The railway transition zone to a culvert structure: (a) the physical site and (b) the numerical model. CBM represents Cement Bound Mixtures, and the unit of length is meter.

Table 1 Material properties for the validation test.

Materials	E (MPa)	ρ (kg/m ³)	ν (-)
Ballast	130	1530	0.20
Sub-ballast/form layer	120	1935	0.30
Concrete structure	30×10^3	2500	0.30
Embankment soil	80	1900	0.30
Foundation soil	285	1900	0.30
Cement Bound Mixtures	10×10^3	2110	0.30

The numerical results on the rail vertical displacement in comparison to the field observation are displayed in Figure 3. A good agreement has been reached, meaning that the rail vibration can be simulated. Furthermore, the displacement data is analysed at frequency domains, as shown in Figure 4. The displacements are concentrated at a frequency of less than 30 Hz, and numerical results and field observation reach a good agreement. Therefore, we may conclude that the assumptions made in the track-subgrade numerical model are reasonable and the role of the culvert structures in rail track dynamic responses can be studied using the FEM approach.

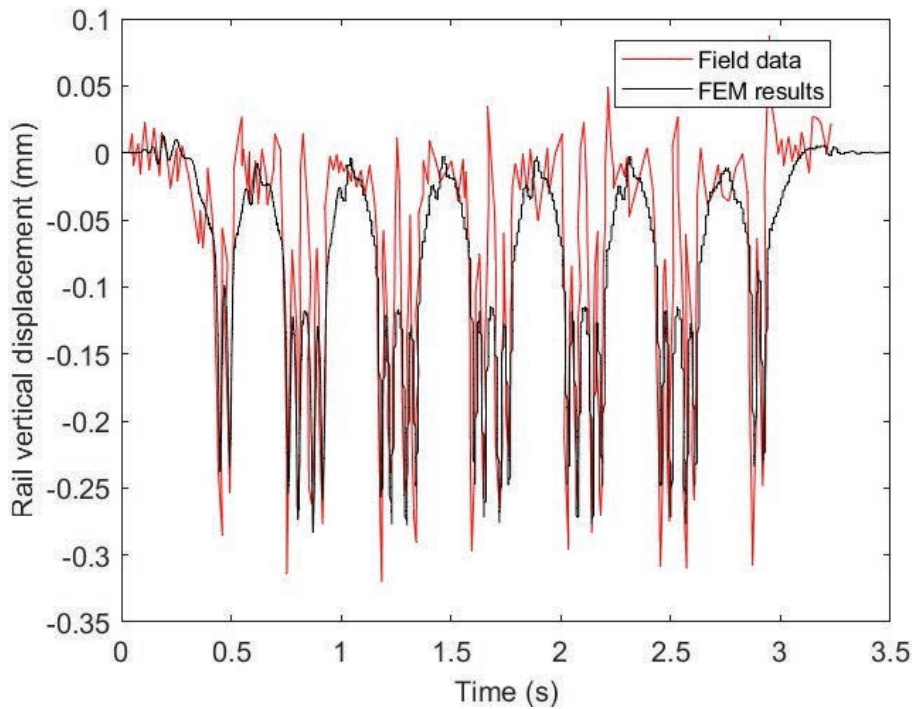


Figure 3. Rail vertical displacement at the monitoring location: measured and simulated results.

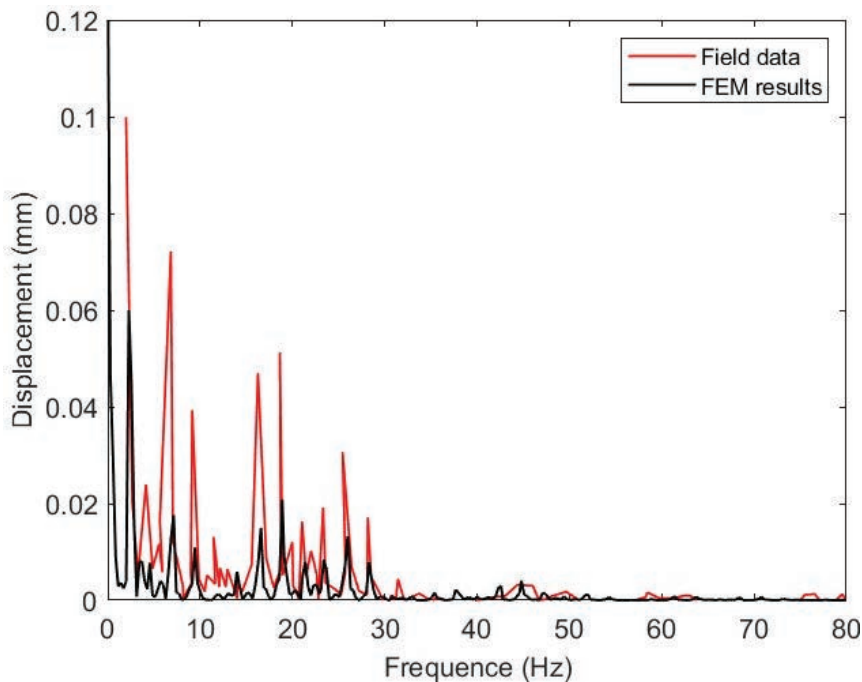


Figure 4. Frequency contents: measured and simulated results.

3 ROLE OF CULVERTS ON RAILWAY PERFORMANCE

After the model is validation, this section will study the dynamic response of the track systems with a special focus on the effect of culverts at the transition zone. A shallow culvert is considered firstly, followed by the configuration for a deep culvert. A sketch diagram of the transition zone with the shallow culvert is shown in Figure 5. The culverts' distance to the ballast layer is 1 m, which is 1.6 m to the rail bottom edge (räls underkant, RUK). The x direction indicates the longitudinal direction of the railway line, the y axis represents the transverse direction and the z direction represents elevation. Since the track system is symmetric, half of the total geometry is modelled to save the computation cost. Rail displacements at $x=-1$ m, 1 m, 4 m, 11 m and 27 m are recorded. The default culvert is a precast concrete box culvert, which is 1.8 m wide, 2.4 m high and 0.2 m thick.

The cyclic load is generated by a typical Swedish X-2000 high-speed train. Its representative geometry and axle loads can be found in (Takemiya 2003). As all bogies generate the same dynamic responses (Alves Ribeiro et al. 2015), only the first two axles in a locomotive bogie are modelled in this study to save computation loads and the axis load equals 181.5 kN. Dynamic loads from track irregularity will not be considered here. The train speed is 200 km/h, moving from the regular ballast track to the culvert structure.

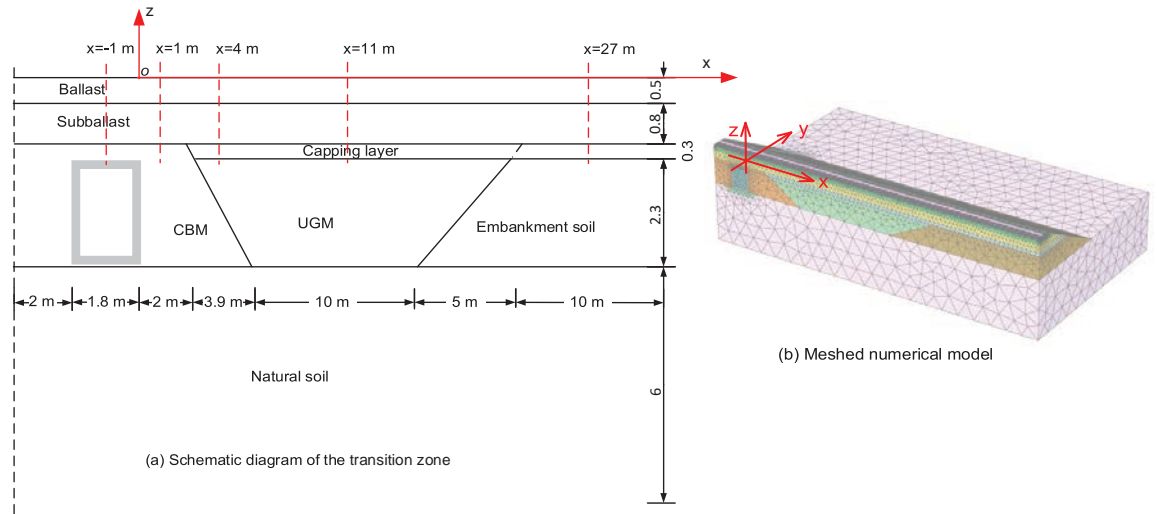


Figure 5 The transition zone with a shallow culvert. CBM represents Cement Bound Mixtures and UGM represents Unbound Granular Materials in the diagram.

The standard UIC60 rail is used in Sweden and represented as a beam element in the numerical model. Following (Shahraki et al. 2014), the rail beam element is set up with parameters listed in Table 2.

Table 2 Parameters for the rail element

Parameters	Value
Cross-section area (m ²)	7.7x10 ⁻³
Unit weight (kN/m ³)	78
Poison's ratio	0.3
Young's modulus (kN/m ²)	200x10 ⁶
Moment of inertia around the second axis (m ⁴)	3.055x10 ⁻⁵
Moment of inertia around the third axis (m ⁴)	5.13x10 ⁻⁶

Table 3 lists the mechanical parameters for main materials used in the model. The damping is identical to the above section: 3% damping is set for ballast and sub-ballast layers for frequencies between 90 Hz and 120 Hz while for the embankment and foundation soils, the same 3% damping is used for a lower frequency ranging from 15 Hz to 25 Hz. Viscous boundary conditions are used to absorb kinetical energies so that kinetic waves are not reflected back to the model domain. In addition, the 1435 mm standard B70 sleeper is used in Sweden. The concrete mono-block sleepers are 2.6 m long and spaced 0.6 m apart. The shape of sleepers is simplified as a trapezoidal prism with a height of 21 cm in the model.

Table 3 Mechanical properties of the materials in the model

Materials	E (MPa)	ρ (kg/m ³)	ν (-)
-----------	-----------	-----------------------------	-----------

Sleeper	30×10^3	2054	0.2
Culvert structure	30×10^3	2500	0.3
Natural soil foundation	285	1900	0.3
Embankment soil	80	1900	0.3
Cement Bound Mixtures (CBM)	10×10^3	2110	0.3
Ballast	120	1530	0.2
Sub-ballast, Capping layer	160	1935	0.3
Unbound Granular Materials (UGM)	1030	1935	0.3

In Plaxis's dynamic analysis module, 100 steps are used for the whole simulation in default (Plaxis 2021 edition). Since 0.8 s simulation time is used here, the default time step for this case is $8e-3$ s per step. In addition, more time steps: $1e-3$ s, $5e-4$ s and $2e-4$ s are used for sensitive study on time step. The results show that a large time step results in an oscillating displacement curve and a fine time step of $5e-4$ s is fine enough to ensure numerical accuracy.

In addition, the sensitive study on mesh density is conducted as well. In Plaxis's meshing module, the element's relative size is adjusted to generate various mesh densities. The number of elements in the study is varied from around 6K, 8K, 120K to 160K. The rail vertical displacement above the culvert and regular embankment section is monitored at $x=-1$ m and 27 m, respectively. Figure 6 shows that as the number of elements increases to around 120K, differences in displacements become indistinguishable. Therefore, the mesh density with around 120K elements is very fine to this problem and will be used in the following study.

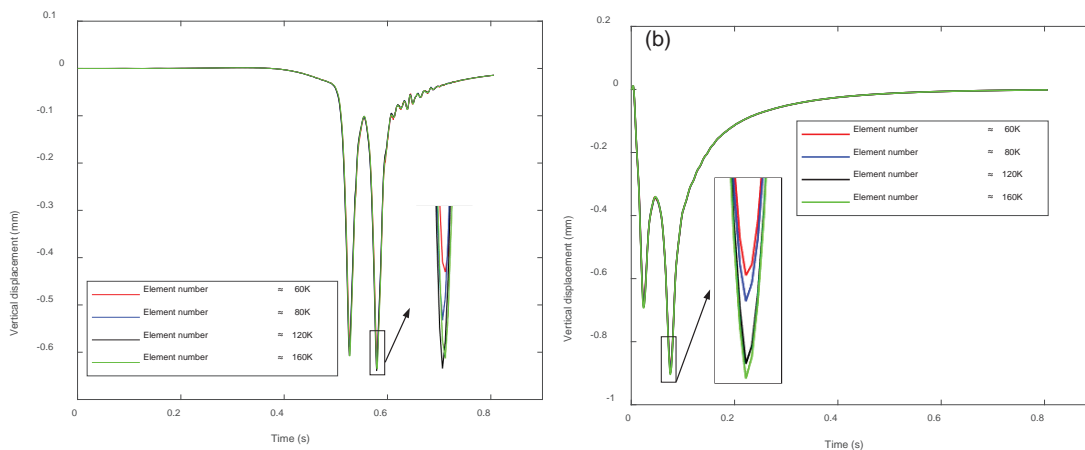


Figure 6 Rail settlement at different mesh densities: (a) $x=-1$ m and (b) $x=27$ m.

3.1 Effect of culvert depth

To investigate the effect of culvert depth on track dynamic responses, culvert depth D , the distance of the culvert top surface to the ballast layer, is varied from 0.1 m, 0.5 m, 1 m, 1.5 m and 2 m. The numerical results on its effects on the rail's vertical displacement are shown in Figure 7. Above the culvert at $x=-1$ m, a shallower culvert

results in a significant increase of the rail displacement particularly when D is less than 1 m. The rail settlement is around 0.65 mm for $D \geq 1$ m, decrease to 0.61 mm for $D = 0.5$ m and drops to 0.55 mm for $D = 0.1$ m. At $x = 1$ m, the rail settlement increases from 0.64 mm to 0.65 mm when D is changed from 2 m to 0.1 m.

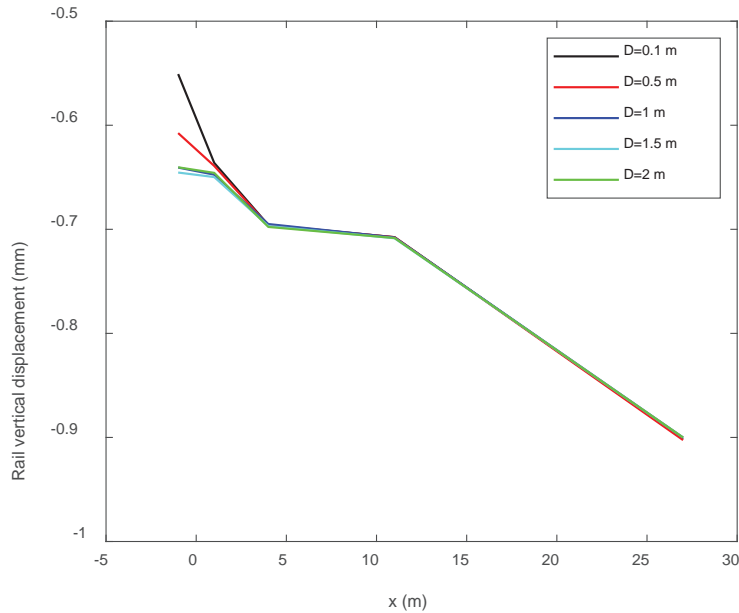


Figure 7. Effect of culvert depth on the rail vertical displacement. Refer to Figure 5 for x positions.

Figure 8 shows the dynamic stress with varied culvert depth. For the shallowest culverts i.e., $D = 0.5$ m, much larger dynamic stresses are found above the culvert at $x = -0.4$ m while for $D \geq 1$ m the dynamic stresses at the ballast layer are close to each other. At the subgrade layer, the dynamic stress around the culvert section is nearly twice as much as that at the regular track section. A smaller D causes larger dynamic stresses around the culvert section, especially for $D \leq 1$ m. Stress data above the culvert section is missing for $D \leq 0.5$ m in Figure 8(b) because the shallow culverts are positioned at the sub-ballast layer.

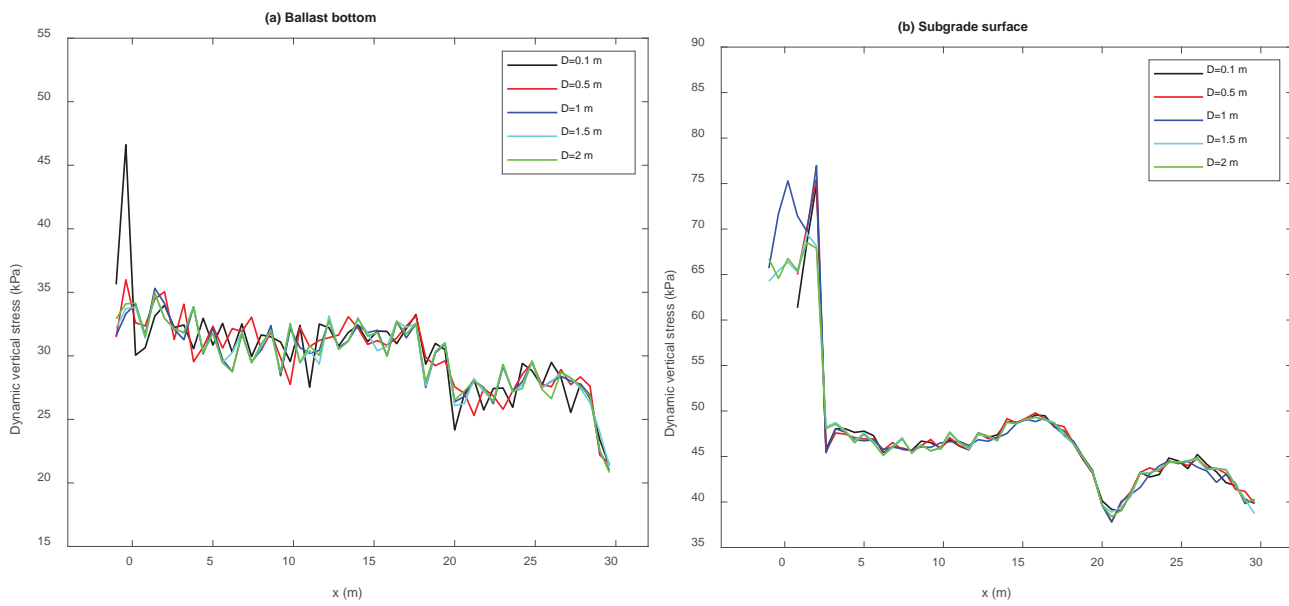


Figure 8 Effect of the culvert depth on the dynamic vertical stress. Refer to Figure 5 for x positions.

3.2 Effect of culvert size

To study the effect of culvert size on railway dynamic responses, four culvert sizes are used as listed in Table 4. The height and width are increased four times for the rectangular culvert, while the culvert depth and mechanical parameters remains same. The developed transition model with culverts in different sizes is shown in Figure 9.

Table 4 different sizes of culverts used for the sensitive study

Study series	Height (mm)	Width (mm)	Thickness (mm)
Size 1	900	600	100
Size 2	1800	1200	175
Size 3	2400	1800	200
Size 4	3600	2400	300

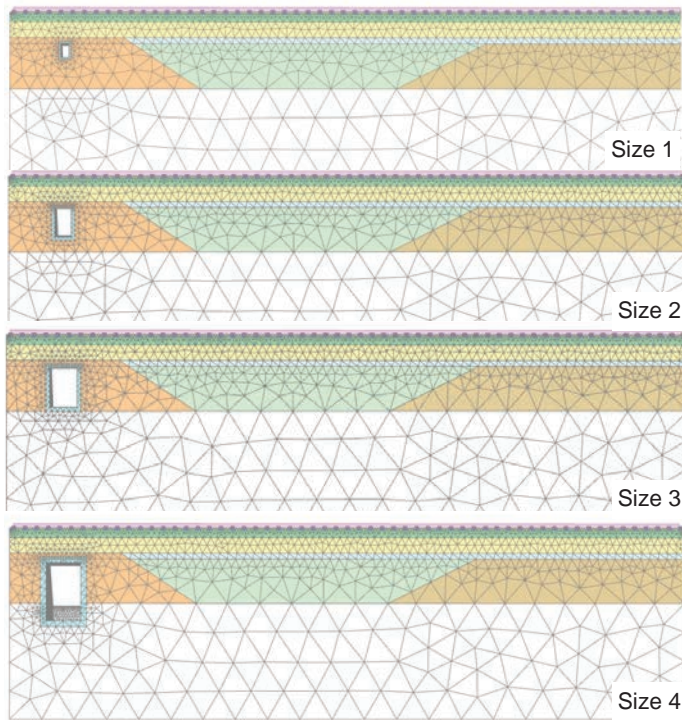


Figure 9. Transition models with four sizes of culverts.

Figure 10 shows the rail vertical displacements corresponding to four culvert sizes. Although the culvert size is changed four times, its effect on the rail settlement is minor from the results. Even for the case of $D=0.1$ m, the rail displacement above the culverts ($x=-1$ m) is increased slightly from 0.54 mm to 0.56 mm, as shown in Figure 10 (a). At other measuring points away from the culvert, it is difficult to find differences caused by the culvert size.

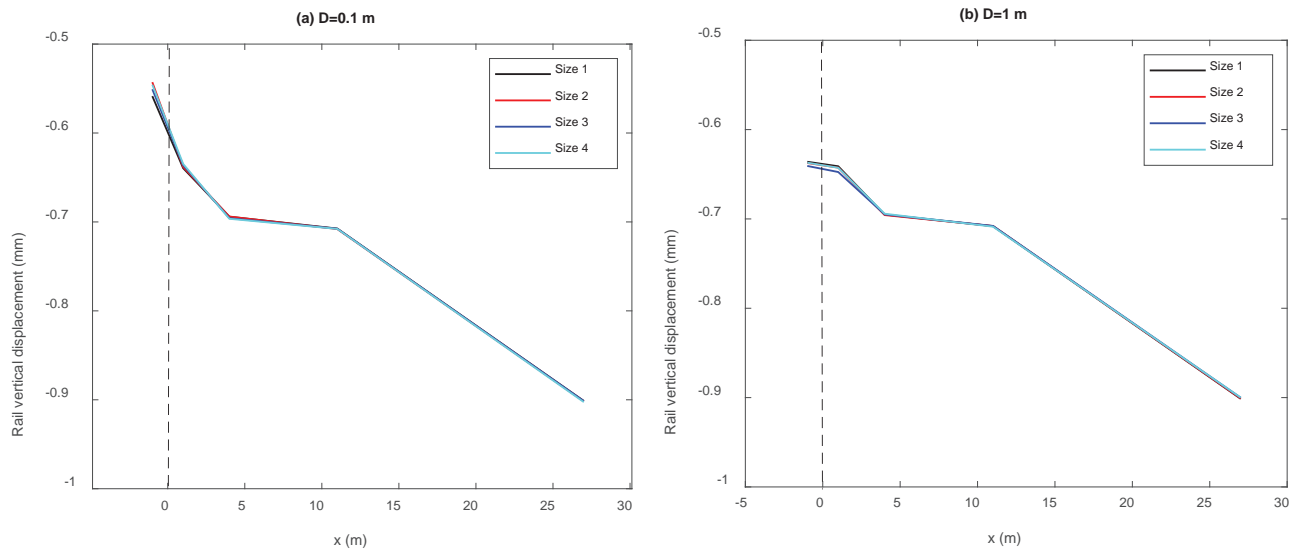


Figure 10. Effect of culvert sizes on the rail vertical displacement. Refer to Figure 5 for x positions.

Figure 11 shows the vertical dynamic stress results with different culvert sizes. At the ballast layer in Figure 11 (a), the dynamic stress from different culvert sizes is very close. At the subgrade layer, the larger culvert size in sizes 3 and 4 results in larger dynamic stresses around the culvert location as shown in Figure 11 (b). Similarly, the dynamic stress around the culvert location (x is varied from -1 m to 2 m) is nearly twice as large as that at the regular track sections.

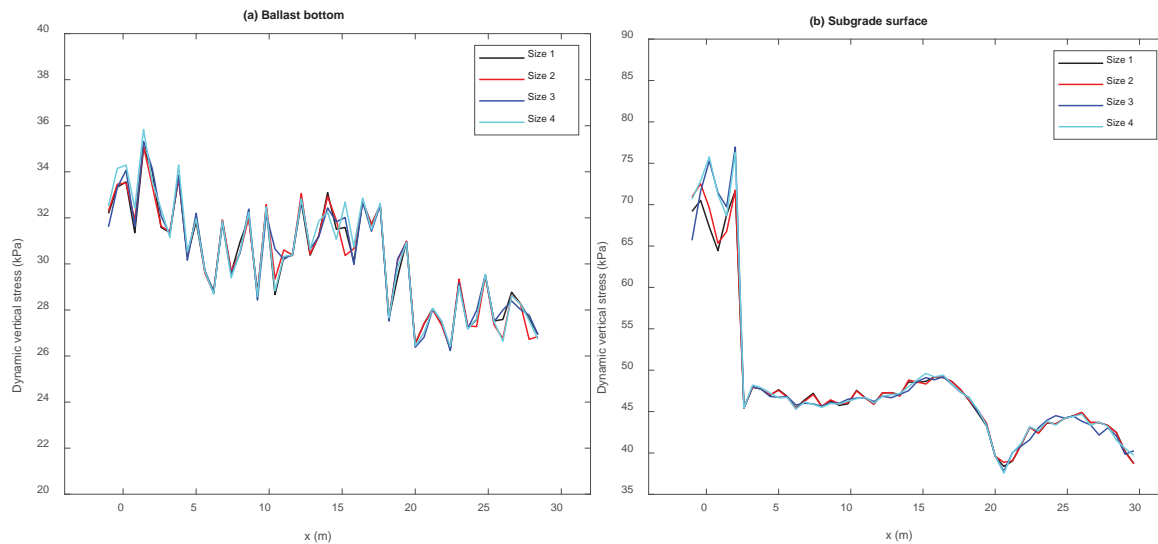


Figure 11 Effect of culvert sizes on the vertical dynamic stress ($D=1$ m)

3.3 Effect of culvert shape

To study the effect of culvert shapes on the dynamic performance of the transition zone, three commonly used shapes are considered here, as shown in Figure 12. To make the results as comparable as possible, the inside area and the thickness of all three culverts is kept at 2.8 m^2 and 0.2 m , respectively. The rectangular culvert is 1.8 m wide and 2.4 m high; the pipe culvert has an inside radius of 0.944 m and an outside radius of 1.144 m ; and the rise and span for the arch culvert are 1.49 m and 2.42 m , respectively. While the shape is different, the culvert depth and mechanical parameters of culvert remain same.

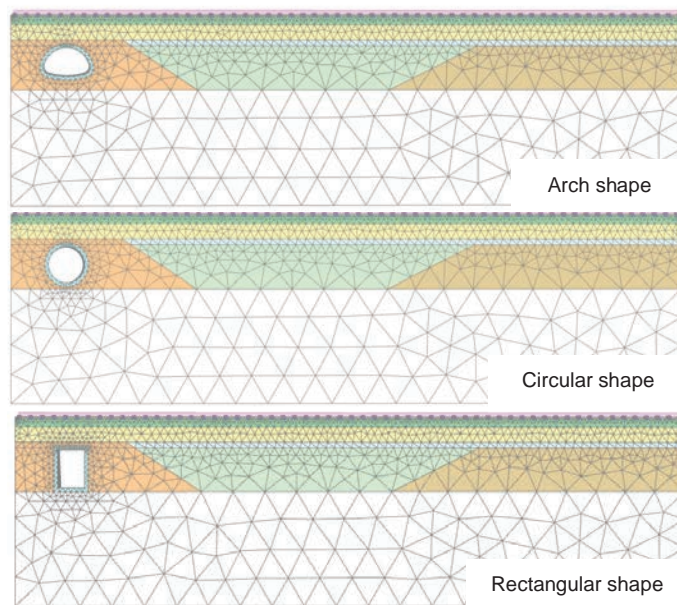


Figure 12 Transition models with different culvert shapes.

Figure 13 shows the rail vertical displacements of the three culvert shapes. It can be seen that the effect of the culvert shape on the rail settlement is negligible. Even for the case of $D=0.1$ m, the rail displacement above the culvert is very close for different culvert shapes.

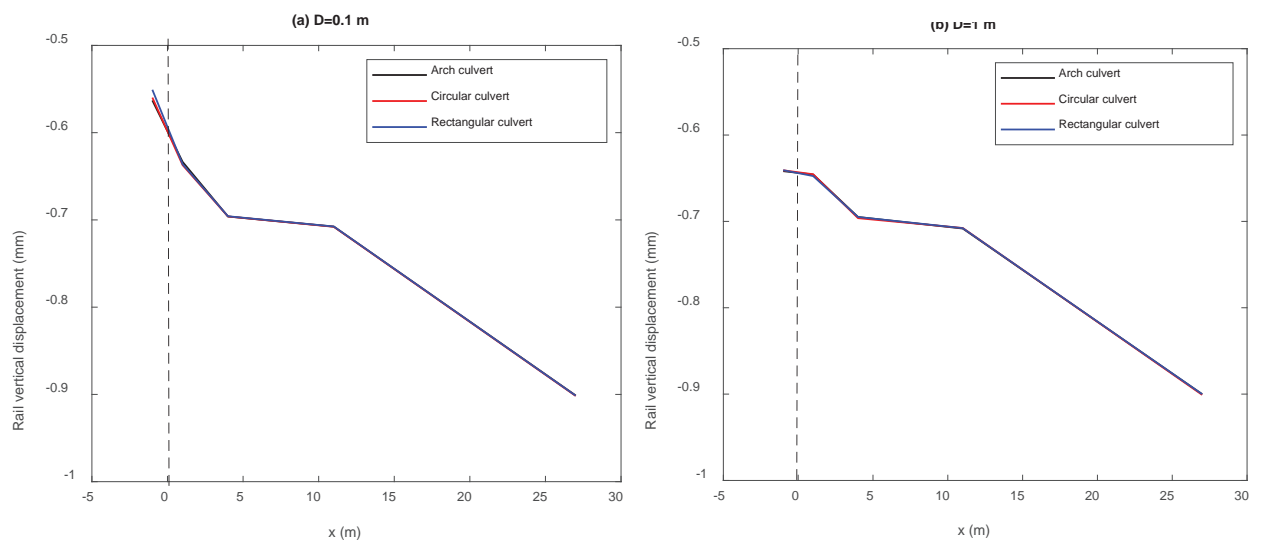


Figure 13. Effect of culvert shape on the rail vertical displacement. Refer to Figure 5 for x positions.

Figure 14 shows the dynamic vertical stress of the three culvert shapes. It is difficult to find dynamic stress differences for different shapes at the ballast layer. At the subgrade layer, the dynamic stress from the rectangular culvert design is fairly larger than the circular and arch shapes. This phenomenon can be explained by the fact that there is a wider top surface from the rectangular culvert. Although insignificant

differences are found with the dynamic stress results, stress distribution along the culverts is distinctive, as shown in Figure 15

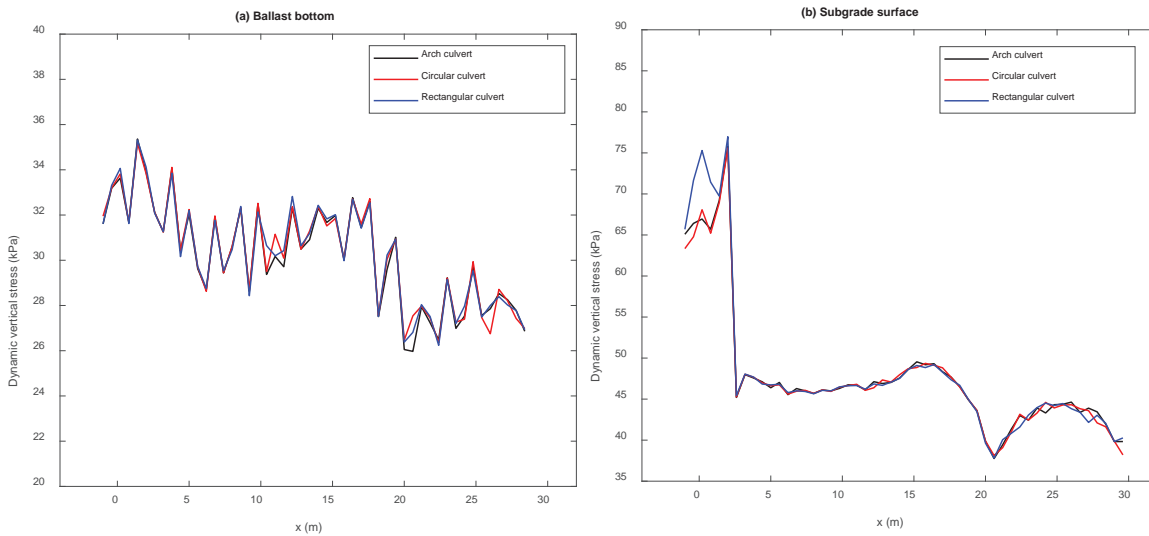


Figure 14 Effect of culvert shapes on the vertical dynamic stress ($D=1\text{ m}$)

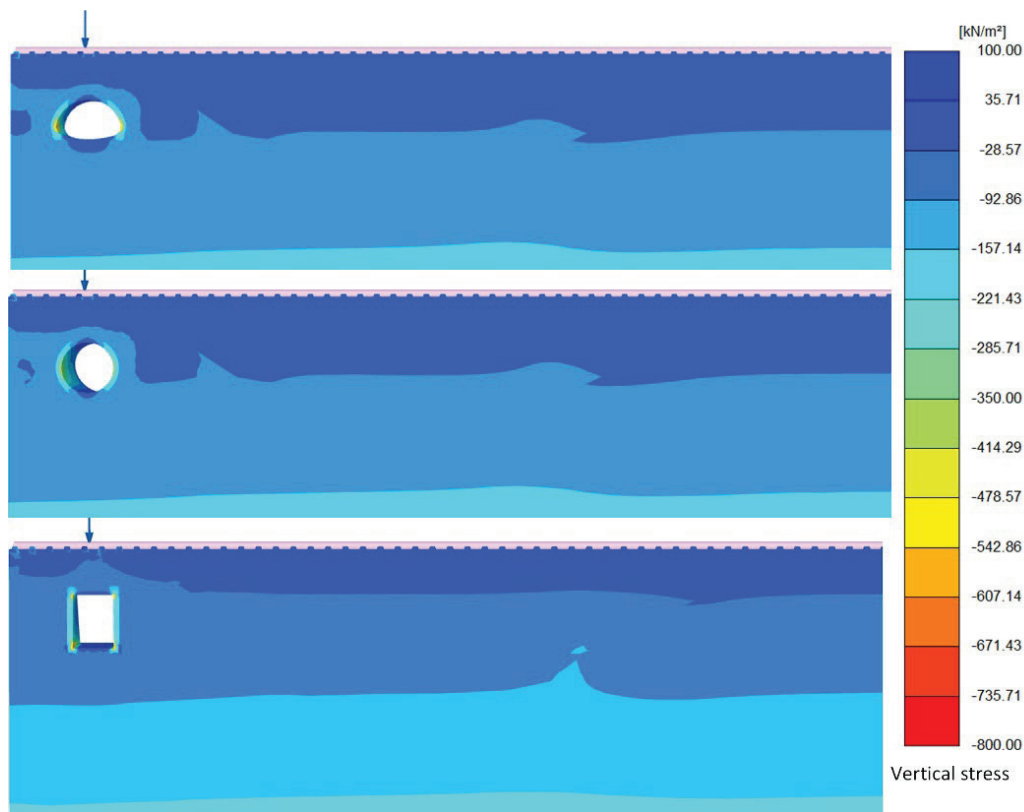


Figure 15 Vertical dynamic stress distribution ($D=1\text{ m}$)

3.4 Deep culverts

Figure 16 shows the transition zone for a deep culvert, where the culverts' distance to the ballast layer is 3 m, i.e., 3.6 m from the rail bottom edge (räls underkant, RUK).

Since the track system is symmetric, half of the total geometry is modelled to save the computation cost. The materials properties and boundary conditions are kept same to the shallow culverts in the above section.

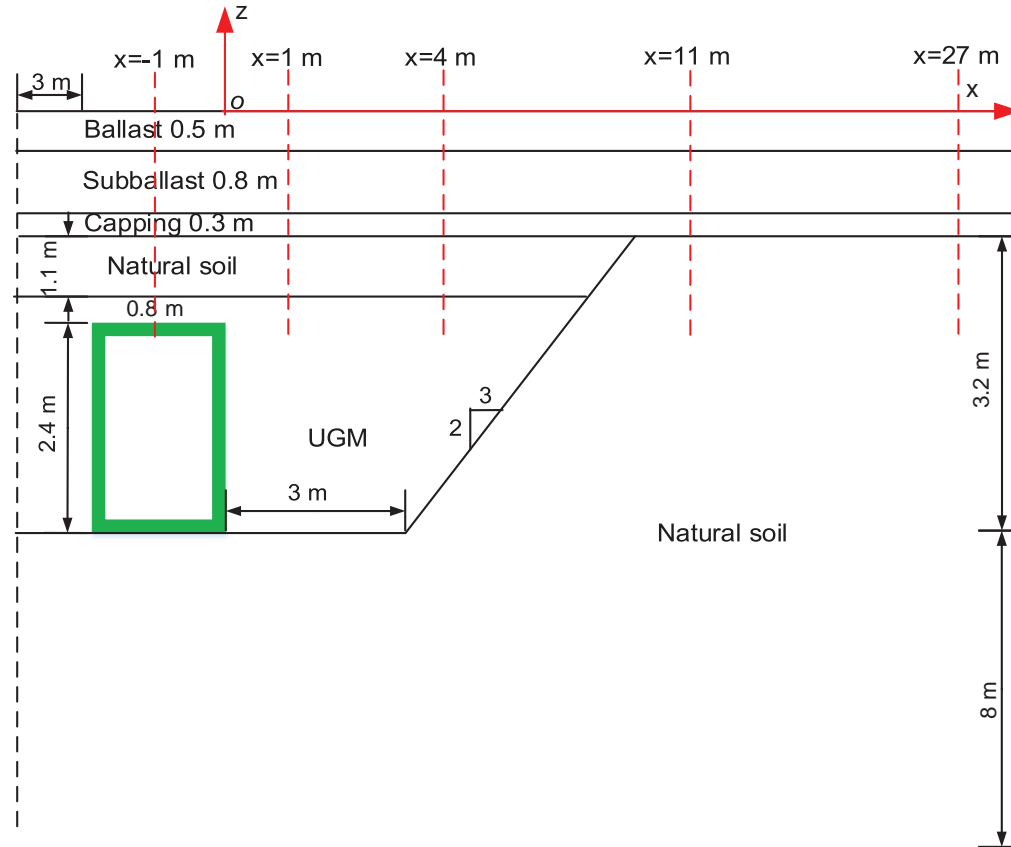


Figure 16 The sketch diagram for the transition zone with a deep culvert. UGM represents Unbound Granular Materials.

3.4.1 Effect of culvert size

The culverts in four sizes are used here to study the size effect on track dynamics. The culvert size is continuously increased from Size 1 to Size 4 by four times, whose details correspond to these sizes are listed in Table 4 in the above Section 3.2. Figure 17 shows rail vertical displacements for the deep culvert transition zone indicating that the effect of culvert size is negligible. Size 4 has the smallest displacement of 0.89 mm while the data for other culvert sizes is around 0.91 mm.

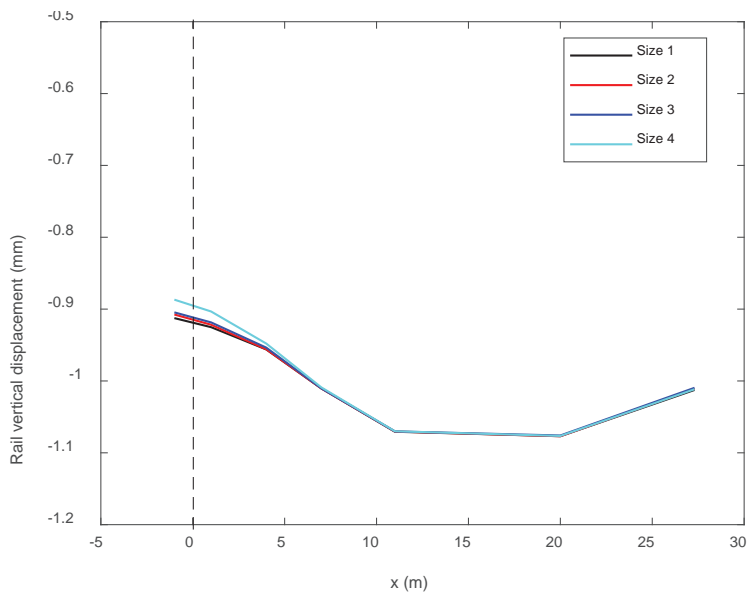


Figure 17. Effect of culvert size on the rail vertical displacement. Refer to Figure 16 for x positions.

Vertical stress results are shown in Figure 18. The same phenomenon as observed in shallow culvert cases is found here that larger dynamic stresses are generated from the locations close to the culvert. However, dynamic stress differences between locations along the track decrease in the transition zone for deep culverts. In addition, it is observed that the influence of culvert size has a minimal effect on vertical stress, with slightly higher stresses noted for large culverts in sizes 3 and 4 at locations above the culvert.

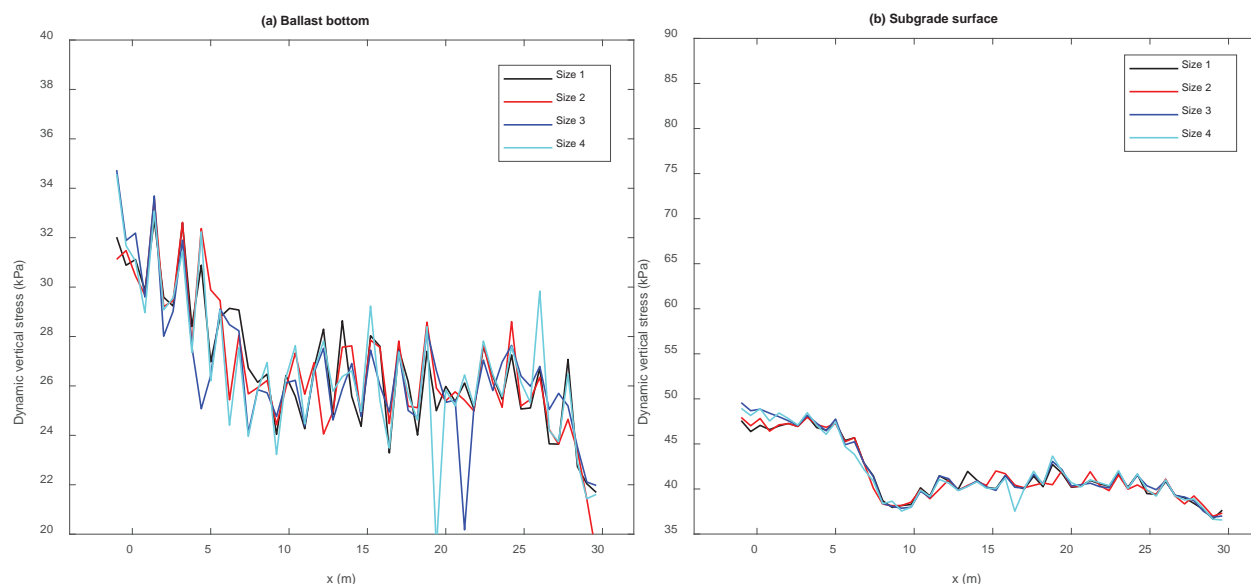


Figure 18. Effect of culvert size on vertical dynamic stress.

3.4.2 Effect of culvert shape

Three culvert shapes (i.e., an arch culvert, a pipe culvert and a rectangular culvert) are employed to study their shape effect, with geometry data provided above in Section 3.3. The inside area, the distance to the ballast layer and the thickness of all three culverts is kept same. Figure 19 shows rail displacements accounting for the three culvert shapes. The rail displacement above the middle of culverts is around 0.91 mm and the relative difference between their results for the three culvert shapes is less than 1%. Therefore, the effect of the culvert shape on rail displacements can be ignored in the rail transition zone design.

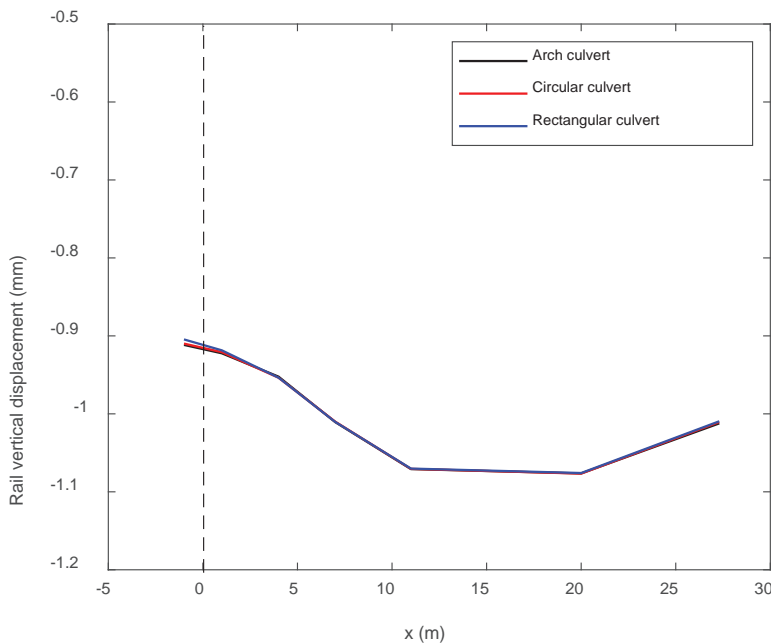


Figure 19. Effect of culvert shape on the rail vertical displacement. Refer to Figure 16 for x positions.

Their vertical stress results are shown in Figure 20. It is found that the culvert shape has a negligible effect on the vertical stress results in both ballast and subgrade layers. Figure 21 shows vertical stress distribution in the track system at dynamic time of 0.58 s when train loads are positioned above the culvert structure. Although the effect of the culvert shape is negligible, the stress distribution along the culvert structure is distinctive.

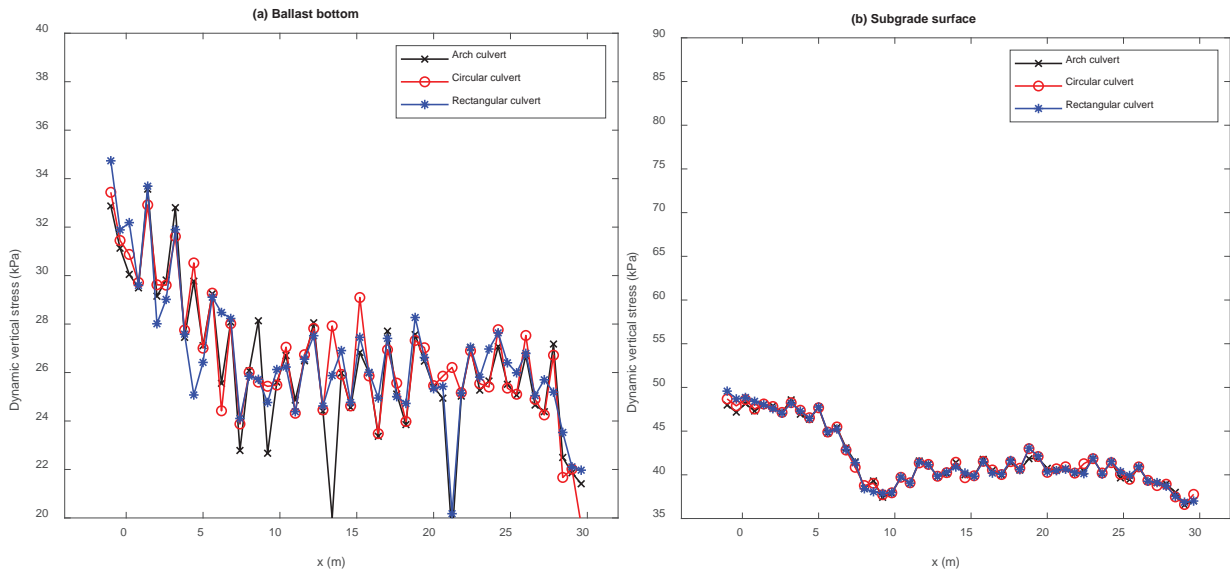


Figure 20. Effect of culvert shape on vertical dynamic stress.

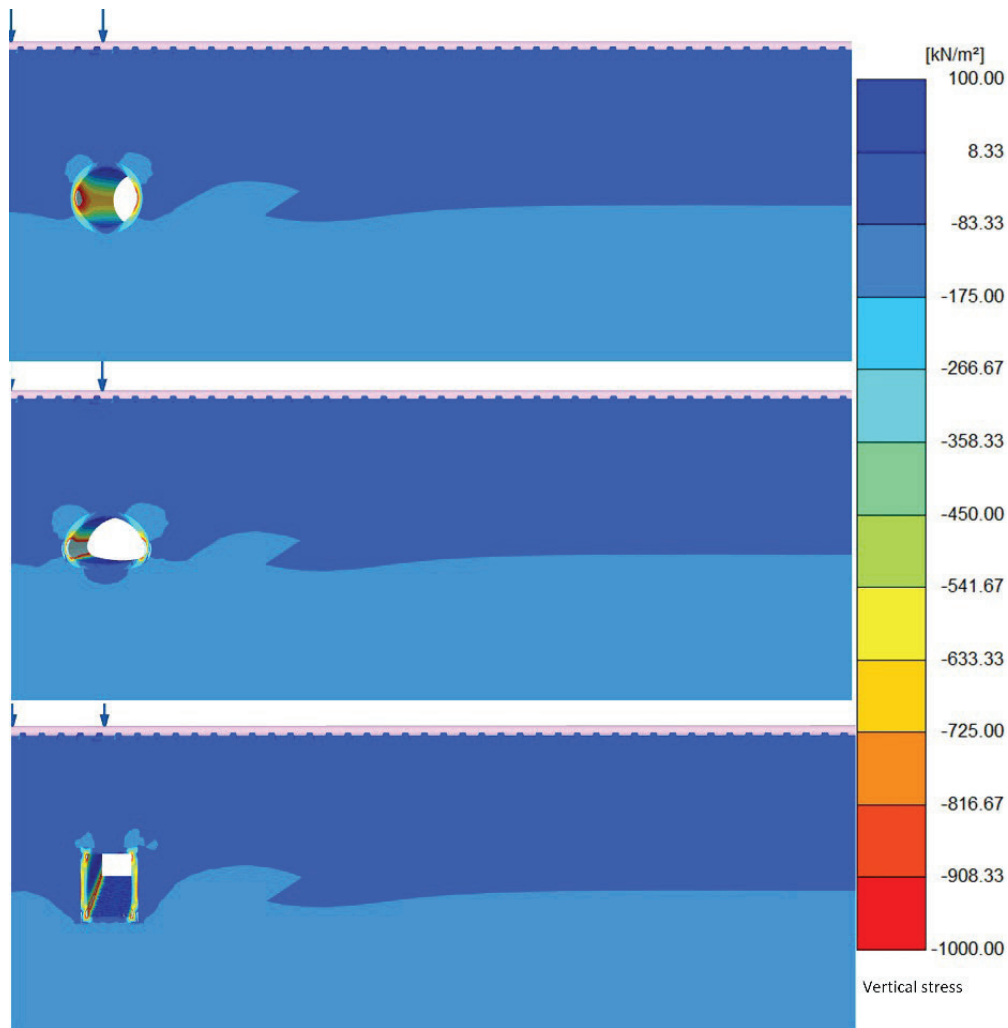


Figure 21 Vertical dynamic stress distribution of three culvert shapes

4 CONCLUSIONS AND DISCUSSIONS

The transition zones to stiff structures in railway have more severe track geometry degradation and require frequent maintenance tasks. Therefore, the studies on performance of transition zones are critical. In this study, the role of culverts in the dynamic performance of transition zones is investigated with FEM numerical modelling of the track-subgrade system. The numerical model is first validated with field observations of a rail transition zone regarding rail vertical displacements and their frequency content. The numerical studies have considered deep and shallow culvert configurations, exploring various culvert depths, culvert sizes, and culvert shapes. The results can help engineers adapt the transition design to the designed culvert structures.

Much larger vertical stresses are observed in the ballast and subgrade layers in the locations above the culvert, especially for shallow culverts. The dynamic stress around the culvert section is nearly twice as much as that at the regular track section for the shallow culvert configuration. The large dynamic vertical stress could be another cause of frequent track degradation at the transition zone. In addition to the current stiffness smoothness requirements when designing railway transition zones to culverts, engineers and stakeholders are advised to pay extra attention to the high stress values and potential track defects such as floating sleepers close to the culvert.

The culvert depth, the distance of the culvert top surface to the ballast layer, is an essential parameter to the transition zone performance. Larger rail displacements and dynamic stresses are found with smaller culvert depths. Therefore, higher standards may be needed for the transition zone design with shallow culverts, such as using longer transition zones.

The effect of culvert size and shape appears to be negligible based on the results of rail displacements and vertical dynamic stresses for both shallow and deep culvert configurations. The minimal impact is restricted to locations around the culvert. Consequently, the determination of culvert geometry may prioritize economic and construction factors, with less emphasis on railway dynamics considerations.

REFERENCES

- Alves Ribeiro, C., R. Calçada, R. Delgado, 2018. *Calibration and experimental validation of a dynamic model of the train-track system at a culvert transition zone*. Structure and Infrastructure Engineering 14(5): 604-618.
- Alves Ribeiro, C., A. Paixão, E. Fortunato, R. Calçada, 2015. *Under sleeper pads in transition zones at railway underpasses: numerical modelling and experimental validation*. Structure Infrastructure Engineering 11(11): 1432-1449.
- Brinkgreve, R. B. J., S. Kumarswamy, W. M. Swolfs, F. Fonseca, N. R. Manoj, L. Zampich, N. Zalamea, 2021. *PLAXIS 2021*.

- Germonpré, M., G. Degrande, G. Lombaert, 2018. *Periodic track model for the prediction of railway induced vibration due to parametric excitation*. *Transportation Geotechnics* 17: 98-108.
- Li, D., D. Davis, 2005. *Transition of railroad bridge approaches*. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 131(11): 1392-1398.
- López-Pita, A., P. F. Teixeira, C. Casas, L. Ubalde, F. Robusté, 2007. *Evolution of track geometric quality in high-speed lines: ten years experience of the Madrid-Seville line*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers*.
- Olsson, E., D. Jelagin, S. Larsson, F. Chen, 2024. *A numerical framework for modelling settlements of railway ballast layers*. *Transportation Geotechnics* 44: 101140.
- Paixão, A., E. Fortunato, R. Calçada, 2014. *Transition zones to railway bridges: track measurements and numerical modelling*. *Engineering structures* 80: 435-443.
- Paixão, A., E. Fortunato, R. Calçada, 2016. *A numerical study on the influence of backfill settlements in the train/track interaction at transition zones to railway bridges*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers*.
- Pinto, N., C. A. Ribeiro, J. Gabriel, R. Calçada, 2015. *Dynamic monitoring of railway track displacement using an optical system*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* 229(3): 280-290.
- Qu, C., Z. Wang, L. Wei, Y. Xiao, Z. Chang, 2022. *Field investigation of dynamic responses of a culvert-embankment transition zone in high-speed railway*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 158: 107314.
- Shahraki, M., M. Sadaghiani, K. Witt, T. J. P. B. Meier, 2014. *3D modelling of train induced moving loads on an embankment*. 36: 10-15.
- Shahraki, M., C. Warnakulasooriya, K. J. Witt, 2015. *Numerical study of transition zone between ballasted and ballastless railway track*. *Transportation Geotechnics* 3: 58-67.
- Shan, Y., B. Albers, S. Savidis, 2013. *Influence of different transition zones on the dynamic response of track-subgrade systems*. *Computers and Geotechnics* 48: 21-28.
- Stark, T. D., S. T. Wilk, 2016. *Root cause of differential movement at bridge transition zones*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* 230(4): 1257-1269.
- Takemiya, H., 2003. *Simulation of track-ground vibrations due to a high-speed train: the case of X-2000 at Ledsgard*. *Journal of Sound and Vibration* 261(3): 503-526.
- The Swedish Transport Administration, 2021. *Proposal national plan for transport infrastructure 2022–2033 – Summary*.
- Wang, H., V. Markine, 2018. *Modelling of the long-term behaviour of transition zones: Prediction of track settlement*. *Engineering structures* 156: 294-304.
- Wang, H., V. Markine, X. Liu, 2018. *Experimental analysis of railway track settlement in transition zones*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers*.

EXPERIMENTAL CHARACTERISATION OF DRAINED PROPERTIES OF SKÅNE CLAY

Yohanes Armediaz^A, Erika Tudisco^A, Minna Karstunen^B, Per Lindh^{A,C}

^A *Lund University*

^B *Chalmers University of Technology*

^C *Trafikverket*

SAMMANFATTNING

Summary in Swedish (see **SUMMARY**)

SUMMARY

Currently in Swedish practice, drained properties of clay till (which is a material known for its variability) is estimated with a simplistic assumption that does not account for enough variation. Nevertheless, it is important to obtain a more precise mechanical parameters of the soil, not only to avoid overdesigned structures, but also to avoid failure, as infrastructure grows to cater to the growing population. This study sets out an experimental campaign involving both field and laboratory geotechnical testing to characterise the drained properties of clay till. Imaging is also performed to better understand how the soil behave under shearing. Results have shown that the strength is potentially higher than the one estimated with current assumptions. Analysis on the images has also provided insight on how the inclusions are affecting the shearing behaviour of the soil.

1 INTRODUCTION

Demand for crucial infrastructures in Skåne has increased recently due to population and economic growth. However, construction can prove troublesome due to the unpredictable behaviour of clay till, a soil type of unsorted glacial sediment with a clay content between 15% to 50%, which is much of the underlying soil in the region (Larsson, 2000). While it is known to be stiff, as infrastructure grows to accommodate the growing population, there is an increasing need to know its limit. Furthermore, clay till is highly heterogeneous showing a strong spatial variation of strength.

In the Swedish construction industry, the effective friction angle ϕ' is assumed to be between 30° and 32° , based on experience, and the effective cohesion c' is equal to 10% of the undrained shear strength (Larsson, 2001). Previous works carried out on clay till have been mostly focused on its undrained properties. On the other hand,

drained condition is expected to be the governing for clay till with low clay content, *i.e.*, between 15% and 17% (Hartlén, 1974). A couple of studies investigated the drained properties, providing empirical relations based solely on soil parameters like void ratio, initial water content and clay content (Jacobsen, 1970; Hartlén, 1974). However, Larsson (2001) has shown that those relations did not necessarily improve the assumptions used in the Swedish construction industry practise. The current assumption is likely underestimating the soil strength, which is supported by feedback from the industry. This leads to ineffective design in terms of cost and resources consumption. Therefore, to support a more climate-friendly construction, there is a need to better understand clay till behaviour in drained conditions.

In this work, an experimental investigation campaign is conducted to study the drained properties of clay till found in Skåne and to compare the results with the current approach. This campaign includes performing 1) in-situ field tests *i.e.* cone penetration tests (CPTs); 2) laboratory consolidated drained triaxial tests on reconstituted samples and 3) imaging via x-ray tomography. The latter is performed to gain clarity on how the soil behaves under shearing.

2 METHODOLOGY

2.1 Field work

In this project, clay till samples were collected at a reference site in Tornhill located north of Lund, see Figure 1. This site has been chosen because existing data is available from previous studies (Dueck, 1995; Larsson, 2001) which can be used to verify findings in this work.



Figure 1 Location of clay till reference site in Tornhill

Two different types of clay tills are found in the site. The first 3m of the soil profile consists of Baltic clay till. It is then followed by 3m thick transition layer consisting of Baltic clay till and Northeast clay till. Northeast clay till is then found below the transition layer up to 23m depth.

Clay till is collected using an excavator at two different depths, one at around 0.9m and the other at around 1.5m, corresponding to Baltic clay till. During the excavation, it was observed that the groundwater table is located at approximately 1m depth. Further, it is also not affected by frost. Therefore, clay till collected from the lower depth is used for the laboratory testing. Once collected, the soil is stored in a refrigerator to maintain its moisture.

Some basic properties of Baltic clay till from previous work are reported in Table 1. In this project, the bulk density and natural water content from the lower depth were investigated and they were found to be consistent with previous research.

Table 1 Basic properties of Baltic clay till (after Dueck, 1995)

Property	Value
Bulk Density (t/m ³)	2,11
Natural water content (%)	17,0
Liquid limit (%)	32,0
Plastic limit (%)	16,3
Degree of saturation (%)	84,0
Clay content (%)	35,0

A total of five CPTs were conducted on site. As the focus was on Baltic clay till, each of the CPTs was performed up to approximately 2m depth. The undrained shear strength was calculated using a cone factor, N_{kt} , of 11 as recommended by Swedish Geotechnical Institute (Larsson and Åhnberg, 2003).

2.2 Laboratory work

All triaxial tests performed in this project were consolidated drained (CD) tests. As obtaining undisturbed samples was a challenge, the tests were performed on reconstituted samples. This is not expected to give significant differences based on previous report (Hartlén, 1974). Moreover, a test on reconstituted samples implies knowing the exact stress history, which is essential for modelling purposes. Reconsolidation was performed at a mean effective stress of 500 kPa based on oedometer tests previously conducted (Larsson, 2001). Once the consolidation is completed, the sample is unloaded completely and dismantled from the cell frame for pre-mortem (before shearing) imaging by x-ray tomographic scan. Afterwards, the sample is remounted in the triaxial cell and loaded to the chosen effective stress. When the sample is stable, shearing is started. Shearing is stopped shortly after the peak in axial stress is reached (to assure the integrity of the sample for imaging purpose) and then the sample is dismantled and scanned again for a post-mortem (after failure) imaging.

A total of four CD tests were conducted on 100 mm diameter samples. Table 2 shows the chosen confining pressure, σ_3' , for the tested samples alongside on whether pre- or post-mortem imaging was performed. For all tests, a saturation test is performed

by checking that the Skempton B-value is at least 0,9. In all the tests performed, the B-value constantly measured above this value. To accelerate drainage, side drainage and filter papers at both ends of the specimens were used.

Table 2 CD tests conducted

ID	σ_3' (kPa)	Pre-mortem scan	Post-mortem scan
TC01	40		
TC02	40	✓	✓
TC03	80		✓
TC04	20	✓	✓

Image acquisition is done by using a RX Solutions EasyTom150 x-ray tomograph in the 4D Imaging Lab located at the division of Solid Mechanics in Lund University, see Figure 2. Then, image analysis is performed via digital volume correlation (DVC) to obtain the strain field.



Figure 2 Image acquisition via x-ray tomography

3 RESULTS & DISCUSSIONS

Undrained shear strength, c_u , obtained from the CPT is plotted in Figure 3. Generally, the undrained shear strength is high at surface and gradually decreases up to 1m depth. It then increases again up to 2m depth. The same behaviour was observed in earlier studies (*e.g.*, Dueck, 1995). The average undrained shear strength between 1,4m and 1,6m depth was used to estimate c_u at 1,5m depth, where the material for laboratory testing was collected. This gives a c_u of 350 kPa. Data from CPTR4 was not used as the CPT stops before 1,6m depth.

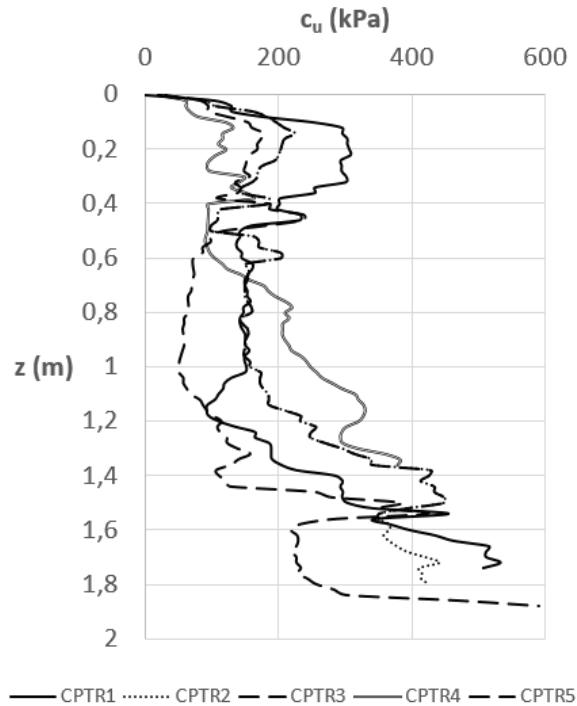


Figure 3 Undrained shear strength from CPT

Figure 4 shows the Mohr's circles and the p' - q stress space diagram obtained from the CD triaxial tests. Data from sample TC01 have been omitted as the results show unrealistic stress path. One possible reason for the anomaly is a strong heterogeneity of the sample that might have caused channelling.

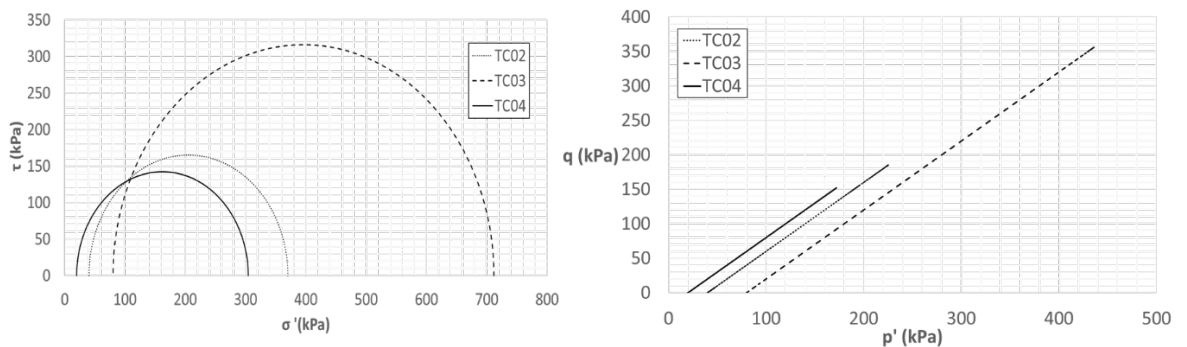


Figure 4 Mohr's circle and p' - q stress space diagram from triaxial tests

Stress-strain diagrams, not included in here, show very minimal drop on stress level after the peak, followed by a plateau. Therefore, in the p' - q stress space diagram, the peak values from the stress path of each of the samples are chosen to form a trendline, which serves as the failure envelope. The inclination, β , and intercept, d , of this trendline can then be used to derive the effective cohesion, c' , and friction angle, ϕ' , where $\sin \phi' = \tan(\beta)$ and $c' = d / \cos(\phi')$. A value of 51° and 21,7 kPa for ϕ' and c' respectively is obtained. Alternatively, another p' - q stress space diagram was obtained by further excluding results from TC03, in consideration of to the seemingly

large Mohr's circle obtained from this test. With this data, a value of 38° and 57,3 kPa for ϕ' and c' respectively is obtained. Furthermore, the results from these tests are not conclusive due to the limited number of tests performed. Therefore, more tests are required.

The undrained shear strength from the CPT falls within the range from previous CPT results, which were between 200 to 400 kPa (Dueck, 1995, Larsson, 2001). The large range is due to the heterogeneity of the soil, coupled with the presence of inclusions that are scattered, which can cause the undrained shear strength to have a large variation.

Following the Swedish practice, the effective cohesion is estimated as 10% of the undrained shear strength, which results in approximately 35 kPa, while the experimental values found in this work are either 21,7 kPa or 57.3 kPa. Further, the effective friction angle is normally assumed to be between 30° and 32° , whereas experimental values exhibits consistently higher value, being either 51° or 38° . In one set of the results, the cohesion is also higher than the values obtained empirically in the industry. This indicates that the current approach is potentially over-conservative which can unnecessarily increase the cost of the construction.

Figure 5 shows two horizontal and one vertical slices from the same sample obtained using x-ray tomography. From the images, inclusions can be clearly identified from the matrix, due to different density, showing a strong variation in size and a random spatial distribution.

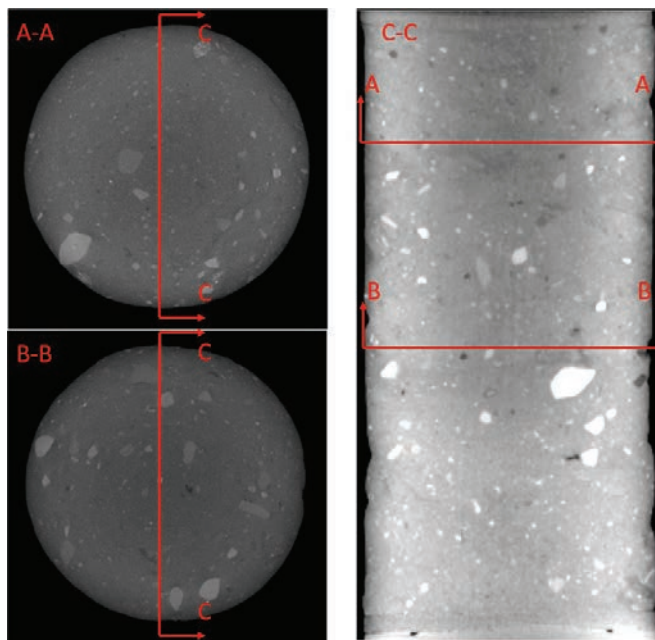


Figure 5 Two horizontal and one vertical slices from sample TC02 (Post-mortem). Lighter shade indicates higher density.

Upon initial analysis of the images, the outer edges of the sample appear denser than its centre, see Figure 6 for an image with enhanced contrast. This is a known

phenomenon in x-ray imaging, called beam hardening effect, which is an artifact produced during volume reconstruction. However, whether the observed greyscale variation is actually beam hardening is unclear. It is possible that the sample is, in fact, denser on the outer edge. A possible explanation is that material is pushed sideways during the compaction process in sample preparation.

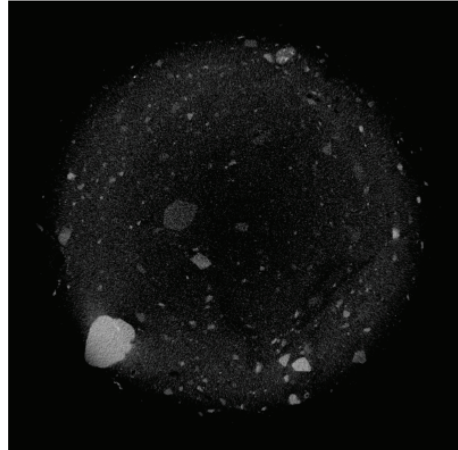


Figure 6 Slice AA from Figure 5 with enhanced contrast to show possible beam hardening effect. Lighter shade indicates higher density.

Figure 7 (a-b) show the shear and volumetric strain from DVC analysis in the middle vertical slice of the sample. In the shear strain image, dark colour indicates no strain whereas light colour indicates high shear strain. On the volumetric strain, white indicates no strain whereas red indicates zones experiencing dilation and blue indicates zones experiencing compaction. From the shear strain image, two main shear bands are observed, with different inclinations, together with several minor shear bands connecting them. This highlights the complex shearing behaviour compared to clay, which typically only have one major shear band. The overlaying of the shear strain and x-ray images (Figure 7c) shows that the complexity of the shear bands are caused by the presence of the inclusions. As the inclusions are very stiff, the material around them will deform instead preventing a continuous shear band to be formed. Instead, it would need to skirt around the inclusions. The complexity of the deformation pattern affects the mechanical properties of the material.

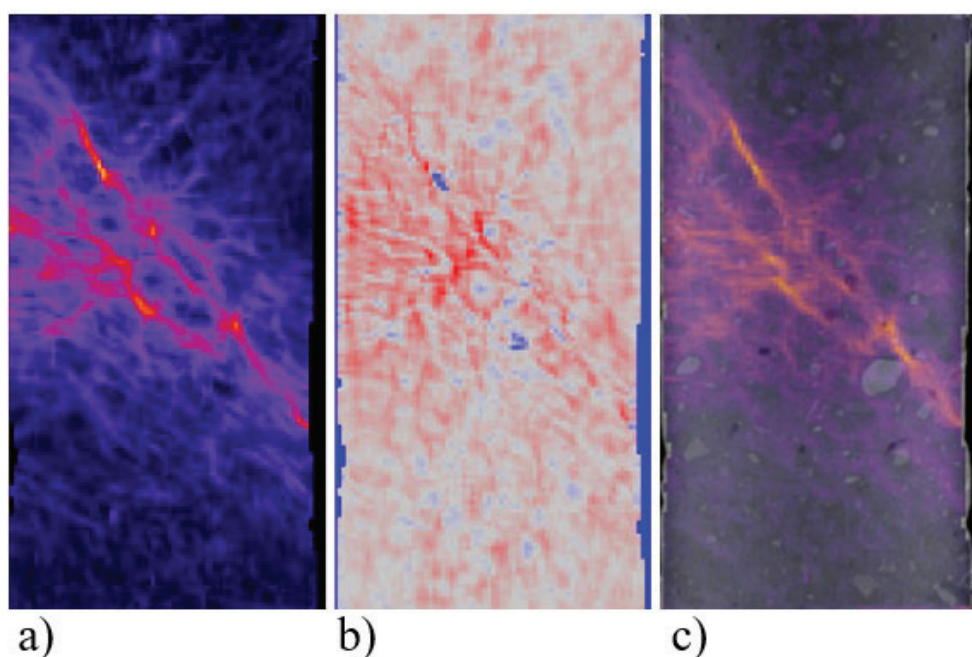


Figure 7 a) Shear and b) volumetric strain of TC02 and c) an overlaid image of shear strain with x-ray imaging

It was also observed from the volumetric strain analysis that overall, the sample is dilating, and not only close to the shear band as it would be expected (see Figure 7b). One possible reason is that the sample was imaged before the confining pressure was stabilised to the end value and, therefore, was still undergoing dilation.

4 CONCLUSION

This paper aims to characterise the drained properties of Skåne clay till through an experimental campaign and compare to the existing assumption used in the Swedish geotechnical industry. CPT and laboratory triaxial tests were performed and results preliminary indicate that the drained properties are underestimated on current practice. Nevertheless, this result is limited by the low number of tests. Imaging was performed to provide a better understanding of how the soil behaves under shearing. Results showed that the soil experienced a complex behaviour with regards to the formation of the shear band due to the presence of inclusions, which varies in size and are scattered in the sample. In future work, more CD triaxial tests will be performed to get a more holistic and representative conclusion. A more thorough imaging investigation is also proposed where the imaging is performed in stages as the triaxial test is ongoing. This would provide insight on how the strain localisation evolves during shearing. Further studies on how inclusions in the sample with regards to their shape, size and/or amount can affect the mechanical properties of clay till can then be investigated.

5 REFERENCE

Dueck, A. (1995). *Reference site for clay till.*

Hartlén, J. (1974). *Skånska moränlerors hållfasthets- och bärighetsegenskaper: [The geotechnical parameters of strength and bearing capacity of boulders clays from the southwest part of Sweden.*

Jacobsen, Moust. (1970). *Strength and Deformation Properties of Preconsolidated Moraine Clay.* 27, 21–45.

Larsson, Rolf. (2000). *Lermorän—En litteraturstudie* (Varia 480; p. 73). Statens Geotekniska Institut.

Larsson, R. (2001). *Investigations and load tests in clay till. results from a series of investigations and load tests in the test field at Tornhill outside Lund in southern Sweden* (tech. rep. No. 59).

Larsson, R., & Åhnberg, H. (2003). *Utvärdering av skjuvhållfasthet och förkonsolideringstryck från vingförsök, cpt-sondering och dilatometerförsök.*

DJUPGRUNDLÄGGNING AV STATION SOFIA – EN TEKNISK BEDRIFT I STOCKHOLM

Mikael Creütz ^A, Jens Kiener ^B

^A WSP Sverige AB

^B Implenia Sverige AB

SAMMANFATTNING

Station Sofia på Södermalm i Stockholm är en del av utbyggnaden av tunnelbanans blå linje mot Gullmarsplan och Nacka.

Entreprenören Implenia har ansvarat bland annat för utförandet av stödkonstruktioner, jord- och bergschakt för grundläggningen av den nya stationsbyggnaden samt för bergguttaget för ett ca 90 meter djupt hisschakt (20x20 m) ned till stationsutrymmet i berg. Stationen blir därmed en av de djupast belägna i världen.

Stödkonstruktioner har krävts för att kunna utföra schaktarbetena för grundläggning av stationsbyggnaden på berg och för underliggande hisschakt i berg. Stödkonstruktionerna har utgjorts av en borrhållning ovan grundvattenytan och en vattentät sekantpålevägg under grundvattenytan. Båda stödkonstruktionerna är bakåtförankrade i berg.

Föreliggande artikel redovisar utförandet av sekantpåleväggen som består av 90 överlappande grävpålar, Ø 1200 mm, med längder mellan 6 m och 20 m. Schaktdjupet har varit ca 16 m, varav ca 10 m under rådande grundvattentrycknivå.

Sekantpåleväggen har borrats in i berg sk ”rock socketing” och har bakåtförankrats med som mest två ankarnivåer med förankringslängder 4 till 5 m i berg.

Markförhållandena har varit extremt utmanande med omfattande förekomst av block och stora block, stora jorddjup, grundvattensänkande åtgärder och kraftigt lutande bergyta samt en svaghetszon, vilket har påverkat svårighetsgraden att utföra sekantpåleväggen väsentligt.

Trots ovanstående utmaningar kan det efter att schaktarbetena avslutats konstateras att en kontinuerlig och robust sekantpålevägg i både horisontal- och vertikalled har uppnåtts med erforderlig vattentäthet.

Därutöver har inga negativa effekter på omgivningen uppstått, varken med avseende på markrörelser eller grundvatten.

SUMMARY

Station Sofia in Södermalm, Stockholm, is part of the expansion of the metro's blue line towards Gullmarsplan and Nacka. The contractor Implenia has been responsible for various tasks, including the construction of retaining walls, earth and rock excavation for the foundation of the new station building, and the rock excavation for an approximately 90-meter deep elevator shaft (20x20 m) down to the station space in the rock. Consequently, the station becomes one of the deepest in the world.

Retaining walls were necessary to support the excavation works for the rock foundation of the station building and for the underlying elevator shaft in rock. The retaining walls consist of a drilled soldier pile wall above the groundwater level and a watertight secant pile wall below the groundwater level. Both walls are rock anchored with self-drilling ground anchors.

This paper reports on the construction of the secant pile wall, which consists of 90 overlapping bored piles, Ø 1200 mm, with lengths ranging from 6 m to 20 m. The excavation depth is approximately 16 m, of which about 10 m are below the groundwater table. The secant pile wall has been embedded into the rock and has up to two anchor levels work with anchor grout lengths in rock ranging from 4 to 5 m.

The ground conditions have been extremely challenging, with extensive large boulders, significant soil depths, groundwater-lowering measures, a strongly inclined rock surface, and a weak zone, significantly impacting the difficulty of executing the secant pile wall.

Despite the challenges, it can be concluded that a continuous and robust secant pile wall, both horizontally and vertically, with the required watertightness has been achieved. Additionally, no negative impact on the surroundings have occurred, either in terms of excessive ground movements or groundwater drawdowns.

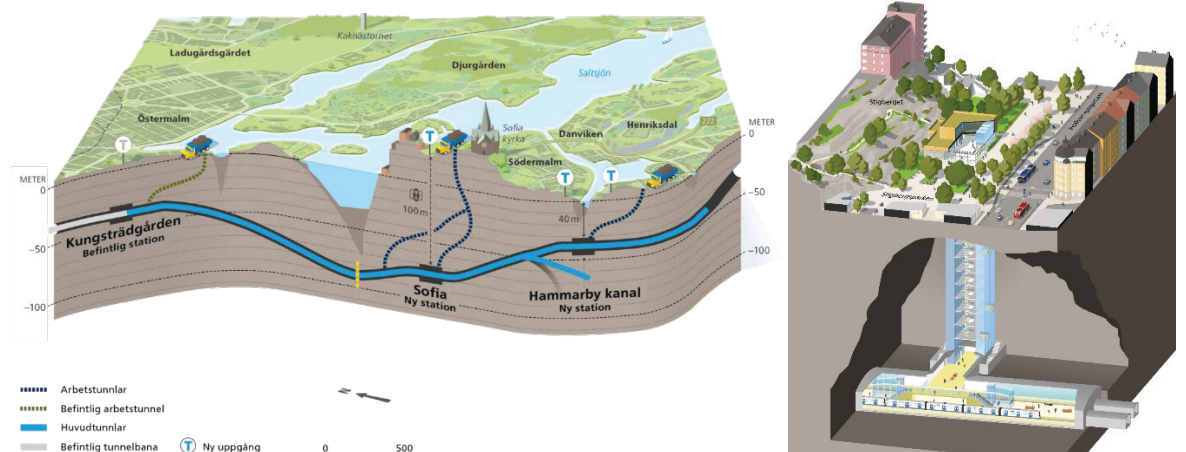
1 INLEDNING

Station Sofia på Södermalm i Stockholm är en del av utbyggnaden av tunnelbanans blå linje mot Gullmarsplan och Nacka.

Entreprenören Implenia har ansvarat bland annat för utförandet av stödkonstruktioner, jord- och bergschakt för berggrundläggning av den nya stationsbyggnaden samt bergguttag för ett ca 90 meter djupt hisschakt (20x20 m) ned till stationsutrymmet i berg. Stationen blir därmed en av de djupast belägna i världen, se Figur 1 och Figur 2.



Figur 1 Läge i plan avseende planerad station Sofia.



Figur 2 Profil och genomsnitt avseende planerad station Sofia.

För att kunna utföra schaktarbetena ned till grundläggningsnivån för stationsbyggnaden och för utförande av underliggande hisschaktet i berg har en stödkonstruktion krävts utmed tre sidor av schakten. För den norra sidan har ingen stödkonstruktion utförts, på grund av berg i dagen, vilket dock innebär en bergslänt ≥ 20 m. För illustration av planerad stationsbyggnad, se Figur 3.



Figur 3 Illustrationer avseende planerad station Sofia

Därutöver ställdes även krav på en vattentät stödkonstruktion (del av tätskärm) vid schakt under grundvatten för att minimera risken för skadlig omgivningspåverkan med avseende på grundvattenkänsliga objekt.

Schaktdjupet är ca 16 meter, varav ca 10 meter är under rådande grundvattentrycknivån.

För att kunna utföra jord- och bergschakt har två typer av stödkonstruktioner utförts. Dessa består av dels en borrarad glesspont vid schakt ovan grundvatten, dels en borrarad sekantpålevägg vid schakt under grundvatten.

Sekantpåleväggen utgör även tätskärm mot inläckande grundvatten ned till bergöverytan medan tätskärm i berg utgörs av ridåinjektering i underliggande berg.

Föreliggande artikel avser att huvudsakligen redovisa utförandet av sekantpåleväggen.

2 PROJEKTERINGSFÖRUTSÄTTNINGAR

2.1 Entreprenadformer

Entreprenaden är uppdelad i både en totalentreprenad och en utförandeentreprenad. I totalentreprenaden ingår projektering och utförande av erforderliga stödkonstruktioner inklusive bakåtförankringar samt av tätskärm mot inläckande grundvatten ned till bergöverytan inklusive funktionskontroll av tätskärmen (jord och berg).

Design/dimensionering av stödkonstruktionerna har utförts av Implenia:s Technical Design Office (TDO) placerade i München, Tyskland.

Tätskärm i berg genom ridåinjektering ingår i utförandeentreprenaden likväl som jord- och bergschakt för grundläggning av stationsbyggnaden och för byggnation av hisschaktet.

2.2 Projekteringsförutsättningar enligt förfrågningsunderlaget (FU)

I förfrågningsunderlaget har ett antal funktionskrav angetts som grund för val av teknisk lösning, projektering och dimensionering av stödkonstruktioner samt utförande.

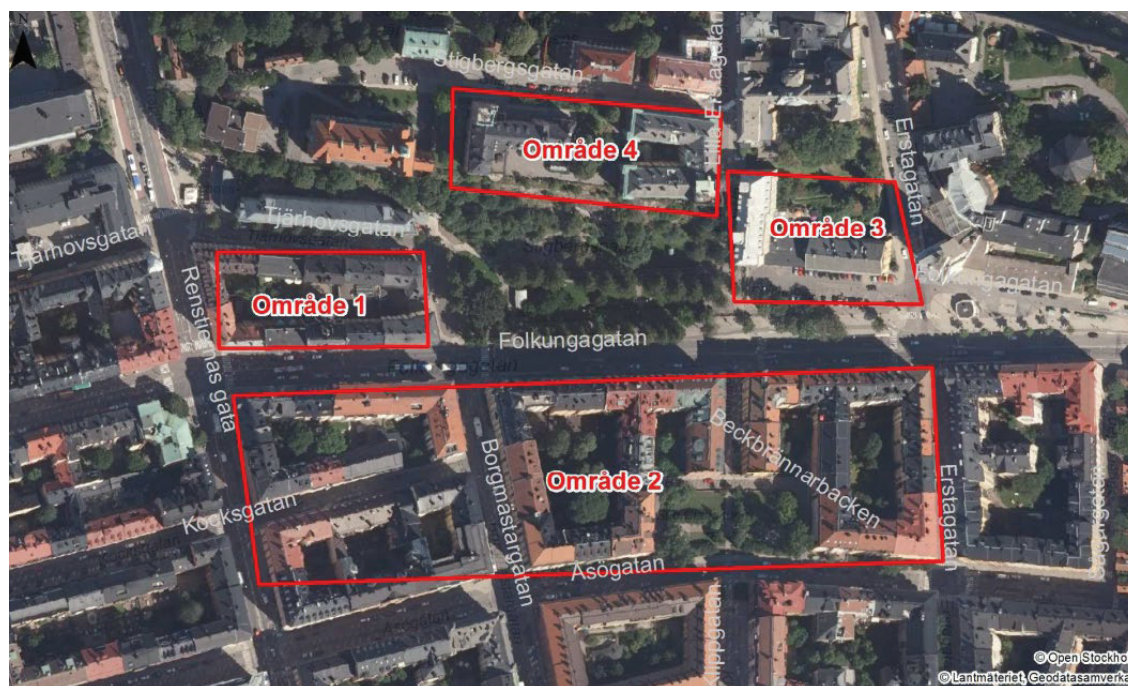
Nedan redovisas några av de mest betydelsefulla funktionskraven avseende stödkonstruktioner:

- Kravdokument för tillfälliga stödkonstruktioner:
 - SS-EN 1997-1 inkl. Nationell bilaga BFS 2011:10 – EKS 10 och TK Geo13 TDOK 2013:0667.
 - Pålkommisionens Rapport 107 – Sponthandboken 2018.
- Teknisk livslängd 10 år.
- Säkerhetsklass 2 (SK2) och Geoteknisk kategori 3 (GK3).
- Stödkonstruktioner ska dimensioneras/beräknas med numerisk analys med etablerat datorprogram för geotekniska beräkningar.
- Omgivningspåverkan:
 - Rörelsekrav:
 - Max. tillåtna deformationer bakom stödkonstruktioner ska vara 50 mm radiellt.
 - Max. tillåtna deformationer för befintliga VA-ledningar bakom stödkonstruktioner ska vara 30 mm radiellt.
 - Grundvattentrycknivåer enligt avsnitt 5.2 nedan.
- Stödkonstruktionens anslutning mot berg ska säkras mot bergutfall genom en förankrad kantbalk. Teoretiskt minsta avstånd av 1 meter mellan stödkonstruktion och bergschakt.
- Yt- och grundvatten samt täthetskrav:
 - Ytvatten ska avledas från schakten
 - Öppningar/hål i stödkonstruktionen, ex. staghål, ska tätas omedelbart för att begränsa inläckage av grundvatten.
 - Stödkonstruktionens täthet och dess anslutning mot berg ska verifieras genom provpumpning. Schakt under grundvattenytan ska inte påbörjas innan beställaren har lämnat sitt godkännande. Se även avsnitt 5.2.
- Område för tillfällig nyttjanderätt, vilket innebär en begränsning avseende utbredning av stagförankringar.

3 BEFINTLIGA BYGGNADER OCH ANLÄGGNINGAR

3.1 Byggnader

Med hänsyn till risken för omgivningspåverkan har fyra områden identifierats enligt Figur 4.



Figur 4. Byggnader och dess grundläggningar i den närmaste omgivningen.

- Område 1 - byggnader bestående av flerfamiljshus med plattgrundläggning (stenmurar) på lera.
- Område 2 – byggnader bestående av flerfamiljshus med plattgrundläggning med murar eller plintar på friktionsjord eller berg.
- Område 3 - Ersta sjukhus med plattgrundläggning eller plintar på berg.
- Område 4 – byggnader med plattgrundläggning eller grundmurar på berg.

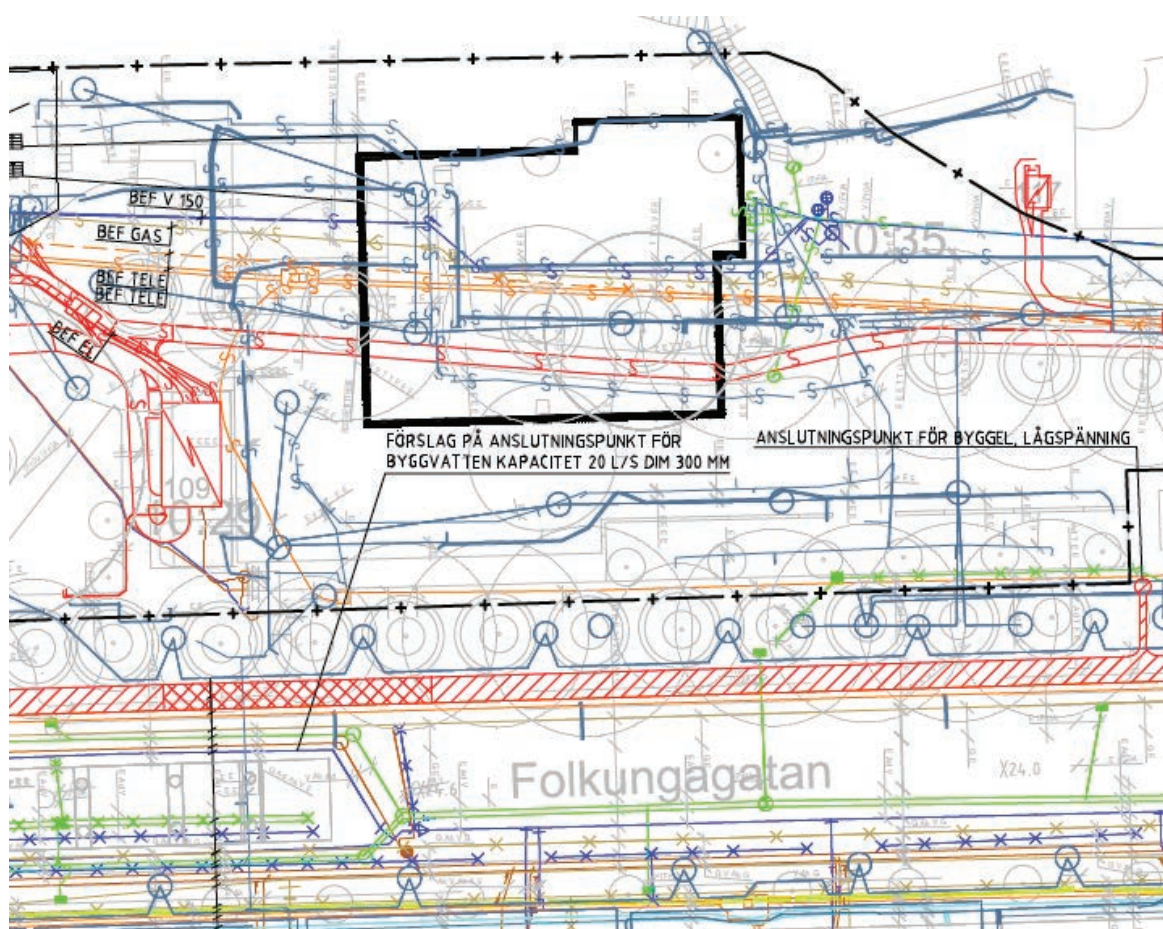
Baserat på ovanstående är förutsättningarna att betrakta som gynnsamma och det är endast område 1 som har grundvattenkänsliga grundläggningar.

I övrigt kan eventuellt även vibrationsalstrande arbeten påverka byggnader med plattgrundläggning på kohesions-/friktionsjord.

3.2 Befintliga ledningar

Befintliga ledningar i läget för planerad stationsbyggnad har tagits bort i samband med förberedande arbeten.

I den närmaste omgivningen finns ett flertal markförlagda ledningar, VA-brunnar och energibrunnar, se Figur 5.



Figur 5 Befintliga ledningar i mark, innan entreprenadstart.

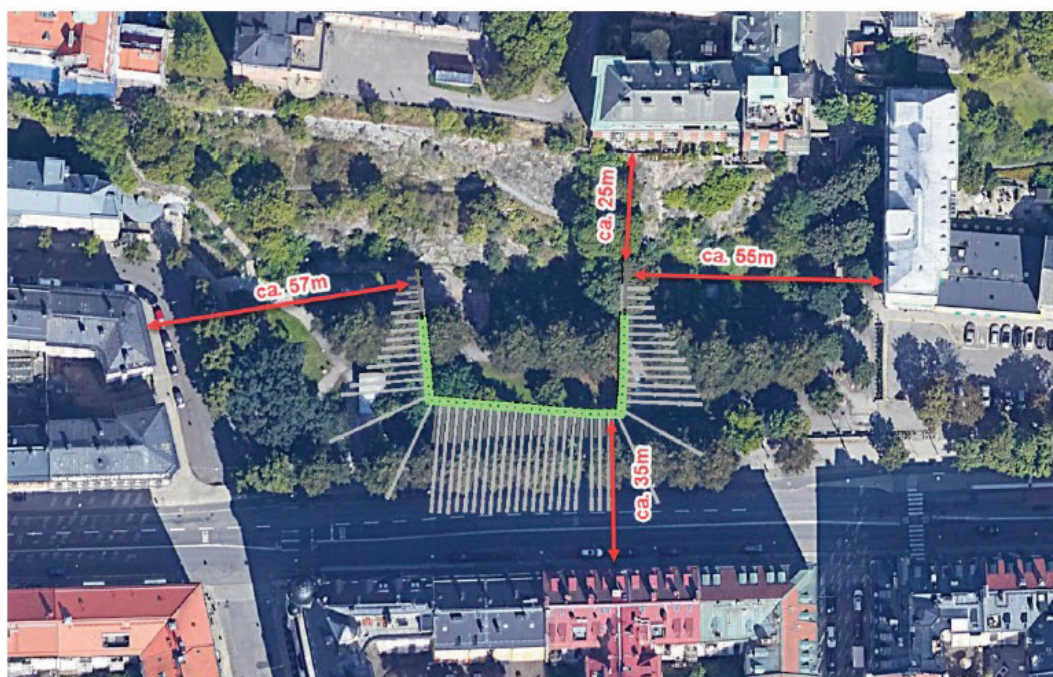
4 MARKFÖRHÅLLANDEN

Nedan redovisas markförhållandena som har legat till grund för projektering, dimensionering och utförande.

4.1 Topografiska förhållanden

Topografin och markytans beskaffenhet har förändrats från sitt befintliga skick för att möjliggöra utförandet av stödkonstruktioner och byggnation av stationen. Den närmaste omgivningen utgörs av urban parkmiljö omringad huvudsakligen av gator och byggnader.

Se Figur 6 beträffande befintliga förhållanden före entreprenadstart. Notera även den höga befintliga bergsslätten utmed norra sidan där alltså ingen stödkonstruktion har krävts. Dock har kompletterande bergförstärkning utförts inför start av bergschakt för stationsbyggnaden.



Figur 6 Illustration som visar planerade stödkonstruktioner före start av arbetena.

Före installation av sekantpåleväggen utfördes även en arbetsplattform på nivå +23,5, se Figur 7.



Figur 7 Arbetsområde och befintlig bergslänt utmed norra sidan.

4.2 Geotekniska förhållanden i jord

Jordlagerföljden utgörs generellt av fyllning på lera som underlagras av friktionsjord på morän på berg. I områdets norra del finns berg i dagen.

Fyllningens mäktighet varierar mellan 0,5 och 4 m och består huvudsakligen av friktionsjord med inslag av byggnadsrester och organiskt material.

Lerlagrets mäktighet varierar mellan 0 och 3 m. Enligt utförda undersökningar är leran varvig och innehåller sandskikt. Leran har en låg skjuvhållfasthet (20–25 kPa).

Friktionsjordens mäktighet varierar över området mellan 0,5 och 12 m och utgörs överst av siltig sand med en medelhög relativ fasthet som övergår till en grusig sand.

Moränens mäktighet uppgår till som mest ca 13 m. Moränen är sandig/siltig och är bedömd som fast lagrad.

Block och stora block har påträffats på olika djup i jordprofilen.

Enligt utförda jord-bergsonderingar varierar djupet till bedömt berg mellan berg i dagen i norr till ca 19 m i söder. Berget lutar generellt i genomsnitt 45°, i nordsydlig riktning. Släntberg förekommer således inom hela arbetsområdet.

Det största djupet till berg, på 25 m, har påträffats i Folkungagatan.

4.3 Geotekniska förhållanden i berg

Enligt utförd geologisk kartering domineras bergmassan i området av en medelgrovkornig sedimentådergnejs som mot djupet övergår i en grovkornig granit.

Tre huvudsprickgrupper har tolkats inom området för station Sofia.

Den första utgörs huvudsakligen av sprickor med ost-västlig strykning där stupningen varierar från moderat till vertikalstupning (60°- 90°) i sprickor med östlig strykning. Sprickor med västlig strykning har uppmätts i mindre utsträckning än de med östlig strykning, och stupar moderat till brant (60°-80°).

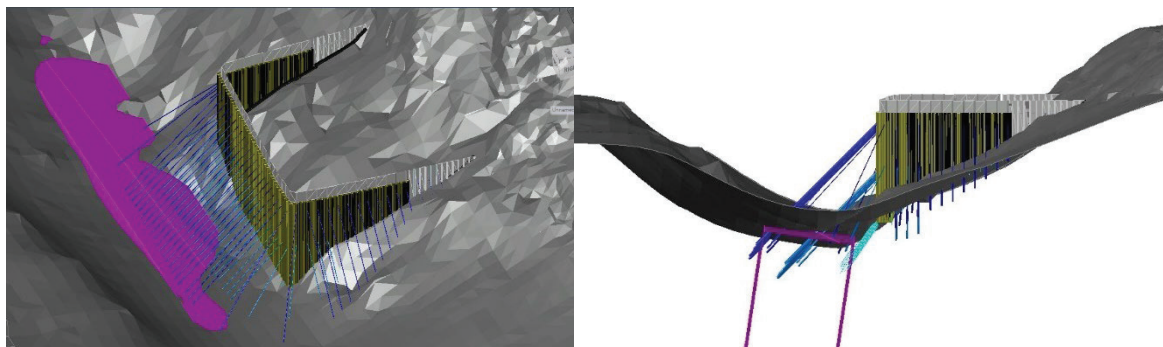
Den andra dominerande sprickgruppen utgörs av sprickor med nord-sydlig strykning med brant stupning.

En tredje sprickgrupp utgörs av horisontella sprickor med stupning upp till 15°. Sprickor med denna orientering är underordnade de två andra sprickgrupperna. Slumpvisa sprickor med en stor variation i orientering förekommer med hög frekvens. Det kan ha en stor betydelse lokalt eftersom dessa, i en mindre skala, kan ge upphov till att fler sprickgrupper identifieras.

Den naturliga foliationen följer den dominerande huvudstrukturen i området och sammanfaller med sprickgruppen som utgörs av sprickor med ost-västlig orientering.

I Folkungagatan finns även en längsgående svaghetszon vars bedömda läge baserat på kärnbörning och geologisk kartering i underliggande bergtunnlar framgår av Figur 8.

Baserat på de låga RQD-värdena mellan 10 och 30 % i kombination med krossat berg har det antagits att ett värde på $RMR_{bas} \leq 30$, d.v.s. ett dåligt till mycket dåligt berg i svaghetszonen.



Figur 8 Illustrationer avseende bedömt läge av svaghetszonen (magenta).

4.4 Hydrogeologiska förhållanden

Inom arbetsområdet finns endast ett undre grundvattenmagasin i friktionsjorden under leran. Något grundvatten i fyllningsjorden ovan leran har inte påträffats.

Grundvattentrycknivån i det undre magasinet varierar mellan +15,5 och +17,5 i läget för planerad schakt, vilket innebär att trycknivån inte når upp till lerans underkant.

Dimensionerande grundvattentrycknivå för stödkonstruktionen är +18,3.

Grundvattnets strömning sker från områdena med högre bergnivåer, i norr respektive söder och ner mot Folkungagatan för att sedan fortsätta österut längs med Folkungagatan och vidare mot Stadsgårdskajen. Den hydrauliska gradienten har bedömts till ca 0,25 %.

4.5 Miljötekniska förhållanden i jord och grundvatten

I läget för stödkonstruktionen och schakten har jorden bedömts vara förorenad ned till nivå +19. Även grundvattnet har bedömts innehålla föroreningar.

5 VAL AV STÖDKONSTRUKTION

Med hänsyn till gällande funktionskrav, markförhållanden och risk för omgivningspåverkan har följande stödkonstruktioner valts:

- Borrade glesspont vid schakt ovan grundvattenytan (redovisas inte i föreliggande artikel).
- Sekantpålevägg vid schakt under grundvattenytan.
- Båda stödkonstruktionerna är bakåtförankade i berg.

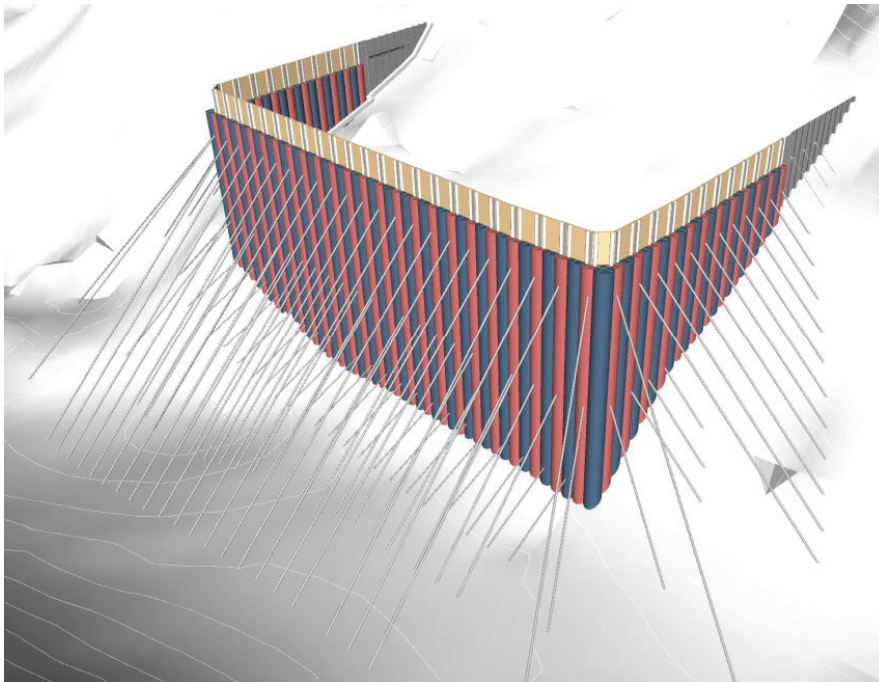
Motiv till val av sekantpålevägg baserades främst på omfattningen av block i jorden, dess skonsamhet med hänsyn till omgivningen (GK3) och stort jorddjup samt med hänsyn till ett högt ställt krav på vattentäthet. Sekantpålarna har främst installeras

genom rotationsborrning, dvs minimal omgivningspåverkan från borrningen i jämförelse med hammarborrning.

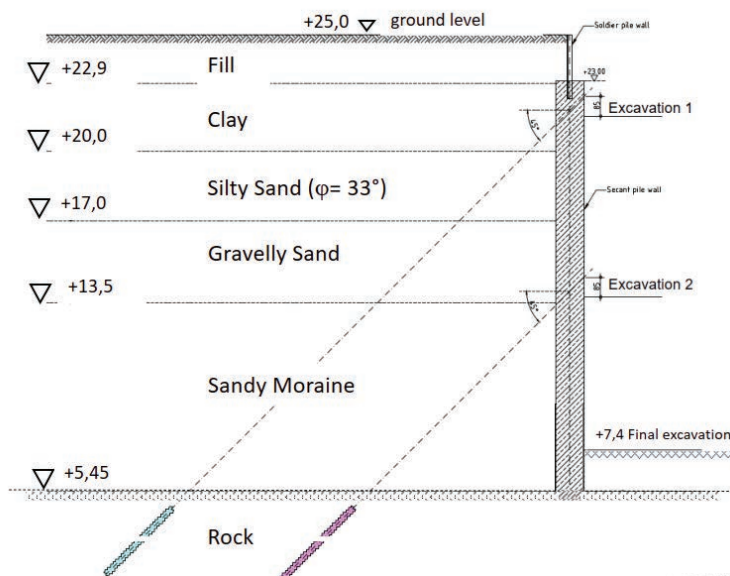
En annan stor fördel med en sekantpålevägg är dess höga styvhet, vilket gör att antalet förankringsnivåer kan reduceras, vilket har varit av stort värde i detta fall.

5.1 Utformning av teknisk lösning för sekantpålevägg

Sekantpåleväggen utgörs av 90 grävpålar med längder mellan ca 6 och ca 20 meter, se Figur 9. Figur 10 redovisar beräkningssektion för södra väggen.

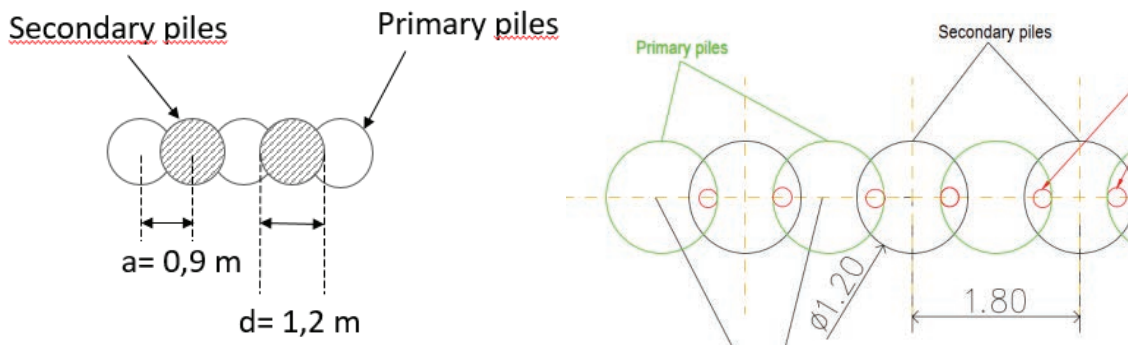


Figur 9 Illustration av sekantpålevägg och borrad glesspont.



Figur 10 Beräkningssektion för södra väggen (dim. gv-nivå +18.3).

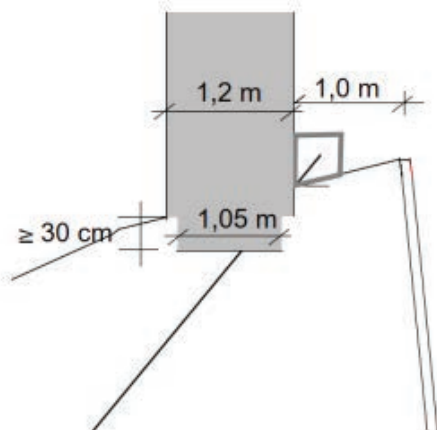
Grävpålarna, \varnothing 1,2 m, har centrumavstånd 0,9 m där varannan påle (sekundär) är armerad. Överlappet mellan respektive påle är 0,3 m. Betongkvalitet för primärpåle C12/15 och för sekundärpåle C30/37. Se även Figur 11.



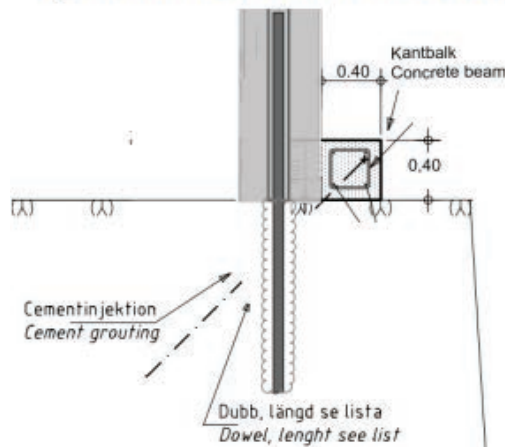
Figur 11 Utformning av sekantpållevägg (vänster). Respektive sekundärpåle är armerad inklusive två stålrör för utförande av ridåinjektering av underliggande berg (höger) samt eventuell dubbning i berg.

Varje sekantpåle är inborrad i berg, min. 0,3 m fullt tvärsnitt, för att hantera både vertikala och horisontella laster samt för att säkerställa en "vattentät" anslutning mot bergytan, se Figur 12.

1) embedding in rock



2) dowel solution as an alternative

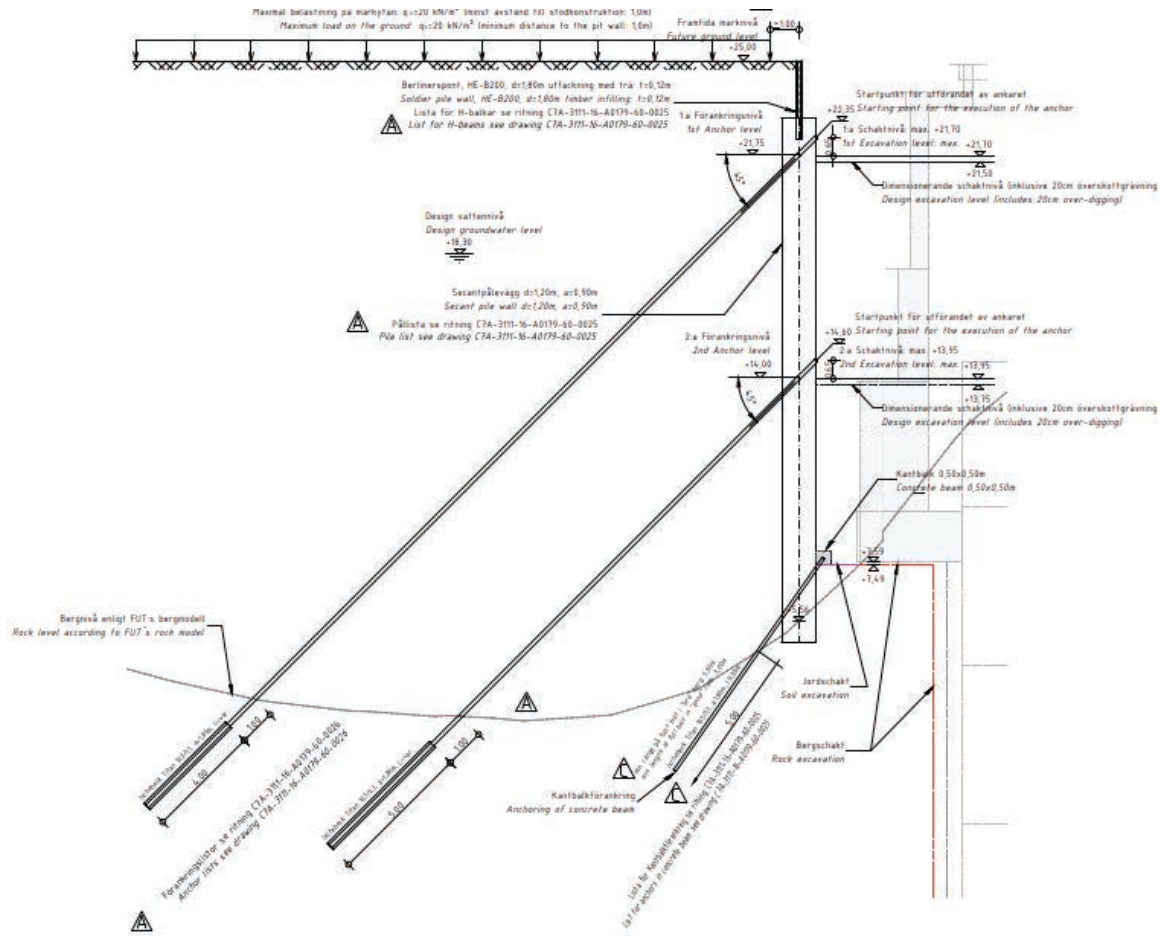


Figur 12 Krav på minsta inbörningsdjup i berg (vänster) och alternativ lösning genom dubbning (höger). Dubbning har inte utförts.

5.1.1 Stagförankringar

Sekantpålleväggen är bakåtförankrad med som mest två nivåer enligt Figur 13. Förankringslängderna i berg varierar mellan 4 och 5 m.

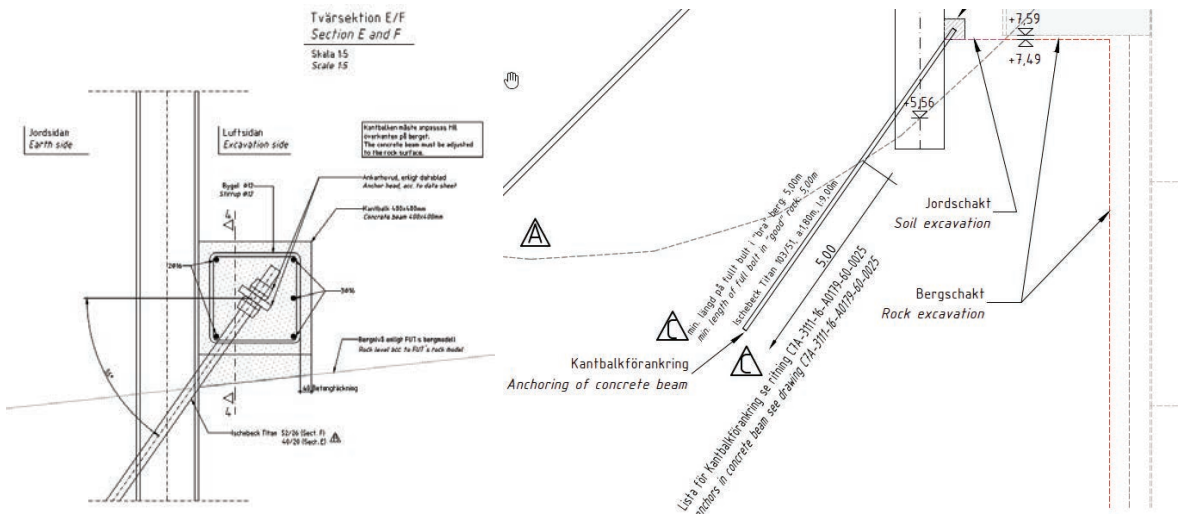
Stagförankringarna utgörs av självborrande stag av typ Ischebeck Titan med dimensionerna 103/72, 103/51 och 103/43. Förspänningslasten varierar mellan 900 kN och 1435 kN.



Figur 13 Sektion för sekantpålevägg utmed södra sidan.

5.1.2 Förankrad kantbalk av betong

Vid behov har en förankrad kantbalk av betong utförts vid bergschakt intill sekantpåleväggen enligt Figur 14.

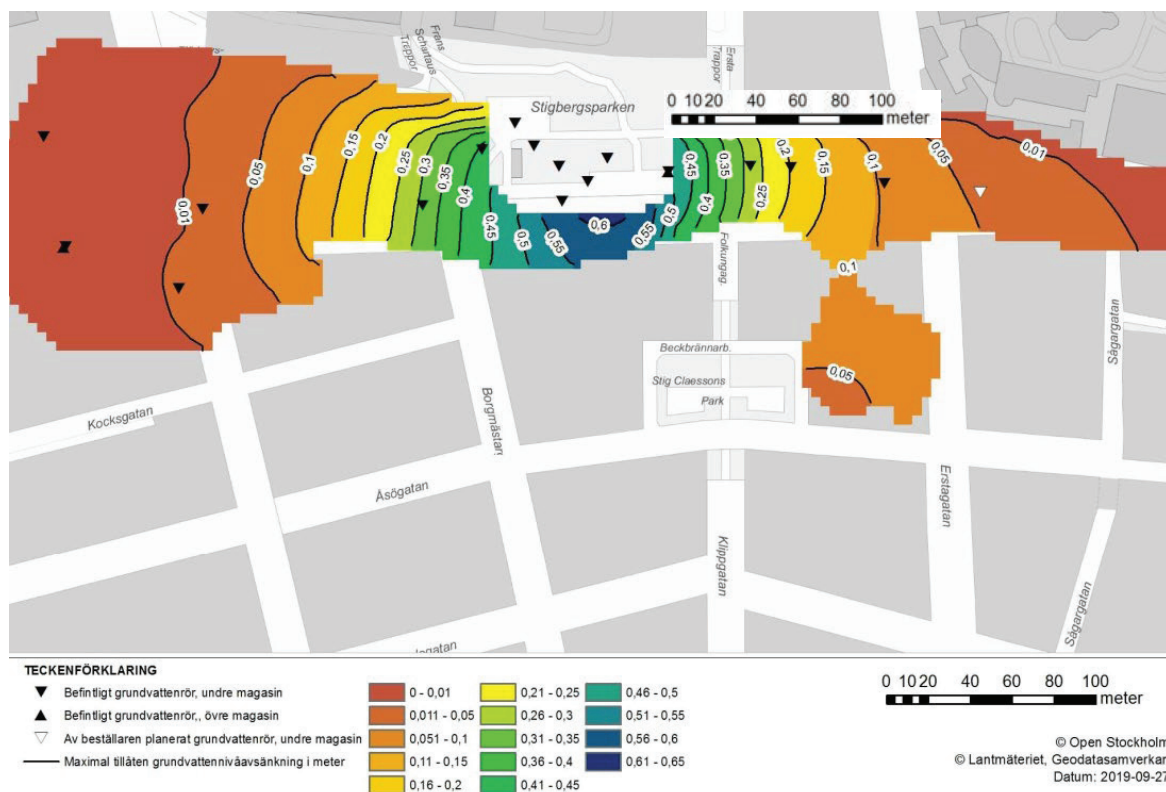


Figur 14 Detalj och sektion avseende förankrad kantbalk.

5.2 Täthetskrav för tätskärm

Täthetskrav för sekantpåleväggen/tätskärmen har angetts som en högsta tillåten grundvattenavsänkning i samband med en provpumpning enligt Figur 15.

Kravet för att få påbörja schaktarbeten under grundvattenytan har varit att tätheten ska verifieras genom en funktionskontroll (provpumpning), se avsnitt 6.4 nedan.



Figur 15 Högsta tillåtna grundvattensänkning under provpumpning.

6 UTFÖRANDE AV SEKANTPÅLEVÄGG

De geotekniska förutsättningarna har varit extremt utmanande, vilket påverkat svårighetsgraden att installera sekantpåleväggen väsentligt.

Utmaningarna inkluderar inbörning i kraftigt lutande berg, genomborrning av både block och stora block (>630 mm) och uppfyllande av krav på borrhinstoleranser för att säkerställa överlappande pålar från topp till botten.



Figur 16 Bild visande tidpunkt för schakt ned till ankarnivå 2 samt pågående raise-borring för hisschakt.

Därutöver har borring av stagförankringarna, utöver svåra jordförhållanden, inbegripet utmaningar att avgöra övergången mellan jord/berg samt hantering av svaghetszonen i Folkungagatan.

Med hänsyn till den lutande bergytan har en provpålning utförts med syfte att optimera tillvägagångssättet att borra in respektive sekundärpåle, fullt tvärsnitt, minst 0,3 m i bedömt berg med kravställd bergkvalitet.

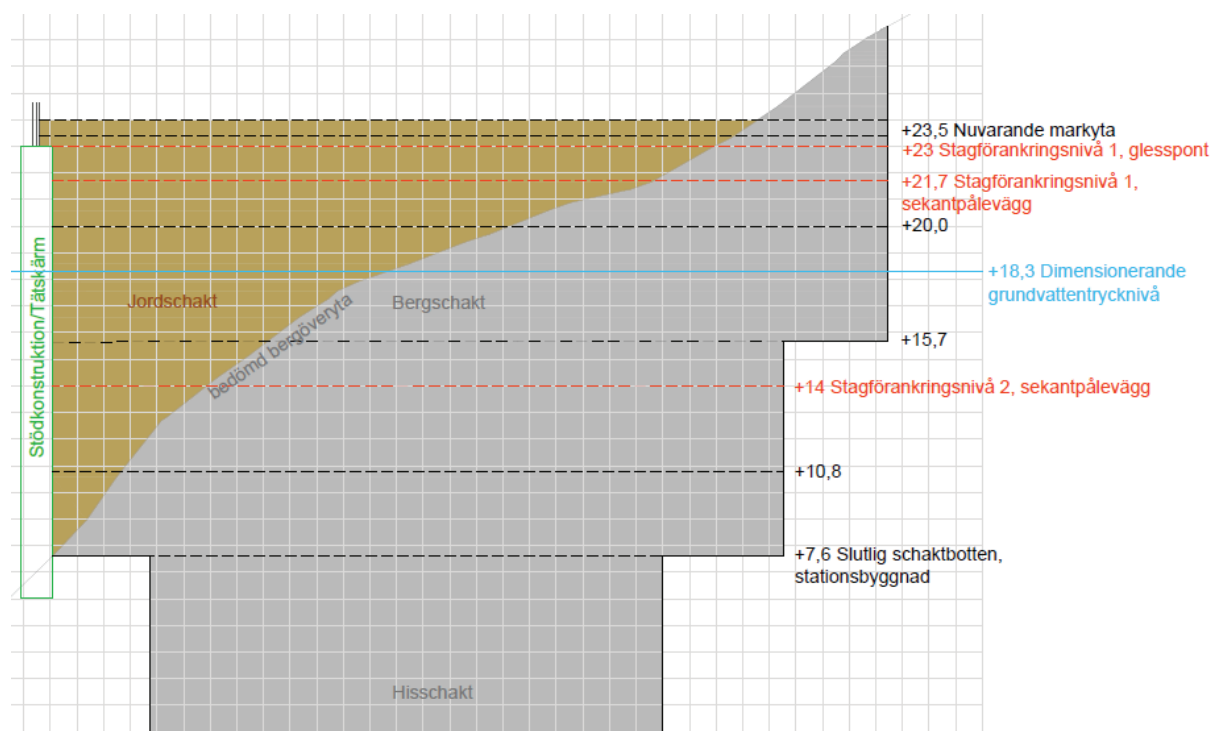
- Provpålning för verifiering av arbetsmetodik för inborring av borrhör och påle (rock socketing) i bedömt berg. Se vidare avsnitt 6.4.1 nedan.
- Utvärdering av provpålning och vid behov justering av arbetsmetodik.

Trots denna provpålning har det varit en av de största utmaningarna i samband med installationen både med avseende på tid och verifiering samt med hänsyn till den höga kostnaden för bergborring.

Resultatet efter avslutad schakt har dock visat att samtliga pålar är nedförda minst 0,3 m i berg och i genomsnitt mer. Att samtliga sekundärpålar med hög sannolikhet var nedförda på berg av god kvalitet före schakt har även verifierats i samband med borring, via förinstallerade stålrör, för underliggande ridåinjektering. Se även Figur 27 nedan.

6.1 Arbetsgång avseende jord- och bergschakt samt grundvattensänkning

I Figur 17 nedan framgår de huvudsakliga schaktetapperna i förhållande till installation av stagförankringar och grundvattensänkande åtgärder. Schakten har inbegripit ca 9 700 m³ jordschakt och ca 10 600 m³ bergschakt (50/50). Av figuren framgår även att jord- och bergschakt har behövt utföras simultant med hänsyn till den lutande bergytan, samt att endast stagförankringsnivå 2 är belägen under grundvattenytan.

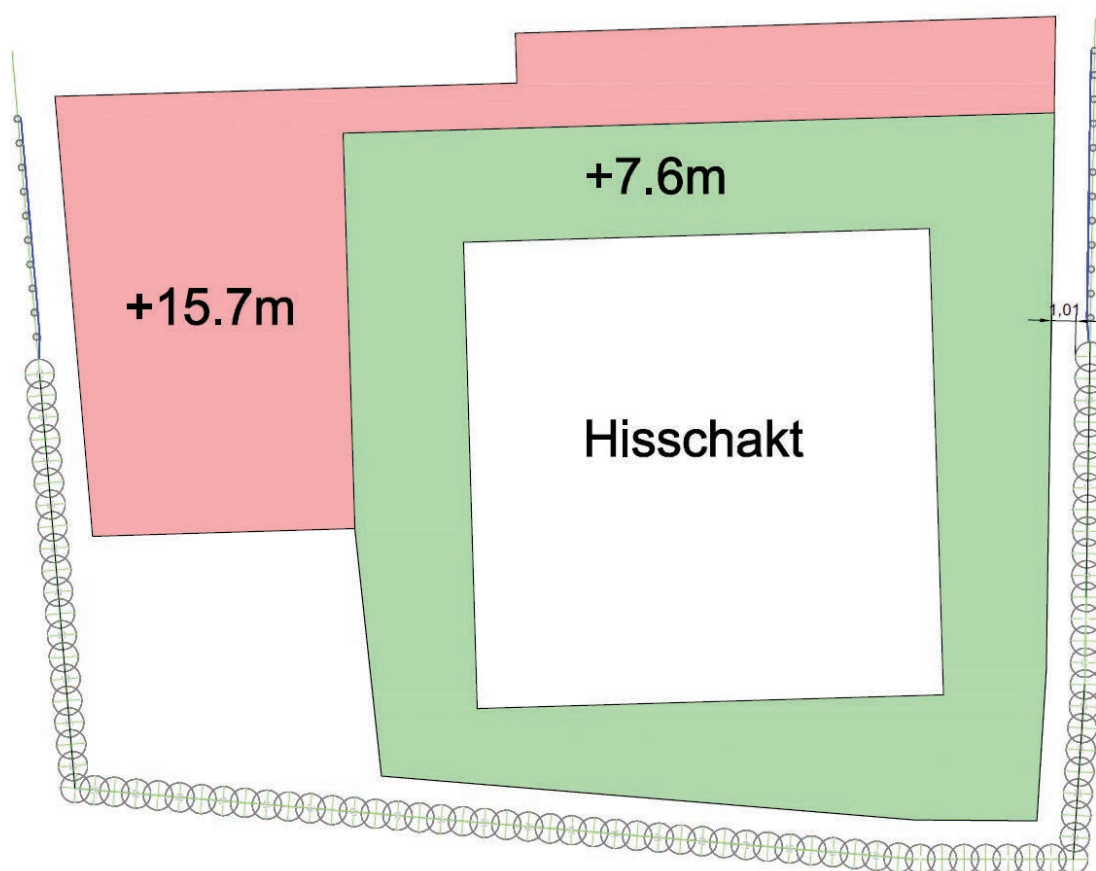


Figur 17 Skiss avseende arbetsgång vid jord- och bergschakt inklusive bakåtförankring samt grundvattensänkande åtgärder.

Före start av schaktarbetena har ridåinjektering utförts av underliggande berg dels från avtäckt bergyta utmed norra sidan, dels via foderrören i respektive sekundärpåle. Därefter utfördes schakt ovan grundvattenytan för installation av stagförankringsnivå 1. Från denna nivå utfördes även funktionskontroll av tätskärmen, se avsnitt 6.4 nedan.

Jordschakten har även krävt hantering av förekommande markföroreningar samt hantering av länshållningsvatten.

I Figur 18 framgår grundläggningsnivåerna på berg för stationsbyggnaden i relation till hisschaktet.



Figur 18 Skiss som redovisar grundläggningsnivåer för stationsbyggnaden i förhållande till hisschakt.

6.2 Maskinutrustning för sekantpålning

För installation av sekantpåleväggen har två bormaskiner använts enligt följande.

En bormaskin (maskin 1) från maskintillverkaren Liebherr, LB36-410, utrustad med ett Kelly-system (teleskopisk borrstång) för rotationsborrning med borrhör (foderrör) ned till bergöverytan. Maskinen har en masthöjd på ca 26 meter och en vikt på ca 115 ton. Se Figur 19.

Efter att borrhöret (maskin 1) inborrats i berg har underborrning i berg (rock socketing) utförts hammarborrning. För inborrning av sekantpålarna har en bormaskin (maskin 2) från maskintillverkaren Bauer, BG28, utrustad med luftdriven sänkborrhämmare, Ø 1050 mm, använts. Maskinen har en masthöjd på ca 22 m och en vikt på ca 84 ton. Se Figur 19.

Hammarborrning har även krävts för vid behov genomborrning/sönderdelning av stora block inuti borrhöret som inte kunnat schaktas ur med verktyg enligt nedan. Se även Figur 21.



Figur 19 Maskin 1 (vänster) för neddrivning av foderrör till berg. Maskin 2 (höger) för inborrning av sekantpålarna i berg samt vid behov genomborrning av stora block.

Med hänsyn till omfattningen av friktionsjord har alltså borrhör (foderrör $\text{\O}y$ 1220 mm och $\text{\O}i$ 1180 mm) krävts enligt Figur 20. Verktyg för urschaktning har utgjorts av olika typer av skruvar (auger) och borrhäppor (drilling bucket).



Figur 20 Borrhör för urschaktning av jord ned till bergöverytan.



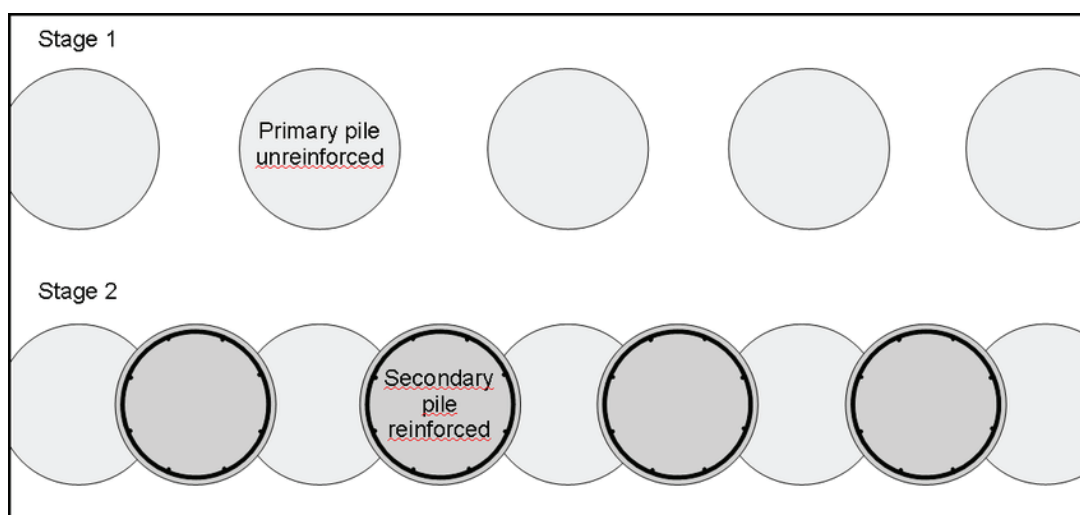
Figur 21 Bild visande omfattningen av stora block (>630 mm).

6.3 Utförande av sekantpålsvägg

Nedan redogörs för hur sekantpålsväggen utförts.

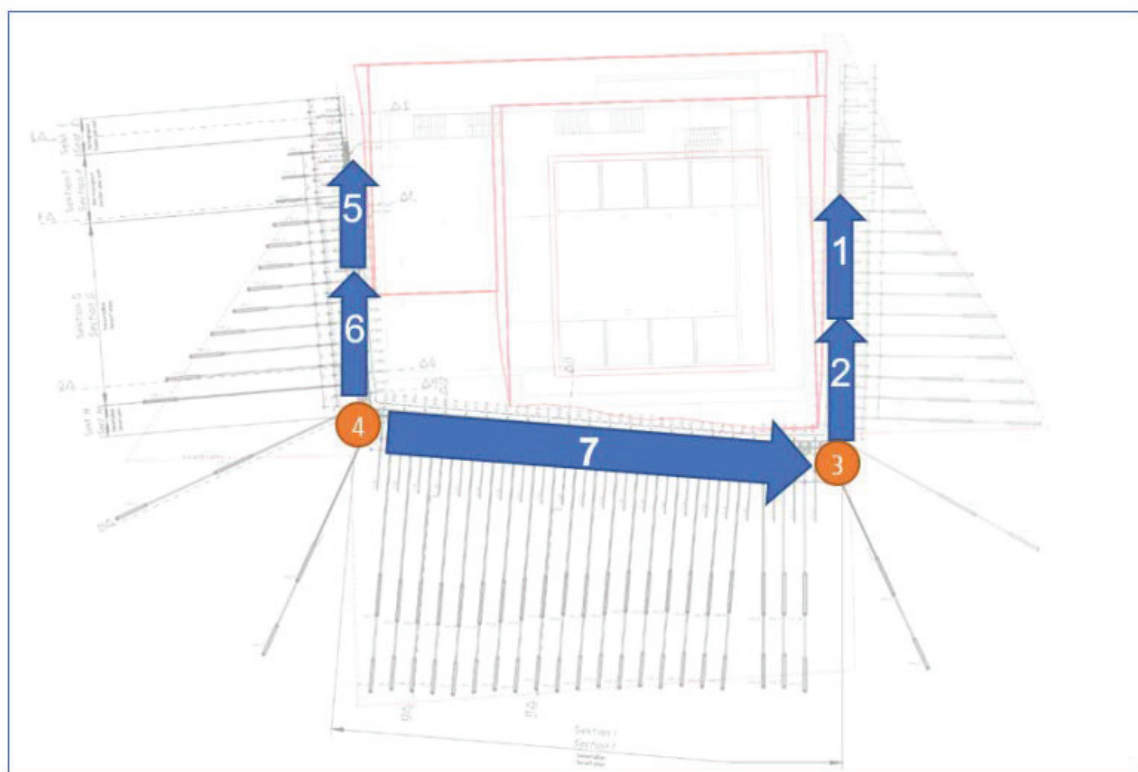
6.3.1 Utförandeordning och installationssekvens för sekantpålsvägg

I samband en sekantpålsvägg utförs först de oarmerade primärpålarna och därefter de armerade sekundärpålarna, se Figur 22.



Figur 22 Utförandesteg avseende installation av primärpål (primary pile) respektive sekundärpål (secondary pile).

För utförande av sekantpålsväggen har en installationssekvens enligt Figur 23 nedan följts. Dvs sekantpålarna utmed den södra sidan med störst jorddjup har utförts sist.



Figur 23 Skiss avseende installationssekvens. Sekvens 3 och 4 utgör hörnpålar som har borrats två gånger med syfte att säkerställa god och vattentät anslutning av södra väggen mot västra respektive östra väggen.

6.3.2 Installation av sekantpåle

Respektive sekantpåle har installerats enligt följande förfarande:

- Nedborrning och successiv urschaktning samt inborrning av hela borrhöret i bedömt berg i sekvens primär/sekundär.
- Vidare inborrning, utan borrhör, av pålfoten (fullt tvärsnitt) i berg sk ”rock socketing” med luftdriven sänkhammarborr (Ø 1050 mm).
 - Installationsdjup för primärpålar har utgjort underlag för inborrningsdjup av sekundärpålar i bedömt berg.
- Kontroll av borrningsavvikelse och inmätning av påltopp.
- Rengöring av botten av respektive sekantpåle med ”cleaning bucket” och vid behov utpumpning av bottensediment med luft (air-lifting).
- Gjutning av primär- och sekundärpålar.
 - Sekundärpålar förses med armeringskorg inklusive foderrör för ridåinjektering av underliggande berg och eventuella bergdubb.
 - Installation av ståndarbalk för vidare träutfackning för relevanta sekantpålar.

6.3.3 Installation av armeringskorg i sekundärpåle

Armeringskorgarna har levererats förtillverkade till arbetsplatsen. Korgar som hade en total längd >12 m levererades i två delar (överkorg/underkorg) som har sammanfogats på plats före installation.

Armeringskorgen förseddes även med påsvetsade distanser för att säkerställa att korgens vertikalitet och centrering i borröret före gjutning samt för att uppfylla krav på täckande betongskikt.

När korgarna hade sammanfogats lyftes korgen med mobilkran och korgen sänktes därefter ned i slutgiltig position i sekundärpålen.

I botten av korgarna har de förinstallerade foderrören pluggats med plastlock innan installation, för att förhindra att rören skulle fyllas med betong under gjutning.



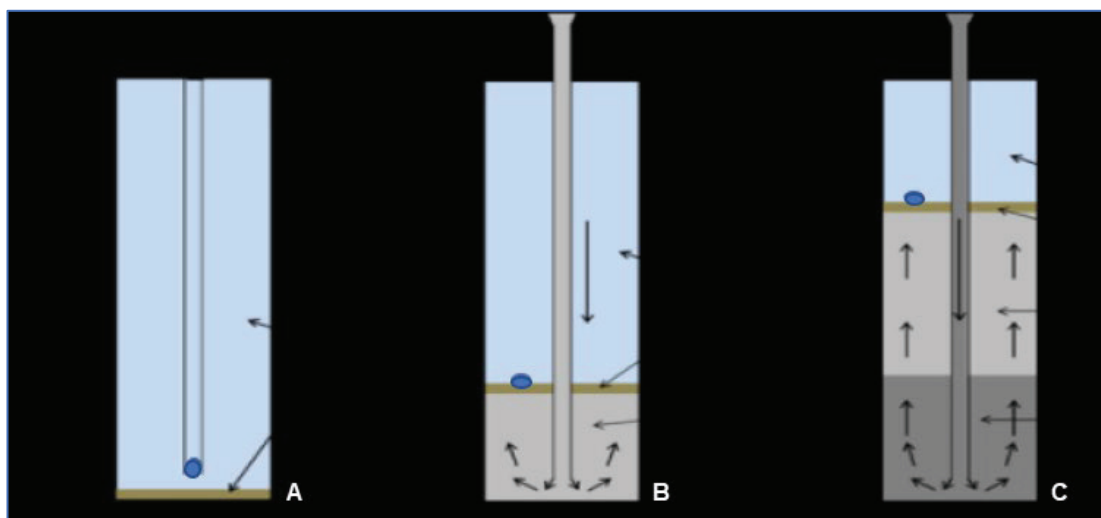
Figur 24 Armeringskorg till vänster och till höger botten av armeringskorg.

6.3.4 Gjutning av sekantpåle

Pålarna har gjutits med färdigblandad betong av föreskriven kvalitet för primärpåle respektive sekundärpåle.

Gjutning har utförts genom undervattensgjutning (Tremie concreting) med system bestående av skarvade stålrör, Ø 220 mm, i sektioner om 3 m.

Efter rengöring har gjutröret förts ned till botten av botten av sekantpålen. Därefter har gjutning av pålen utförts genom att successiv uppdragning av gjutröret i takt med betong fylls på. I samband med uppdragning av borrör och gjutrör har kontroller utförts för att säkerställa rören alltid varit lägre gjutfronten för att inte äventyra pålarnas integritet.



Figur 25 Illustration avseende gjutprocessen för respektive sekantpåle.

6.3.5 Installationstoleranser

För att uppnå en kontinuerlig och ”vattentät” sekantpålevägg i horisontalled har följande toleranser legat till grund för utförandet av sekantpåleväggen.

Ansättningstolerans i plan ± 30 mm

Borrnings-/lutningstolerans 1,0 %

För att underlätta och säkerställa ansättningen av respektive sekantpåle har en bormall av betong utförs inför installationen, se Figur 26.



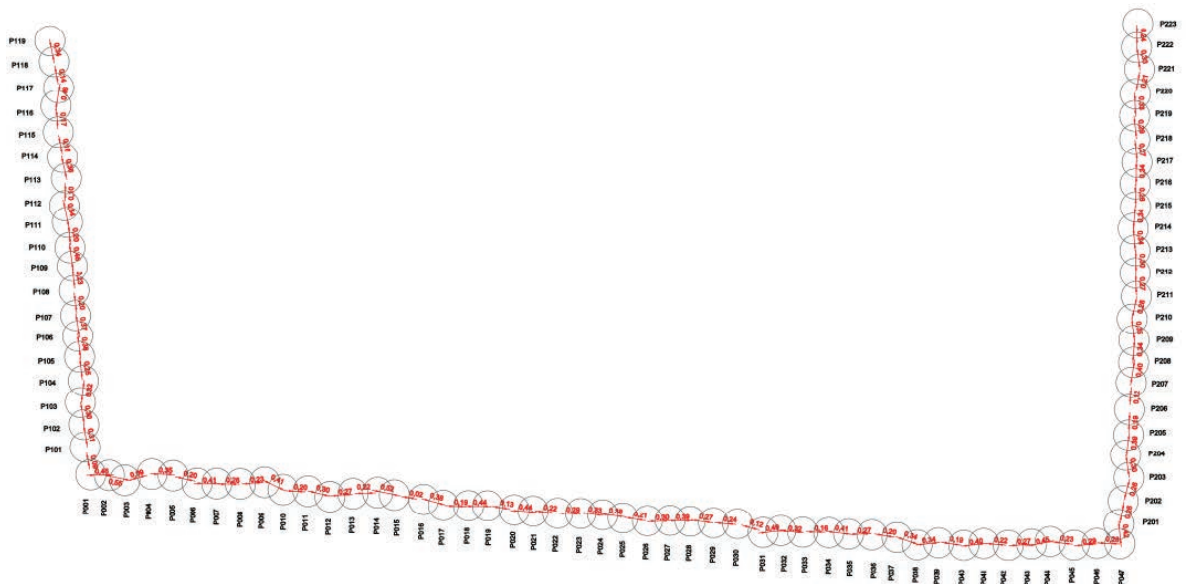
Figur 26 Exempel på typisk bormall för ansättning av respektive sekantpåle.

I samband med utförandet har varje sekantpåle mätts in i påltopp och kontrollerats med avseende på borrningsavvikelse genom inklinometermätning, se Figur 27.



Figur 27 Inklinometermätning för kontroll av borrhingsavvikelse efter avslutad neddrivning av borrhöret.

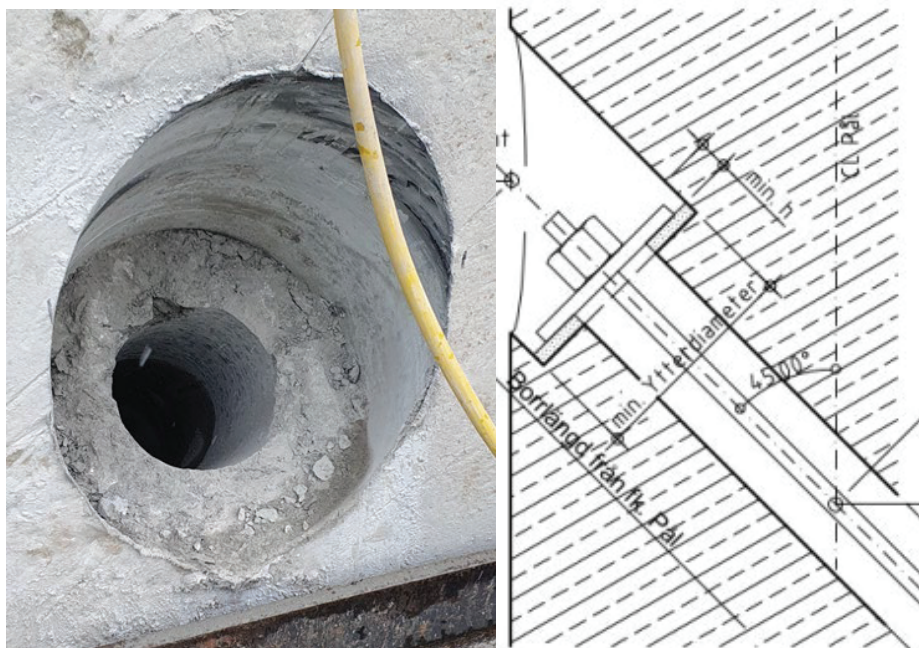
Resultaten visar att toleranserna har innehållits, se till exempel Figur 28 avseende överlapp i botten.



Figur 28 Skiss som baserat inmätning visar att sekantpålarna överlappar varandra i pålbotten.

6.3.6 Installation av stagförankringar

För att kunna installera stagförankringarna krävs först att staggenomföring utförs i respektive sekundär sekantpåle. Genomföringarna har utförts genom håltagning med två dimensioner. Ett mindre hål för staget och ett större hål för montering av ankarplatta, se Figur 29.



Figur 29 Bilder visande utförd håltagning i sekantpålevägg och detalj för staggenomföring.

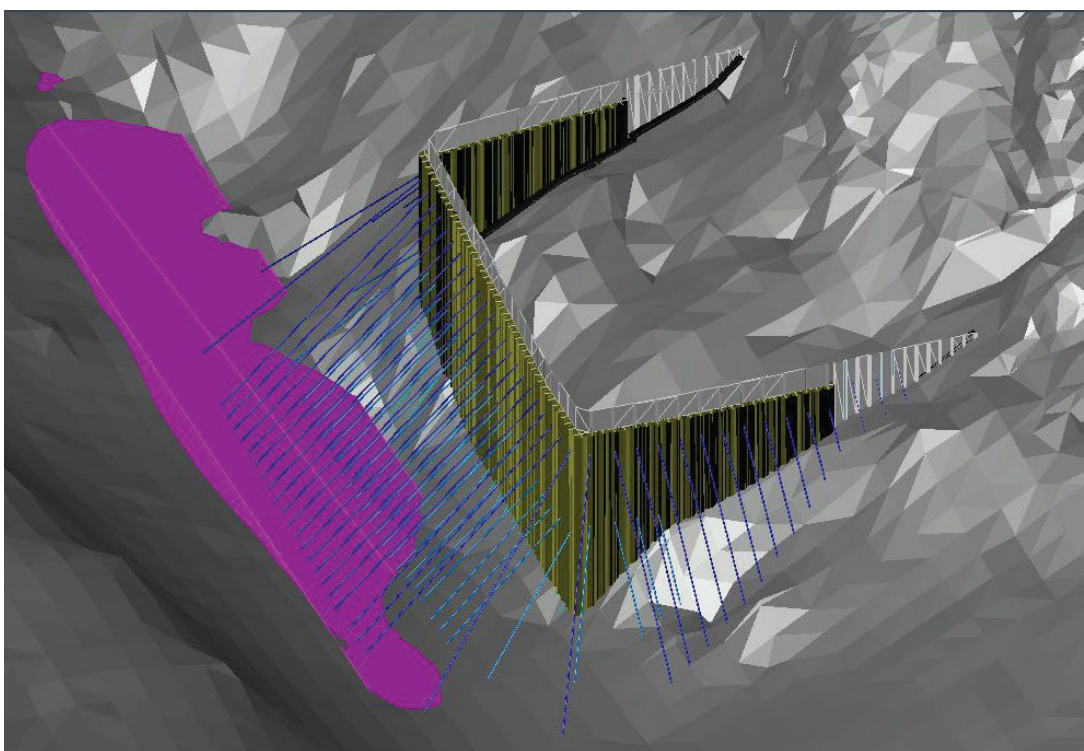
Varje stagförankring har installerats enligt följande samt i enlighet med SS-EN 1537:

1. Håltagning i respektive sekundärpåle.
2. Borrning med topphammare och vattenspolning ned till bedömt berg och vidare inborring i berg enligt krav på förankringszon.
 - a. Några foderrör i jord har alltså inte använts.
 - b. Jordborrningen har varit extremt utmanade med tanke på lutande berg, svaghetszon och den stora mängden block och stora block.
 - c. Baserat på punkten ovan har det även varit en stor utmaning att bedöma övergången mellan jord och berg.
3. Ingjutning i berg genom staget från botten upp med teoretisk volym + 10 %.
 - a. Injekteringsmedel CEM II 42,R, vct 0,45, inklusive krympningshämmande tillsatsmedel.
4. Godkännandeprovning (Acceptance test, metod 1) och i enlighet med SS-EN ISO 22447-5:2018.



Figur 30 Bilder visande installation av stagförankringar.

I Figur 31 framgår hur ogynnsamt svaghetszonen (lila yta) utmed Folkungagatan har sammanfallit med stagens förankringszon i berg utmed södra väggen.



Figur 31 Bedömt läge av svaghetszonen i bergövertytan under Folkungagatan i förhållande till bakåtförankring av sekantpåleväggen.

Det hade förväntats en stor risk för att godkännandeprovningen skulle underkännas för förankringar i svaghetszonen. Inledningsvis var planen att borra igenom svaghetszonen, men det övergavs senare på grund av den utmanande borrhningen. Detta beslut har visat vara lyckosamt i detta fall, eftersom ingen godkännandeprovning underkänts.



Figur 32 Godkännandeprovning på ankarnivå 2 och monterad stagkraftsgivare.

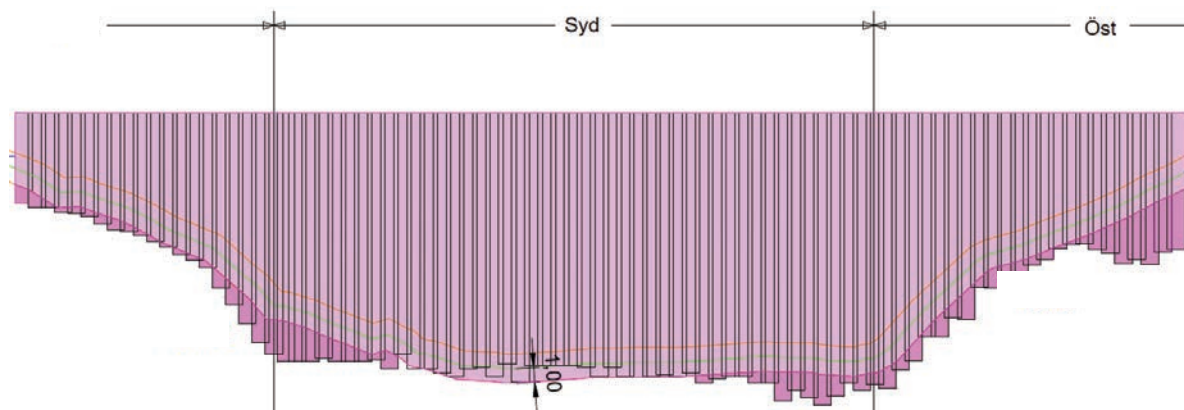
För ankarnivå två har tätning mot inläckande grundvatten via staggenomföringar i sekantpåleväggen utförts både tillfälligt i samband med borrhning och permanent efter godkännandeprovning. Permanent tätning av läckande staghål har utförts med polyuretanharts, se Figur 33.



Figur 33 Till vänster inläckage efter borrhning och till höger tätning efter provdragning och förspänning.

6.3.7 Installerad sekantpålevägg

I Figur 33 redovisas slutligt utförd sekantpålevägg.



Figur 34 Skiss avseende installerad sekantpålevägg i förhållande till bedömd bergyta. Grön linje motsvarar tolkad bergyta. Linjerna över och under grön linje representerar en teoretisk avvikelse ± 1 m från tolkad bergyta.

Av Figur 34 framgår att alla sekantpålar har nedborrats ≥ 1 m djupare än tolkad bergyta. Med hänsyn till den kraftigt lutande bergytan och svårigheten att bedöma när respektive sekantpåle är inborrad minst 0,3 m i berg med fullt tvärsnitt är överensstämmelsen generellt god.

Även ställvis dåligt ytberg har föranlett ett större inborrningsdjup för att säkerställa sekantpåleväggens funktion enligt design.

6.4 Grundvattensänkande åtgärder

6.4.1 Tätskärm

Tätskärm för att täta mot inläckande grundvatten inom Station Sofia i samband med tillfälliga grundvattensänkande åtgärder (bortledning av grundvatten) har utförts enligt följande:

- Tätning av jord ovan berg genom sekantpålevägg inborrad i bedömt berg (totalentreprenad).
- Ridåinjektering av underliggande berg (utförandeentreprenad).

Syfte med tätningen har varit att åstadkomma en kontinuerlig och tillfällig tätskärm i jord ovan berg (stödkonstruktion) och delar av underliggande berg (ridåinjektering) och därmed möjliggöra en temporär grundvattensänkning i samband med utförandet av schakt under grundvattenytan utan risk för skadlig omgivningspåverkan.

Med hänsyn till de stora jorddjupen fanns en risk för uteblivet överlapp mellan respektive sekantpåle på grund av borrhavsavvikelse. En åtgärdsplan har upprättats för att vid behov täta eventuella glapp i sekantpåleväggen. Åtgärden utgjordes av en

kompletterande tätning av jord ovan berg med jetinjektering. Eftersom samtliga sekantpålar har ett erforderligt överlapp har ingen kompletterande tätning krävts.

6.4.2 Funktionskontroll av tätskärm

Ansvarig för genomförandet av funktionskontrollen och kontroll av tätskärmens täthet har varit Geosyntec på uppdrag av Implenia.

Funktionskontrollen utfördes 2023 mellan 25/3 och 4/4 genom provpumpning i borrarade brunnar invändigt i tätskärmen och mätning av grundvattennivåer både på insida och utsida tätskärm, se Figur 35.

På grund av otillräckliga brunnskapaciteter var det inte möjligt att åstadkomma en tillräcklig avsänkning ned till slutlig schaktbotten, för att med säkerhet verifiera tätskärmens täthet. Men resultatet indikerade att så sannolikt var fallet samt att grundvattennivåerna före pumpning var ca 4 m högre på insidan jämfört med utsidan. Därav godkändes tätheten av beställaren under förutsättning att utökad kontroll av grundvattennivåerna utfördes i samband med fortsatta schaktarbeten.



Figur 35 Skiss som visar omfattningen av pumpbrunnar och grundvattenrör i samband med funktionskontroll samt infiltrationsbrunnar.

Fortsatt schaktning och avsänkning på insida tätskärm ned till slutlig schaktbotten har resulterat i att ingen påvisbar påverkan på grundvattennivåerna kunnat konstateras. Dvs sekantpåleväggen/tätskärmen uppvisar en hög vattentäthet, vilket var det förväntade resultatet med tanke på val av teknisk lösning.

6.5 Geoteknisk övervakning

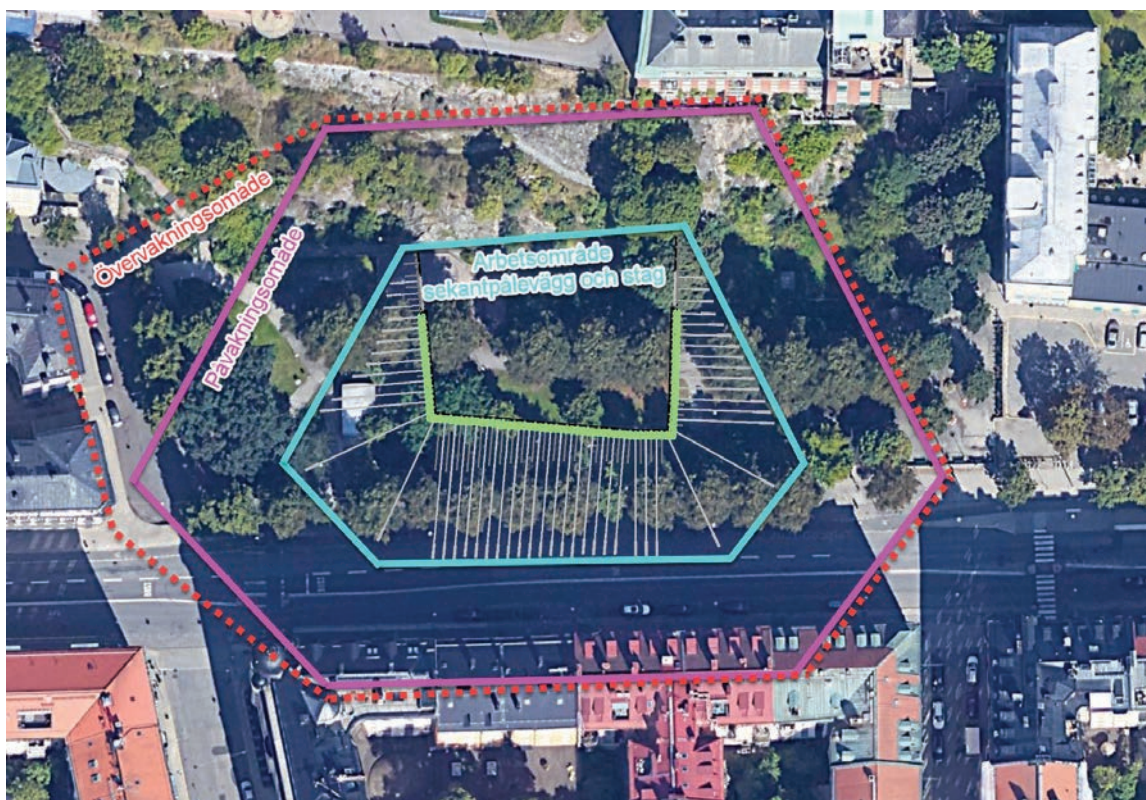
Övervakning har utförts genom både manuell och automatisk mätning. Resultatet från mätningarna har redovisats i dels web-portaler tillhandahållna av beställaren, dels Implenias egen web-portal.

6.5.1 Övervakningsområden

I samband med utförandet har både ett påverkans- och övervakningsområde fastställs enligt följande.

- Påverkansområdet är området inom vilket påverkan bedöms kunna ske till följd av installation av stödkonstruktioner och schaktarbeten.
- Övervakningsområdet är området där kontroller utförs för att påvisa att ingen påverkan sker och/eller har skett utanför påverkansområdet.

Påverkansområdet sattes till 25 m utanför arbetsområdet. Övervakningsområdet är detsamma som för påverkansområdet förutom utmed västra sidan med hänsyn till befintlig grundläggning på lera, se Figur 36.



Figur 36 Skiss som redovisar övervaknings- och påverkansområde. Turkos linje redovisar bedömd utbredning av stagförankringar.

Ett influensområde avseende grundvatten har även bestämts av beställaren i enlighet med gällande miljödom. Influensområdet omfattar hela östra halvan av Södermalm, från Danvikstull till Västgötagatan/Tjurbergsgatan.

All mätning och övervakning av grundvattentrycknivåer inom arbetsområdet och influensområdet har utförts av beställaren genom veckovisa mätning under pågående avsänkning och i övrigt månadsvis.

Implenia har som komplement till ovanstående installerat egna grundvattenrör inom övervakningsområdet för automatisk mätning av grundvattentrycknivåer.

6.6 Larm- och stoppvärden

Nedan anges restriktioner i form av gränsvärden vid övervakning av sättningar/markrörelser och deformationer.

Restriktioner med avseende vibrationer redovisas inte föreliggande artikel. Dock har inga gränsvärden med avseende på vibrationer överskridits.

6.6.1 Restriktioner med avseende på sättningar/markrörelser.

Krav och gränsvärden med hänsyn till omgivande bebyggelse och anläggningar:

- Max. tillåtna deformationer i Stigsbergsparken och i Folkungagatan bakom stödkonstruktioner ska vara 50 mm radiellt.
- Max. tillåtna deformationer för befintliga VA-ledningar bakom stödkonstruktioner ska vara 30 mm radiellt.
- Larm- och stoppvärde för tillåtna deformationer sätts till 30 % respektive 80 % av angivna maximalt tillåtna värden.

Ovanstående medför följande gränsvärden inom påverkansområdet:

- Markrörelser: Larm- och stoppvärde 15 mm respektive 40 mm.
- VA-ledning: Larm- och stoppvärde 9 mm respektive 24 mm.

Enligt bygghandling har inga gränsvärden för angränsande byggnader angetts, men Implenia valde trots det att ansätta gränsvärden för dessa genom ett larm- och stoppvärde på 3 mm respektive 6 mm.

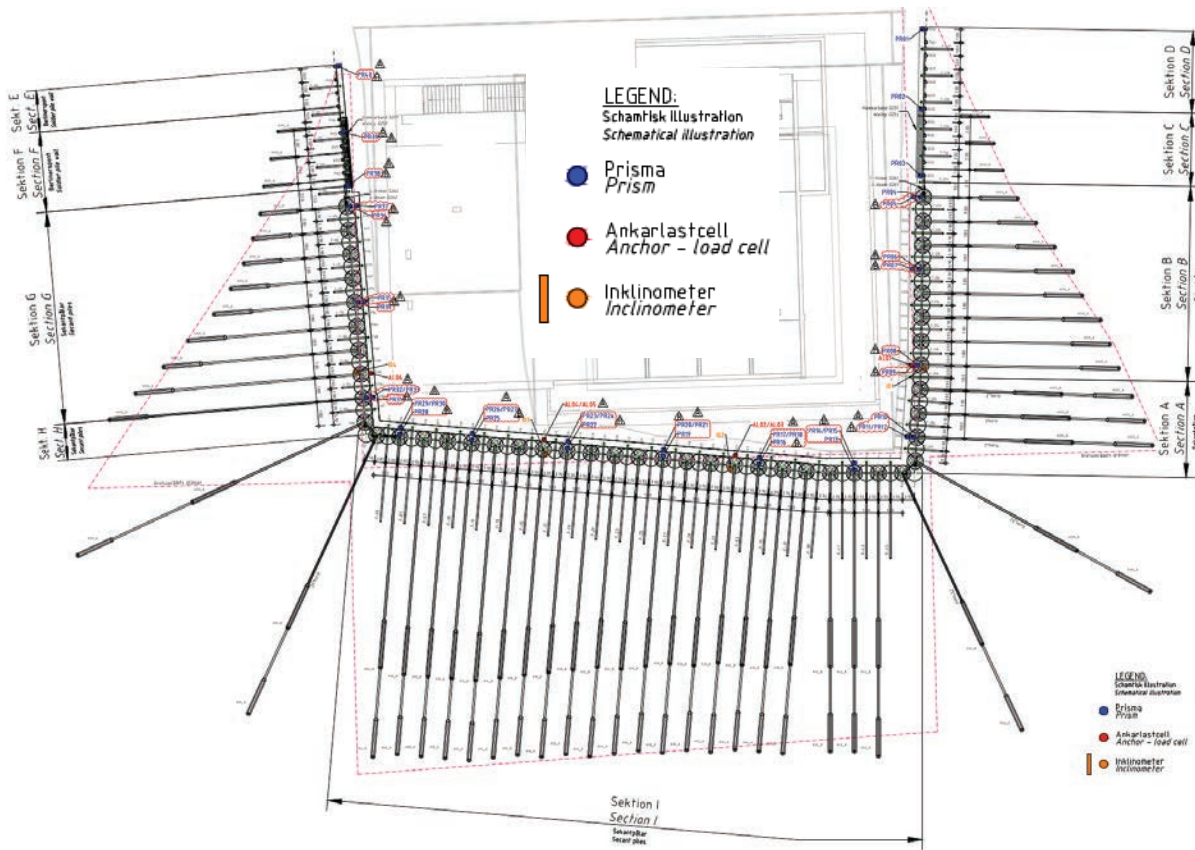


Figur 37 Skiss som redovisar omfattning av mätpunkter för övervakning byggnader och anläggningar samt mark. Mx = markpeglar, Bx = brunnslock, Hx = Folkungagatan och Buketten x (byggnader).

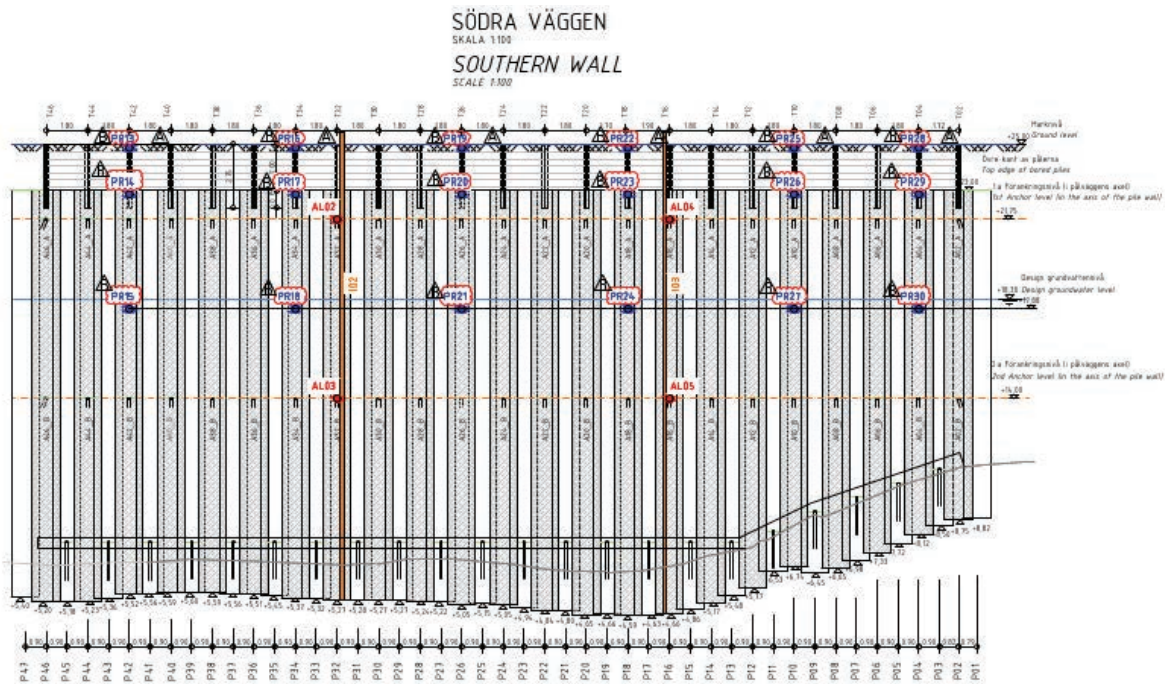
6.6.2 Restriktioner med avseende på deformationer och rörelser

Tre olika metoder har använts för övervakning av deformationer och rörelser avseende sekantpåleväggen enligt följande. Se även Figur 38 till Figur 41.

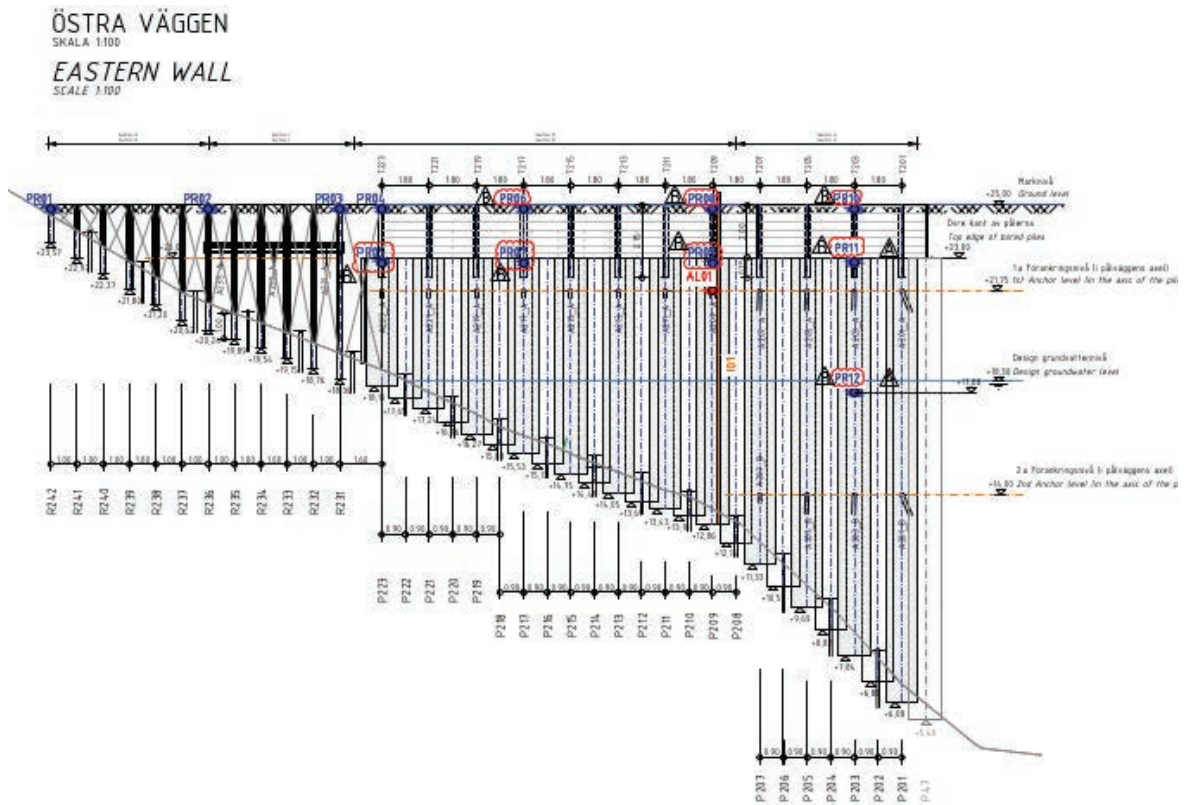
- Inklinometermätning för mätning av horisontella deformationer.
- Prismor på två nivåer för mätning av horisontella deformationer/rörelser.
- Stagkraftsgivare på respektive förankringsnivå för övervakning av stagkrafter efter uppspanning och samband med schaktarbeten.



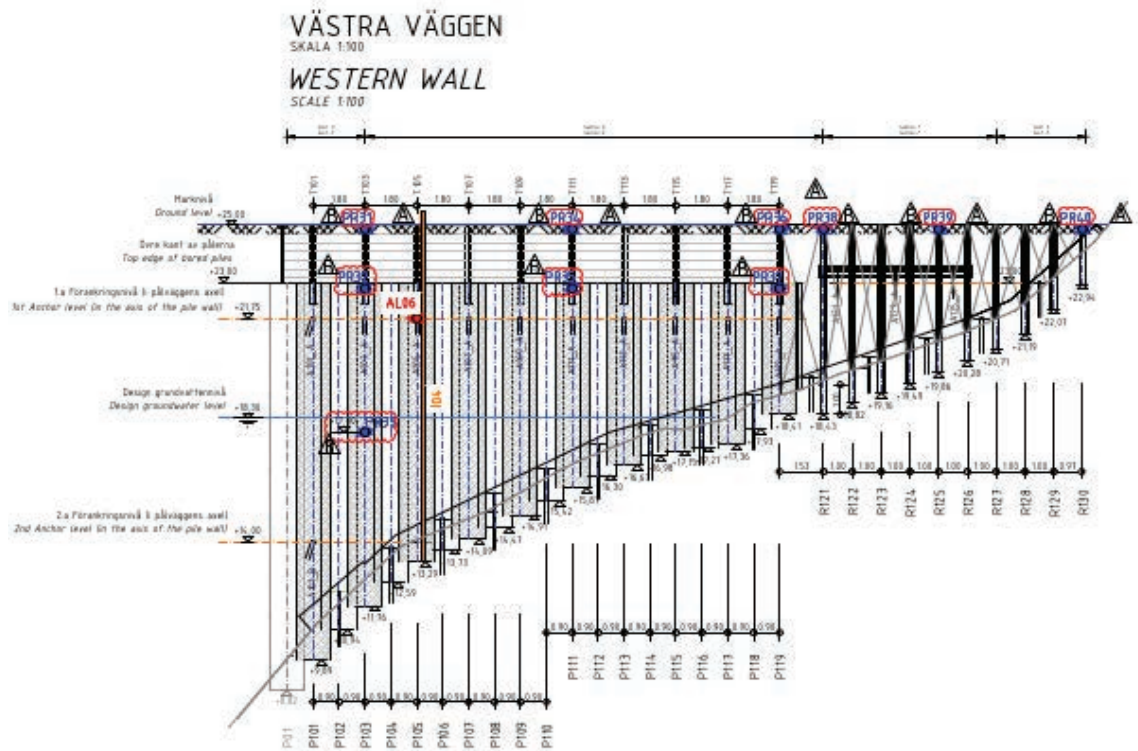
Figur 38 Omfattning av geoteknisk övervakning av sekantpålevägg i plan. Av planen framgår läget för sektioner enligt Tabell 1 och Tabell 3.



Figur 39 Omfattning av geoteknisk övervakning utmed södra väggen.



Figur 40 Omfattning av geoteknisk övervakning utmed östra väggen.



Figur 41 Omfattning av geoteknisk övervakning utmed västra väggen.

Nedan redovisas i tabellform även gränsvärden för respektive mätmetod enligt ovan. Läge för respektive mätsektion framgår av Figur 48.

Tabell 1. Gränsvärden för deformationer vid mätning av prismor.

Section	Wall	1st level of prism		2nd level of prism	
		Alarm value ux [mm]	Stop value ux [mm]	Alarm value ux [mm]	Stop value ux [mm]
A/H	East/West	15	30	15	30
B/G	East/West	15	30	-	-
C/F	East/West	15	30		
D/E	East/West	15	30		
I	South	10	25	10	25

Tabell 2. Gränsvärden för deformationer vid inklinometermätning.

Section	Section	level [-m]	Alarm value ux [mm]	Stop value ux [mm]
A/H	Top of wall	+25	15	30
	Between top of wall and 1st level	+23,4	15	30
	Between 1st anchor level and 2nd anchor level	+17,9	15	30
	Between 2nd anchor level and rock level	+11,4	15	30
	rock level	+8,8	3	5
B/G	Top of wall	+25	15	30
	Between top of wall and 1st anchor level	+23,4	15	30
	Between 1st anchor level and rock level	+17,9	10	20
	rock level	+13,5	3	5
I	Top of wall	+25	10	25
	Between top of wall and 1st level	+23,4	10	25
	Between 1st anchor level and 2nd anchor level	+17,9	10	25
	Between 2nd anchor level and rock level	+10,3	10	25
	rock level	+6,5	3	5

Tabell 3. Gränsvärden vid mätning av stagkrafter.

Anchor	Wall	Section	Anchor level	Characteristic load [kN]	Test load [kN]	Lock-off load [kN]	Alarm value [kN]	Stop value [kN]
A209	East	B	1st	1061	1671	900	1273	1671
A32A	South	I	1st	1139	1793	900	1366	1793
A32B	South	I	2nd	1571	2474	1300	1885	2474
A16A	South	I	1st	1138	1793	900	1366	1793
A16B	South	I	2nd	1571	2474	1300	1885	2474
A105A	West	G	1st	1061	1671	900	1273	1671

6.6.3 Restriktioner med avseende grundvatten

Kravet var att befintliga hydrogeologiska förhållandena inte fick förändras på ett sätt att allmänna eller enskilda intressen skadas inom och utanför arbetsområdet.

I kontrollprogrammet för tillståndet för vattenverksamhet finns 2 åtgärdsnivåer (ÅN) definierade för representativa grundvattenrör ÅN1 +16,45 och ÅN2 +16,26), beläget i sydvästra hörnet av kv. Buketten (Område 1).



Figur 42 Skiss som redovisar omfattning av grundvattenrör. Grundvattenrören 20A103U och 16SW501U (röda ringar) har instrumenterats av Implenia med tryckgivare för automatisk mätning.

Mätning av grundvattennivåer har under entreprenaden utförts av både beställaren och Implenia inom övervakningsområdet. Beställaren har ansvarat för bevakning av åtgärdsnivåer och därmed styrt behovet av skyddsinfiltration i syfte att upprätthålla tillfälligt avsänkta grundvattennivåer.

6.7 Sammanställning av geoteknisk övervakning

Resultatet av den geotekniska övervakningen har visat att ingen skadlig påverkan på omgivningen har skett samt att sekantpåleväggen beter sig som förväntat. Nedan redovisas en sammanställning av mätresultaten för respektive kategori.

6.7.1 Markrörelser och sättningar

Mätningarna har visat på markrörelser på ca 1–5 mm, brunnsock ca 1–3 mm, Folkungagatan ca 1 mm. Markrörelser har som uppmätts mellan som uppstått har varit långt under tillåtna larmvärden. Se gränsvärden enligt Tabell 1 ovan.

På Buketten 15 till 18 (grundvattenkänsliga) har sättningar på ca 1–2 mm uppmätts. Dessa sättningar har inte bedömts som en skadlig påverkan, och det finns inga tecken på att sättningar pågår. Gränsvärdena enligt avsnitt 6.6.1 ovan är dock inte ett krav i entreprenaden.

6.7.2 Grundvatten

Viss påverkan på grundvattennivån, ca 0,6 m, har endast tillfälligt observerats i samband med borrning av stagförankringar för den undre nivån +14, vilket har krävt en tillfällig skyddsinfiltration. Inläckage av grundvatten, ca 10 L/min, via staggenomföringar har efter godkännandeprovning tätats enligt avsnitt 6.3.6 och därefter har skyddsinfiltrationen kunnat avslutas.

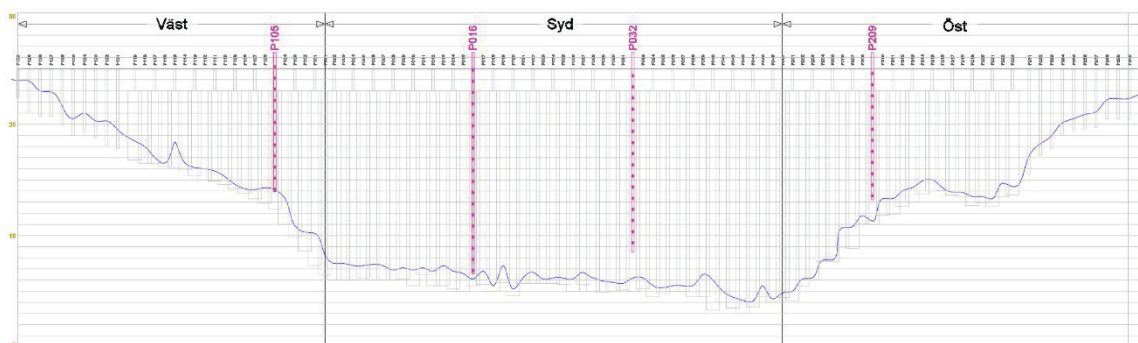
I dagsläget har ingen påverkan på grundvattensituationen relaterad till inläckage via sekantpåleväggen kunnat konstateras.

6.7.3 Deformationer/rörelser på sekantpåleväggen

Mätning av prismor med automatisk totalstation har resulterat i rörelser som är främst lokaliserade till väggens övre del och störts utmed södra väggen. För södra väggen har horisontella rörelser på som mest ca 8 mm och ca 4 mm uppmätts för ankarnivå 1 respektive ankarnivå 2.

För den östra respektive västra väggen har mindre rörelser uppmätts jämfört med södra väggen. Inga överskridande av gränsvärden har uppmätts, se Tabell 1 ovan.

Mätning av deformationer på sekantpåleväggen har mätts via fyra inklinometrar installerade i sekantpåleväggen enligt Figur 43.



Figur 43 Placering av inklinometrar utmed sekantpåleväggen.

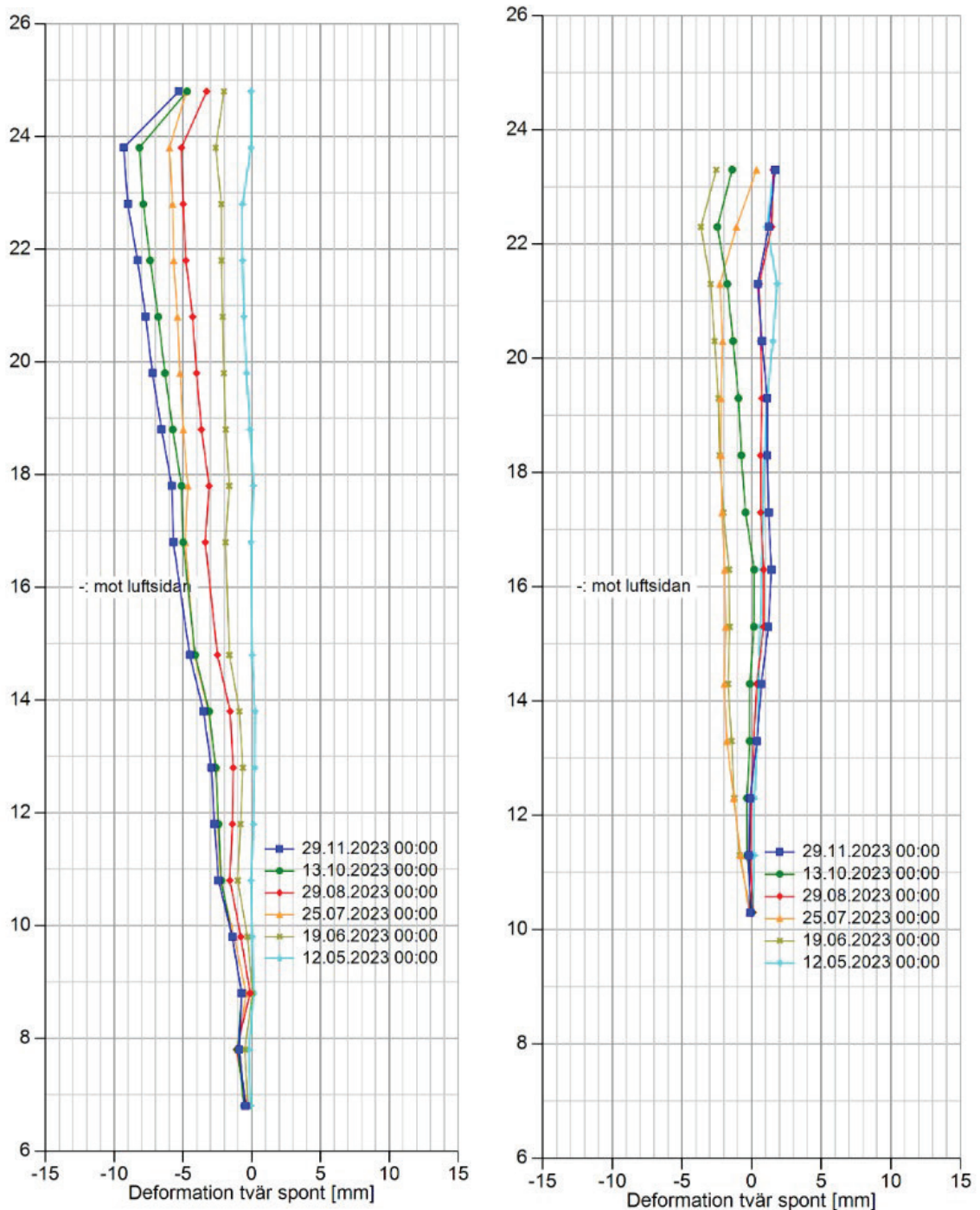
Mätningarna har visat att horisontella deformationer (förskjutningar) på som mest ca 10 mm uppmätts för inklinometer P016 placerad i södra väggen.

För övriga inklinometrar har endast deformationer på som mest ca 5 mm uppmätts.

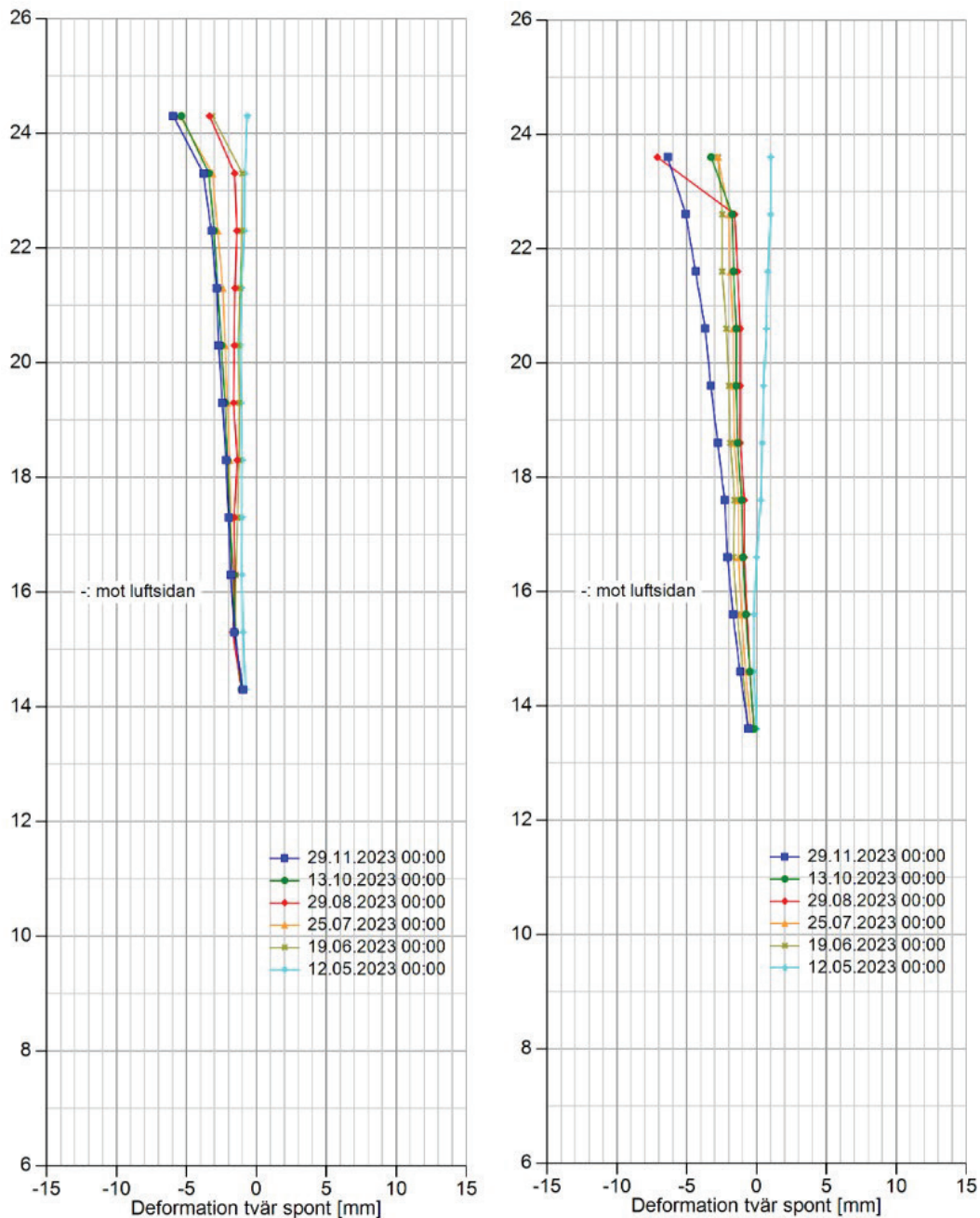
Även i detta fall har störts deformationer uppmätts i väggens övre del för att avta mot djupet. Detta har varit ett förväntat beteende och visar att sekantpåleväggen betett i enlighet med design. För gränsvärden Tabell 2 ovan.

Mätningarna uppvisar även en mycket robust stödkonstruktion, trots ca 20 m hög och bara två ankarnivåer. För detaljerad redovisning av samtligt uppmätta deformationer se Figur 44 och Figur 45 nedan.

Avsnitten 6.7.1 till 6.7.3 kan sammanfattas med att sekantpåleväggen har varit mycket skonsam med hänsyn till risk för skadlig omgivningspåverkan i samband med både installation och schakt inklusive grundvattensänkning.



Figur 44 Till vänster P016, syd och till höger P032, syd.



Figur 45 Till vänster P105, väst och till höger P209, öst

6.7.4 Stagkrafter

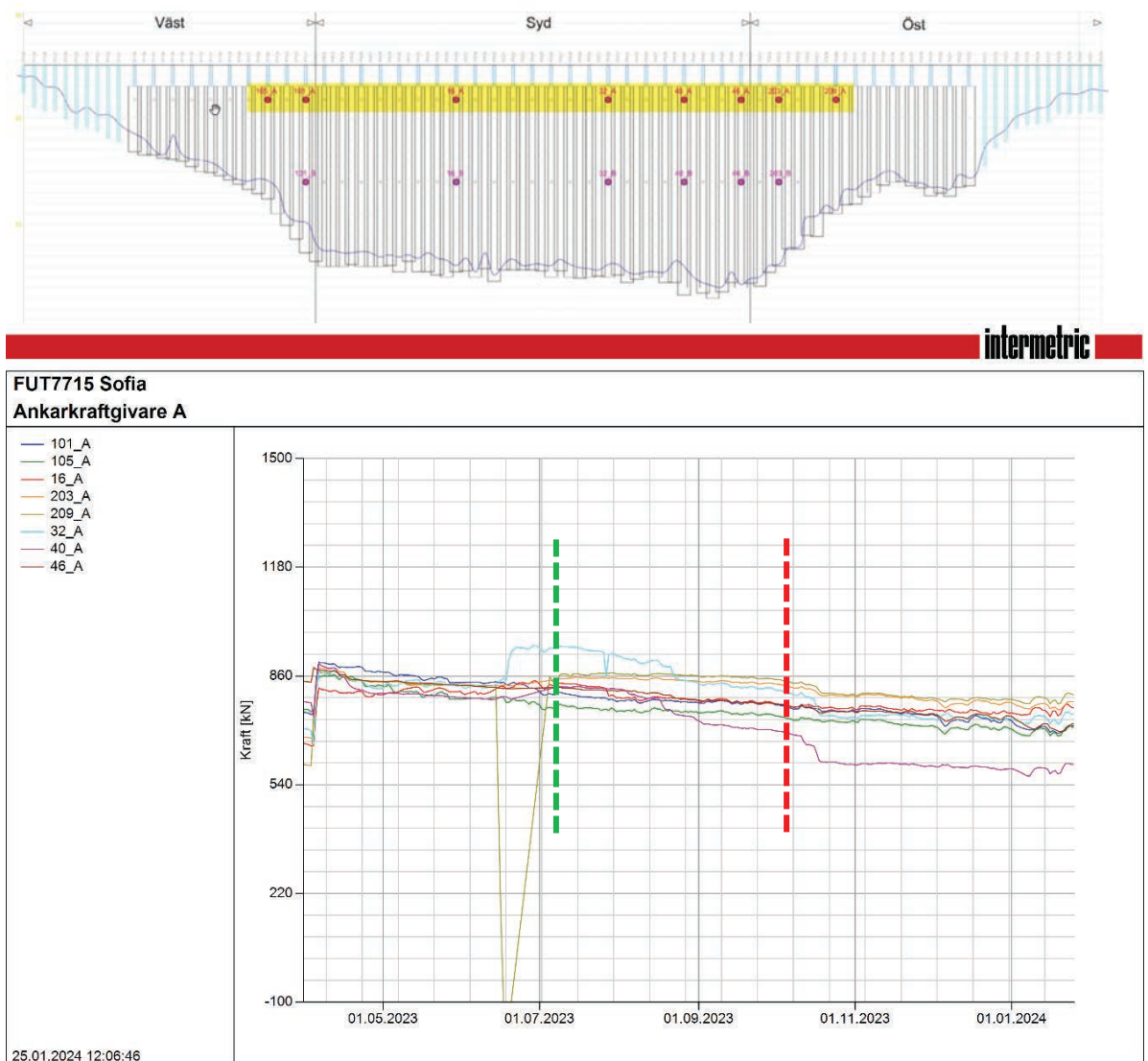
Stagkrafter har övervakats på ankarnivå 1 och 2 enligt Figur 46 och Figur 47.

För ankarnivå 1 (Figur 46) framgår att stagkrafterna generellt haft en sjunkande trend (lastreducering) efter förspänning till låslast. Detta beteende skulle möjligen kunna

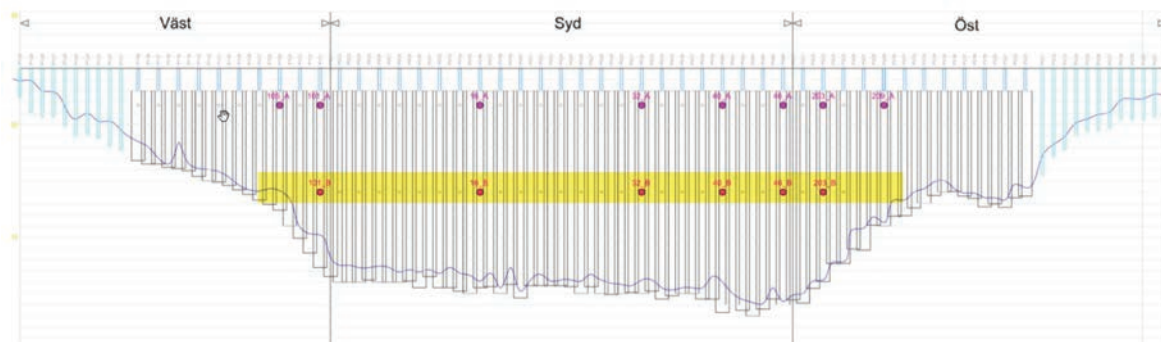
förklaras av geotekniska osäkerheter vid dimensionering och/eller en omfördelning av jordtrycket vid jord- och bergschakt i relation till konstruktionens höga styvhet.

Även i samband med inledande bergschakt för hisschaktet påverkades stagkrafterna för ankarnivå 1 genom att förspänningslasten sjönk momentant. Stagkrafterna har därefter stabiliserat sig och inte påverkats i samma grad av fortsatt bergschakt, se Figur 46.

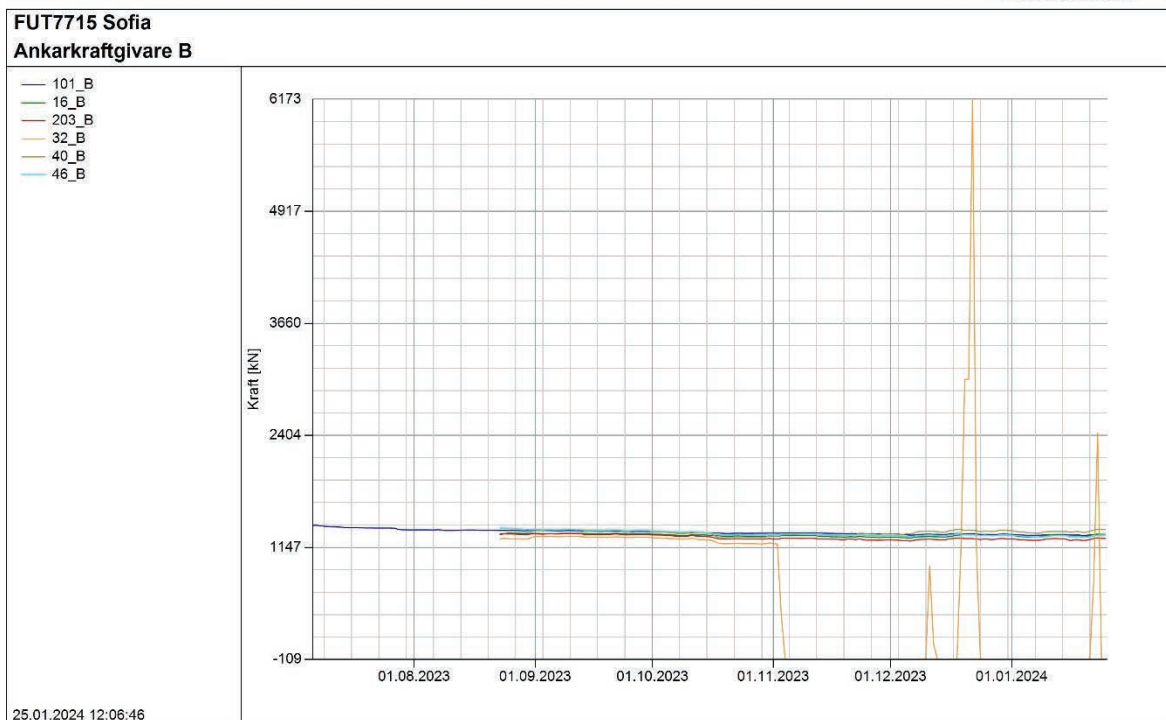
Beträffande ankarnivå 2 har inte samma beteende som för ankarnivå 1 kunnat konstateras, se Figur 47.



Figur 46 Uppmätta stagkrafter för ankarnivå 1. Röd streckad linje visar ungefärlig tidpunkt för när påverkan från bergguttag för hisschaktet observerades. Grön linje motsvarar ungefärlig tidpunkt för förspänning av ankarnivå 2.



intermetric



Figur 47 Uppmätta stagkrafter för ankarnivå 2.

7 SLUTSATS

De största utmaningarna har varit dels omfattningen av block/stora block i fyllning och friktionsjord, dels en kraftigt lutande bergyta samt förekomsten av en svaghetszon. Detta sammanlagt har väsentligt påverkat installationen av både sekantpålarna och stagförankringarna.

Trots ovanstående utmaningar kan det konstateras att en mycket robust och kontinuerlig sekantpålevägg i både horisontal- och vertikalled har uppnåtts med erforderlig vattentäthet, efter att både jord- och bergschakt för stationsbyggnaden har avslutats, se Figur 48 och Figur 49 nedan.



PASS
3A-1

Figur 48 Bild av sekantpåleväggen utmed östra och södra sidan vid tidpunkt för avslutad schakt för stationsbyggnaden samt påbörjat berguttag för hisschaktet.



Figur 49 Bild av sekantpåleväggen utmed västra sidan och bergslänt utmed norra sidan inkl. den automatiska totalstationen för övervakning av sekantpåleväggen.

Det har tagit ungefär ett år att installera sekantpåleväggen, vilket tydligt återspeglar svårighetsgraden med avseende på markförhållandena. Därutöver har inga negativa effekter på omgivningen uppstått, varken med avseende på markrörelser, sättningar eller grundvatten.

Att utföra sekantpåleväggen med hänsyn till svårighetsgraden, kravställningen samt förutsättningarna på plats har varit en utmanande resa utan motstycke. Men efter stort engagemang och en jämförelse hos alla involverade har ett fantastiskt slutresultat uppnåtts.

En sekantpålevägg är således en synnerligen svårslagen teknisk lösning när förutsättningarna kräver en borrade stödkonstruktion med höga krav på skonsamhet mot omgivningen både vid installation och efterföljande schakt, samt med krav på hög vattentäthet.



Figur 50 Bild av sekantpåleväggen vid tidpunkt för raiseborring för hisschakt.

COMBINING OUR EXPERIENCE – JET GROUTING ENABLING MAJOR PROJECTS NORTH AND SOUTH OF SWEDEN

Robert Thurner^A, Ralf Krutwig^B, Ronald Veider^A, Jan Derksen^B

^A Keller Grundläggning AB

^B Wayss & Freytag Ingenieurbau AG

Föredragshållare: Robert Thurner^A, Ralf Krutwig^B

Abstract

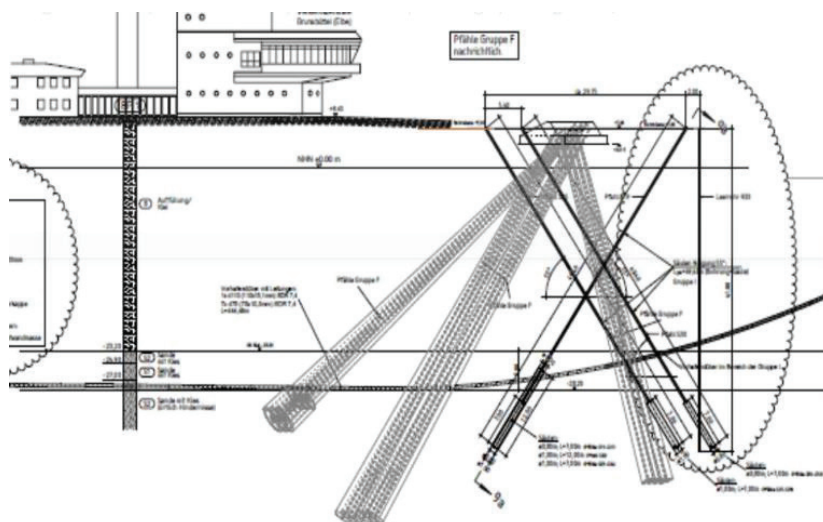
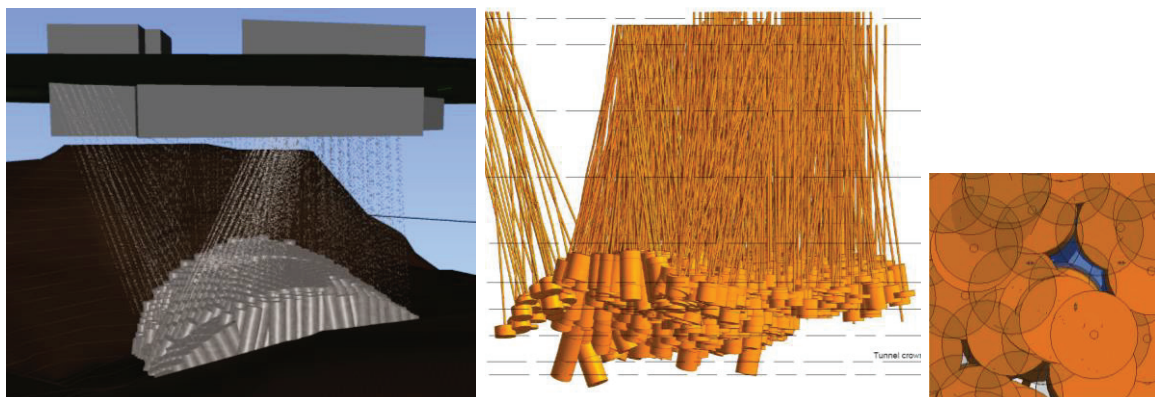
This presentation covers the experience gained from two challenging international projects north and south of Sweden using Jet Grouting (JG).

The 1st project Sandbukta-Moss-Såstad is a part of the Intercity development project, which is one of the largest transport projects in Norway. Jet Grouting was used to allow for excavation of the quick clay and stability for the excavation support, by replacing partially DDSM. In other areas low strength JG was used to match the originally intended design as well as to enable tunnel excavation works by creating an artificial rock by having limited head room conditions on the surface. In the presentation the detailed process from concept to the quality controlled execution of inclined JG with sophisticated measurement techniques and gap-analysis will be shown.

For the 2nd project, innovative JG-anchors with permanent loads up to 2 500kN were particularly developed. This measure was required for the construction of the 5th sealock-chamber, representing the entrance from the river Elbe to the North Sea and Baltic Canal in Germany. For the purpose of a reliable and permanent load transfer into the soil, micro piles combined with Jet Grouting columns as extended and grouted bodies were chosen. Due to the existing soil conditions, only the deeper sand layer was able to fulfil these requirements, whereby drilling lengths up to 50m had to be executed. To design these new type of jetted micro piles, extensive tests have been executed to confirm the novel anchoring-system.

Both projects involve a combination of local and international knowledge to solve project specific problems. In conclusion, this presentation provides an overview of the opportunities for applying technical knowledge from all involved parties in a project to optimize time & costs and finding solutions.

COMBINING OUR EXPERIENCE – JET GROUTING ENABLING MAJOR PROJECTS
NORTH AND SOUTH OF SWEDEN



SMARTSHEETPILE: ENHANCING RESILIENCE AND SAFETY THROUGH ADVANCED STRUCTURAL HEALTH MONITORING FOR STEEL SHEET PILES STRUCTURES.

Abir Gallala ^A

^A **ArcelorMittal Sheet Piling**

SAMMANFATTNING

Inom det ständigt utvecklande området infrastrukturförvaltning är det av yttersta vikt att säkerställa säkerhet, hållbarhet och optimal prestanda för kritiska anläggningar som hamnar eller diken. Eftersom efterfrågan på mer effektiva infrastrukturåtgärder fortsätter att öka introduceras SmartSheetPile, en lösning för övervakning av strukturell hälsa som är utformad för stålspontbaserad infrastruktur och utvecklad av ArcelorMittal Spont. Dess primära mål är att säkra strukturen, öka den digitala medvetenheten och främja miljöhänsyn.

SmartSheetPile kombinerar avancerad teknik som inbäddade sensorer, big data-analys, digital tvillingteknik och artificiell intelligens för att skapa ett realtidsövervakningssystem tillsammans med ett prediktivt och förebyggande varningssystem. Genom att strategiskt placera sensorer på sponten samlar systemet in viktiga data som rör konstruktionens integritet och täcker aspekter som korrosion, vattennivåer, deformation, lutning, spänning, ankarspänningar, stötar och pollarförhållanden. Dessa data överförs sedan till en molnbaserad plattform, vilket underlättar djupgående analys och skapandet av en digital tvillingmodell för att möjliggöra effektiv tillgångsförvaltning. Informationen från dessa inbyggda sensorer kombineras dessutom med externa datakällor som satellitbilder, miljödata och data från den omgivande miljön och objekt. Algoritmer för artificiell intelligens används för att analysera dessa kombinerade data, vilket ger insikter och förutsägelser om potentiella operativa problem eller miljöhändelser.

I denna artikel beskrivs SmartSheetPiles kapacitet, dess anpassning till branschens mål och dess potential att revolutionera infrastrukturens motståndskraft och hållbarhet. Den visar också ett pilotprojekt där SmartSheetPile används på en kajvägg i en hamn för att illustrera dess effektivitet inom tillgångsförvaltning och beslutsstöd.

SUMMARY

In the ever- evolving field of infrastructure management, ensuring the safety, sustainability, and optimal performance of critical facilities like ports or dykes is of utmost importance. As the demand for more efficient infrastructure solutions continues to rise, this paper introduces SmartSheetPile, a structural health monitoring solution designed for steel sheet pile-based infrastructure and developed by

ArcelorMittal sheet piling. Its primary objectives are to secure the structure, enhance digital awareness, and promote environmental responsiveness. SmartSheetPile combines advanced technologies such as embedded sensors, big data analysis, digital twin technology and Artificial Intelligence to establish a real-time monitoring system along with a predictive and preventive alert system. By strategically positioning sensors on sheet piles, it collects crucial data related to the integrity of the structure, covering aspects like corrosion, water levels, deformation, inclination, strain, anchor tensions, shocks, and bollard conditions. This data is then transmitted to a cloud-based platform, facilitating in-depth analysis and the creation of a digital twin model to enable effective asset management. Furthermore, the information derived from these embedded sensors is combined with external data sources such as satellite imagery, environmental data, and data from the surrounding environment and objects. Artificial Intelligence algorithms are harnessed to analyze this combined data, providing insights and predictions regarding potential operational issues or environmental events.

The paper outlines the capabilities of SmartSheetPile, its alignment with industry objectives, and its potential to revolutionize the resilience and sustainability of infrastructure. It also showcases a pilot project in which SmartSheetPile is deployed on a port quay wall to illustrate its effectiveness in asset management and decision support.

1 INTRODUCTION AND MOTIVATION

Maritime, Inland Waterways or mobility infrastructures necessitate the adoption of new technologies and methodologies for the planning and execution of life cycle management processes. Conventional procedures, often characterized by being time-consuming and labor-intensive, should be replaced with automated, intelligent, and innovative measurement and analysis processes. This shift aims to ensure transparency, resource efficiency, reliability, and resiliency contributing to more accurate predictions of the infrastructure's lifespan.

Port structures, including quay walls, bridges, locks, and flood gates, predominantly consist of materials which are susceptible to significant degradation caused by environmental conditions and human activities over time. Timely detection and proper categorization of any damage are crucial for maintaining the safety and stability of the infrastructure. Early identification of structural damage allows for prompt maintenance, preventing costly repairs, unexpected closures, and potential infrastructure collapse.

The current monitoring of infrastructures made of steel sheet piles is categorized into sections, as shown in Figure 1, that are accessible above water, inaccessible below water, and completely inaccessible, such as soil-side and anchor components. Above-water structural assessments involve manual and visual inspections.

Evaluating underwater damage in port infrastructure, particularly concerning sheet piles, proves challenging, necessitating extensive efforts and specific procedures; the subjective nature of divers' inspections introduces complexity, rendering the classification and progression of damage non-reproducible. Moreover, the challenge of conducting comprehensive underwater inspections is compounded by practical limitations, restricting divers to examine only a limited portion and one side of the structure.

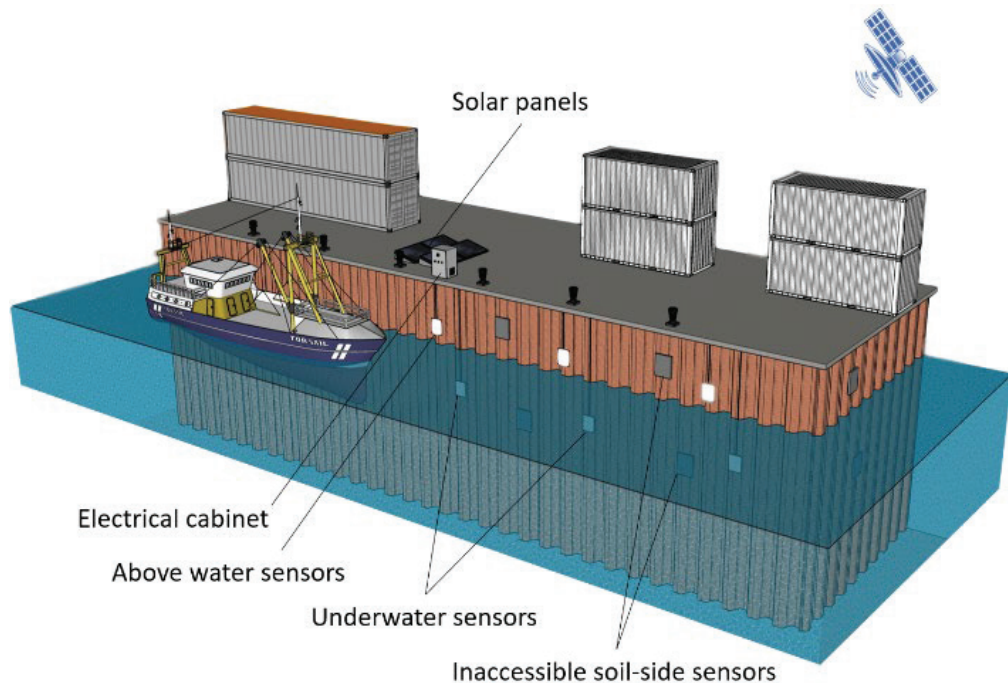


Figure 1. 3D illustration of a port quay wall made of SmartSheetPile and showing the different accessible and inaccessible sensors.

To overcome this constraint, a practical solution entails integrating sensors, AI algorithms, and satellite images capable of accurately assessing the real condition and capabilities of the structure. Addressing the escalating demand for improved infrastructure efficiency, SmartSheetPile offers a tailored structural health monitoring solution designed specifically for steel sheet pile-based infrastructure. This system aims to strengthen structural integrity, elevate digital awareness, and advance environmental responsiveness as its core objectives.

SmartSheetPile integrates an array of cutting-edge technologies, including embedded sensors, big data analysis, digital twin technology, and Artificial Intelligence, forming a sophisticated real-time monitoring system with predictive and preventive alert capabilities. By strategically placing sensors on sheet piles the system collects vital data from diverse locations, encompassing information on corrosion, water levels, deformation, inclination, strain, anchor tensions, shocks, and bollard conditions. This data stream is transmitted to a cloud-based platform for comprehensive analysis, aiding in the creation of a digital twin model crucial for effective asset management.

In this paper the novel structural health monitoring system for steel sheet pile-based infrastructure, such as ports or dykes. We describe the design and implementation of SmartSheetPile, its benefits and features, and its potential impact on the infrastructure management sector.

2 SMARTSHEETPILE: A STRUCTURAL HEALTH MONITORING SYSTEM SOLUTION

Monitoring systems for structural health have become indispensable tools in the contemporary management of infrastructure, offering valuable insights into the condition, performance, and integrity of structures. These systems facilitate proactive maintenance, early issue detection, and informed decision-making, optimizing resource allocation.

In a publication by the PIANC (World Association for Waterborne Transport Infrastructure) Working Group on Health Monitoring for Port and Waterway Structures, the report [1] underscores the importance of implementing effective health monitoring systems. It emphasizes the necessity for comprehensive and integrated solutions to monitor the structural health of the structure, advocating for the utilization of advanced technologies and data-driven approaches. Figure 2 in the report provides an overview of a conventional health monitoring system.

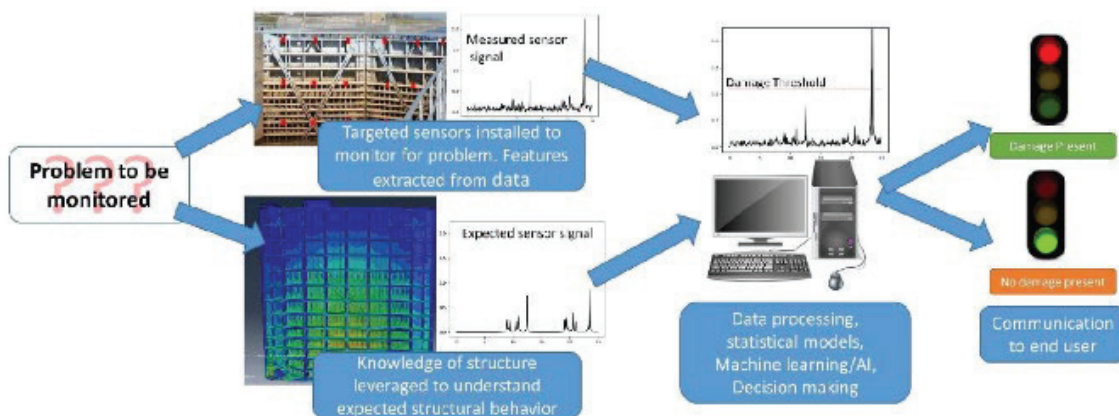


Figure 2. Overview of a Health Monitoring System [1].

As per the same report, a robust structural health monitoring program furnishes information regarding the existence of damage, pinpoints its location, quantifies its extent, and assesses the remaining safe usability of the structure.

SmartSheetPile seamlessly integrates cutting-edge sensor technology, cloud-based data analysis, and digital twin modelling, offering a comprehensive and real-time monitoring solution for port infrastructure. Its capabilities align perfectly with the key objectives highlighted in the PIANC working group's report, emphasizing continuous monitoring, early detection of structural issues, and predictive maintenance. By incorporating advanced health monitoring systems such as SmartSheetPile, port

authorities can harness the benefits of data-driven decision-making and proactive maintenance strategies, resulting in improved infrastructure resilience, optimized resource allocation, and enhanced long-term sustainability for port and waterway structures. SmartSheetPile exemplifies these principles by continuously monitoring the real condition of the structure and delivering real-time data insights to stakeholders. For instance, in maritime environments where corrosion poses a significant threat to structural integrity, SmartSheetPile enables the continuous monitoring and analysis of corrosion levels, facilitating timely intervention and maintenance to prevent further damage.

3 SMARTSHEETPILE: SYSTEM OVERVIEW AND DESCRIPTION

3.1 System overview and added values

SmartSheetPile emerges as a comprehensive solution with a multifaceted mission, aiming to safeguard critical structures by preventing irreparable damage, rapidly identifying operational and environmental issues, and issuing early warnings of potential catastrophic collapses. Additionally, it strives to minimize downtime, preventing unexpected shutdowns, reducing costs, and limiting disruptions to users. Central to its functions is the achievement of preventive and predictive maintenance, providing insights into when and where maintenance is required, thus eliminating the need for costly inspections and unscheduled repairs.

Furthermore, it leads the way in digital transformation by seamlessly integrating collected data into the digital twin model of the structure. This empowers stakeholders with a multi-dimensional overview of their structure's performance and its real time interaction with the surrounding environment, facilitating effective asset management.

This innovative system excels in revealing hidden capacities and detecting weak spots by collecting precise data on the structure's condition. It enables the optimization of the structure's usage by providing accurate information on various aspects, including the real quay wall loading capacities, anchor tensions, and the condition of bollards. This unleashes its full potential, subsequently improving project returns and extending its lifetime. In essence, SmartSheetPile not only safeguards infrastructure but also enhances its performance and longevity, aligning it with the demands of the modern world.

The array of added values, as detailed in Figure 3, is multifaceted. These advantages encompass the assurance of infrastructure security through real-time remote monitoring, leading to minimized downtime attributed to timely repairs. Additionally, the solution brings to light the complete range of infrastructure capabilities while identifying potential weak points. Ultimately, through digitalization, the reliability and performance of sheet piling products can be continually elevated.

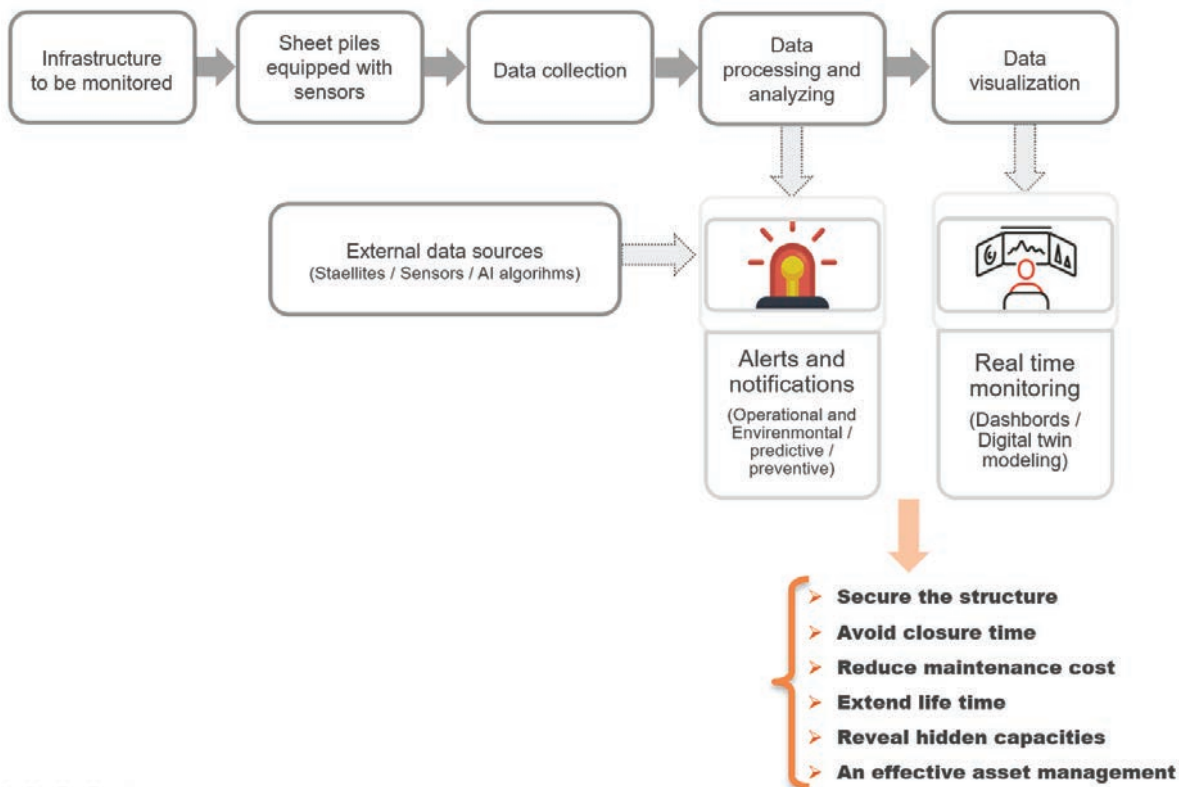


Figure 3. Usage and added values of SmartSheetPile [2].

3.2 System description

The SmartSheetPile solution comprises a modular system that combines various types of sensors, data acquisition and storage systems, as well as information processing and analysis. Implementation process, shown in Figure 4, begins with the selection of sensors tailored to analyze specific parameters such as corrosion, deformation, inclination, and vibration. Sensor installation areas are then defined based on the structure's features, leading to the selection of the necessary sensor protections.

The acquisition system includes a central unit that collects data from nearby sensors within a 30-meter radius. Sensors located further away transmit their data to autonomous measurement nodes communicating via a wireless network.

For energy management, three options are available: a very low-power battery-powered system, a battery-powered system recharged by photovoltaic panels, and a wired power supply if a nearby power grid is accessible.

Data management occurs in multiple stages, beginning with initial local storage and basic pre-processing by the acquisition system. Once a substantial amount of data has been recorded, a complete block is transmitted to a cloud platform through mobile networks or a wired connection. The final stage involves analysing and displaying the raw of processed data.

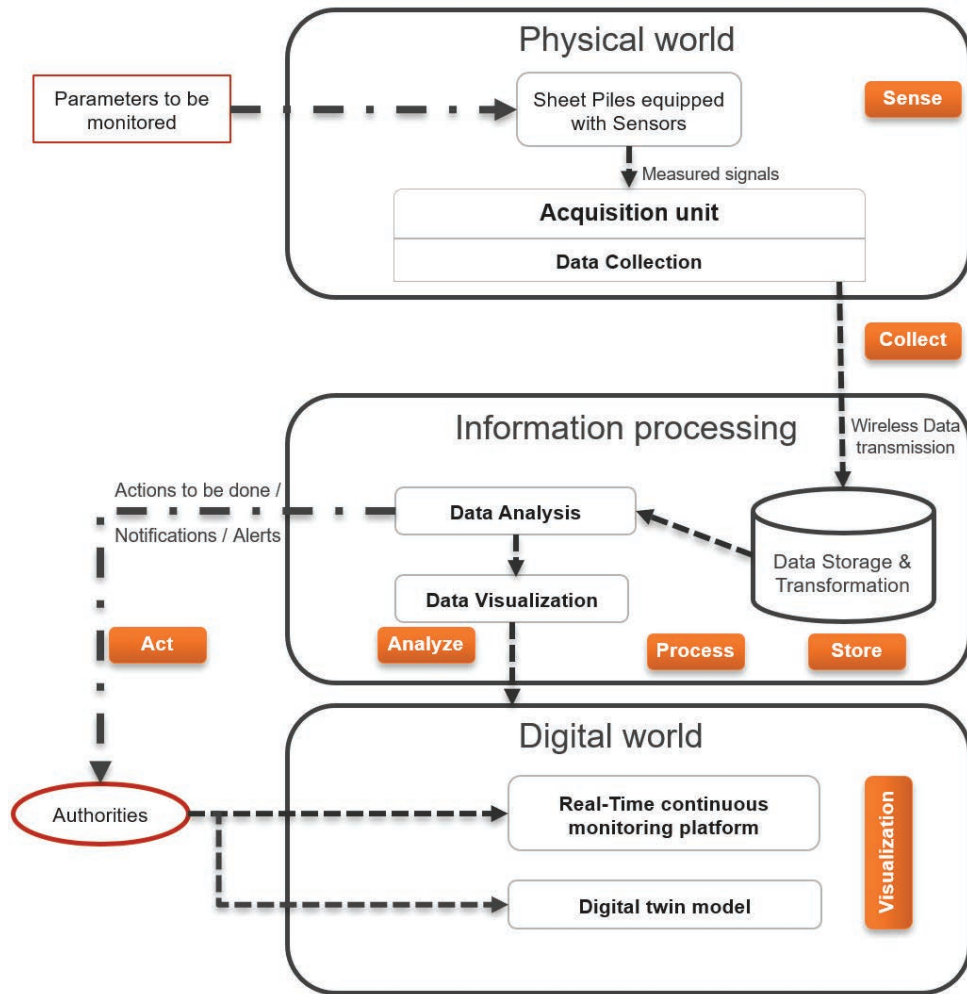


Figure 4. Data flow process

In a typical scenario of instrumentation for a sheet pile quay wall, various sensors are employed, including corrosion sensors (utilizing electrical resistivity or ultrasonic measurements), deformation sensors (strain gauges), inclinometers for measuring product inclination, accelerometers for shock detection, piezoelectric pressure sensors for measuring water levels and soil pressure, and standard environmental parameters like temperature. Once the sensors are selected and their locations determined, they are assembled into specific protective enclosures based on their types and secured within sturdy, heavy-duty housings. Wiring is conducted through steel tubes to shield them from environmental factors during both the pile-driving phase and the entire lifespan of the sheet piles. Each SmartSheetPile can accommodate multiple measuring units on both the water-facing and ground-facing sides.

Sensors are linked directly to the central acquisition system or indirectly via LoRaWAN-type wireless network nodes when situated at a distance from the central unit. Both the measurement nodes and the acquisition unit are safeguarded by specific

housings designed to endure the harsh environmental conditions of the seaside. The preferred power supply solution combines batteries and photovoltaic panels, ensuring straightforward and adaptable energy management, even for configurations with high power demands.

For remote communication with the system, diverse methods are employed, tailored to specific needs. Typically, the system operates autonomously, securely connecting to a cloud platform to transmit measurement data and system information.

Data stored on the cloud platform is directly accessible via a 24/7 online Dashboard, offering users the flexibility to filter visualizations based on specific time ranges or review historical data and past performance. Additionally, it offers the possibility to set up alarms for detecting any abnormal signals. Over time, the accumulated data over the medium and long term, in conjunction with the infrastructure's initial parameters, will form the basis for training digital twin models aimed at predicting structural changes. Figure 5 illustrates the main interface of the SmartSheetPile demonstrator's Dashboard. This demonstrator, specifically developed for events, also allows stakeholders to interact and observe sensor reaction to various movements, including inclination, deformation, vibration, and shocks. Furthermore, it provides real-time insights into monitored parameters such as corrosion, temperature, and water level. The figure also showcases the digital twin model of the demonstrator, featuring all sensors and the cabinet.



Figure 5 The main interface of the online dashboard of the demonstrator including its digital twin model.

In Figure 6, an illustrative example of the potential usage of the online Dashboard is depicted. By accessing one of the shock detection sensors, the system presents number of detected shocks that occurred in the last six months, using the 'last six months' filter.



Figure 6 Example of the online dashboard features: Overview on the Shock detection sensor of the demonstrator during the last six months.

Additionally, a table displaying detected shocks is presented, providing precise information on the day and time of each detected shock, along with its amplitude. This feature enables port authorities to identify the timing of damage occurrences and facilitates the determination of responsible parties. Users can refine their search by applying filters based on parameters such as amplitude, specific date, and time.

4 DRIVING TEST RESULTS

To assess the durability and resistance of all sensors, cables, and metallic protection, a driving test was conducted using two double sheet piles (A, equipped with sensors, and B, a standard sheet pile without sensors, as depicted in Figure 7). Both piles had an AZ profile and measured 18 meters in length. The test consisted of two phases, with a one-month interval between them.

During the initial attempt, it included three cycles of driving and retracting the sheet piles, as detailed in the scenario below, utilizing a vibratory hammer. During the second attempt, one month later, a final robust installation for sheet pile A was carried out using a diesel impact hammer.

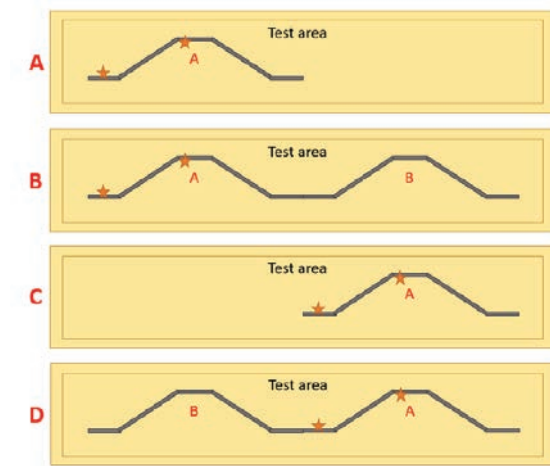


Figure 7 The driving test scenario; SmartSheetPile A, equipped with sensor, and B to be installed next to it.

To simulate the most extreme conditions, sensors were mounted on both sides of the 18-meter-length sheet pile, on both sides (Figure 8 below).

Before each drive and after each extraction of the sheet piles, measurements of all the sensors were conducted to check for any cable or sensor damage. This was done to ensure that the data received was not impacted at any phase of the test.

A final measurement was taken after the last impact hammer driving and then extraction of both sheet piles. By measuring data before, during, and after all phases of the test, the results indicate that none of the sensors or cables suffered damage. Additionally, through a visual inspection, it was determined that none of the protection boxes and tubes were damaged. Consequently, the first driving test was successful with a 100% success rate.

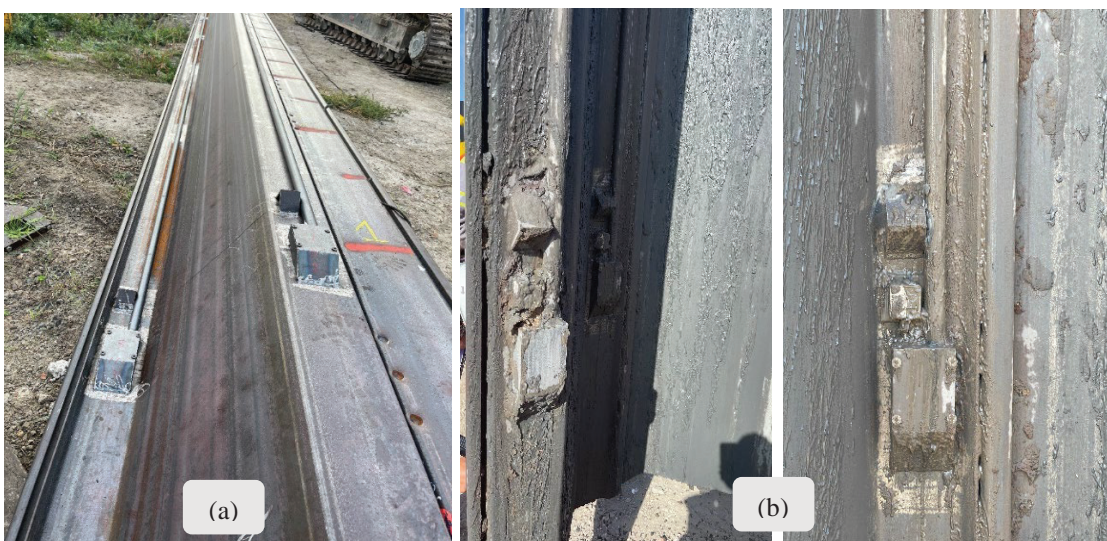


Figure 8 (a) SmartSheetPile A before driving. (b) SmartSheetPile A after extraction from the ground.

5 DISCUSSION AND CONCLUSION

In summary, SmartSheetPile represents a significant advancement in infrastructure management, specifically designed to enhance the safety, sustainability, and performance of crucial port facilities. Through the integration of state-of-the-art sensor technology and cloud-based data analysis, it not only enables real-time monitoring but also empowers stakeholders to proactively engage in maintenance, make data-driven decisions, and optimize the longevity of maritime assets.

The comprehensive value of SmartSheetPile is evident in its capabilities for real-time remote monitoring, predictive and preventive maintenance, and the revelation of infrastructure strengths and weaknesses. The continuous digitalization aspect contributes to ongoing improvements in the reliability and performance of sheet piling products, ultimately enhancing infrastructure integrity, and streamlining maintenance processes.

It's noteworthy that SmartSheetPile is already making strides with the implementation of its first river quay wall project, showcasing its practicality and imminent impact on fortifying vital port infrastructures. Furthermore, ArcelorMittal Sheet Piling is actively involved in different research projects focusing on the development of AI-powered analyses related to corrosion prediction models and asst management.

As the infrastructure industry evolves, SmartSheetPile emerges as an indispensable tool, positioned to play a crucial role in securing the future of critical facilities, with ongoing research and practical applications driving its continuous advancement.

REFERENCES

1. *InCom WG . Health Monitoring of Port and Waterways Structures. s.l. : PIANC, 2023.*
2. *Abir G. and Thomas H., SmartSheetPile: A Health Monitoring System for Waterway Infrastructures, Journées Méditerranéennes de l'AIPCN/PIANC Med days, 2023.*

TOWARDS GREEN SOIL STABILISATION: INITIAL FINDINGS FROM THE GOAL PROJECT

Priscilla Paniagua^{A,B}, Sölve Hov^{A,B}, Stefan Ritter^{B,C} & Mike Long^D

^ANorwegian Geotechnical Institute (NGI)

^BNorwegian University of Science and Technology (NTNU)

^COslo Metropolitan University (OsloMet)

^DUniversity College Dublin (UCD)

SAMMANFATTNING

Green soil stabilization (GOAL) projektet är ett pågående forsknings- och utvecklingsprojekt som syftar till att utveckla bindemedelstabiliserad jord med hjälp av senaste monitorering- och övervakningstekniker, automatiserade datadrivna lösningar och mer hållbara material. GOAL är ett samarbetsprojekt mellan forskningsinstitut samt akademiska och industriella partners, under finansiellt stöd från Norges forskningsråd. Denna artikel presenterar ett urval av de senaste resultaten som hittills uppnåtts i projektet relaterade till användningen av alternativa bindemedel för stabilisering av lös lera, kvicklera och torv, användningen av distribuerad fiberoptik och seismiska mätningar för att dokumentera egenskaper hos stabiliserad jord med alternativa bindemedel, samt analys av data genom maskininlärning för förutsägelse av egenskaper hos den stabiliserade jorden.

SUMMARY

The Green sOil stAbiLisation - GOAL project is an ongoing research and development project aiming to transform soil stabilisation technologies using latest sensing and monitoring techniques, automated data-driven design solutions and more sustainable materials. GOAL is a collaborative project between research, academic and industry partners, under the financial support of the Research Council of Norway. This paper will focus in presenting the most recent results achieved so far in the project related to the use of alternative binders for stabilisation of soft clay, quick clay, and peat, the use of distributed fibre optics sensing and seismic measurements to document properties of stabilised soil with alternative binders, and the analysis of data through machine learning for prediction of properties of the stabilised soil.

1 INTRODUCTION

Soil stabilisation has been widely adopted when developing infrastructure on unfavourable ground conditions. In Norway, the dry deep mixing (DDM) method, which improves the properties of soft soils such as clay and peat by mixing it with

dry binders including lime and cement, is frequently used. Hence, DDM is predominantly using primary materials, which emit substantial amounts of greenhouse gases in their production. The binders have a climate footprint between 600 to 1000 kg of CO₂ per tonne of binder. Although the amount of binder is usually quite small – normally between 50 and 120 kg per m³ of soil compared to 300-400 kg of cement/m³ of concrete – the total amount of binder becomes significant in a ground reinforcement project since usually a large volume of soil is stabilised.

Another limitation of DDM's current practice is that adopted methods to characterize the field properties typically lack spatial and temporal resolution. Also, latest developments in analysing data like machine learning techniques have, so far, received scant attention in the DDM industry.

This paper will focus in presenting the most recent results achieved in the ongoing project Green sOIl stAbiLisation (GOAL) related to: i) the effect of industry by-products and biochars when mixed with either soft clay, quick clay, or peat on the strength and deformation properties of these soils; ii) the use of distributed fibre optics sensing and seismic measurements to document properties of stabilised soil with alternative binders; and iii) the analysis of large amounts of data through machine learning for optimized use of materials, energy, emissions and labour, and prediction of stabilised soil properties. Furthermore, the future activities in the project will be mentioned.

2 THE GOAL PROJECT

The GOAL (Green sOIl stAbiLisation) project is an ongoing research and development project financed by the Research Council of Norway (project number 328767). It aims to transform DDM by exploring: i) industry by-products and biochars as alternative binders, ii) latest non-destructive sensing techniques to quantify the field properties of DDM and, iii) machine learning techniques to find new patterns in DDM data.

GOAL is a collaboration project between NGI (project leader), academic (NTNU, University of California Berkeley, University College Dublin, Technical University of Denmark) and industry (Keller Geoteknikk, Lindum, Bergene Holm, Celsa Armeringsstål and Norske Skog Skogn) partners. The project started in the end of 2021 and it will conclude in the end of 2025.

3 INDUSTRY BY-PRODUCTS AND BIOCHARS

One alternative to decrease CO₂ emissions in the soil stabilisation practice is to substitute partially or completely traditional binders, like lime (QL) and cement (CEM), with alternative binders, in particular unused industrial by-products (IBPs). Several studies have historically presented the successful implementation of such products in Norwegian quick clay (Paniagua et al. 2023). However, there are still

challenges related to establishing a common framework for their stabilisation effect. Recently, there has also been increased interest and research on the use of biochar as an alternative binder (Ritter et al. 2022, 2023). Biochar is manufactured by the pyrolysis of biomass, i.e., combustion in an inert atmosphere (i.e., the absence of oxygen), resulting in a non-biodegradable carbonaceous material with typical carbon contents exceeding 75%.

In the GOAL project, five different IBPs and four different biochars were used to stabilise three soft Norwegian soils: a soft, low-sensitive clay from Onsøy, located in southern Norway; a quick clay; and a peat, both from Tiller-Flotten, located in mid-Norway. Different binder contents and ratios were tried. Table 1 describes the IBPs and biochars tested.

Table 1. Description of alternative binders tested in the GOAL project

Alternative binder	Description
Biochar BC1	Originated from demolition wood
Biochar BC2	Originated from municipal sewage
Biochar BC3	Originated from sewage and food waste
Biochar BC4	Originated from garden waste
Bioashes	Bottom ashes (BA) and fly ashes (FA) from dry wood chips and bark
Paper sludge ash (PSA)	Fly ash from the combustion of demolition wood, deinked pulp sludge, plastic/juice carton, and bio sludge
Ladle slags	Mixture of electric arc furnace slag and steelmaking slag from melt shop (LS1) and intermediate repository (LS2)

Hov et al. (2023) presented the composition and mineralogical characterization of such binders and the potential for soil stabilisation in terms of strength and stiffness of the stabilised soils. Some of the main findings are presented below:

- The biochars had varying stabilisation effects on the clays when combined with cement, with some negative stabilisation effects, whilst the effect was very beneficial in the peat, with a strength increase of up to 80%.
- The industrial by-products showed opposite results, with beneficial effects in the clays and a strength increase of up to 150%, but negative stabilisation effects in the peat.

Figure 1 and Figure 2 give a better insight into the conclusions stated above. In particular, Figure 1 shows that two of the biochars (BC1 and BC4) had positive stabilisation effects on the Onsøy clay, and that all four biochars had negative stabilisation effects on the Tiller-Flotten clay. Almost all of the IBPs had positive stabilisation effects on the two clays. The greatest effect was observed with the paper sludge ash (PSA) and bottom ash (BA). The ladle slags (LS1 and LS2) had a negligible effect. Regarding the peat, in Figure 2 it is shown that three biochars (BC1, BC3 and BC4) had a positive stabilisation effect on the peat and three IBPs had

negative stabilisation effects, whilst the ladle slags LS1 and LS2 again had a negligible effect.

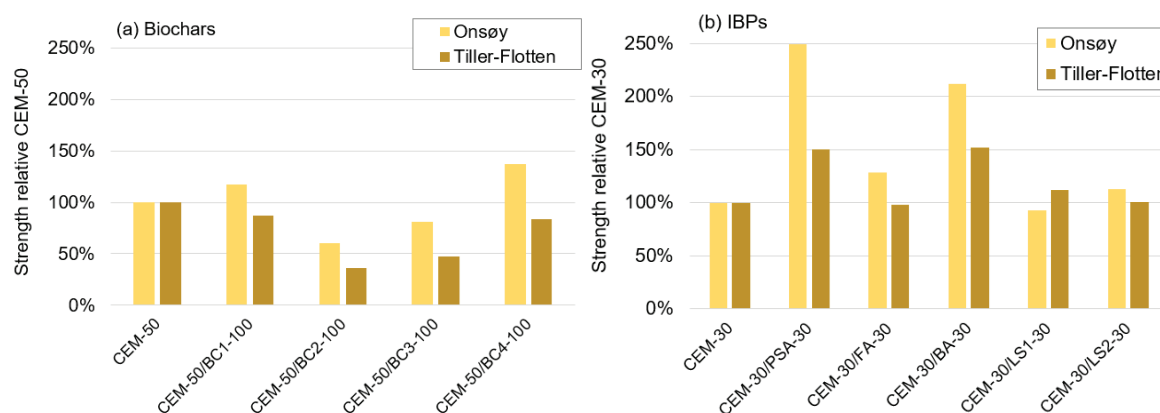


Figure 1. Average strength of mixtures of biochars and IBPs relative to mixtures with 100% CEM as binder for the Onsøy and Tiller-Flotten clays; (a) biochars, and (b) IBPs. Taken from Hov et al. (2023).

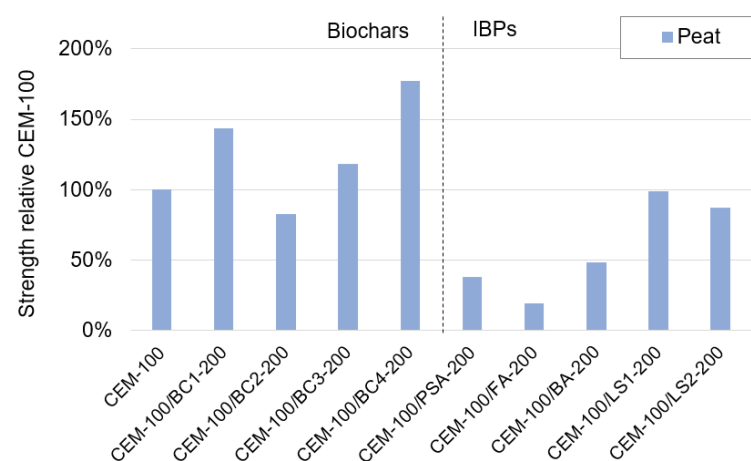


Figure 2. Strength of mixtures of biochars and IBPs relative to mixtures with 100% CEM as binder for the peat. Taken from Hov et al. (2023).

Some of the IBPs tested in GOAL, have been also tested for leaching of elements when combining a particular alternative binder with cement and quick clay. Paniagua et al. (2023) showed that bioashes and ladle slags had leaching limits for inert landfills following the European regulation, when tested both individually and combined with cement and quick clay. Recent data obtained in the GOAL project, agrees well with these observations i.e. stabilisation of the soil with IBPs and biochars led to a decrease in leaching of several elements, however, increased leaching in other parameters.

The GOAL project is also looking at the environmental and economic life-cycle impacts of soils stabilised with industry by-products. This is mainly inspired by the conclusions stated by Ritter et al. (2022, 2023) after a sustainability assessment of the use of biochar for stabilisation of quick clay and peat. The results indicated that

biochar amendments >30% of the used cement rendered the soil stabilisation process carbon neutral. However, the current cost of biochar was found to be greater than its benefits for soil stabilisation. The sustainability analysis in the GOAL project is ongoing and the results will be presented in the near future.

4 FIBRE OPTIC SENSING AND SEISMIC MEASUREMENTS

During the GOAL project, one of the main activities is the validation of new monitoring methods to improve quantification of real field behaviour of stabilised soil (upscaling the laboratory results), in particular, when using alternative binders. Therefore, during summer 2023, a field test site at Tiller-Flotten in Trondheim, Norway has been established where the quick clay has been stabilised with alternative (PSA) and traditional binders (QL-CEM). The site has been heavily instrumented to evaluate the performance of the stabilised material with time when loaded with an embankment. For doing such evaluation, seismic measurements applying distributed acoustic sensing (DAS) and fibre optic measurements (distributed strain sensing) are being carried out, in addition to deformation, geophysical and pore water measurements. The work is currently ongoing, and the preliminary results for the vertical distribution of the strain along the installed stabilised soil column has shown to give good and promising results compared to the expected calculations with analytical models and the performance of traditional binders.

Prior to the field work, some preliminary studies at the laboratory scale have been done. One of the studies has focused on the DFOS (distributed fibre optic sensing) for quantification of the integrity and the stress-strain relation of stabilised soil. Ritter et al. (2024) and Solum (2023) present the results of samples with layers of stabilised and remoulded clay that were instrumented with a fibre optical cable to monitor changes in the curing temperature (i.e. distributed temperature sensing, DTS). Additionally, by embedding fibre optical strain cables directly into stabilised soil samples and testing in unconfined compression tests, the stress-strain behaviour and strain transfer mechanism could be studied (i.e. distributed strain sensing, DSS).

Figure 3a shows the DTS data collected for eight hours of testing in one sample during the laboratory tests. The data indicated a signature temperature profile at the transition zone between the stabilised and untreated soil. In this way, the laboratory results show that untreated soil layers with a thickness of a few centimetres can effectively be identified when installing a fibre optical cable during the first hours after soil improvement, which may help to detect integrity issues (related to the vertical binder distribution) for the stabilised soil columns. For field applications, the results indicate that one may have a couple of hours to detect small non-stabilised zones of approximately 10 cm, however, this application in the field is challenging concerning the rate of heat development and diffusion from the soil-binder reactions. Field installation and measurements of DTS in stabilised lime-cement columns has also been tested before in Sweden (HydroResearch, 2018).

Figure 3b shows the DSS data (as strain profiles) obtained for one of the laboratory unconfined compression tests. Each strain profile relates to a specific axial strain, applied on the stabilised soil specimen. The obtained data shows that the stiffness differences between the stabilised soil and the fibre optic cable resulted in a complicated strain transfer due to the short specimen height, which requires further investigation.

In general, the findings from applying DFOS to stabilised soil indicate that this technology can provide a means of evaluating the engineering performance of stabilised soil. Perhaps the most promising benefit is the high spatial resolution obtained by DFOS.

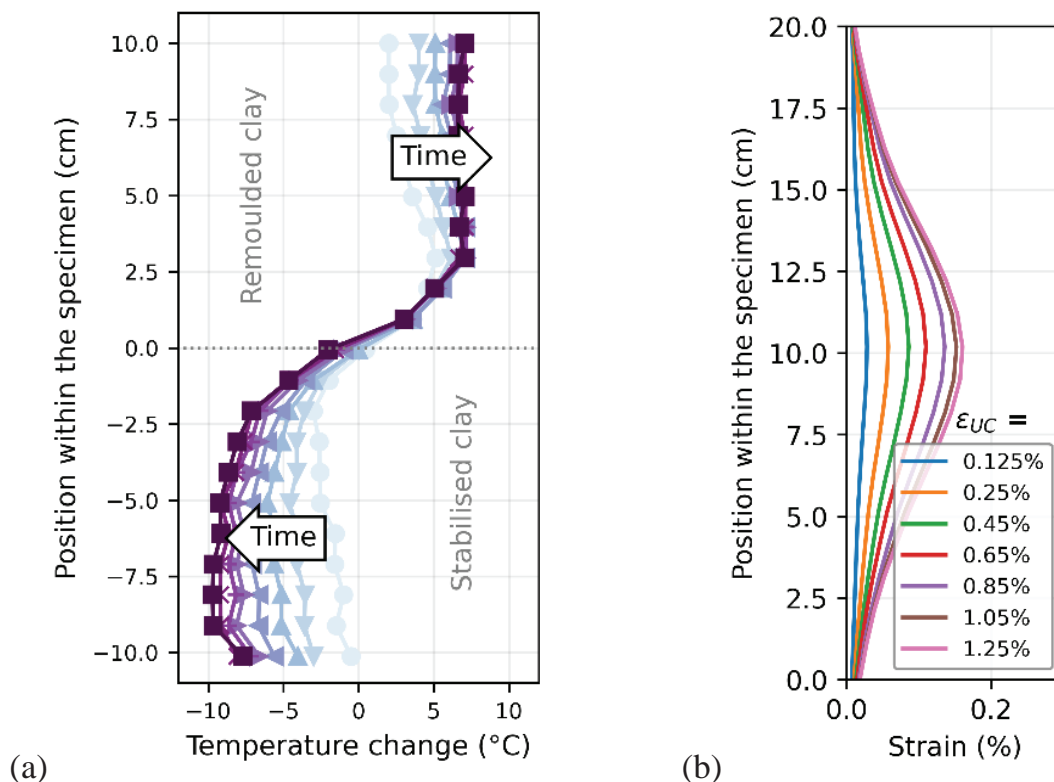


Figure 3. (a) Distributed temperature sensing profiles in one specimen within the first eight hours of the temperature tests. (b) Distributed strain sensing profiles in the unconfined compression test for one specimen before the fibre optical cable noticeably slipped. The applied axial strain in the unconfined compression test, ϵ_{UC} , is indicated. Taken from Ritter et al. (2024).

Regarding seismic measurements of stabilised soil, part of the work during the GOAL project has also been focused on applying non-destructive techniques for measuring the shear wave velocity of stabilised soil with alternative binders and its correlation with the measured strength and stiffness of such materials. Figure 4 presents some of the results obtained in the study. Good correlation between the shear wave velocities and the strength of the stabilised soil samples was found, independent of the types of soil and binders being used. The results agree also well with the correlations proposed by Åhnberg & Holmen (2011) and Dannewitz et al. (2005).

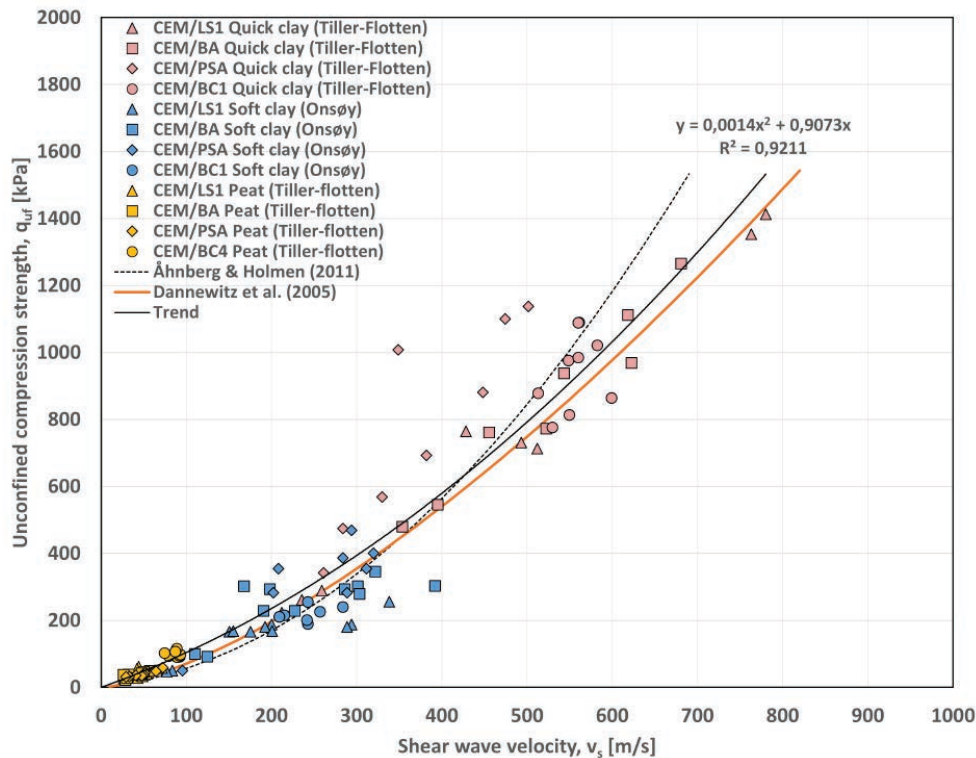


Figure 4. Shear wave velocity versus unconfined compressive strength compared to previous studies by both Åhnberg & Holmen (2011) and Dannewitz et al. (2005). Taken from Karlsen & Sund-Olsen (2023).

5 DATA ANALYSIS WIT MACHINE LEARNING

One of the objectives of the GOAL project is to adopt data mining techniques to identify correlations between execution parameters, monitoring data and engineering properties of stabilised soil. It is well understood that the prediction of stabilised soil properties relies on laboratory and field testing, and existing databases (Paniagua et al. (2022); Hov and Larsson (2023)) have partly been explored without advanced data processing techniques such as machine learning. Therefore, in the GOAL project current focus is given to testing the performance of machine learning techniques such as gradient boosting and random forest algorithms in addition to linear correlation analyses on the two named databases of laboratory stabilised soils.

Hov et al. (2023b) and Berner (2023) present some initial work to process strength verification data using these two machine learning techniques (random forest and gradient boosting) to obtain non-linear predictive models. Random forest is a technique where multiple regression analyses are performed in decision trees, whereby an average prediction is obtained. Gradient boosting is an iterative process where the regression analyses in decision trees are improved stepwise until the errors are minimal and a prediction is obtained. Figure 5 shows an example of the predictions based on the laboratory data using random forest and gradient boosting

and a comparison with the measured strength profile from standard column penetration (FKPS).

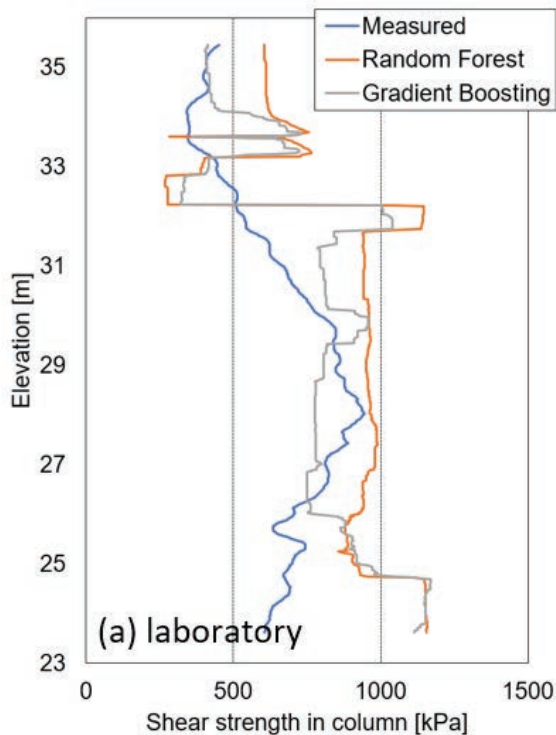


Figure 5. Example of two predictions based on the laboratory data using on random forest and gradient boosting and compared with the measured strength profile from FKPS. Taken from Hov et al. (2023b).

The random forest and gradient boosting techniques gave similar predicted column strength profiles, and the prediction is fairly accurate to the measured data. The predictions were however not always accurate, as observed in other cases not presented in this paper. Therefore, it was concluded that machine learning techniques are challenging to use on DDM data in practice since predicted and measured values can differ considerably.

6 FURTHER WORK

The activities carried out so far in the GOAL project have explored industrial by-products and biochar as alternative binders, distributed fibre optic sensing and seismic measurements to document the properties and performance of stabilised soil and machine learning techniques. Still, some further studies are noted and currently particular focus is being put on:

- Statistically studying the interaction between the alternative binders and the soils for explaining the strength and stiffness differences observed after stabilisation.

- Advancing on the seismic characteristics of the field stabilised soils and its relations with strength and stiffness in time.
- Evaluating the environmental and economic impacts of performing soil stabilisation with alternative binders.
- Understanding the strain transfer mechanism between the fibre optic cables and the stabilised soils by DFOS laboratory verification.
- Analysis of the field tests data obtained at the Tiller-Flotten test site (DFOS, DAS, geophysics).
- Performing additional field tests in another type of clay at Onsøy, Norway.
- Work towards practical recommendations to design guidance based on findings from laboratory and field works.

7 ACKNOWLEDGEMENTS

The authors thank the Research Council of Norway (grant number 328767 "GOAL – Green soil stabilisation") for the financial support.

8 REFERENCES

Åhnberg, H., & Holmen, M. 2011. *Assessment of stabilised soil strength with geophysical methods*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement. 164 (3), 109–116.

Berner, M.N. 2023. *Application of data mining techniques to soil stabilisation*. Norwegian University of Science and Technology MSc thesis.

Dannewitz, N.M Eriksson, H.; Mttson, H.; Larsson, R. & Holm, G. 2005. *Seismisk kontrollmetod för KC-pelare*. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 35 2005-05.

Hov, S.; Paniagua, P.; Sætre, C.; Long, M.; Cornelissen, G.; Ritter, S. 2023a. *Stabilisation of soft clay, quick clay, and peat by industrial by-products and biochars*. Appl. Sci. 13, 9048.

Hov, S.; Berner, M.N.; Rønning, S. & Bache, B.K.F. 2023b. *Strength and verticality of Nordic dry deep mixing columns – A case study in Norway*. Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development - Geotec Hanoi 2023.

HydroResearch. 2018. *Bilaga J - Produktionsuppföljning KC fält: Bilaga J.2 Temperatur (enskild pelare)*. E02, Centralen. Särskild utredning – Kalkcementpelare i passivzon. Trafikverket & NCC.

Karlsen, F. & Sund-Olsen, S. 2023. *A laboratory study on the use of non-destructive testing for evaluation of the strength and deformation properties of stabilised soil*. Norwegian University of Science and Technology MSc thesis.

Paniagua, P.; Ritter, S.; Moseid, M.; Okkenhaug, G. 2023. *Bioashes and steel slag as alternative binders in ground improvement of quick clays*. Proceedings of the Geo-Congress 2023, Los Angeles, CA, USA, 26–29 March 2023.

Ritter, S.; Solum, E.R.; Meland, H.J.; Hov, S.; Paniagua, P. 2024. *Distributed fibre optic sensing of stabilised soil*. Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024.

Ritter, S.; Paniagua, P.; Cornelissen, G. 2023. *Biochar in quick clay stabilisation: reducing carbon footprint and improving shear strength*. Proceedings of the Geo-Congress 2023, Los Angeles, CA, USA, 26–29 March 2023.

Ritter, S.; Paniagua, P.; Hansen, C.B.; Cornelissen, G. 2022. *Biochar amendment for improved and more sustainable peat stabilisation*. Proc. Inst. Civil. Eng. Ground Improv. Ahead of print.

Solum, E. R. 2023. *Distributed Fiber Optic Sensing for monitoring stabilised clay*. Norwegian University of Science and Technology MSc thesis.

GEOLOGISKA OSÄKERHETERS BETYDELSE VID MODELLERING AV PORTRYCKSREDUKTION FRÅN GRUNDVATTENLÄCKAGE TILL DJUPT SCHAKT

Sofie Axéen^A, Johanna Merisalu^A

^A Chalmers tekniska högskola, Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik, Avdelning geologi och geoteknik.

SAMMANFATTNING

Ökad befolkning och urbanisering har lett till utmaningar för många städer, då tillgänglig markyta blir allt mer begränsad. Detta har resulterat i ett ökat intresse för att bygga underjordiska anläggningar. Vid konstruktionen av dessa anläggningar finns risk för inläckage vilket kan resultera i sänkningar av grundvattennivåer med efterföljande marksättningar och skador från dessa. Det är därför viktigt att ha en gedigen förståelse och kunskap om stratigrafin, de hydrogeologiska egenskaperna och därmed potentiella flödesvägar för grundvattnet inom byggnadsområdet.

I Sverige är det vanligt förekommande med tunna sandlager inbäddade i lerlager som bildades under slutet av den senaste istiden på grund av varierande havsnivåer. Dessa lokala och tunna sandlager tenderar att bli förbisedda i grundvatten-modellering när man försöker förutsäga portrycksändringar samt sättningsberäkningar. Syftet med detta arbete har därför varit att undersöka hur inkludering av dessa sandlager påverkar prognoser av portrycksförändringar till följd av inläckage till ett schakt. Detta har gjorts genom numerisk modellering utifrån två olika geologiska conceptualiseringar, där den första modellen antar att leran är homogen och den andra inkluderar dessa sandlager. Flödesmodellerna har utvecklats i MODFLOW och avser ett hypotetiskt schakt beläget vid Korsvägen, Göteborg.

Resultatet visar på betydande skillnader mellan modellerna där inkludering av sandlager resulterar i snabbare portrycksändringar i leran samtidigt som trycknivån i den undre akvifären ökar. Dessutom observerades lokala skillnader där sandlagrens påverkan både kan resultera i ökande och minskande portryck, beroende på deras position och eventuell konnektivitet till den övre eller undre akvifären. Sammanfattningsvis understryker resultaten vikten av att ta hänsyn till dessa typer av geologiska osäkerheter, då dessa har inverkan på portrycksändringar. Att inte beakta dessa faktorer kan potentiellt leda till underskattning av risker för sättningar och därmed skador på byggnader.

SUMMARY

Increased population and urbanization have led to challenges for many cities, as available land becomes increasingly limited. This has resulted in an increased interest in building underground facilities. During the construction of these facilities, there is a risk of groundwater leakage which can result in lowering of groundwater levels with subsequent ground subsidence and damage to buildings, infrastructure and other installations. It is therefore important to have a solid understanding and knowledge of the stratigraphy, the hydrogeological properties and thus potential flow paths for groundwater within the building area.

In Sweden, it is common to have thin sand layers embedded in clay layers that were formed during the end of the last ice age due to varying sea levels. These local and thin sand layers tend to be overlooked in groundwater modelling when attempting to predict pore pressure changes and settlement calculations. The aim of this work has therefore been to investigate how the inclusion of these sand layers affects forecasts of pore pressure changes as a result of groundwater leakage due to deep excavation. This has been done through numerical modelling based on two different geological conceptualizations, where the first model assumes that the clay is homogeneous and the second includes these sand layers. The flow models have been developed in MODFLOW and applied to a hypothetical shaft located at Korsvägen, Gothenburg.

The results show significant differences between the models, where the inclusion of sand layers results in faster pore pressure decrease in the clay while the pressure level in the lower aquifer increases. In addition, local differences were observed where the influence of the sand layers can both result in increasing and decreasing pore pressure, depending on their position and possible connectivity to the upper or lower aquifer. In summary, the results underline the importance of these types of geological uncertainties taking into account, as they have an impact on pore pressure changes. Failure to consider these factors can potentially lead to underestimation of settlement risks and thus damage to buildings and other installations.

1 INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

Vid byggande under mark och under grundvattennivån riskerar grundvatten att läcka in i konstruktionen. För att säkerställa en torr arbetsmiljö i anläggningen måste detta vattnet ledas bort (Cashman & Preene, 2001). Grundvattensänkning till följd av grundvattenbortledning kan medföra risk för sättningar i sättningSkänsliga jordar såsom lera genom att portrycket minskar och den effektiva spänningen därmed ökar. Eftersom den hydrauliska konduktiviteten i lera är förhållandevis låg kan förändringen i effektiv spänning ske långsamt till skillnad mot mer permeabla jordar där tryckförändringar sker direkt. Denna förhållandevis långsamma tryckförändring medför att förändringar i effektiv spänning och därmed sättningar är starkt tidsberoende (Terzaghi, 1943). Kunskap om hur stor och långvarig grundvattensänkning en lera klarar utan risk för konsolidering är avgörande för att kunna planera sin verksamhet med fokus på åtgärder för att motverka dessa risker.

För att möjliggöra en riskanalys av de tidsberoende konsekvenserna i form av portrycksförändring och konsolidering till följd av inläckage samt medförande grundvattensänkning behövs verktyg som kan prediktera den spatiala och tidsmässiga förändringen av grundvattennivåer i det hydrogeologiska systemet. Numerisk grundvattenmodellering är ett sådant verktyg som möjliggör prediktion och förståelse för hur undermarks konstruktioner kan påverka flöde och trycknivåer i omkringliggande akvifärer (Sundell et al., 2016). Under senare år har det uppmärksamats att osäkerheter gällande den geologiska conceptualiseringen oftast utgör den största källan till osäkerheter i grundvattenmodellering (Bredehoeft, 2005; Højberg & Refsgaard, 2005; Refsgaard et al., 2012; Trolborg et al., 2007). Detta medför att förståelse och representation av geologin är avgörande för att få ett giltigt och representativt resultat från en grundvattenmodell. Kunskap om det hydrogeologiska systemet och den spatiala fördelningen av olika hydrogeologiska enheter kan införskaffas genom fältundersökningar men dessa är finansiellt- och tidsmässigt resurskrävande att genomföra. Kunskap om den geologiska historien av området kan därför med fördel användas som ett komplement till hård data (Jørgensen et al., 2010).

Jordar i Sverige har huvudsakligen kvartärt ursprung och är ett resultat av issmältningen och tillbakagången av det sena Weichselian-istäcket runt 13 000 år sedan (Lundqvist, 1983). Avsmältningen är associerad med en komplex historik av kustförskjutningar vilka inkluderar både transgressioner och regressioner som resultatet av isostatisk landhöjning samt eustatisk havsnivåhöjning (Lagerlund & Housmark-Nielsen, 1993). Den generella stratigrafin i lerfyllda dalar under högsta kustlinjen är därmed ett resultat av kustförskjutningarna i kombination med varierande sedimentära och klimatiska förhållanden till följd av variationer i glaciärens smältvattenkvantitet samt avståndet till isranden (Miller & Robertsson, 1988). Stratigrafin i dessa lerfyllda dalar kan delas in två grupper: de glaciala avlagringarna samt de postglaciala avlagringarna. De glaciala avlagringarna utgörs

av (från botten och uppåt) morän, isälvsmaterial och lera. De postglaciala avlagringar utgörs av svallsediment, lera och/eller gyttja, samt överst lager av svallsediment, fyllnadsmaterial, organiska jordar och/eller svämsediment (Bengtsson & Gustafson, 1996). Svallsedimentet utgörs i regel av sand och härstammar från vågpåverkad morän. Dessa lager av svallsand kan finnas både ovan och inom lersekvensen.

Permeabla enheter, såsom sandlinser, inbäddade i mindre permeabla avlagringar, kan påverka den bulk-hydrauliska konduktiviteten av en avlagring (Kessler et al., 2013). Hur stor denna påverkan är beror främst av hur väl dessa enheter är kopplade till varandra och därmed huruvida dessa permeabla enheter kan utgöra permeabla ”kanaler” där grundvattnet kan flöda snabbare än i omkringliggande lågpermeabla matris (Knudby & Carrera, 2005). Att inte ta hänsyn till dessa permeabla enheter vid prediktion av grundvattensänkning och efterföljande portryckssänkning i sättningskänsliga jordar till följd av inläckage kan därmed medföra att både magnituden av grundvattensänkningen samt hur snabbt denna propagerar i systemet underskattas.

1.2 Syfte

Syftet med denna artikel är att presentera preliminära resultat från en pågående studie vars mål utgörs av att utreda om och till vilken grad permeabla sandlinser i lera påverkar magnituden samt hastigheten av portrycksförändringar i lera till följd av inläckage till djupa schakt genom att jämföra två hydrauliska modeller baserade på olika geologisk konceptualisering av stratigrafien.

2 TILLVÄGAGÅNGSSÄTT OCH METODER

2.1 Modellerings- och utvärderingsansats

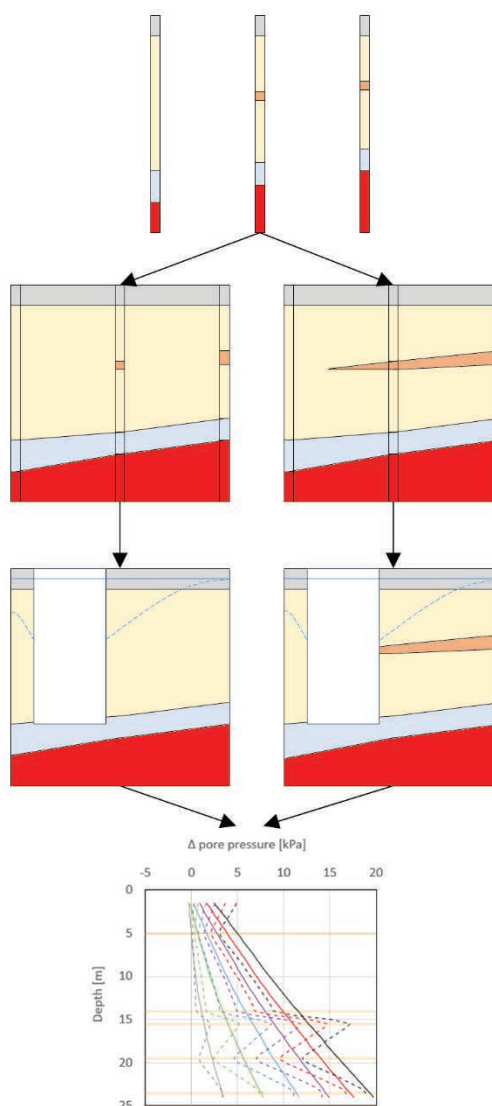
Modellerings- och utvärderingsansatsens upplägg beskrivs i Figur 1. För att utvärdera förändringar i portryck till följd av inläckage i schakt med hänsyn till olika geologisk konceptualisering har två geologiska modeller byggts upp. Den första modellen har en förenklad stratigrafi innehållande (från botten och uppåt) berg, friktionsmaterial (morän/isälvsmaterial), lera, samt fyllnadsmaterial. Den andra modellen har samma stratigrafi med undantaget att även sandlinser inom lersekvensen har inkluderats. Båda modellerna bygger på borrhdata från området. Dessa två geologiska modeller har sedan använts som ingångdata för två grundvattenmodeller. Ett djupt schakt har placerats i Korsvägens dalgång med permeabla väggar som syftar till att representera läckande spont. Påverkan på grundvattennivåer i undre magasin samt portrycksförändring i leran till följd av inläckaget till schaktet utvärderas genom transient grundvattenmodellering med flera tidssteg. Ansatsen med transient grundvattenmodellering har valt för att kunna utvärdera skillnaden i magnitud på grundvattensänkning vid olika tidpunkter för att möjliggöra en analys av skillnader i hastighet för de olika geologiska konceptualiseringarna.

Borrdata

Två geologiska modeller baserade på olika tolkning av stratigrafin

Transient grundvattenmodellering av grundvattenpåverkan till följd av inläckage till schakt.

Skillnad i portrycksförändring över tid



Figur 1. Modelleringsansats för utvärdering av portryckspåverkan till följd av inläckage till schakt för två geologiska konceptualiseringar av stratigrafi.

2.2 Borrdata

Inom modellområdet och inom lersekvensen finns data från 1 495 unika borrhål. Dessa borrhål har sektionerats med en upplösning på 0,5 meter vilket har resulterat i 32 362 punkter som har indikatorn 0 eller 1 vilka representerar lera och sand. Av dessa punkter utgörs 333 av indikator 1-sand och resterande utgör indikator 0-lera. Dessa datapunkter användes som konditionerande data i simuleringen av lokalisering av sandlinser för modell två (se avsnitt 2.3).

2.3 Geologiska modeller

Den ursprungliga stratigrafiska modellen som utgör grunden för båda de geologiska modellerna är en kontinuerlig lagermodell som tagits fram inom ramen för arbetet med Västlänken som är under uppförande i Göteborg utifrån principerna av en

metodik som beskrivs närmare i Trafikverket (2016). Som beskrivits tidigare utgör denna modell en förenklad stratigrafi med berg, ett undre magasin i friktionsmaterial, lera och ett övre magasin.

Modell två, med en mer komplex stratigrafi baseras på den första kontinuerliga lagermodellen men där lersekvensen också inkluderar sand i form av lager eller linser. Sandlinsernas lokalisering och utbredning simulerades med den geostatistiska metoden Multiple Point Statistics (MPS). Den grundläggande funktionen med MPS är att fånga och återskapa komplexa rumsliga mönster och relationer som observeras i en given datamängd. Till skillnad från traditionella geostatistiska metoder som fokuserar på par av punkter (bivariat statistik), beaktar MPS flera punkter samtidigt genom att den tar hänsyn till det rumsliga arrangemanget av flera datapunkter inom ett definierat område. MPS förlitar sig på en "träningsbild", vilket är en referensbild som representerar önskade rumsliga mönster. Denna bild används för att vägleda simuleringsprocessen och säkerställa att de genererade modellerna fångar de väsentliga spatiala funktionerna och mönstren som observeras i träningsbilden. MPS är en stokastisk simuleringsmetod vilket innebär att den kan generera flera realiseringar av geologin. För att bygga modell 2 har endast en sådan realisering använts. MPS kan också inkludera icke-stationära förhållanden, vilket innebär att de statistiska egenskaperna i stratigrafien kan variera över studieområdet. För mer ingående information och beskrivning av metoden hänvisas läsaren till exempelvis Liu (2006), Strebelle and Journel (2001), Strebelle (2002), eller Hu and Chugunova (2008).

2.4 Numeriska flödesmodeller

Två numeriska MODFLOW-NWT-modeller byggdes genom att använda Flopy-paketet i Python (Bakker et al., 2016). Modellerna byggdes med voxel-metoden, där den geologiska strukturen är representerad med ett tredimensionellt grid av volymetriska pixlar (voxlar) (Enemark et al., 2022). Varje voxel representerar en indikator (jordart) som kan tilldelas olika egenskaper, exempelvis hydraulisk konduktivitet. Cellstorleken var 10 x 10 meter med en 0,5 meters tjocklek, vilket resulterade i 158 rader, 173 kolumner och 295 lager. Inom Python användes förprogrammerade subrutiner, så kallade paket, för att representera olika egenskaper i grundvattensystemet. Dessa paket i kombination med ytterligare kod har använts för att representera modellområdets hydrogeologi.

För att representera schaktet finns inget färdigt paket utan i stället användes en kombination av horisontala flödesbarriärer (HFB) och dräner (DRN). Uppbyggnaden av schaktet kan beskrivas som att en rektangulär kub där de inre cellerna utgörs av dränering vilka tar bort allt vatten som når dessa celler. Flödesbarriärer omringar dränerna och syftar till att representera schaktets väggar där en låg konduktivitet ansatts vilket medför att väggarna utgör en läckande barriär för grundvattnet i omkringliggande akviferer.

2.5 Utvärdering portrycksförändring

Effekterna på grundvattennivåerna i det undre magasinet och tryckförändringarna i leran till följd av schaktets inläckage analyseras genom transient grundvattenmodellering med sex tidssteg. Tidsstegen ansattes till 1 dag, 1 vecka, 2 veckor, 1 månad, 1 år och 30 år för att möjliggöra utvärdering av förändringar i portryck både på kort och lång sikt. För att representera de initiala trycknivåerna simulerades även ett stationärt tillstånd utan schaktets påverkan, och resultaten från denna simulering användes som startvärden i de transienta simulationerna.

För att bedöma skillnaderna mellan modellerna valdes åtta olika observationspunkter, strategiskt placerade både på den norra och södra sidan av schaktet. Dessa observationspunkter är lokaliserade i samma dalgång som schaktet, med varierande stratigrafi och avstånd till utgrävningen för att möjliggöra en omfattande utvärdering av sandlinsernas effekter. Resultaten från ett urval av dessa punkter presenteras i avsnitt 3.

2.6 Fallstudieområde

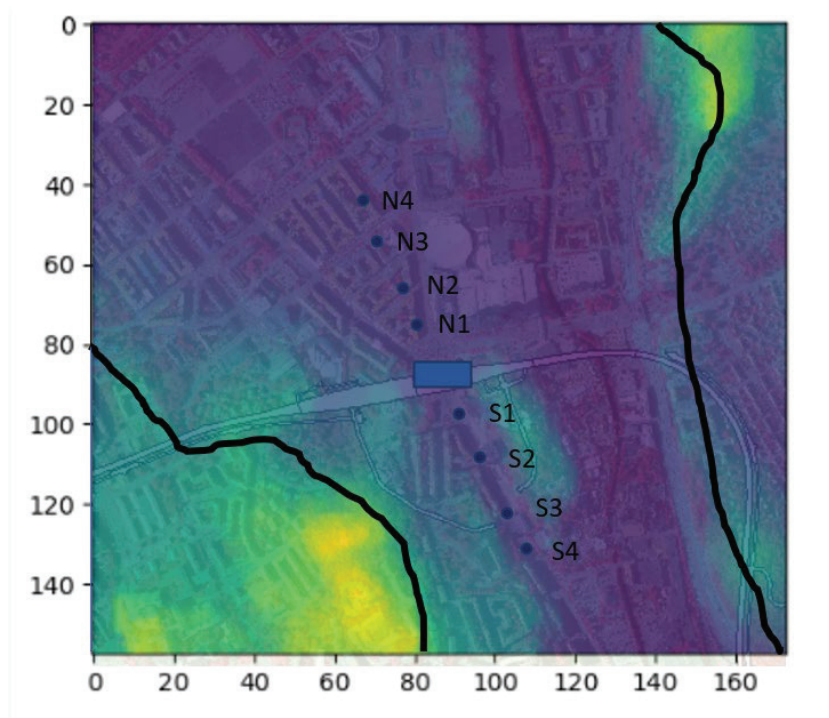
Fallstudien och modellområdet utgörs av delar av centrala Göteborg. Topografin i området är varierande med högre bergspartier i öster och sydväst vilka tillsammans formar två dalgångar (Korsvägen och Mölndalsåns dalgång). I norra delen av modellområdet är marken relativt platt. Hydrogeologin i området karakteriseras av berghällar i höglänta områden och lerfyllda dalar. I dalgångarna utgörs i regel jorden i markytan av fyllnadsmassor och/eller sand vilka vilar på lera av varierande mäktighet. Jordarna i markytan utgör ett öppet magasin som i randzonerna har kontakt med moränen under leran som utgör ett slutet undre magasin. Sandlagren som på sina ställen återfinns inom lersekvensen utgör ett intermediärt magasin som i vissa fall har kontakt med övre och undre magasin vid randzonerna. Grundvattenbildningen i området är komplex till följd av att stora delar av området är täckt av relativt impermeabla material såsom asfalt. Läckande ledningar bidrar till grundvattenbildningen samtidigt som dagvattenhanteringen bidrar till att leda bort vatten. Grundvattenbildningen till de slutna magasinerna och berget sker i regel i mer höglänta områden samt i randzonerna.



Figur 2. Fallstudieområdet med jordarter, byggnader, vägar och järnvägar, samt höjkonturer indikerade. Källa: SGU.

3 RESULTAT OCH DISKUSSION

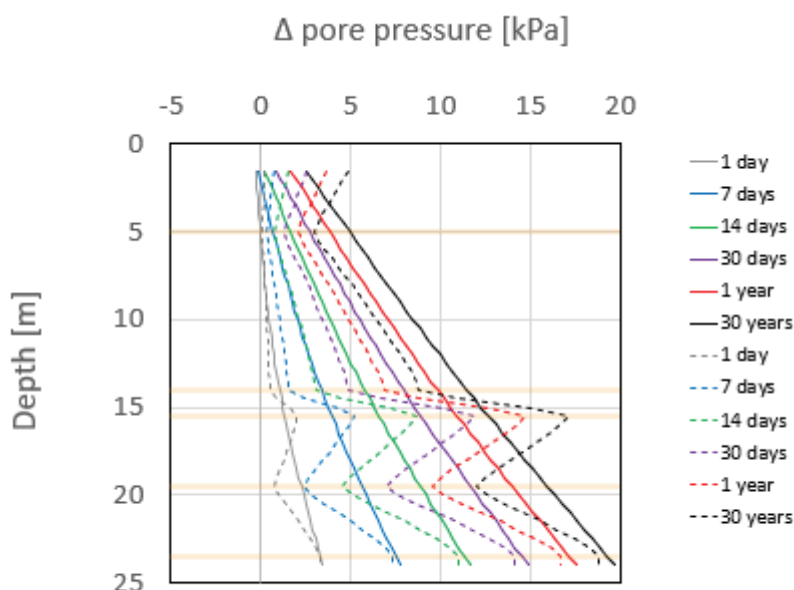
Portrycksförändringen till följd av inläckage till schaktet har analyserats i åtta observationspunkter för bägge modellerna inom ramen för projektet. Placeringen av dessa brunnar visas i Figur 3. Inom ramen för denna artikel presenteras dock endast resultatet från två av dessa brunnar: N4 som är placerad ca 400 meter från schaktet på dess norra sida, samt S1 som är placerad ca 100 meter från schaktet på dess södra sida.



Figur 3. Karta över modellområdet där schaktet samt observationsbrunnarna är indikerade.

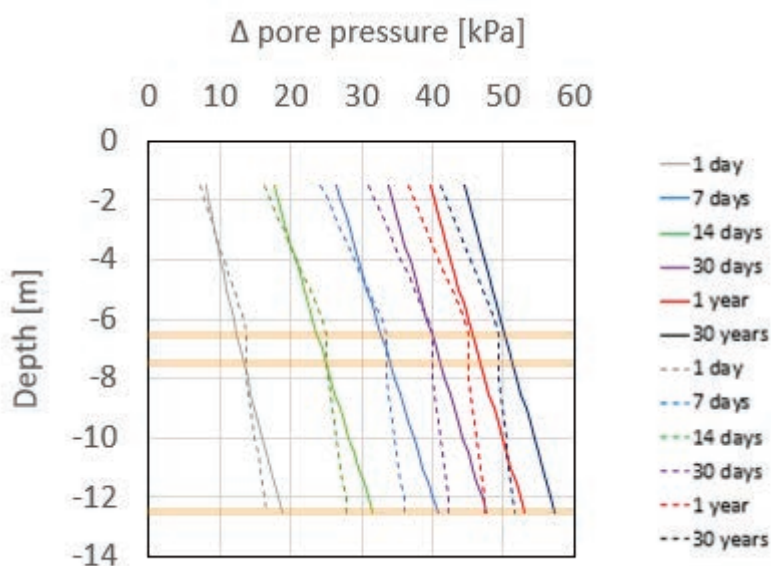
Resultatet i form av portrycksförändring i observationspunkt N4 redovisas i Figur 4. Som kan ses i figuren förändras portrycket i modell 1 - utan sand, enligt ett linjärt mönster där förändringen är lägst i den övre delen av leran och ökar ner till undre magasin där den förblir konstant med djupet. För modell 2 - med sand, är förändringarna stökigare och mer osammanhängande. Sandlinserna (vilka indikeras med gula horisontella linjer i figuren) resulterar i både en större och mindre portrycksförändring jämfört med modell 1 – utan sand. Detta visar att sandlinserna har olika effekter beroende på deras placering och konnektivitet till övre och undre magasin. Exempelvis syns en högre portrycksändring vid sandlager 3 som i magnitud är lik den förändring som uppmätts i undre magasin. Detta indikerar att sandlagret har en direkt koppling till den undre akvifären och därmed utgör en förlängning av detta magasin. Ett annat exempel är det översta sandlagret som i motsats till sandlager 3 har en lägre portrycksförändring i modell 2 – med sand jämfört med modell 1 – utan sand. Detta kan istället bero på att detta sandlager istället har kontakt med lager som kan fyllas på med vatten när flödesriktningen i området ändras till följd av den

starka gradienten mot schaktet. Således bidrar detta sandlager till en lägre portrycksändring.



Figur 4. Illustrerar portrycksändringen inom leran för observationspunkt N4, placerad på norra sidan av schaktet med ett avstånd av ca 400 meter. De heldragna linjerna presenterar modell 1 - utan sand och de streckade linjerna presenterar modell 2 - med sand. De gula horisontella linjerna illustrerar nivån för sandlagren i modell 2.

Resultatet i form av portrycksförändring i observationspunkt S1 redovisas i Figur 5. Efter 1 dygn av läckage till schaktet så är portrycksminskningen större för modell 2 – med sand vid det översta sandlagret och även i dess överliggande lera. Den långsiktiga trenden är dock att modell 1 – utan sand har större portrycksminskning över tid. Detta är ett tydligt exempel på hur dessa permeabla sandlinser kan bidra till en momentan tryckförändring som sprider sig i systemet genom att sandlagren utgör flödesvägar som kan dränera leran. Att den långsiktiga trenden är den motsatta tyder dock på att dessa sandlinser för en längre period kan fungera som flödesvägar för grundvattenbildning till undre magasin vilket bidrar till att motverka tryckförändringar i undre magasin och därmed portrycksförändringar i leran.



Figur 5. Illustrerar portrycksändringen i observationspunkt S1, placerad på södra sidan av schaktet med ett avstånd av ca 100 meter. De heldragna linjerna presenterar modell 1 - utan sand och de streckade linjerna presenterar modell 2 - med sand. De gula horisontella linjerna representerar nivån för sandlagren i modell 2.

Resultatet från de två numeriska flödesmodellerna visar tydligt att den geologiska konceptualiseringen har en betydande påverkan på hur systemet svarar vid ett inläckage till schakt. Skillnaderna i portryck för de två modellerna indikerar att ignorans av dessa sandlinser vid prognostisering av grundvatten- samt portryckspåverkan vid grundvattenbortledning kan resultera i både en över- och en underskattning av magnitud och hastighet. Eftersom portrycksminskning i mjuka jordar kan initiera risker som sättningar och resulterande skador på den byggda miljön, är förutsägelsen av portrycksminskningens magnitud av stor betydelse för en trovärdig och realistisk riskanalys och riskbedömning. Vid hantering av risker och vid design av riskminskande åtgärder, exempelvis infiltration, är också hastigheten av tryckförändringen av stor betydelse då ett snabbt förlopp avsevärt kan minska det tidsfönster som verksamhetsutövaren har för att implementera en lyckad åtgärd och därmed motverka risken för sättningsskador. En giltig representation av de geologiska förhållandena kan således vara avgörande för en effektiv riskhantering.

4 SLUTSATSER

De preliminära slutsatserna från arbetet är:

- Resultatet från de två modellerna visar betydande skillnader i hastighet och magnitud av portrycksförändring till följd av inläckage till schakt vilket indikerar att inkludering av dessa sandlinser kan ha en stor inverkan på en riskanalys för portryckssänkningar och sättningar.
- Sandlinsernas placering och konnektivitet är avgörande för om dessa sandlinser och en positiv eller negativ effekt på portrycksförändringen och inom samma modellområde kan flera sandlager samspela och förstärka eller motverka effekten av ett inläckage.
- Exkludering av geologiska osäkerheter kan resultera i att sättningsrisker både underskattas och/eller överskattas vilket i sin tur kan bidra till att risker som annars hade kunnat förutses och därmed hanteras missas med skador och kostnader som följd.

5 REFERENSER

- Bakker, M., Post, V., Langevin, C. D., Hughes, J. D., White, J. T., Starn, J., & Fienen, M. N. (2016). Scripting MODFLOW model development using Python and FloPy. *Groundwater*, 54(5), 733-739.
- Bengtsson, M., & Gustafson, G. (1996). *Bedömning av grundvatten utgående från grundvatten miljöer* [Publication B426, Gothenburg, Institution of Geology]. Chalmers University of Technology.
- Bredehoeft, J. (2005). The conceptualization model problem—surprise. *Hydrogeology Journal*, 13(1), 37-46.
- Cashman, P. M., & Preene, M. (2001). *Groundwater lowering in construction: A practical guide*. CRC Press.
- Enemark, T., Andersen, L. T., Høyer, A.-S., Jensen, K. H., Kidmose, J., Sandersen, P. B., & Sonnenborg, T. O. (2022). The influence of layer and voxel geological modelling strategy on groundwater modelling results. *Hydrogeology Journal*, 30(2), 617-635.
- Hu, L., & Chugunova, T. (2008). Multiple-point geostatistics for modeling subsurface heterogeneity: A comprehensive review. *Water resources research*, 44(11).
- Højberg, A., & Refsgaard, J. (2005). Model uncertainty—parameter uncertainty versus conceptual models. *Water Science and Technology*, 52(6), 177-186.
- Jørgensen, F., Møller, R. R., Sandersen, P. B., & Nebel, L. (2010). 3-D geological modelling of the Egebjerg area, Denmark, based on hydrogeophysical data. *GEUS Bulletin*, 20, 27-30.
- Kessler, T. C., Comunian, A., Oriani, F., Renard, P., Nilsson, B., Klint, K. E., & Bjerg, P. L. (2013). Modeling Fine-Scale Geological Heterogeneity—Examples of Sand Lenses in Tills. *Groundwater*, 51(5), 692-705.
- Knudby, C., & Carrera, J. (2005). On the relationship between indicators of geostatistical, flow and transport connectivity. *Advances in Water Resources*, 28(4), 405-421.
- Lagerlund, E., & Housmark-Nielsen, M. (1993). Timing and pattern of the last deglaciation in the Kattegat region, southwest Scandinavia. *Boreas*, 22(4), 337-347.
- Liu, Y. (2006). Using the Snesim program for multiple-point statistical simulation. *Computers & geosciences*, 32(10), 1544-1563.
- Lundqvist, J. (1983). Till and moraines in Sweden. In J. Ehlers (Ed.), *Glacial deposits in north-west Europe* (pp. 83-90). Balkema.
- Miller, U., & Robertsson, A. (1988). Late Weichselian and Holocene environmental changes in Bohuslän, southwestern Sweden. *Geographia Polonica*, 55, 103-111.
- Refsgaard, J. C., Christensen, S., Sonnenborg, T. O., Seifert, D., Højberg, A. L., & Troldborg, L. J. A. i. W. R. (2012). Review of strategies for handling geological uncertainty in groundwater flow and transport modeling. 36, 36-50.

- Strebelle, S. (2002). Conditional Simulation of Complex Geological Structures Using Multiple-Point Statistics [journal article]. *Mathematical Geology*, 34(1), 1-21. <https://doi.org/10.1023/a:1014009426274>
- Strebelle, S., & Journel, A. (2001). Reservoir modeling using multiple-point statistics. SPE Annual Technical Conference and Exhibition,
- Sundell, J., Rosén, L., Norberg, T., & Haaf, E. (2016). A probabilistic approach to soil layer and bedrock-level modeling for risk assessment of groundwater drawdown induced land subsidence. *Engineering geology*, 203, 126-139.
- Terzaghi, K. (1943). Theory of consolidation. *Theoretical Soil Mechanics*, 265-296.
- Trafikverket. (2016). *PM Beskrivning Hydromodell, Underlagsdokument till PM Hydrogeologi, ansökan om tillstånd enligt miljöbalken för anläggandet av Västlänken och Olskroken planskildhet* (TRV 2016/3151). www.trafikverket.se
- Troldborg, L., Refsgaard, J. C., Jensen, K. H., & Engesgaard, P. (2007). The importance of alternative conceptual models for simulation of concentrations in a multi-aquifer system. *Hydrogeology Journal*, 15, 843-860.

A METAMODEL FOR ESTIMATING TIME-DEPENDENT GROUNDWATER-INDUCED SUBSIDENCE ON LARGE AREAS

METAMODELLERING ÖVER STORA OMRÅDEN AV TIDSBEROENDE MARKSÄTTNINGAR TILL FÖLJD AV GRUNDVATTENSÄNKNINGAR

Ezra Haaf^A, Pierre Wikby^A, Ayman Abed^A, Jonas Sundell^{A,B}, Eric McGivney^C, Lars Rosén^A, Minna Karstunen^A

^A *Chalmers tekniska högskola AB*

^B *Statens Geotekniska Institut*

^C *Qasa AB*

SAMMANFATTNING

Byggandet av infrastrukturanläggningar under mark innebär ofta inläckage av grundvatten och tidsberoende minskning av portryck i sättningskänslig lera, vilket kan orsaka markdeformationer. Numeriska hydro-geomekaniska modeller kan användas för att modellera de komplexa, tidsberoende processerna krypning och konsolidering, och därmed öka förståelsen för när och var deformationer kan uppstå och i vilken omfattning. En komplex 3D hydro-geomekanisk modell är dock beräkningsmässigt tung och därför svår att implementera över det stora område där grundvattensänkning potentiellt kan inträffa. För att bedöma risker för markdeformationer till följd av grundvattensänkning presenteras i detta föredrag en beräkningseffektiv, maskininlärningsbaserad metamodell som efterliknar 2D finita element-simuleringar med Creep-SCLAY1S-modellen för markdeformationer. Metamodellen är konstruerad med hjälp av beslutsträdbaserade ensemble tränade Random Forest (RF) och Extreme Gradient Boosting (XGB) modeller, med hydrostratigrafisk data som prediktorer. I en fallstudie i centrala Göteborg visar metamodellen hög prediktiv förmåga (Pearsons r på 0,9–0,98) på 25% av osedda data, samt god till mycket god överensstämmelse med den numeriska modellen på hela, osedda tvärsektioner. Metamodellen görs tolkningsbar med hjälp av så kallade Shapley-värden, vilka visar att predikteringen är förenlig med processförståelse. Eftersom metamodellen baseras på rumsligt explicita prediktorer som deriverats av en hydrostratigrafisk modell kan resultaten utvidgas från tvärsektioner till områden som inte modellerats, vilket möjliggör beslutsstöd på stora skalor.

SUMMARY

Construction of underground infrastructure facilities often involves groundwater leakage and time-dependent reduction of pore pressure in settlement-sensitive clay,

which can cause ground deformation. Numerical hydro-geomechanical models can be used to model the complex, time-dependent processes of creep and consolidation, thereby increasing the understanding of when and where deformations can occur and at what magnitude. However, a complex 3D hydro-geomechanical model is computationally heavy and therefore difficult to implement over the large area where groundwater subsidence can potentially occur. To assess risks of ground deformation due to groundwater subsidence, this study presents a computationally efficient, machine learning-based metamodel that emulates 2D finite element simulations with the advanced Creep-SCLAY1S ground deformation model. The metamodel is constructed using decision-tree based ensemble trained Random Forest (RF) and Extreme Gradient Boosting (XGB) models, with hydrostratigraphic data as predictors. In a case study in central Gothenburg, Sweden, the metamodel shows high predictive ability (Pearson's r of 0.9-0.98) on 25% of unseen data, and good to very good agreement with the numerical model on entire, unseen cross sections. The metamodel is made interpretable using Shapley values, which show that the prediction is consistent with process understanding. Since the metamodel is based on spatially explicit features derived from a hydrostratigraphic model, results can be extended to unmodeled areas enabling decision support on large scales.

1 BACKGROUND

Groundwater leakage during underground infrastructure construction and operation can lead to reduced groundwater heads, causing delayed time-dependent ground deformations in deformation-sensitive clays. This poses a risk of significant damage to infrastructure, especially in larger-scale areas (e.g., Chaussard et al., 2014; Guzy & Malinowska, 2020; Larsson, 1997). Planners typically use numerical models combining groundwater flow and deformation analysis to assess subsidence risks, with Finite Difference or Finite Element methods commonly employed for large-scale predictions (e.g., Hoffmann et al., 2003; Trefry & Muffels, 2007) with linear-elastic or elasto-plastic stress-strain relationships (Sundell et al., 2019; Teatini et al., 2006; Ye et al., 2016). For highly deformable clays where creep is important, advanced rate-dependent constitutive models like Creep-SCLAY1S are necessary (e.g., Sivasithamparam et al., 2015), but their application on large areas is limited by computational complexity. In cases where simulations are not feasible in a reasonable time, surrogate models or metamodels, such as Machine Learning-based ones, are increasingly utilized (e.g., Furtney et al., 2022; Kang et al., 2016). These metamodels emulate outcomes efficiently, offering a computationally efficient alternative (Asher et al., 2015). Here, we propose a Machine Learning-based metamodel for subsidence due to pore-water pressure drop under a soft clay layer at a large scale, specifically emulating the Creep-SCLAY1S model. The approach is applied to a case study in Central Gothenburg, Sweden, considering various scenarios of pore pressure drops commonly observed during underground infrastructure construction.

2 METHOD

2.1 General Strategy

A three-stage strategy is proposed for predicting large-scale ground deformations due to pore pressure drawdown (Figure 1). In the preliminary stage, input data, including hydro-mechanical properties, borehole logs, and groundwater levels, is collected and processed into a hydrostratigraphic model. In the next stage, a pore-water pressure drop scenario is chosen, and a 2D cross-section is modelled using a hydro-geomechanical model to compute ground deformations. In the last stage, a machine learning-based metamodel is trained on the subsidence results using a statistical learning framework, incorporating hydrostratigraphic features. The learned relationships are then used to predict subsidence across the entire model domain.

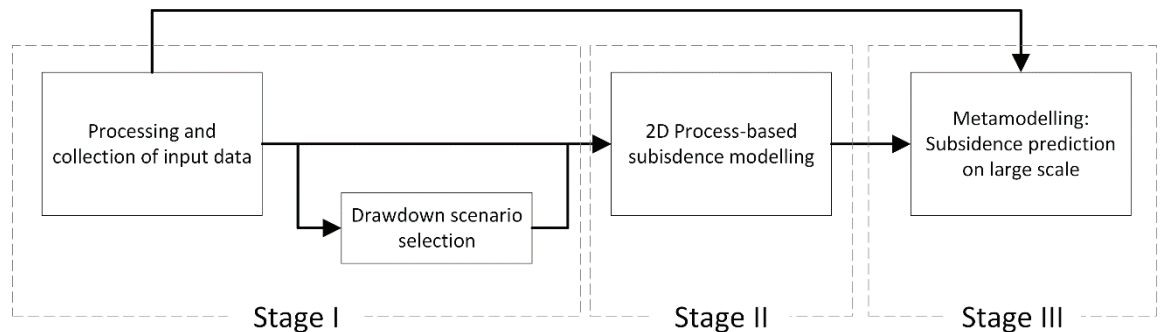


Figure 1. Different stages of the metamodelling strategy presented in this study.

2.2 Metamodeling with a Machine learning model

To predict groundwater drawdown-induced ground deformation with a metamodel, we explored regression using two decision tree-based machine learning techniques: extreme gradient boosting (XGB) and random forests (RF). Both have been successful in complex metamodelling for environmental prediction problems (Bharti et al., 2021; Haaf et al., 2023; Starn et al., 2021). XGB generally slightly outperforms RF in subsidence modeling (Kim et al., 2022; Zhang et al., 2021). The algorithms are independently trained on input and output from Creep-SCLAY1S constitutive model (further detailed in section 3.4), predicting subsidence based on proxy variables from a hydrostratigraphic model. Model performance is enhanced through employing a latin hypercube grid search for hyperparameter tuning and cross-validation techniques: Random Hold-Out (RHO) and Leave-One-Cross-Section-Out (LOCSO). The study evaluates the plausibility of the predictions of the metamodel using Shapley Additive Explanations (SHAP) values to understand feature importance and contributions to subsidence predictions. The metamodel predicts subsidence pointwise on cross-sections and the entire domain.

3 CASE STUDY

3.1 Site and metamodel implementation

The metamodel was developed for a 1.5x1.5 km² area in Gothenburg, Sweden, where a commuter train tunnel construction is expected to cause groundwater leakage and potential ground deformations. The topography varies from high areas in the southeast to low-lying areas along the Göta River, see Figure 2a. The bedrock consists of metamorphic rocks with water-bearing fractures. Above the bedrock, a thin layer of glacial till, marine clay with varying thickness (up to 70 metres), and a thin layer of anthropogenic fill are observed. Groundwater drawdown is expected in the fractured bedrock and in a confined aquifer in coarse grained material below the clay layer. The fill constitutes an upper unconfined aquifer where no groundwater drawdown is expected. Four scenarios with pore pressure reduction (10kPa and 40kPa) over 1- and 30-years drawdown duration are analysed.

3.2 Hydrostratigraphic model

Stratigraphy was modelled using a geostatistical procedure with a comprehensive borehole dataset (28,000 logs) following Sundell et al. (2016) and Sundell et al. (2017). The model simplifies soil into three layers: coarse-grained fill, soft clay, and non-cohesive material (glacial till and glacio-fluvial deposits) above crystalline bedrock. The stepwise procedure results in 5-meter resolution grids for bedrock level, non-cohesive material thickness, soft clay, and fill-up. Groundwater heads were modelled with steady-state MODFLOW-NWT calibrated on long-term averages of groundwater head observations.

3.3 Processing of soil data

The soils in the study area were deposited during glacial and post-glacial periods, resulting in slightly over-consolidated clays with high creep rates. The clay response was therefore modelled with Creep-SCLAY1S constitutive model, considering both rate-dependency, i.e. creep, anisotropy, and bonding. Creep-SCLAY1S has been successfully benchmarked against oedometer and triaxial tests, as well as embankments and deep excavations (Amavasai et al., 2017; Amavasai et al., 2018; Sivasithamparam et al., 2015; Tornborg et al., 2021). Urbanization processes which changed local load conditions further contributed to the heterogeneity and over-consolidation of the soil. After validation by comparison of similarities in index properties (i.e. bulk density, natural water content, sensitivity, and hydraulic conductivity) between samples from this study site and the nearby Göta tunnel project (Tornborg et al. 2021) (Figure 2b), Creep-SCLAY1S parameter values (14 in total) could be retrieved from said study. However, the vertical stress-dependent stiffness (controlled by the over-consolidation ratio (OCR)) was adjusted according to constant rate of strain (CRS) oedometer tests and on-going displacement measurements from depth-integrated readings of a bellow hose located centrally in the study area (Figure 2b). OCR values were first obtained from oedometer tests but later calibrated against the bellow hose of measurements between 2011 and 2018 to

capture the on-going creep rate. This resulted in deviation between original and calibrated values at depths beyond 25 meters. This deviation was further justified with sample quality assessments, where oedometer tests performed on samples below 25 metres were considered poor. The OCR profile indicates a low pre-overburden pressure at shallower layers, increasing drastically after 30 meters depth, meaning that shallower clay layers are much more sensitive to changes in effective stress and thus subsidence. The derived OCR values show a decrease from the top of 1.4 down to 1.15 at 20-23 meters, followed by an increase to 1.5 at depths below 40 meters. The till was modelled with the Mohr-Coloumb model whereas the bedrock was modelled with a linear elastic model. For detailed description of the parameter values, we refer to Wikby et al. (2023).

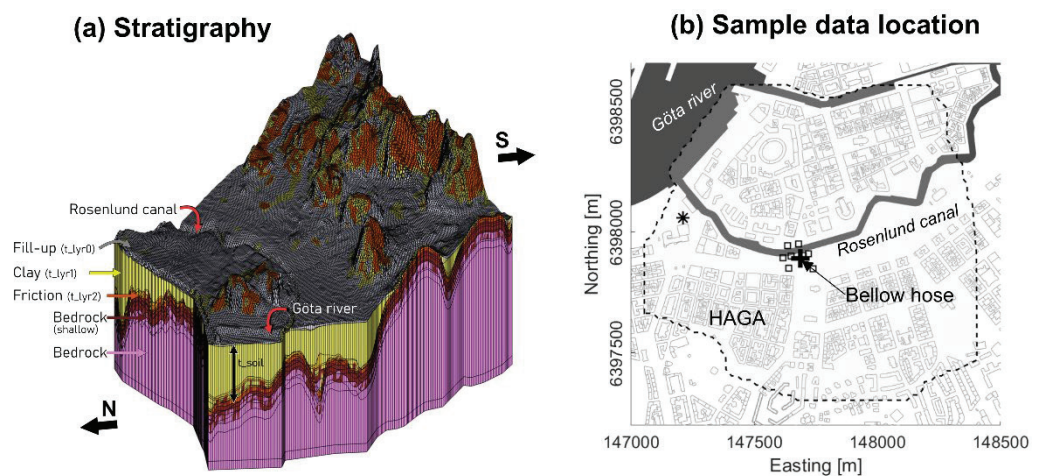


Figure 2 a) Stratigraphy of the study area. b) Study area in Gothenburg with location of samples used for soil properties.

3.4 Hydro-geomechanical modelling

A hydro-geomechanical model was setup in PLAXIS 2D for settlement calculations. An underdrainage assumption was made for the drawdown to emulate leakage into a tunnel in the lower aquifer. Three cross-sections were selected to train the metamodel (Figure 3). Initial phase using linear elastic model in the entire cross-section for producing the initial stress state. Next, a NIL step to change the linear elastic model to the Creep-SCLAY1S model in the clay layers. The, followed a drawdown simulation of either 10kPa or 40kPa in the lower aquifer. Lastly, consolidation phases were simulated for 1 and 30 years, resulting in the following scenarios: 1y,10kPa, 1y,40kPa, 30y,10kPa, and 30y,40kPa.

3.5 Evaluation of metamodel

Subsidence values from the cross section simulation results were used to create a training dataset. Features from the hydro-stratigraphic model were extracted at corresponding grid points where subsidence values are modelled. These features can be seen in Figure 2a (thickness of fill, clay, and friction, as well as groundwater head in confined and unconfined layers). Twelve training and evaluation data

combinations were created, testing the metamodel on various cross-sections using Random Hold-Out (RHO) and Leave-One-Cross-Section-Out (LOCSO) methods. Each setup was modelled with both Random Forest (RF) and Extreme Gradient Boosting (XGB).

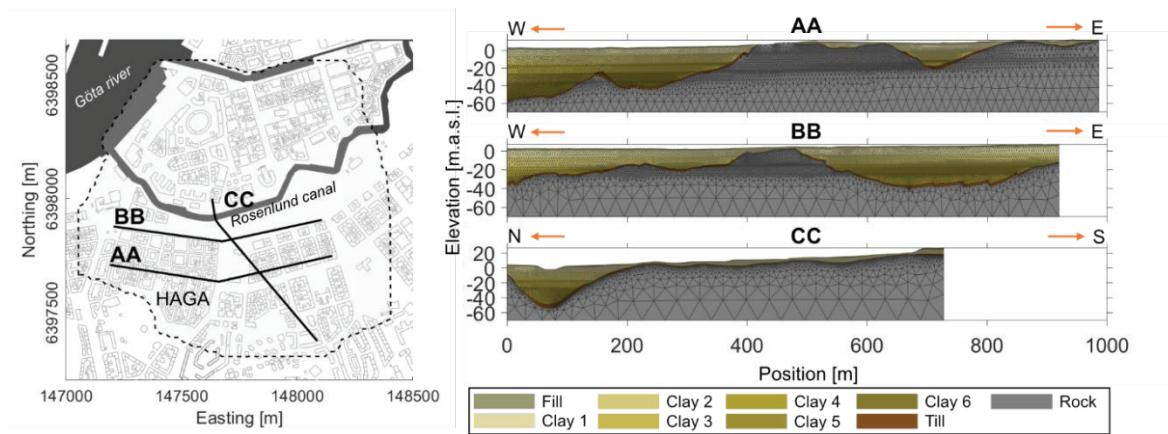


Figure 3. Selected cross sections to train the metamodel on.

4 RESULTS

Figure 4 displays subsidence calculated with the hydro-geomechanical model, here shown for cross-section AA, with the largest settlements in transitional zones between soft clay and frictional layer/rock. Settlements are likely influenced by low pre-overburden pressures at the bottom boundary of the clay layer where effective stresses are developed earliest, leading to lower stiffness. Settlements in cross-section AA show sensitivity to clay thickness and initial groundwater head depth. Extremely thin layers (position 520-600m) have negligible settlements, slightly thicker layers yield higher settlements, and further thickness reduces settlement magnitudes (0-300m). High groundwater heads contribute to larger settlements (not shown Figure 4), especially when higher in the confined aquifer compared to the unconfined aquifer. This is because lower initial effective stress due to high groundwater heads in combination with fixed OCR leads to low pre-overburden pressure and thus lower stiffness.

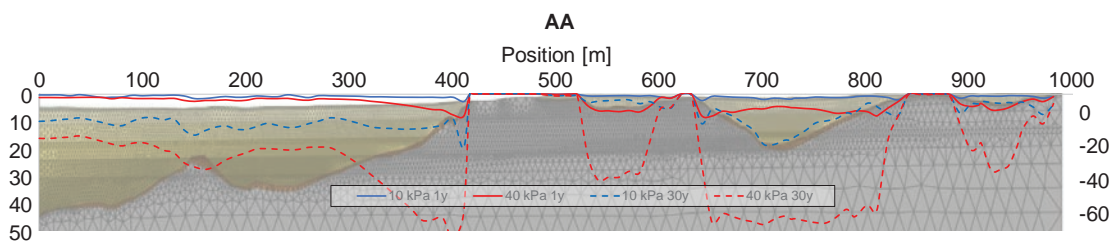


Figure 4. Estimated subsidence for different drawdown and consolidation scenarios on cross-section AA.

Metamodel performance, showed small prediction errors (RMSE) compared to estimated ranges, with averages of 0.24 cm, 0.87 cm, 1.3 cm, and 4 cm for the different scenarios. XGB generally showed slightly higher correlation and lower error than RF, but RF outperformed XGB on entirely unseen cross sections. Performance varied across test sections, with CC showing lower fit for LOCSO evaluation due to its different stratigraphy. The metamodel performed better in scenarios with larger spatial contrasts in subsidence, achieving good correspondence with the numerical model when the data stratigraphy used for training was representative of the modeled area.

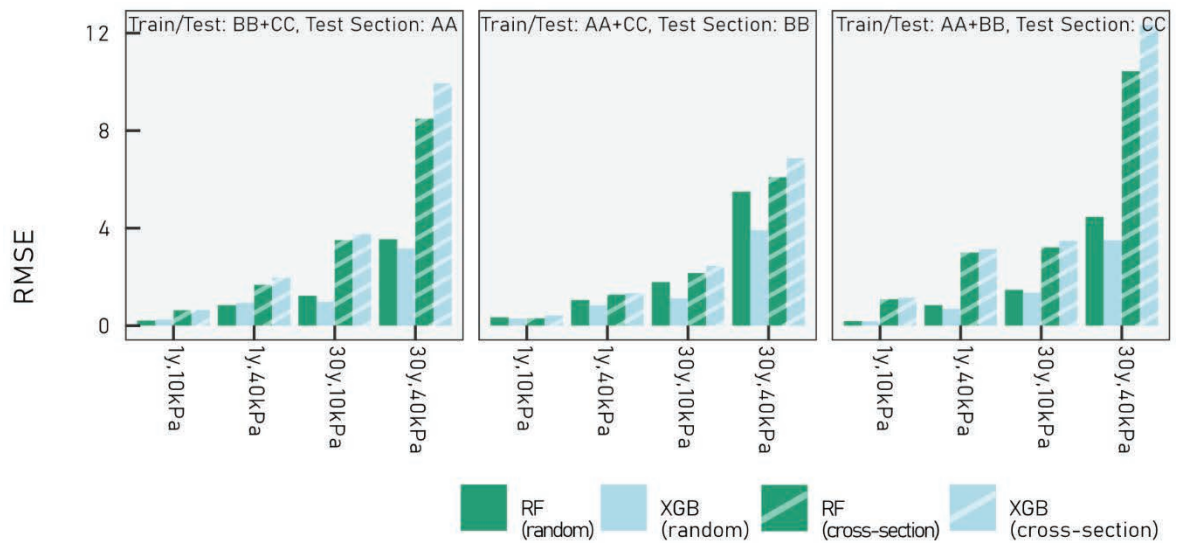


Figure 5. Root mean square error (RMSE) between numerical model and machine learning-based metamodel.

Clay thickness and depth to groundwater head in the confined aquifer are the most important features for predicting subsidence across metamodels. Clay thickness is especially significant, influencing subsidence sensitivity, drainage length, and soil stiffness. Depth to groundwater in the confined aquifer consistently controls initial pore water pressures and effective stresses, impacting pre-consolidation pressures through OCR. While feature importance patterns remain consistent across scenarios, some differences emerge. Soil depth and confined groundwater level depth gain relative importance, particularly with larger drawdowns and consolidation periods. RF and XGB metamodels share similar feature importance but differ in distribution, with RF giving more weight to less important OCR features. The contribution of features to predictions varies with their physical quantity, demonstrating nuanced relationships with subsidence. Both algorithms align with process understanding, but RF exhibits stronger consistency across different datasets, indicating higher reliability for predictions on unseen data.

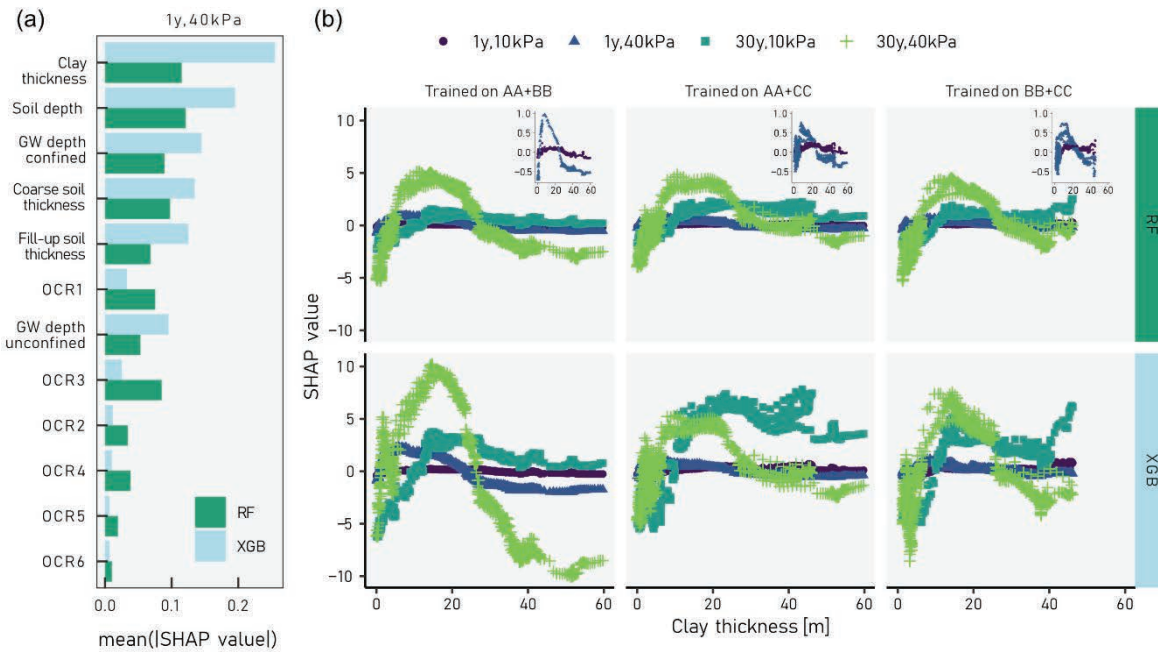


Figure 6. a) SHAP average feature importance. b) Contribution of clay thickness range to metamodel prediction separated by algorithm. Insets show enlarged distributions of scenarios 1y10kPa and 1y,40kPa to better display their shapes, which are less visible in the main plots due to smaller magnitudes. The clay thickness value range is shorter when no training data from section AA is used (column “Trained on BB+CC”) since only cross section AA has areas with clay thicker than 50 m.

The trained models consistently reveal similar subsidence spatial patterns across the study area, with RF-based predictions showing higher subsidence in areas with larger soil depth. Transition zones, where clay tapers off, exhibit the highest subsidence values, more pronounced in the 30-year scenario. Cross sections AA and BB show a stronger transition zone effect than CC. The proposed metamodeling approach closely approximates results from a 2D numerical model, offering computational efficiency and rapid predictions for a 2.3 km² study site. In contrast, physical process-based subsidence estimation at this scale using a 3D numerical model would be computationally intensive. Semi-analytical solutions lack the advanced features modeled by the proposed approach.

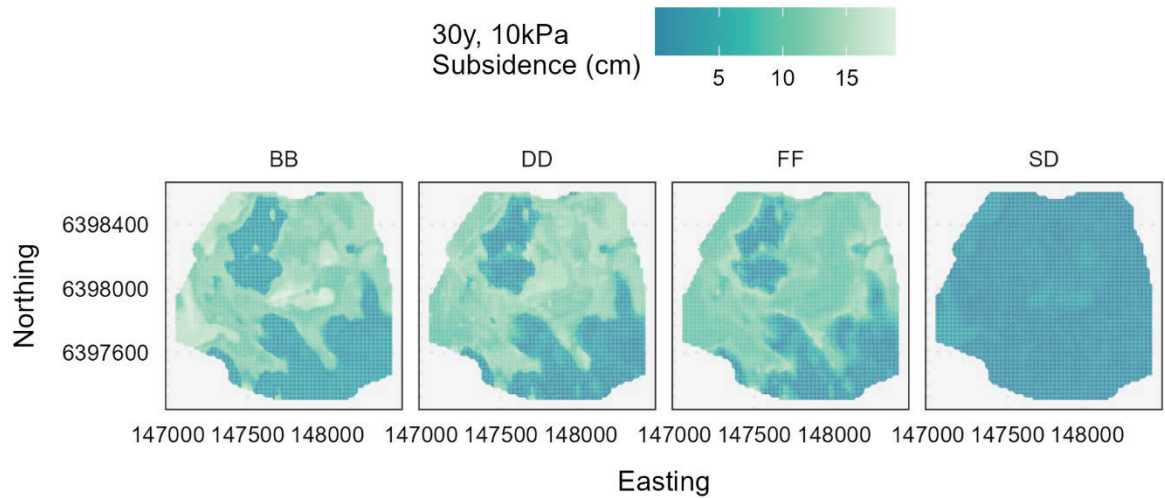


Figure 7 Example of prediction with metamodel for scenario 30y, 10kPa on entire modelling domain.

The metamodel shows promise but requires some improvements in setup and consideration of uncertainties, especially related to hydrostratigraphic data selection and model parameter uncertainties. More systematic spatial analysis and larger training datasets, along with feature engineering, may enhance overall predictive skill. The metamodel is intended to serve as part of a decision support model chain for subsurface infrastructure planning, but in its current form overestimates settlements and consequently building damage due to assumptions of green-field conditions (c.f. Merisalu et al., 2021; Wikby et al., 2023). Future work involves reducing errors, quantifying uncertainties, and integrating non-uniform drawdown scenarios.

5 CONCLUSIONS

This study presents a tree-based ensemble Machine Learning metamodel for efficiently predicting land subsidence across large areas (2.3 km²) due to pore-pressure reduction scenarios. The metamodel aligns with physical processes, revealing dependencies on soil stratigraphy, particularly clay depth. Subsidence magnitudes are highest in transition zones. Integrated with a building damage model, the metamodel can inform risk-based decision-making for subsurface infrastructure planning in a time- and cost-efficient manner.

6 REFERENCES

- Amavasai, A., Gras, J.-P., Sivasithamparam, N., Karstunen, M., & Dijkstra, J. (2017). Towards consistent numerical analyses of embankments on soft soils. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(7), 2616-2634. <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1354784>

- Amavasai, A., Sivasithamparam, N., Dijkstra, J., & Karstunen, M. (2018). Consistent Class A & C predictions of the Ballina test embankment. *Computers and Geotechnics*, 93, 75-86. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.05.025>
- Asher, M. J., Croke, B. F. W., Jakeman, A. J., & Peeters, L. J. M. (2015). A review of surrogate models and their application to groundwater modeling. *Water Resources Research*, 51(8), 5957-5973. <https://doi.org/10.1002/2015wr016967>
- Bharti, J. P., Mishra, P., Moorthy, U., Sathishkumar, V. E., Cho, Y., & Samui, P. (2021). Slope Stability Analysis Using Rf, Gbm, Cart, Bt and Xgboost. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(5), 3741-3752. <https://doi.org/10.1007/s10706-021-01721-2>
- Chaussard, E., Wdowinski, S., Cabral-Cano, E., & Amelung, F. (2014). Land subsidence in central Mexico detected by ALOS InSAR time-series. *Remote Sensing of Environment*, 140, 94-106. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.rse.2013.08.038>
- Furtney, J., Thielsen, C., Fu, W., & Le Goc, R. (2022). Surrogate Models in Rock and Soil Mechanics: Integrating Numerical Modeling and Machine Learning. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 55, 1-15. <https://doi.org/10.1007/s00603-021-02720-8>
- Guzy, A., & Malinowska, A. (2020). State of the Art and Recent Advancements in the Modelling of Land Subsidence Induced by Groundwater Withdrawal. *Water*, 12(7). <https://doi.org/10.3390/w12072051>
- Haaf, E., Giese, M., Reimann, T., & Barthel, R. (2023). Data-Driven Estimation of Groundwater Level Time-Series at Unmonitored Sites Using Comparative Regional Analysis. *Water Resources Research*, 59(7). <https://doi.org/10.1029/2022wr033470>
- Hoffmann, J., Leake, S. A., Galloway, D. L., & Wilson, A. M. (2003). *MODFLOW-2000 ground-water model-user guide to the Subsidence and Aquifer-System Compaction (SUB) Package* [Report](2003-233). (Open-File Report, Issue. U. S. G. Survey. <http://pubs.er.usgs.gov/publication/ofr03233>
- Kang, F., Li, J.-S., Wang, Y., & Li, J. (2016). Extreme learning machine-based surrogate model for analyzing system reliability of soil slopes. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 21, 1-22. <https://doi.org/10.1080/19648189.2016.1169225>
- Kim, D., Kwon, K., Pham, K., Oh, J.-Y., & Choi, H. (2022). Surface settlement prediction for urban tunneling using machine learning algorithms with Bayesian optimization. *Automation in Construction*, 140. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104331>
- Larsson, R. (1997). *Prediction of settlements of embankments on soft, finegrained soils – Calculations of settlements and their course with time* (SGI Information, Issue.
- Merisalu, J., Sundell, J., & Rosén, L. (2021). A Framework for Risk-Based Cost-Benefit Analysis for Decision Support on Hydrogeological Risks in

- Underground Construction. *Geosciences*, 11(2), 82.
<https://www.mdpi.com/2076-3263/11/2/82>
- Sivasithamparam, N., Karstunen, M., & Bonnier, P. (2015). Modelling creep behaviour of anisotropic soft soils. *Computers and Geotechnics*, 69(0), 46-57.
<https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.04.015>
- Starn, J. J., Kauffman, L. J., Carlson, C. S., Reddy, J. E., & Fienen, M. N. (2021). Three-Dimensional Distribution of Groundwater Residence Time Metrics in the Glaciated United States Using Metamodels Trained on General Numerical Simulation Models. *Water Resources Research*, 57(2).
<https://doi.org/10.1029/2020wr027335>
- Sundell, J., Haaf, E., Norberg, T., Alén, C., Karlsson, M., & Rosén, L. (2017). Risk Mapping of Groundwater-Drawdown-Induced Land Subsidence in Heterogeneous Soils on Large Areas. *Risk Analysis*, 39(1), 105-124.
<https://doi.org/10.1111/risa.12890>
- Sundell, J., Haaf, E., Tornborg, J., & Rosén, L. (2019). Comprehensive risk assessment of groundwater drawdown induced subsidence. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 33(2), 427-449.
<https://doi.org/10.1007/s00477-018-01647-x>
- Sundell, J., Rosén, L., Norberg, T., & Haaf, E. (2016). A probabilistic approach to soil layer and bedrock-level modeling for risk assessment of groundwater drawdown induced land subsidence. *Engineering Geology*, 203, 126-139.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.11.006>
- Teatini, P., Ferronato, M., Gambolati, G., & Gonella, M. (2006). Groundwater pumping and land subsidence in the Emilia-Romagna coastland, Italy: Modeling the past occurrence and the future trend. *Water Resources Research*, 42(1). <https://doi.org/10.1029/2005wr004242>
- Tornborg, J., Karlsson, M., Kullingsjö, A., & Karstunen, M. (2021). Modelling the construction and long-term response of Göta Tunnel. *Computers and Geotechnics*, 134. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104027>
- Trefry, M. G., & Muffels, C. (2007). FEFLOW: A Finite-Element Ground Water Flow and Transport Modeling Tool. *Groundwater*, 45(5), 525-528.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2007.00358.x>
- Wikby, P., Haaf, E., Abed, A., Rosén, L., Sundell, J., & Karstunen, M. (2023). A Grid-Based Methodology for the Assessment of Time-dependent Building Damage at Large Scale. *SSRN*. <https://doi.org/10.2139/ssrn.4455732>
- Ye, S., Luo, Y., Wu, J., Yan, X., Wang, H., Jiao, X., & Teatini, P. (2016). Three-dimensional numerical modeling of land subsidence in Shanghai, China. *Hydrogeology Journal*, 24(3), 695-709. <https://doi.org/10.1007/s10040-016-1382-2>
- Zhang, W. G., Li, H. R., Wu, C. Z., Li, Y. Q., Liu, Z. Q., & Liu, H. L. (2021). Soft computing approach for prediction of surface settlement induced by earth pressure balance shield tunneling. *Underground Space*, 6(4), 353-363.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.undsp.2019.12.003>

AI I GEOTEKNIKEN – NYA MÖJLIGHETER ELLER ETT FÖRFÄRLIGT VERKTYG?

Stefan Larsson^A och Abbas Abbaszadeh Shahri^B

^A**KTH Tekniska högskolan.**

^B**Johan Lundberg AB.**

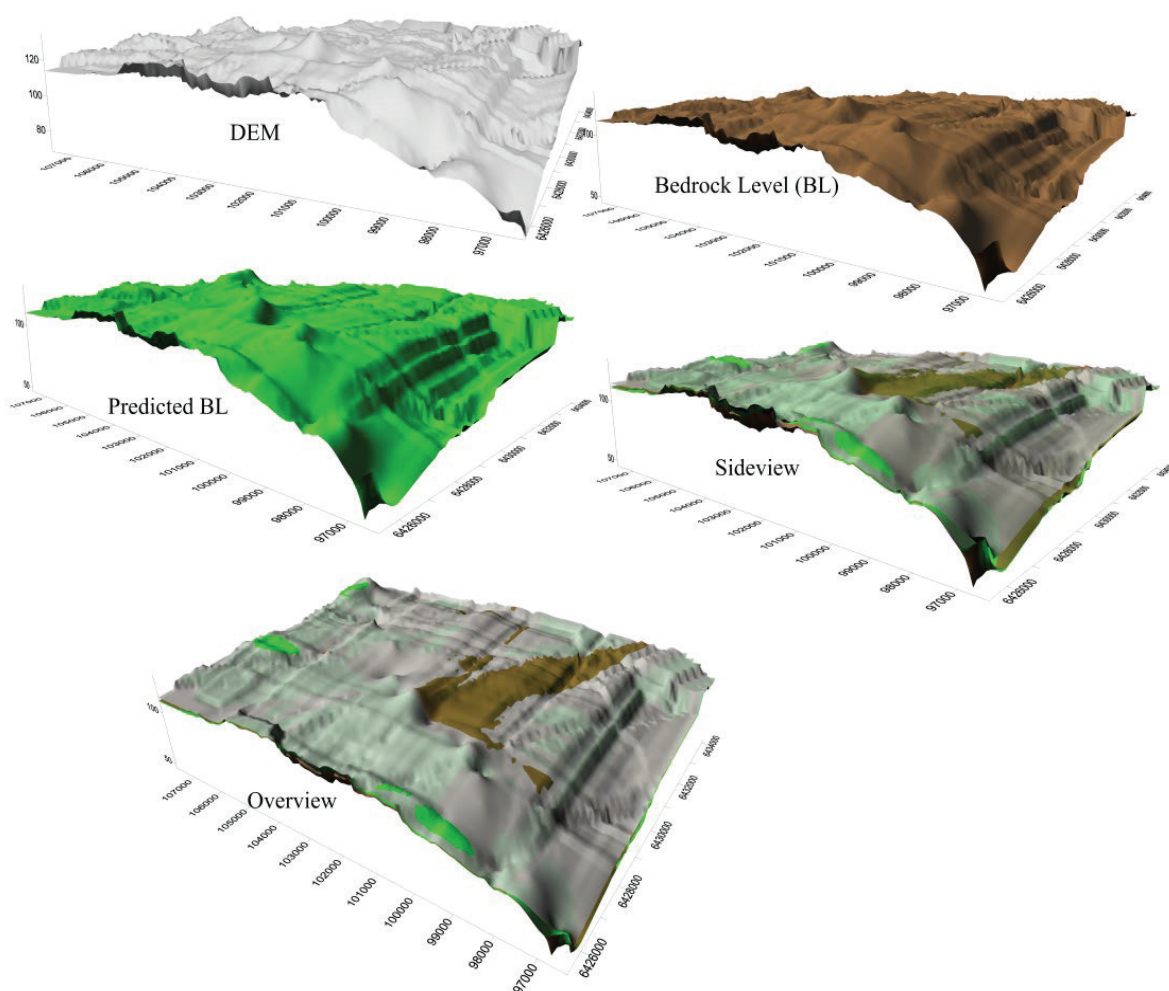
Aptitretare

Det har inte gått någon förbi att artificiell intelligens kommer in i vårt samhälle med stormsteg där somliga förfäras och andra ser en lysande möjlighet för samhällets utveckling. En aktuell och viktig fråga som bör diskuteras är hur vi ska kunna förenkla och utveckla arbetet för geotekniker med kompletterande och stödjande AI-baserad teknik. Denna korta artikel är en introduktion till paneldebatten ”Erfarenheter och framtidsspaning om AI i geobranschen” på Grundläggningdagen 2024. Artikeln är indelad i fyra delar:

- 1) Kort introduktion om vad AI är och som är anpassad till vårt skrå. Vad är t.ex. skillnaden mellan ”maskininlärning” och ”djup maskininlärning” Vi vill påstå att AI är relativt enkelt konceptuellt men lite abstrakt för oss geotekniker. Vi är ju inte direkt tränade i vår grundutbildning.
- 2) Sen fortsätter artikeln med en kort internationell utblick över forskningen och var man står gällande tillämpningar relaterat till geotekniska tillämpningar. Alltså kort om trender och möjlig utveckling. Det händer massor utanför Norden som kan vara bra att reflektera över.
- 3) Den tredje delen i artikeln presenterar kort och reflekterar över ett antal arbeten som vi utfört i Sverige de senaste åren relaterat främst till geotekniska tillämpningar. Vi reflekterar över studierna relaterat till den internationella forskningsfronten.
- 4) Den fjärde och viktigaste delen är en diskussion och reflektion relaterat till frågeställningar vi stött på i branschen under den tid vi arbetat med AI. Vi utgår från frågor och ibland farhågor och vi reflekterar kring dessa i en kontext. Ett exempel på argument vi får höra som vi reflekterar över är ”AI kan säkert användas för självgående fordon men kan inte hjälpa oss med vårt arbete för vår tillvaro är så

komplex och speciell. Jordens egenskaper kan inte utvärderas från lab- och fältdata av AI som inte har en helhetsbild”.

Sammanfattningsvis. Vad säger då spåkulan om utvecklingen för oss geotekniker? För vilka arbetsmoment och tillämpningar kan AI i närtid komma att stödja oss och hur ska vi förhålla oss till detta för oss rätt så nya verktyg?



Stegen för att skapa en predikterade 3D-geomodeller med hjälp av en utvecklad modell för djupinlärning.

AI IN GEOTECHNICAL ENGINEERING – A GEOPHYSICAL POINT OF VIEW

Andi A Pfaffhuber ^A

^A EMerald Geomodelling AS, Oslo, Norway

SAMMANFATTNING

Summary in Swedish (see **SUMMARY**)

SUMMARY

Many years ago, we one day asked why “*he*” is such a brilliant geotechnical engineer. The accepted explanation was that *he* had seen it all, *he* had encountered so many different challenges during his career, that *he* intuitively had a solution to the most challenging problems. *He* could see the complex patterns that were hidden to some junior engineers.

Using machine learning in geotechnical engineering may be a key enabler to unlock access to comparable knowledge and experience. ML and AI provide us tools to see the complex patterns between multitudes of data, which are difficult or close to impossible to see for our naked eye. Especially when it comes to truly combining data across technical disciplines, ML can provide powerful tools to extract multiparameter correlations and to provide clarity about key parameters.

Experts have been developing such workflows, that for example enable combining geophysical and geotechnical data to models that focus on key parameters such as geological interfaces and / or mechanical properties. Here, I provide a few examples to illustrate such use cases.

1 INTRODUCTION

In most cases where geophysical methods are applied, the geophysical properties of the ground are not the desired product. They only give the basis to interpret likely models to answer the engineering question at hand. The electrical resistivity of layer X means little to an engineer, geologist, or groundwater resource manager – so, how can we move on from this fundamental limitation? Geotechnical soundings and samples also provide commonly heterogeneous spot information that is challenging to relate to a consistent ground model.

Uncountable numbers of consulting hours have been spent and continue to be spent trying to find “geology” in the geophysical signatures of our earth or to interpret complex geotechnical data. However, increasingly widespread and easy access to machine learning gives us geoscientists a game-changing new way of solving this

challenge. We have been seeing an increased use of such tools in all geoscience sectors and we may be at a turning point when it comes to the interpretation of geophysical & geotechnical data and models.

When we have sufficient training data to directly relate geophysical signatures to the actual model parameter of interest through a few direct samples and can quantify its uncertainty, we may consider the geological model the result of the geophysical measurement. The geophysical model is only a proxy, and aids in the quality assurance of the geological model. Can we be confident enough to produce volumes of probabilistic hard vs weak rock or mineralized vs waste rock instead of iso-volumes with high and low resistivity? Or an interface along with quantified uncertainty rather than a gradient of velocities?

I present a few case studies to illustrate these points and hope to start a constructive discussion whether we dare to “unleash” the power of AI to geophysical models and geotechnical data to produce & deliver geotechnical, geological, or hydrogeological models with quantifiable uncertainty.

2 CASE STUDIES

Three cases are briefly described, more details on the case studies are given in the provided references. Topics / targets include 3D quick clay occurrence delineation, bedrock depth assessment and mechanical properties along a railway alignment.

2.1 Quick clay

When it comes to data driven delineation of quick clay deposits, ML can be utilized both to automatically interpret geotechnical sounding and to classify soil volumes as probably quick, based on their geophysical signature and trained by geotechnical classes. This workflow is elaborated in detail by Christensen et al. (2021), consisting of two key steps: First geotechnical soundings (rotary pressure soundings in this case) are classified into probably quick or not quick. This way, enough training data is created for the second step; Classifying each voxel of the geophysical model into probably quick or not quick. This probability model can finally be expressed as iso-volumes with a certain probability threshold, e.g. all material with more than 80% probability to be quick clay.

The provided example (Figure 1) stems from a railway project in Norway, crossing various deep paleochannels filled with marine clays and fluvial sediments. The quick clay occurrence under and close to the planned tracks is a critical factor for design work and safe construction as well as long term management of regional stability.

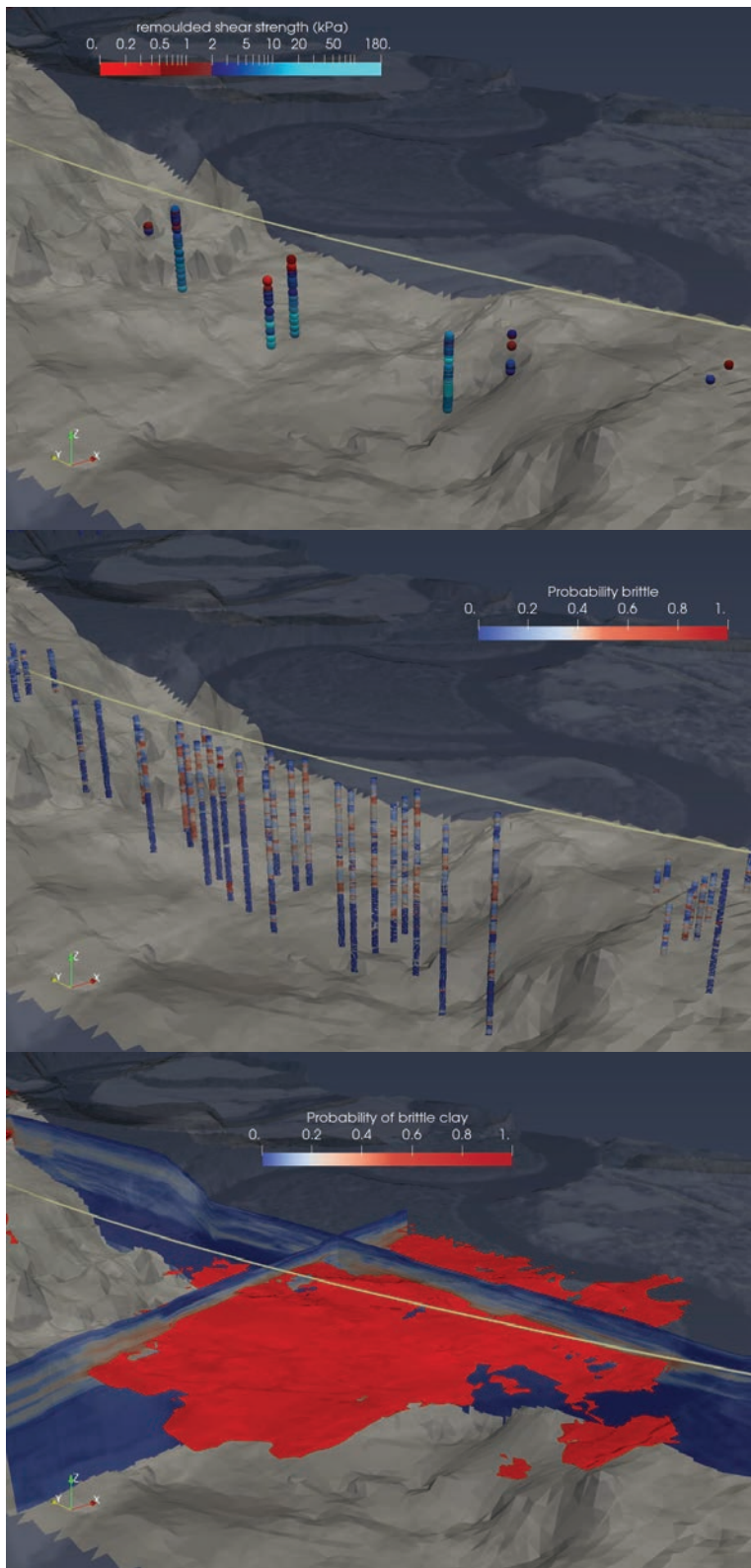


Figure 1: Quick clay deposit throughout a paleochannel filled with marine clay: Top - geotechnical samples, Middle - classified geotechnical soundings, Bottom - delineated volume of more than 80% probable quick clay.

2.2 Top of rock

Most types of sediments have a significant contrast to most types of rock; however, these contrasts are never unique and vary from site to site as well as actual sediment thickness. While simple resistivity thresholds or gradients can be used for small scale projects, real-world geological heterogeneity demands more complex interpretation methods.

Here I show one example along a railway corridor comparing a state-of-practice triangulated bedrock model based on geotechnical boreholes alone (Figure 2 top) vs an integrated model (Figure 2 bottom) that was built using the same boreholes to train an artificial neural network (Lysdahl, et al. 2022) to find the bedrock interface in a 3D resistivity model from processed and inverted helicopter-based time-domain EM data. Each point of the shown surface is accompanied by a calculated uncertainty in meters, allowing the planners to quantify the remaining risks in terms of volumes and costs.

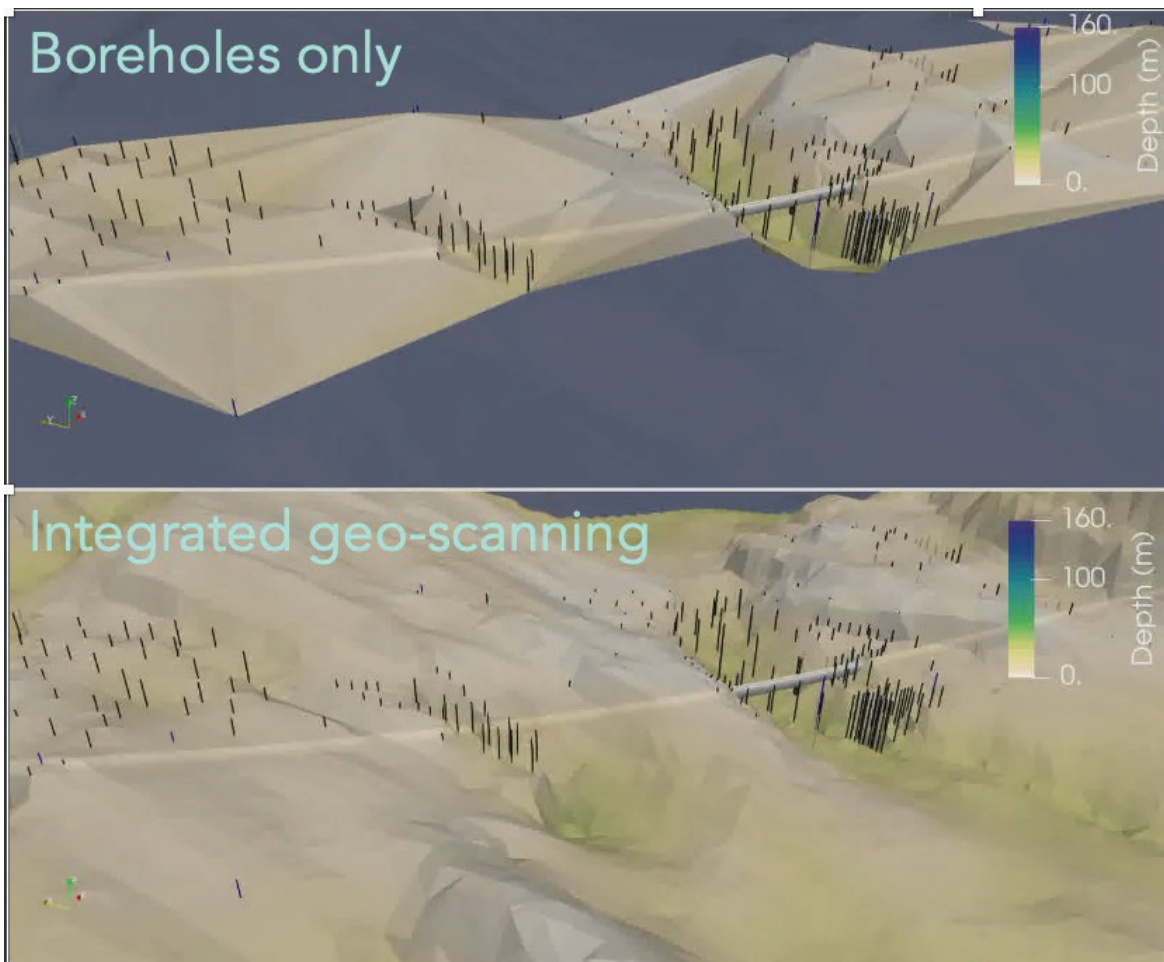


Figure 2: Bedrock topography 3D surface based on boreholes (top) as well as integrated with a wide swath of EM data (bottom).

As such models are purely data-driven, once they have been trained and tuned, they do not rely on expert judgment and can be updated fully automatically as additional drillings or other ground observations become available. Model accuracy increases with number of boreholes, however major features can be revealed with only very few, strategically placed drillings (Figure 3).

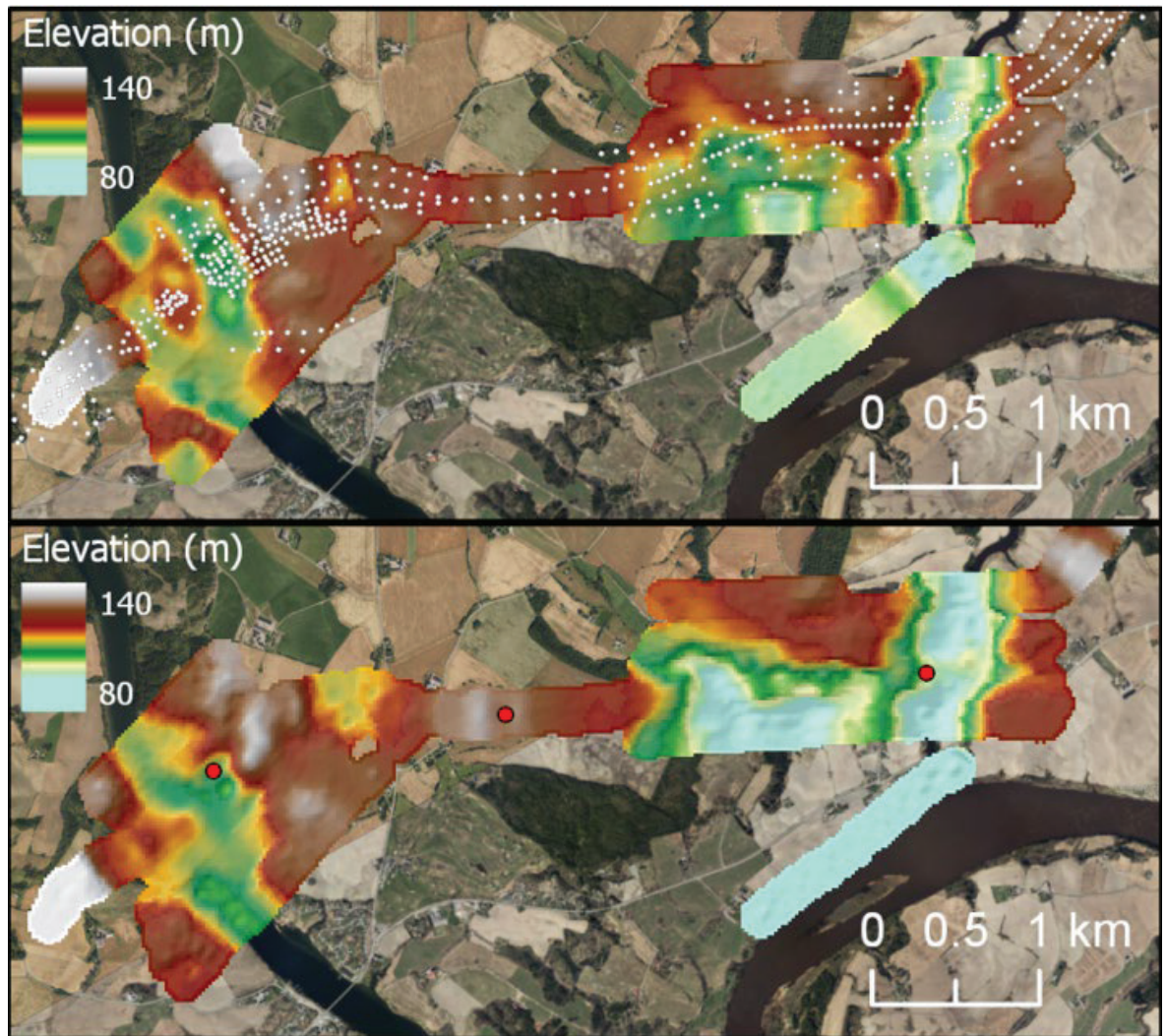


Figure 3: Bedrock topography map derived from geophysical model through ML, driven by 800 and 3 boreholes as training data for the ML.

2.3 Mechanical properties

While general geometries such as bedrock topography and granulometric material classifications (Clay / Silt / Sand) are very useful parameters in planning works, ultimately it is mechanical properties that govern design parameters and excavation costs. Extracting mechanical parameters from geophysical models is arguably the most challenging task, especially when dealing with electrical methods rather than seismic methods. In cases where resistivity and mechanical properties sufficiently

correlate, ML based classification can open this Pandora’s box and provide seamless models throughout planned groundwork corridors.

In the provided example, Standard Penetration Testing (SPT) counts are the initial basis to classify material from soft (less than 5 hammer blows) to hard or rock (more than 50 hammer blows). These classes have then been applied to the geophysical model, resulting in probabilities for each class at each model voxel. Visualizing the respective most probable class (Figure 4) is on way to inspect such mechanical strength models. Applying these to excavation volume calculations provides mass balance estimates for the different materials (Christensen, et al. 2024).

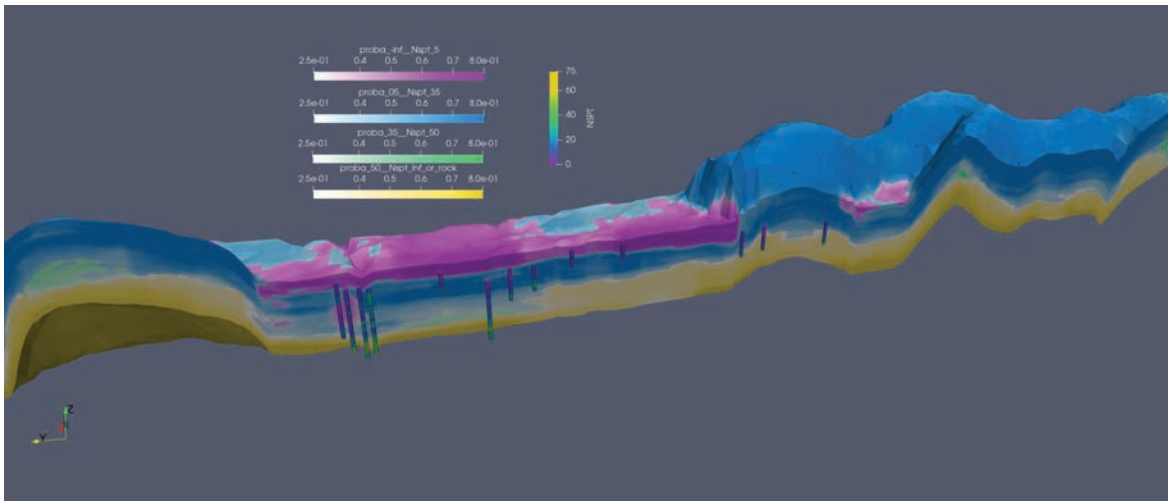


Figure 4: Cut through a sediment model along a railway corridor classified according to mechanical strength from soft (purple) to hard (yellow). Geotechnical soundings (NSPT) that were used to train the model are visible and color-coded accordingly.

3 CONCLUSIONS

The provided examples illustrate the potential of AI in geotechnical engineering, in particular when building geological / geotechnical models from complex cross-discipline data sources. A particular strength is that machine learning workflows typically include uncertainty estimates, enabling the quantification of the reliability of models. Care must be taken to respect fundamental limitations and not to fall for “black box” AI. The trustworthiness of results stands and falls with the fundamental physical relations between data that gets integrated.

4 REFERENCES

Christensen, C. W., Harrison, E. J., Pfaffhuber A. A., & Lund A. K., 2021. A machine-learning based approach to regional-scale mapping of sensitive

glaciomarine clay combining airborne electromagnetics and geotechnical data, *Near Surface Geophysics*. 19: p. 523-539. DOI: 10.1002/nsg.12166

Christensen, C. W., Bloss, B. R., Skurdal, G. H., Pacheco, F., 2024. Using Airborne Geoscanning for 3D Geotechnical Model Development in a Railway Application, XXI Congresso Brasileiro de Macanica dos Solos e Engenheiros Geotecnicos, accepted.

Lysdahl, A.K., Christensen, C.W., Pfaffhuber, A.A., Vöge, M., Andresen, L., Skurdal, G.H. & Panzner, M., 2022. Integrated bedrock model combining airborne geophysics and sparse drillings based on an artificial neural network, *Engineering Geology*, 297, 106484, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106484>

ERFARENHETER OCH FRAMTIDSSPANING OM AI I GEOBRANSCHEN

*Kristy Heng^A, Mats Tidlund^B, Gunilla Franzén^C, Göran Pyyny^D,
Stefan Larsson^E, Andi A. Pfaffhuber^F*

^A Trafikverket

^B Skanska

^C GeoVerkstan

^D Sweco

^E KTH

^F EMerald Geomodelling AS

PANELDEBATT

INTERACTION BETWEEN NEW AND EXISTING FOUNDATIONS DURING PILE INSTALLATION

Kajsa Alte ^A, Niklas Björn ^A

^A *Chalmers University of Technology*

Abstract

Dense urban areas are becoming a challenge for many large growing cities due to the urbanisation. Gothenburg in Sweden is one of many examples of a city facing this challenge while also being located in an area with challenging soil conditions, constituting of deep deposits of soft clay. This needs to be considered during the design phase of large constructions, in which often requires deep foundations that can affect surrounding structures due to the mass displacements originating from the pile installation. This Thesis is an investigation of mass displacement due to pile installation in soft soil. The magnitude and extent of the soil movements will be investigated and the impact of existing structures quantified. The analysis was performed with numerical modelling in the geotechnical program Plaxis, where a parameter study was performed. Parameters such as pile length, width of raft, load on structure, soil stiffness, among other parameters, were varied to study the influence on the soil movement and the existing adjacent structure. The results are discussed in relation to analytical calculation methods and field data from similar conditions. The result shows a redistribution of heave and horizontal displacements from pile installation, caused by the interference of an existing piled foundation. The piles in the existing structure redistributed the soil movements while the load had little to no impact. The compressive loads in the existing piles reduced significantly due to nearby pile installation, with a risk of reducing further, leading to tensile loads. The displacements from pile installation acts similar as downdrag but in reverse on the existing piles. In addition to tension, the piles also experience increased bending moment, especially near the pile head, at the perimeter of the raft.

ANALYTISKA MODELLER FÖR BERÄKNING AV TJÄLLASTER MOT SPONTKONSTRUKTIONER

Naima Ozims^A, Staffan Risberg^A

^A *KTH, Kungliga Tekniska Högskolan*

Abstract

Earth retaining structures may experience increased loads due to frost heave in the soil. Frost heave occurs in cold climates when soil freezes, often leading to a volume expansion. If the expansion is constrained, frost heave pressures develop, which may cause failure in retaining structures. Eurocode 7 dictates consideration of frost action in design of geotechnical structures, but provides no further directions on how it should be incorporated. Although frost heave is a widely recognized phenomenon, anticipation of its interaction with retaining structures remains a challenge given its complex nature and strong reliance on local conditions.

To incorporate frost action in the design of sheet pile walls, some quantitative estimation of frost heave forces are required. Although this may be achieved through numerical modeling, the substantial uncertainties in data favours more simple analytical or empirical approaches grounded in readily quantifiable variables. These may include soil frost susceptibility, wall stiffness, and sustained freezing index.

The work presents two analytical models for a single- and multi-anchored sheet pile wall, respectively. The models incorporate the interaction between the frost heave and the resulting frost heave induced pressure through an iterative calculation scheme. Calculated frost heave forces were compared with measured anchor loads from two case studies. The results showed variation and some overestimation of anchor loads. Additional data is required though, before the presented model can be either validated or rejected.

EFFECT OF INCREASED VERTICAL STRESS ON THE STATE OF GRAINS IN TAILINGS

Shane Alexander Aulestia Viscarra^A

^A *Luleå University of Technology*

Abstract

Tailings storage facilities (TSFs) serve as structures for storing tailings, i.e., waste materials generated by the mining industry. In recent years, tailings dam failures and collapse of these constructions have been reduced due to the establishment of regulations to control these structures, nevertheless the consequences are catastrophic when tailings dam failures occur. There are some different construction methods for tailings dams. One common construction method is the upstream method; where the dam is raised by constructing embankments on top of the tailings stored in the impoundment. Thus, it is essential to understand the mechanical and geochemical behavior of deposited tailings to be able to perform safety assessments of tailings dams. Material properties must be assessed for the present time as well as over a longer time since aging and continuous deposition might change the mechanical behavior over time. Continuous deposition leads to continuous increased vertical stress on particles, and there is a need to study if increased vertical stress can lead to a possible change of the mechanical properties of tailings. Therefore, this study has investigated the characteristics of tailings particles after being subjected to vertical stepwise loading.

This study focuses on investigating the impact of particle breakage (or crushing) on tailings by analyzing material recovered from a tailings dam in Sweden. The research was performed on disturbed tailings material from a borehole of approximately 40 m depth. The study was conducted on four samples recovered 10 m apart, developing a characterization of the material and laboratory tests on each of them. The characterization consisted of the determination of intrinsic properties such as particle size distribution, particle shape, and mineralogy before and after testing; while the laboratory tests were conducted by means of the odometer test. The laboratory tests employed the oedometer test, which applies a vertical load in slow increments under K0 conditions to simulate the behavior of tailings consolidated in the impoundment.

The results obtained from the oedometer tests showed interesting observations regarding changes in particle size distribution (PSD) before and after testing. Based on this study it is hard to conclude if the change in PSD solely is caused by crushing. Three samples show a PSD after oedometer which have slightly more fines than before oedometer, while the last sample has neglectable change in PSD. Theoretically, this small change in PSD indicates that larger tailings particles exhibited a higher susceptibility to some degree of crushing, but since the change is so small it cannot be excluded that the changes origins from the accuracy of determining the PSD.

The samples taken at different depths were prepared using the tamping method, and the oedometer testing indicated minimal differences in their compression characteristics, and since the soil fabric was destroyed under sampling and then reconstituted through tamping this is expected. To investigate the influence of particle arrangement on the compression and potential crushing, one of the samples was tested in a slurry configuration. This test demonstrated that particle arrangement appears to be a contributing factor to crushing, as it showed less deviation in particle size distribution compared to the tamped sample.

To contextualize and validate the findings, the results were correlated, evaluated, and compared with previous studies conducted on tailings from the same tailings storage facility (TSF). Although, future research on crushing in correlation of mineralogy respectively and changes in particle shape are needed, this comparative analysis has provided input that can contribute to enhanced understanding of tailings behavior under increased vertical load.

UTVÄRDERING AV CPT-RESULTAT I ANRIKNINGSSAND

Ebba Silfver^A

^A *LTH, Lund University*

Abstract

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

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

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

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

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

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

GRUNDLÄGGNINGSG- 14 MARS DAGEN 2024



PARTNERFÖRETAG

ISCHEBECK
TITAN

NORA
Nora Consulting Engineers

SSAB

PLUSSPONSORER

Geocenter


ornunga

 Grundläggning