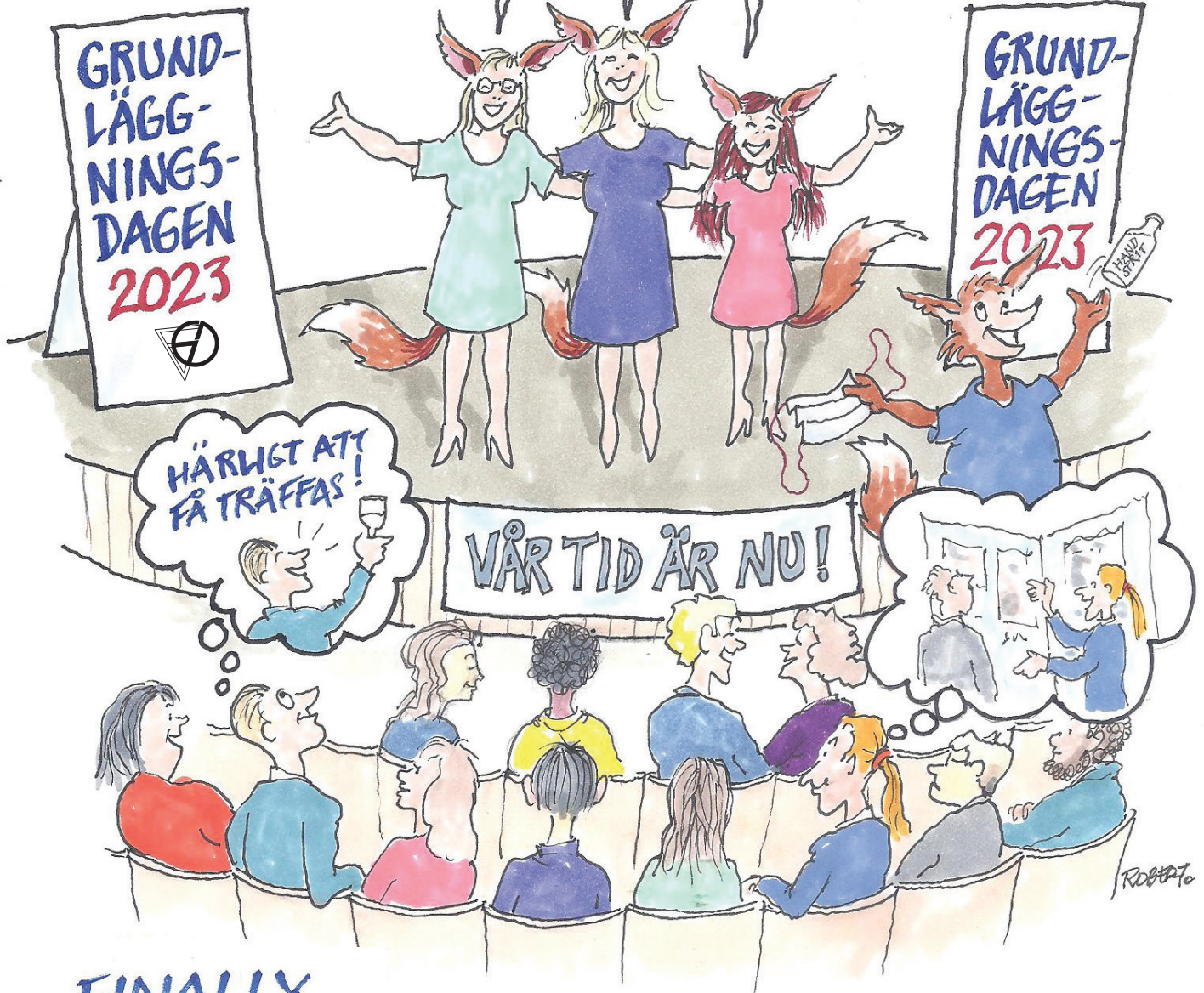


Svenska Geotekniska Föreningen
Swedish Geotechnical Society

ÄNTLIGEN!!
VÄLKOMNA!



FINALLY ...

GRUNDLÄGGNINGSDAGEN
16 MARS DAGEN 2023



GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2023

Publikationen med programmet och artiklarna

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

© 2023 Svenska Geotekniska Föreningen samt respektive författare

info@sgf.net www.sgf.net

FÖRORD

Grundläggningdagen – en resa i både tid och rum.

Äntligen! Tänk att det har gått hela 4 år sedan vi hade en grundläggningdag på plats i Stockholm senast. Under dessa år har vi fått inruta oss i nya vanor, vänja oss vid nya sätt att mötas och umgås, men också saknat att träffas i samma rum och genom ett fast handslag eller kanske en varm kram inbjudas i branschens gemenskap.

Årets Grundläggningdag bjuder, genom sitt magnifika utbud, på en riktig resa genom tid och rum. Vi ska få färdas från den bistra verkligheten i norr via den skånska myllan till våra europeiska kollegor på kontinenten. Vi ska dessutom få resa genom fyra olika tidsteman; från tuffa tider till gyllene tider och allt däremellan.

SGF vill rikta ett stort tack till alla som bidrar till att göra Grundläggningdagen till det fantastiska och oförglömliga eventet det är. Utan alla er föreläsare, utställare, arrangörer och deltagare så vore faktiskt Grundläggningdagen ingenting.

Några som måste nämnas med ett specifikt tack är arbetsgruppen för GD och administrationen runt omkring med Omnex i spetsen. Ni driver runt det här arrangemanget på ett fantastiskt förtjänstfullt sätt – TACK!

Slutligen vill jag återkoppla till inledningen. Låt er omfamnas av gemenskapen som Grundläggningdagen står för. Våga utsätta er för en resa i både tid och rum i geoteknikens tecken så vill jag lova att ni inte kommer att bli besvikna.



*Svenska Geotekniska Föreningen
Fanny Deckner, t.f. ordförande*

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2023	6
TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2023	10
ARBETSGRUPPEN FÖR GD.	15
ARTIKLAR	
JÄTTELÄTT ELLER JETTESVÅRT - STÖDKONSTRUKTION I SAMVERKAN MED JETPELARE	17
<i>Anders Palmén, YIT AB, Mikael Creütz, WSP</i>	
MOTSTÅNDRÖRELSE - HISNANDE LYFT OCH SANN GRANNSAMVERKAN.	39
<i>Anders Kullingsjö & Peter Claesson, Skanska Teknik</i>	
EXPANSIV JORDTÄTNING	63
<i>Andreas Hansson, Stabtech AB / Hansson & Co</i>	
UNDBIK SLÄNTRIAN - NYA ANVISNINGAR FÖR STABILITETSUTREDNINGAR	73
<i>Karin Odén & Tobias Thorén, Statens geotekniska institut</i>	
SÄKRA OSÄKERHETSMODELLER.	89
<i>Mats Svensson, Tyréns AB</i>	
NON-STANDARD APPLICATIONS FOR JET-GROUTING.	101
<i>Robert Thurner, Keller Grundläggning AB</i>	
SIMPLIFIED DESIGN MODEL FOR PILED EMBANKMENT	117
<i>Viviana Mangraviti, Chalmers Tekniska Högskola</i>	
EN NUMERISK STUDIE AV RÖRELSER I LERA TILL FÖLJD AV PÅLNING	125
<i>Jonathan Isaksson, Chalmers Tekniska Högskola / NCC</i>	
PILE DRIVABILITY ASSESSMENT IN SOIL WITH HIGH BOULDER CONTENT	137
<i>Chiara Cannizzaro, Kungliga Tekniska Högskolan</i>	
ENERGIPÅLAR - GRÖNARE GRUNDLÄGGNING.	147
<i>Jonas Henriksen, Centrum Pæle DK</i>	

KONSTRUKTION MÖTER GEOTEKNIK I SKÅNSK LERMORÄN - FYRSPÅR MALMÖ-LUND	159
<i>Fanny Deckner, GeoMind, Thomas Kamrad, Centerlöf & Holmberg</i>	
KLIMATDATA I PRAKTIKEN, INTE ALLTID GRUNDLÄGGANDE	169
<i>Ramona Kiisgaard, SGI, David Nguyen, Skanska, Helena Ulfsparre, Familjebostäder</i>	
SPRIDNING AV INJEKTERINGSBRUK I FYLLNINGSDAMMAR	185
<i>Sven Knutsson, Luleås Tekniska Universitet, Lars Vikström, LKAB</i>	
TIPS OCH TRIAX MED SILT - SKJUVHÅLLFASTHET I SILTJORDAR	187
<i>Tobias Thorén, Statens geotekniska institut</i>	
ASSERT - KVALITETSKONTROLL AV MARKSTABILISERING MED ERT	219
<i>Torleif Dahlin, Lunds Tekniska Högskola</i>	
VÄSTLÄNKER E-02 CENTRALEN, CHALLENGES OF BUILDING DIAPHRAGM WALLS .	229
<i>Markus Adams, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Olaf Bürger, NCC</i>	
JOINING DENMARK AND DEUTCHLAND, DESIGN OF FEHMARNBELT FIXED LINK. .	245
<i>Bo Tvede-Jensen, Fehmern A/S</i>	
TID FÖR EFTERTANKE - FÖRE	247
<i>Göran Sällfors, Chalmers Tekniska Högskola</i>	
EXAMENSARBETEN - ABSTRACTS	
THE EFFECTS OF SEVERE RAINFALL ON THE STABILITY OF NATURAL SLOPES	261
<i>Tobias Brandell & Albin Selldén, Chalmers University of Technology</i>	
NUMERICAL MODELLING OF HIGH-SPEED RAILWAY TRANSITION ZONE	263
<i>Karl Norberg, KTH Royal Institute of Technology</i>	
FINITE ELEMENT MODELING OF INSTALLATION EFFECTS OF SOIL-CEMENT COLUMNS	265
<i>Anne Holtmeier, Luleå University of Technology</i>	
APPLICATION OF ERT FOR QUALITY ASSURANCE IN JET GROUTING COLUMNS	267
<i>Edvin Nilsagård & Rebecka Knutsson, Lunds universitet</i>	

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2023

08:00 **Registrering & kaffe**

Utställningen öppnar

09:00 **Inledning** – AG GD

09:10 **PASS 1: (STORA SALEN)**
TUFFA TIDER

Jättelätt eller Jettesvårt
- **Stödkonstruktion i samverkan med jetpelare**

Anders Palmén, YIT
Mikael Creütz, WSP

Motståndsrörelse
- **Hisnande lyft och sann Granssamverkan**

Anders Kullingsjö &
Peter Claesson, Skanska Teknik

Expansiv Jordtätning

Andreas Hansson,
Stabtech AB/Hansson & Co



10:10 **Prisutdelningar**

- ☒ **SGFs pris för bästa examensarbete**
Delas ut av SGFs ordförande
- ☒ **Guldpålen till Årets Grundläggare**
Svensk Grundläggning och Pålkommisionen delar traditionsenligt ut priset
- ☒ **Sven Hansbos pris**
Delas ut av SGFs ordförande

10:30 **Kaffepaus**

samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter

Fikasponsor



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

11:10 **PASS 2A: (STORA SALEN)**
NYA TIDER

**Undvik släntrian
- Nya anvisningar för
stabilitetsutredningar**

Karin Odén & Tobias Thorén, SGI

Säkra osäkerhetsmodeller

Mats Svensson, Tyréns AB

**Non-standard applications
for jet-grouting** 🇬🇧

Robert Thurner,
Keller Grundläggning AB

PASS 2B: (LILLA SALEN)
FoU

**Simplified design model
for piled embankment** 🇬🇧

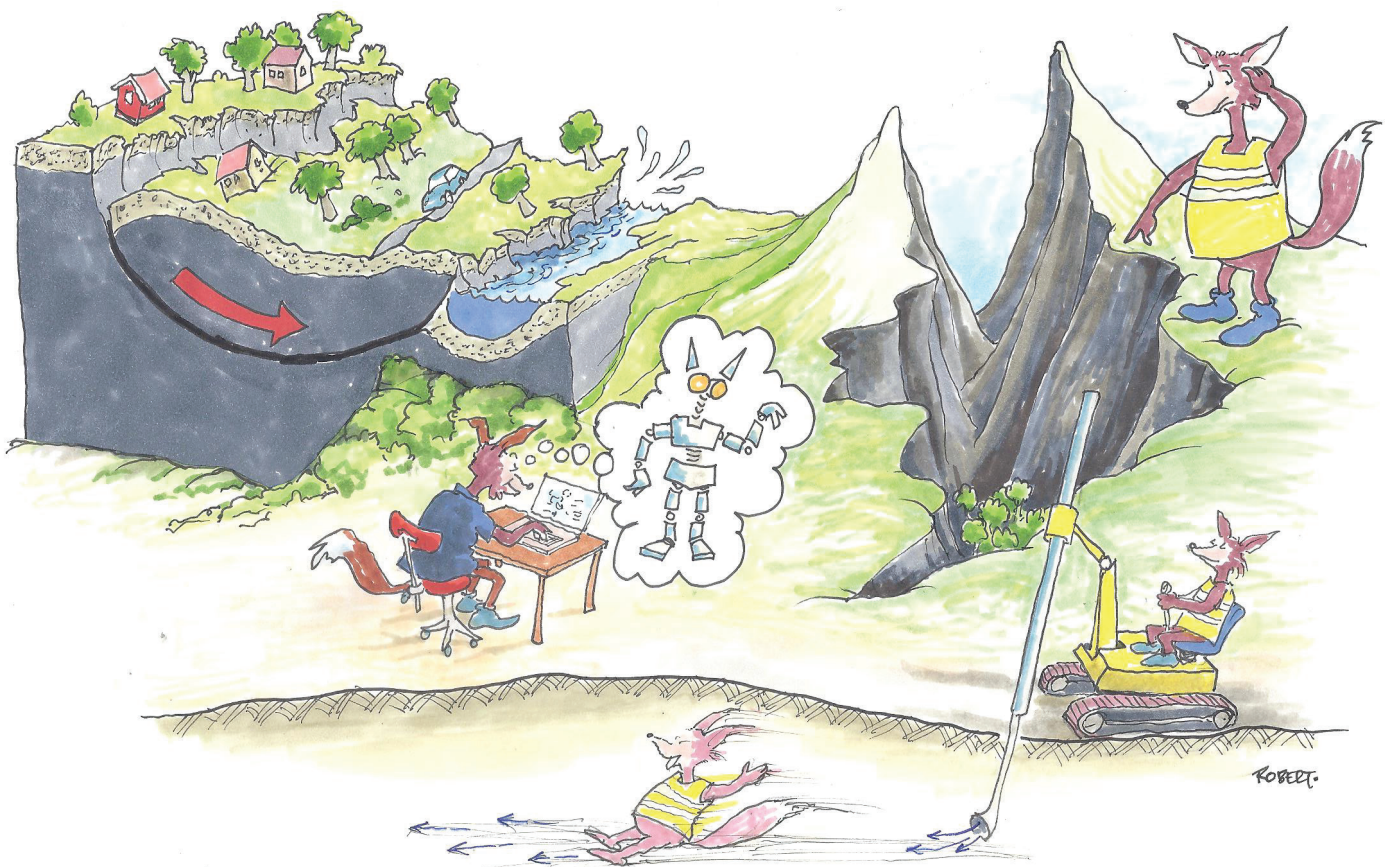
Viviana Mangraviti, CTH

**En numerisk studie av rörelser
i lera till följd av pålning**

Jonathan Isaksson, CTH / NCC

**Pile drivability assessment in soil
with high boulder content** 🇬🇧

Chiara Cannizzaro, KTH



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

>>

13:25 **PASS 3A: (STORA SALEN)**
GYLLENE TIDER

Energipålar

- grönare grundläggning 

Jonas Henriksen, Centrum Pæle DK

**Konstruktion möter geoteknik
i skånsk lermorän**

- Fyrspår Malmö-Lund

Fanny Deckner, GeoMind

Thomas Kamrad, Centerlöf & Holmberg

**Klimatdata i praktiken,
inte alltid grundläggande**

Ramona Kiilgaard, SGI

David Nguyen, Skanska

Helena Ulfsparre, Familjebostäder

PASS 3B: (LILLA SALEN)
FoU

**Spridning av injekteringsbruk
i fyllningsdammar**

Sven Knutsson, LTU

Lars Vikström, LKAB

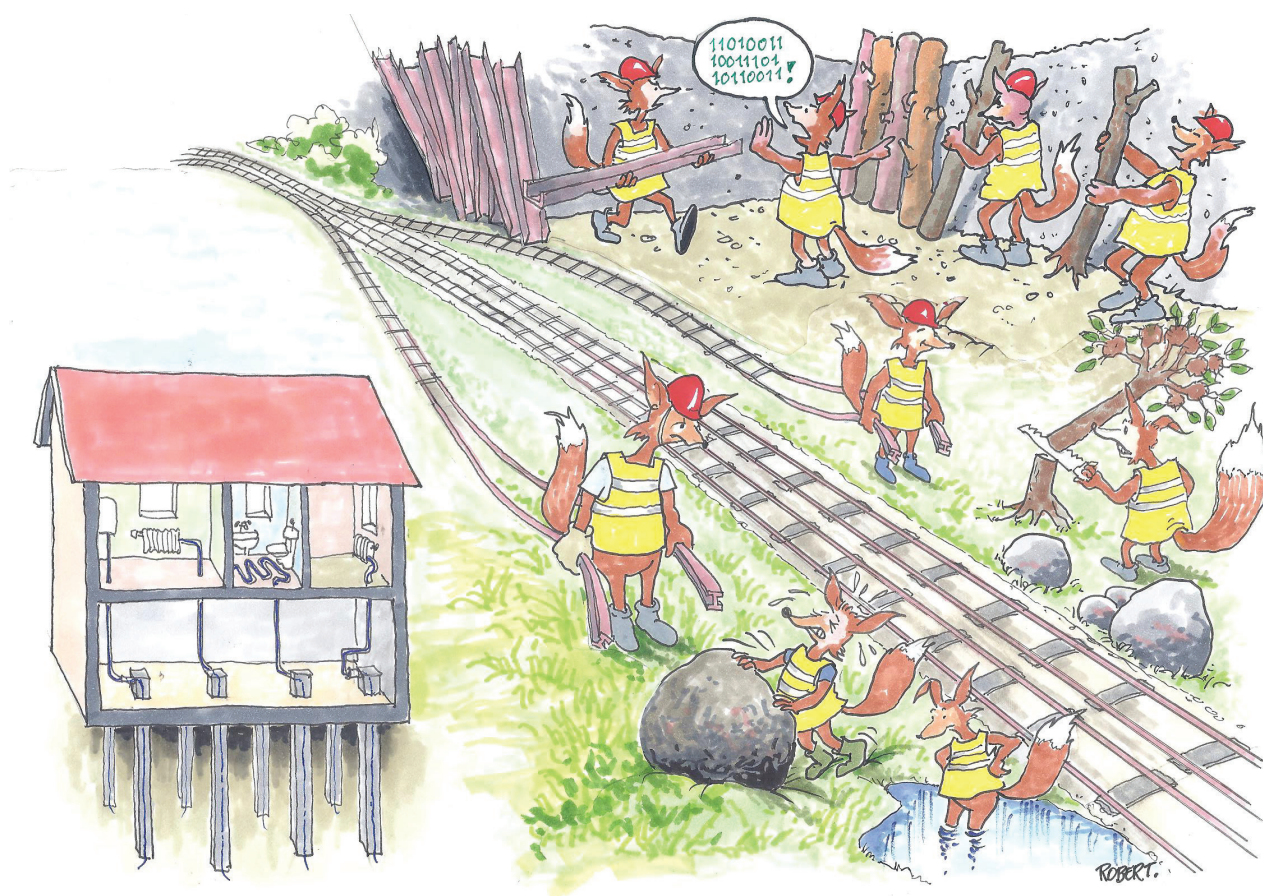
**Tips och triax med silt
- skjuvhållfasthet i siltjordar**

Tobias Thorén, SGI

**Assert- kvalitetskontroll av
markstabilisering med ERT**

Torleif Dahlin, LTH

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



14:30 **Kaffepaus**
samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter

Fikasponsor



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

**Västlänken E-02 centralen, challenges of
building diaphragm walls** 🇬🇧

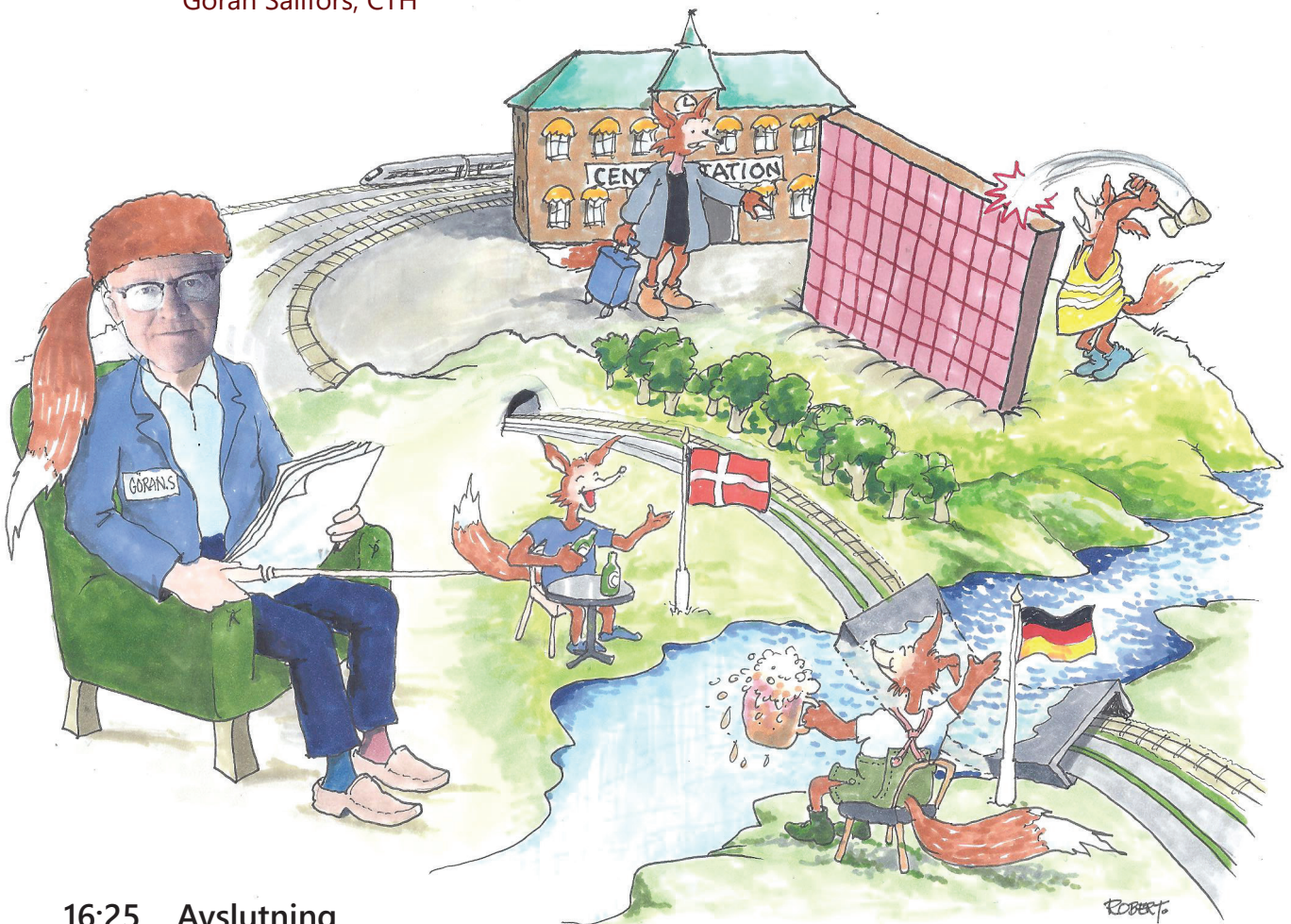
Markus Adams, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG
Olaf Bürger, NCC

**Joining Denmark and Deutschland,
Design of Fehmarnbelt Fixed Link** 🇬🇧

Bo Tvede-Jensen, Fehmern A/S

Tid för eftertanke - före

Göran Sällfors, CTH



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 (föranmälan krävs)

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2023



PASS 1-1:

**JÄTTELÄTT ELLER JETTESVÅRT
- STÖDKONSTRUKTION I SAMVERKAN MED JETPELARE**

Anders Palmén

YIT AB



PASS 1-1:

**JÄTTELÄTT ELLER JETTESVÅRT
- STÖDKONSTRUKTION I SAMVERKAN MED JETPELARE**

Mikael Creütz

GOLDER



PASS 1-2:

**MOTSTÅNDRÖRELSE - HISNANDE LYFT
OCH SANN GRANNSAMVERKAN**

Anders Kullingsjö

SKANSKA TEKNIK



PASS 1-2:

**MOTSTÅNDRÖRELSE - HISNANDE LYFT
OCH SANN GRANNSAMVERKAN**

Peter Claesson

SKANSKA TEKNIK



PASS 1-3:

EXPANSIV JORDTÄTNING

Andreas Hansson

STABTECH AB / HANSSON & CO



PASS 2A-1:

**UNDVIK SLÄNTRIAN - NYA ANVISNINGAR FÖR
STABILITETSUTREDNINGAR**

Karin Odén

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT



PASS 2A-1:

**UNDBIK SLÄNTRIAN - NYA ANVISNINGAR FÖR
STABILITETSUTREDNINGAR**

Tobias Thorén

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT



PASS 2A-2:

SÄKRA OSÄKERHETSMODELLER

Mats Svensson

TYRÉNS AB



PASS 2A-3:

NON-STANDARD APPLICATIONS FOR JET-GROUTING

Robert Thurner

KELLER GRUNDLÄGGNING AB



PASS 2B-1:

SIMPLIFIED DESIGN MODEL FOR PILED EMBANKMENT

Viviana Mangraviti

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA



PASS 2B-2:

**EN NUMERISK STUDIE AV RÖRELSER I LERA
TILL FÖLJD AV PÅLNING**

Jonathan Isaksson

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA / NCC



PASS 2B-3:

**PILE DRIVABILITY ASSESSMENT IN SOIL WITH
HIGH BOULDER CONTENT**

Chiara Cannizzaro

KUNGLIGA TEKNISKA HÖGSKOLAN

>>



PASS 3A-1:
ENERGIPÅLAR - GRÖNARE GRUNDLÄGGNING

Jonas Henriksen

CENTRUM PÆLE DK



PASS 3A-2:
**KONSTRUKTION MÖTER GEOTEKNIK I SKÅNSK
LERMORÄN - FYRSPÅR MALMÖ-LUND**

Fanny Deckner

GEOMIND



PASS 3A-2:
**KONSTRUKTION MÖTER GEOTEKNIK I SKÅNSK
LERMORÄN - FYRSPÅR MALMÖ-LUND**

Thomas Kamrad

CENTERLÖF & HOLMBERG



PASS 3A-3:
**KLIMATDATA I PRAKTIKEN
- INTE ALLTID GRUNDLÄGGANDE**

Ramona Kiisgaard

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT



PASS 3A-3:
**KLIMATDATA I PRAKTIKEN,
INTE ALLTID GRUNDLÄGGANDE**

David Nguyen

SKANSKA



PASS 3A-3:
**KLIMATDATA I PRAKTIKEN,
INTE ALLTID GRUNDLÄGGANDE**

Helena Ulfsparre

FAMILJEBOSTÄDER



PASS 3B-1:

**SPRIDNING AV INJEKTERINGSBRUK I
FYLLNINGSDAMMAR**

Sven Knutsson

LULEÅ TEKNISKA UNIVERSITET



PASS 3B-1:

**SPRIDNING AV INJEKTERINGSBRUK I
FYLLNINGSDAMMAR**

Lars Vikström

LKAB



PASS 3B-2:

**TIPS OCH TRIAX MED SILT
- SKJUVHÅLLFASTHET I SILTJORDAR**

Tobias Thorén

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT



PASS 3B-3:

**ASSERT - KVALITETSKONTROLL AV
MARKSTABILISERING MED ERT**

Torleif Dahlin

LUNDS TEKNISKA HÖGSKOLA



PASS 4-1:

**VÄSTLÄNKEN E-02 CENTRALEN,
CHALLENGES OF BUILDING DIAPHRAGM WALLS**

Markus Adams

WAYSS & FREYTAG INGENIEURBAU AG



PASS 4-1:

**VÄSTLÄNKEN E-02 CENTRALEN,
CHALLENGES OF BUILDING DIAPHRAGM WALLS**

Olaf Bürger

NCC

>>

>>



PASS 4-2:

**JOINING DENMARK AND DEUTCHLAND,
DESIGN OF FEHMARNBELT FIXED LINK**

Bo Tvede-Jensen

FEHMERN A/S



PASS 4-3:

TID FÖR EFTERTANKE - FÖRE

Göran Sällfors

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

ARBETSGRUPPEN FÖR GD 2022/2023

AG GD inom SGF har som uppgift att planera och genomföra Grundläggningdagen årligen. Nu genomförd 41 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



JÄTTELÄTT ELLER JETTESVÄRT - STÖDKONSTRUKTION I SAMVERKAN MED JETPELARE

Anders Palmén ^A, Mikael Creütz ^B

^AYIT i Sverige AB

^BWSP/Golder AB

SAMMANFATTNING

Ibland råder förutsättningar och kravställningar som medför att komplexa stödkonstruktioner blir enda möjligheten till att inrymma dess krav på funktion och omgivningspåverkan. I projektet Sockenplan (utbyggnaden av nya tunnelbanan) skall tunnelbanan anläggas nära en befintlig byggnads med tillhörande pålgrundläggning. Rådande geometrier, krav och geotekniska förutsättningar medförde att konstruktionsvalet föll på en samverkanskonstruktion där en jordförstärkning med jetinjektering samverkar med en borrarad rörpålevägg i lås. Rörpåleväggen måste utföras med stämp (ca 31,5 m) på grund av att ingen bakåtförankring får utföras in under skolan. Vidare finns begränsningar som förbjuder stämp under en viss nivå. Dessa begränsningar leder till en fri knäcklängd av rörpåleväggen om ca 9 meter. Syftet med samverkanskonstruktionen är att öka den totala styvheten hos stödkonstruktionen för att på så sätt klara ställda krav på max horisontell utböjning om 15 mm över befintliga pålars knäcklängd om 5 meter.

Jordförstärkningens E-modulen är en av de viktigaste egenskaperna för att kunna bedöma förväntade jordrörelser i samband med design. E-modulen behöver även verifieras under utförandet. Det finns väldigt lite erfarenheter gällande E-modulen hos jetinjekterad jord inom Sverige i litteratur och artiklar. Därav beslöts om en relativt omfattande labbprovtagning för att undersöka och verifiera antagen E-modul.

1 BAKGRUND

Vid Sockenplan pågår utbyggnaden av nya tunnelbanans blå linje till Söderort. YIT Sverige ansvarar för entreprenaden Sockenplan etapp 1, en ca 65 meter cut and cover tunnel i jord och berg och ca 370 meter bergtunnel. Schakt i jord skall utföras inom en vattentät stödkonstruktion/tätskärm bestående av stålspont och en borrarad kontinuerlig rörpålevägg. För tätning av övergången mellan jord och berg har jetinjektering utförts utmed stålsporten och utmed rörpåleväggen har cementinjektering utförts.

I tätskärmen ingår även en ridåinjektering av underliggande berg utmed schakten.

Denna artikel, med tillhörande föredrag, kommer primärt fokusera på den borrade rörpåleväggen och utmaningarna med att möta ställda funktionskrav.

2 INLEDNING

Kravet på en borrade rörpålevägg beror på närheten (ca 3 m) till Drivhuset 1 (Enskede gårds gymnasieskola) och dess befintliga pålgrundläggning som inte får påverkas vid installation av pålvägg och vid efterföljande jord- och bergschakt.

Vid rörpåleväggen är jordschakten som djupast ca 15 meter och därefter följer ytterligare ca 5 – 6 meter bergschakt.

Entreprenadformen är huvudsakligen en utförandeentreprenad men där stödkonstruktionen med tätning i jord och betongtunnel är på totalentreprenad. Ridåinjekteringen, den delen av tätskärmen som injekteras i berg, utförs på utförande entreprenad. Föreliggande artikel avser teknisk projektering och utförande av del av stödkonstruktion på totalentreprenad.

Deformationskravet för Drivhuset 1 med avseende på befintliga betongpålar utmed rörpåleväggen är max 15 mm horisontell deformation över en påles knäcklängd om 5 meter.

Rörpåleväggen måste (krav från beställaren) utföras med stämp (31,5 m) på grund av att ingen bakåtförankring får utföras in under Drivhuset 1. Vidare finns begränsningar som förbjuder stämp under en viss nivå. Dessa begränsningar leder till en fri knäcklängd av rörpåleväggen om ca 9 meter, dvs mellan nivå för stämp och bedömd bergnivå.

I samband med projektering/design av stödkonstruktionen kunde det konstateras att det kommer krävas speciella åtgärder för att innehålla deformationskravet.

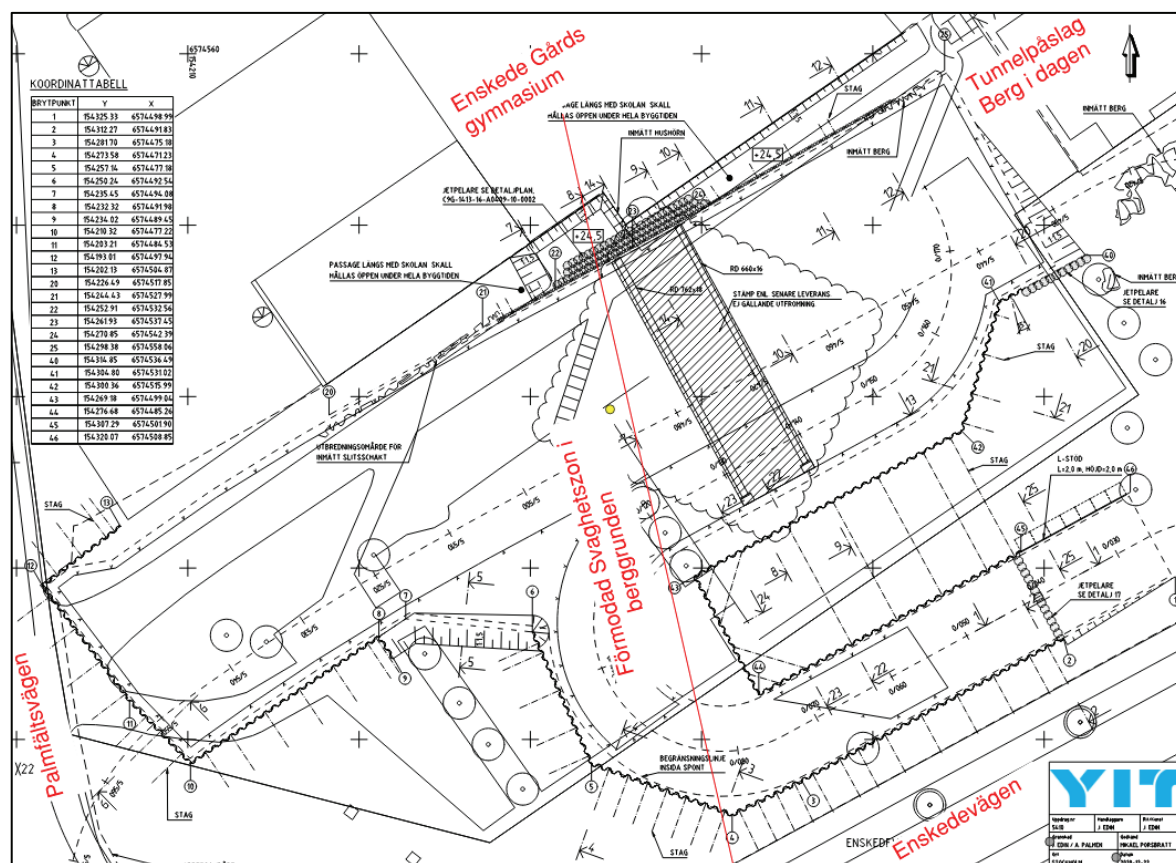
Efter utvärdering av olika tekniska åtgärder valdes att komplettera rörpåleväggen med jetinjekteing för att förstärka jorden mellan rörpåleväggen och befintlig pålgrundläggning. Syftet med jordförstärkningen är att i samverkan med rörpåleväggen öka konstruktionens styvhet. Därmed minimeras risken för skadlig påverkan på befintlig pålgrundläggning i samband med jordschakt med hänsyn till deformationskravet ovan.

Jordförstärkningens E-modul är en av de viktigaste materialegenskaperna för att kunna bedöma förväntade jordrörelser i samband med design. E-modulen behöver även verifieras under utförandet. Det finns väldigt lite erfarenheter gällande E-modulen hos jetinjekterad jord inom Sverige i litteratur och artiklar. Därav beslutades att utföra en tämligen omfattande labbprovtagning för att utvärdera och verifiera antagen E-modul.

3 MARKFÖRHÅLLANDEN

Markundersökningarna utgörs huvudsakligen av geotekniska och geohydrologiska fältundersökningar.

Aktuellt område för ovanjordsschakten ligger mellan Drivhuset 1 i norr och Enskedevägen i söder samt begränsas i väster av Palmfeltsvägen och i öster av berg i dagen vid läget för bergtunnelns påslag, se Figur 1.



Figur 1: Planritning för jordschakt

Marken intill och utmed Drivhuset 1 är tidigare uppfylld till nivå ca +26,5 under 1960-talet. Ovan nedfartsrampen söder som Drivhuset 1 ligger befintlig marknivå på ca +24. Marken faller generellt söderut mot Sockenplan där marken ligger på nivå ca +18.

Marken utmed Drivhuset 1 avschaktades ned till nivå +24,5 före utförande av jordförstärkning och rörpålevägg.

3.1 Geotekniska förhållanden

Jordlagerföljden i läget för rörpåleväggen utgörs huvudsakligen av fyllning följt av torrskorpelera på lera överlagrande friktionsjord på berg. Friktionsjorden utgörs av växellagrad jord och morän som huvudsakligen utgörs av sand/silt som är både löst och fast lagrad.

Djupet från avschaktad markyta till bedömt berg inom området varierar mellan 3 m och 10 m.

Jetinjekteringsarbetena utfördes huvudsakligen i friktionsjorden mellan underkant lera och berg på nivåer mellan +14 och +21.

3.2 Hydrogeologiska förhållanden

Grundvattenströmningen i det under grundvattenmagasinet är huvudsakligen i sydvästlig riktning med grundvattenbildning i områden belägna norr om arbetsområdet.

Dimensionerande grundvattentrycknivå i jord bakom rörpåleväggen är av beställaren angiven till +24. Detta är samtidigt en maximal nivå som inte får överskridas, vilket skall hanteras genom beredskap med pumpar nedförda i friktionsjorden ovan berg.

3.3 Bergtekniska förhållanden

Bergmassan domineras huvudsakligen av sedimentådergnejs men med inslag av både granitgnejs och pegmatit (FU). Bergkvaliteten är bedömd som huvudsakligen god till mycket god, med undantag av en förmodad svaghetszon.

Någon kärnprovtagning av berget för att kontrollera omfattningen och egenskaperna av (den i FU förmodade) svaghetszonen har ej utförts, varken inom ramen för förfrågningsunderlaget eller i utförandeskedet. Efter att ovanjordsschakten utförts har denna zon dock kunnat konstateras.

Svaghetszonen passerar genom mitten av schaktgropen med en nord-sydlig riktning, dvs i den djupaste delen utmed rörpåleväggen, se Figur 1. I mitten av svackan (svaghetszonen) är bergnivån bedömd till ca +14.

4 FÖRUTSÄTTNINGAR

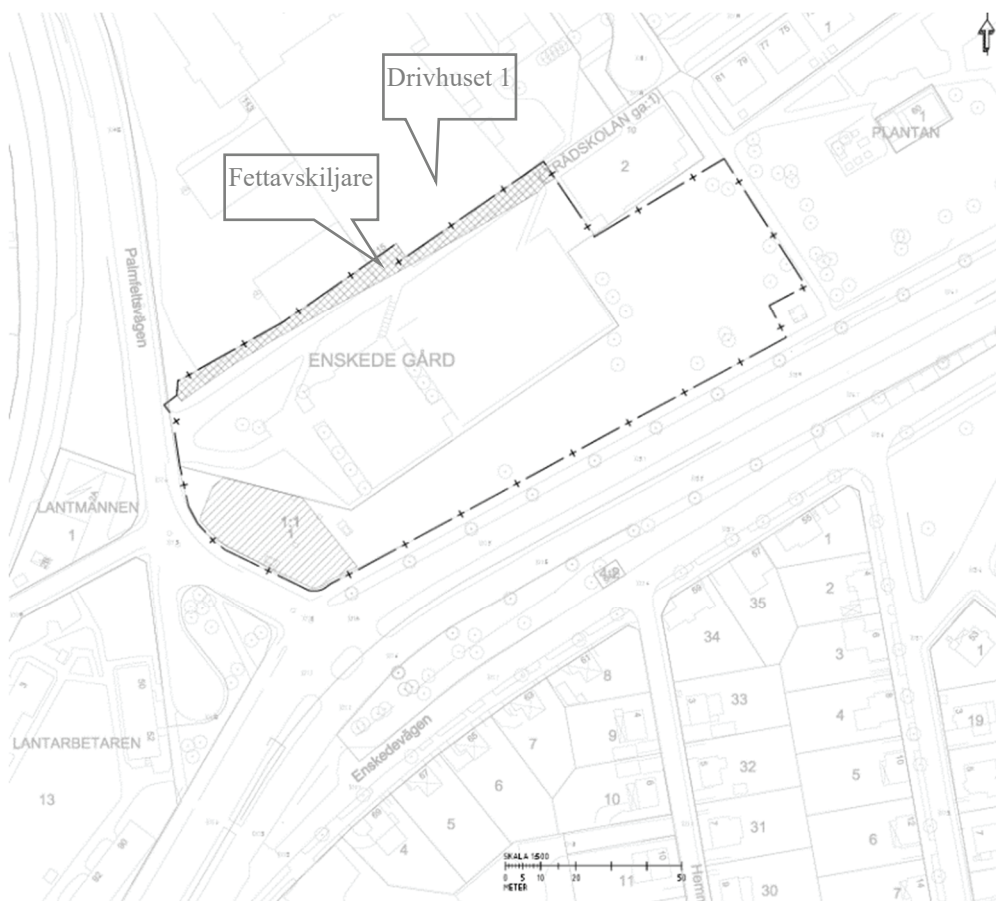
4.1 Förslagshandling med avseende på teknisk lösning

Utformning av teknisk lösning styrs främst av beställaren (FUT) dels kravställda metodval och utförandekrav inom totalentreprenaden, dels med avseende på restriktioner/deformationskrav avseende max. tillåten utböjning på befintliga betongpålar.

I förslagshandlingen krävs en stämpad stödkonstruktion bestående av en kontinuerlig rörpålevägg. Installationen av rörpåleväggen ska, enligt förfrågningsunderlaget, utföras med vattendriven sänkborrhämmare, vilket begränsar valet av max. rördimension. Injektering av cementsuspensions genom spontlåsen krävs för att täta i anslutningen mellan rör och berg.

Det finns även kravställda begränsningslinjer i schakten som medför att stämp ej tillåts installeras under en viss nivå för att ej inkräkta på framtida utförande av betongtunneln, se horisontell begränsningslinje i *Figur 6*.

Därutöver kravställs en utrymningsväg med fri bredd om minst 2,2 meter inklusive ett byggplank bakom den installerade rörpåleväggen se skrafferat område längs Drivhuset 1 i Figur 2. För hörnet närmast Drivhuset 1 mäter det totala avståndet mellan insida stödkonstruktion och byggnad ca 3,0 meter. Inom detta område skall rörpålevägg med installationstoleranser, byggplank och utrymningsväg rymmas.



Figur 2. Översikt arbetsområde. Skrafferade ytor är behäftade med särskilda restriktioner.

4.2 Projektering och dimensionering

Stödkonstruktionen bestående av avsträvad rörpålevägg har dimensionerats i säkerhetsklass SK3 och geoteknisk kategori GK3.

Stödkonstruktionen skall dimensioneras för en livslängd om minst 10 år.

4.3 Risker med avseende på omgivningspåverkan

I följande avsnitt redovisas styrande krav på tillåtna rörelser på byggnader och anläggningar med hänsyn till risk för omgivningspåverkan som angavs av beställaren som underlag för detaljprojektering inom ramen för totalentreprenaden.

4.3.1 Befintlig byggnad och befintliga anläggningar

Befintlig byggnad av intresse utgörs av Drivhuset 1. Byggnaden är uppförd med grundläggning dels på spetsburna betongpålar (250x250 mm), dels med grundläggning på grundplintar/grundmurar av betong på fast berg.

Det är oklart om betongpålarna är stoppslagna på berg eller i ovanliggande friktionsjord. För projektering antogs stoppslagning i friktionsjord.

Fettavskiljare med grundläggning på spetsburna stålrörspålar inborrade i berg, se figur 2. Denna konstruktion ingår i utförandeentreprenaden och utfördes före både rörpåleväggen och jordförstärkningen. Inga rörelser på befintlig pålgrundläggning, Drivhuset 1, kunde observeras i samband med dessa grundläggningsarbeten.

Befintliga ledningar mellan Drivhuset 1 och stödkonstruktionen läggs om till markförlagt läge i samband med avlastningsschakten. Några självfallsledningar existerar inte efter omläggning.

Inga vibrationskrav existerar för byggnaden Drivhuset 1 vid arbeten med pålning, spontning eller schaktning.

4.3.2 Vertikala rörelser

För byggnaden Drivhuset 1 gäller endast ett snedställningskrav om 1/1000 mellan två närliggande fundament. Kritiska fundament har generellt ett inbördes avstånd på 6 meter dock med undantag för avståndet mellan innerhörn och ytterhörn där avståndet är 5 meter, se figur 5. Vertikalt snedställningskrav blir således 5 respektive 6 mm.

För övrig mark är max tillåten totalsättning 50 mm.

4.3.3 Horisontella rörelser

Horisontell utböjning motsvarande 15 mm över knäcklängd på 5 m för befintliga betongpålar för Drivhuset 1.

5 UTFORMING AV TEKNISK LÖSNING (DESIGN)

För att reducera jordtrycket och således de geotekniska lasterna i det statiska system som stödkonstruktionen inklusive stämp utgör så projekterades en avlastningsschakt om ca 2,0 meter mellan Drivhuset 1 och rörpåleväggen.

Jordförstärkningen var inte kravställd av beställaren. Denna uppstod efter att YIT i samråd med geokonstruktör fann denna lösning som mest gynnsam för att minimera de horisontella jordrörelserna utmed befintlig pålgrundläggning för att klara av att innehålla kravet på tillåten horisontell utböjning.

Beslutet att utföra jordförstärkning med jetinjektering fattades först efter utvärdering av flera andra tänkbara tekniska åtgärder utan jordförstärkning och utifrån de övriga begränsningar och restriktioner som föreligger i aktuellt område, t.ex. ingen bakåtförankring och endast en stämpnivå. Utvärderingen resulterade i att en tillräcklig säkerhet och acceptabel geoteknisk risknivå mot ett eventuellt

överskridande av tillåtna rörelser på befintliga betongpålar inte teoretiskt kunde säkerställas utan en jordförstärkning.

Ett eventuellt överskridande skulle medföra omfattande konsekvenser med avseende på tidplan och ekonomi, vilket inte var ett scenario som kunde accepteras inom ramen för totalentreprenaden.

5.1 Stödkonstruktion bestående av rörpålevägg (S-Wall) och stålstämp

Rörpåleväggen utgörs av rörpålar \varnothing 323 mm, tjocklek 12,5 mm med stålqualität S440. Spontlåsen är försedda med bitumen för att säkerställa kravet på vattentätethet.

Rörpåleväggen installerades med vattendriven sänkborrhammare med ca 1 meter i inborrning bedömt friskt berg.



Figur 3. Rörpålar med spontlås och installation av rörpålevägg.



Figur 4. Installation av rörpålägg med vattendriven sänkborrhämmare.

Rörpåleväggen är stämpad på nivå ca +23 med två 31,5 meter långa stålrör utmed djupsvackan mot Drivhuset 1. Öster och väster om stämpan har bakåtförankring av stödkonstruktionen skett genom MAI-stag inborrade och fastgjutna i berg.

De långa stämpan har sina upplag mot rörpåleväggens 2 parallella HEB-balkar samt mot bergfundament i den andra änden av schakten. Stämpan utgörs av stålrör, Ø 813*18 mm och 711*18 mm, med förspänninglast 1350 kN respektive 650 kN. Förspänningen utfördes i steg, där främst rörelser i befintliga mätpeglar och inklinometrar på rörpåleväggen och stålsPonten avlästes för att kontrollera att inte förspänningen gav upphov till för stora jordrörelser i motsatt riktning.

5.2 Jordförstärkning med jetpelare

Utförande av jetpelare, $\text{Ø} \geq 1,0$ m, baserades på godkända proppelare som utfördes tidigare inom entreprenaden för tätning av spontfot med jetinjektering.

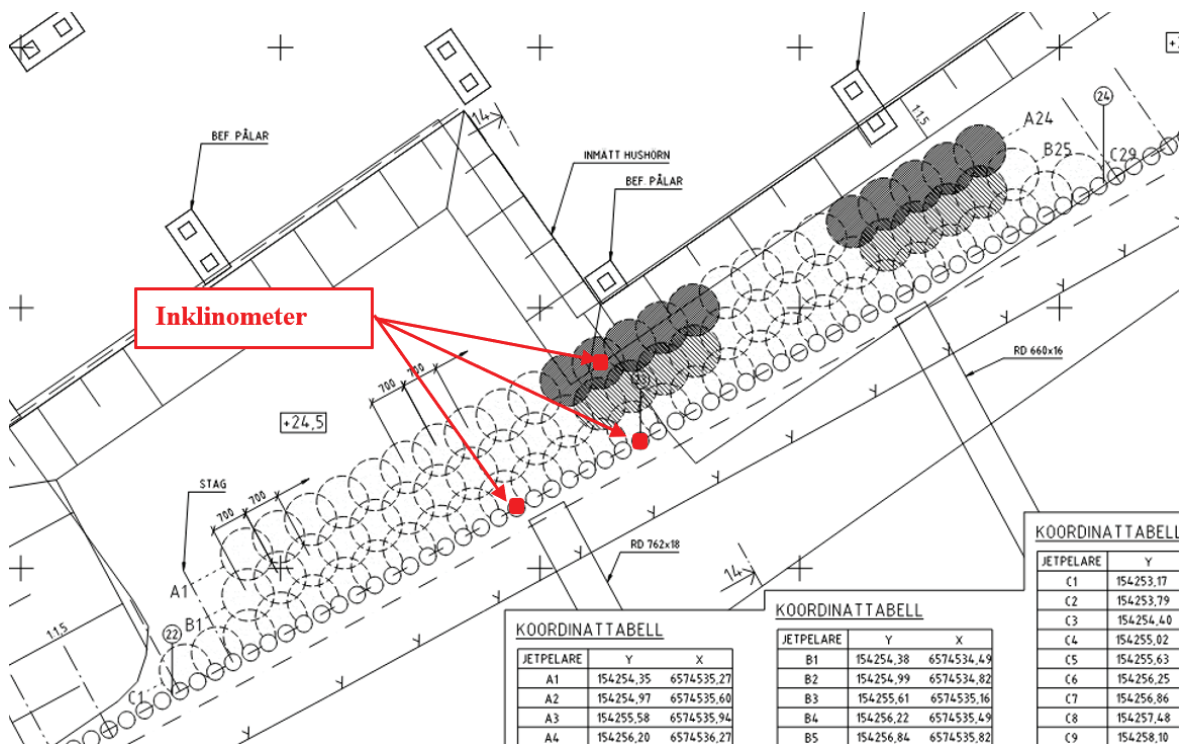
Tre rader (rad A-C) av jetpelare utfördes med placering och omfattning av jetpelare enligt Figur 5 och Figur 6.

Centrumavstånden är 0,7 m mellan varje jetpelare i respektive rad och med ett radavstånd på 0,7 m.

Installationssekvens för jetpelare utgörs av både primär-sekundär och primär-tertiär (pålfundament).

JÄTTELÄTT ELLER JETTESVÄRT
- STÖDKONSTRUKTION I SAMVERKAN MED JETPELARE

Jordförstärkningen är dimensionerad för en överkant (ök) nivå på +21. Varje jetpelare påbörjades 0,5 m ner i bedömt berg och avslutades på nivå +21 exklusive jetpelare närmast befintliga pålfundament. Se Figur 5.



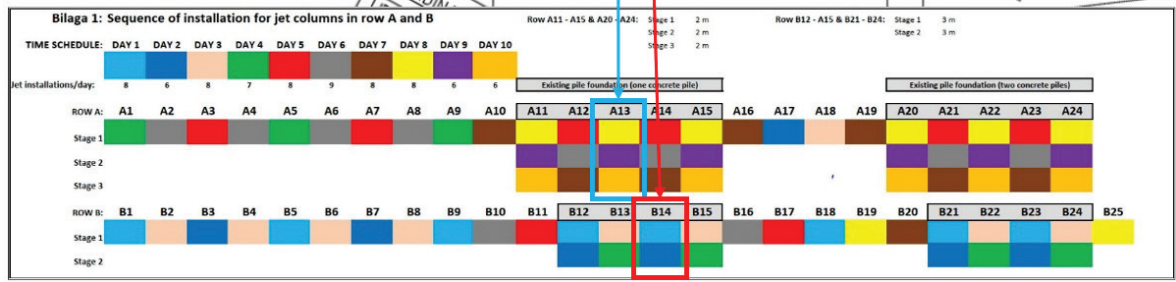
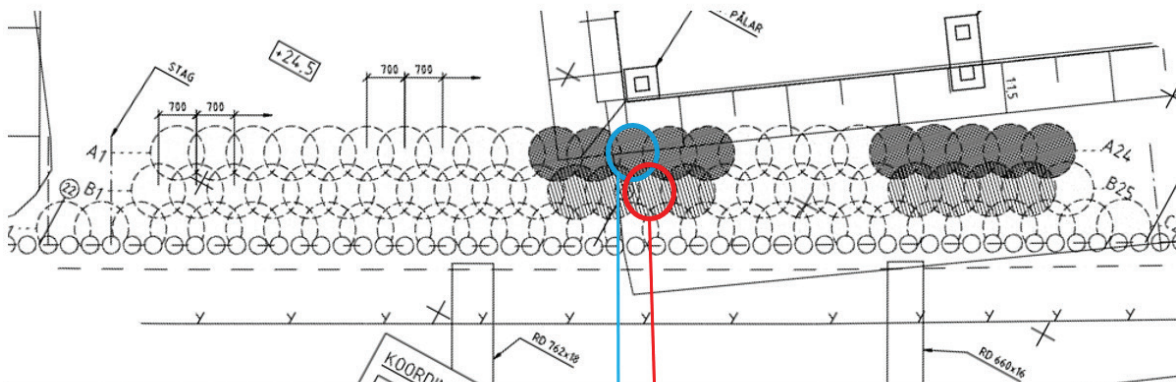
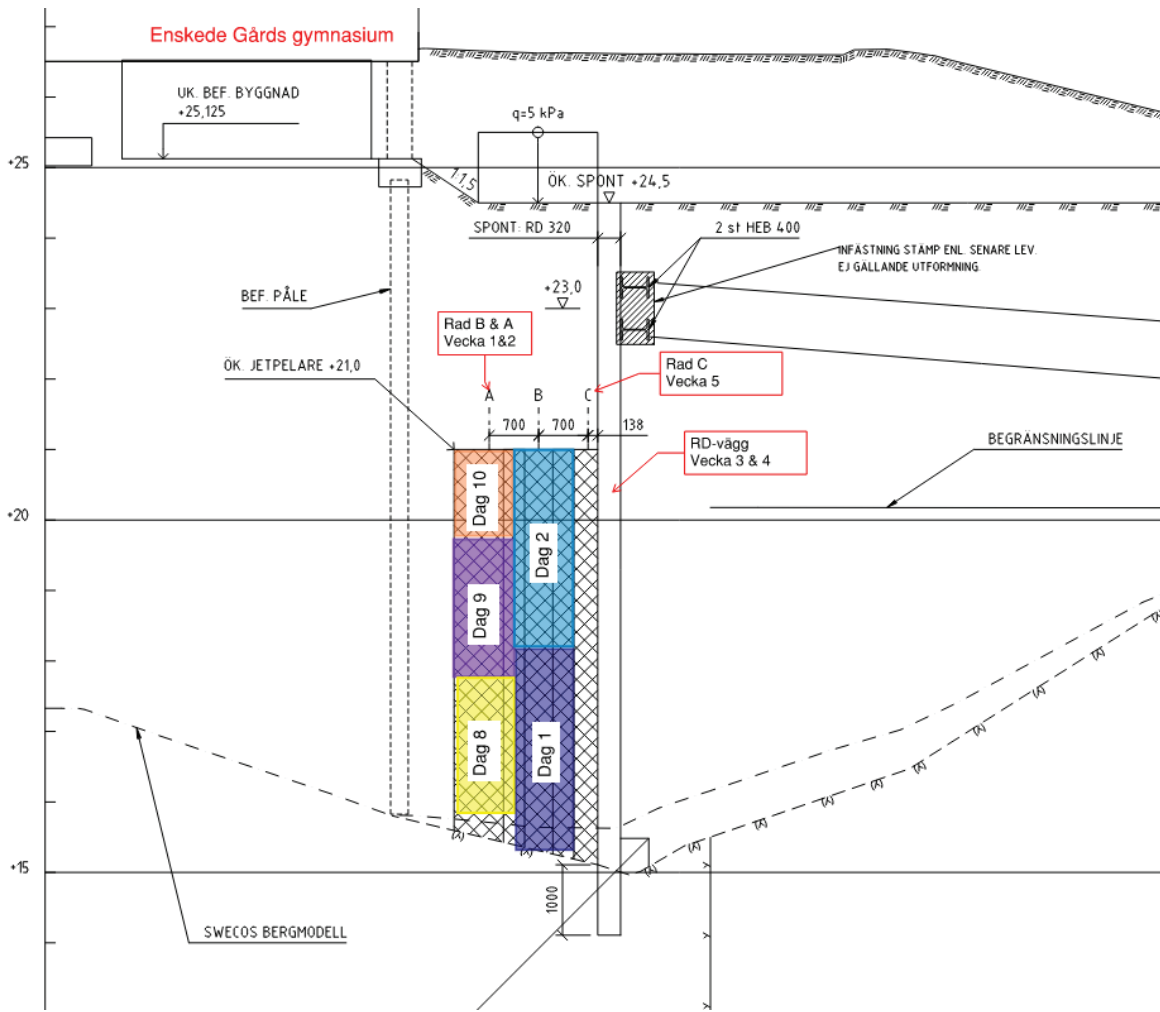
Figur 5. Planritning över jordförstärkningen av jetpelare inklusive placering av inklinometer.

För rad A och rad B utfördes jetpelarna utmed befintliga pålfundament i olika etapper i vertikalled, se Figur 6.

Syftet med denna uppdelning var att minimera risken för utböjning/knäckning av befintliga betongpålar i samband med installation av respektive jetpelare. Kontrollberäkningar utfördes för att verifiera betongpålarnas integritet för en fri knäcklängd om 3 m, vilket därmed valdes som max. vertikal etapplängd.

För mer detaljerad utförandeordning och installationssekvens se avsnitt 6 nedan.

JÄTTELÄTT ELLER JETTESVÅRT
- STÖDKONSTRUKTION I SAMVERKAN MED JETPELARE



Figur 6. Installationssekvens, förtydligad på sektion

5.2.1 Material för jetinjektering

För jetinjektering användes cement av typ CEM I med hållfasthetsklass 52,5 R. Inga tillsatsmedel har använts.

För blandning av cementsuspension, vct 1,0, användes färskvatten (drickbart).

5.2.2 Hållfasthetskrav för jordförstärkning

För designens giltighet avseende jordförstärkning med jetinjektering antogs en karakteristisk enaxlig tryckhållfasthet på 3 MPa och en karakteristisk E-modul på 1 GPa.

6 GENOMFÖRANDEBESKRIVNING

Både stödkonstruktionen och jetinjekteringen utfördes av Keller Grundläggning under våren/sommaren 2021.

6.1 Övergripande arbetsgång för utförande av rörpålevägg och jordförstärkning

Följande övergripande arbetsgång gällde för utförande av rörpålevägg och jetinjektering.

Principiell arbetsgång:

- Installation av jetpelare inom rad A och rad B.
 - Installationssekvens primär-tertiär och primär-sekundär.
 - Etappvis vertikal installationssekvens utmed befintliga påfundament.
- Installation av rörpålevägg (S-Wall).
- Installation av jetpelare inom rad C.
 - Installationssekvens primär-sekundär. I viss mån, beroende på omfattning och resultat, kunde installation av rörpålevägg och installation av jetpelare inom rad C utföras parallellt.

6.2 Utförande av jetinjektering

6.2.1 Provpelare

För att bestämma lämpliga jetinjekteringsparametrar för att uppnå en teoretisk pelardiameter om 1 m utfördes provpelare för verifiering.

Baserat på provning utförd av Keller på jetpelare för tätningen av stålsporten bedöms ställda krav på hållfasthetsegenskaper enligt ovan kunna uppfyllas med parametrar enligt nedan.

Jetinjekteringsparametrar:

- Injekteringsstryck 400 bar.
- Injekteringsflöde ca 255 l/min.
- 2x3,5 mm munstycken.
- Rotationshastighet och stigningshastighet 13 rpm respektive 50 cm/min.
- Teoretisk inblandningsvolym 510 l/min.

6.2.2 Borring för jetinjektering

Borring för respektive jetpelare utfördes med vattendriven sänkborrhammare (Wassara WG100 JG) och jetinjekteringsrör, Ø 114 mm, med efterföljande jetinjektering (ett stegsförfarande).

6.2.3 Borring för jetinjektering utmed befintliga påfundament

Borring för jetpelare med etappvis utförande i vertikalled överlappades med 0,5 m. Detta för att inte äventyra jetpelarnas vertikala integritet. Väntetiden mellan varje etapp bestämdes till minst 24 timmar.

För jetpelare inom rad A utmed befintliga påfundament bestämdes uk jetpelare av YIT i samråd med Keller baserat på resultat och uppföljning från installation av rad B.

6.3 Utförande- och installationssekvens för jetinjektering

6.3.1 Utförandesekvens avseende jetpelarrader

En detaljerad utförandesekvens och installationsordning upprättades för rad A och B för att minimera risken att påverka befintlig pågrundläggning. Avseende rad C upprättades inga särskilda utförandekrav utöver en primär-sekundär installationssekvens.

JÄTTELÄTT ELLER JETTESVÄRT
- STÖDKONSTRUKTION I SAMVERKAN MED JETPELARE



Figur 7. Pågående produktion av jetpelare.

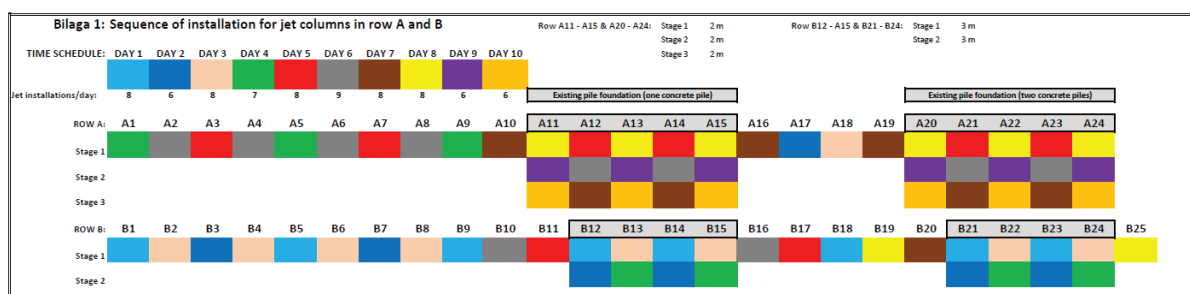
Det är främst två befintliga pålfundament som berörs, varav den ena utgörs av ett pålfundament med två betongpålar och det andra av ett pålfundament med en betongpåle (hörn), se Figur 5.

Fundamentet i hörnet bedömdes som mest känsligt för påverkan dels pga endast en påle, dels pga störst jorddjup.

Med hänsyn till närheten av byggnad (Figur 7) med dess befintliga betongpålar och för att inte äventyra dess integritet och/eller geotekniska bärförmåga anpassades installationssekvensen för vissa jetpelare inom rad A och utmed rad B. Anpassningen utgjordes av en installation i vertikala etapper om 3 m och 2 m för rad B respektive rad A, se Figur 8.

Efter uppföljning av rad B beslutades att inte utföra jetpelarna hela vägen ned till berg för att därmed inte riskera att underminera de befintliga betongpålarna. Detta eftersom det inte finns några uppgifter angående verkliga pålspetsnivåer.

I takt med att respektive jetpelare installerades och efter varje etapp i vertikalled övervakades byggnaden kontinuerligt med avseende på sättningar. Inga sättningar kunde observeras.

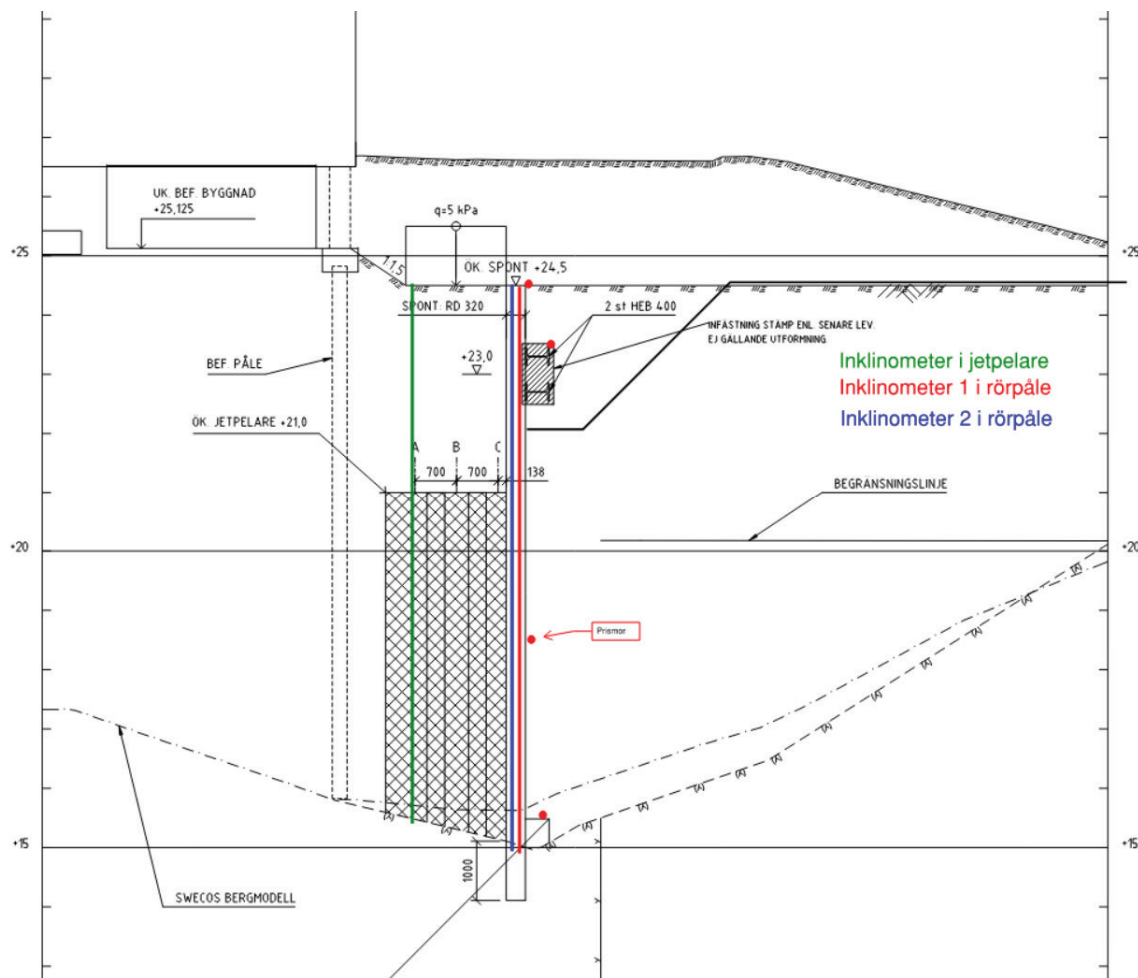


Figur 8. Detaljerad utförandesequens för rad A och B samt vertikal etappindelning utmed befintliga pålfundament.

7 ÖVERVAKNING AV HORIZONTELLA RÖRELSER

7.1 Inklinometermätning av horisontella rörelser

Tre stycken inklinometrar samt prismor på fyra nivåer har installerades utmed Drivhuset 1 för mätning av horisontella rörelser i samband med jord- och bergschakt. Se Figur 5 (plan) och Figur 9 (sektion). Prismorna har monterats i samma sektioner som inklinometrarna i S-wall.



Figur 9: illustration över installerade inklinometrar och prismor.

8 TEKNISKA PRODUKTIONSKONTROLLER

I samband med utförandet har produktionskontroller utförts för att kontrollera produktionsresultatet och verifiera den tekniska lösningen med avseende på jordförstärkning med jetpelare.

Vilka kontroller som utförts redovisas nedan.

8.1 Jordförstärkning

8.1.1 Provningsar på utförd jetpelare

Baserat på de hållfasthetskrav som anges under avsnitt 5.2.2 för jordförstärkningen utfördes följande provtagning med tillhörande provning för att verifiera designens giltighet.

Kärnborrprovtagning i 8 (ca 10 %) punkter. Exakt läge angavs av YIT baserat på uppföljning av jetinjekteringsarbetena.

Kärnborrning utfördes med dubbel-kärnrör och håldimension $\varnothing \geq 102$ mm, Figur 10. Hålen utfördes vertikala ned till minst 1 m i bedömt berg.



Figur 10. Pågående kärnborrprovtagning (Keller).

Borrkärnorna förvarades i anpassade kärnborrlådor på arbetsplatsen och skyddades mot väder och vind samt vid en temperatur ≥ 5 grader. Borrkärnorna dokumenterades av YIT på plats och därefter gjordes ett urval av representativa delar för vidare provning på laboratorium, se Figur 11 och Figur 12 nedan.



Figur 11. Exempel på upptagna kärnbörpröver.



Figur 12. Beroende på jordens sammansättning erhålls olika kvalitet på kärnbörpröver.

Provning avseende enaxlig tryckhållfasthet och statisk E-modul utfördes enligt SS-EN 12390-3 respektive SS 13 72 32. Efter avslutad kärnborrprovtagning fylldes hålen med cementsuspension, vct 0,5, via slang nedförd till botten.

Vid val av prover behöver provningsförfarandet beaktas i förhållande till jordens sammansättning (fraktioner) för att minimera att både underskatta och överskatta hållfastheten.

Nedan i Figur 13 och Figur 14 redovisas resultatet från provning av enaxlig tryckhållfasthet respektive E-modul. Provningen visar att vi uppfyller kraven på enaxlig tryckhållfasthet 3 MPa och E-modul på 1 GPa.

Prov från kärna	Diameter d [mm]	Höjd h [mm]	Densitet ρ [kg/m ³]	Brottlast F [kN]	Tryckhållfasthet f_c [MPa]
P3 6,1-6,5m	102,0	76,0	2090	85	9,6
P6 7,5-8m	102,0	186,5	2100	76	10,9
P5 8-8,5m	102,0	135,5	2170	68	9,1
P6 8-8,6m	101,4	170,2	2160	80	11,4
P5 7-7,5m	101,7	183,3	1810	30	4,3
P5 8-8,5m*	102,0	192,0	2180	76	10,9
P7 7-8m	101,2	164,8	2070	61	8,6
P7 8-9m	101,5	190,0	2260	94	13,6

Figur 13. Mätning av enaxlig tryckhållfasthet på cylinderprover.

Prov	Densitet ρ [kg/m ³]	Höjd h [mm]	Diameter d [mm]	Brottlast F [N]	Elasticitets- modul $E_{c,0}$ [GPa]	Elasticitets- modul $E_{c,s}$ [GPa]	Tryck- hållfasthet f_u [MPa]	Skillnad f_c och f_u [%]
P1 8,2-8,4	2280	169	101,9	40686	5,6	4,8	5,0	47
P3 6,1-6,5	1800	201,5	102	72962	6,1	10,4	8,9	
P5 7-7,5	1740	199,9	101,5	22549	2,6	2,7	2,8	34
P5 8-8,5*	-	-	-	-	-	-	-	
P6 7,5-8	2150	203,5	101,5	36372	3,8	6	4,5	97
P6 8-8,5	2200	197	102	69043	11,3	15,1	8,4	
P6 8-8,5 ii	2230	198,5	102	61556	11,4	13,2	7,5	29
P7 7-8m	1940	192,3	101,5	34651	3,2	5	4,3	74
P7 7-8m ii	1980	187,3	101,1	53356	6,2	6,9	6,6	36
P7 8-9m	2260	201,8	101,5	100235	17,4	18,8	12,4	

Figur 14. Mätning av elasticitetsmodul, metod A, på cylinderprover.

Av resultaten ovan kan konstateras att det är en relativ stor spridning i uppmätta hållfasthetsegenskaper. Vilket främst beror provernas kvalitet, val av prover och jordens sammansättning.

Vid användning av jetinjektering för jordförstärkning behöver även skalberoendet beaktas. Dvs hur stor volym är respektive provresultat representativt för och är det samma sak som jordförstärkningens verkliga hållfasthet och beteende vid aktivering.

Vilken hållfasthet är det egentligen vi utvärderar. Vår uppfattning är att vi i detta fall underskattar jordförstärkningens hållfasthet.

9 RESULTAT FRÅN MÄTNING AV RÖRELSER

I figur 15 – 17 nedan redogörs för registrerade horisontella rörelser i inklinometerna för perioden då jordschakt för hammarband utfördes tills efter fullt schaktdjup i berg. Redovisade grafer illustreras som ett månadsmedelvärde.

Jordförstärkning har sin överkant på nivå +21, vilket motsvara ca 3,5 meters djup under markytan, se figur 15 – 17.

Först utfördes jordschakt ned till hammarband för stämp som monterades den 7 juli 2022 inklusive förspänning. Därefter utfördes jordschakt ner till bergövertytan fram till slutet av juli 2022 då arbete med förankrad kantbalk och bergschakt tar vid. Bergschakten avslutades i slutet av november 2022

Störst horisontell rörelse, ca 34 mm in mot schakten, uppstod i samband med jordschakt ca 2,5 meter utfördes för hammarbandet. Denna rörelse uppstod i nivå med markytan i den oförstärkta jorden ovan nivå +21.

Vid förspänning av stämp och under tiden för efterföljande schakt uppvisar inklinometerna en tillbakagång i horisontell rörelse från schakten.

De 31,5 meter långa stämpan är både isolerade med 50 mm stenull och försedda med 4 värmekablar som är dimensionerade att kunna höja temperaturen i stålet med ca 30°C. Dessa värmekablar aktiveras genom en termostat till att hålla en konstant temperatur av ca 20°C i början av september och justeras upp ytterligare 5°C i början av november. Dessa temperaturjusteringar kan delvis förklara del av den fortsatta bakåtriktade rörelsen för respektive inklinometer.

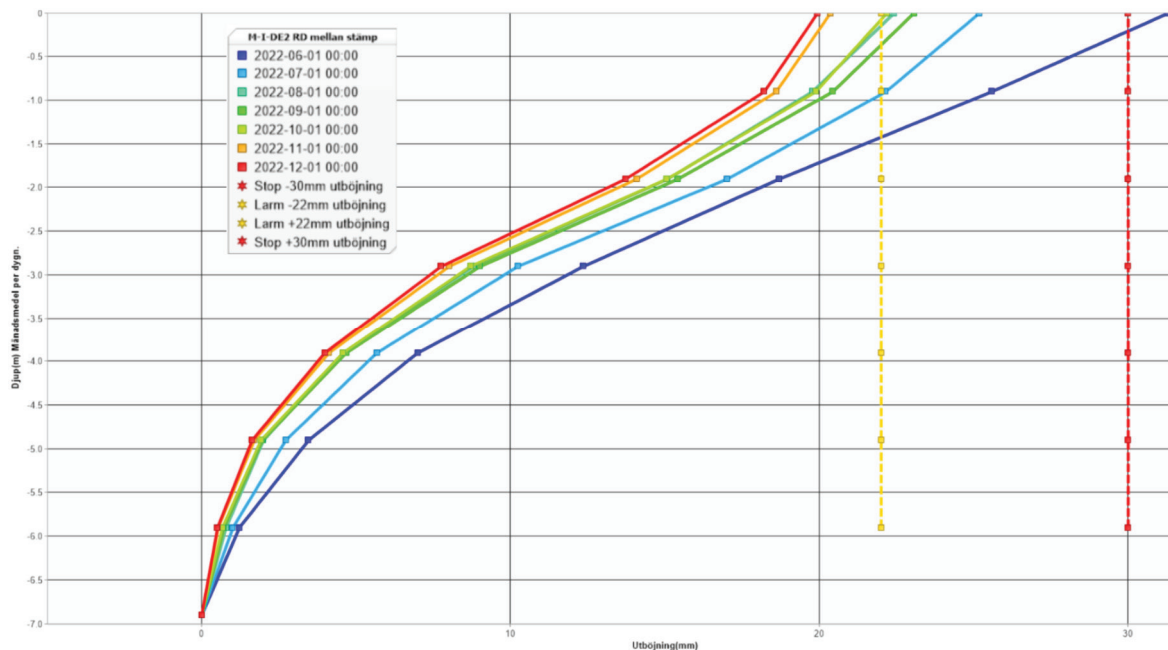
Figur 17 redogör för horisontell rörelse närmast den befintliga betongpålen i inklinometer M-I-DE3 som är installerad i jetpelarblocket. I de översta nivåerna i den oförstärkta jorden uppvisar denna inklinometer snarlikt beteende med redovisat resultat från inklinometer M-I-DE2, figur 15. M-I-DE3 förväntas röra sig mindre än M-I-DE2 då avståndet mellan dessa två inklinometrar är ca 2 meter. I den undre halvan uppvisar M-I-DE3 små horisontella rörelser med en maximal utböjning i skrivande stund med 4 mm på djup -5,0 meter något som sannolikt kan förklaras med att uppmätta E-moduler på djup >8 meter uppvisar högre värden än prover från grundare nivåer.

Vid jämförelse av denna rörelse med uppmätt horisontell rörelse i jordförstärkningen är det tydligt att jordförstärkningen uppfyllt sitt syfte att öka stödkonstruktionens sammanlagda styvhet. Att så är fallet framgår av en jämförelse av rörelser på olika djup. På djup 4 meter och djupare i figur 16 och 17 är den horisontella rörelsen i jordförstärkningen ca 50 % av den horisontella rörelsen i rörpåleväggen.

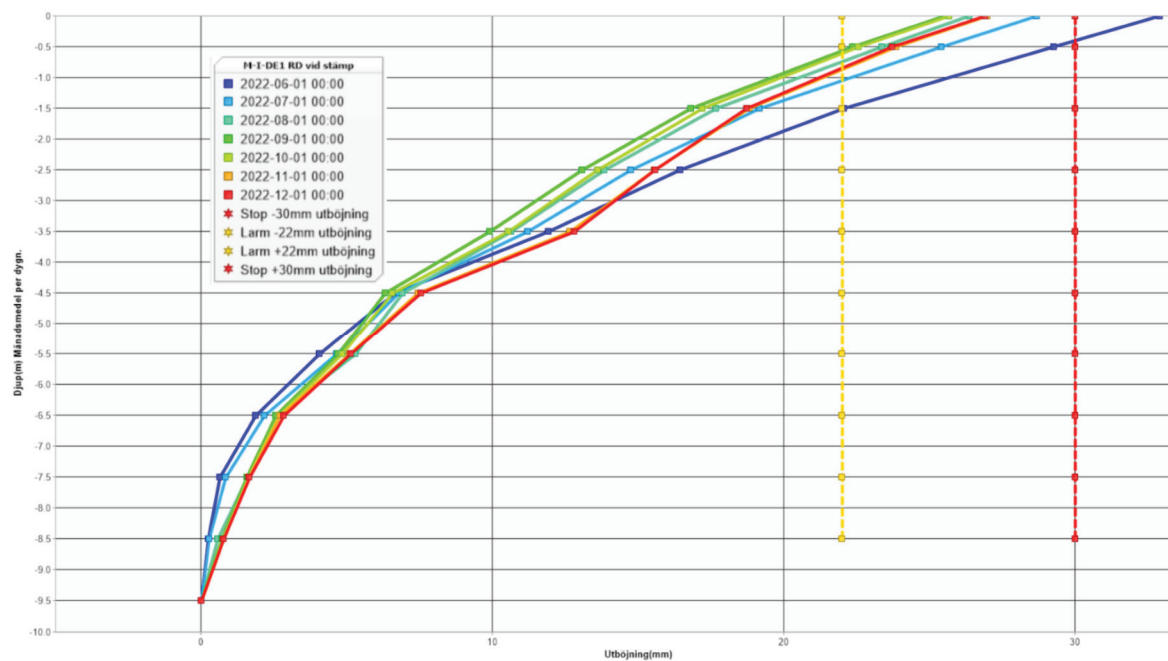
På djup 4 meter är rörelsen i jordförstärkningen ca 5 mm (figur 17), vilket bedöms motsvara en horisontell tillskottsutböjning om ca 2,5mm på samma nivå i befintlig betongpåle.

Utvärderas maximal horisontell utböjning för pålens knäcklängd om 5 meter från rörelsen i närmaste inklinometer motsvarar detta en tillskottsutböjning om ca 2 mm, se figur 17. Dvs långt under kravet på max. 15 mm.

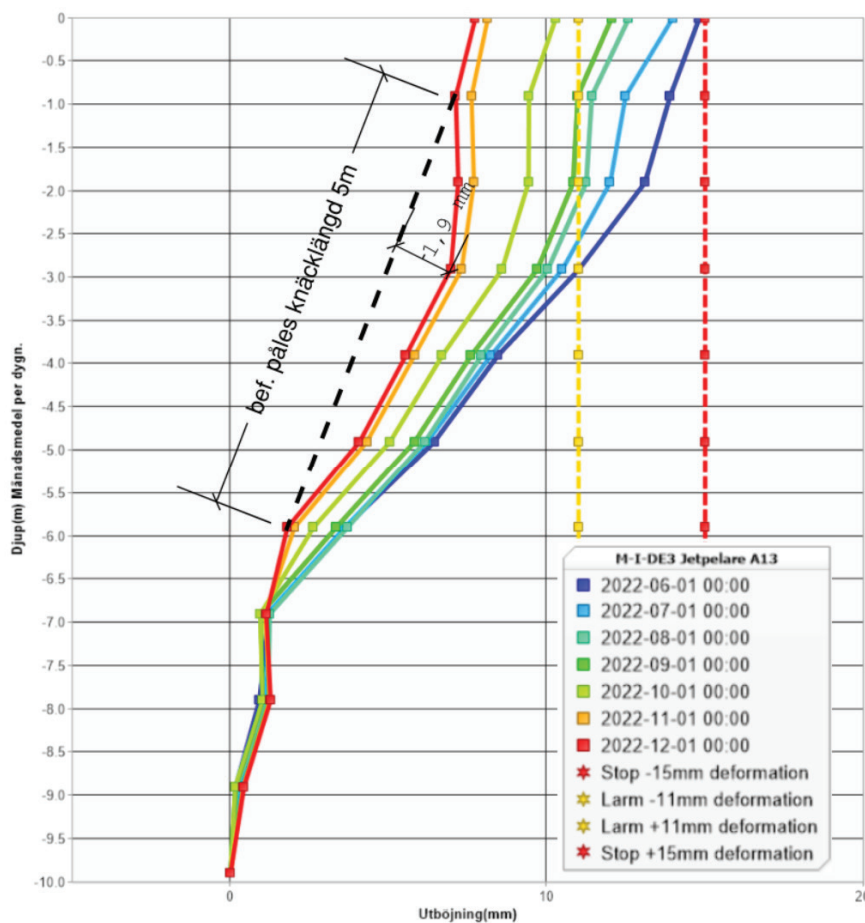
Att tillskottsutböjningen är så pass låg jämfört mot teoretiska beräkningar skulle kunna förklaras av att jordförstärkningens E-modul blev högre än vad som vågades anta i samband med design. Utvärderas ett medelvärde, oberoende av nivå, för enaxlig tryckhållfasthet och E-modul erhålls ett resultat som är ca 3 respektive 6 gånger högre än antagna värden i projekteringskedet.



Figur 15: Uppmätta horisontella rörelser för inklinometer M-I-DE2 som är installerad mellan stämpen



Figur 16: Uppmätta horisontella rörelser för inklinometer M-I-DE1 som är installerad bakom stämpet med diameter 813mm och där jorddjupet är som störst



Figur 17: Uppmätta horisontella rörelser för inklinometer M-I-DE3 som är installerad i jetpelaren närmast befintlig betongpåle

10 SLUTSATS

Det positiva tillskottet av styvhet som jordförstärkningen bakom rörpåleväggen bidragit med bedöms till stor del medfört att de horisontella rörelserna i både rörpåleväggen, men även i jorden kring befintlig påle kunnat hållas relativt små. Dock är svackans utbredning i spontens riktning ytterst begränsad (figur 18) vilket sannolikt även medför stora 3 dimensionella effekter vad gäller rörpåleväggens styvhet i förhållande till dess inspänningsförhållande i berget. Detta är något som inte beaktats vid projekteringen av konstruktionen.

Nästan obefintliga horisontella rörelse har skett in mot schakten i samband med jordschakt. Något som är ett mycket mera gynnsamt resultat än bedömningen i projekteringskedet. En teori kan vara att styvheten av jordförstärkningsblocket som ”kilats” fast mellan de två bergsidorna medför att jordtrycket fördelas ut i sidled genom jordförstärkningen till berget. På så sätt överförs liten lastandel till rörpåleväggen och rörelserna hålls små. En annan bidragande faktor till den nästan

obefintliga rörelsen in mot schakten kan vara att det endast är jordtrycket ovan nivå +21, d.v.s. jorden ovan jordförstärkningen, som utgör det pådrivande jordtrycket, något som motverkas av stämpens förspänning.



Figur 18: Svackans utbredning och den djupa delens omfattning

MOTSTÅNDRÖRELSE - HISNANDE LYFT OCH SANN GRANNSAMVERKAN

Peter Claesson, Anders Kullingsjö

Skanska Sverige AB

SAMMANFATTNING

En av många utmaningar i detta projekt var att lyfta de förtillverkade brobalkarna på plats mellan brostöden. Dessa stålbalkar väger upp till ca 150 ton. För att få tillräcklig lyftkapacitet och räckvidd krävdes en larvkran, Liebherr LR1300SX, som väger 280 ton. För att kunna montera brobalken längst ut vid Göta älv på norra älvstranden (NÄS) krävdes att larvkranen ställdes upp 8 m från kajkanten. Redan innan entreprenadarbetena påbörjades så var säkerheten avseende skred bristande på NÄS.

Beräkningsfilosofier och hur vald upplagskonstruktion utformades, tillsammans med andra vidtagna åtgärder, för att kunna utföra de planerade lyften av brobalkar på NÄS presenteras i denna artikel.



Figur 1 Illustration av Hisingsbron.

Installation av betongpålar såväl som slagning/vibrering av stålrörspålar orsakar massundantäckning som i sin tur påverkar angränsande mark, byggnader och

anläggningar. Det är extra viktigt att prognostisera och kontrollera denna påverkan i stadsmiljö, särskilt med flera samtidigt pågående pålningsentreprenader i samma område. God överensstämmelse mellan prognos och konstaterade rörelser erhöles för betongpålningen likväl som för vibrering av stålrörspålar. Detta efter att provpålning utförts för att utreda hur och när de öppna stålrörspålarna fylldes med lera, "pluggade". Vidare har skyddsslitsborrning i anslutning till Göta Älvbron nyttjats med gott resultat

1 PROJEKTBEKRIVNING

Hisingsbron är en ny öppningsbar bro över Göta älv i centrala Göteborg vid Lilla Bommen. Bron har ersatt den gamla Göta älvbron som färdigställdes år 1939.

Skanska/MTHöjgaard fick år 2016 i uppdrag av Trafikkontoret i Göteborg att bygga den nya lyftbron Arpeggio över Göta älv, anslutande broramper samt kollektivtrafikbroarna mot Nils Ericsonsgatan och Östra Hamngatan. I entreprenaden ingick även att projektera nämnda broar förutom Arpeggio, dvs brodelen över Göta älv, där beställarens konsult projekterat såväl överbyggnad som grundläggningen. Entreprenaden omfattade också bl a rivningen av den befintliga Göta älvbron. Projekteringen av grundläggningen för de brodelar som ingick i entreprenaden brodelar och temporära konstruktioner utfördes av Skanska Teknik, Anläggning och geoteknik och MTH Engineering. Ramböll utförde projektering av överbyggnaden för dessa brodelar.

Hisingsbron invigdes 9 juni 2021 och trafikeras av fordons-, buss och spårvagnstrafik samt cykel- och gångtrafikanter.

2 DEFORMATIONS PROGNOSE R FÖR INSTALLATION AV PÅLAR

Som förväntat har deformationer orsakade av pålningen varit ett av de viktigaste områdena att ha koll på. Ett stort antal pålar installerades för Hisingsbron i nära anslutning till Göta älvbron som var den viktigaste kommunikationen avseende kollektivtrafiken mellan innerstaden och Hisingen. Göta älvbron var vid byggandet av Hisingsbron av dålig kvalitet och tålde bara mindre förskjutningar. Rörelsekraven var så pass stränga som 3 mm på vissa känsliga stöd medan kraven på flertalet stöd var 10-20 mm.

Att bedöma och prognosticera förskjutningar/deformationer var något som beställaren såg som ett viktigt verktyg inför varje pålningsstap. Analyserna kunde göras mer eller mindre avancerade men vi fann ett rationellt arbetssätt som var tillräckligt noggrant och ändå så tidseffektivt att vi vid behov kunde prognosticera deformationerna dag för dag under pålningen utifrån planerad pålordningsplan.

Med de stränga deformationskrav som angavs i förfrågningsunderlaget krävdes det även åtgärder för att reducera förskjutningarna. Exempel på detta är:

- Proppdragning i pälläget - minskar deformationerna i närområdet.
- Nyttjandet av längre och färre pålar ger att deformationerna sprids på större område
- Välja påltyper som orsakar mindre massundanträngning jämfört med traditionella betongpålar, exempelvis stora öppna stålrörspålar eller H-balkar
- Val av installationsmetod, t.ex. slagning, borrarning eller vibrering
- Avskärmning av deformationerna med hjälp av slitsar – proppdragning i linje i anslutning till anläggningen som skall skyddas

Samtliga dessa metoder nyttjades inom projektet.

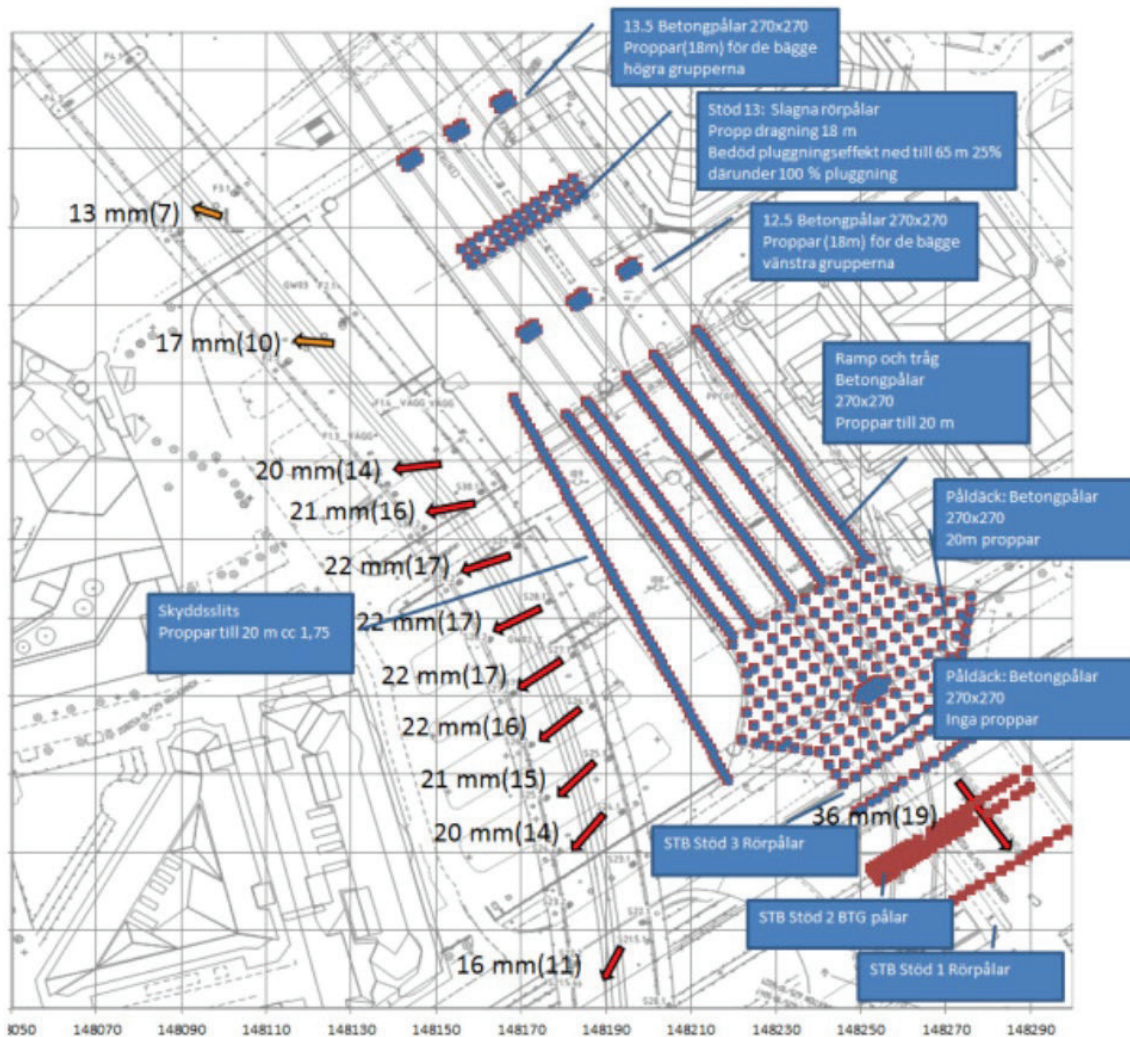
Ett av de mest känsliga områdena var vid Lilla Bommen där brorampen upp mot Arpeggio grundlades i direkt anslutning till Göta älvbron. De prognoser Skanska/MTH tog fram för sitt metodval visade på rörelser i storleksordningen knappt 2 cm med betongpålar och utnyttjade lerproppsdragning till 20 m djup för varje påle samt avskärmning m h a slits borrarad till 20 m djup.

Tyvärr var vi inte ensamma entreprenörer i området. Vasakronan pålade för ett nytt hotell strax öster om blivande Hisingsbron och Trafikverket installerade en stor mängd pålar i samband med överdäckningen av E45:an. Effekten av utförd pålning i dessa projekt var att Göta älvbron redan hade förskjutits ca 25-30 mm västerut innan grundläggningsarbetena med ovan angivna brodelar påbörjades.

För att säkerställa driften av Göta älvbron tog Trafikkontoret initiativet till en tydlig samverkan mellan de olika entreprenaderna där veckovis avstämning av utförda och planerade pålningsarbeten gjordes samtidigt som genomgång av uppmätta rörelser genomfördes. Olika åtgärder diskuterades gemensamt mellan projekten. Mer finns att läsa i Trafikkontorets erfarenhetsrapport (Adrian, o.a., 2021) samt i tidigare GD artikel av Bouzas (2018).

Gemensamt med Trafikkontoret beslutades att försöka skapa en återgående rörelse för på Göta älvbron. Detta för att åstadkomma en viss rörelsemarginal inför kommande pålning för Hisingsbron. Åtgärden var att utföra en slits längs med Göta älvbron, se Figur 2. Slitsen utfördes med 38 lerproppar ner till 18 m djup.

Prognosticerade planrörelse för redovisad mängd pålning



Figur 2 Deformationsprognos för Göta älvbron vid pålning av broramp och påldäck med betongpålar samt stålrörspålningen för Stadstjänarebron och Arpeggio. Varje blå markering är en påle eller lerproppsdragning. (värden inom parentes är bidraget från själva ramppålar, de 5 parallella pållinjerna). Linjen närmast Göta älvbron är planerad skyddsslits.

Resultatet av åtgärden blev att brostöden förflyttades tillbaka upp till 7 mm, se Figur 4, vilket var i mycket god överensstämmelse med prognosen.

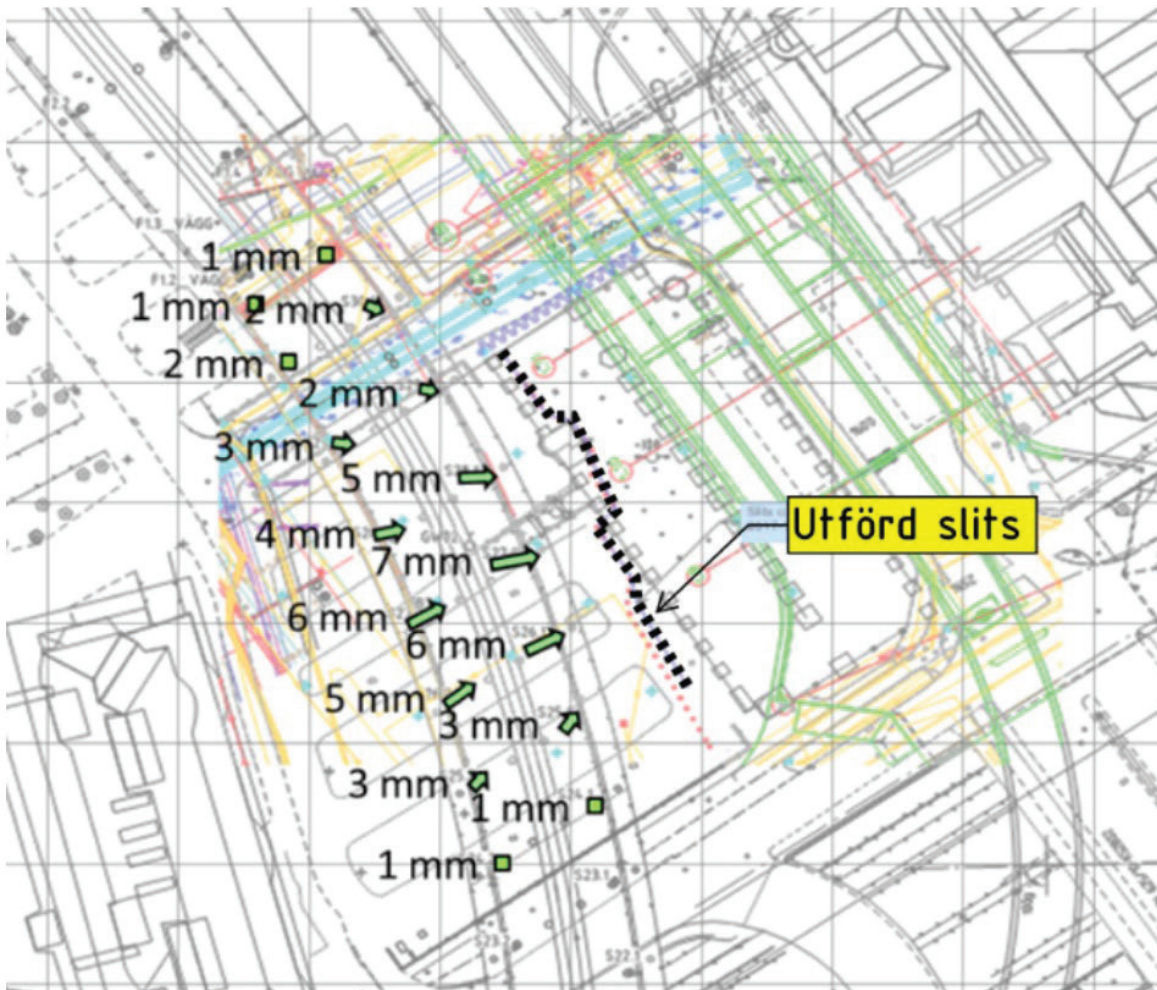
Trots denna lyckade åtgärd krävdes stora insatser för att minimera förskjutningarna av den pålningen som skulle utföras. Prognosen var ju fortsatt tillkommande rörelser på ca 17 mm för pålningen av rampen och bron var förskjuten mer än 20 mm till följd av tidigare pålning i området. Detta ledde till omprojektering från betongpålar till stålrörspålar för att minimera förskjutningar. Bytet av påltyp medförde också något färre antal pålar men en förstärkning av själva rampen. Ambitionen var även att minska antalet pålar genom att göra dom längre för att ytterligare minska på omgivningspåverkan. Vid utförd propålning har det också visat sig att om pålarna

(öppen påspets) vibreras ner ”pluggar” inte pålarna förrän på 50-60 m djup, vilket är mycket positivt med hänsyn till massundanträngning. Pålarnas längd är ca 90 m och pålarna och drevs ner med slagning de sista ca 30 m.



m

Figur 3 Arbete med att utföra slitsen längs med Göta älvbron



Figur 4 Registrerade horisontella förskjutningar av Göta älvbron till följd av utförd slitsborrning

3 SAMVERKAN MED VÄSTLÄNKEN, ENTREPRENAD E02

Hisingsbron passerar över Västlänken vilket inneburit utmaningar i form av byggordning. Slutlig arbetsgången blev att Trafikverket installerade slitsmurar och crosswalls innan pålningen för bron genomfördes. Därefter installerades pålarna för Hisingsbron. Två av stöden för Hisingsbron är i direkt konflikt schakten för Västlänken och två är i direkt anslutning till stödväggarna och kommer utsättas för horisontella deformationer i samband med schakten. För de stöd vars pålar finns inom Västlänkens schakt kommer Trafikverket utföra en varsam schakt med successiv knäckavstyvning av Hisingsbrons pålar.

När Trafikverket väl färdigställer Västlänkens tak (med genomgående pålar för Hisingsbron) kommer en avvaxling ske och tyngden från bron kommer föras över till tunneltaket vartefter pålarna kapas för att bereda plats för den framtida stationen.

Arbetena har varit förenade med en rigorös kontroll, inledningsvis för att inte Hisingsbrons pålning skulle skada utförda slitsmurar och nu under vintern 2022-2023 att inte schakten skulle påverka bron.

4 TUNGA LYFT AV BROBALKAR MED LARVKRAN VID NORRA ÄLVSTRANDEN, GÖTA ÄLV

4.1 Brobalkar

Brobalkarna mellan bropelarna är en samverkans-konstruktion med en stålbalk och en platsgjuten armerad betongplatta ovanpå. Det är lyftet av dessa stålbalkar som jag ska visa på utmaningarna och hur stabila uppställningsplats säkrades för larvkranen.

Vid lyft av stålbalkarna, som väger mellan 50 och 95 ton per st, användes en larvkran Liebherr LR1300SX. För att klara bärlighet och stabiliteten för larvkranen, speciellt i nära anslutning till Göta älv krävdes extraordinära åtgärder för att klara stabiliteten och bärligheten . Det är dimensioneringen av upplagskonstruktioner som redovisas nedan.



Figur 5 Brobalkar upplagda på Norra älvstranden.

De tyngsta brobalkarna var de balkarna som monterades på vid pylonstöden och vägde upp till 150 ton. Dessa balkar lyftes med en pontonkran från Göta älv, se Figur 6.



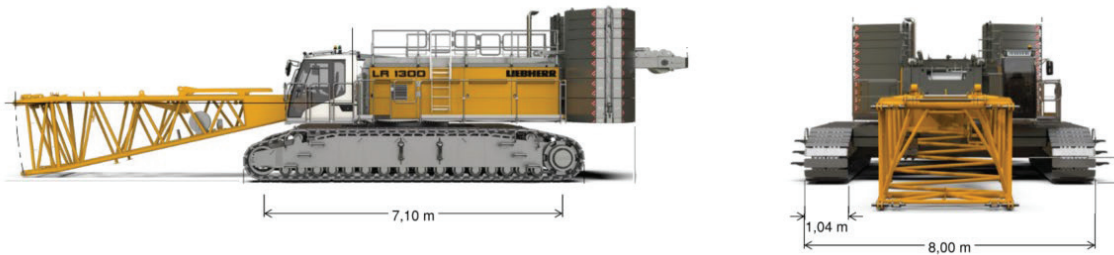
Figur 6 Pontonkranen Svanen som användes för lyft på Göta älv av broelement.

4.2 Larvkran

Den larvkran som användes på land för att lyfta brobalkarna var en Liebherr LR1300SX. En relativt tung larvkran som väger 280 ton.

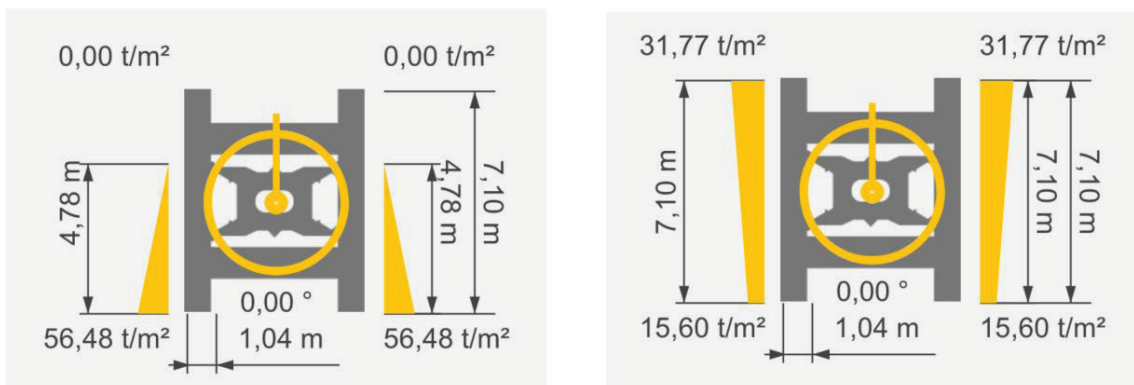


Figur 7 Larvkran Liebherr LR1300SX uppställd i nära anslutning till Göta älv.



Figur 8 Aktuella mått för Liebherr LR1300SX. Längd mellan hjulaxlarna, avstånd mellan utsida larver och larvens bredd.

Från projektet erhöles uppgifter om larvtryck och hur larvtrycket fördelas under larven för den uppställning som gav de största larvtrycken vi varje brostöd. Vid varje uppställning analyserades 6 olika belastningsfall beroende på last eller icke last i lyftkroken, lyftbommens läge i förhållande till larvernas position samt bommen vertikalkvinkel.



Figur 9 Exempel på karakteristiska larvtryck och lastfördelning som är dimensionerande m a p bärlighet och stabilitet till vänster respektive till höger.

Totalt analyserades 28 olika lastfall för att bestämma dimensionerande markbelastning under larv, då både intensiteten och belastningsytan spelar roll speciellt vid dimensionering av bärligheten.

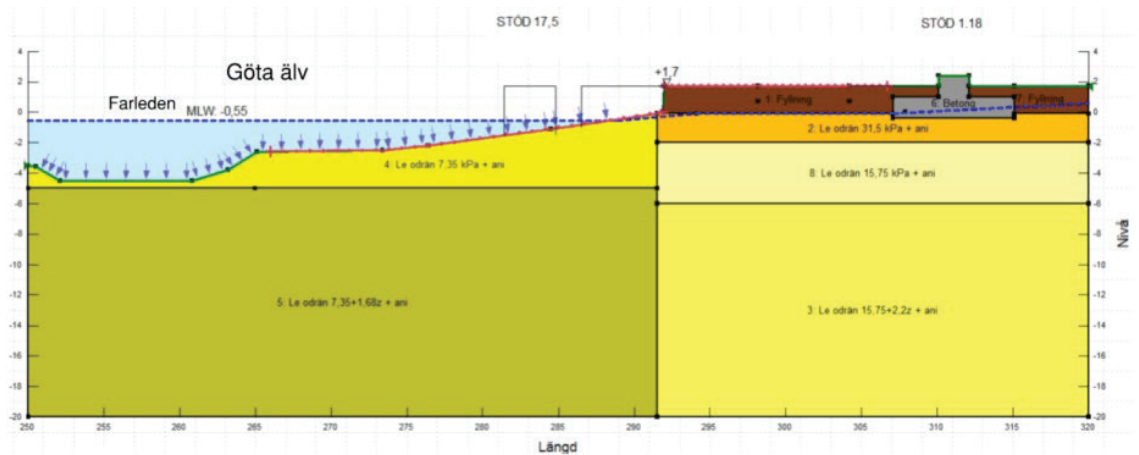
5 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN OCH GEOMETRIER

För ca 13 000 år sedan blev Göteborgsregionen fri från inlandsisen. Under de följande årtusendena rann det smältvatten från den Baltiska issjön ut i havet via Götaälvdalen och ut i havet som förde med sig jordmaterial. Allteftersom havsnivån steg och inlandsisen blev mindre och drog sig norrut samt att landhöjningen startade minskade vattenhastigheten. Då kunde även de allra minsta partiklar sedimenterade i anslutning till utloppet i havet, där Göteborg idag är belägen. Det är under denna tid som små

jordpartiklar sedimenterade till mäktiga lerlager på 100 m eller mer i det nu aktuella området. Den nu aktuella ytan var före 1850-talet en grund del av Göta älv.

Inom det aktuella området vid Norra älvstanden (NÄS) är det mäktiga lager av lös Göteborgslera, ca 35-100 m. Vid exploateringen av området fylldes området ut för att skapa ytor med en markyta för byggnader och anläggningar som klarar älvens högvattennivåer. Fyllningens består bl a av muddermassor och översta av friktionsmaterial med varierande kornstorlek.

Lerans skjuvhållfasthet är ca 30 kPa närmast under fyllningen. Den naturligt lagrade leran har en hållfasthet som är ca 15 kPa, som från ca 4,0 m djup har en hållfasthetsökning med ca 2,2 kPa /m, se Figur 10 där även vald nivån för vattenytan och grundvattnet redovisas.



Figur 10 Utvärderad beräkningsmodell för jordprofilen och karakteristiska skjuvhållfastheter för NÄS och Göta älv.

Det ska noteras att leran inom älv har en betydligt lägre skjuvhållfasthet till mer än 20 m djup.

6 AKTUELLA UPPSTÄLLNINGSPLATSER OCH YTOR DÄR LARVKRANEN FÖRFLYTTAS

För att lyfta samtliga 15 st brobalkarna på plats vid NÄS krävdes upplagskonstruktioner anlades på 4 delstäckor mellan stöd 17,5 och 1:20 (landfästet) som anpassades till aktuella larvtryck, betongfundamenten för brostöden och temporära brostöd, se Figur 11. Dessutom anlades upplagskonstruktioner för där larvkranen skulle förflyttas mellan lyftplatserna.

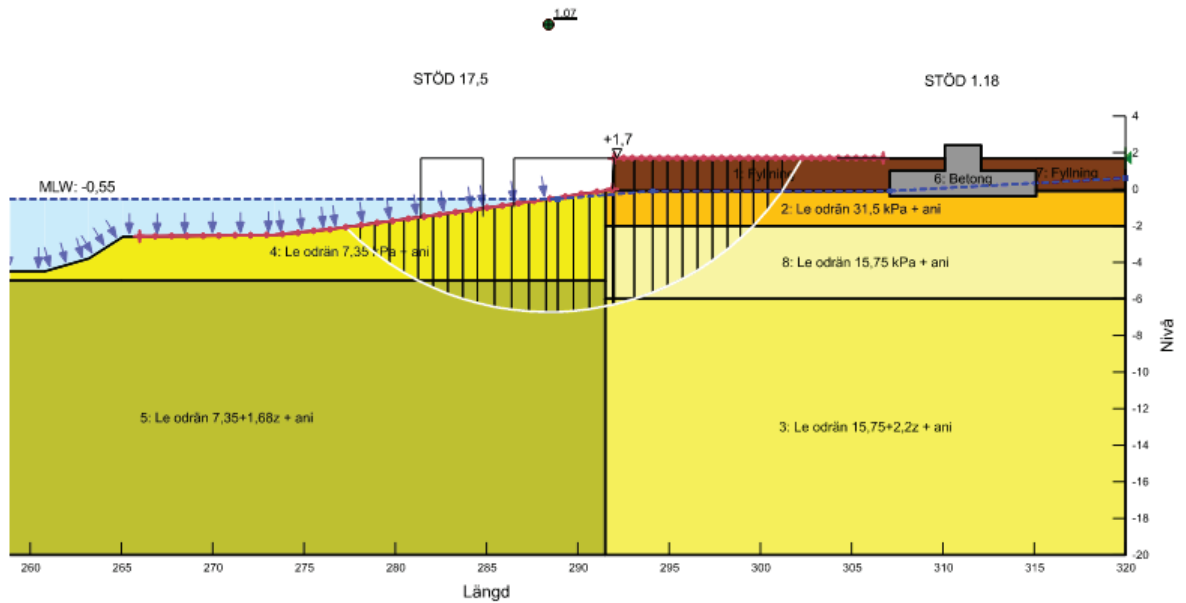


Figur 11 Rödskräfferade ytor är ytor med upplagskonstruktioner för uppställning av larvkranen för lyft av brobalkar. Orangea ytor är där larvkranen förflyttar sig mellan uppställningsplatserna. Fundamenten för bropelare och de temporära brostöden är markerade med grön färg respektive magenta.

Som illustreras i Figur 11 utnyttjades de gjutna brostöden i möjligaste mån som en del i upplagskonstruktionen för en av kranens larverna, se stöd 1.19 och 1.18

7 ERFORDERLIG UPPLAGSKONSTRUKTION

De uppställningsplatser som krävde upplagskonstruktionen med största lastspridning var närmast älven, mellan stöd 1.18 och älven. Här är beräknad säkerhetsfaktor för obelastad yta som sämst, med en beräknad säkerhetsfaktor på 1,07, räknat enligt Eurokod och i säkerhetsklass 2 och med nyttjande av anisotropi-effekter för lerans skjuvhållfasthet, se Figur 12.



Figur 12 Kritisk glidyta m a p stabilitet vid strandlinjen vid NÄS för obelastad markyta.

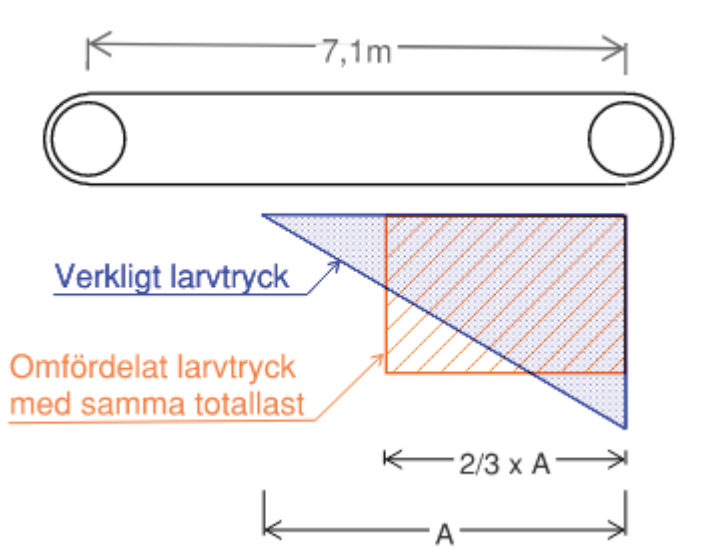
7.1 Bärighet

Efter att dimensionerande lastfall har tagits fram, enligt avsnitt ovan, gjordes först en dimensionering m a p bärighet. Vid dimensionering av bärighet var det stora lokala larvtryck som var de farligaste belastningsfallen. De triangulära lasterna var upp till ca 700 kPa.

Beräkningarna gjordes med allmänna bärighetsekvationen. Då det var flera jordlager användes en beräkningsmodell som innebar att aktuell dimensionerande belastning flyttades ner, inklusive tyngden av ovanliggande jordlager, till överkant det jordlager som skulle kontrolleras och att ett fiktivt grundläggningsdjup beaktades. På detta vis beräknades erforderlig bredd på upplagskonstruktionen för respektive jordlager och största erforderliga bredd blev således dimensionerande för aktuellt lastfall.

Det gjordes även kontrollberäkningar med LimitState.

Då aktuella larvtryck oftast hade en triangulär lastfördelning räknades denna om till en rektangulärt last i beräkningsmodellen enligt figur nedan. Totala belastningen fördelades på 2/3 av längden (basen) på triangel.



Figur 13 *Principen för hur aktuellt larvtryck med triangulär fördelning räknades om till en rektangulär lastintensitet med samma totalbelastning vid dimensionering m a p bärighet.*

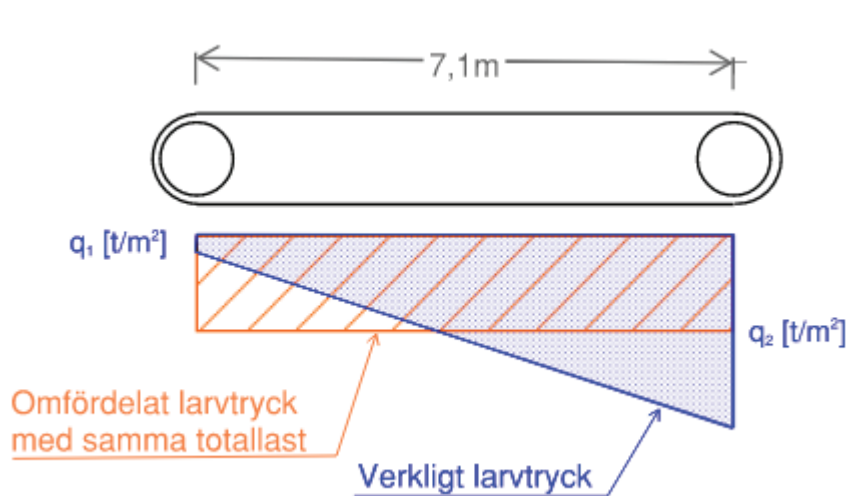
7.2 Stabilitet

Därefter dimensionerade larvkransuppställningarna m a p stabilitet och då var indata på upplagskonstruktionen bredd det som var dimensionerande för bärigheten för respektive lastfall. Krävdes det då en större yta på upplagskonstruktionen var det då dessa mått som slutligen bestämde erforderlig storlek på upplagskonstruktionen.

Vid stabilitetsberäkningar var det inte det stora lokala larvtryck som var dimensionerade lastfall utan då var stor totalast det farligaste lastfallet. Max totalast var 280+95 ton för larvkrans respektive brobalk, dvs en totalast på 385 ton, ca 3 800 kN, fördelade på två larver.

Om larvtrycket hade en triangulär form räknades även denna last om till en rektangulär last för indata till Slope/W. Princip enligt Figur 14.

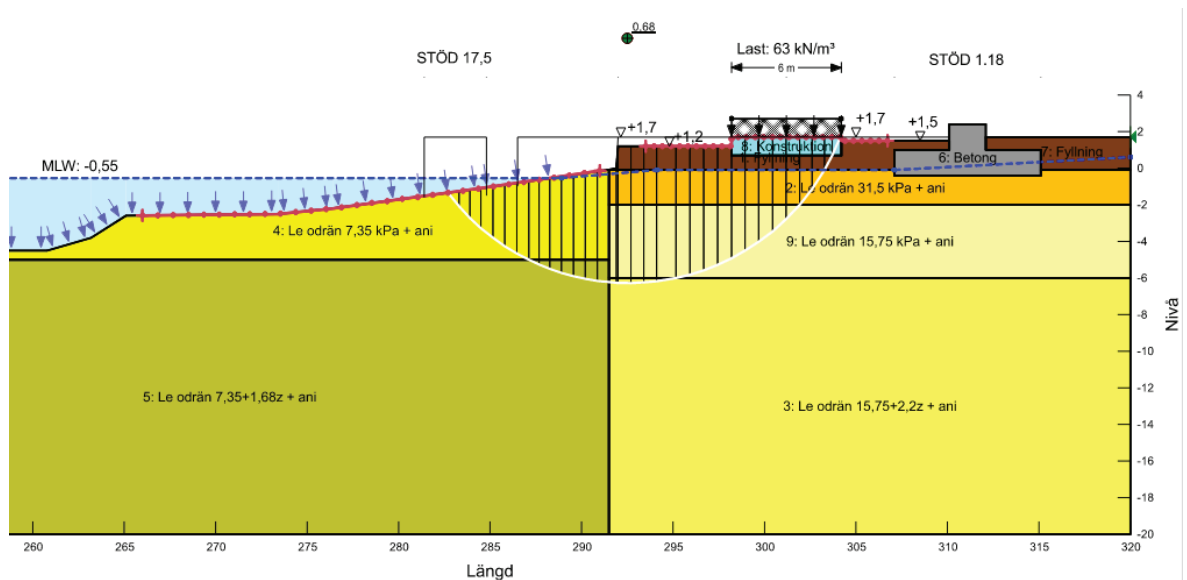
Stabilitetsberäkningarna utfördes i Geostudio 2016/Slope W med antagande av cirkulär cylindriska glidytor med beräkningsmetoden Morgenstern-Price.



Figur 14 Principen för hur aktuellt larvtryck med triangulär fördelning räknades om till en rektangulär lastintensitet med samma totalbelastning vid dimensionering m a p stabilitet.

Beräkningarna utfördes som odränerad analys i leran och anisotropi-effekter utnyttjades. Dessutom antogs lägsta vattenyta i älven till nivå -0,55 (MLW), vilket då också var ett krav för att få utföra lyft.

Den mest kritiska stabiliteten var för uppställning av larvkran för lyft mellan älven och stöd 1.18, se beräknad sektion i Figur 15.



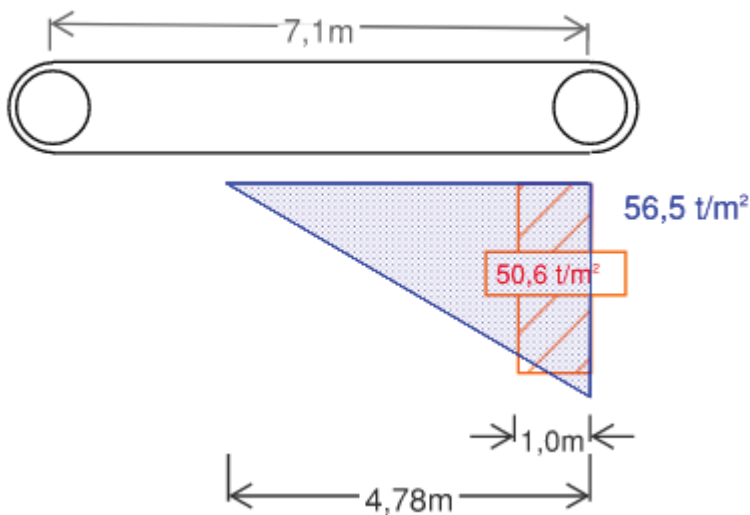
Figur 15 Beräknad säkerhetsfaktor $F_{EN} = 0,68$ för en larv, med en dimensionerande last på 63 kPa på en upplagskonstruktion med bredden 6,0 m. mellan lasten och kajkanten är en 0,5 m djup avlastningsschakt med i beräkningsmodellen. Kranens andra larv är placerad över brofundamentet.

Det antogs att upplagskonstruktionen bredd var 6,0 m, dimensionerande larvtryck $q_d=63$ kPa och att en 0,5 m djup avlastingsschakt utfördes mellan upplagskonstruktionen och kajkanten, se även Figur 11. Detta resulterade i en kritisk glidyta med $F_{EN}=0,68$. Då larvtrycket har en begränsad längd nyttjades 3D-effekter under förutsättning att motsvarande glidyta utan last har en beräknad på ca 1,1 för motsvarande glidyta utan belastning. Beräknad säkerhetsfaktor var utan last $F_{EN}=1,7$. Därmed fanns det kapacitet att nyttja 3D-effekter som beräknades till 1,02.

Att utifrån en beräknad säkerhetsfaktor F_{EN} under 0,7 för att klara stabilitetskravet med 3D-effekter ska göras med försiktighet och eftertanke.

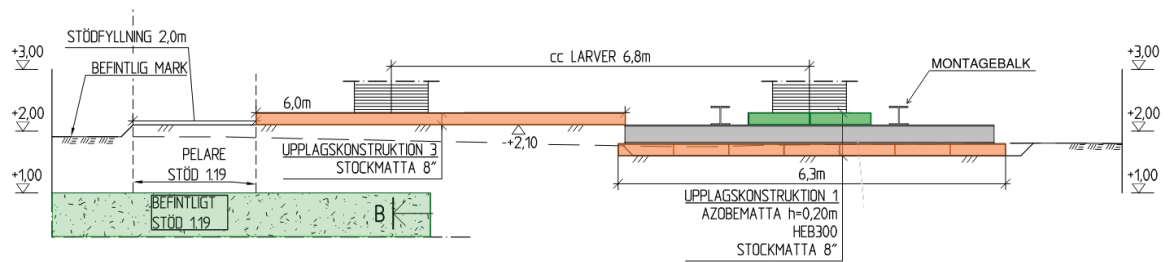
7.3 Upplagskonstruktion

Vid dimensioneringen av upplagskonstruktionen valdes en lastmodell där största larvtrycket på 1,0 m längd var dimensionerande lastfall, se Figur 16



Figur 16 Princip för hur aktuellt larvtryck med triangulär fördelning räknades om till en rektangulär lastintensitet med längden 1,0 m för dimensionering av upplagskonstruktionen.

Upplagskonstruktionen för en larv utformades så att en lastspridning på 6,0 m erhålls tvärs larvens längdriktning. Detta kunde lösas med ett lager stockmattor $L=6,0$ m i botten med tvärgående HEB300-balkar med c/c 1,12m ovanpå samt Azobe-mattor på balkarna som kranen larvar på, se Figur 17.



Figur 17 Sektionen visar upplagskonstruktion direkt i jord och när larv är placerad över brofundament

Figur 17 visar även erforderlig upplagskonstruktion när larven placerades ovan ett brofundament. Då räckte det med ett lager stockmattor på en uppfyllnad, för att komma upp på rätt nivå med stockmattan.

De tyngsta brobalkarna lyftes i det läge då larvkranen var placerad närmast älven, utanför stöd 1.18. För att klara bärigheten krävdes ytterligare lastspridning. Detta löstes med att lägga ytterligare ett lager stockmattor i botten.

Asobe-mattorna valdes då vanliga stockmattor inte klarade det lokala tryck mot HEB-balkarna som uppstod av larvtrycket.

Montagebalkarna som monterades på HEB300-balkarna användes att lyfta balkarna vid förflyttning av upplagskonstruktionerna till nästa delsträcka för nya lyft med larvkranen.



Figur 18 Bild som visar upplagskonstruktionen med Asobe-mattor och montagebalkar ovanpå de tvärgående HEB300-balkarna som är placerade på det översta lagret med stockmattor. Därunder finns ytterligare ett lager med stockmattor som är lagda med samma längdriktning som HEB-

balkarna. Larvkranen är uppställd på den uppställningsplats som är belägen närmast älven.

8 PROVBELASTNINGAR

För att säkerställa att upplagskonstruktionerna är rätt dimensionerad utifrån larvkranens aktuella larvtryck och de geotekniska förhållandena utfördes provbelastningar i 5 olika positioner enligt upprättat program för provbelastningar.

Provbelastning utfördes så att larvtrycket var minst lika stort som vid max tryck vid balklyft och på så sett säkerställa bärigheten. Detta kunde åstadkommas genom att motvikterna placerades mitt över ena larvens framkant samtidigt som lyftbommen placerades i ”vertikalt” läge. Under denna max-belastning avvägdes en lämplig punkt på upplagskonstruktionen i nära anslutning till den mest belastade ytan efter ett antal tidpunkter mellan 0 och 12 min. Mätpunktens vertikala förskjutning under provbelastningen dokumenterades och utvärderades utifrån uppställda kriterier.



Figur 19 Avvägning vid provbelastning med larvkranen.

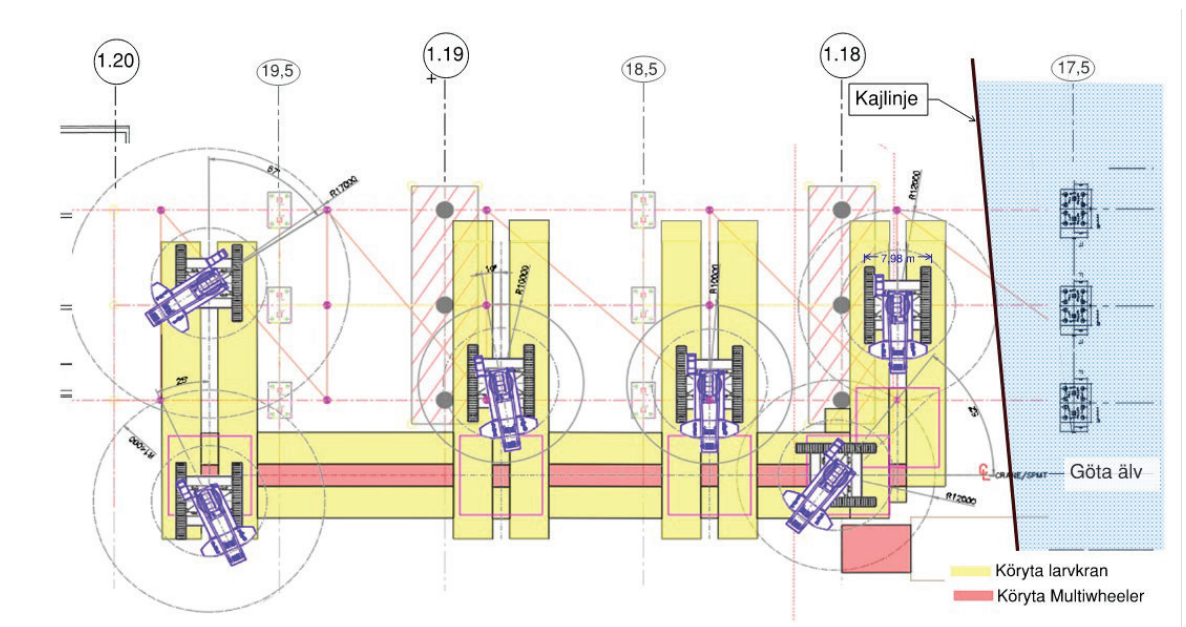
För att säkerställa att även stabiliteten var under kontroll avvägdes upplagskonstruktionen även vid produktionslyftet med den tyngsta brobalken.

Resultatet av utförda avvägningarna som utfördes vid provbelastningen och vid lyft visade på små vertikala förskjutningar, mindre än 7 mm. Huvuddelen av förskjutningen bedömdes bero på deformationer i upplagskonstruktionen.

9 PRODUKTIONSLYFT

Inför lyften av brobalkarna gjorde en omfattande och mycket detaljerad planering av samtliga lyft och transporter inom arbetsplatsen av en enhet från MTHöjgaard, inom konsortiet, som är specialister på tunga lyft och transporter.

Tre balkar lyftes i varje fack, vilket innebar att totalt 15 brobalkar lyftes på plats mellan stöd 17,5 och 1.20 på NÄS. Brobalkarna transporterades fram för lyft med en multiwheeler.



Figur 20 Illustration som visar ett antal av de uppställningar som genomfördes för att lyfta brobalkar på plats mellan brostöden

I Figur 21 visas hur balk N5E lyfts på plats längst bort mellan stöd 17,5 och 1.18 som också var den uppställning var närmast Göta älv, ca 8 m avstånd från kajkanten. Brobalk N5E var dessutom den tyngsta balken, vikt 95 ton, som lyftes med larvkranen på NÄS.



Figur 21 Bild som visar när larvkranen lyfter brobalk N5E på plats. Avvägningsinstrumentet i förgrunden användes för avvägning av upplagskonstruktionen under lyftet.

Under en av de mer intensiva perioderna under byggandet av Hisingsbron, när brobalkarna lyftes på plats, var det många olika kranar som användes i produktionen, vilket syns i Figur 22 på det bild som tog från NÄS och söderut mot älven och södra älvstranden.



Figur 22 Larvkran, pontonkran och tornkranar samt monterade brobalkar över Göta älv. Fotot taget från NÄS och söderut mot södra älvstranden.

10 ERFARENHETER

Några erfarenheter som vi tar med oss från detta mycket speciella projekt i centrala Göteborg är följande:

- Utförda deformationsprognoser för planerad pålning visade på god överensstämmelse med verkligt utfall efter utförd pålning.
- Att det är möjligt att flytta på en kohesionspålad bro genom att utföra slitsborring. Dessutom stämde deformationsprognosen bra även för detta fall.
- Att installera öppna stålrörspålar genom vibrering och slagning var i detta fall ett effektivt sätt att reducera omgivningspåverkan.
- Dimensioneringsarbetet för att ta fram upplagskonstruktioner för en så stor larvkran, som Liebherr LR1300SX med vikt på ca 280 ton, som ska utföra lyft i nära anslutning till Göta älv kräver förhållandevis omfattande konstruktionsarbete för att hitta den mest effektiva geometrin och utnyttjande av konstruktionselementen i upplagskonstruktionen samtidigt som en acceptabel säkerhet m a p både stabilitet och bärlighet ska erhållas beräkningsmässigt.

- Att utnyttja 3D-effekter i stabilitetsberäkningar på ett sunt och genomtänkt sätt.
- De uppställningsytor som var mest komplicerade att lösa var de där larvernas riktning skulle variera 90 grader i horisontalled.
- Vidare konstaterades att den beräkningsmodell som användes utifrån den allmänna bärighetsekvationen gav motsvarande resultat i Limit State. Dock kan nämnas att Skanska Teknik har sedan dess utvecklat ett beräkningsprogram där stansning beaktas för att använda en beräkningsmodell som bättre stämmer överens med förväntad brottfigur när jordprofilen består av mer än ett jordlager.

11 AVSLUTNING

Att Göta älvbron var i dåligt skick när entreprenaden startade var Trafikkontoret väl medvetna om. Det var tvunget att Göta älvbron skulle fungera fram tills dess att Hisingsbron var klar. Det krävdes därför omfattande uppföljning och analyser av bronns rörelser. Det krävdes dessutom ett flertal omfattande förstärkningsåtgärder för Göta älvbron. Men med flera lyckade åtgärder som lerproppsdragning, slitsborring och byte till stålrörspålar kunde Göta älvbron vara i drift tills Hisingsbron var klar och öppnade.

Trots en försening på ca 10 månader för leveransen av stålbalkar så klarade konsortiet att montera samtliga brobalkar på en anmärkningsvärd kort tidsperiod. En bidragande orsak var robusta upplagskonstruktioner som klarade belastningarna av larvkran och lyftlast utan några tillbud. För att det ska lyckas krävs förutom hög kompetens vad gäller konstruktionsarbete även ett mycket nära samarbete med produktionen för att hitta de mest effektiva lösningarna.



Trots försening på 10 månader för leverans av brobalkarna och ett stort antal andra utmaningar för projektet öppnade Hisingsbron enligt plan i juni 2021. Det utfördes kompletterande arbete under sommaren och 16 aug kunde även spårvagnstrafiken släppas på över bron.

Hisingsbron är ett landmärke i centrala Göteborg som är en viktig länk för att binda samman älvstränderna och bidrar till att utveckla Göteborgs stadskärna på båda sidor

älven. Bron ska även bidra till att skapa en stark region, där det även finns förutsättningar för sjöfarten att utvecklas

12 REFERENSER

Adrian, A., Björklund, B., Jendeby, L., Kullingsjö, A., Larsson, I., Linné, C., & Trembley, M. (2021). *Erfarenhetsrapport Projektsamarbete och Teknik vid arbeten i anslutning till Götaälvbron*. Göteborg: Göteborgs Stad, Trafikkontoret.

Bouzas, C. (2018). 'Geogruppen', ett unikt samarbete kring massundanträngning i centrala Göteborg. *Grundläggningdagen 2018: Stött och blöt* (ss. 69-91). Stockholm: Svenska Geotekniska Föreningen.

TÄTNING MED EXPANSIONSINJEKTERING

Andreas Hansson

Stabtech och Geoground

SAMMANFATTNING

Schakt och byggnation inom spont under grundvattennivån är alltid en utmaning på grund av det inläckande vatten som uppstår. Detta inläckande vatten måste stoppas eller tas ned till hanterbara nivåer så att byggnationer kan utföras på ett säkert och effektivt sätt.

Expansionsinjektering kan användas för att tätta läckorna. Expansionsinjektering fungerar genom att injekteringsmaterialets egna expansionskraft pressas injekteringsmedlet in i jordporerna samt pressar samman jordpartiklarna och på så sätt tätar jorden. Vid injekteringen väljer injekteringsmaterialet alltid lättaste vägen vilket också är läckvägarna i jorden vilket medför att materialet hamnar där man helst vill att det hamnar.

Expansionsinjektering kan användas vid tätning: av glappet mellan underkant spont och berg, utanför en berlinerspontvägg och som tätplugg i schaktbotten för att förhindra bottenuppträckning.

1 INLEDNING

En vanlig och stor utmaning vid schakt och gjutning av betongkonstruktioner under grundvattennivån är att få det tätt så att byggnation kan ske i torrhet. Ofta är det inläckande vatten som gör att gjutningar, arbetsmiljön med mera försvårar arbetet avsevärt eller ibland gör det omöjligt att utföra till en vettig peng.

Det finns idag ett antal väl beprövade metoder som fungerar. Denna skrift syftar dock till att beskriva en ny typ av tätningsmetod där expansionsinjektering används, vilket innebär att jorden injekteras som en följd av själva injekteringsmaterialets expansion då det släpps fritt.

Denna skrift syftar till att beskriva erfarenheter och kunskaper kring tätningsarbeten med denna metod vid schakt under grundvattennivån inom spont utifrån det projekterande samt utförande stadierna.

2 EXPANSIONSINJEKTERINGEN

2.1 Utförande

Expansionsinjektering inleds med att ett 12 mm rör borras ned med handhållen borrarutrustning till avsett djup för injekteringen. Största lämpliga djup är 6 m och i jord som inte innehåller större mängder stenar och block. Vid de förhållandena kan klena självborrande injekteringsstag användas (typ MAI 32-stag eller liknande) som då borras med en mindre borrhög.

I toppen på röret monteras en injekteringspistol. Pistolen är kopplad till två slangar som går till en lastbil som innehåller injekteringsmaterialet, processutrustning pumpar och all annan utrustning som behövs för injekteringsarbetet.

När pistolen öppnas möts två vätskor och en kemisk reaktion startar som får materialet att expandera. Denna expansionskraft är mycket kraftfull och gör att injekteringen pressas in i hålrummen och kompakterar omgivande jord.

Beroende på typ av omgivande jord erhålls lite olika utseende på injekteringen. Men en generell regel är att injekteringsmaterialet tar den lättaste vägen vilket också oftast är samma väg som vattnet tar. Det innebär att injekteringsmaterialet lägger sig i läckvägarna och då även där man vill täta. I praktiken kommer injekteringsmaterialet skapa "tarmar" av injektering som går ut i jorden från injekteringspunkten.

När injekteringen startar kommer materialet ta lättaste vägen vilket också oftast är den största strömningskanalen. På grund av materialets "klibbighet" och expansion fäster eller fastnar injekteringsmaterialet mot omgivande jordpartiklar vilket genererar mindre hålrum jämfört med tidigare vilka i sin tur sätts igen av efterföljande injekteringsmaterial tills den strömningskanalen är helt igensatt och inte längre lättaste läckvägen. Injekteringsmaterialet kommer då att välja en ny lättaste läckväg. Expansionsinjekteringen jobbar sedan vidare enligt samma princip tills alla läckvägar är tätade kring injekteringspunkten.



Figur 1. Injekteringsens spridning i jorden.

Man kan anta att expansionsinjekteringen i en mångsgraderad friktionsjord når cirka 1–2 m iväg från injekteringspunkten i ovan nämnda ”tarmar”. Därefter kommer materialet vika av uppåt mot markytan, enligt principen med att injekteringen tar lättaste vägen och eftersom jordtrycket minskar uppåt så viker även injekteringen av uppåt. Detta medför att injekteringen bör placeras med ett inbördes avstånd om 0,6–1,0 m för att få en god täckning vid tätning av jord.

Samtidigt som läckvägarna fylls med injektering så sker också en packning av omgivande jord. När expansionsinjekteringen trycker sig fram med sin expansionskraft i en läckväg kommer den också att trycka omgivande jord utåt vilket resulterar i en packning av jorden, hålrummen blir mindre och dess permeabilitet minskar. En del injekteringsmaterial kommer också att tränga in i jordens hålrum mellan de inbördes jordpartiklarna en bit utanför tarmarna och binda samman jordpartiklarna där.

Bäst resultat på injekteringen får man med injekteringsrören som borras med handhållen utrustning. Detta då de inre kanalerna är smalare och ger bättre tryck vid mynningen då injekteringen går ut i jorden. Dessutom går det att pausa injekteringen och återuppta den senare. Detta kan också ha att göra med att man med de självborrande stagen ligger på djupare nivåer och därmed högre jordtryck vilket också får effekterna att det är svårare att få en god expansion vilket ger mindre spridning av materialet, det går åt mer material och att injekteringen blir hårdare.

2.2 Injekteringsmaterialet

Expansionsinjekteringen Stabtech Seal är i princip helt tät och absorberar inget vatten.

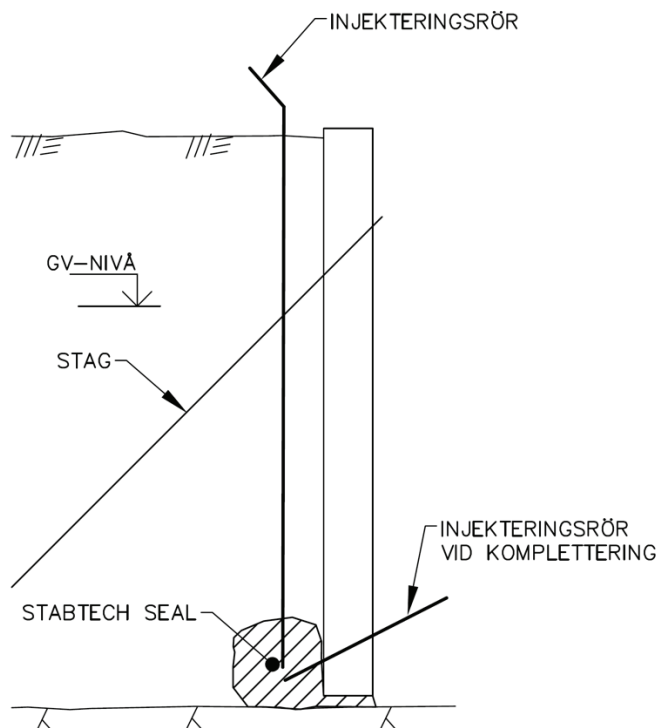
Dessutom kan man styra expansionshastigheten, vilket kan vara lämpligt vid flödande vatten i jord där injekteringsmedlet kan riskera att följa med vattenströmmen och hamna på andra ställen än där man önskat. Genom att öka expansionshastigheten så härdar materialet snabbare och det följer inte lika lätt och långt med eventuella vattenströmmar. Själva expansionen påverkas inte heller om den sker ovan eller under grundvattennivån i jorden utan utvecklas i princip likadant oavsett. Med avseende på dessa aspekter är materialet mycket lämpligt vid tätning mot vatten.

Det går även att variera fler egenskaper hos materialet såsom densitet, hårdhet, expansionsvolym med mera vilket man gör med variation av blandningens ingående delar, temperatur, omgivande mottryck med mera. Detta gör att man kan skapa ett ultimatum material för just de förhållanden man har samt vilket resultat man vill uppnå.

Det valda materialet, Stabtech Seal, innehar dessutom hög hållbarhetsklassning utav de mest kända och största klassningssystem och aktörer i byggbranschen, vilket ofta är en viktig aspekt vid val av tätningsmetod.

3 UTFÖRANDE

3.1 Glapp vid spontfot



Figur 2. Tätning vid spontfot.

När spont slås till stopp mot berg bildas ett glapp mellan underkant spont och bergytan. Framför allt stort blir glappet vid lutande berg. I detta glapp uppstår det ofta läckage från utsida spont in i schakten vid schakt under grundvattennivån. Vilket medför ett behov av tätning om konstruktioner ska kunna byggas i torrhet.

Borrning och injektering utförs lämpligast från markytan direkt efter att spont är installerad men framför allt innan schakt under grundvattennivån påbörjas. Lagom c/c-mått längs sponten är 0,6–0,8 m för att ge en god inblandning och spridning av materialet. Det är dock ofta lämpligare att lägga injekteringen närmare varandra för att öka möjligheten för en bra tätning. I vissa fall då det eventuellt förekommer hålrum i friktionsjorden kan det behövas komplettering med ytterligare en injekteringsrad bakom sponten för att få en bra och bred spridning.

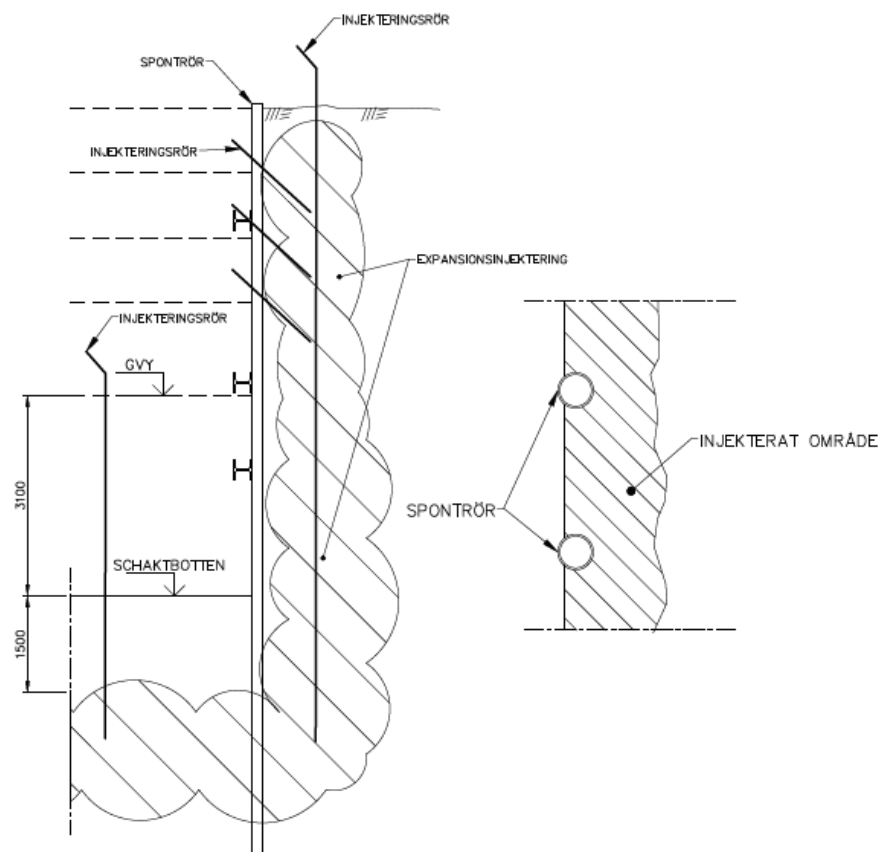
Därefter kan schakt, hammarband och stag utföras. Det går bra att borra genom injekteringen. Dock krävs en kompletterande injektering för att få det tätt runt staget. Kompletterande mindre tätningar tillhör normalt förfarande och krävs ibland även vid spontfot. Dessutom är det ofta enklare att täta i detta skede i och med att man kan se var det läcker liksom att man ser när det blivit tätt. Det man gör är att man borrar injekteringsröret på enklast sätt uppifrån, vinklat nedåt, genom sponten, inifrån schakten eller liknande. Från det att ett läckage upptäckts tills att det borrar, injekteras och blivit tätt tar det ofta inte mer än 1 timme, såklart beroende på

hur stort läckaget är. Härdningstiden på materialet är oftast kortare än 1 minut vilket gör att man ser utvecklingen av tätningen samtidigt som man utför den.

Det är inte ovanligt att injekteringsmaterialet letat sig under spontplankan in i schakten, ofta upp längs spontplanken och påträffas när schaktarbetet inom spont utförs.

En utmaning är när spontplank gått på block och tätningen måste utföras runt blocket för att få det tätt mot inläckage i schakten. Normalt letar sig injekteringsmaterialet runt blocket och täpper till de största volymerna. Men vid block finns större risk att inte få önskad täckning. Då behöver man ofta borra och injektera från flera håll kring blocket. Eller så tar man det som en komplettering efter schakt och i samband med andra eventuella kompletteringar.

3.2 Tätad borrad berlinerspont



Figur 3. Tätning av berlinerspont bakom spont och tätning av schaktbotten.

För att tätta en glesspont så injekteras jorden utanför spontrören och mellan spontrören enligt Figur 3. Glessponten utförs sedan som vanligt med hammarband, förankringar och utfackningsplåt. Utfackningsplåten behövs egentligen inte eftersom injekteringsmaterialet binder samman jordmassorna, utan monteras mer med syftet som en extra säkerhet mot utfall av jord ned i gropen.

Injekteringen sker lämpligen uppifrån markytan efter det att spontrören borrats. Injekteringsrören borrar då ned till avsett injekteringsdjup. I samband med injekteringen dras de sekventiellt eller kontinuerligt uppåt så att den sammansatta injekteringen bildar en tätande vägg. Se vertikalt injekteringsrör i jord utanför spontgrop i Figur 3.

En alternativ metodik är att injektera sekventiellt i samband med schakt. Dock måste man hela tiden ha ett mottryck från omgivande jord för att få en bra injektering. Det ger således inte en bra injektering om man injekterar strax under markytan. Det enda som händer är att injekteringsmaterialet går upp längs injekteringsröret. Man måste således injektera snett ned under sig och utanför sponten mellan spontrören. Sekvenserna blir då att man injekterar, schaktar till nästa nivå för montering av utfackningsplåt, monterar utfackningsplåt och därefter injekterar igen från den nya schaktnivån. En fördel med denna metod är att jorden är stabiliserad med injekteringsmedlet inför schaktningen och svetsning av plåtar, vilket gör de arbetena enklare och förhindrar infall av jord ned i schaktgropen. Se lutande injekteringsrör i Figur 3 ovan, streckade linjer symboliserar de olika schaktstegen. En nackdel är dock att det finns risk för att man trycker sponten inåt gropen på grund av expansionen i materialet.

Oavsett metodikval av alternativen ovan så behövs ibland kompletterande mindre tätningar i samband med schakt. Då ser man dessutom ofta själva läckan varpå man borrar in ett rör där och injekterar tills läckan stannat. Dessa kompletterande tätningar ger ofta ett bättre täthetsresultat än den inledande tätningen och är enklare att utföra.

Tättningsresultatet beror också på jordtyp. Generellt sätt kan man säga att ju mindre jordpartiklar det rör sig om ju tätare måste injekteringarna ske, ju fler kompletteringar krävs och så vidare då det är svårare att infiltrera och få en bra spridning i jordar bestående av mindre partiklar och hålrum.

Vid dessa typer av sponter är det många aktiviteter samtidigt i schaktgropen såsom schaktning, svetsning och tätning samtidigt vilket gör att det lätt blir ont om utrymme. Det är då viktigt med god samordning mellan de olika aktörerna. En fördel då med expansionsinjekteringsmetoden är att den inte kräver stora maskiner eller mycket plats och är således enklare att få plats med tillsammans med de andra aktörerna.

3.3 Bottenplugg

Vid schakt under vattennivån finns en risk för bottenuppträckning, det vill säga att vattentrycket är så pass högt så att det trycker schaktbotten uppåt eller bildas läckvägar i schaktbotten som får följden av att jorden tappar sin bärighet, även kallat hydrauliskt grundbrott. Om vattennivån inte får sänkas hanteras dessa utmaningar oftast genom att man gjuter betong i schaktbotten. Aningen görs betongen så pass tjock så att den väger mer än vattentrycket eller förankras den med stag som oftast borrats och fästs i berg. Båda alternativen är relativt kostsamma, kräver alltid dykarbeten och gjutningar måste göras under vatten.

Istället för ovan nämnda metoder kan en plugg av expansionsinjektering installeras en bit under schaktbotten. Genom att skapa en tätplugg i schaktbotten och sedan dränera ur jordmassorna ovan tätpluggen så ökas tyngden på de massorna i och med att vattnets lyftkraft tas bort och på så sätt har en tung ”platta” skapats. Injekteringsnivå styrs av att injekterad jord och jorden ovan för ska väga mer än vattentrycket som råder. Injekteringen sker från som lägst grundvattennivån genom att ett rutnät av injekteringsrör med inbördes c/c på cirka 1 m borrar ned till avsett injekteringsdjup.

Injekteringsmaterialet förhindrar också hydrauliskt grundbrott genom att det stänger läckvägarna en metodik beskrivet ovan.

Även vid denna typ av tätning kan kompletteringar krävas enligt samma metodik som nämnts tidigare.

Det går också att borra eller slå pålar genom den injekterade tätpluggen. Det som händer är dock att en läckvägg skapats. Denna läckvägg tätas snarast efter att en påle är installerad vilket medför att läckaget pågår mycket kort tid. I samband med dessa aktiviteter kan det vara lämpligt att ha en injekteringsutrustning stand-by på plats så att läckvägen kan hanteras direkt efter att pålen är färdiginstallerad.

4 UTFÖRT PROJEKT



Figur 4. Spontgrop i silt/finsand tätad bakom spont och i schaktbotten.

Under 2022 utfördes en borrard berlinerspont med högt vattentryck. Grundvattennivån låg cirka 3 m över schaktbotten och jordtypen bestod av silt och finsand och mot djupet övergick jordtypen till ren sand. Figur 3 och Figur 4 är skisser för just det projektet vilket innebär att schaktgropen tätats både bakom spanten och med tätplugg i schaktbotten. Det krävdes några kompletteringstillfällen innan gropen blev tät. Dock kunde gjutning inom spanten och motgjutning mot spanten utföras enligt plan.

5 ANDRA ANVÄNDNINGSSOMRÅDEN

Expansionsinjektering är även lämplig att använda som tätning på andra typer av konstruktioner såsom dilatationsfogar (rörelsefogar) på kajer där risken finns att de bakomliggande fyllningsmassorna eroderar ut i vattnet och resulterar i sättningar på markytan bakom kajen. Expansionsinjektering läggs då lämpligen bakom dilatationsfogen och binder fast jordpartiklarna där så att det inte kan erodera iväg. Det får då också effekten att bakomliggande jordpartiklar inte heller kan erodera iväg.

Jorddammar kan drabbas av erosioner antingen på ytan eller genomgående liknade kanaler. De genomgående kanalerna kan vara svåra att hitta och täta. Expansionsinjektering skulle kunna vara lämpligt i detta läge i och med att det följer lättaste vägen vilket är läckagekanalerna genom dammen.

Krosszoner, rösberg eller mycket berg med stora hålrum kan också vara lämpliga att täta. Expansionsinjekteringens klibbighet kommer att göra att det fäster mot omgivande berg, följer med det rinnande vattnet och sätter igen hålrummen så att de blir mindre. Efterföljande injektering kommer i sin tur sätta igen vidare hålrum till dess att läckaget är stoppat. Även om injekteringen inte klibbar fast på omgivande berg så kommer det att expandera till en stor kropp som kommer att fast och då skapa mindre hålrum runt om som vidare injektering får sätta igen till dess att hela läckaget är åtgärdat.

Med tanke på expansionsinjekteringens egenskaper, beteende och utförandesätt så är injekteringsmetoden med rätt typ av injekteringsmaterial egentligen lämpligt att använda vid alla typer av tätningar och då framförallt tätning av jord men kan också fungera i berg och övergångarna dem emellan.

NYA ANVISNINGAR FÖR STABILITETSUTREDNINGAR

Karin Odén ^A, Tobias Thorén ^A

^A *Statens geotekniska institut*

SAMMANFATTNING

Skredkommissionens anvisningar rapport 3:95 togs fram som en följd av Tuveskredet 1977. Sedan dess har rapporten använts som ett rättesnöre i Sverige för hur stabilitetsutredningar ska utföras. Allt sedan utgivningen 1995 har det tillkommit nya erfarenheter, standarder, utvärderingsmetoder, beräkningsmodeller, program samt klimatanpassningskrav vilket kräver att anvisningarna omarbetas och uppdateras.

Stabilitetsutredningar utförs med varierande kvalitet i Sverige idag och det finns olika synsätt på vad som krävs för att uppnå avsedd utredningsnivå, enligt vad som beskrevs i rapport 3:95. Här behöver anvisningarna uppdateras med aktuell kunskap och erfarenhet samt implementeras på ett liknande sätt som första gången anvisningarna kom ut 1995.

Målsättningen är att de nya anvisningarna för stabilitetsutredningar ska vara väl förankrade hos användare och komma samhället till nytta genom att geotekniska utredningar utförs bättre anpassade för ändamålet och med högre kvalitet.

Det nya dokumentet har tagits fram av SGI i samarbete med branschrepresentanter från konsulter, entreprenörer, högskola, kommuner och myndigheter. Resultatet har blivit ett huvuddokument med sex kapitel och två tillämpningsbilagor, en för **lerjord** och en för **siltjord** samt en fördjupningsbilaga för **temporära slänter**. Fler fördjupningsbilagor planeras att tas fram framöver.

Anvisningarna kommer att publiceras och implementeras under 2023.

SUMMARY

The Report 3:95, published by the Commission on slope stability in 1995, was published as a consequence of the fatal landslide in Tuve 1977. Ever since, the report has been used as a guideline of how slope stability investigations should be carried out in Sweden. Since the publishing of the report, new experiences, standards, evaluation methods, calculation models, software programs as well as requirements for climate adaption now demand an update and revision of the guidelines.

Current slope stability investigations in Sweden are carried out with various field and laboratory methods and with varying quality and there are different points of views on how to reach the required levels of investigation quality according to the Report 3:95. Because of this, there is a need to update the current guidelines with new

knowledge and experiences and to implement the new guidelines in a similar way as in 1995.

The guidelines aim to be well established by the geotechnical engineers as well as other users to be able to achieve great benefits for the society such as better geotechnical investigations adapted for the purpose and with a higher quality.

The new guidelines have been produced by SGI in co-operation with the geotechnical society with representatives from geotechnical consulting firms, construction companies, universities, municipalities, and authorities. This work has resulted in a document consisting of six main chapters with two application appendices, describing slope stability investigations in clay areas and silty areas respectively, and one in-depth appendix regarding temporary slopes. Further in-depth appendices are meant to be produced.

The new guidelines will be published and implemented during 2023.

1 BAKGRUND OCH UPPLÄGG

Sedan Skredkommissionens rapport 3:95 (Skredkommissionen, 1995) publicerades har mer kunskap och erfarenheter av jords egenskaper tillkommit och nya regler har införts via Eurokod. Införandet av Eurokod har medfört nödvändiga förändringar och tillägg till Skredkommissionen (1995) och för implementeringen av dessa förändringar och tillägg togs tillämpningsdokumentet IEG rapport 4:2010 (IEG, 2010) fram. Nya kunskaper bidrar till en starkare empiri för att bedöma jords egenskaper och slänters beteende på ett väl underbyggt sätt.

Exempel på tillkommande kunskaper utgörs av SGI:s skredriskartering i siltjordar utmed Ångermanälvens dalgång (SGI, 2022), Trafikverkets sammanställningar av skjuvhållfasthet för lerjordar (TRV, 2016), SBUF-projekt om 3D-effekter i schakter (Edstam, 2021) samt av Metodik för kartläggning av kvicklera (Löfroth et al., 2018).

Utöver nya kunskaper har implementeringen av Eurokod inom geoteknik bidragit till ett behov av att omarbete av Skredkommissionen (1995).

I denna artikel beskrivs vägledningens innehåll utifrån den faktiska kapitelindelningen 1–6. För beskrivningen av tillämpningsbilagor för lerjordar och siltjordar, liksom fördjupningsbilagan om temporära slänter är kapitelindelningen inte i överensstämmelse med de faktiska bilagorna. Artikelns lyfter fram vissa saker från respektive del.

1.1 Upplägget i de omarbetade anvisningarna

Vägledningen, som är en omarbetning av Skredkommissionens rapport 3:95 (Skredkommissionen 1995), är utformad med ett huvuddokument, två tillämpningsbilagor samt en fördjupningsbilaga. Fler tillämpnings- och fördjupningsbilagor planeras att tas fram.

Huvuddokumentet innehåller generell information om hur stabilitetsutredningar ska genomföras och vilka krav som ställs. Vägledningen inleds med en läsanvisning och en beskrivning av vad omarbetningen har innefattat. Till varje kapitel hör ett avsnitt där tips på läsvärd litteratur ges.

Kapitel 1 i vägledningen ger en introduktion till stabilitetsutredningar med viktig bakgrundskunskap om stabilitet inklusive begrepp och definitioner.

Kapitel 2–4 i vägledningen beskriver arbetsgången i en stabilitetsutredning med en successivt ökande detaljeringsgrad samt vilka underlag och beräkningsmetoder man bör använda för att utreda stabiliteten för ett område.

Kapitel 5 i vägledningen redovisar grunderna för lämpliga bedömningar efter en analys samt gällande krav.

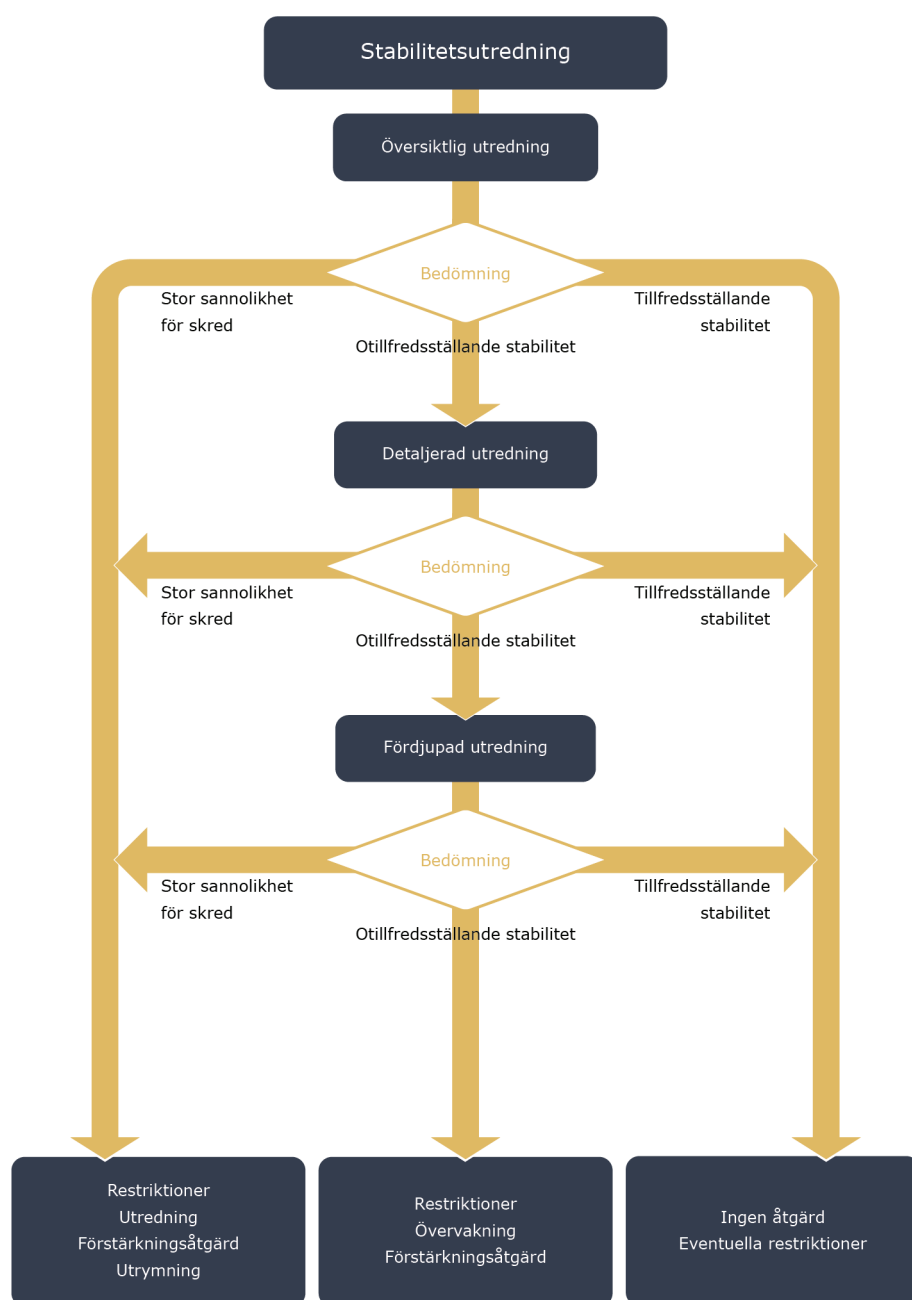
Kapitel 6 i vägledningen beskriver lämpligt upplägg för att övervaka och kontrollera en slänt med avseende på rörelser och portryck.

De två tillämpningsbilagor som tagits fram behandlar lerjord respektive siltjord. I dessa bilagor ges anvisningar om lämplig metodik för att planera och utföra fält- och laboratorieundersökningar samt hur beräkningar och bedömningar av stabiliteten för ett område bör utföras och redovisas.

Den fördjupningsbilaga som hittills är framtagen beskriver temporära slänter (schaktslänter) och ger vägledning om lämpliga angreppssätt för att upprätthålla stabiliteten i dessa slänter.

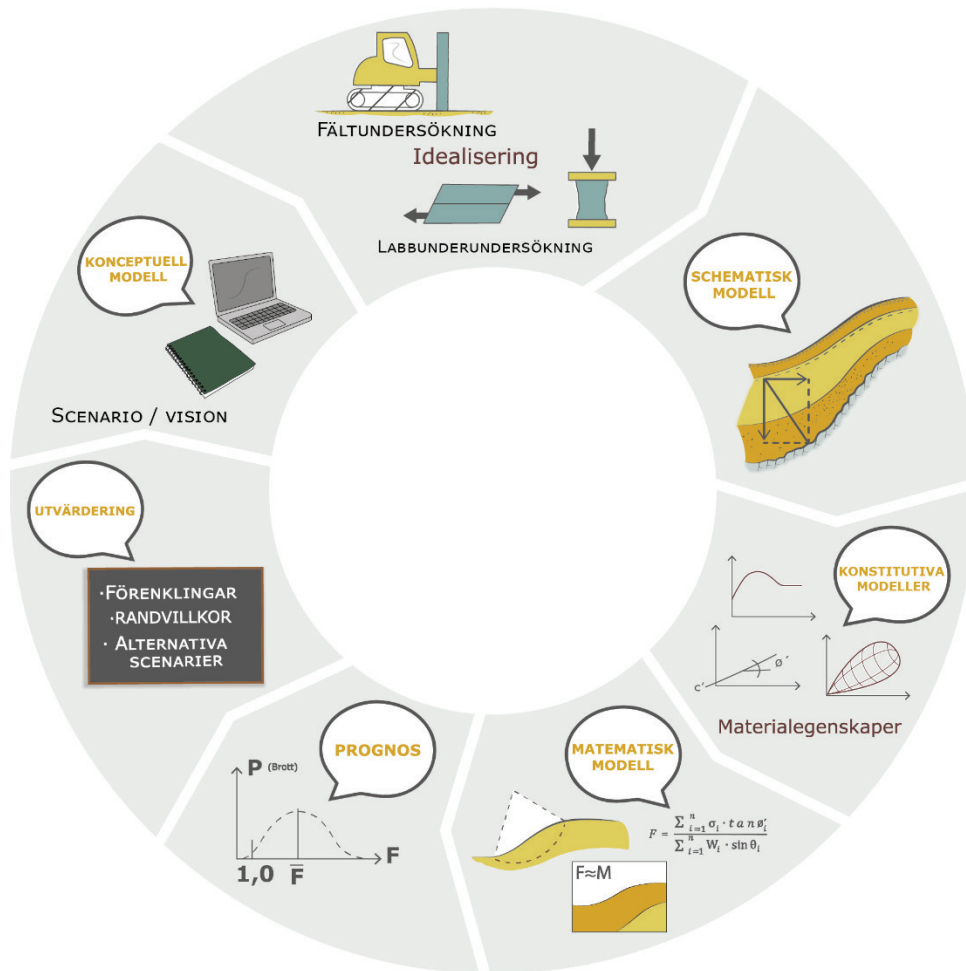
2 ARBETSGÅNG

När man analyserar ett områdes släntstabilitet, oavsett om det handlar om befintliga, permanenta eller temporära slänter, bör man börja med en begränsad och ändamålsenlig omfattning på analys- och undersökningsarbetet (översiktlig utredning) för att sedan successivt öka utredningens detaljeringsgrad till dess att släntens eller områdets stabilitet är tillräckligt klarlagd (detaljerad till fördjupad utredning). I Figur 1 visas en schematisk bild för hur en stabilitetsutredning utförs med successivt ökande detaljeringsgrad.



Figur 1. Arbetsgång med successivt ökande detaljeringsgrad vid utredningar om slänters eller områdets stabilitet. Stabilitetsutredningen inleds med en översiktlig utredning. Utredningen görs sedan mer detaljerad genom stegen detaljerad och fördjupad utredning, beroende på resultaten.

Med utgångspunkt från befintligt underlag och erfarenhet av de topografiska, geologiska, hydrogeologiska och geotekniska förhållandena tas en konceptuell modell fram för ett tillräckligt stort område. Den konceptuella modellen används för vidare stabilitetsanalys och för att planera eventuella nya undersökningar. Det är angeläget att i varje skede kritiskt granska, analysera och utnyttja tillgänglig information på bästa sätt. Arbetsgången i en stabilitetsutredning är ofta en iterativ process och kan beskrivas som ett flöde enligt Figur 2.



Figur 2. Schematisk bild av arbetsgången i en stabilitetsutredning.

Stabiliteten ska utredas för dagens förhållanden och för de förhållanden som råder under den tidsperiod som stabilitetsutredningen avser. Stabilitetsförhållandena ska även analyseras med hänsyn till förändrade lastförhållanden av t.ex. grundvatten- och portryck, ytvattenflöden och tjälningprocesser som uppkommer p.g.a. att klimatet förändras.

Om hela eller delar av utredningsområdet inte uppnår gällande rekommendationer för tillfredsställande stabilitet för ändamålet, ens med en fördjupad utredningsnivå, krävs stabilitetshöjande åtgärder om det inte går att minimera konsekvensen av ett eventuellt skred till exempel flytt av byggnader eller ändrad markanvändning. I detaljplaner ska man kunna redovisa en tekniskt och ekonomiskt genomförbar lösning som uppfyller gällande krav och teknisk livslängd för ändamålet.

3 UNDERLAG FÖR STABILITETSUTREDNINGAR

Syftet med geotekniska undersökningar för stabilitetsutredningar är att klarlägga förhållandena för jord, berg och grundvatten inom ett område där förutsättningar för

skred kan finnas eller där erosion eller planerad mänsklig aktivitet kan ändra områdets stabilitetsförhållanden. Vid planeringen av geotekniska undersökningar är det viktigt att skapa en konceptuell modell avseende topografi, jordlagerföljd, hållfasthet, grundvatten- och portryck inom undersökningsområdet.

I kapitlet om underlag för stabilitetsutredningar beskrivs vilka befintliga underlag som är relevanta att hämta in för en översiktlig stabilitetsbedömning och som kan användas som stöd i planeringen av geotekniska fält- och laboratorieundersökningar vid efterföljande utredningssteg, dvs. för detaljerad och fördjupad utredning. Information om var underlagen kan hämtas ges också.

3.1 Kartunderlag

Ett flertal statliga myndigheter tar fram och tillhandahåller GIS-baserade (geografiska informationssystem) kartunderlag i digitala kartvisare, så kallade WMS-tjänster (web map service), som visar geoteknisk, hydrogeologisk, geologisk, topografisk och klimatologisk information. Kartunderlagen bygger delvis på samma bakgrundsinformation, men de har olika syften, varierande kartskala, täckningsgrad och olika detaljerade underlagsdata. I avsnittet om kartunderlag beskrivs vilka kartunderlag som är relevanta att hämta in inför en stabilitetsutredning.

3.2 Arkivmaterial

Inventering av tidigare utförda undersökningar är ett viktigt steg i en stabilitetsutredning. Ju mer underlag som finns att tillgå desto bättre kan man planera och genomföra sin stabilitetsutredning. I avsnittet om arkivmaterial beskrivs hur och var geotekniska, topografiska och batymetriska undersökningar kan hämtas och vad som är bra att tänka på när man använder äldre material.

3.3 Osäkerheter i geoteknisk information

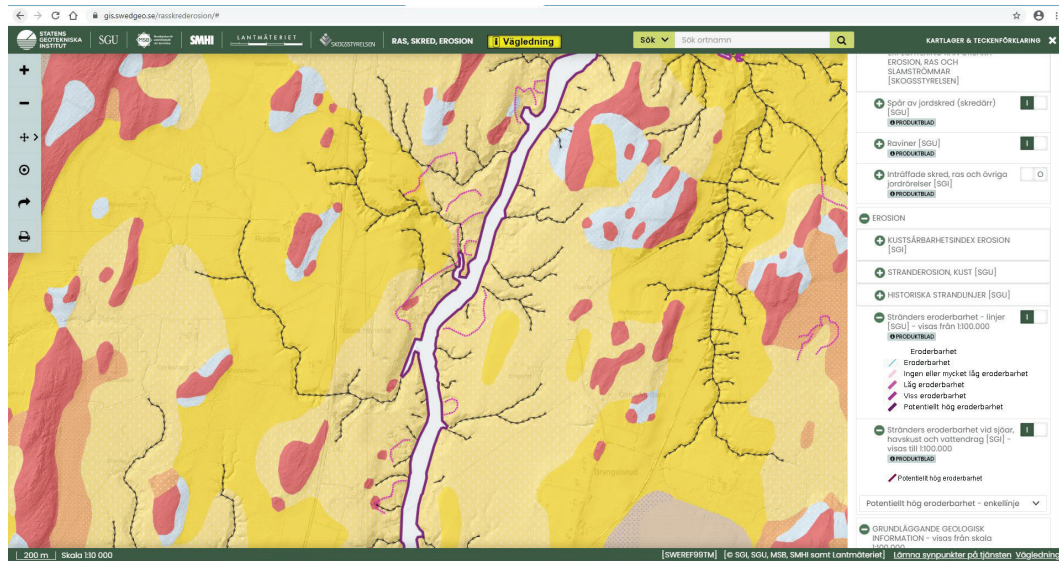
Det är viktigt att vara medveten om vilka osäkerheter som finns i tillgänglig geoteknisk information. I kapitel 3 i vägledningen beskrivs en del saker att ha med sig i bedömning av osäkerheter i olika underlag. Det är viktigt att verifiera gjorda antaganden genom platsbesök och geotekniska undersökningar.

3.4 Befintligt kartunderlag för översiktlig bedömning av stabilitetsförhållanden, exempel

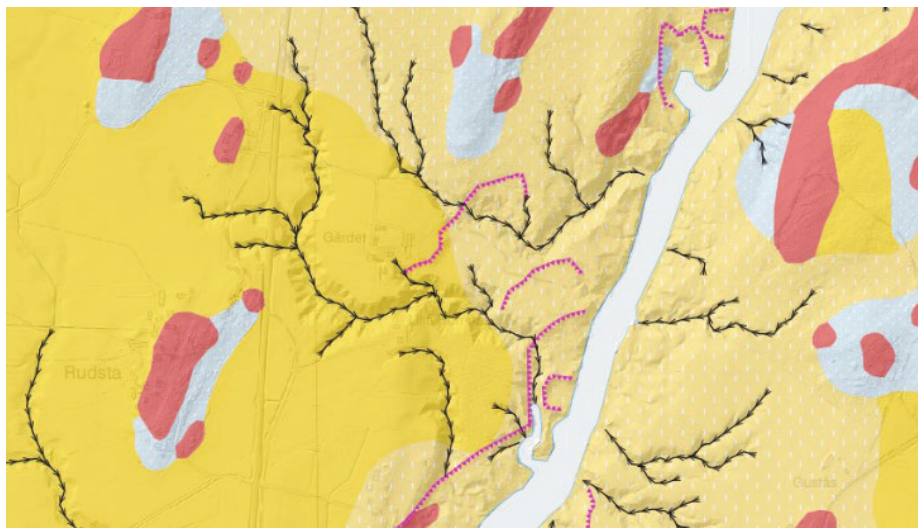
I detta avsnitt ges ett exempel på vilka underlag som kan tas fram för att översiktligt bedöma ett områdes stabilitet.

Utifrån kartunderlaget i Figur 3 kan man utläsa att området till stora delar består av finkorniga jordar med lokala partier av berg i dagen och morän. Dessa partier kan utgöra infiltrationsområden för grundvattenbildning. Normalt innebär bergpartier med morän relativt stabil mark, men stora delar av området i det här fallet består av lera. Området innehåller många raviner vilket även tyder på ytvattenerosion och lättroderade jordlager, kanske med stort silt- eller sandinnehåll. Det kan då bedömas att detaljerad information om de geotekniska förhållandena behöver samlas in och att

detaljerad stabilitetsutredning förmodligen kommer att behövas för att klarlägga stabilitetsförhållandena.



Figur 3. Exempel på underlag från kartvisningstjänsten Ras, skred, erosion som finns på <https://gis.sgi.se/rasskrederosion/> i maximal skala 1:10 000. Här redovisas ett utsnitt med GIS-lagren i SGU:s jordartskarta och LM:s terrängskuggning av NH-data. Spår av skred visas i rött. Raviner visas i svart.



Figur 4. Utsnitt från kartvisningstjänsten Ras, skred, erosion som finns på <https://gis.sgi.se/rasskrederosion/>. Utsnittet i Figur 3 inzoomat på ett område av intresse. Här ser man kuperad terräng med spår av skred på flera ställen i anslutning till ett större vattendrag. Det finns tecken på att skredet kan ha gått i flera steg på den västra sidan av vattendraget.

I Figur 4 har utklippet i Figur 3 från kartvisningstjänsten zoomats in för att kunna studera området av intresse lite närmare.

3.5 Platsbesök och nya undersökningar – att tänka på.

Man ska alltid besöka ett utredningsområde och dokumentera gjorda observationer som en del av en stabilitetsutredning oavsett utredningsnivå. Före platsbesöket ska man gå igenom befintligt underlag för att kunna planera besöket väl. Informationen från platsbesöket och befintligt underlag gör det möjligt att översiktligt bedöma stabiliteten och föreslå omfattning av nya undersökningar för detaljerad och fördjupad utredning.

4 BERÄKNINGAR

I vägledningens fjärde kapitel ges generella anvisningar för hur stabilitetsberäkningar ska utföras inklusive val av beräkningsmetod, upprättande av beräkningsmodell samt redovisning av beräkningsresultat. I kapitlet redovisas även hur sannolikhetsbaserade metoder kan användas i stabilitetsberäkningar.

Beräkningsmetodernas komplexitet varierar. De används oftast i steg, från enklare till mer avancerade metoder allteftersom omfattning av indata och behovet av noggrannhet ökar. Dagens jämviktsberäkningar utförs i huvudsak med så kallade rigorösa lamellmetoder i vilka alla villkor för kraft- och momentjämvikt ska vara uppfyllda.

Numeriska metoder kan ge indikationer på var ansträngda partier finns i slänten och vilka deformationer som kan uppkomma beroende på hur avancerad materialmodellen är.

Programvarorna för stabilitetsberäkningar har med tiden utvecklats beträffande möjligheten att hantera kombinerad analys, anisotropi och glidytor med godtycklig form. Detta effektiviserar beräkningsarbetet, men ställer ännu större krav på att kontrollera beräkningsresultaten. En rimlighetsbedömning ska göras av glidytans form och utbredning.

Kapitlet tar upp generell information om indata för stabilitetsberäkningar, analytiska beräkningars användbarhet och begränsningar inklusive vad som ska redovisas för stabilitetsberäkningar. I kapitlet finns en relativt omfattande beskrivning av sannolikhetsbaserade analyser.

Kapitlet tar även kortfattat upp brotts- och bruksgränstillstånd med numeriska analyser.

5 RESULTATANALYS OCH REKOMMENDATIONER

När beräkningsresultat sammanställts och redovisats, är det viktigt att analysera resultaten för att bedöma områdets stabilitetsförhållanden. Förutom beräkningsresultaten bör man ta hänsyn till:

- iakttagelser som dokumenterats vid platsbesöket
- bedömd osäkerhet i ingående parametrar och utförda fält- och laboriemetoder
- bedömda gynnsamma och ogynnsamma faktorer
- typ av markanvändning.

Dessa faktorer tillsammans med beräkningsresultatet ger information om stabiliteten ska bedömas vara tillfredsställande för befintliga förhållanden och för planerade förhållanden inklusive hänsyn till ett förändrat klimat.

Kapitel 5 i huvuddokumentet i vägledningen ger stöd till geoteknikern att värdera beräkningsresultatet liksom utredningens kvalitet och omfattning, oavsett om totalsäkerhetsmetod eller partialkoefficientmetod valts för att bedöma stabilitetsförhållandena. I kapitlet finns en översiktlig beskrivning av principerna i nuvarande Eurokod 7 och den svenska tillämpningen samt ett kortare stycke om hur brottsannolikhet kan användas i stabilitetsbedömning. I anvisningarna redovisas de nu gällande kraven, men rekommendationerna kommer att uppdateras framöver och i samverkan med IEG 2.0.

5.1 Bedömning av akut skredfara och lämpliga åtgärder

Om resultat från stabilitetsutredningen visar att den beräknade totalsäkerheten är låg kan det finnas skäl att kontrollera om skredbetingade rörelser och portryck kan förekomma i området. Ett lågt värde för odränerad analys är $F_c < 1,2$. För dränerad och kombinerad analys gäller $F_{komb}, F_{c\phi} < 1,1$, om dränerad analys dominerar glidyten. Dessa värden kan användas för att bedöma slänter vid bebyggd mark. För naturmark kan motsvarande värde på låg säkerhet vara när F är nära 1,0.

Genom att systematiskt övervaka och kontrollera eventuella pågående markrörelser och förändringar i grundvatten- och portryck, kan riskreducerande åtgärder sättas in i tid. I kapitel 6 i vägledningen redovisas lämpliga metoder för kontroll och övervakning.

Om man i något utredningsskede bedömer att ett skred kan vara nära förestående är det av största vikt att man:

- går igenom förutsättningarna och diskuterar med annan geotekniker för att förebygga missbedömningar
- omgående underrättar sin beställare
- ser till att räddningstjänsten kontaktas, ring 112, som i sin tur kontaktar
 - SGI TiB (tjänsteperson i beredskap)

- Trafikverkets TiB (tjänsteperson i beredskap) vid ras och skred i väg och järnväg
- ser till att beställaren informerar övriga berörda myndigheter, förvaltningar och fastighetsägare
- undersöker om hotade områden och byggnader ska spärras av och utrymmas
- undersöker möjligheten att stoppa eller begränsa eventuella aktiviteter i närheten av riskområdet vilka kan påverka stabiliteten negativt. Exempel på sådana aktiviteter är muddring, schaktning, fyllning, pålning, sprängning och tung trafik
- utreder om temporära fysiska åtgärder ska göras, t.ex. en avlastningsschakt eller tryckbank
- snarast genomför kompletterande utredning för att dimensionera eventuella förstärkningsåtgärder och bedöma riskområdets storlek.

6 KONTROLL OCH ÖVERVAKNING

Om säkerhetsfaktorn är låg enligt definition i föregående avsnitt (avsnitt 5.1 i artikeln) så kan nedanstående indikatorer vara lämpliga att följa upp.

Lämpliga indikatorer att systematiskt kontrollera och övervaka utgörs av:

- synliga marksprickor och eventuella förändringar i sprickvidder
- småskred
- lutande och fallna träd
- erosion
- hastiga förändringar i portryck.

Se illustrativa exempel på indikatorer på skred i Figur 5.



Färska erosionsskador i slänter mot vattendrag



Plötsliga sprickor och sättningar i marken



Brott på ledningar och kablar i marken



Träd och stolpar som börjar luta

Figur 5. Exempel på indikatorer på förestående ras eller skred.

Man bör systematiskt kontrollera och övervaka rörelser och portryck i temporära skeden, där man kan befara att stabiliteten tillfälligt kommer att försämrats p.g.a. minskad mobiliserbar skjuvhållfasthet, ökande portryck eller påtvingade rörelser i samband med olika aktiviteter i området.

Exempel på sådana aktiviteter är schaktnings- och fyllningsarbeten, pålning, kalk-cementpelarinstallation, spontning, sprängning och andra vibrationsskapande verksamheter. Det bör speciellt observeras att höga portryck i vattenförande skikt under eller inbäddade i kohesionsjord kan sprida sig över stora ytor och avstånd.

7 TILLÄMPNINGSBILAGA 1 - LERJORD

Denna tillämpningsbilaga beskriver hur man med de tre utredningsstegen översiktlig, detaljerad och fördjupad utredning enligt kapitel 2 successivt kan förbättra bedömningen av släntstabiliteten i lerslänter. En väl utförd stabilitetsutredning ska klarlägga stabilitetsförhållandena och kunna ge förslag på lämpliga förstärkningsåtgärder om stabiliteten bedöms vara otillfredsställande.

I denna tillämpningsbilaga beskrivs hur man bör ställa upp en jordmodell, hur skjuvhållfasthetsegenskaper i lera kan utvärderas och hur portrycksmodeller kan tas fram i de olika utredningsstegen. Slutligen beskrivs även lämpliga fält- och laboriemetoder och utvärdering av dessa som underlag för utredningsarbetet.

För varje utredningssteg beskrivs nödvändiga underlag, val av representativa sektioner och geotekniska parametrar, lämpliga beräkningar, resultatanalys och bedömning av stabiliteten, rekommendationer samt hur utredningen ska redovisas. Det lämnas även rekommendationer för att upprätta en jordmodell, grundvatten- och portrycksmodell samt lämpliga undersökningsmetoder i fält och laboratorium. Sist i tillämpningsbilagan för lerjordar redogörs för omgivningspåverkan med hänsyn till sekundära skredförlopp.

7.1 Lerjordar

Med lerjordar avses geologiska formationer som huvudsakligen utgörs av jordlager av lera men som också kan innehålla skikt av jordarter såsom silt och sand. Med lerjordar avses icke-organiska jordar, men principerna kan troligtvis användas även för leror med visst organiskt innehåll.

7.2 Stabilitetsanalyser i lerjordar

Förenklat sett sker stabilitetsbrott i en lerslänthöjd under företrädesvis odränerade förhållanden. De porövertryck som uppkommer i leran till följd av de successivt ökande skjuvtöjningarna som uppkommer i slänten när jorden närmar sig brott, hinner inte dränera ut under skredförloppet.

Slänternas stabilitet påverkas av pågående erosion, dels i själva slänten, dels i jordlagren vid slänthöjden. Om slänten ansluter mot ett vattendrag kan erosion även

förekomma i en undervattensslänt. Förekomst av skredärr, ravinbildning, småskred eller andra tecken på rörelser eller pågående erosion i slänten är indikatorer på att det pågår processer som successivt försämrar släntens stabilitet.

För att slutligt bedöma stabiliteten krävs att man väger samman resultat från geotekniska och hydrogeologiska fält- och laboratorieundersökningar och efterföljande stabilitetsberäkningar med andra indikatorer på släntens stabilitet såsom erosionssskador, tidigare skredärr och liknande iakttagelser.

En aspekt att ta hänsyn till är om det finns kvicklera inom området. Om ett initialt skred, ofta kallat primärskred, inträffar i områden med kvicklera kan det resultera i sekundärskred. Både vid planläggning och vid stabilitetsutredningar för befintlig bebyggelse och anläggning behöver hänsyn tas till sekundärskred.

Sammantaget ställs det krav på god kunskap och erfarenhet om vilka faktorer som påverkar stabiliteten i lerjordar

8 TILLÄMPNINGSBILAGA 1 - SILTJORD

Precis som för lerjordar beskrivs hur man med de tre utredningsstegen översiktlig, detaljerad och fördjupad utredning successivt kan förbättra underlaget för att bedöma förutsättningarna för skred i siltslänter.

Tillämpningsbilagan för silt är något annorlunda uppbyggd än den för lerjordar, men är inledningsvis uppdelad på de tre utredningsstegen och med en fördjupad beskrivning av hur man tar fram jordmodell, grundvatten- och portryckmodell och ytvattenstånd samt av lämpliga undersökningsmetoder i fält och laboratorium.

De senaste tio åren har kunskapen om silts skjuvhållfasthetsegenskaper ökat genom att ett stort antal dränerade och odränerade triaxialförsök har utförts av SGI. Erfarenheter har samlats om lämplig provtagningsutrustning för att få prover med bra kvalitet och metodik har tagits fram för att utföra och utvärdera triaxialförsöken.

Ytterligare kunskap och erfarenheter har erhållits för lämpliga metoder att klarlägga grundvatten- och portrycksförhållanden i jordprofilen och ta fram en konceptuell modell. Siltjord är som regel mycket skiktad och en metodik har tagits fram för att dela in jorden i ett hanterbart antal karakteristiska jordlager med sinsemellan givna egenskaper såsom skjuvhållfasthet och tunghet (Lundström et al, 2019), (SGI, 2022) och (Thorén et al., 2022).

8.1 Siltjordar

Geologiska formationer som består av siltjordar är vanligen komplexa eftersom de i regel är skiktade med omväxlande jordlager av främst lera, silt och sand med var för sig skiftande egenskaper. Slänter av siltjordar, s.k. nipor, kan vara branta och höga på grund av relativt hög skjuvhållfasthet, av att de ytliga jordlagren hålls samman av rotträdar och vegetation samt av att negativa portryck bidrar till att hålla samman jorden.

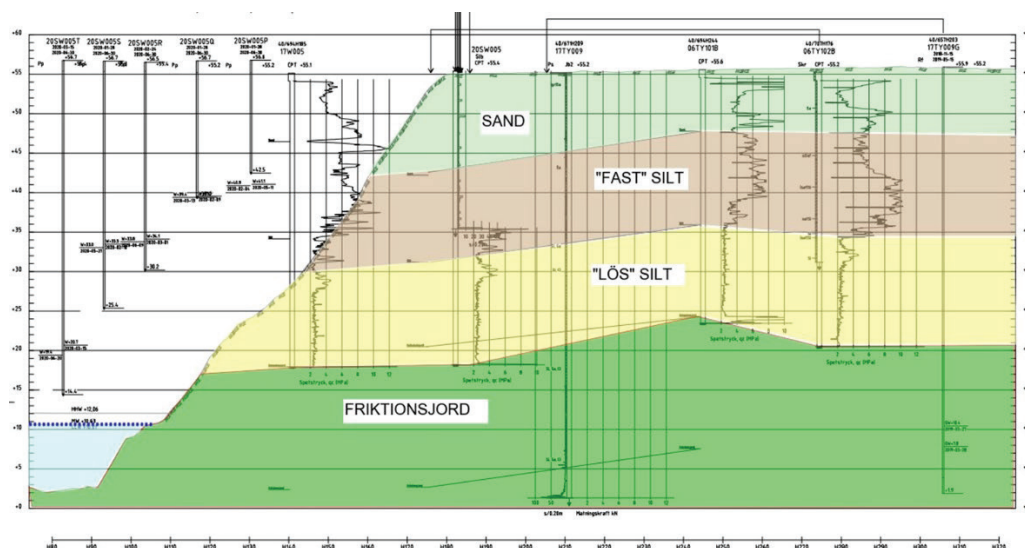
De olika jordlagren i en siltslännt kan ha mycket varierande fasthet och varierande geotekniska egenskaper i jordlagerföljden såsom, skjuvhållfasthet, permeabilitet och skrymdensitet. Dessa olika egenskaper samt jordlagerföljden påverkar hur portrycken fördelar sig i slänten. Det är därför viktigt att man i ett tidigt skede av en utredning undersöker jordlagerföljden, de förekommande jordlagrens relativa fasthet och att man upprättar en jordmodell. I Figur 6 visas ett exempel på en jordlagerindelning av en undersökt sektion (SGI, 2022).

8.2 Skred och stabilitetsanalys av siltslänter

Skred i siltjordar är ofta ytliga och inträffar vanligen på grund av ogynnsamma portrycksförhållanden i slänten orsakade av tjällossning, snösmältning eller riklig nederbörd. Förutsättningar för skred till följd av erosion av jordlagren i siltslänter ökar också i samband med snösmältning eller rikliga nederbördsmängder. Erosion kan uppkomma till följd av:

- utströmmande grundvatten i slänten, s.k. inre erosion
- ytvatten som rinner längs slänten
- strömmande vatten i ett vattendrag vid slänthöften, vid en ravinbotten eller den del av slänten som är belägen under vattenytan (undervattenslänthen).

Vid en stabilitetsutredning är det därför viktigt att utöver jordlagrens mekaniska egenskaper undersöka portrycks- och grundvattenförhållandena i slänten samt förutsättningarna för erosion. En bedömning av släntstabiliteten bör utföras med hänsyn till den pågående klimatförändringen och hur denna påverkar stabilitetsförhållandena med avseende på grundvatten, portryck och erosion.



Figur 6 Undersökningssektion av en siltslännt längs Ångermanälven i Sollefteå kommun. I figuren redovisas de skiftande jordlagren och schematisk indelning i de karakteristiska jordlagren Sand, "Fast" silt, "Lös" silt och Friktionsjord. Skalan är H/L=2:1 (SGI, 2022).

9 FÖRDJUPNINGSBILAGA – TEMPORÄRA SLÄNTER

I fördjupningsbilagan för temporära slänter redovisas anvisningar för geotekniska undersökningar, utredningar, beräkningar och kontroller som är avsedda för att dimensionera temporära schaktslänter.

Genom de kompletterande anvisningarna i fördjupningsbilagan ökas kunskapen och förståelsen i branschen för de problemställningar som kan uppkomma vid utförande av temporära slänter. Dimensioneringsarbetet av schakten blir därmed mindre beroende av personliga erfarenheter och ekonomiska ramar. Uppdraget har utförts i samverkan med entreprenörer genom SBUF projekt nr. 13957.

Rapporten är uppbyggd i fem delkapitel, se avsnitt 9.1–9.5.

9.1 Kapitel 1 - Inledning

I kapitel 1 ges en introduktion till de problemställningar som berör temporära slänter. Bl.a. behandlas hur jordtypen påverkar val av slänthlutning och hur skjuvhållfasthetsförhållandena förändras över tid.

9.2 Kapitel 2 - Geometrier och belastningar

I kapitel 2 beskrivs hur man utifrån tvådimensionella beräkningar (vertikalplanet) kan beakta tredimensionella effekter enligt SBUF-rapport *Frischakt (släntschakt) i lös lera med nyttjande av "3D-effekten"* (Edstam, 2021). Vidare anges i kapitel 2 hur tillfälliga och permanenta laster och påverkan av yttre faktorer bör beaktas vid stabilitetsanalys av temporära slänter.

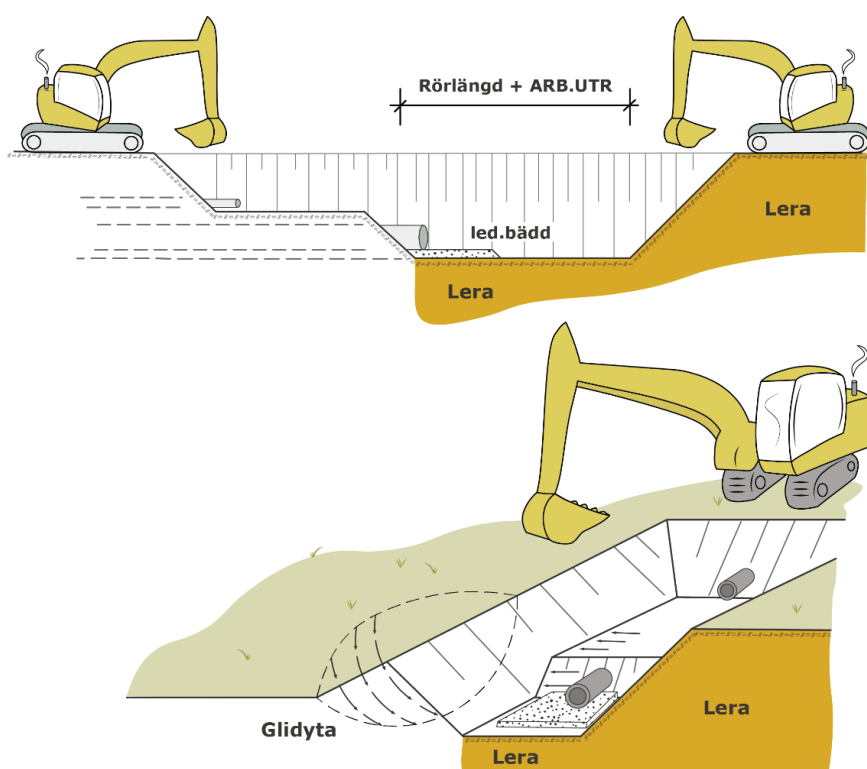
9.3 Kapitel 3 - Grundvatten och portryck

I kapitel 3 beskrivs hur grundvatten och portryck både påverkas av och vilken negativ påverkan de kan få på förutsättningarna för schaktningsarbeten. Det ges en beskrivning av transient beteende i kohesionsjord, d.v.s. hur portrycksutjämning leder till förändrade spänningsförhållanden där den tillgängliga skjuvhållfastheten övergår från odränerad till dränerad.

I kapitel 3 redovisas vidare olika brottyper i jorden som kan kopplas till hydrauliskt grundbrott, dess orsaker och konsekvenser. Där redovisas även vilka åtgärder som är lämpliga att vidta för att förebygga eller akut avhjälpa dessa brottyper.

9.4 Kapitel 4 - Schaktmetoder och förstärkningar

I kapitel 4 redovisas olika typer av släntschakter som oförstärkta, etappvisa och avlastningsschakter. Se Figur 7 för exempel på etappvis schaktning. Vidare beskrivs översiktligt olika typer av stödkonstruktioner, för de förhållanden där släntschakt inte är genomförbar, samt olika typer av lämpliga förstärkningar vid schaktningsarbeten. I kapitel 4 behandlas även hur hänsyn kan tas till lastsamverkan mellan jord och konstruktionselement.



Figur 7. Illustration av etappvis schaktning.

9.5 Kapitel 5 - Kontroll och övervakning

Slutligen ges i kapitel 5 anvisningar om lämpliga metoder för att kontrollera och övervaka schaktningsarbeten med hänsyn till rörelser och portryck. Både manuella och automatiska metoder tas upp. I kapitel 5 ges även anvisningar om larm och gränsvärden samt om behovet av att ta fram förutbestämda åtgärder vid larm och ansvarsfördelning på arbetsplatsen.

REFERENSER

Edstam, T. (2021). *Frischakt (släntschakt) i lös lera med nyttjande av "3D-effekten"* (SBUF 13626). SBUF.

IEG. (2010). *Tillståndsbedömning/klassificering av naturliga slänter och slänter med befintlig bebyggelse och anläggningar. Vägledning för tillämpning av Skredkommissionens rapporter 3:95 och 2:96 (delar av)* (Rap. IEG 4:2010). Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik (IEG). Stockholm.

Lundström, K., Dehlbom, B., Vesterberg, B., Isacson, U., Lindvall, R., Holmén, M och Blomén, H. (2019). *Siltslänter längs Ångermanälven – Metodik för parameterbestämning som underlag för stabilitetsberäkning*. Statens geotekniska institut. Linköping.

Löfroth, H., Persson, L., Bastani, M., Rohde, L., Hedfors, J., With, C., Ekström, J., Engdahl, M. (2018). *Tillämpning och utvärdering av metoder för kartläggning av kvicklera*. Statens geotekniska institut (SGI). Linköping.

SGI. (2022). *Skredrisker i ett förändrat klimat - Ångermanälven. Huvudrapport del 2: Metodik och analys (Vägledning 5-2)*. Statens geotekniska institut (SGI). Linköping.

Thorén, T., Lundström, K., Dehlbom, B. (2022). *Hållfasthet för silt. Bestämning på silt från undersökningsplatser längs Dalälven*. Statens geotekniska institut. Linköping.

Trafikverket. (2016). *Bestämningar av odränerad skjuvhållfasthet med specialiserade metoder i praktiska tillämpningar. Delrapport 3. Sammanställning av "Case Records"* (Publ. 2017:037). Trafikverket. Borlänge.

SÄKRA OSÄKERHETSMODELLER

Mats Svensson^A, Olof Friberg^A

^A *Tyréns AB*

SAMMANFATTNING

Osäkerhet skapar otrygghet. Ofta förekommande osäkerheter inom geotekniken är bergnivå och dimensionerande värden på hållfasthets- och deformationsegenskaper. Osäkerheter och otrygghet kostar pengar och försvårar planering.

I det pågående FoI-projektet ”Osäkerhetsmodeller - för optimal resursanvändning i infrastrukturprojekt” har en modell för beräkning av bergmodell i 3D med tillhörande osäkerhetsmodell utvecklats. Beräkningsmodellen har verifierats mot framschaktade och inmätta bergytor i fem pågående infrastrukturprojekt.

Beräkningsmodellen baseras på data från Jb-sondering, berg-i-dagen-inmätningar och geofysik. Samtliga använda data ansätts en egen individuell osäkerhet, vilka beräkningsmodellen utnyttjar för beräkning av osäkerhetsmodellen för den totala ytan.

Samstämmigheten mellan beräknad bergmodell och inmätt bergyta är god. Beräkningsmodellens träffsäkerhet har visat sig vara 0,5–1,0 meter.

Slutsatsen är att den framtagna beräkningsmodellen är direkt användbar i projekteringsarbetet för optimering av undersökningsprogram och som beslutsstöd i allmänhet. Med i byggskedet tillkommande data kan den projekterade bergmodellen successivt uppdateras. Därför föreslås beräkningsmodellen användas även i byggskedet för ökat värdeskapande.

Det framtagna konceptet har potential att förtydliga risk- och kostnadsfördelning vid kontraktsskrivande samt reducera antalet tvister markant.

Det i projektet framtagna programmet för bestämning av dimensionerande skjuvhållfasthet med hjälp av multivariat analys (MVA) möjliggör för första gången en objektiv bedömning av aktuellt värde, dessutom med en definierad osäkerhet.

Användning av osäkerhetskartor och MVA-metodik för bestämning av värdet på designparametrar bedöms ha stor potential att tydliggöra riskfördelning i avtal. De har också potential att utgöra kärnan i en väsentligt uppdaterad geoprocess i branschen.

SUMMARY

Uncertainty creates insecurity. Common uncertainties in geotechnical engineering are the bedrock level and the physical properties of the rock. Uncertainties and insecurities cost money and make planning difficult.

In the ongoing R&D project "Uncertainty models - for optimal resource use in infrastructure projects", a model for calculating bedrock models in 3D accompanied by uncertainty models has been developed. The algorithm has been verified against excavated and surveyed bedrock surfaces in five ongoing infrastructure projects.

The algorithm is based on data from Jb soundings, rock outcrops and geophysics. All used data is assigned an individual uncertainty, which the calculation model uses to calculate the uncertainty model for the total area. The uncertainties are visualized as a color scale that is draped as an uncertainty map on the bedrock model.

The consistency between the bedrock model and the surveyed rock surface is good, with an accuracy of 0.5 - 1.0 m. The uncertainty models indicate the greatest uncertainties, where the comparison between the bedrock model and actual surveyed bedrock surface also has the largest deviation.

The conclusion is that the bedrock model is directly useful in the design work in geotechnical projects for optimization of ground investigation programs and as decision support in general. With additional data in the construction phase, the bedrock model can be gradually updated. Therefore, it is proposed that the algorithm is to be used also in the construction phase for increased value creation.

The concept developed has the potential to clarify the distribution of risk and costs in contracts and also for reducing the number of claims significantly.

The use of uncertainty maps and MVA methodology for defining design parameter values also has the potential to be the core in a significantly updated geo process.

1 INLEDNING

Flera gånger om året ser vi i media att stora infrastrukturprojekt, när bygget väl är i gång, blir betydligt dyrare än vad man i tidigare skede hade bedömt kostnaden till. Dessutom blir projekten ofta försenade, där några tydliga exempel är Förbifart Stockholm och Södertälje kanal. Ett skäl som ofta lyfts fram är oförutsedda förhållanden avseende geoteknik, bergkvalitet och grundvatten.

Tittar man på vad tvister efter avslutade projekt handlar om är också undermarksförhållandena överrepresenterade som orsak. Med en större öppenhet mellan alla parter och utnyttjande av nyligen utvecklade osäkerhetsmodeller för de geotekniska förhållandena skulle en stor del av dessa förseningar och fördröjningar kunna undvikas.

På sätt och vis är den aktuella situationen inte orimlig eftersom det är en stor utmaning att med ett geotekniskt undersökningsprogram av normal omfattning kunna fånga alla detaljer. Vid en jämförelse med en huskonstruktör finns det ingen geoteknisk produktkatalog där materialets alla egenskaper i detalj finns beskrivna att välja från. Det material som bron, byggnaden eller vägen ska grundläggas på eller tunneln ska sprängas ut ur har skapats av naturen och måste i varje projekt beskrivas utifrån ett begränsat undersökningsprogram. Naturliga variationer och inte sällan stort avstånd mellan undersökningspunkter är bara några av de utmaningar som ska hanteras.

Tar man några steg tillbaka och funderar på varför situationen är sådan, framträder två områden av mer organisatorisk karaktär: 1) **kommunikation**; och 2) att **ta ansvar för geomodellen**. Om de delarna förbättrades skulle sannolikt mer träffsäkra kostnadsbedömningar och ett bättre flyt i projekten skapas.

1) **Kommunikation**, dels i betydelsen att lära av tidigare erfarenheter, dvs erfarenhetsåterföring, dels att i ett projekt hela tiden, och för alla aktörer, tillgängliggöra all befintlig information avseende undermarksförhållandena och de osäkerheter som finns.

2) **Ansvar för geomodellen**, i betydelsen att beställaren vid upphandling av entreprenör måste ta ett större ansvar för undermarksförhållandena. Huvudskälet till att det inte görs idag är att osäkerheterna avseende undermarksförhållandena anses vara för stora och därför låter man oftast varje entreprenör göra sin egen tolkning utifrån den geotekniska faktarapporten, MUR (Markteknisk undersökningsrapport). Förfarandet med olika tolkningar riskerar att skapa en otydlighet i projektet, med anbud som är svåra att jämföra och risk för tvister som följd. Även om entreprenören har tillgång till tex Ingenjörsgelogisk prognos (IP) och Bergteknisk prognos (BP) är, i förekommande fall, osäkerheterna i de prognoserna inte baserade på vetenskapligt säkra bedömningar.

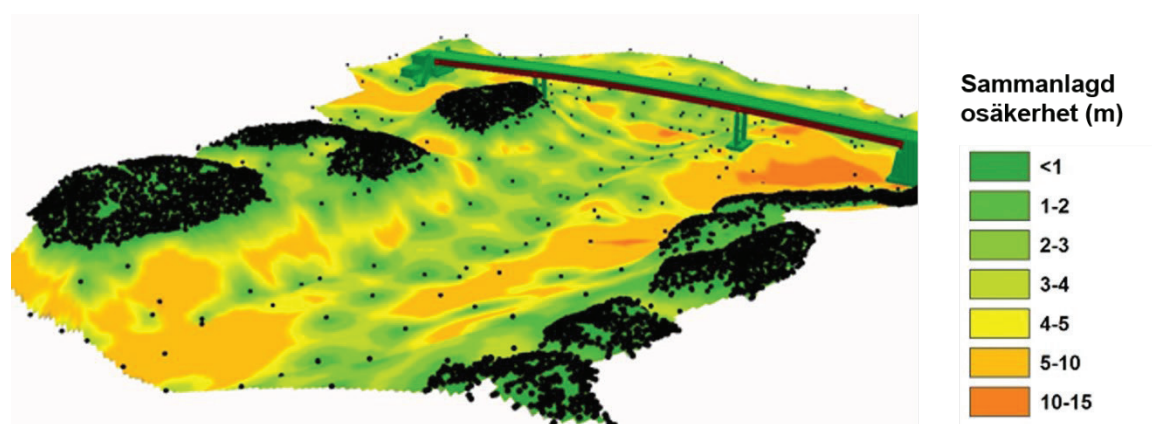
Det önskade läget vore att byggherren i förfrågningsunderlaget till entreprenören skickar med en geomodell i 3D där både de geometriska parametrarna och designvärdena är angivna med tydliga och verifierade osäkerheter.

I denna artikel föreslås en metodik som ger en förutsättning för att hantera ovanstående frågeställning. Metodiken möjliggör att man blir säker på hur stora osäkerheterna avseende de geotekniskt relaterade undermarksförhållandena är, och projektet får en möjlighet att hantera dem.

Nyckelorden avseende undermarksförhållandena är helt enkelt att vi **vet och accepterar** att våra tolkningar innehåller **osäkerheter**, både avseende geometrier, till exempel bergnivå, och avseende designvärdena, exempelvis odränerad skjuvhållfasthet. Dessa osäkerheter har vi tidigare haft svårt att på ett säkert sätt kvantifiera. Nu finns den möjligheten.

2 PROJEKT OSÄKERHETSMODELLER

I FoI-projektet ”Osäkerhetsmodeller - för optimal resursanvändning i infrastrukturprojekt” har under 2019–2022 både metodik och verktyg utvecklats för att hantera och bli säkra på osäkerheterna, både avseende de geometriska förhållandena och avseende de geotekniskt relaterade designvärdena. Inspirationen till att utveckla ett verktyg för de geometriska osäkerheterna kom ursprungligen från Förbifart Stockholm (Wenander & Båtelsson, 2015) där en så kallad osäkerhetskarta över tolkad bergnivå togs fram, se figur 1. Den modellens träffsäkerhet validerades dock inte mot framschaktad och inmätt bergyta.

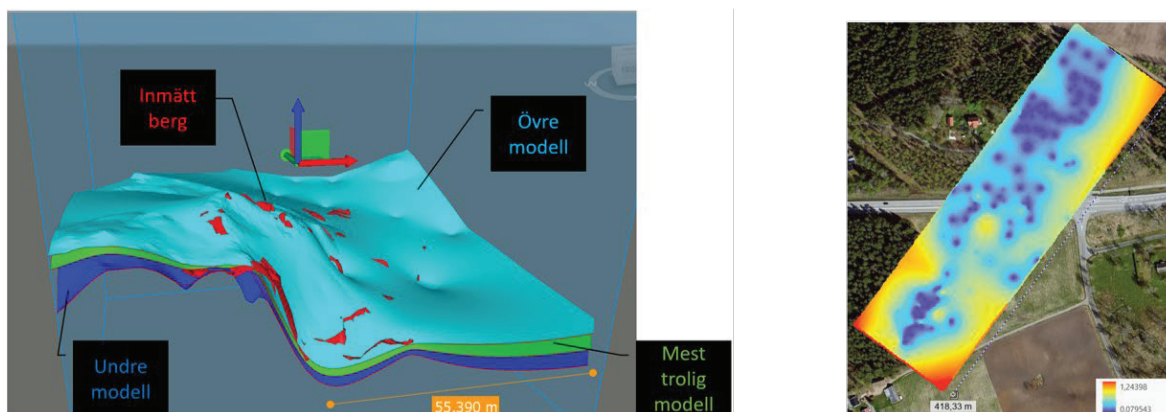


Figur 1. Osäkerhetskarta för tolkad bergnivå för del av Förbifart Stockholm, med största osäkerhet >10 m (Wenander & Båtelsson, 2015).

Den del av FoI-projektet som har utvecklat verktyg för att bli säker på osäkerheterna avseende designparametrarna är en direkt implementering av forskning om multivariat analys (MVA) som har utförts på KTH, avdelningen för jord- och bergmekanik (Müller R., 2013; Prästings, 2019) MVA-metodik ger möjlighet att optimera undersökningsprogram och metodval så att man med samma mängd undersökningar som traditionellt erhåller en objektiv bedömning av datamängden och får ett mer sant designvärde. I pilotprojekt har det varit möjligt att med trygghet höja designvärdena med upp till 20 procent. Denna del av FoI-projektet redovisas dock endast i begränsad omfattning i denna artikel.

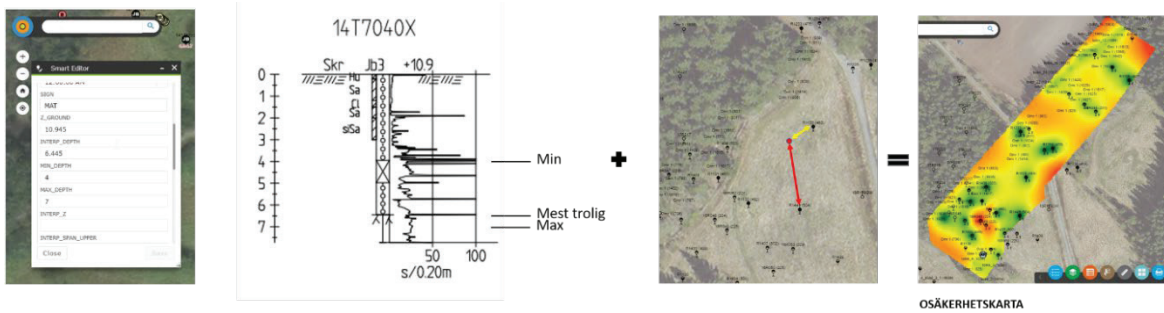
2.1 Geometriska osäkerhetsmodeller

FoI-projektet har fokuserat på att beräkna en 3D-modell för en bergöveryta med tillhörande osäkerhet i varje enskild punkt på modellens yta. Slutprodukten är en 3D-modell med den mest troliga bergmodellen med tillhörande osäkerhetskarta, samt en min- och en maxyta, se figur 2.



Figur 2. Beräknad bergmodell med tillhörande osäkerhetskarta, med osäkerheterna angivna som standardavvikelse (m). Bergmodellen är validerad mot inmätt bergyta (röd).

Den beräknade bergmodellen är framtagen med en modifierad variant av GempPy, ett verktyg för att ta fram tredimensionella geologiska modeller (www.gempy.org) och som vanligen används i mer storskaliga geologiska modelleringar inom prospektering (Wellman et al, 2010). Metoden bygger på Monte Carlo-simuleringar. Modellen utnyttjar den individuella osäkerheten i varje undersökningspunkt samt avstånd till närmaste undersökningspunkt. Ett exempel på en punkts individuella osäkerhet är att en bergnivå är olika lätt att tolka från en geoteknisk jordbergsondering (Jb). Genom att fältgeoteknikern, direkt efter utförd undersökning, lägger in tre bedömningar av bergnivån i databasen: 1) mest trolig, 2) ytligast rimlig och 3) djupast rimlig, får beräkningsmodellen möjlighet att ta hänsyn till osäkerheten i varje individuell punkt, se figur 3. Vidare kan handläggande geotekniker, som har tillgång till samtliga undersökningsresultat, ta stöd av samt revidera de individuella tolkningarna i det vidare arbetet med materialet.



Figur 3. Individuell bedömning av osäkerheten i varje undersökningspunkt samt avstånd till närmaste punkt utgör indata till beräkning av både bergmodell och tillhörande osäkerhetskarta.

I projektet har beräkningsmodellen validerats mot fem avtäckta och inmätta bergytor i tre pågående projekt, det vill säga de framräknade bergmodellerna har jämförts med facit. Projekten är Varbergstunneln (södra påslaget), Väg E20 Bälinge-Vårgårda (tre delsträckor) och HSE/Northvolt Batterifabrik Skellefteå, se figur 4.



Figur 4. Framtagen beräkningsalgoritm för bergmodell har validerats mot fem avtäckta och inmätta bergytor i tre olika infrastrukturprojekt: Case 1-3: Väg E20 Bälinge-Vårgårda, Case 4: Varberg järnvägstunnel, södra påslaget Case 5: HSE/Northvolt Batterifabrik Skellefteå.

2.2 Designvärdenas osäkerheter fastställda med MVA-metodik

För att få en mer objektiv bedömning av designvärden och samtidigt få kontroll över dess osäkerheter kan Multivariat Analys-metodik och sk Bayesian statistik utnyttjas. Det innebär att olika typer av mätvärdesinformation kombineras tillsammans med en första yrkesmässig gissning av mätvärdena och dess variationskoefficient, för att sedan leda fram till en samlad slutsats. Metodiken har utvecklats och förfinats för geotekniskt relaterade parametrar i doktorsavhandling av

bla (Prästings, 2019), till vilken den intresserade läsaren hänvisas för en djupare förståelse av metoden.

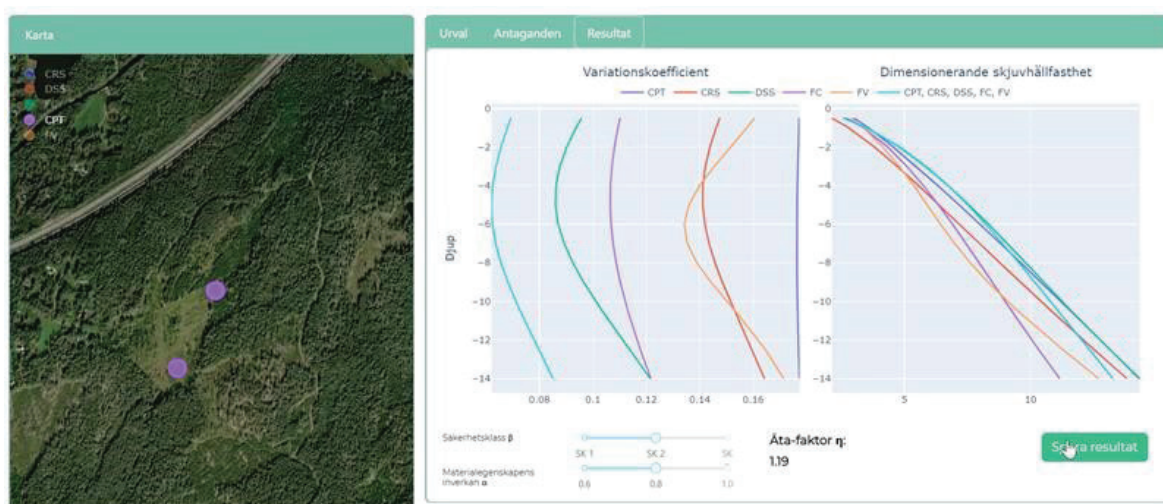
För att tillgängliggöra MVA-metodiken för en större del av branschens aktörer har i aktuellt FoI-projekt de ekvationer som utvecklades i ovan angivet doktorsarbete inarbetats i ett sk dashboard-verktyg, se figur 5.

Metoden går ut på att beräkna ett medelvärde för vald geoteknisk parameter (hädanefter den odränerade skjuvhållfastheten) genom att kombinera olika undersökningsmetoder, och vikta medelvärdet beroende på variationskoefficienten för respektive metod. Variationskoefficienten är ett procentuellt mått på hur mycket de olika värdena i en mätserie avviker från medelvärdet, standardavvikelsen normaliserat mot medelvärdet.

Orsakerna till fel i ett mätvärde är flera och därför bygger den totala variationskoefficienten på följande delar: mätfel, transformationsfel, naturlig variation och statistisk osäkerhet. I detta arbete antas värden på variationskoefficientsbidragen från mätfelet och transformationsfelet.

Fördelarna med att utnyttja metodiken multivariat analys (MVA) vid framtagning av designvärdena för geotekniska parametrar är flera. Några av dem är:

1. Att genom att bestämma samma parameter med flera metoder stöttar de olika metoderna varandra i analysen så att det slutliga designvärdet utgör en **objektiv bedömning av hela datamängden**.
2. Att man på ett säkert sätt får ett **mått på hur stora osäkerheterna för den aktuella parametern är**, oftast angiven som variationskoefficient (COV).
3. Den angivna osäkerheten (COV) är vetenskapligt underbyggd.



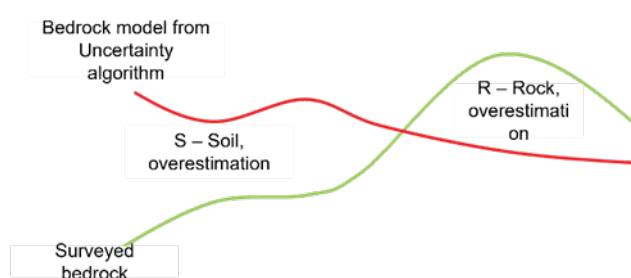
Figur 5. De framtagna geotekniska designvärdena utgör mha MVA-metodik en objektiv bedömning av hela datamängden. I det vänstra diagrammet ser man tydligt hur variationskoefficienten sjunker då data från flera metoder samverkar. I det högra diagrammet ser man tydligt hur det i sin tur medför

att det dimensionerande värdet på hållfastheten höjs markant. Exempel från projekt Ostlänken.

3 RESULTAT

För de fem lokalerna, se figur, 4 har bergmodell med tillhörande osäkerhetskarta beräknats enligt figur 2. De beräknade bergmodellerna har sedan jämförts med de inmätta bergytorna och skillnaden mellan dem, sk feldjup, har beräknats, se figur 6 (vänster). På delar av ytorna anger den beräknade modellen en högre nivå än den inmätta, och tvärtom, se figur 6 (höger).

Case	(S + R) (m)	S (m)	R (m)
1	0.4	0.1	0.3
2	0.5	0.1	0.4
3	0.8	0.7	0.1
4	0.5	0.4	0.1
5	0.9	0.5	0.4



Figur 6. Vid en jämförelse mellan de beräknade bergmodellerna och de inmätta verkliga bergnivåerna på de fem lokalerna (Case 1–5) är det maximala feldjupet mellan 0,5 och 0,9 m. Bättre träffsäkerhet än så är inte rimligt att förvänta sig med en traditionell omfattning på ett geotekniskt undersökningsprogram.

Beräkningsmodellens träffsäkerhet har alltså för samtliga fem lokaler visat sig vara cirka 0,5–1,0 meter. Bättre träffsäkerhet än så är inte rimligt att förvänta i det skandinaviska urberget och med ett traditionellt avstånd mellan undersökningspunkterna.

3.1 Särskilt intressanta resultat

3.1.1 Betydelsen av osäkerhet i enskilt borrhål

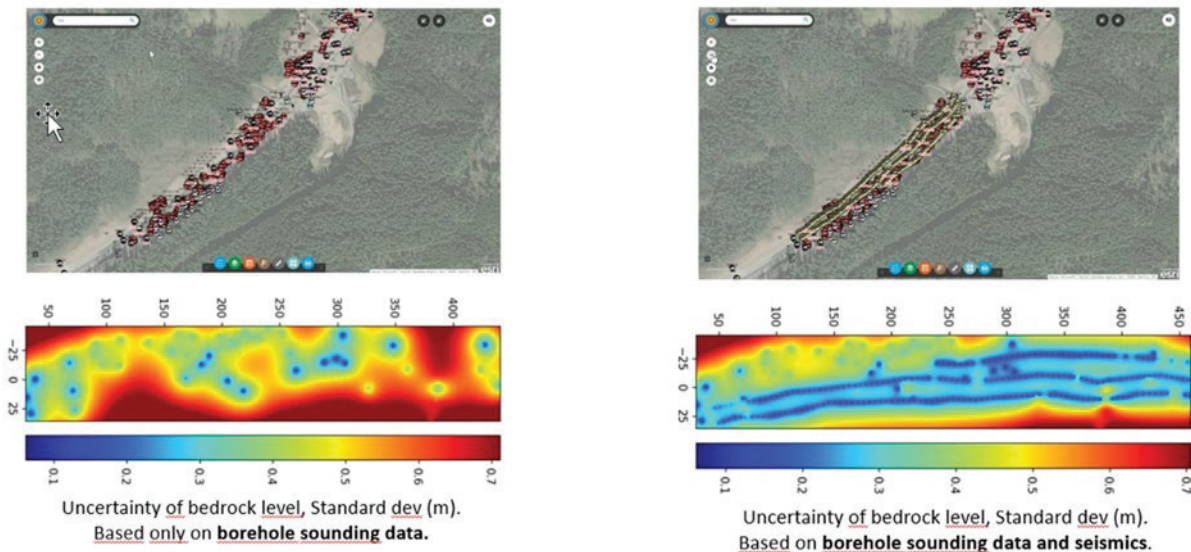
I branschen är det en allmänt vedertagen uppfattning att vi har god kunskap om de geotekniska förhållandena i de punkter som vi har undersökt. Figur 7 visar att det inte alltid är så. Om de individuella osäkerheterna i en sondering, i detta fall svårtolkade Jb-sonderingar, är stora blir den totala osäkerheten också stor trots att flera sonderingspunkter ligger inom ett litet område. De individuella osäkerheterna övertrumfar det korta avståndet mellan punkterna.



Figur 7. Det inringade området visar att trots ett förhållandevis stort antal sonderingspunkter är osäkerheten i bedömning av bergnivån stor (rött).

3.1.2 Geofysik sänker osäkerheterna markant

En av de parametrar som ingår i beräkningsalgoritmen är avståndet till närmaste undersökningspunkt. Figur 8 visar effekten då information från en metod som möjliggör tolkning av bergnivå kontinuerligt mellan borrhålen. Den tillförda informationen är tre seimiskprofiler från vilka bergnivån har tolkats. Den tolkade bergnivån har ansatts en generell osäkerhet på 20% av tolkat djup under markytan, vilket är en förhållandevis hög osäkerhet. Mätpunkternas täthet (hög densitet) gör emellertid att, i motsats till ovan, det korta avståndet mellan informationspunkterna övertrumfar den stora osäkerheterna i varje individuell mätpunkt.



Figur 8. Den högra figuren visar tydligt att då information mellan borrhål tillförs, i detta fall bergtolkning från tre seismiska profiler, minskar osäkerheterna avseende djup till berg signifikant inom en stor del av undersökningsområdet.

4 ANVÄNDNING AV OSÄKERHETSMODELLER

4.1 Riskfördelning

Med ovan redovisad och väl validerad metodik finns det nu möjlighet att från projekteringen leverera en digital geomodell i 3D, inklusive värden på designparametrar, där både lagergränser och geotekniskt relaterade designvärden har en vetenskapligt säker osäkerhet. Det öppnar upp för byggherrar att våga utnyttja en sådan geomodell för upphandling av entreprenör, där alla entreprenörerna alltså har precis samma förutsättningar vid framtagning av sitt anbud. När entreprenör har valts kan de tydliggjorda säkra osäkerheterna utnyttjas för att: 1) byggnadstekniskt hantera de olika riskerna; 2) på ett tydligt sätt hantera den ekonomiska riskfördelningen i projektet.

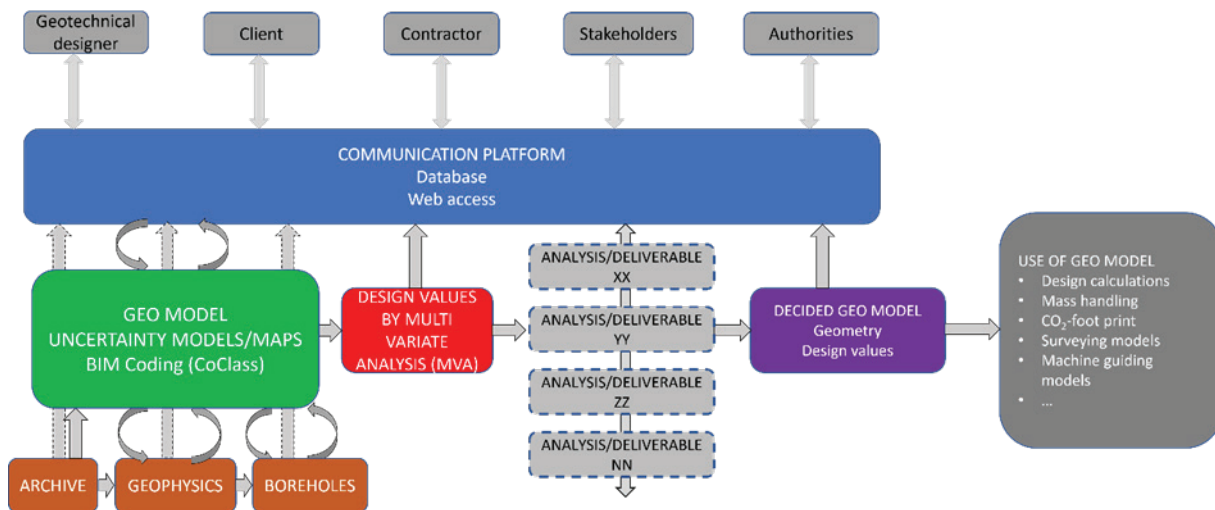
4.2 Förutsättningar

En förutsättning för att effektivt tillämpa ovan arbetssätt är att alla undersökningsdata finns samlade i god ordning i en och samma databas. I FoI-projektet hämtar båda verktygen ingångsdata från databasen i det så kallade GeoBIM-konceptet (www.geobim.se). I GeoBIM-databasen kan alla typer av undersökningsdata från alla undermarksdiscipliner samlas i ett gemensamt dataformat, vilket möjliggör att på ett unikt sätt enkelt utföra alla typer av samtolkningar och analyser. En gemensam och lättillgänglig databas som gör att alla aktörer har tillgång till samma kontinuerligt uppdaterade information avseende undersökningsdata och tillhörande tolkningar är också en fundamental förutsättning för god kommunikation i ett undermarksprojekt.

5 FÖRSLAG TILL NY GEOTEKNISK PROCESS

Den väl validerade algoritmen för framtagning av bergmodell med tillhörande osäkerhetskarter tillsammans med det utvecklade verktyget för tillgängliggörande av MVA-metodik för bestämning av värden på designparametrar ger användaren kontroll på de ständigt närvarande osäkerheterna. På så sätt skapas en trygghet på många plan, inte minst i projektorganisationen, en sann känsla av att ha koll på läget. Därför bör dessa verktyg för att hantera osäkerheterna inom aktuella undermarksdiscipliner utgöra kärnan i en uppdaterad geoprocess enligt nedan. Se även figur 9.

- Samla all information i en **databas** redan i mycket tidigt skede
- **Tillgängliggör all information** till alla behöriga aktörer via ett webgränssnitt
- Basera metodval och placering av undersökningar på **osäkerhetskarter**
- **Inled** alla fältundersökningar **med geofysiska metoder** innan borrhavn skickas ut
- Jobba med ett **iterativt** undersökningsförfarande
- Utnyttja **multivariat analys**-metodik för bestämning av dimensionerande värden på designparametrar
- **Delge entreprenör** framtagna **geomodeller** i förfrågningsunderlaget



Figur 9. Förslag på en uppdaterad geoprocess, baserad på osäkerhetsmodeller och med en öppenhet avseende tillgängliggörande av data och modeller mellan alla aktörer i alla skeden som ledstjärna.

TACK TILL

FoI-projektet ”Osäkerhetsmodeller - för optimal resursanvändning i infrastrukturprojekt” har möjliggjorts genom finansiering av Sven Tyréns Stiftelse, BIG (TRV 2018/11 941), BeFo (407) och SBUF (13 493).

Projektets slutrapport, Rapport 232, finns att ladda ner på BeFos hemsida, https://www.befoonline.org/publikationer/r-232__5204.

Referenser

Müller R., 2013, Embankments founded on sulphide clay : - some aspects related to ground improvement by vertical drains, Doktorsavhandling, KTH

Prästings A., 2019, Managing uncertainties in geotechnical parameters: From the perspective of Eurocode 7, Doktorsavhandling, KTH

Wellmann, J. F., Horowitz, F. G., Schill, E. and Regenauer-Lieb, K. (2010). Towards incorporating uncertainty of structural data in 3D geological inversion, *Tectonophysics*. Elsevier B.V., 490(3–4), pp. 141–151.

Wenander K., Båtelsson O., 2015, Modeller kan också vara osäkra, Grundläggningdagen

JET GROUTING – USING IT ON THE LIMITS AND MINIMIZING OF RESOURCES

Robert Thurner^A, Rasmus L. Tebäck^A, Tünde Lőrinczi^A

^A Keller Grundläggning AB

SAMMANFATTNING

Med detta bidrag vill vi visa olika koncept och tillämpningar av jetinjektering som utförts i Sverige och Skandinavien förutom den vanligt förekommande tätningen av spontfot.

Antaganden för den konstruktiva utformningen samt vissa detaljer från utförandet kommer presenteras med tonvikt på de parametrar som är av vikt i de olika skedena såsom hållfasthet, borrhavvikelse, diameterkontroll och andra kvalitetskontroller. Betoning läggs också på vikten av att ha en helhetssyn från utformning till utförande, inklusive en relevant och meningsfull kontrollplan, alltihopa baserat på ett robust koncept och utförande av ett erfaret arbetslag.

SUMMARY

Various concepts and applications of Jet Grouting will be presented in this report to provide alternatives to the standard sealing of sheet pile as seen throughout Sweden and Scandinavia. Typical design assumptions and examples of execution will be presented to highlight the critical parameters at each stage of construction including, strength, deviations, diameter control, and other quality control measures. The report will emphasize the importance of a comprehensive approach from conceptual design to execution, which includes a focus on proper quality control and the need for experienced teams to execute this type of work.

1 INTRODUCTION

The standard application of Jet grouting in Scandinavia is to seal the gap between the toe of the sheet pile with the rock surface. This is largely driven by the unique soil conditions in the area which consists of weak clay, underlain by hard rock and a friction layer between.

The Jet grouting (JG) technique has continuously improved over the last 40+ years, and can be applied to a multitude of applications outside of sealing works like ground water control, excavation support, underpinning, internal bracing for excavation pits etc. Further information and recommendations for the design and quality control of JG can be found in the Ground improvement book in chapter 6 from George Burke

& Hiroshi Yoshida (2012) or Thurner et al (2020). The common factors which influence the JG technique are:

- Soil conditions (clay, friction soil, density, ...)
- Anticipated application (sealing, underpinning, load transfer, ...)
- Adjacent structures (service lines, existing foundations, ...)
- Site specific requirements (sensitive environment, limited space, ...)
- Technical limitations (considering deviations, practical limits with equipment, ...)
- Time frame for planning and execution
- Safe execution (proper working platform in all phases, limiting excess pore water pressures, ...)
- Access limitations (ie: headroom)

Those topics need to be considered to determine the proper application of JG to a project. In general, JG can be applied in almost all soil conditions (see Figure1).

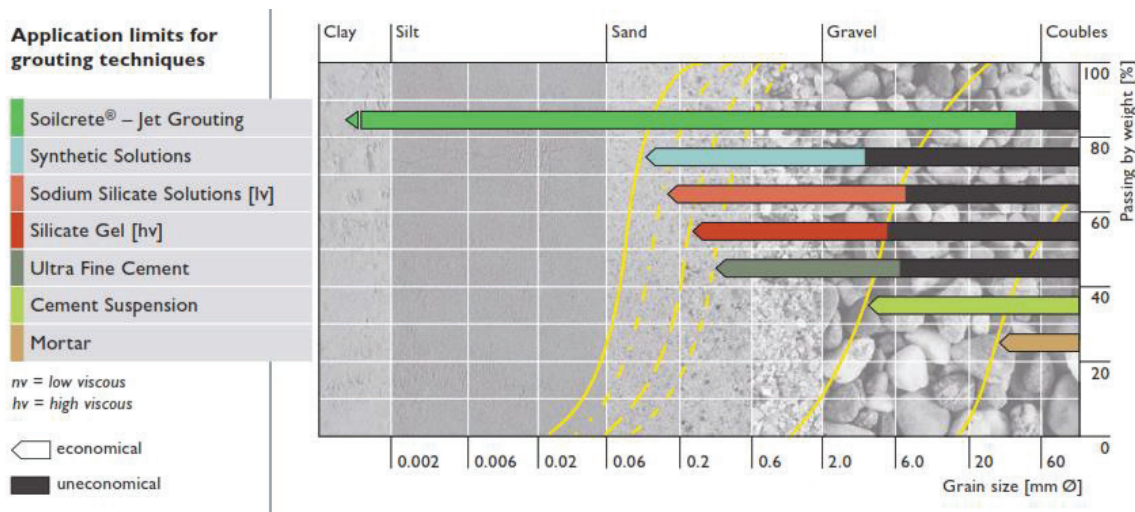


Figure 1. Application limits for grouting techniques

In order to reach the desired end result the technical standards (ie: EN 12716) should be implemented, along with individuals experienced in designing and executing JG. This includes designers, project managers, site supervisors and the operators responsible for the high pressure pump and the drill rig. The operators are often neglected as a crucial part of the application of JG, but they are important to ensure a successful execution of the work to ensure it meets its intended use. Common problems in JG execution, such as ground heave, can be very often traced back to inexperienced crews and management.

In addition to execution of JG, the focus has to be on minimizing the environmental impact of the works. The treatment of the backflow by minimizing the quantities which needs to be transported to the deposit area or the use of processing systems, such as a Filter Press, should be standard to provide a positive change of the CO₂-balance of the JG works.

In the following chapters different applications will be shown where experienced personnel were critical in delivering a successful project to the client.

2 UNDERPINNING WORKS AND SIMILAR

2.1 Follobanen –Area Oslo S

Follobanen – Area Oslo S is an impressive transformation of the existing railway in the city of Oslo, Norway, which will provide an improved rail system as entrance to the main train station and a new park of the citizens of Oslo. Keller was responsible for executing the main geotechnical works in clay and quick clay. The following plan view in Fig 2. shows the boundaries of the project.

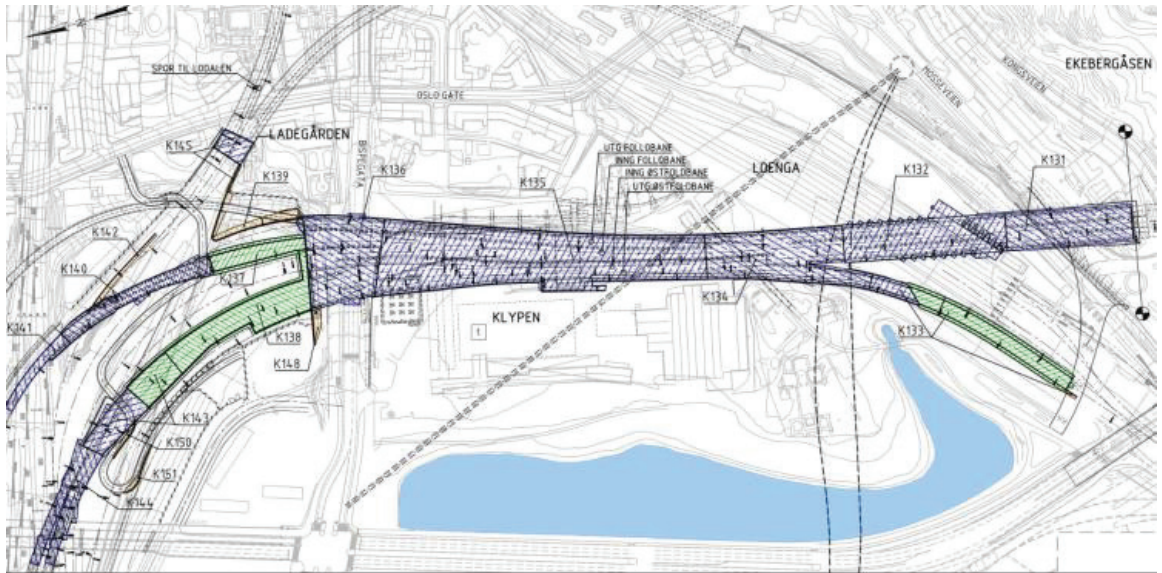


Figure 2. Oslo S Project Map (Condotte, UOS-10-A-51027, 2016)

The ground conditions in the project area consist mainly of a continuous top layer with fill masses and debris (gravel, sand, silt or silty soils), followed by layers of highly sensitive clay with low remolded shear strength (partially quick clay) and silt with varying thickness, covering the bed-rock. A moraine layer was locally present between the clay and the bed rock.

In the Follo Line project, Dry Deep Soil Mixing (DDSM) was used for internal bracing of the excavation as it progresses to the final excavation depth. Double and triple ribs of 800 mm columns were designed (see Figure 3). The drilling length for standard applications is limited to 25 m which was sufficient for this project. If stabilization was required at depths greater than 25m, DDSM was replaced by JG. To limit deformations between the sheet piles and DDSM ribs, the connection between the sheet piles and the DDSM was performed with JG. In addition, in areas where DDSM could not be installed due to obstacles, JG columns were used as replacement.

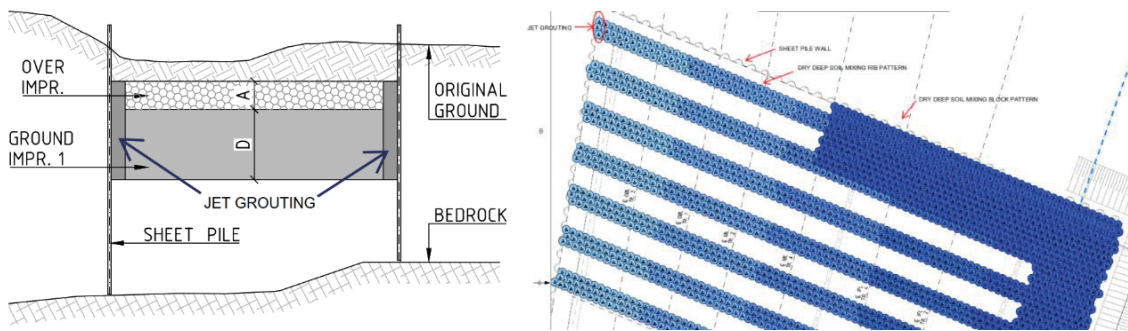


Figure 3. Joint Sealing for strutting slab by using Dry Deep Soil Mixing (LCC) and Jet Grouting

Using the well-known DDSM technique in combination with the jet grouting process allowed for a quick and flexible response to variations in ground conditions across the site, ensuring sufficient stabilization of the quick clays. In order to verify the result of the ground improvement a large number of vibrating wire sensors were applied in the surrounding of the excavation pit, measuring the pore pressure, deviations on the sheet pile walls as well as settlements. The successful application of jet grouting in the Norwegian clay shows that the technique has a much wider application range than previously used in the region, as well as allowing for positive economic impact to a project.

A more detailed description of this project including the combined application of Dry Deep Soil Mixing and JG can be found in Gächter D. (2020).

2.2 Kvarnberget – Diaphragm wall underpinning

E03 Kvarnberget, a part of the West link project, is a major excavation project between Göteborg Central Station and the upcoming Haga Station. In the southernmost part of the E03-project, the chosen solution for the retaining structure was a diaphragm wall combined with a stabilized passive zone using DDSM. The diaphragm wall cutter was unable to penetrate the friction layer overlaying rock, mainly due to a significant cobble and boulder content, thus it was a requirement to stabilize the soil beneath the panels where the rock dowels would be installed. The only feasible solution to stabilize the soil was JG. A section view of the D-wall panels where JG and rock dowels were required is shown in Figure 4.

The first part of Keller's works consisted of "repair panels". These points, four per panel, were drilled outside the panel. The repair panels were required due to installation problems with the panels and previously, from a third party, executed columns. The columns were placed outside the panels for two main reasons: in order to avoid any potential shadowing from previously executed and hardened JG columns

and the fact that most of these panels already had rock dowels installed which made further drilling in the steel pipes impossible (see Figure 4).

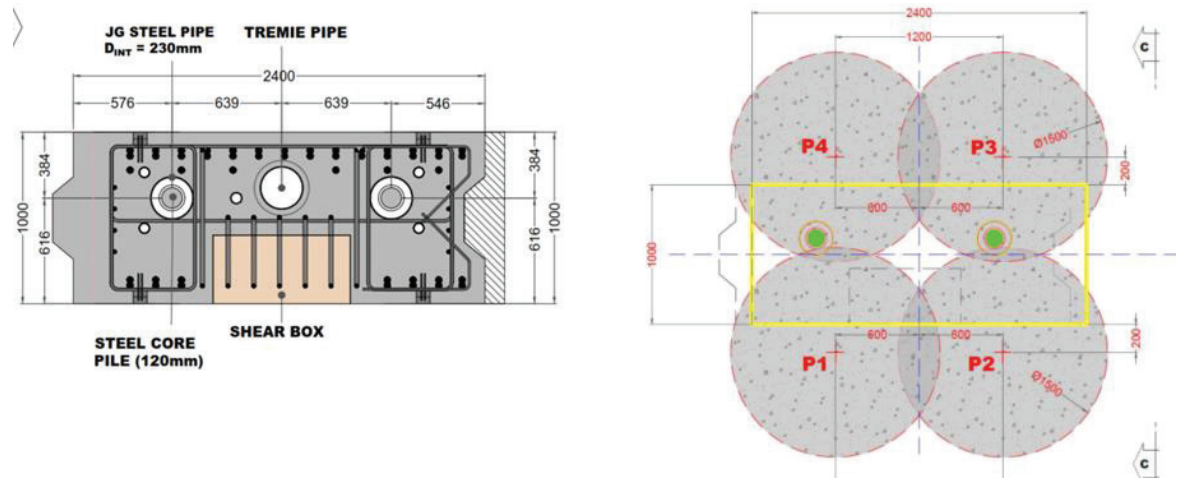


Figure 4. Left: typical section. Right: repair panel.

The design stipulated a minimum unconfined compressive strength of 10 MPa. In order to achieve this Keller executed pre-cutting.

The verification of the column positions after drilling was done using inclinometer measurements (visualized 3D in AutoCAD), see figure 5.

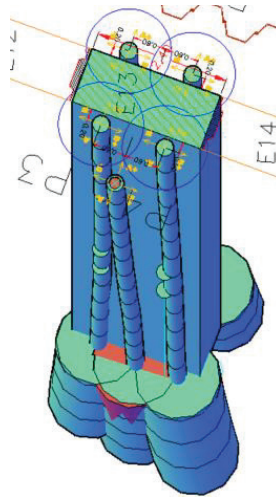


Figure 5. 3D visualization of JG works, including additional column in red.

The design requirements were verified by Keller using core drilling and UCS-tests.

2.3 Tampere - Arena

At the Nokia Arena project in Tampere, Finland, JG was used to underpin two existing buildings. The project presented a few challenges due to the missing information regarding vital geotechnical parameters for the design (friction angle, cohesion, and weight of the soil, groundwater level) and essential structural data, see also Figure 6.

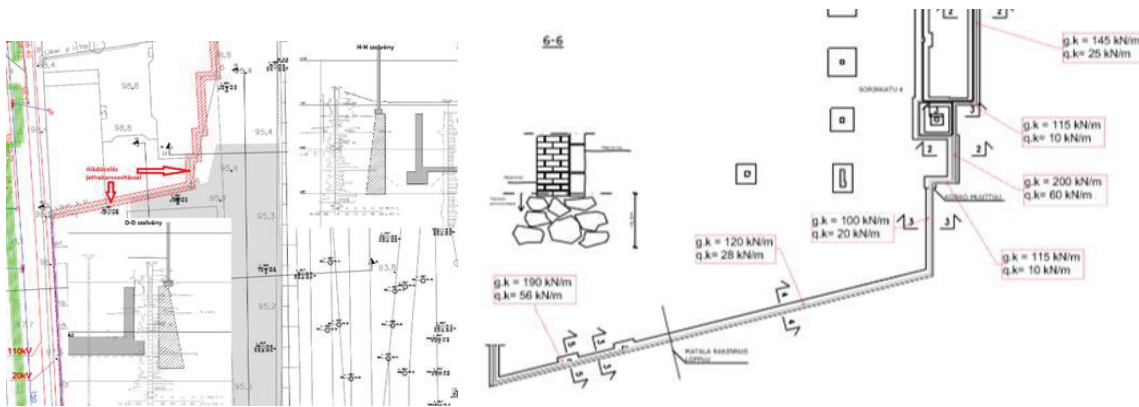


Figure 6. Top and section view of existing structures, which needed to be underpinned with JG columns

Taking into account the complexity of the underpinning works and the great depth of the excavation pit, Keller had to supplement the design package (see a typical section in Figure 7) with a field investigation and inspection pits next to the foundation of the buildings together with measurements and creating architectural plans for the affected buildings. This resulted in a design consisting of columns with up to 11 meters of underpinning length, a 2 meter column diameter (see Figure 8 & 9), 1.6 meter spacing and two to three rows of ground anchors.

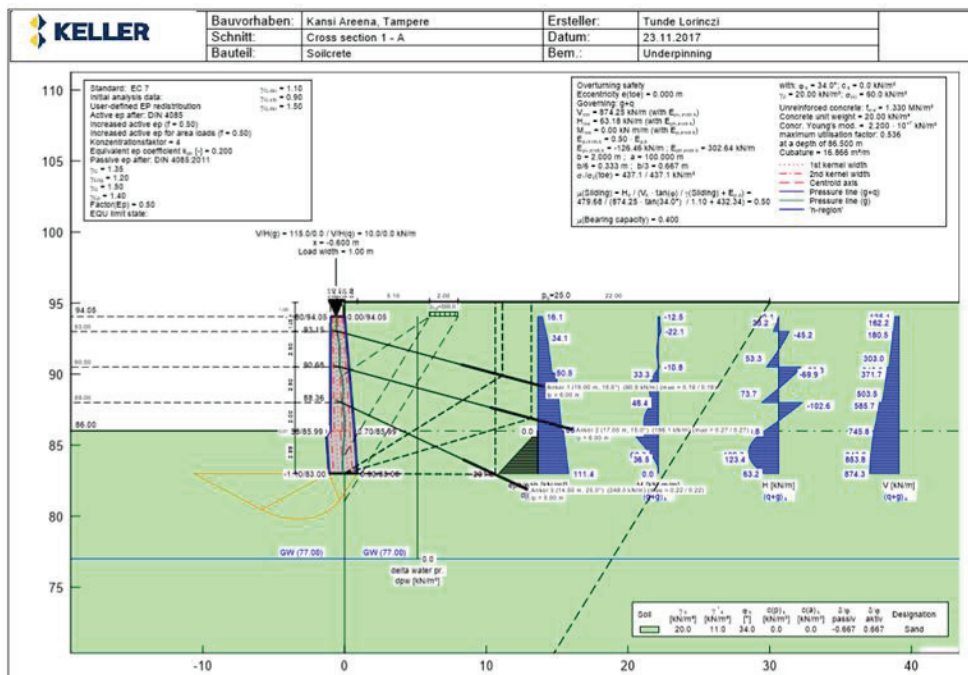


Figure 7. Static sketch of JG

Before execution, the grouting parameters were verified and adjusted with the Keller ACI system (for a detailed info regarding the ACI system please chapter 4.1.3).



Figure 8 & 9. ACI testing (on the left), physical result of the Keller ACI test (on the right)

During execution, Keller provided continuous monitoring of the buildings and surrounding structures.

A vital part of each underpinning work is the verification of the uniaxial compressive strength of the JG column, in order to ensure that the structural loads are transferred to an element with the sufficient bearing capacity (Figure 10).



Tilajan ilmoittamat tiedot:											
Koe- kappaleen tunnus	Valmistus- päivä	Lujus- luokka	Koetus pvm	ikä d	K MN/m ²	Tiheys kg/m ³	Koe-kappaleiden mitat, mm			Paino g	Mitat pituus, mm
							d	a x b	h		
							Asteikko	Voima kN			
KFS S2-R1-2			23.2.18		34.9	2360	124	249	401.2	7094	
KFS S4-R1-2			"		23.5	2230	124	249	270.8	6710	
KFS S1-R1-1			"		61.7	2310	124	250	210	6980	

Figure 10. Core sample from JG body and laboratory UCS tests

Keller successfully finished 1.200 m² of stable JG underpinning work with no deformation and no movements (see Figure 11).



Figure 11. The underpinned building at final excavation level

3 SEALING SLAB FOR RETAINING STRUCTURE

3.1 Introduction

Another application for JG is the construction of a technical tightening element between sheet piles below the excavation level to reduce water inflow and therefore keep the ground water level outside the excavation on the original level. This sealing (sealing means here significant reduction in the permeability of the treated soil) element is normally a slab, which can be a deep seated one or directly below the deepest excavation level (sometimes combined with uplift-piles); depending on the optimized uplift-design. In addition to the sealing it can function as strutting element and therefore minimize deformations and optimize the required cross section of the excavation wall itself.

3.2 Sollentuna

Sollentuna municipality decided to change storm- and wastewater pipes through Malmparken before they re-modelled the park. The project was divided into different areas/sections consisting of the main work canalization, a large deep excavation pit for a sand trap and two deep excavations for connecting wells. Typical soil conditions were fill in the top layers; below ca. 1.5 m a small dry crust was found underlain by a 2 – 4 m thick layer of very weak clay. At a depth of approx. 4 – 6 m a sandy friction soil in quite loose conditions was found. The rock level was varying at a range of 15 m depth.

Keller provided design and execution of a retaining structure (Standard sheet piles with functioning as JG-sealing-slab and -strut) to enable safe excavation and seal the pit from groundwater inflow. In Figure 12 & 13 you can see the execution of the JG slab from an intermediate level on the left site and on the right site the excavation is seen incl. pipe laying and the strutting of the sheet piles.



Figure 12 & 13. Impressions during execution of JG and excavation

4 SEALING OF SHAFTS / CUT OFF WALLS

4.1 Sealing of a pumping-shaft

4.1.1 Short description of the purpose of works

The purpose of this project was to seal an existing shaft at a depth of 16m, which had been damaged during the horizontal drilling process, causing the well to be filled with clay and some deformations. The inflow of clay was prevented by pouring under water concrete in the well (see Figure 14). In order to excavate the materials (concrete and clay) and clean the well, the connection between the 710 PE pipes and the well had to be sealed from outside with JG as much as possible.

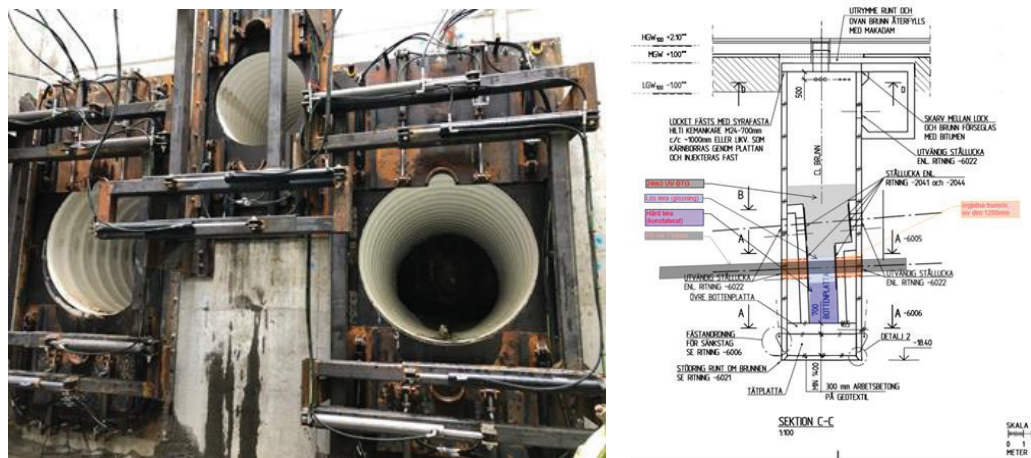


Figure 14. Hatch structure of the well and a section view of the well with the underwater concrete

4.1.2 Soil conditions

The soil conditions around the shaft was consisting of very soft clay with a high water content, typical for the city of Gothenburg.

4.1.3 Particular requirements and challenges for the project

Due to the uncertainties regarding the position in situ of the existing PE pipes, the execution process as well as the preparation process required a lot of investigation and preparation works, such as:

- a. Testing of material strength of the PE 710 pipe against JG procedures

In order to simulate in situ conditions and the resistance of the pipe against the JG-process, Keller submerged a sample piece of the 710mm PE pipe and executed JG columns next to it. As seen in a detailed investigation and simplified shown in Figure 15, the excavated pipe did not show any negative impact from the JG process.



Figure 15. Partially excavated sample pipe

- b. Detailed preparation to measure the existing conditions
- c. During the preparation phase detailed analyses of execution protocols for the works executed in advance incl. additional measurements, investigation drillings and 3D-modelling incl. considering uncertainties were done. Diameter control tests and adjustment of JG - parameters

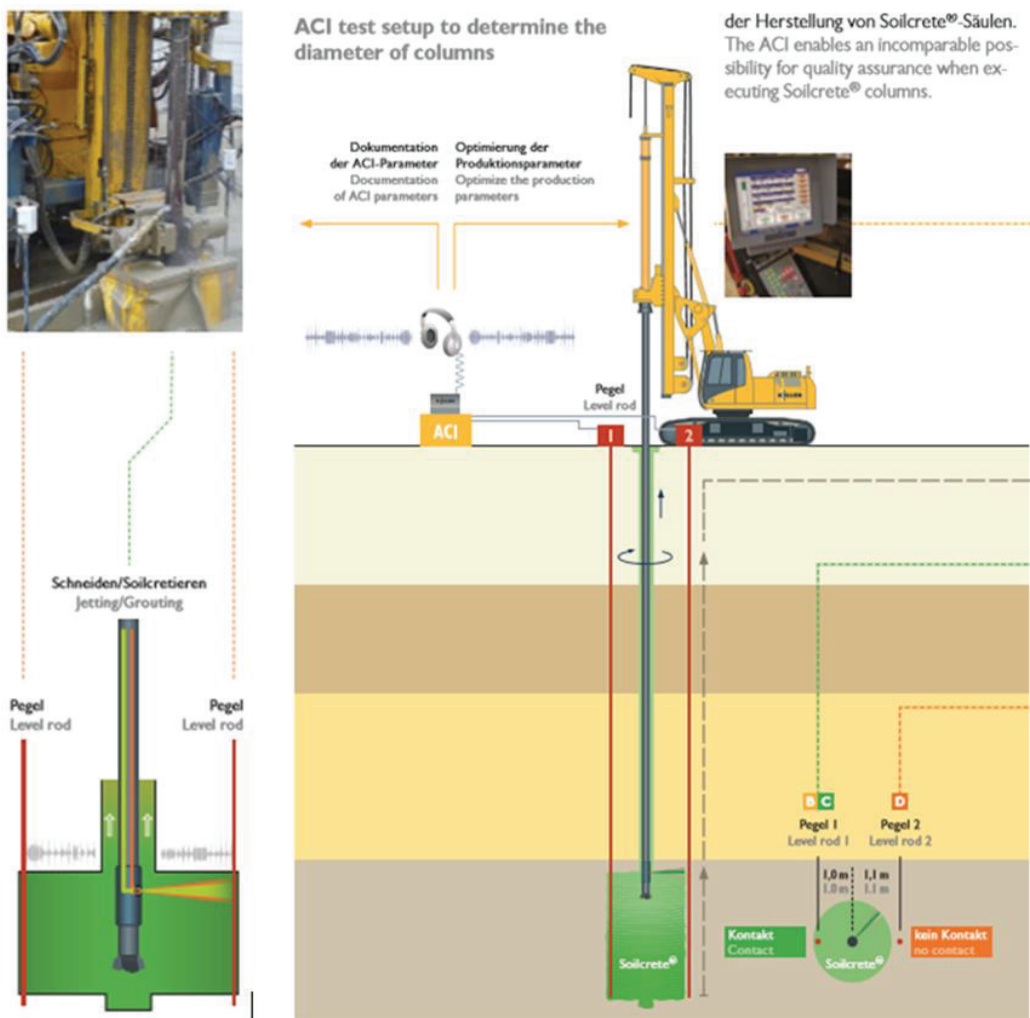


Figure 13. Principle of Keller's ACI (Acoustic Column Inspector) method

4.1.4 Execution of JG columns and continuous monitoring (live inclinometer measurements and 3D-modeling)

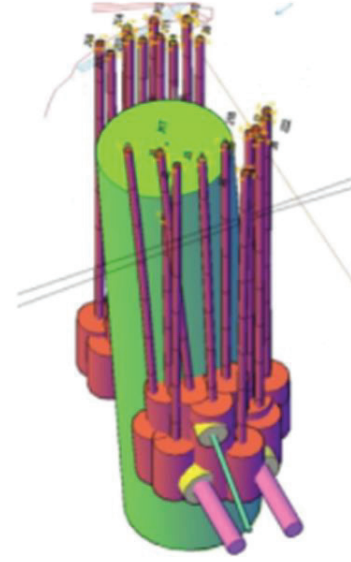
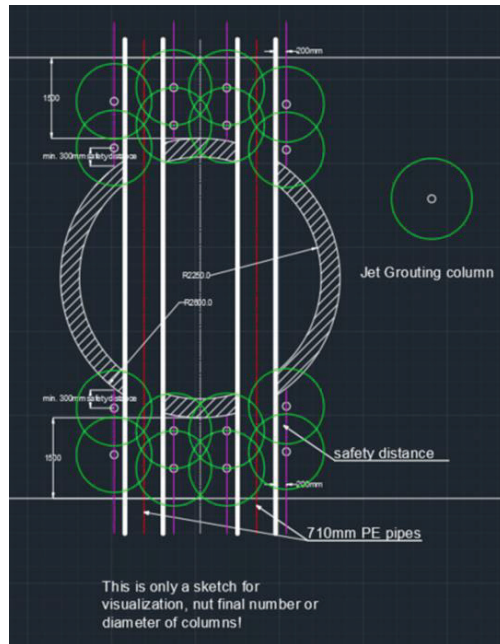


Figure 14. Initial and final design of the JG sealing plug

4.2 Centralen

E02 Centralen is one of five major contracts in the West link Project. Keller was contracted to execute JG works on each side of Gullberget, beneath Skansen Lejonet (see Figure 18) in Gothenburg. The purpose of the JG was water ingress control and included cut-off walls inside an excavation pit.



Figure 18. View from Gullberget showing Keller's mobilization and working area.

In order to guarantee the desired sealing effect of the cut-off wall it was designed with two overlapping rows with a column design diameter of 1.4 m. Since normal drilling deviation could displace the columns enough to where the cut-off wall would not seal the area, Keller used inclinometer measurements which were then visualized in 3D using KCI (Keller Column Inspector, see Figure 19).

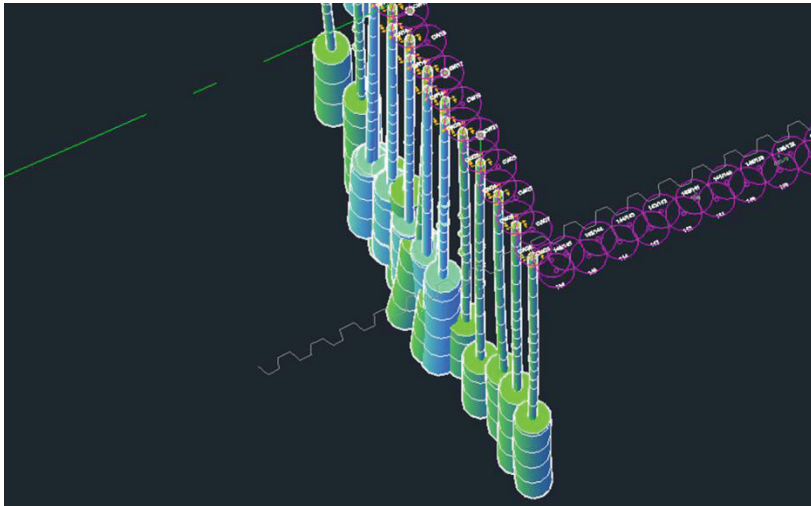


Figure 19. KCI-drawing of the cut-off wall.

The works were executed in close proximity to the railway tracks going in and out of Göteborg Central Station, on occasion within 5 m of live wires and tracks. This called for stringent safety measures and constant supervision by someone who could inform Trafikverket (Trafikledningscentralen) on short notice, if needed. Keller's client, the main contractor, was working under particular track-times (tågstopp) and in order to accommodate this Keller arranged for a second shift finish the work ahead of schedule (see Figure 20).

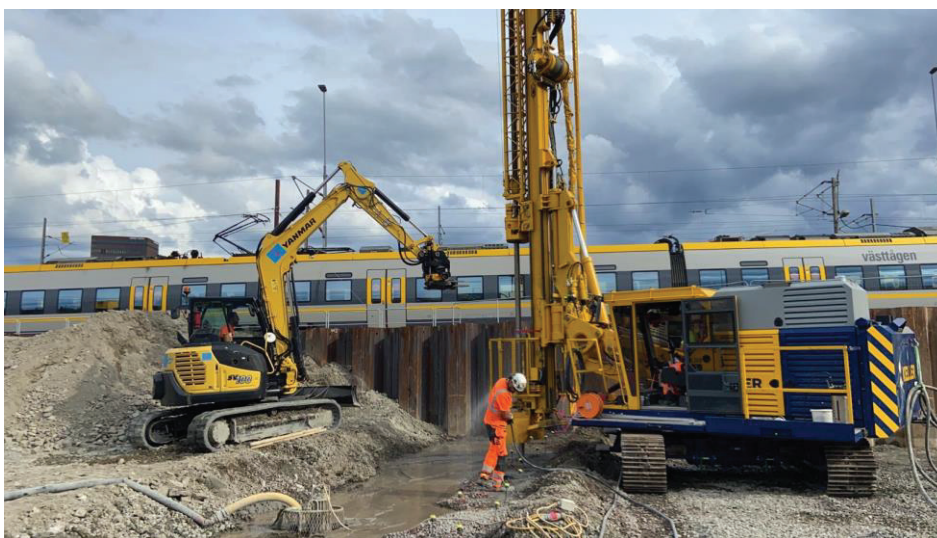


Figure 20. JG of the cut-off wall in progress.

In order to optimize the execution parameters for the JG, Keller employed the ACI-system to verify that the desired diameter was achieved while also minimizing the environmental impact and time required to finish the works. The environmental impact was further reduced by utilizing a water treatment plant. This allowed Keller to re-use the drilling water for drilling and batching the grout slurry. The backflow management was done using a three pool system.

5 PRE TREATMENT FOR TRENCHLESS TECHNIQUES / MICROTUNNELING

5.1 Grantorp

The project Grantorp 5.3 was a part of a larger project with the purpose of installing new sewage lines in Huddinge, Stockholm. In Grantorp 5.3 the design called for the usage of a micro-TBM (diameter 1 m), while also requiring drilling through both bedrock and soil. Since drilling through loose soil is not feasible with a rock-micro-TBM, soil stabilization was required. The solution selected was JG to create a block of stabilized material with the dimensions 2x2 m.

The soil in the area consisted of both glacial till and old fill with mainly large grain material (cobble, gravel, boulders) which would cause issues for the design phase due to the potential for shadowing during execution. To solve this, Keller assisted the designer with their experience and a solution with three staggered columns was developed, see Figure 21. The UCS for the JG was determined to be approximately 10 MPa.

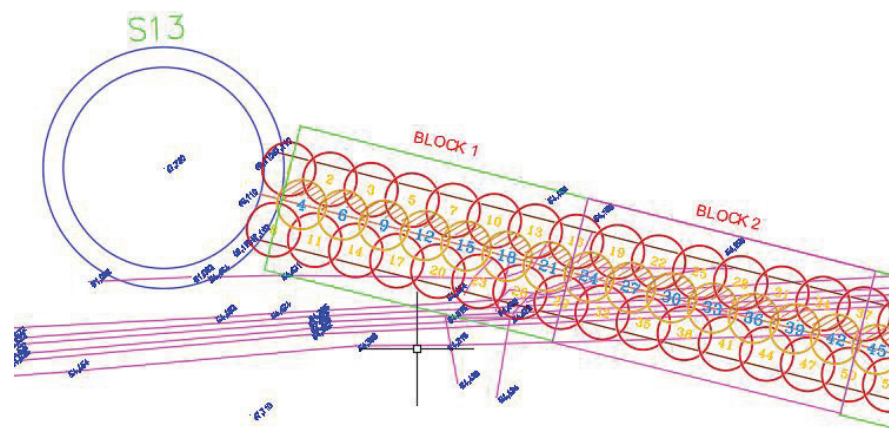


Fig 21. Plan view showing staggered column solution.

The drilling depth was only 5 – 7 m, but with the soil conditions expected and experienced, Keller decided to measure all columns in the beginning of the project. When the measurements were determined to be consistent, both in magnitude and direction, the measurement program could be reduced.

6 GRAVITY WALL

A further non-typical application is the construction of an excavation support using JG columns as a gravity and sealing wall as described below.

6.1 Jet Grouting Gravity Wall at ST-209

Due to the complex combination of local conditions, geometry, and soil conditions for the entrance portal of service tunnel ST-209, a JG body was needed to be constructed which could serve the purpose of a stable gravity wall against the weak clay. In addition, the JG wall was also required to provide water ingress control to limit the sealing grouting works during excavation. The design consisted of executing 178 pcs. of JG columns with an average length of 6 m. Figure 22 shows an overview of the inclined working platform during execution and the general plan view with up to 4 rows of JG (depending on the depth of excavation).

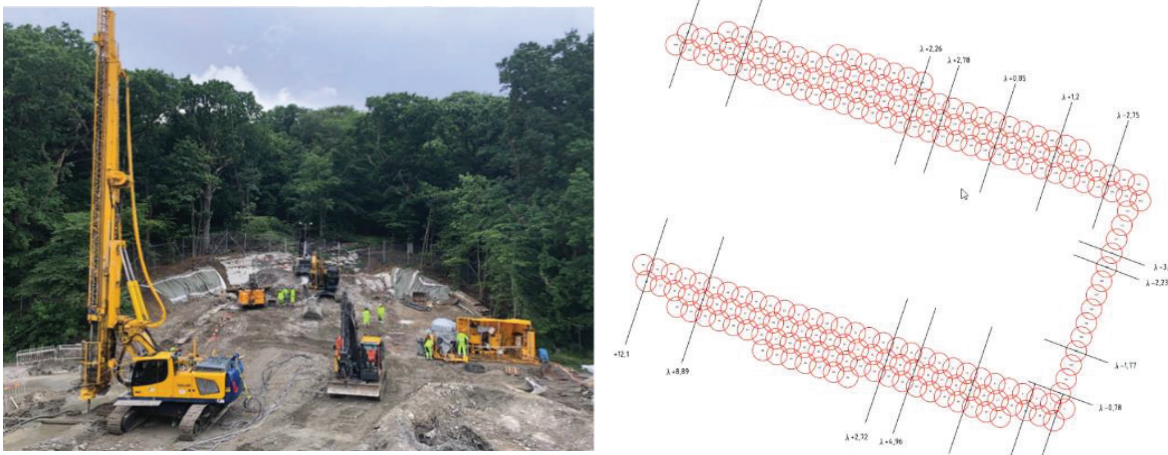


Figure 22. Jet grout execution at site ST209 and column layout

This project was challenging in several aspects of execution as it required achieving a 7 MPa strength of JG columns in clay conditions, which is a rare and difficult requirement in Scandinavia. This was achieved by executing JG works using pre-cutting technique. In addition, the columns needed to be produced with a 5 degree inclination while working on an existing slope throughout the construction site, which was achieved by having a 3-step measurement and triangulation approach in collaboration with an external GPS surveyor.

One important factor, often not given due importance, is counting on the feedback (or feeling) from the operators executing the works. In this case, the drill logs detailed high inconsistencies in the rock level which at the time seemed erroneous. However, those findings were confirmed later on during excavation. Figure 23 below shows the ‘hill and valley’ nature of rock levels without any artificial profiling.



Figure 23. Post excavation rock variation outlook

6.2 Backflow management

One of the biggest challenges during JG execution is treatment and disposal of the wet spoil mass generated. In order to minimize the quantity of wet spoil to be deposited, a targeted dewatering of the return flow by means of a chamber filter press has been used successfully at several projects. The return backflow from the drilling and grouting process is primarily treated by a screening system by means of filter presses. The resulting water is fed back into the drilling and jetting process and the relatively solid filter cake can be transported to the landfill by truck. With this sustainable concept, the wet spoil masses to be deposited can be reduced by up to 40%, depending on parameters and soil conditions. In Fig 24 the typical setup of a backflow treatment unit using a filter press is shown and the respective flow chart.

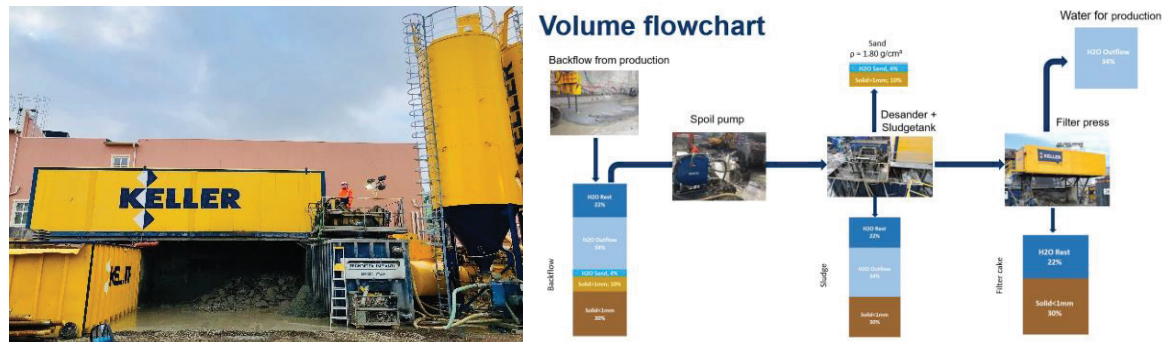


Figure 24. Backflow treatment using a filter press

Alternatively, centrifuges in different configurations were also tested, which are shown to be useable in cohesionless soil conditions, but are not able to process and recycle at quantities comparable to filter presses.

7 CONCLUSIONS AND OUTLOOK

From each project presented it is clear the JG technology has a wide range of applications and is flexible in its use to be combined with other ground improvement or geotechnical techniques. Modern design methodology and a high level of quality

control, JG provides unique solutions to often difficult geotechnical conditions. Therefore it is of significant importance to combine a proper design concept with modern design techniques and high standards for QA/QC during execution by having experienced people involved on each phase of the project. Even though the working platform has not been mentioned particularly, it's an important topic to be considered from design till final execution incl. maintenance. Further steps are to be done, in particular from the clients side to emphasize the value of minimizing the CO₂-footprint by ie: incorporating several of the shown possibilities into the selection criteria when awarding projects.

In parallel with the execution of non-standard projects, several areas of improvement are in the focus. The ACI-system provides a first step in ensuring a reliable diameter-control-system. By combining the optimization of the JG parameter to minimize the required energy to achieve the required characteristics of the column (mainly diameter and UCS) and applying an effective backflow treatment a significant reduction in the environmental impact can be reached.

Acknowledgement and Outlook:

Keller would like to thank all clients, consultants and main contractors in the mentioned projects for their cooperation and professional team work.

The development of Halocrete (see Freitag & Reichenauer 2019) is another area of focus. This particular application of JG use chemical additives to neutralize special pollutions in the underground, so focused on remediation measures. Furthermore, as in many other areas of the construction industry, the possible use of alternative binders and the minimization of the material to be deposited is of importance.

8 REFERENCES

EN 12716:2018, Execution of special geotechnical work. Jet Grouting.

Follobanen: Jet Grouting works done under time pressure; Gächter Dominik; Deep Mixing 2020 — Best Practice and Legacy being held 2021, in Gdańsk, Poland.

HALOCRETE® - first experience in use; Freitag P. & Reichenauer T.; 12. Österreichische Geotechniktagung 2019, Wien, Austria.

Thurner, Robert, Clemens Kummerer, and Roman Marte. "Baugrundverbesserung." Beton Kalender 2020: Wasserbau Konstruktion und Bemessung 109 (2020): 725-829.

Ground Improvement; Chapter 6; George Burke & Hiroshi Yoshida; 3rd Edition, by Klaus Kirsch (Editor), Alan Bell (Editor); 2012.

SIMPLIFIED DESIGN MODEL FOR PILED EMBANKMENTS

Viviana Mangraviti^A, *Jelke Dijkstra*^A

^A *Chalmers University of Technology*

SAMMANFATTNING

Summary in Swedish (see **SUMMARY**)

SUMMARY

Traditionally, piled embankments are designed either using guidelines based on simplified limit-equilibrium theories or using advanced Finite Element Analyses (FEA). Both methods have limitations, the first due to their simplicity leading to inaccurate predictions. Whereas, the second FE-based methods are overly complex (time-consuming to set up and to run), hence restricting industry adaptation. The recent research findings presented herein will offer an alternative displacement-based method to estimate the mean and differential settlements at the top of the embankment. Salient details, such as the interaction between embankment, piles and the soft soil below are captured with high fidelity. The efficiency and performance of the new method will be benchmarked against a fully detailed coupled Finite Element Analysis. The results demonstrate the great potential of the new method for engineering practice. Finally, the suitability of the method for Swedish soft soils will be discussed.

1 INTRODUCTION

Piled embankments are commonly employed as settlements reducers and are very challenging geotechnical systems composed of different materials, *i.e.* embankment material, prefabricated concrete piles, foundation soil and, often, basal reinforcements (geosynthetics), characterised by different mechanical properties. The interaction mechanisms occurring within the elements composing such “geo-structures” (*i.e.* a system composed of both structural materials and soil), are not yet deeply understood. In fact, the marked gap between the stiffness of both the concrete piles and the surrounding soft soil, leads to the emergence of (i) the so-called “arching effect”(Terzaghi, 1943; Naughton, 2007), *i.e.* the transfer of stress from the foundation soil below the embankment towards the pile head; (ii) plastic mechanisms, propagating upwards from the base of the embankment, defining the so-called “process height”, and (iii) both average and differential settlements at the top of the embankment. The accurate prediction of these latter is of paramount importance for the track alignment, hence the proper functioning of line infrastructure build on the embankment. The latter strictly depends on the evolution in time of both “arching”

and “process height”. However, nowadays piled embankments are designed using guidelines, such as *e.g.* BS8006-1, 2010; EBGEO, 2010; CUR226, 2016, based on simplified theories, which neglect the evolution in time of those mechanisms and are mainly focused on the evaluation of the “arching stresses” migrating towards the piles without being able to estimate the differential settlements arising at the top of the embankment. To overcome this limitation, geotechnical engineers more frequently use advanced Finite Element (FE) analyses for a more accurate design of piled embankments. However, FE-based methods are overly complex, *i.e.* time-consuming to set up and to run.

The research findings presented herein offer a displacement-based design (DBD) method to estimate the average and differential settlements at the top of piled embankments, which are built on a saturated and homogeneous soft-soil stratum, under undrained conditions. The interaction between embankment soil, piles and the soft soil below are interpreted and captured by the model with high fidelity. The efficiency and performance of the new method, which is based on the concepts of “plane of equal settlements” and “arching effect”, are benchmarked against a fully hydromechanical coupled FE analysis. The preliminary results demonstrate the great potential of the proposed method for engineering practice, since it takes into account (i) geometrical variables; (ii) the stiffnesses of the different elements composing the system and (iii) hydraulic conductivity of the foundation soil. Finally, an iterative DBD procedure to calculate pile spacing and diameter in a preliminary design stage is proposed.

2 NUMERICAL MODEL

With the aim of developing a general displacement-based design method capable of calculating settlements at the top of piled embankment during the consolidation of foundation soil, a parametric numerical study was carried out. For the sake of brevity, only the results for one reference case will be discussed herein. End-bearing piles and a triangular pattern of piles are considered (Figure 1.a). Similar to di Prisco et al., 2020a, 2020b and Mangraviti et al., 2021 the mechanical behaviour of the central part of piled embankments is investigated by modelling only one axisymmetric cylindrical cell (Figure 1.b). The cell is composed of: (i) one pile of diameter d and length l , (ii) surrounding soft soil and (iii) embankment stratum h thick. The diameter of the whole cell s is assumed to coincide with the pile spacing (Figure 1.a). The foundation soil is considered fully saturated and the only draining boundary is the water table at $z = 0$ (where the vertical coordinate z is defined in Figure 1). On the lateral boundaries of the cell normal displacements are not allowed and nil displacements are imposed at the bedrock level.

The axisymmetric unit cell was modelled with the FE code “Tochnog Professional”. The concrete pile is considered as a linear elastic inclusion. The mechanical behaviour of the embankment soil is assumed to be elastic-perfectly plastic with a Mohr-Coulomb failure criterion and associated flow rule, whereas the soft-soil was

modelled with a strain hardening Modified Cam-clay model. Smooth interface elements are introduced between pile and foundation soil. The geometry and the mechanical properties for the reference case are listed in Table 1 and Table 2 respectively. For the reference case, the Pre-Overburden Pressure (POP) was assumed equal to 30 kPa. From the parametric study was found that different values of POP do not qualitatively modify the mechanisms influencing the mechanical behaviour of the system (the results are omitted for the sake of brevity).

The analysis is fully coupled from the start of the simulation and, in order to simulate undrained construction conditions, the gravity within the embankment is activated so quickly that, at the end of construction, excess porewater pressures are nearly equal to the self-weight of the embankment. After the construction stage, the height of the embankment is kept constant during subsequent consolidation of the soft soil below. The analysis ends when excess pore pressures are fully dissipated.

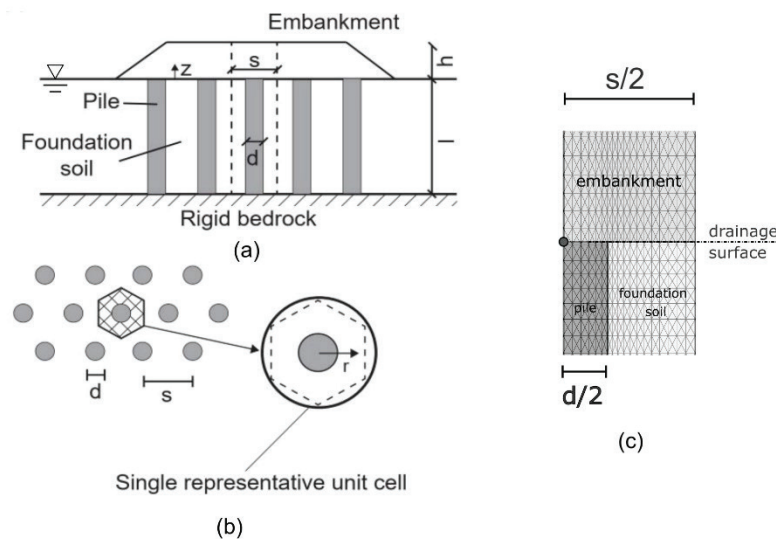


Figure 1. Geometry of the considered system: (a) transversal section; (b) top view and (c) spatial discretisation for the reference case.

Table 1. Reference case: geometry

h (m)	l (m)	s (m)	d (m)
5	5	1.5	0.5

Table 2. Reference case: mechanical properties

Material	Unit weight (kN/m ³)	Poisson's ratio (-)	Young modulus (MPa)	Friction angle (°)	Dilatancy angle (°)	M (-)	κ (-)	κ/λ (-)
Embankment	18	0.3	10	40	0	-	-	-
Column	25	0.3	30000	-	-	-	-	-
Foundation soil	18	0.15	-	-	-	1.2	0.05	0.2

After a thorough analysis of the numerical results two main mechanisms were observed to develop during the consolidation of the soft soil:

1. plastic strains localise in a narrow crown close to the pile edge, known in the literature as “process zone” (di Prisco et al., 2020a), which is h_p high;
2. tangential stresses develop within the embankment in $r = d/2$ and below the plane of equal settlements $z = h^*$ (being r and z the radial and vertical coordinate of Figure 1 respectively). $h_e = h^* - h_p$ is the portion of embankment where tangential stresses are transmitted and the soil behaves elastically.

Following these observations, eight uniform subdomains with an almost constant trend of both effective stresses and settlements within the embankment were identified during consolidation:

- Subdomain 1: representative for the concrete pile;
- Subdomain 2: representing the soft soil which consolidates under part of the embankment weight that is not redistributed by the arching effect;
- Subdomains 3 and 4: including the portion of embankment h_p high where tangential stresses are transmitted, and a plastic behaviour is observed at the interface of the two subdomains;
- Subdomains 5 and 6: h_e high, where tangential stresses are transmitted, and an elastic behaviour is observed at the interface of the two subdomains;
- Subdomains 7 and 8, above the plane of equal settlements, where tangential stresses are not transmitted.

Due to the homogeneity of both vertical stress and settlements, average quantities can be considered as representative for the mechanical behaviour of each uniform subdomain.

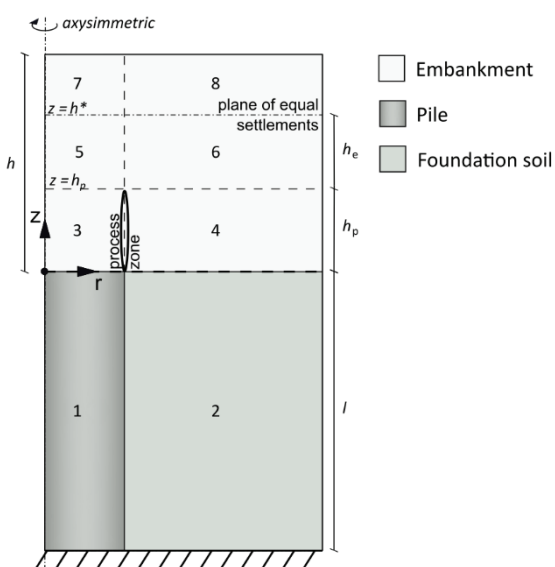


Figure 2. Uniform subdomains individuated from numerical results

3 DISPLACEMENTS BASED METHOD

The scheme of Figure 2 was considered, in order to formulate a DBD method for the preliminary design of piled embankments on soft soils. In this approach the total and differential settlements at the top of the embankment during construction and consolidation can be calculated. All the subdomains previously indicated were modelled as elastic elements, except for subdomain 2, where a Kelvin-Voigt model was employed to model the consolidation of the soft soil. Furthermore, the stiffness of subdomain 2 was properly updated to account for strain hardening. An elastic spring and a plastic slider (placed between subdomains 5-6 and 3-4 respectively) were used to model the arching effect according to Mangraviti (2021).

The differential equations obtained from the scheme in Figure 2 by imposing (i) the balance of momentum in vertical direction, (ii) the constitutive laws for each subdomain, (iii) the compatibility of the overall model, and (iv) the definition of plane of equal settlements, are integrated and compared, with the FE numerical results in Figure 3, where the evolution of average settlements at the top of the embankment ($u_{t,av}$) during consolidation is plotted.

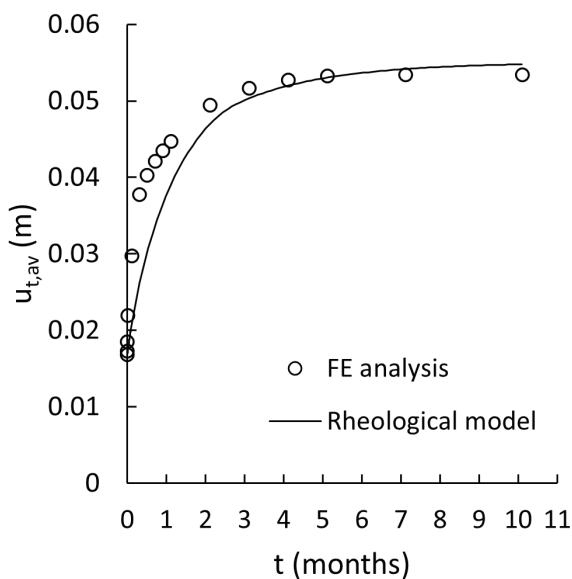


Figure 3. Average settlements at the top of the embankment during consolidation for the reference case: FE analysis VS rheological model

Differential settlements at the top of the embankment ($u_{t,diff}$) for the reference case are nil until the end of consolidation, meaning that the plane of equal settlements is inside the embankment domain. For a more effective design, the case of shallow embankments (*i.e.* when the plane of equal settlements is not defined and $u_{t,diff} \neq 0$) always need to be avoided by properly dimensioning the piles.

The model equations (which are not the object of this paper and are therefore omitted) explicitly correlate the evolution of settlements in time (t) to both the geometry and the mechanical properties of the unit cell, giving almost instantaneous results (total

calculation time is less than 10 s). The parameters of the model are calibrated according to Mangraviti (2021) and are: (i) the average ratio of horizontal and vertical stresses between subdomains 3 and 4, \bar{k} ; (ii) the elastic shear stiffness of the embankment layer, $1/C_e$ and (iii) the viscosity of the soft soil, η .

Since the model is computationally efficient in calculating settlements with a good approximation (Figure 3), it can be used iteratively, as shown in Figure 4, to find the pile diameter and spacing that ensure average settlements at the top to be less than the admissible settlements requested from the project ($u_{t,adm}$).

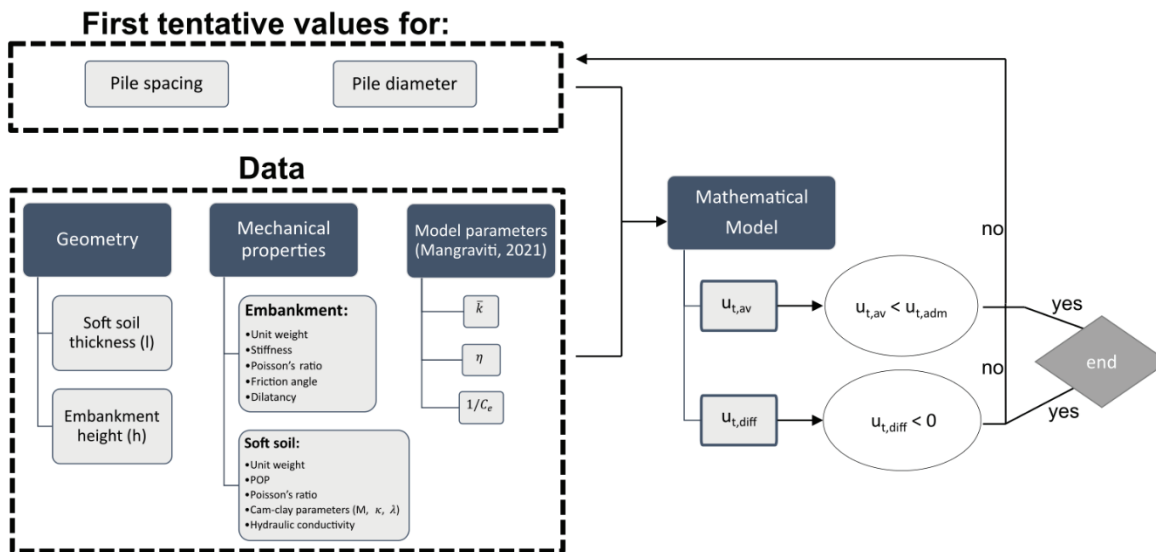


Figure 4 - Displacement Based Design method for piled embankments

Since the mathematical model is based on a sub-structuring approach (*i.e.* different subdomains that interact between each other), this model could be updated considering even more sophisticated constitutive models for the soft soils and or floating pile foundations. Finally, in principle, the method can be extended for other foundation types, such as Lime Cement Columns. This, however, requires an extensive verification and calibration effort against high quality (numerical) data which possibly requires a revision in the model assumptions and formulation.

4 CONSLUSIONS

In this paper an innovative interpretation of the mechanical processes occurring within piled embankments during consolidation of soft soil was discussed. The mechanical behaviour, interpreted from an extensive FE analyses campaign, was mathematically modelled and the results compared with a reference case. The mathematical model was found to satisfactorily capture the FE results and a time-saving DBD procedure was presented to evaluate pile spacing and diameter. The proposed approach would be ideally suited for a preliminary design stage to meet the settlement criteria before detailed analyses using FE.

5 REFERENCES

- BS8006-1, 2010. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.
- CUR226, 2016. Design Guideline Basal Reinforced Piled Embankments, Design Guideline Basal Reinforced Piled Embankments. CRC Press.
- di Prisco, C., Flessati, L., Frigerio, G., Galli, A., 2020a. Mathematical modelling of the mechanical response of earth embankments on piled foundations. *Geotechnique* 70, 755–773.
- di Prisco, C., Flessati, L., Galli, A., Mangraviti, V., 2020b. A Simplified Approach for the Estimation of Settlements of Earth Embankments on Piled Foundations. In: Calvetti, F., Cotecchia, F., Galli, A., Jommi, C. (Eds.), *Lecture Notes in Civil Engineering*. Springer International Publishing, Cham, pp. 640–648.
- EBGEO, 2010. Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO, Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO.
- Mangraviti, V., 2021. Theoretical modelling of embankments based on piled foundations. Politecnico di Milano.
- Mangraviti, V., Flessati, L., di Prisco, C., 2021. Modelling the Development of Settlements of Earth Embankments on Piled Foundations. In: Barla, M., Di Donna, A., Sterpi, D. (Eds.), *Lecture Notes in Civil Engineering*. Springer International Publishing, Cham, pp. 811–816.
- Naughton, P.J., 2007. The Significance of Critical Height in the Design of Piled Embankments. *American Society of Civil Engineers (ASCE)*, pp. 1–10.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*, *Theoretical Soil Mechanics*.

EN NUMERISK STUDIE AV PÅLINSTALLATION I LERA

Jonatan Isaksson^{AB}, *Mats Karlsson*^A

^A *Chalmers tekniska högskola*

^B *NCC AB*

SAMMANFATTNING

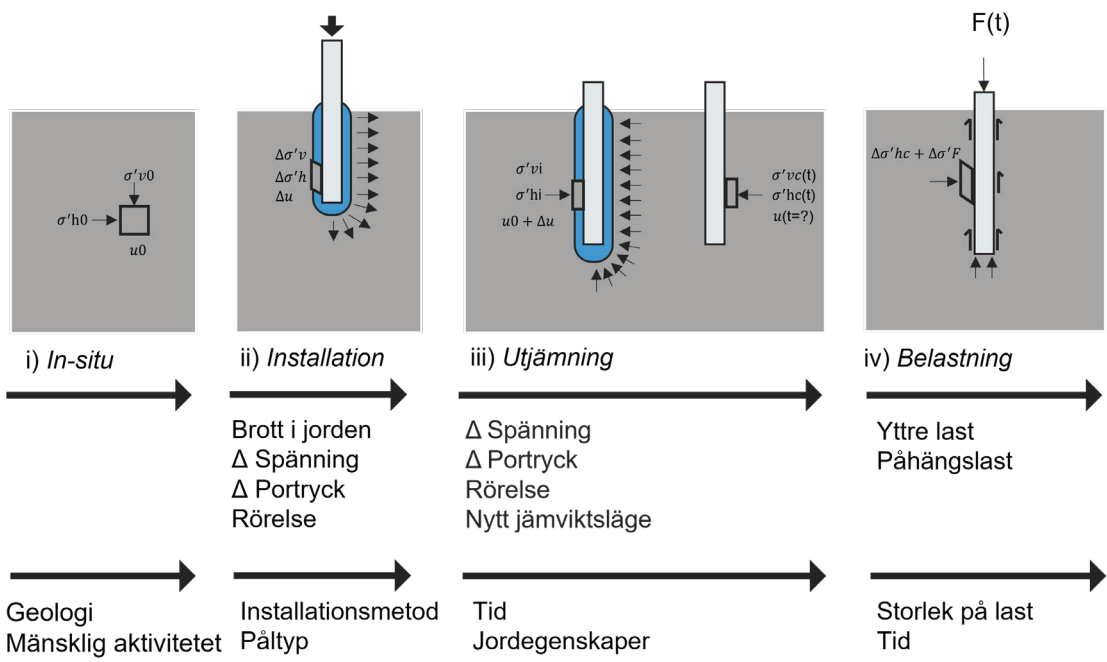
Denna artikel presenterar en numerisk simulering av pålinstallation i en svagt överkonsoliderad lera. Lerans beteende beskrivs med den konstitutiva modellen SCLAY1S som tar hänsyn till jordens anisotropi och sensitivitet. Effektivspänningsmodellen SCLAY1S kombineras med en kopplad jord-porvattenrespons. För att möjliggöra en vertikal pålinstallation används en Eulerian beräkningsmetod. Till följd av installationen uppstår ett porövertryck och en minskad effektivspänning i närheten av pålen när jorden förskjuts under konstant volym. Konsolidering leder till en volymminskning i jorden och en ökning av effektivspänningen. Jordens struktur påverkas kraftigt av installationen i närheten av pålen och avtar med ökat avstånd. Detta leder till att jordens last-deformationssamband förändras där det sensitiva och anisotropa beteendet som påvisas hos den ostörda jorden är nästintill uttraderat i jorden närmast pålen.

SUMMARY

This article presents a numerical simulation of pile installation into a lightly overconsolidated clay. The constitutive model SCLAY1S is used to capture the anisotropy and bonding present in the natural soil and is combined with a coupled deformation and porewater pressure formulation. A Eulerian FE-formulation is used to enable a vertical pile installation. The installation of the pile is causing displacement of soil under constant volume, excess pore pressure and a reduction of effective stress in the vicinity of the pile. The consolidation is leading to a volume reduction of the clay and an increase in the effective stress. The structure of the soil is strongly altered close to the pile, the change of structure is decreasing with the increasing distance to the pile. The change of structure is impacting the load-displacement behaviour of the soil where the initial anisotropic and strain softening behaviour of the clay is almost erased in the soil closest to the pile.

1 BAKGRUND

Prefabricerade massförträngande betongpålar är den vanligaste metoden för djup grundläggning av konstruktioner på lera i Sverige. Denna påltyp motsvarar 60% av totalt installerade pålmetrar i landet (Pålkommissionen, 2022). Vid installationen förs pålen vertikalt ned till önskat grundläggningsdjup. I samband med installationen förskjuts jorden, tidigare i läge för den installerade vilket leder till en förändring av rådande jämviktsläge. Randolph & Gouvernec (2011) presenterar ett systematiskt ramverk kallat *Pålcykeln* för att studera interaktionen mellan jorden och pålen i olika stadier. *Pålcykeln* illustreras i Figur 1 och delas in i fyra stadier i) *In-situ*, ii) *Installation*, iii) *Utjämnning* iv) *Belastning*. Inledningsvis, i *In-situ* skedet, studeras rådande förhållanden i jorden innan pålslagning sker. I *Installations*stadiet installeras pålen vilket ger upphov till en deformation i och en förskjutning av jorden som i sin tur leder till spänningsförändring, portrycksuppbyggnad och egenskapsförändring i närheten av pålen. Direkt efter installationen följer *Utjämnning*, där konsolidering av uppkomna porövertryck sker mot ett nytt jämviktsläge där både spänningsförhållanden och jordens egenskaper skiljer sig från in-situ förhållanden. Avslutningsvis, efter full utjämnning eller i utjämningsstadiet, sker *Belastning* av pålen där last-deformationssambandet för påle-jordsystemet är av intresse och påverkas av tidigare stadier i pålcykeln.



Figur 1. Pålcykeln, stadier i en påles livslängd. Baserad på Randolph & Gouvernec (2011).

En mängd fältstudier av *Pålcykeln* har utförts. Exempelvis undersöks utvecklingen av spänningstillståndet vid pålens mantel till följd av installation och efterföljande konsolidering av Lehane & Jardine (1994) och Karlsrud (2012). Studierna påvisar en förändring av radiell effektivspänning och en uppbyggnad av porövertryck till följd

av installation och efter utjämning av porövertrycken råder en spänningssituation som är skild från in-situ förhållanden. Inverkan av påslagning på den omgivande jorden har också studerats där en förändring av portryck, skjuvhållfasthet och styvhetsgenskaper hos leran och även tidsberoenderörelser i jorden har rapporterats (Bozozuk et al., 1978; Hunt et al., 2000; Karlsrud, 2012; Pestana et al., 2002; Roy et al., 1981).

Även de mest rigorösa fältförsöken kommer oundvikligen att sakna information mellan datapunkter och också sakna möjligheten att i realtid mäta egenskapsförändringar hos jorden. Numeriska studier kan då användas för att komplettera information i fältförsök och för att förklara vilka mekanismer i jorden som leder till det observerade beteendet. Numeriskt är studier av den fulla pålcykeln i lera svåra till följd av i) det komplexa spännings-töjnings beteendet hos naturliga leror, ii) den kopplade jord-porvattenresponsen i leran, iii) de stora deformationerna som uppstår nära pålspetsen till följd av den vertikala penetrationen av pålen, vilket skapar numeriska problem i vanliga finita elementformuleringar. Denna artikel presenterar en simulering av installations- och utjämningsstadiet av en vertikalt installerad massförträngande påle. Pålen installeras i en sensitiv och anisotrop lera från Utby, Göteborg. En kopplad jord-porvattenrespons används i kombination med en Eulerian FE-formulering. Detta möjliggör att installationen av pålen och efterföljande utjämning sker i en och samma FE-modell utan ingående antagande om dräneringssituation i jorden då detta är en följd av relationen mellan jordens hydrauliska konduktivitet och belastningshastighet.

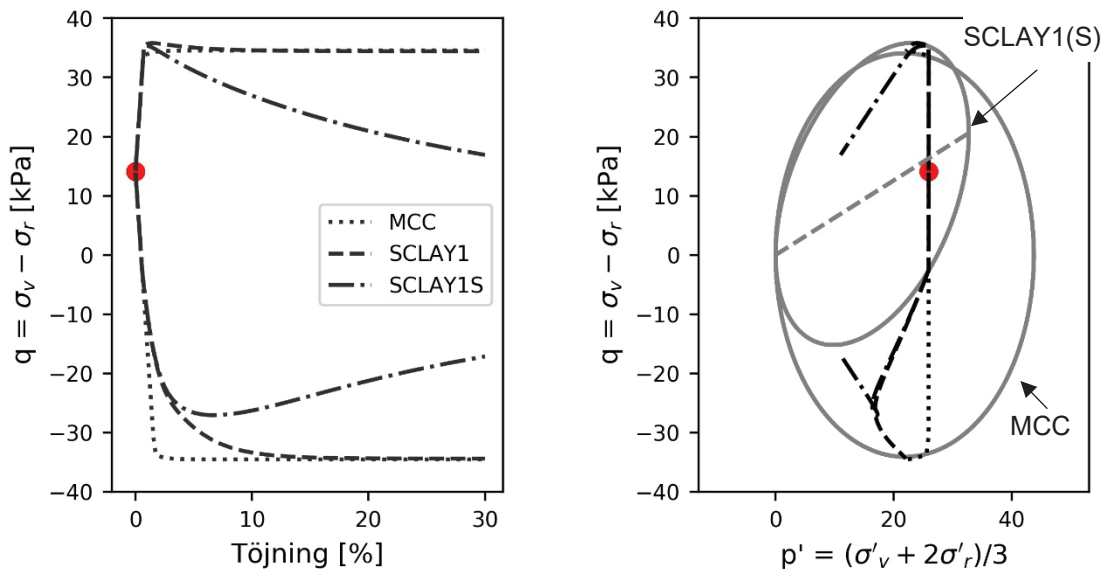
2 NUMERISK MODELL

2.1 Konstitutiv modell

Naturliga leror uppvisar ofta en anisotrop flytyta och ett mjuknande beteende till följd av töjningar. Dessa egenskaper fångas av den konstitutiva modellen SCLAY1S (Koskinen et al., 2002; Karstunen et al. 2005). Jordmodellen bygger på kritiskt tillstånd teori och är utvecklad med utgångspunkt i den konstitutiva modellen Modified Cam Clay (MCC) (Roscoe and Burland, 1968) och SCLAY1 (Wheeler et al., 2003). Modellparametrarna för leran i denna studie presenteras i Tabell 1 och är tagna från Karstunen & Amavasai (2017) och baseras på ett testområde i Utby utanför Göteborg. För att exemplifiera hur det modellerade jordbeteendet förändras med utvecklingen från MCC och SCLAY1 till SCLAY1S jämförs det simulerade beteendet för de olika konstitutiva modellerna i Figur 2 i odränerad triaxial passiv- och aktivrespons.

Tabell 1. Modellparameterar för MCC¹, SCLAY1², och SCLAYIS³.

	Parameter	Value
K_0	Initial earth pressure coefficient [-]	0.6 ^{1,2,3}
OCR	Overconsolidation ratio [-]	1.45 ^{1,2,3}
ρ	Density [t/m ³]	1.6 ^{1,2,3}
e_0	Initial void ratio [-]	2.05 ^{1,2,3}
λ	Compression index [-]	0.903 ^{1,2}
λ_i	Intrinsic compression index [-]	0.329 ³
κ	Swelling index [-]	0.061 ^{1,2,3}
ν	Poisson's ratio	0.2 ^{1,2,3}
M	Slope of CSL line [-]	1.561 ^{2,3}
α_0	Initial anisotropy [-]	0.63 ^{2,3}
ω	Absolute rate of rotation [-]	30 ^{2,3}
ω_d	Relative rate of rotation [-]	1.0 ^{2,3}
χ_0	Initial amount of bonding [-]	5 ³
a	Absolute rate of destructuration [-]	9 ³
b	Relative rate of destructuration [-]	0.4 ³

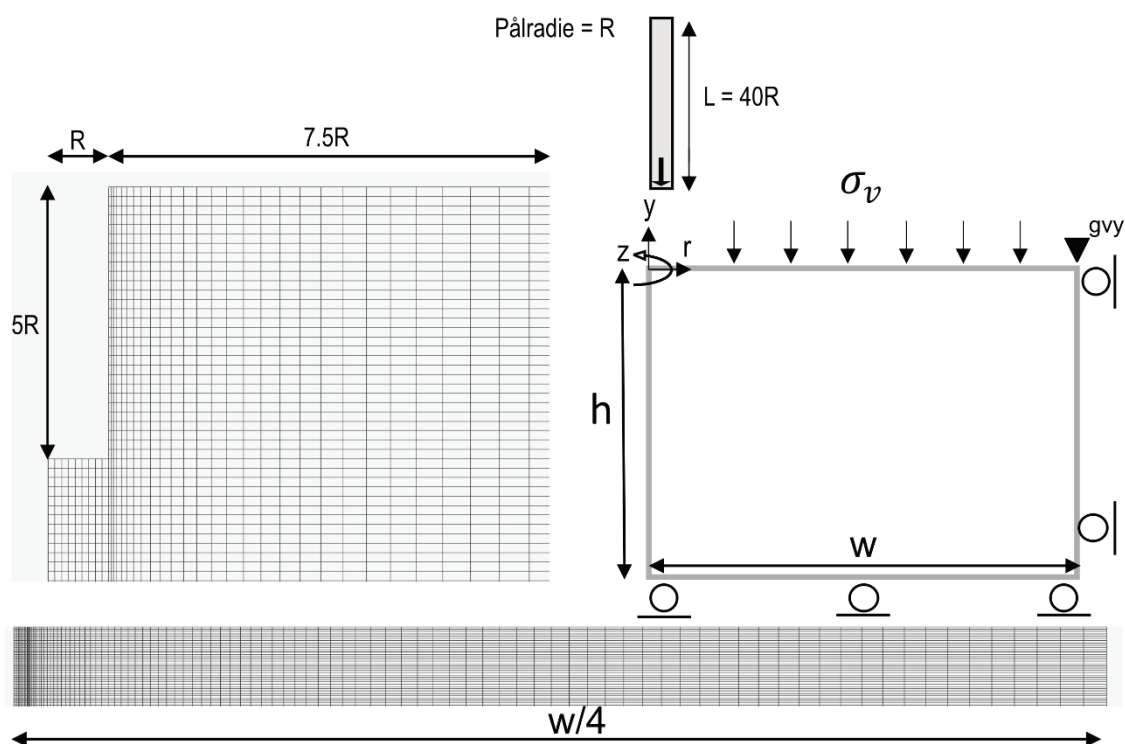


Figur 2. Odränerat aktivt och passivt triaxialförsök för Utby lera modellerad med MCC, SCLAY1 respektive SCLAYIS.

2.2 FE-modell

Den numeriska modelleringen som ligger till grund för denna studie är utförd i Finita elementprogrammet Tochnog Professional (Roddeman, 2022). I beräkningarna används en kombinerad jord-porvattenrespons tillsammans med en Eulerian formulering, dvs. ett konstant beräkningsnät där materialdata konvekteras genom beräkningsdomänen. Detta möjliggör en simulering av en vertikal pålinstallation

genom att undvika problem relaterade till stora deformationer av beräkningselement nära pålspetsen. Metoden är samma som presenteras av Dijkstra et al. (2011) och utförs i en axisymmetrisk modell. Installationen beskrivs genom att en geometri som representerar pålen definieras, initialt utanför domänen, och som därefter expanderas stegvis i vertikal nedåtgående riktning. I varje beräkningssteg föreskrivs en vertikal nedåtgående förskjutning till alla beräkningsnoder inom den expanderande pålgeometrin. En schematisk bild av den numeriska modellen som använts presenteras i Figur 3. Pålen som modelleras har en radie (R) på 0,155m vilken är basen för övriga mått. Pålen installeras ned till ett djup lika med $40R$ in i en domän med höjden (h) $80R$ och bredden (w) $240R$. Beräkningsnätet består av 479 identiska horisontella strimlor var och en med 108 kvadratiska element med 4 noder. Elementen som återfinns inom $80R$ från den axisymmetriska axeln illustreras i Figur 3. Mellan $80R$ och $240R$ finns 9 lika stora element i varje strimla. Från den övre randen sätts en hydrostatisk grundvattenyta samt en vertikal totalspänning σ_v om 18kPa vilket motsvarar en torrskorpa. Rörelse och grundvattenströmning är hindrad i vertikalriktning på den nedre randen. Vertikal rörelse och grundvattenströmning är förhindrad längs den axisymmetriska axeln, pålgeometrin och den vertikala borten randen.



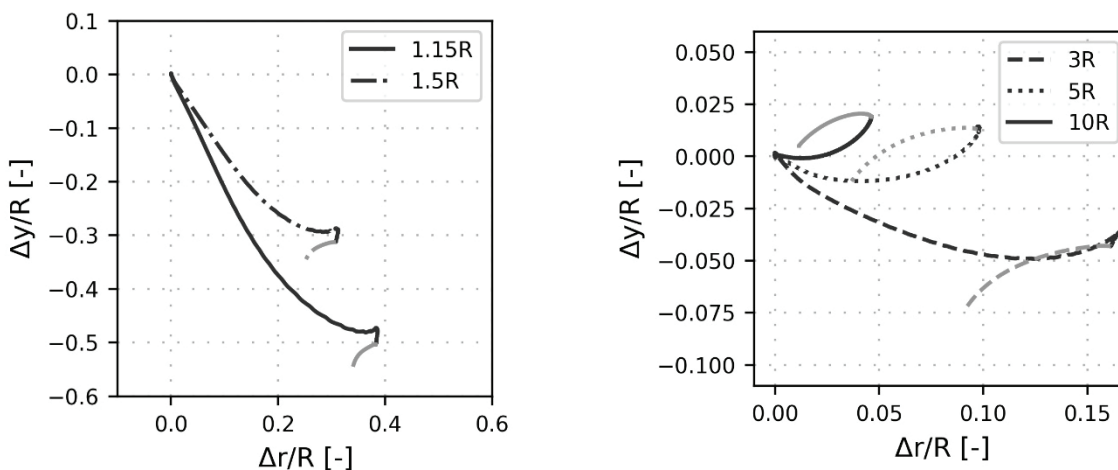
Figur 3. Beräkningsnät och schematisk beräkningsmodell.

3 RESULTAT

Resultaten som visas i detta kapitel är hämtade från ett djup av $19R$, mitt på den $40R$ långa pålen. Figur 4 visar den resulterande inkrementella rörelsen, normaliserad med

R , på fem olika avstånd från pålens centrum till följd av pålinstallation och efterföljande konsolidering. Ett ökat avstånd från pålen leder till minskade initiala radiella rörelser och de vertikala rörelserna går från nedåtgående nära pålen till uppåtgående på avstånd från pålen. Den resulterande radiella rörelsen är som störst direkt efter pålinstallation för att därefter minska till följd av konsolidering. Den vertikala konsolideringsrörelsen är nedåtgående på samtliga avstånd från pålen.

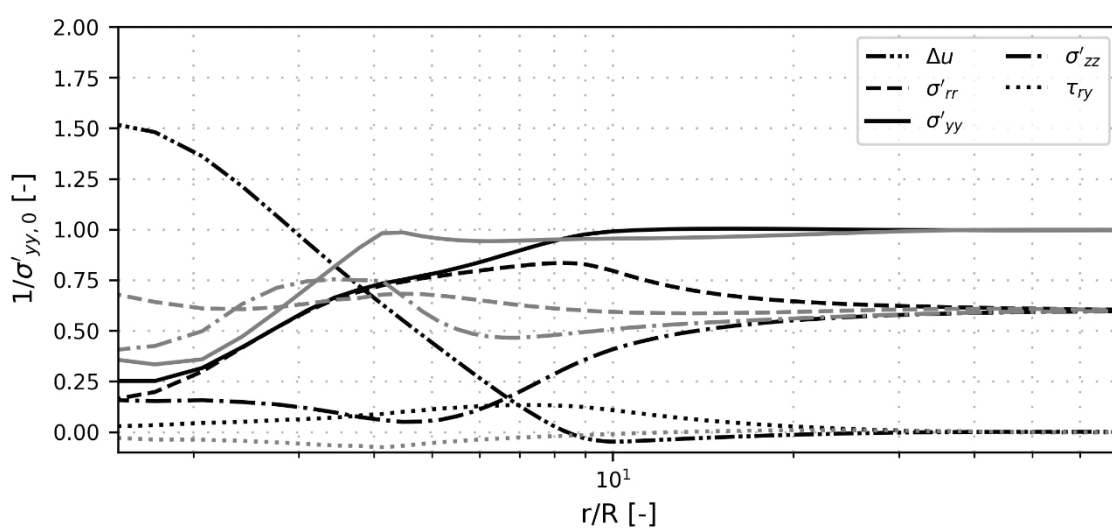
Som en följd av rörelsen uppstår deformationer i jorden vilket leder till en spänningsförändring. Figur 5 visar spänningsfördelningen normaliserad med den in-situ rådande effektivspänningen i vertikalled ($\sigma'_{yy,0}$) på ett djup av $19R$, både direkt efter pålinstallation samt efter full utjämning av porövertrycken. Det pålningsinducerade porövertrycket uppgår till cirka 1,5 av $\sigma'_{yy,0}$. Installationen leder till en minskning av samtliga effektivspänningskomponenter. Konsolidering av porövertrycken leder till en generell ökning av effektivspänningen jämfört med situationen direkt efter pålinstallation. Den radiella effektivspänningen efter konsolidering är ungefär lika med spänningen innan installationen. Effektivspänningen nära pålen är i både vertikalled och i det axisymmetriskaplanet lägre än respektive spänning innan pålinstallationen.



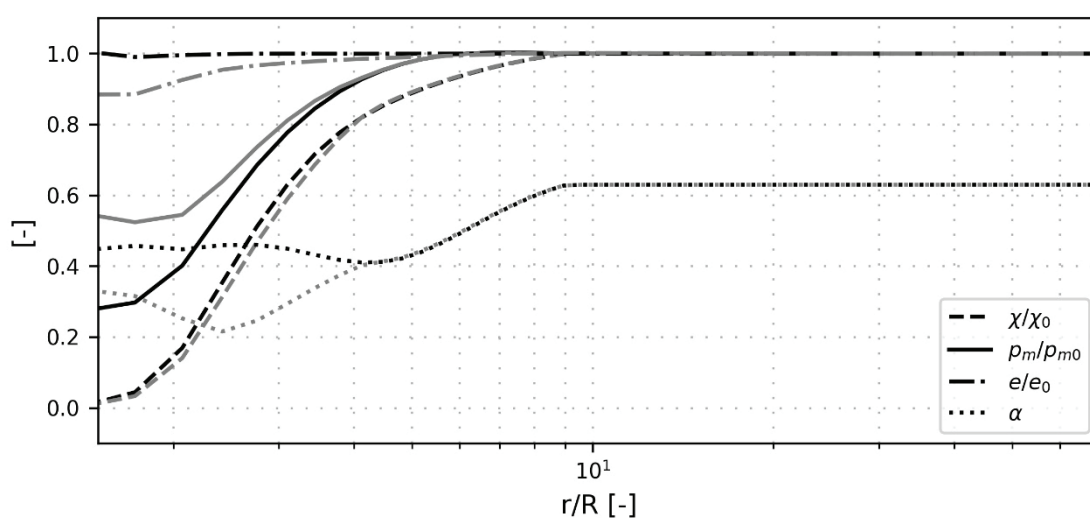
Figur 4. Jordrörelse till följd av installation (svart) och konsolidering (grå) på ett djup av $19R$ på olika avstånd från pålens centrum.

Utöver spänningsförändringen leder också deformationerna till en förändring av jordens egenskaper. I jordmodellen SCLAY1S finns fyra tillståndsp parametrar som ger en indikation på hur jorden påverkats av installationen. Storleken på flytytan bestäms av p_m och dess anisotropi speglas av α där ett värde på 0 indikerar en helt isotrop jord. Parametern χ är kopplad till jordens sensitivitet och där en minskning från ursprungsvärdet indikerar en minskning av mängden bindningar i jorden vilket framträder som en minskad flytyta. Även utvecklingen av portalet e som indikerar en volymförändring hos jorden ger en bild av jordens tillståndsförändring. Figur 6 visar förändringen i modellparametrarna till följd av installation och efterföljande konsolidering. Till följd av installationen ses en markant tillståndsförändring nära pålen med en minskning av p_m , χ och α som med ökat avstånd från pålen ökar och

uppgår till det initiala värdet på ett avstånd om cirka $9R$ från pålens mitt vilket sammanfaller med zonen för plastiska töjningar. I detta läge är portalet e praktiskt taget oförändrat men minskar till följd av konsolideringen. Även p_m och α påverkas tydligt av konsolideringen medan χ visar en mindre förändring. Sammanfattningsvis förmedlar förändringen av modellparametrarna bilden av att pålinstallationen leder till en nedbrytning av lerans struktur, både vad gäller bindningar i jorden och anisotropi utan någon volumetrisk deformation. Till följd av konsolideringen sker en plastisk volymminskning av leran vilket leder till att flytytan ökar i storlek och ger ytterligare förändring av lerans anisotropi.

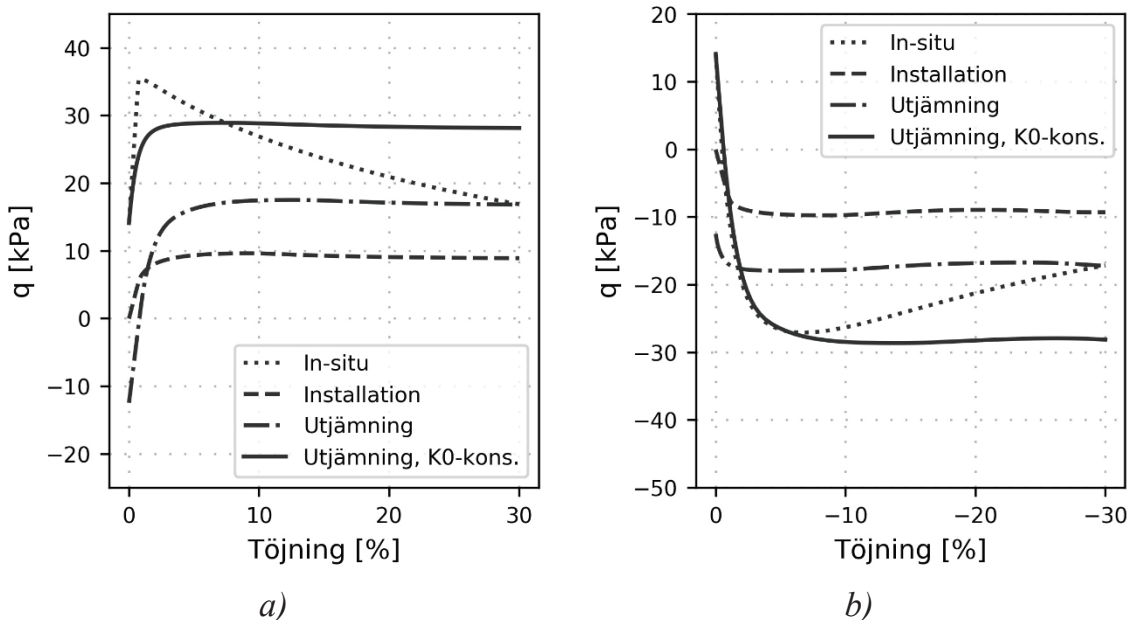


Figur 5. Effektivspänningsfördelning i jorden på ett djup av $19R$ direkt efter installation (svart) samt full konsolidering (grå).



Figur 6. Förändring av modellparametrar i jorden på ett djup av $19R$ direkt efter installation (svart) samt full konsolidering (grå)

Förändringen av egenskaper och spänning i närheten av pålen leder till att jordens last-deformationssamband påverkas. För att åskådliggöra detta har en serie numeriska triaxialförsök utförts i olika stadier av pålcykeln. Försöken är utförda på jord tagen på ett avstånd av $1.5R$ från pålens centrum. Odränerad aktiv och passiv triaxialrespons visas i Figur 7 för *In-situ*, *Installation*, och full *Utjämning*. Även ett K0 konsoliderat triaxförsök har utförts på jord tagen från utjämningsstadiet. Försöken visar att lerans *In-situ* beteende som karakteriseras av ett mjuknande beteende till följd av töjning är nästintill raderat av installationen. Även den initiala anisotropin är borta till följd av pålinstallationen och den maximala skjuvspänningen för aktiva och passiva försök är väldigt lik för de störda jordproverna. En tydlig ökning av maximal skjuvspänning till följd av utjämnningen påvisas. Ytterligare ökning sker då det utjämnade försöket utförs med K0 spänningar.



Figur 7. Resultat från en serie numeriska odränerade triaxialförsök utförda på jord ursprungligen på ett djup av $19R$ och ett avstånd om $1.5R$ från pålens centrum vid olika stadier i pålcykeln.

Avslutningsvis jämförs resultaten från simuleringen utförd i denna artikel med metod som finns beskrivning i Pålkommisionen Rapport 95 (Hintze et al., 1997). Baserat på Vesić (1972), kan utbredningen av den plastiska zonen till följd av expansionen av en cylindrisk kavitet beräknas enligt

$$\frac{r_{pl}}{r} = \sqrt{\frac{E_{50}}{2c_u(1+\nu)}}$$

där r_{pl} beskriver utbredningen av den plastiska zonen och r är pålens radie. Om ν sätts till 0,5 med antagandet om ett odränerat tillstånd och E_{50}/c_u sätts till 250 enligt TkGeo för en svagt överkonsoliderad lera ges utbredning av den plastiska zonen till ca $9R$.

Det maximala porövertrycket vid pålen Δu_{max} kan enligt Lo & Stermac (1965) beräknas enligt

$$\Delta u_{max} = [(1 - K_0) + (\Delta u/p)_m] \cdot \sigma'_{v0}$$

där kvoten mellan maximalt porövertryck (Δu) i ett triaxialförsök och konsolideringsspanningen p kan mätas i laboratorieförsök. Lo (1968) presenterar ett samband för att approximera $(\Delta u/p)_m$ baserat på sensitivitetskvoten S_t enligt

$$(\Delta u/p)_m = 0.5 + 0.267 \log_{10}(S_t)$$

Relationen baseras på fältdata och ger ett förhållande mellan rådande vertikalspänning σ'_{v0} och Δu_{max} på knappt 1.3 för Utby lera baserat på S_t mellan 25–30.

Utbredningen av den plastiska zonen som fås av den numeriska analysen utförd i denna artikel och den som ges av Vesíć (1972) är mycket lik. Relationen mellan maximalt portryck och vertikalspänning som presenteras i denna artikel är i samma storleksordning men något högre än vad som ges av metod föreslagen av Lo & Stermac (1965) och Lo (1968).

4 DISKUSSION & SLUTSATS

Studien presenterar resultaten från en simulering av pålinstallation i en svagt överkonsoliderad lera med en Eulerian formulering vilket möjliggör en vertikal installation av pålen. Simuleringen har utförts med en kopplad jord-porvattenrespons och den konstitutiva modellen SCLAY1S som beaktar utveckling av struktur i jorden. Rörelsen till följd av pålinstallation är initialt under konstant volym. Efter utjämning sker en volymminskning av jorden. Pålinstallationen leder till en portrycksökning i jorden, som störst närmast pålen och avtagande mot ett försumbart värde på ett avstånd om ca $9R$ vilket motsvarar utbredningen av plastiska töjningar till följd av pålinstallationen. Effektivspänningen reduceras kraftigt vid installation men efter utjämningen av porvattenövertryck har den radiella effektivspänningen återgått till in-situ nivå medan den vertikala och axisymmetriska effektivspänningen är lägre jämfört med initiala förhållanden. En rad numeriska odränerade triaxialförsök har utförts på jord från olika stadier i pålcykeln och visar att den ostörda lerans anisotropa och sensitiva beteende till stor del försvinner till följd av pålinstallationen. Den numeriska metoden som beskrivs i denna artikel har visat sig vara kapabel att beskriva pålinstallation i lös lera. Nästa steg består av att validera den numeriska modellen mot ett väldokumenterat fältförsök med avseende på spännings- och tillståndsförändring i jorden.

REFERENSER

- Bozozuk, M., Fellenius, B. H., Samson, L. 1978. *Soil disturbance from pile driving in sensitive clay; discussion*. Canadian Geotechnical Journal, **15(3)**, 346–361.
- Dijkstra, J., Broere, W., Heeres, O. M. 2011. *Numerical simulation of pile installation*. Computers and Geotechnics, **38(5)**, 612–622.
- Karlsrud, K. 2012. *Prediction of load-displacement behaviour and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load results.*, Norwegian University of Science, and Technology. Trondheim, Norway.
- Karlsson, M., Emdal, A., & Dijkstra, J. (2016). *Consequences of sample disturbance when predicting long-term settlements in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal, *53(12)*, 1965–1977.
- Karstunen, M. and Amavasai, A. 2017. *BEST SOIL: Soft soil modelling and parameter determination.*, Chalmers University of Technology, Gothenburg Sweden.
- Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S. J., Koskinen, M., Zentar, R. 2005. *Effect of Anisotropy and Destructuration on Behavior of Murro Test Embankment*. International Journal of Geomechanics, **5(2)**, 87–97.
- Koskinen, M., M. Karstunen, & S. Wheeler 2002. *Modelling destructuration and anisotropy of a natural soft clay*. Mestat, Proc., 5th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp. 11–19., Presses de l'ENPC/LCPC,, Paris.
- Lehane, B. M., Jardine, R. J. 1994. *Displacement-pile behaviour in a soft marine clay*. Canadian Geotechnical Journal, **31(2)**, 181–191.
- Lo, K. Y., 1968, *Discussion of Effects of Pile Driving on Soil Properties*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, *94(2)*, 606-608.
- Lo, K. Y., Stermac, A. G., 1965 *Induced pore pressures during pile driving operations*, Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Montreal, 2
- Pestana, J. M., Hunt, C. E., Bray, J. D. 2002. *Soil deformation and excess pore pressure field around a closed-ended pile*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **128(1)**, 669–671.
- Pålkommisionen. 2022. Pålstatistik for Sverige 2021.
<http://www.palkommissionen.org/>. Accessed: 2022-06-27.
- Hintze, S. Liedberg, S., Massarsch, R., Hanson, M., Elvhammar, H., Lundahl, B., Rehnman S.E. (1997). *Pålkommisionen Rapport 95 – Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning*. Linköping: Pålkommissionen.

- Roddeman, D. 2022. *Tochnog professional user's manual*, october 22.
<https://www.tochnogprofessional.nl/manuals/user/user.pdf>. Accessed: 2022-10-21.
- Roscoe, K., J. Burland 1968. *On the generalized stress strain behaviour of wet clay*. Engineering plasticity, 553-609, Cambridge Univ. Press, Cambridge U.K.
- Roy, M., Blanchet, R., Tavenas, F., Laroche, P. 1981. *Behaviour of a sensitive clay during pile driving*. Canadian Geotechnical Journal, **18(1)**, 67–85.
- Vesíć, A. S. 1972. *Expansion of cavities in infinite soil mass*. J. Soil Mech. Found. Div. 98 (3): 265–290.
- Wheeler, S. J., Näätänen, A., Karstunen, M., Lojander, M. 2003. *An anisotropic elastoplastic model for soft clays*. Canadian Geotechnical Journal, **40(2)**, 403–418.

LIMITATIONS OF THE CURRENT APPROACH FOR ASSESSMENT OF PILE DRIVABILITY IN SOIL WITH HIGH BOULDER CONTENT

Chiara Cannizzaro^A, Anders Beijer-Lundberg^B, Stefan Larsson^A and Johan Spross^A

^A Division of Soil and Rock Mechanics, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

^B ELU Konsult AB, Stockholm, Sweden.

SAMMANFATTNING

Vid slagning av pålar i blockig jord som morän finns det risk för bortslagning. Det kan leda till ökade projektkostnader, förseningar och onödig miljöpåverkan. Risken för bortslagning av pålar bedöms av entreprenörer eller konstruktörer för att säkerställa att valet av påltyp och installationsmetod är lämpligt för markförhållandena. Riskbedömning av pålbarhet är idag till stor del baserat på deras expertis när det gäller specifika markförhållanden, pålars egenskaper och installationsmetoder. Bedömningen dokumenteras dock normalt inte i detalj, vilket kan leda till tvist med beställaren när bortslagning inträffar. I upphandlingen bör kontraktet identifiera riskägaren för pålarnas utformning och installation, men på grund av problemets komplexitet kvantifieras idag inte risken tydligt och riskägaren förblir oklar för de flesta projekt. Eftersom mer än 80 % av alla pålar installeras med hjälp av slagning, finns ett stort behov av metodutveckling för att optimera valet av påltyp och minska risken för bortslagning.

Denna presentation illustrerar begränsningarna och effekterna av att använda den nuvarande riskbedömningsmetoden och hur forskningen utvecklar nya sannolikhetsbaserade metoder. En transparent analys av bortslagning är nödvändig för att hitta en kostnadseffektiv drivningsstrategi och optimala konstruktionslösningar. Geotekniska undersökningars roll i analysen diskuteras också. Den här presentationen bygger på forskningsarbetet i ett pågående doktorandprojekt som finansieras av Trafikverket genom Branschsamverkan i grunden (BIG) och av SBUF (Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond).

SUMMARY

Driven piles can be severely damaged during driving into soil with high boulder content and can potentially lose their structural integrity, resulting in pile refusal. This can consequently aggravate project cost, delays and environmental impact. Pile drivability assessments during the design stage are frequently carried out by designers or contractors, to ensure that the selected foundation system is suitable for the given soil conditions. Such assessments rely heavily on their expertise regarding specific soil conditions, pile properties and installation methods.

This procedure is often not documented in detail, which can cause disagreements with the client when significant pile refusal occurs. At the tender stage, the type of contract should identify the risk owner for piling design and installation; however, due to the complexity of the problem, the risk is not distinctly quantified and the risk owner remain unclear for most projects. The urgency to optimize the design and minimize pile refusal in Sweden is evident, as more than 80 % of all the piles in 2021 were installed by impact driving. The intent of the presentation is to show the limitations and the effects of using the current assessment method, and how the research is currently aiming to develop new probabilistic methods. A transparent methodology to support the decision-making in pile design is in fact necessary for a cost-effective driving strategy and optimal design solutions. Results from geotechnical investigation are also discussed, in order to understand their potential contribution in a pile drivability assessment. This presentation is based on the research work of an ongoing PhD project supported by the Swedish Transport Administration through Better Interactions in Geotechnics (BIG) and by SBUF (Development Fund of the Swedish Construction Industry).

1 INTRODUCTION

1.1 Random boulders cause damages to driven piles

Driven piles are the most used method of deep foundations in Sweden. Data released by the Pålkommissionen (2022) show that more than 80 % of all the piles constructed in Sweden in 2021 were installed by driving. In particular, reinforced concrete piles are the most preferred piles in the industry, both for the reduced cost of material and execution, and for their lower environmental impact in terms of carbon dioxide emissions compared to steel piles (Adnan and Ton 2021). Due to the particular properties of Swedish geology which often consists of very soft soil overlying firmer sediment and very hard bedrock, driven reinforced concrete piles can provide the required bearing capacity for the planned superstructure to build. In addition, installing piles by driving with an impact hammer ensures rapid progress of work, shorter time of installation and less equipment, as it does not involved any removal of existing soil.

The largest part of Sweden is covered by glacial till (Lundqvist 1977). The Swedish glacial till is a sediment (mostly unsorted) that was transported and deposited by a glacier, and can as a result contain rock debris like cobbles or boulders, coming from erosion of rock. Boulders are large rock fragments left by melting glaciers, generally identified with a diameter greater than 20 cm. The predominance of very hard crystalline rock in Sweden indicates that boulders are mostly hard-rock fragments. The random presence of boulders within the soil can cause problem during installation of driven piles and can damage piles, as shown in Figure 1.



Figure 2. Example of a damaged pile due to encountering of boulders while driving into the soil.

Encountering boulders while driving piles can compromise the integrity of the foundations and the achievement of the required design penetration, especially for reinforced concrete piles. In this context, the boulders can be detrimental for a successful pile driving and can affect pile drivability, which is related to the suitability of the selected pile design (in terms of pile material and installation method) to specific soil conditions.

1.2 Current risk assessment approach is unreliable

The challenge in estimating the amount of boulders in the soil layers increases the complexity in the evaluation of pile drivability and of the probability of pile refusal. Currently available risk assessment tools are mainly empirical, based on description of soil from results of only one site investigation method and on the experience of the personnel involved in the design or execution of pile foundations. Moreover, the current procedure of “risk assessment” is not appropriate to actually quantify the risk and often not documented in detail, which can cause disagreements with the client when significant pile refusal occurs. If the risk is not properly quantified, risk ownership becomes unclear, reducing risk awareness.

1.3 A systematic methodology is needed

The purpose of this article is to clarify the limitations in adopting the current risk assessment approach and the need to address the problem with other methods. The industry is currently lacking of a systematic methodology and reliable risk assessment tools which aggravates cost, delays and sustainability potential of a project. The selection of inappropriate foundations materials and installation method can cause additional unplanned cost and delays that can be too dominant for a project, i.e. including time and cost for removal and replacement of damaged piles or eventually

of a completely new design strategy that could involve changes in pile material and/or installation method. Thus, the industry would clearly benefit from a more systematic methodology to assess the risk of pile refusal during installation in soil layers with high boulder content, enabling more cost-effective driving strategies and optimal design solutions. Developing this is the object of an ongoing PhD project supported by the Swedish Transport Administration through Better Interactions in Geotechnics (BIG) and by SBUF (Development Fund of the Swedish Construction Industry).

2 SITE INVESTIGATION TO EVALUATE PILE DRIVABILITY

As geotechnical engineers, we have limited knowledge of the conditions of the volume of soil in the design. This knowledge can be improved by performing geotechnical investigations and testing (Spross 2016); however the information will remain limited in most projects because the natural variability of the soil would make complete knowledge too costly. The search for optimal site investigation that can give a reliable description of the soil conditions and minimise project cost then becomes a priority.

Results from site investigations and available geological data of a project location can provide an interpretation of soil stratigraphy, condition and properties that allows to identify possible threats and problems that could emerge during the execution stage of piling. The level of accuracy of geotechnical investigation is based on a set of decisions regarding numbers and methods of investigation to perform for a project. Figure 3 shows the geotechnical investigation methods for glacial soil performed for one of the biggest infrastructure project in Stockholm from Swedish Transportation Administration (Trafikverket 2014).

Among all geotechnical investigation methods used in Sweden, only a few can detect boulders. One of the most common method for this purpose is soil–rock sounding (Jb), which is executed by letting a metal rod penetrate the soil. The method is described by Svenska Geotekniska Föreningen (2012) and used to get information on the thickness of the soil layers and on the depth of the bedrock. As the equipment is designed to drill through bedrock, the rod can penetrate boulders located in the soil and therefore detect them along the borehole, as shown in Figure 3. Currently, it is however not possible to get further information on the size or other properties of the boulders.

Less used in the industry is the ram sounding (HfA), which consists of a tip or pointed instrument penetrating the ground to determine strength parameters and thickness of soil layers. A study was carried out by Magnusson et al. (1994) on the investigation methods that can predict pile drivability. The research showed a correlation between the dynamic ram sounding and full scale pile testing in term of energy. However, only the results from soil–rock sounding are currently used to estimate the probability of encountering boulders as explained in the next chapter.

Field investigation (1987 - 2014)

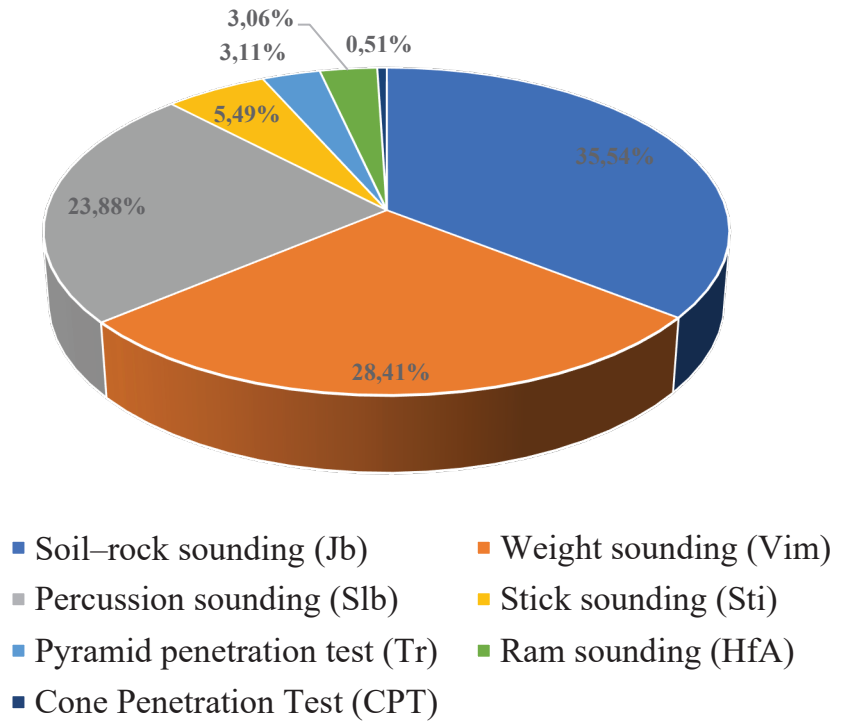


Figure 2: Field investigation strategy for glacial till adopted for one major infrastructure project in the Stockholm area by Swedish Transportation Administration.

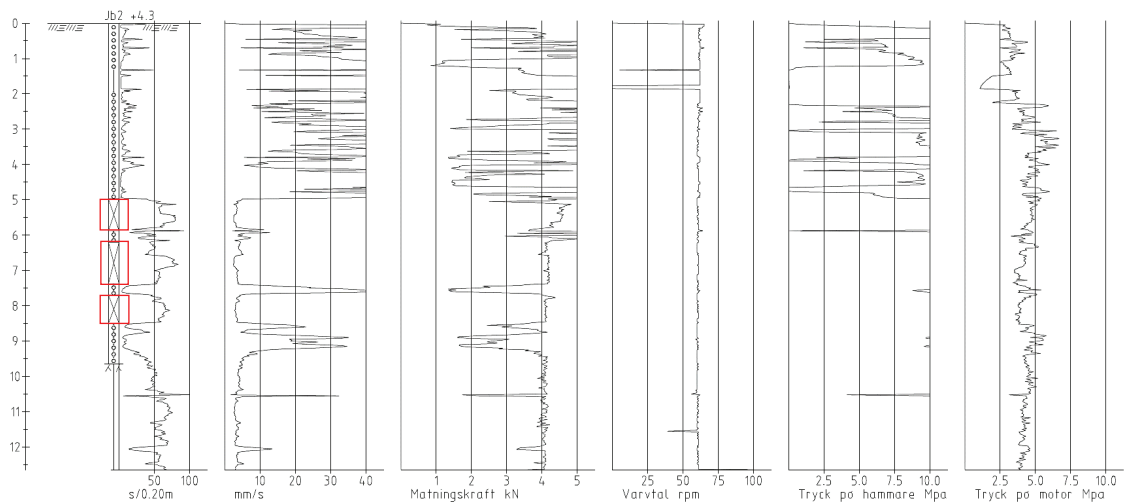


Figure 3: Example of results from evaluation of soil-rock sounding, where the detected boulders are marked in red.

3 PILE DRIVABILITY ASSESSMENT

3.1 Limitations of the current risk assessment approach

Pålkommisionen (2007) suggests an empirical approach to assess the risk of pile failure during driving by estimating the probability of encountering boulders from results of soil–rock sounding. First, the boulder density in the soil can be evaluated by assessing the number of encountered boulders per meter of penetrated soil in the sounding, as shown in Table 1. Then, the probability of encountering boulders can be estimated based on the number of encountered boulders per borehole as shown in Table 2. To provide an additional method to classify the soil based on the boulders detected by the sounding, the boulder content (*BC*) can be evaluated as a weight percentage, defined as:

$$BC [\%] = \frac{1.4}{0.4 + \frac{L_{\text{tot}}}{L_b}} \cdot 100 \quad (1)$$

where 1.4 is the density ratio of rock to friction soil, L_{tot} is the total length of the boreholes, and L_b is the boulder penetration length inside the borehole. If the boulder and stone content exceeds 40%, the soil is classified as either blocky or stony depending on the dominant fraction (Table 3).

Table 1. Classification of the boulder density based on the number of boulders per meter (Pålkommisionen, 2007).

Boulder density	Number of boulders / meter
Very low	0 – 0.015
Low	0.015 – 0.05
Medium	0.05 – 0.15
High	0.15 – 0.3
Very high	> 0.3

Table 2. Classification of the probability of encountering boulders based on the number of boulders per borehole (Pålkommisionen, 2007).

Probability	Number of boulders / borehole
Very low	< 0.02
Low	0.02 – 0.05
Medium	0.05 – 0.2
High	0.2 – 0.5
Very high	> 0.5

Table 3. Classification of the soil based on the boulder content in weight percentage (Pålkommisionen, 2007).

Description of soil	Boulder content (BC)
Blocky	5 % – 20 %
Very blocky	> 20 %
Blocky or stony soil	> 40 %

Clearly, this approach leads only to a qualitative interpretation of the boulder content within the soil. The probability of encountering boulders is in fact only evaluated by the results from site investigations without any further treatment of data and depends then strongly on the specific position of the performed investigations. As the position of the boulders in the soil is random and unpredictable, using only results from soil–rock sounding cannot give a reliable indication of the boulder content in the soil. Moreover, as shown in Table 2, the probability of encountering boulders is not explicitly quantified and therefore subjected to free interpretation, without well-defined criteria to follow. This can create disagreements between client, contractors and designers when determining the risk owner for occurred problems. As a result, this current risk assessment approach is unlikely to provide a reliable design for a successful pile drivability strategy. We believe that for soil layers with suspected high boulder content, the accuracy of the pile drivability assessment becomes crucial for the success of a project.

3.2 Effects of the current risk assessment approach for projects

The risk assessment approach described above has been implemented for a piling project recently executed in the northern area of Stockholm. From results of soil–rock soundings in the area, the probability of encountering boulders was evaluated as *high* and the soil boulder density as *medium*. In addition, the soil was described as *blocky*, according to Table 3. These results would indicate a high probability of refusal for reinforced concrete piles driven into the soil in the area. This would suggest to adopt a more conservative and more expensive design solution, which can imply using a stiffer pile material than concrete or a different installation method than driving by impact hammer. The final design decision for this project was to execute, for the most part, driven reinforced concrete piles. The rate of pile refusal due to the presence of boulders can be evaluated as the ratio of the number of rejected piles to the total number of piles installed in the area. For this project, the rate of pile refusal was 2 %. This number indicates that a small amount of driven piles was subjected to structural damages that caused refusal for the project. The outcome of this implementation shows that an approach based only on experience and on qualitative soil description can mislead the designer towards an inadequate design solution for the project, which can cause unnecessary cost and delays.

3.3 Towards new probabilistic assessment methods

Considering the large uncertainties related to the presence of boulders and the limited answers that can be provided by results of site investigation, treating uncertainties probabilistically would result in a higher awareness of the risk of pile failure during driving, with a more suitable piling design and driving strategy. The problem of evaluating pile drivability for different soil layers has been studied before and several solutions are proposed, especially for offshore construction projects. However, the available solutions in literature do not currently account for the spatial variability of soil properties and consequently cannot be directly used for the problem of pile drivability in glacial soil. Although a new probabilistic approach has been proposed for an offshore wind farm project in UK (Stuyts 2017), in which the soil profile accounts for the random presence of boulders, it is not clear how to estimate the boulder encounter rate from soil investigation and thus the approach can be seen as impractical. A brief literature review is provided by Cannizzaro et al. (2023).

The research for a new approach to assess the risk of pile failure for encountering boulders in Sweden started with the Master's thesis project carried out by Alinejad (2020), who proposed a methodology to estimate the probability of encountering boulders. A connection between boulder content of a randomly generated soil domain of one layer with limited thickness and the results from soil-rock sounding is achieved by backwards analysis. As discussed by Alinejad (2020), this approach can be further developed by increasing the sophistication of the model for the hammer-pile-soil dynamic interaction and by incorporating results from other investigation methods.

A new probabilistic approach can here be seen as a way forward in the research to improve the quality of the design work, allowing the designer to come up with a more reliable and cost-effective design solution for driven piles in soil with high boulder content. The research is now focused to further develop the method proposed by Alinejad (2020), to include more results from other geotechnical investigation methods and to provide a more accurate prediction of the presence of boulders.

4 CONCLUDING REMARKS

The article has highlighted the lack of methodologies to assess the risk of pile failure while driving in soil with suspected high boulder content, in the Swedish construction industry. The current approach to quantify the risk can be seen as qualitative and vague, leaving the designers to take decisions based mainly on professional experience. Unsuitable design decisions pertinent to pile material and installation method for a specific site location can lead to unplanned increase of cost, delays and negative environmental impact of the project. Treating the uncertainties in a probabilistic way could optimize pile design by reducing the risk of pile refusal.

5 REFERENCES

- Adnan, S., and Ton, J. (2021). "Optimization in Design of End-Bearing Concrete and Steel Piles with Regard to Climate Impact: Climate Conscious Material Choices in Early Project Planning." Master thesis, TRITA-2135, KTH Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Alinejad Kordmahalleh, M. (2020). "Probabilistic Assessment of Pile Drivability in Swedish Soils." Independent thesis Advanced level (degree of Master (Two Years)) Student thesis.
- Cannizzaro, C., Alinejad, M., Beijer-Lundberg, A., Larsson, S., and Spross, J. (2023). "Effect of Uncertainty in Design Decisions for Driven Piles in Soil with High Boulder Content (Accepted)." *Geo-Risk 2023: Advances in Theory and Innovation in Practice*.
- Lundqvist, J. (1977). "Till in Sweden." *Boreas*, 6(2), 73-85.
- Magnusson, O., Holm, G., Andersson, H., and Åstedt, B. (1994). "Pålbarhet baserad på sonderingsresultat [Pile drivability based on results from soundings]." *Forskningsrapport / Högskolan i Luleå 1 jan 1974 → 31 dec 1996*, Luleå tekniska universitet, Luleå, 91.
- Pålkommisionen (2007). "Slagna Friktionspålar [Driven Friction Piles]." Linköping.
- Pålkommisionen (2022). "Pålstatistik för Sverige 2021 [Pile Data in Sweden 2021]." Stockholm.
- Svenska Geotekniska Föreningen (2012). "Metodbeskrivning för jord-berg-sondering, utförande, utrustning och kontroll [Method description for soil-rock sounding, execution, equipment and control]." Linköping.
- Spross, J. (2016). "Toward a reliability framework for the observational method." Doctoral thesis, comprehensive summary, Kungliga Tekniska högskolan, Stockholm.
- Stuyts (2017). "A methodology for the probabilistic assessment of pile refusal due to boulder encounter." *OSIG* Glasgow UK.
- Trafikverket (2014). "E4 Förbifart Stockholm - Markteknisk undersökningsrapport MUR Geoteknik, bergteknik, hydrogeologi, miljöteknik - BYGGHANDLING."

ENERGY PILES AS PART OF MODERN FOUNDATIONS

Jonas Henriksen^A, Andreas Hillby^A, Fredrik Källvik^A

^A Centrum Pile AB

Föredragshållare: Jonas Henriksen

Abstract

To counteract the massive impact on Co2-emissions that concrete foundations generally have on a building project, it is now more crucial than ever that the foundation sector seek to either reduce the Co2-emissions altogether or look to innovative alternatives to make modern foundations increasingly sustainable.

The precast concrete energy pile is one such solution, where the foundation itself is turned into the source of heating and cooling for the building.

The energy pile concept is in its simplicity to cast plastic tubes into the precast concrete foundation piles. These plastic tubes will then extract heating from and inject heating to the ground through a brine and the use of a heatpump.

In short – the foundation of the building itself becomes a classical ground-source-heatingssystem (GSHE).

The energy pile concept is by no means a new discovery – it has been utilized since the 1980's, especially in Austria and Switzerland, due to the energy piles' profound ability to provide "passive cooling", where cool fluid from the ground is used to provide comfort cooling during warm summers at the cost of minimal electricity.

Recently, the energy pile concept has started to gain a foothold in Scandinavia, where new research has provided groundbreaking tools to precalculate energy pile projects ahead of installation to establish the amount of energy that can be supplied through the piles.

Several buildings in Denmark – and one in Sweden – have since 2019 been constructed on energy pile foundations using the new tools, knowledge and technology gained through the recent research.

Article

Prefabricated concrete piles is a foundation method which is used widely in the Swedish construction industry.

By installing heat-exchange pipes into prefabricated concrete piles and connecting them to a heat pump, it becomes possible to use the piles to heat and cool a building using renewable resources. This solution is called energy piles.

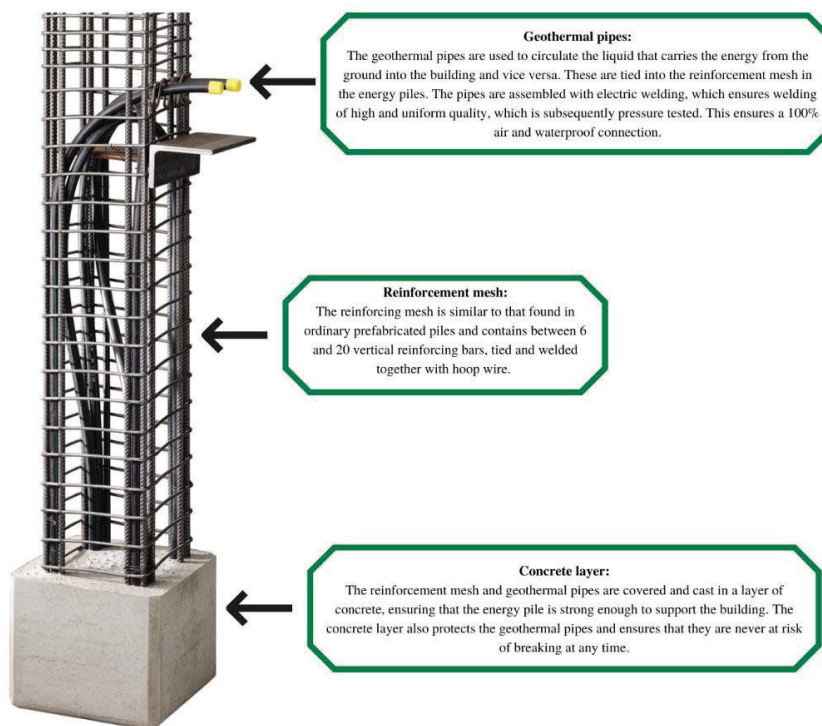


Figure 1- A prefabricated energy pile visualized. Property of Centrum Pæle A/S.

Put simply - the energy pile is a traditional precast concrete pile cast in a reinforcement cage and concrete, but with embedded geothermal pipes, in which circulation of liquid absorbs or gives off heat from/to the pile and the ground.

There is a great, untapped potential in using energy piles (precast, in-situ, screw or otherwise) in modern foundations to alleviate some of the environmental challenges within the construction industry, but the concept has yet to see its full potential. In Switzerland and Austria and other areas of Southern Europe, energy piles are a well known concept due to their ability to provide passive cooling – and as such, they have been used since the 1980's.

Why are energy foundations a viable concept?

In Sweden, using foundation piles is already a well-known and utilized method today. Using piles as the foundation secures a stable foundation for buildings in areas where the subsoil has poor load-bearing capacity.

By utilizing the flow of liquid from geothermal pipes within the foundation piles, stable geothermal heat can be absorbed from the ground up to 18 meters depth, which is the current maximum length of a prefabricated energy pile, which is not coupled through a pile joint.

In these soil depths, the temperature is stable between 8-10 degrees Celcius – and the power drawn from these soil layers is known as "shallow geothermal energy". In these layers it is still the sun that provides the energy, but due to the insulation of the soil, the temperature remains stable year round unless tempered with.

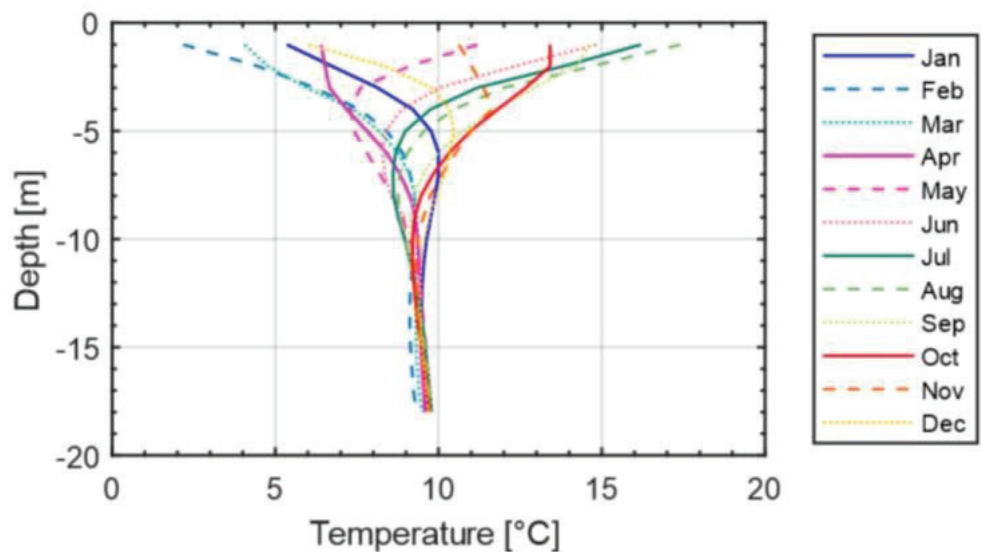


Figure and 20 meters. Property of Centrum P2 - Soil temperature and soil depth. Tempeæle A/S. rature remains stable year-round between 5

This stable temperature is brilliant for year-round usage, as it can, in combination with a heat pump, deliver 3-6 kWh of heating to a building in the winter, and upwards of 20-35 kWh cooling in the summer, by adding just 1 kWh of electrical power. The electrical power used today often comes from wind or water energy sources, making the solution completely sustainable during the time periods where this is the case.

To guarantee that the soil temperature remains stable after the energy foundation starts using the energy sources during the winter, the excess heating which is drawn out of the building in the summer is injected into the ground again to provide an energy storage solution. That way the system can remain in balance infinitely.

By utilizing this technique, one could say that a "battery" is created simply by using the foundation under the building as a means to transfer energy.

Another great benefit that is attributed to the use of energy foundations, is that when you establish the pile foundation for a building, one gets both the geothermal heating/cooling system and load bearing elements in one solution. Thereby, energy foundations can – if installed correctly and with proper project management - reduce the overall capital costs of future buildings.

Therefore, there are some great advantages to utilizing the double function of combining foundation and energy source – especially in a time where alternative sustainable energy sources are in high demand and sought for.

However, in order for energy pile foundations to gain traction within the market, it is necessary that interested clients can receive guidance and assistance with dimensioning the correct system for their specific building project. And thankfully, such guidance is now possible due to the work of a brilliant scientist from Spain.

Dimensioning tool enables the calculation of energy piles' supply capacity of any building

In 2018, a Ph.D. project proved the long-term efficiency of prefabricated energy piles and simulated their performance over time. This research, conducted by Maria AlberdiPagola in collaboration with Centrum Pæle A/S and several recognized educational institutions, led, among other things, to the development of a unique dimensioning tool. This tool is now used to estimate the number of precast energy piles needed to achieve optimal utilization and coverage of any building's energy needs.

However, the calculation requires that the following factors are available as inputs to the tool:

- The building's energy needs in peak power (kW) and annual needs (MWh/y) – heating and cooling.

- Footprint of the building (surface area)
- The number of expected prefabricated piles and their dimension and lengths or possibly a pile plan (overview of where the piles are to be placed)
- Geotechnical reports for the area where the building will be located, from which information about the thermal conductivity in the soil layers can be extracted.

All the above factors are normally already prepared when designing new buildings and thus do not have to be prepared solely for the sake of the energy piles.

The screening provided by the tool can give an indication of how much energy the energy piles can supply the building with, as well as how many energy piles the customer should expect to use, to achieve the building's energy supply in whole or in part. However, the screening is initial, and if the client chooses to proceed with the design of geothermal heating systems with energy piles, an energy designer/heat pump supplier must be involved to achieve the best performance and composition of the system. The energy design company will carry the responsibility for drawing up the energy pile connections from pile to manifold, and designing and installing the subsequent equipment that a ground-source-heat-pump installation requires to function optimally.

The cooperation with energy design experts paves the way for successful energy foundation projects

The manufacturer of the energy foundations should possess the knowledge to produce the piles and assure that they live up to quality standards, however, for the final energy foundation setup to function correctly, it is necessary to cooperate with experienced energy designers to implement the correct hardware and software to use the energy from the energy foundation most efficiently.

The task of the energy designer is in short to have the competencies to connect energy piles to the best suited type of heat pump and to ensure that the energy piles work in synchrony with the rest of the building's energy sources (i.e. solar panels, extra boreholes, ventilation systems etc.).

Installation of precast energy piles in practice

As several buildings have recently been installed in Scandinavia using precast energy piles, experiences and good practices have been established on how to work with these projects. To install precast energy piles in practice, little is different from when normal precast piles are installed. The energy piles still need to be rammed as is the case with normal piles, and they can take the same stress of doing so without breaking.

After ramming, the energy piles are cut and the tubes within are exposed. Then, the connection of energy pile tubes in series (between 5-10 piles per series) can begin. A series connection is like a "daisy-chain", where piles are connected together so that only one in- and one outlet to the entire series exists. This reduces the amount of space needed for the manifold – for example, a project consisting of 500 energy piles would only need 50 inlets and 50 outlets, if the energy piles are connected in series, as opposed to 500 of each if they were connected individually. The energy design company will ensure that hydraulic flow of the system is optimal when the series are drawn out.



**Figure 3 - Installed precast energy piles, ready for series connection.
Property of Centrum Pæle A/S.**

Once the series are connected, the in- and outlet will be connected to a manifold, which will be the device that ultimately connects to the heatpump in the energy central.



Figure 4 - Connection of precast energy piles in series. Property of COWI A/S.



Figure the heatpump. Property of Centrum Pæle A/S.5 - Central manifold for energy pile in- and outlets, which will ultimately connect with

The methods can vary and as more is learned about energy foundations, these will inevitably be adapted and optimized to allow for faster and better ways of working. However, the importance of the knowledge which

is obtained cannot be understated; it is absolutely vital for the foundation sector that new technologies such as the energy foundations are incorporated in our portfolios as second nature, to help the green transition become a reality and ensure continuous development of what foundations can also provide. Whether it is in-situ piles, precast, screw piles or something else entirely, the possibility of using foundations for more than simply carrying the building is one which should not be overlooked – after all, foundations are already in contact with an abundance of energy so why not use it to our – and to the planet’s – advantage?

Energy foundation best-practice case: Centrum Pile HQ, est. 2021



Figure 6 - Centrum Pile HQ, 2021, founded on 48 pcs. 15 meter precast energy piles. Property of Centrum Pile AB.

In 2020, Centrum Pile in Sweden began the construction of their new headquarters building, which was completed in 2021. The building contains general office space for white-collar employees as well as a canteen, outdoor terrace area, changing rooms and a fitness room. The construction site is an extension of Centrum Pile's pile factory, and there is therefore a direct connection to the pile factory and its daily production.

The building is founded on 48 prefabricated concrete energy piles, 15 meters long, which are intended to supply min. 29 MWh/year heating and 7 MWh/year cooling. This corresponds to the entire building's heating and cooling needs and there is thus no need for external energy sources.

Centrum Pæle in Denmark contributed with dimensioning of the energy pile system together with energy designer Energy Machines. Centrum Pile in Sweden shortly thereafter took over the implementation and was responsible for installing the solution in collaboration with Energy Machines. This was necessary to ensure that the building's heating/cooling solution was designed around a geothermal solution with an associated and correctly dimensioned heat pump.

Energy Machines was also responsible for drawing up how the piping from the energy piles to the manifold should be connected in order to achieve hydraulic balance and the least possible heat loss.

It was jointly determined that the best solution was to connect the energy piles in series in order to reduce the space required for the technical room. The pipes from the energy piles to the manifold were routed on a layer of sand under the building's base slab.



Figure 7 - Connecting precast energy piles in series for Centrum Pile HQ. Property of Centrum Pile AB.

All series were pressure tested before the base plate was cast on top, so that water and air tightness were ensured and any leaks could be repaired in time.

The heat pump and energy central were delivered by Energy Machines in the summer of 2021.

It was crucial to ensure correct dimensioning and installation of the energy piles that Centrum Pæle, Centrum Pile, Energy Machines and the constructing entrepreneurs carried out timely planning of the building's energy supply as early as possible. This ensured that all parties got to know each other well, that all expected challenges were discussed and clarified and that interfaces were made visible and agreed upon.

In the end, the project resulted in a collaboration where all actors communicated optimally and that the installation of energy piles was carried out according to the book with minimal mistakes.



Figure 8 - Final energy central in Centrum Pile HQ. The heat pump is seen in the front. The screen on the right shows live data about the system's performance.

Building data – Centrum Pile HQ

- 922 m² office building
- 48 pcs. precast energy piles in dim. 30x30cm, type 08, length 15.00 meters
- 29 MWh/year geothermal heat from energy piles – corresponding to the building's entire annual heating needs
- 7 MWh/year cooling ground heat from energy piles – corresponding to the building's entire annual cooling needs
- 1 pcs. 25 kW Energy Machines EMHP heat pump

KONSTRUKTION MÖTER GEOTEKNIK I SKÅNSK LERMORÄN – FYRSPÅR MALMÖ-LUND

Fanny Deckner^A, *Thomas Kamrad*^B, *Amelie Nilsson*^A

^A *GeoMind*

^B *Centerlöf & Holmberg*

SAMMANFATTNING

Mellan Malmö och Lund byggs södra stambanan om från två till fyra spår. Sträckan är totalt 11 km och av dessa ska ca 5 km sänkas ner och anläggas 4-6 m under befintlig marknivå. För att möjliggöra nedsänkningen av de nya spåren används flera olika stödkonstruktioner; slitsmurar, borrade pålvägg, permanent stålspons och stödmurar. Dessutom har ett 20-tal temporära sponter anlagts under byggtiden.

Geotekniken inom området karakteriseras i första hand av lermorän med varierande fasthet. Lermoränens egenskaper är något som har diskuterats flitigt i projektet. De geotekniska, konstruktiva och produktionstekniska utmaningarna i projektet har krävt ett nära samarbete mellan alla inblandade. Att projektera och utföra djupa schakter med både permanenta och temporära stödkonstruktioner samtidigt som trafiken hela tiden ska vara i gång på närliggande temporära spår har varit extremt utvecklande. Tre delar som varit extra utmanande är:

- Brolanseringen vid E6:an när nästan 9000 ton betongbro lanserades i ett område med relativt låg geoteknisk bärighet (en av de tyngsta lanseringarna i Sverige någonsin). Hela lanseringsbanan pålades under befintliga broar för motorvägen samtidigt som denna var fullt trafikerad. För detta krävdes bla sponter på flera nivåer, borrning av förankringar genom befintliga landfästen samt avancerade mätningar med övervakning dygnet runt.
- Betongtunneln i Åkarp som utförts med slitsmursväggar, där tunneltaket gjöts ovanpå väggarna och schakt utfördes med top-down metod. Lösningen har ställt stora krav på samverkan inom designteamet för att förstå interaktionen mellan olika material och laster.
- Sträckningen i närheten av Hjärup där de temporära spåren placerades på en balkong uppe på en borrade pålvägg. Spåret trafikerades samtidigt som schakt utfördes under balkongen för anläggande av nya nedsänkta spår. Här har det varit viktigt med dialog såväl inom designteamet som med produktion för att få en förståelse kring olika byggskedan och vad som kan komma att bli dimensionerande.

SUMMARY

Between Malmö and Lund in the south of Sweden, the railway line is being rebuilt from two to four tracks. The distance is a total of 11 km, of which approx. 5 km is lowered and built 4-6 m below existing ground level. To enable the lowering of the new tracks, several different retaining structures are used; diaphragm wall, bored pile wall, permanent steel sheet piles and conventional retaining walls. In addition, around 20 temporary sheet pile walls are installed during the construction period.

The geotechnical conditions in the area are primarily characterized by clay moraine of varying stiffness. The properties of the clay moraine are something that has been extensively discussed in the project. The challenges in the project have required close collaboration between designer, geotechnical designer, and production. Designing and executing deep excavations with both permanent and temporary retaining structures, while keeping traffic running on nearby temporary tracks, has been challenging. Three parts that have been extra challenging are:

- At the E6, one of the heaviest launches in Sweden was carried out when almost 9,000 tonnes of concrete bridge was launched in an area with relatively low geotechnical bearing capacity. The entire launch track was founded on piles installed under existing bridges of E6, which was open for full traffic. This required, among other things, sheet pile walls on several levels, drilling of anchors through existing bridge supports and advanced measurements with round-the-clock monitoring.
- The concrete tunnel in Åkarp, which was constructed with diaphragm walls, where the tunnel roof was cast on top of the walls and excavation was carried out using the top-down method. The solution has placed great demands on collaboration within the design team to understand the interaction between different materials and loads.
- The stretch near Hjärup where the temporary tracks were placed on a balcony on top of a bored pile wall. The track was in full operation as excavation was carried out under the balcony for the construction of new submerged tracks. Here, great demands were placed on collaboration both within the design team and with production to gain an understanding of the various construction stages and what may become deciding.

1 INLEDNING

Mellan Malmö och Lund pågår utbyggnad av södra stambanan från två till fyra spår. Tre av stationerna längs sträckan byggs om och en helt ny station byggs i närheten av Lund. Sträckan som byggs är totalt 11 km och av dessa ska ca 5 km sänkas ner och anläggas 4-6 m under befintlig marknivå. Bygget startade hösten 2017 och de nya spåren ska vara i drift oktober 2023.

Det finns stora utmaningar med bygget, bland annat på grund av att två spår hela tiden ska vara i drift. För att möjliggöra nedsänkningen av de nya spåren används flera olika intressanta stödkonstruktioner; slitsmurar, borrade pålväggar, permanent

stålspont och stödmurar. Dessutom har ett 20-tal temporära sponter av olika typ använts under byggtiden. Geotekniken inom området karakteriseras i första hand av lermorän med varierande fasthet. Lermoränens egenskaper är något som har diskuterats flitigt i projektet och som har haft stor inverkan på valet av tekniska lösningar.

En stor del av utmaningarna har varit att få konstruktionerna på plats, vilket har krävt samarbete mellan konstruktörer från Centerlöf & Holmberg och InHouse Tech, geotekniker/ geokonstruktörer från GeoMind och produktion från NCC/OHLA. Att projektera och utföra djupa schakter med både permanenta och temporära stödkonstruktioner samtidigt som trafiken hela tiden ska vara i gång på närliggande temporära spår har varit extremt utvecklande. I den här artikeln kommer vi att fokusera på tre olika delar som har varit extra utmanande:

1. Lansering av bro för E6:an
2. Slitsmurstunneln i Åkarp
3. Balkong på borrarad pålvägg i Hjärup

För läge för de tre fokusområde se Figur 1.



Figur 1. Läge för fokusområden i plan med Malmö i sydväst och Lund i nordöst.

2 GEOTEKNISKA UTMANINGAR

Området mellan Malmö och Lund karakteriseras av lermorän. Det finns stor erfarenhet av att bygga i lermorän i Skåne men det finns begränsad erfarenhet av att dimensionera den här typen av konstruktioner i lermorän.

På grund av svårigheten att ta upp prover av bra kvalitet på större djup har dimensionering till stor del baserats på erfarenhetsvärden. I samband med dimensionering har ett stort antal känslighetsanalyser utförts för att kontrollera tex påverkan av valt värde på jordens elasticitetsmodul och värde på K_0 . Vid utförande har sedan avstämning gjorts kontinuerligt att förväntade geotekniska förutsättningar överensstämmt med verkliga. I de fall då det inte stämte överens har kompletterande beräkningar utförts och i vissa fall har designen anpassats.

En av de största utmaningarna har varit att jorden ibland har varit ”för” fast, vilket inneburit svårigheter med att få ner geokonstruktioner till önskat djup. Med en bra dialog mellan personal på plats, projektets geotekniker och geokonstruktör har det som tur var alltid gått att lösa.

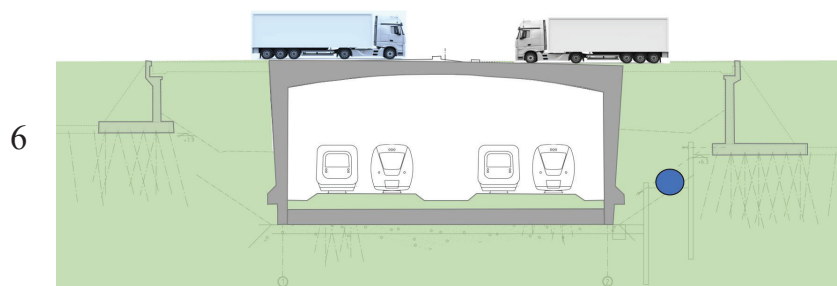
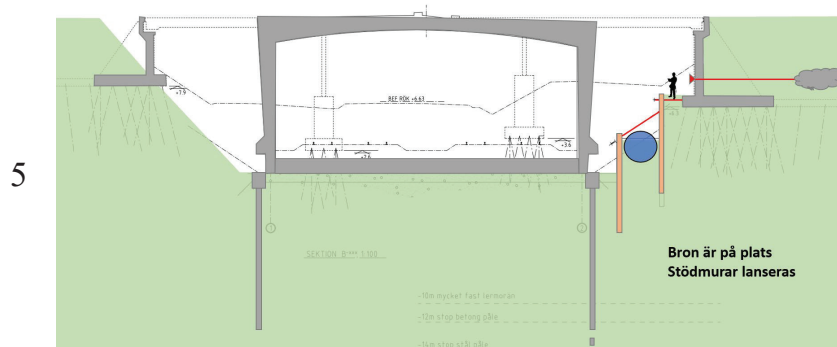
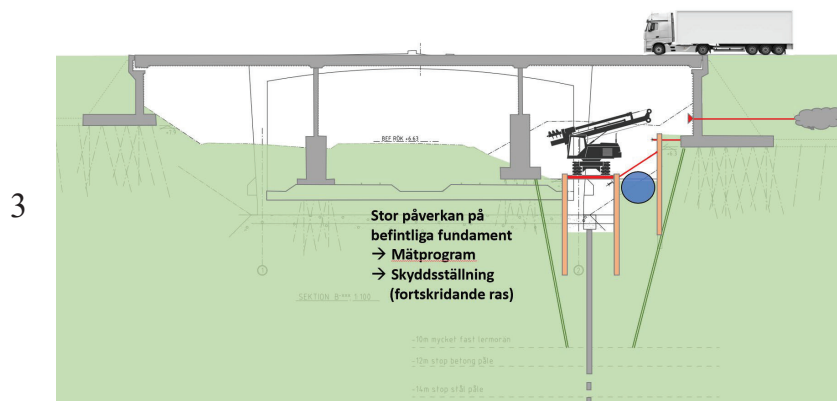
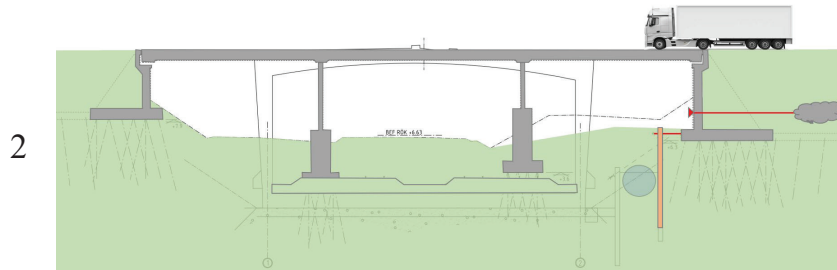
3 LANSERING AV MOTORVÄGSBRO ÖVER JÄRNVÄGEN

Där väg E6 korsade spåren utfördes en av de tyngsta lanseringarna i Sverige genom tiderna när nästan 9000 ton betongbro lanserades i ett område med relativt låg geoteknisk bärighet. Hela lanseringsbanan pålades under befintliga broar på E6:an samtidigt som denna var fullt trafikerad. För detta krävdes bla sponter på flera nivåer, borrning av förankringar genom befintliga landfästen samt avancerade mätningar med övervakning dygnet runt.

Att lansera en bro för en europaväg, som inte får vara avstängd längre än 18 dagar, krävde noggrann planering av alla arbetsmoment. De huvudsakliga arbetsmomenten vid lansering av motorvägsbro var (se Figur 2 också):

1. Utgångsläget var två spår på marknivå under en befintlig bro från 1960-talet. Den befintliga bron hade två brostöd och ett landfäste i varje ände, samtliga pålade. Bron kunde inte på ett rimligt sätt anpassas till de nya spåren och den var därför tvungen att ersättas med en ny plattrambro, som tillät de nya spåren att hamna i ett nedsänkt läge. I tillägg till den nya bron skulle också en ny stormvattenledning anläggas.
2. För att kunna anlägga stormvattenledningen krävdes spont intill det ena landfästet. Sponten förankrades i befintligt landfäste, som i sin tur förankrades i jorden.
3. För att kunna utföra schakt och pålning för lanseringsbanorna krävdes ytterligare sponter. På grund av platsbrist var pålkranen tvungen att vara placerad ovanpå stämpan mellan spontväggarna, se Figur 3. I Figur 4 syns läge för samtliga fem sponter och hur de samverkar med varandra med stämp och stag (i Figur 2 visas enbart sponterna på norra sidan).
4. När lanseringsbalkarna var gjutna ovanpå pålarna var det dags för rivning av den befintliga bron. I samband med rivning fanns risk att rivningsmassor föll ner och skadade den nya stormvattenledningen samt sponterna. För att minimera risken för skador täcktes sponten med lättfyllning och krossmaterial, se Figur 5.

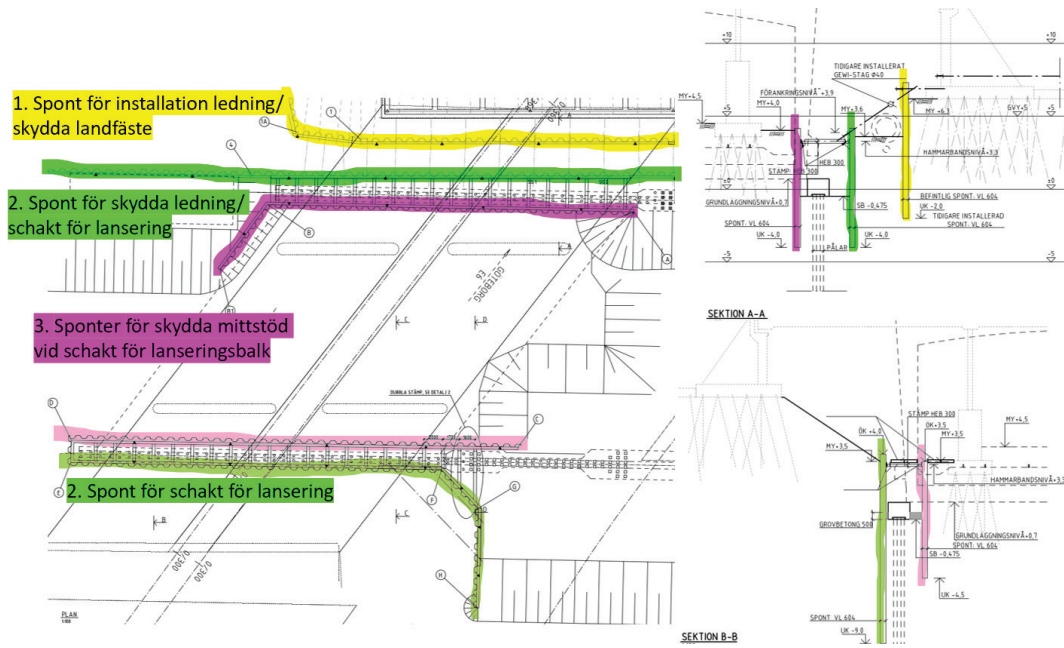
5. Efter rivningen schaktades överflödiga jordmassor bort och den nya bron lanserades på plats.
6. Slutligen skedde återfyllning och trafiken kunde efter 12 dagars avstängning (6 dagar tidigare än beräknat!) åter släppas på.



Figur 2. Skeden för lansering av ny motorvägsbro för E6. Siffror till vänster härrör till steg i arbetsgång ovan.



Figur 3. Maskin för pålinstallation placerad på stämp mellan spontväggar.



Figur 4. Utdrag ur spontritningar för de totalt fem olika spontväggarna vid E6 bron. Planritning till höger och sektionsritning till vänster.



Figur 5. Skydd av spont och ledning i samband med rivning av motorvägsbro.

Under hela tiden övervakades samtliga sponter och den befintliga bron (så länge den var i drift) med avancerad mätutrustning. Förutom traditionell övervakning med dubbar och prismor användes töjningsgivare, avståndsmätning med laser och inklinometrar. Självklart sågs rörelser vid kritiska arbetsmoment men rörelserna var aldrig så pass stora att arbetet behövde avbrytas. För att förhindra en hel brokollaps vid för stora rörelser fanns i tillägg en skyddsställning monterad.

4 BETONGTUNNELN I ÅKARP

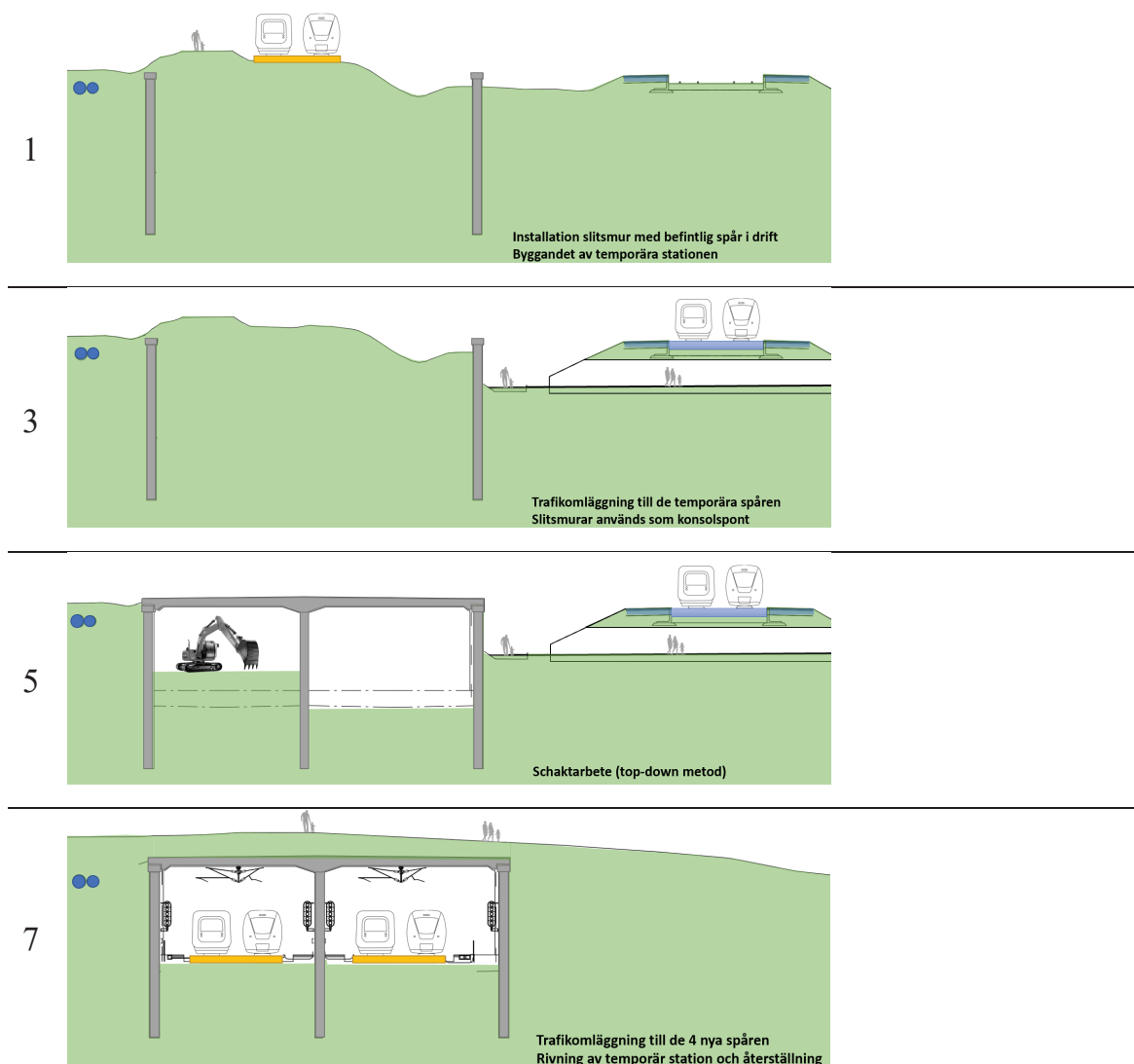
Betongtunneln i Åkarp har utförts med slitsmursväggar, där tunneltaket gjöts ovanpå väggarna och schakt utfördes efter det (en top-down lösning). Lösningen har ställt stora krav på samverkan inom designteamet för att förstå interaktionen mellan olika material och laster. Vald teknik har medfört större risker för produktionsanomalier än vanliga platsgjutna konstruktioner. Detta har krävt ett tätt samarbete mellan konstruktion och produktion före, under och efter byggnation.

Arbetsgången med slitsmurstunneln bestod i följande huvudsakliga arbetsmoment (se också Figur 7):

1. Installation av slitsmurar med befintliga spår i drift. En temporär station byggs.
2. Installation av rörbro för temporär station.
3. Trafikomläggning till temporära spår. Slitsmurarna används i detta skede som konsolspont mot en temporär gc-väg.
4. Utförande av inre slitsmurar (mittväggar) och gjutning av valv/tunneltak.
5. Schaktarbete inne i tunneln enligt top-down metod. I Figur 6 nedan syns en bild inifrån den framschaktade tunneln.
6. Byggnation av nya spår och installationer i tunneln.
7. Trafikomläggning till de fyra nya spåren. Rivning av temporär station och återställning.



Figur 6. Bild inifrån tunnel i Åkarp efter framschaktande med top-down metod.



Figur 7. Huvudsakliga arbetsmoment vid byggnation av tunnel i Åkarp.
Siffror till vänster härrör till steg i arbetsgång ovan.

Dimensionering av slitsmurarna utfördes i samarbete med GeoMind och Centerlöf & Holmberg (C&H). Där GeoMind gjorde beräkningar i PLAXIS 2D ur vilka dimensionerande snittkrafter i form av moment, normalkraft och tvärkraft togs fram. C&H använde dessa snittkrafter för att dimensionera betong och armering i slitsmurarna. Resultatet blev 0,8 m tjocka slitsmurar (0,6 m för mittväggarna) med 110 kg/m^3 armering i två lager.

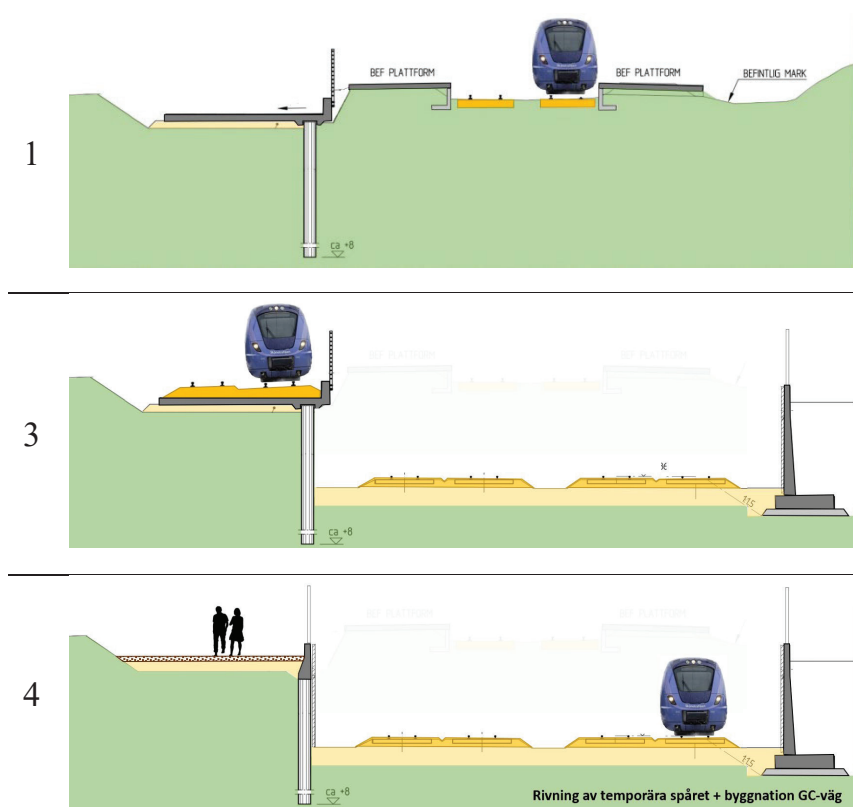
5 BALKONGEN I HJÄRUP

I närheten av Hjärup var det trångt på grund av befintliga bostäder. För att möjliggöra en rimlig förläggning av de temporära spåren placerades dessa på en balkong uppe på en borrad pålvägg, som senare skulle användas som permanent konstruktion.

Spåren trafikerades samtidigt som schakt utfördes under balkongen för anläggande av nya nedsänkta spår. Här ställdes stora krav på samverkan såväl inom designteamet som med produktion för att få en förståelse kring olika byggskedena och vad som kunde komma att bli dimensionerande.

Arbetsgången med slitsmurstunneln bestod av följande huvudsakliga arbetsmoment (se också Figur 8):

1. Installation av pålvägg och en bottenplatta för två temporära spår intill befintlig plattform och befintliga spår.
2. Trafikomläggning från befintliga till temporära spår.
3. Schakt för och byggnation av fyra nedsänkta spår. Temporära spår trafikerades hela tiden med full trafik.
4. Rivning av det temporära spåret och byggnation av en ny gc-väg.



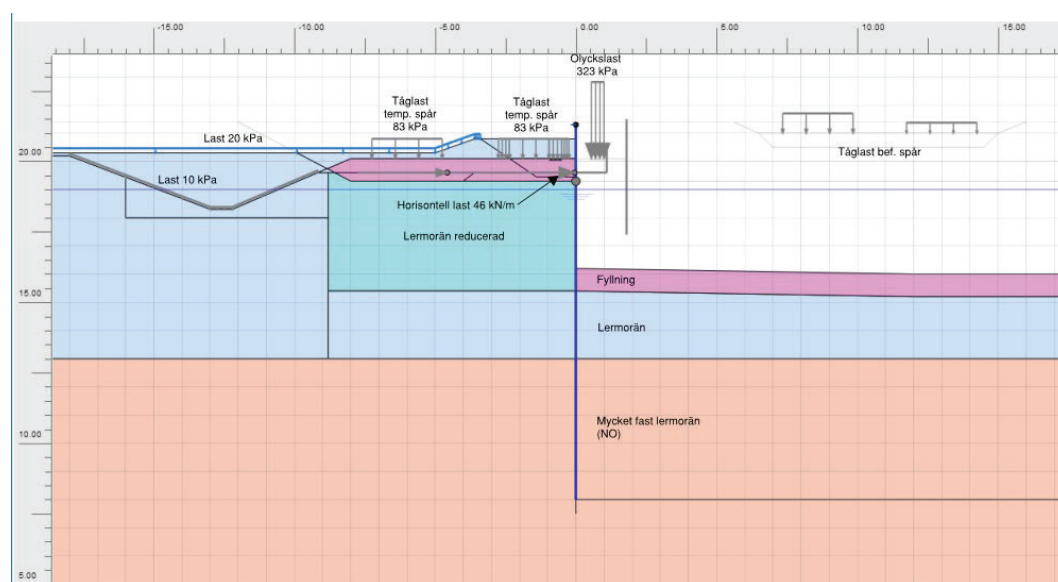
Figur 8. Huvudsakliga arbetsmoment vid byggnation av balkongen i Hjärup. Siffror till vänster hänförs till steg i arbetsgång ovan.

Dimensionering av slitsmurarna utfördes i samarbete med GeoMind och InHouse Tech. Precis som för slitsmurarna gjorde GeoMind beräkningar i PLAXIS 2D ur vilka dimensionerande snittkrafter i form av moment, normalkraft och tvärkraft togs fram. InHouse Tech använde dessa snittkrafter för att dimensionera betong och armering

för de borrade pålarna. Resultatet blev pålar med 0,6 m i diameter installerade med 0,75 m i centrumavstånd.

Lastfallen för balkonglösningen var komplexa med laster bestående av vertikal tåglast samt horisontell last från centrifugalkraft, sidokraft och vindlast. Centrifugalkraften och sidokraften var ett resultat av att spåret här gick i kurva. Dessutom var balkonglösningen att betrakta som en bro varför också olyckslast i form av urspårning skulle beaktas. I Figur 9 syns laster som har beaktats vid ULS-beräkningar.

Under balkongen har jordens hållfasthet och styvhet reducerats med 50% för att ta hänsyn till eventuell försämring av jordmaterialet på grund av upprepade tåglaster under flera år.



Figur 9. Laster som har beaktats för balkongen i Hjärup. Markytan visar slutlig konstruktion.

6 SLUTSATSER OCH LÄRDOMAR

Utbyggnaden av fyrspår mellan Malmö och Lund är ett komplext projekt ur många avseenden. Det har inneburit stora utmaningar med logistik, planering, dimensionering och utförande. Projektet har lett till användandet av flera mindre vanliga metoder i Sverige, såsom slitsmurar och borrade pålväggar. Då två spår hela tiden ska vara i drift har det drivit både designteam och produktion att tänka konstruktivt och ”out-of-the-box” för att skapa tids- och kostnadseffektiva lösningar. Projektet är ännu så länge inte klart men en viktig lärdom i det här projektet har varit att med god samverkan mellan konstruktör, geotekniker och produktion kan allt lösas.

KLIMATDATA I PRAKTIKEN - INTE ALLTID GRUNDLÄGGANDE

**Christel Carlsson ^A, Ramona Kiilsgaard ^A, Xingqiang Song ^A,
Helena Ulfsparre ^B, David Nguyen ^C, Nadia Alayish ^D, Åsa
Thrysin ^D, Stina Bergman ^E**

^A Statens geotekniska institut

^B Familjebostäder Stockholm

^C Skanska

^D IVL Svenska Miljöinstitutet

^E Sweco Sverige AB

SAMMANFATTNING

Regeringen har beslutat att senast år 2045 ska Sverige inte ha några nettoutsläpp av växthusgaser till atmosfären. Enligt Boverkets miljöindikatorer stod bygg- och fastighetssektorn för 21% av Sveriges totala utsläpp av växthusgaser under år 2019. Analysen inkluderar inte klimatpåverkan från markberedning och grundläggning. I lagkravet om klimatdeklaration av byggnader från och med år 2022 inkluderas inte grundläggningen, men en utvidgning av lagkravet är för närvarande under utredning hos Boverket. Vid större infrastrukturbyggen så ställer Trafikverket klimatkrav som gäller vid planläggning, projektering, byggande och drift och underhåll. Mot denna bakgrund är det nödvändigt att kunskapen om olika grundläggningsmetoders klimat- och miljöpåverkan ökar i branschen.

Projektet *Klimatdata för grundläggningsmetoder* finansierades via Smart Built Environment och har inneburit att geotekniker och livscykelanalytiker har samarbetat med målet att ta fram kvalitetssäkrade svenska generiska miljödata för grundläggningsmetoder. Därtill hade projektet som mål att beskriva förutsättningarna för en digital databasstruktur avseende klimat- och miljödata för olika grundläggningsmetoder. Syftet med projektet som genomfördes mellan år 2020-2023 var att skapa bättre förutsättningar för klimatsmarta val av grundläggningsmetoder. Resultatet blev bland annat miljödata för 50 delsystem som ingår i 21 grundläggningsmetoder. Delar av framtagna data har tillgängliggjorts via implementering i Byggsektorns Resurshubb och därifrån kan data gå vidare till diverse beräkningsverktyg, exempelvis till Byggsektorns Miljöberäkningsverktyg.

Två fallstudier genomfördes och resultatet visar att grundläggningen kan stå för en relativt stor del av en byggnads klimatpåverkan. I fallstudie Färgfilmen utförd av Familjebostäder beräknades grundläggningens klimatpåverkan till cirka 24 kg CO₂e per m² bruttoarea (BTA), vilket motsvarar 4% av byggnadens klimatpåverkan i byggskedet. Beräkningar i fallstudie Citygate utförd av Skanska gav en

klimatpåverkan från grundläggningen på cirka 130 kg CO₂e per m² BTA, vilket motsvarar cirka 33% av byggnadens totala klimatpåverkan från byggskedet. Flertalet faktorer bidrar till skillnaden mellan de båda fallen, till exempel val av grundläggningsmetod och mängden schaktmassor som transporteras till deponi.

Projektet har resulterat i riktlinjer för miljöberäkning av grundläggningsmetoder och miljödata för ett antal grundläggningsmetoder som tillgängliggjorts för att kunna användas fritt. Detta ökar möjligheten för fler aktörer i byggbranschen att beräkna grundläggningens klimatpåverkan och bidrar förhoppningsvis till en ökad medvetenhet om betydelsen av grundläggningens klimatpåverkan så att hänsyn till den tas i byggprocessen framöver. Statens Geotekniska Institut, IVL Svenska Miljöinstitutet, Sweco Sverige AB, Familjebostäder Stockholm och Skanska genomförde projektet mellan åren 2020-2023.

SUMMARY

The Swedish government has decided that no later than 2045, Sweden shall have no net emissions of greenhouse gases into the atmosphere. According to environmental indicators from the Swedish National Board of Housing, Building and Planning, the building sector accounted for 21% of Sweden's total emissions of greenhouse gases in 2019. The analysis does not include the climate impact from foundation methods. The legal requirement for climate declaration of buildings from year 2022 does not include the foundations. However, an expansion of the law is currently under investigation by the Swedish National Board of Housing, Building and Planning. The Swedish Transport Administration also demands reduced climate impact from planning, construction, operation and maintenance of major construction projects. Considering the above, it is necessary that knowledge about the climate and environmental impact of foundation methods increases in the building industry.

The project *Climate data for foundation methods* was financed via Smart Built Environment and has meant that geotechnicians and life cycle analysts have collaborated with the goal of producing quality-assured Swedish generic environmental data for foundation methods. In addition, the project aimed to describe the prerequisites for a digital database structure for climate and environmental data for different foundation methods. The purpose of the project, which was carried out between the years 2020-2023, was to create better conditions for climate-smart choices of foundation methods. The result was, among other things, environmental data for 50 subsystems that are included in 21 foundation methods. Parts of the new data have been made available via implementation in *Byggsektorns Resurshubb*, from where data can be passed on to various calculation tools, for example to *Byggsektorns Miljöberäkningsverktyg*.

Two case studies were carried out and the results show that the foundation can account for a relatively large part of a building's climate impact. In the Färgfilmen case study, carried out by Familjebostäder, the climate impact of the foundation was calculated to be approximately 24 kg CO₂e per m² gross area (BTA), which

corresponds to 4% of the building's climate impact in the construction phase. Calculations in the Citygate case study carried out by Skanska gave a climate impact from the foundation of approximately 130 kg CO₂e per m² BTA, which corresponds to approximately 33% of the building's total climate impact from the construction phase. Several factors contribute to the difference between the two cases, for example the choice of foundation method and the amount of excavated material that is transported to landfill.

The project has resulted in guidelines for environmental calculation of foundation methods and environmental data for a number of foundation methods that have been made available for free use. This increases the possibility for more actors in the construction industry to calculate the climate impact of the foundation methods and hopefully contributes to an increased awareness of the importance of the climate impact of the foundations so that it is taken into account in the construction process further on. The project was carried out by the Swedish Geotechnical Institute, IVL Swedish Environmental Institute, Sweco Sweden AB, Familjebostäder Stockholm and Skanska between the years 2020-2023.

1 BAKGRUND

Regeringen har beslutat att senast år 2045 ska Sverige inte ha några nettoutsläpp av växthusgaser till atmosfären. För att nå detta mål måste alla sektorer bidra. Bygg- och anläggningsbranschen står för en betydande del av Sveriges totala klimatpåverkan (Boverket, 2021) och har tagit fram en färdplan för fossilfri konkurrenskraft för att bidra till regeringens mål. Varje år omsätter svenska byggprojekt för hus, vägar, järnvägar och andra anläggningar drygt 300 miljarder kronor, vilket motsvarar nästan 10% av BNP (IVA, 2014). Enligt Boverkets miljöindikatorer stod bygg- och fastighetssektorn för 21% av Sveriges totala utsläpp av växthusgaser under år 2019 vilket motsvarar ungefär 12 Mton koldioxidekvivalenter (CO₂e, Boverket, 2021). Analysen inkluderar klimatpåverkan från hus, väg och järnväg samt från fastighetsförvaltning. Däremot ingår inte klimatpåverkan från markberedning och grundläggning. Markarbeten, inklusive grundläggning utgör ungefär 20% av kostnaden för byggprojekt (SGI, 1995). Enligt Sveriges Byggindustrier och Kungliga vetenskapsakademien (IVA, 2014) skulle klimatbelastningen från byggskedet öka med storleksordningen 50% om markberedning och grundläggningsarbeten skulle ingå i klimatberäkningarna för en byggnad. Ett flertal litteraturstudier har visat att grundläggning och markarbeten kan medföra betydande klimatpåverkan under byggskedet, till exempel 38,3 kg CO₂e per m² BTA, motsvarande 34% av den totala klimatpåverkan från produktskedet (livscykelmodul A1-A3) vid uppförande av ett småhus i Sverige (Petrovic *et al.*, 2019) och 377,3 kg CO₂e per m² bruttoarea (BTA) motsvarande 53% av den totala klimatpåverkan (livscykelmodul A1-A5) vid uppförande av ett kontor i Japan (Nakano *et al.*, 2020).

Grundläggning görs för att säkerställa att marken inte ska drabbas av sättningar eller brott vid uppförande av ett byggnadsverk. Valet av grundläggningsmetod beror bland

annat på platsspecifika markförhållanden samt byggnadens last som är ett resultat av dess utformning och vikt. Vanligt förekommande grundläggningsmetoder, såsom djupare pålning med hjälp av KC-pelare (kalk/cementpelare) eller stålpålar, eller ytlig plattgrundläggning med armerad betong är generellt sett mycket material- och energikrävande processer och genererar stora utsläpp av växthusgaser.

Aktörer i byggbranschen och inom akademien har historiskt sett främst genomfört beräkningar av klimatpåverkan från användningsskedet av byggnader. Men, då allt fler livscykelanalyser av nyproducerade byggnaders klimatpåverkan genomförs, visar livscykelanalyserna att produkt- och byggproduktionsskedena står för en betydande del av byggnaders klimatpåverkan (t.ex. Abouhamad & Abu-Hamd, 2020; Allan & Phillips, 2021). Det behövs en ökad insikt och ökad kunskap hos branschens aktörer gällande byggskedets betydelse för klimatet (Sveriges Byggindustrier och IVA, 2014; WorldGBC, 2022). Det behövs även mer kunskap om klimatpåverkan från olika grundläggningsmetoder av byggnader. Ett examensarbete vid Luleå Tekniska Universitet i samarbete med Sweco Civil AB bekräftar denna bild (Bergman, 2018; Bergman *et al.*, 2019). Examensarbetet baseras på intervjuer och visar att det framför allt är ekonomi, traditioner och personliga erfarenheter som är styrande vid val av grundläggningsmetoder, och inte dess klimatpåverkan.

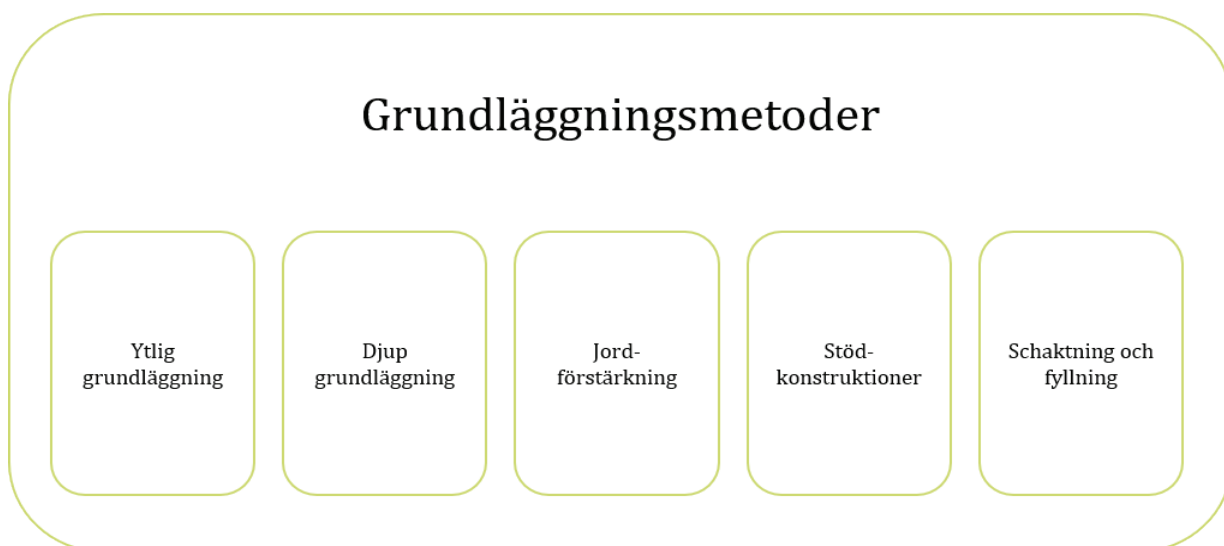
Enligt en litteraturöversikt genomförd mellan nov 2019 och mars 2020 gällande publicerad internationell vetenskaplig litteratur om LCA av geotekniska arbeten, inklusive grundläggning, framgår det att det saknas detaljerade analyser av klimat- och miljöpåverkan från grundläggning och markarbeten vid uppförande av byggnader (Song *et al.*, 2020). Resultatet indikerar att LCA av geotekniska konstruktioner befinner sig i sin linda och att det råder ett fragmenterat tillstånd avseende val av funktionella enheter, systemgränser, lagerdatakällor, konsekvensbedömning och tolkning.

I branschen pågår flera initiativ för en ökad digitaliseringsgrad av olika byggprocesser. Trots att markarbeten och grundläggning inte är en självklar del av en byggnads redovisade klimatpåverkan, så finns det några verktyg för beaktande av klimatpåverkan från grundläggningsmetoder, till exempel Klimatkalkyl (Trafikverket, 2022) och de båda planeringsverktygen Geokalkyl för infrastruktur (Trafikverket, 2018) och Geokalkyl för bebyggelse (SGI, 2016). En rapport från SGI (Kiilsgaard, 2019) visar dock att det saknas kvalitetssäkrade svenska klimatdata för en stor bredd av grundläggningsmetoder. Detta är ett hinder för klimatsmarta val och för att genomföra kompletta klimatpåverkansbedömningar av byggnader och infrastruktur. I dagsläget finns en del fritt tillgängliga, generiska och kontinuerligt uppdaterade klimatdata för olika grundläggningsmetoder hos Trafikverket, men enligt muntliga uppgifter så finns det behov av att förbättra emissionsdata för grundläggningsmetoders klimatpåverkan (Lindgren, 2019). De relativt begränsade data som finns är nåbara via verktygen Klimatkalkyl och Geokalkyl. Motsvarande data för grundläggning som är generisk och fritt tillgänglig för klimatberäkningar av byggnader har hittills inte funnits i Byggsektorns miljöberäkningsverktyg (IVL, 2019), som är ett exempel på ett verktyg som kan användas för klimatberäkning av

byggnader (Boverket, 2022).

Regeringen införde lagkrav om klimatdeklaration av byggnader år 2022 och avser även genomföra åtgärder för att främja att klimatpåverkan beaktas i större utsträckning vid offentlig upphandling av byggtreprenader (Prop., 2019/20:65). För att bidra till Sveriges klimatmål har Boverket föreslagit att livscykelperspektivet ska vara en utgångspunkt för all ny- och ombyggnad liksom förvaltning av befintliga byggnader (Boverket, 2014, 2018). Vad gäller infrastrukturbygge, så ställer Trafikverket krav om minskad klimatpåverkan vid större anläggningsprojekt. Kraven gäller planläggning, projektering, byggande, drift och underhåll (Trafikverket, 2016). Det är viktigt att även klimatpåverkan från markarbeten och grundläggning beaktas i dessa sammanhang.

För att bidra till ett klimatneutralt byggande 2045 är det nödvändigt att kunskapen om olika grundläggningsmetoders klimatpåverkan ökar i branschen och att beräkningar av klimatpåverkan av byggnader, vägar och järnvägar även inkluderar förberedande markarbeten och grundläggning. Syftet med projektet som helhet var att skapa förutsättningar för klimatsmarta val av grundläggningsmetoder för byggnader, vägar och järnvägar och därmed bidra till ett hållbart byggande. Arbetet som presenteras i denna artikel fokuserar endast på klimatpåverkan från grundläggning av byggnader. Med begreppet grundläggningsmetoder inkluderas här både själva grundläggningsarbetet samt grundkonstruktioner, se Figur 1.



Figur 1. Översikt över olika typer av metoder som ingår i begreppet grundläggningsmetoder och inkluderar både utförandet och själva konstruktionen (Kiilsgaard, 2019).

2 GENOMFÖRANDE

Projektet avgränsades till att omfatta beräkning av miljödata (växthusgasutsläpp och primärenergi) för grundläggningsmetoder vid uppförande av byggnadsverk vid svenska förhållanden. Inom projektet avser begreppet grundläggningsmetoder ytlig och djup grundläggning, jordförstärkning, stödkonstruktion samt schaktning och fyllning.

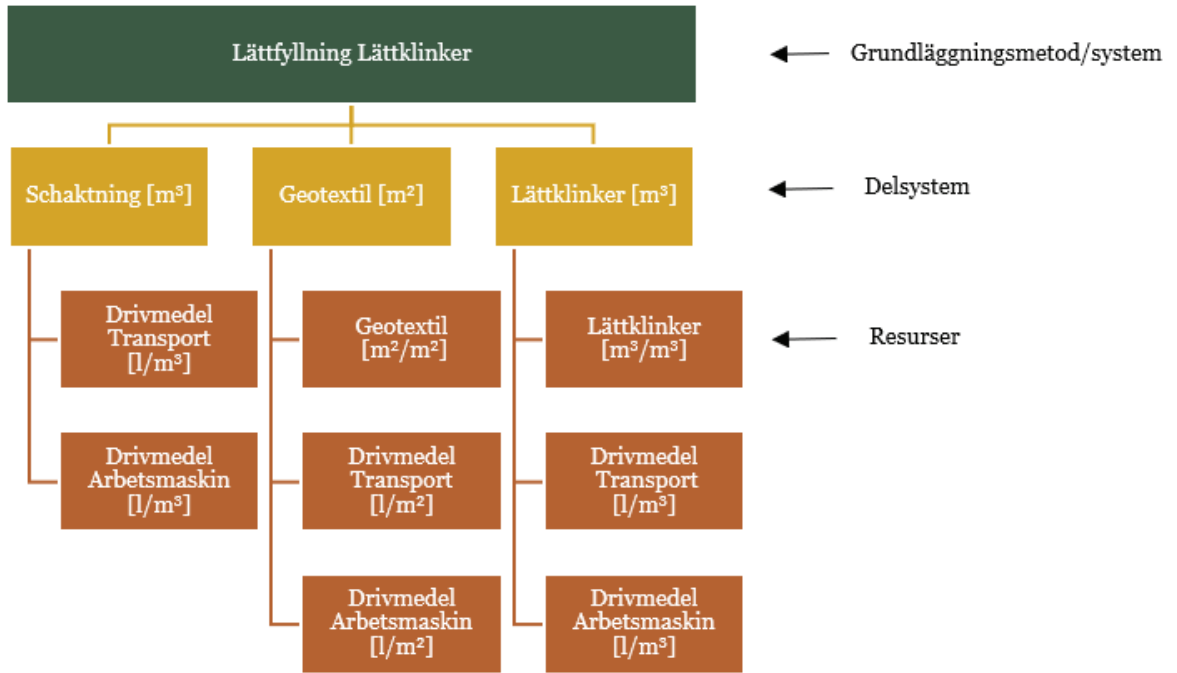
För att kunna beräkna miljödata i ett livscykelperspektiv och tillgängliggöra resultatet på ett effektivt sätt utfördes projektet i följande steg:

1. Utveckling av riktlinjer för framtagande av miljödata för grundläggningsmetoder
2. Livscykelinventering för grundläggningsmetoder
3. Miljöpåverkansbedömning
4. Undersökning av lämplig databasstruktur och förvaltning
5. Validering av miljödata i fallstudier

2.1 Utveckling av riktlinjer för framtagande av miljödata

En grundkonstruktion är platsspecifikt dimensionerad och anpassad till byggnadsverkets utformning och utförande samt till markens förutsättningar. Mot denna bakgrund valde projektet att ta fram generiska miljödata för olika delsystem som ingår i uppbyggnaden av aktuella grundläggningsmetoder. Delsystemen är i sin tur uppbyggda av resurser, det vill säga material och/eller arbete. Vid miljöpåverkansbedömning kan de olika delsystemen kombineras till önskade specifika grundläggningsmetoder. Exempel på en komplett grundläggningsmetod är lättfyllning med lättklinker, i vilken delsystemen *Schaktning med grävmaskin*, *Geotextil* och *Lättklinker* ingår (Figur 2). I de fall där en grundläggningsmetod ansetts vara linjärt uppskalningsbar har miljödata beräknats för kompletta grundläggningsmetoder.

Miljödata beräknades för livscykelmodulerna A1-A5 (Figur 3) enligt standard SS-EN 15804:2012 och SS-EN 15978:2011 (SIS, 2019).



Figur 2. Exempel på uppbyggnad av grundläggningsmetoden Lättklinker, med ingående delsystem och resurser.

Byggnadsverks bedömningsinformation																
Byggnadsverks livscykelinformation														Tilläggsinformation, ut- anför byggnads livscykel		
A1–A3 Produkt- skede			A4–A5 Byggpro- duktions- skede		B1–B7 Användningsskede							C1–C4 Slutskede		D		
Råvaruförsörjning	Transport	Tillverkning	Transport	Bygg – och installations- processen	Användning	Underhåll	Reparation	Utbyte	Ombyggnad	Driftsenergi	Driftens vattenanvändning	Demontering, rivning	Transport	Restproduktbehandling	Bortskaffning	Återanvändning, åter- hämtning, återvinning, potential
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D

Figur 3. Beskrivning av en livscykel för en byggprodukt eller byggnadsverk enligt SS-EN 15804:2012+A2:2019 och SS-EN 15978:2011. I projektet beräknades miljödata för A1-A5, där livscykelmodul A1-A3 avser tillverkning av produkter, livscykelmodul A4 avser transport av tillverkade produkter till byggarbetsplats och A5 avser arbete vid grundläggningens utförande (energi och byggspill).

2.2 Livscykelinventering

Ett första steg i en livscykelanalys är inventering av inflöden av material och energi till det aktuella systemet som ska studeras. I projektet gjordes inventeringen av material och energi för produktskedet (livscykelmodulerna A1-A3), transport till byggarbetsplatsen (livscykelmodul A4) och installationsarbete på byggarbetsplatsen (livscykelmodul A5, se Figur 3).

Data för drivmedelsförbrukning för vissa arbetsmaskiner inom livscykelmodul A5 saknas i befintliga databaser och litteraturen. Istället behövdes erfarenhetsbaserade data inhämtas från entreprenörer. För vissa arbetsmaskiner kvarstår dataluckor gällande drivmedelsförbrukning då det fanns svårigheter att lokalisera sådan data.

Även för transporter inom livscykelmodul A4 var det svårt att inhämta data av bra kvalitet. Vid beräkningar i projektet användes primärt Boverkets eller Trafikverkets schablondata för transportavstånd och transsporttyp där den antogs vara relevant för svenska förhållanden trots att kvaliteten på data var svår att bedöma.

2.3 Miljöpåverkansbedömning

Utifrån inventeringen av använda mängder material och energi beräknas miljöpåverkan som produkten av inventeringsdata och emissionsdata. Projektet har haft som mål att ta fram nya *generiska miljödata* (klimatdata och energidata) för grundläggningsmetoder som är representativa för svenska förhållanden och tog därför fram kriterier för de underlag som skulle användas vid beräkningarna (Tabell 1). I första hand skulle generiska miljödata grunda sig på EPD:er (miljövarudeklarationer).

Tabell 1. Prioriteringsordning av underlag vid beräkning av nya miljödata.

1. EPD från en svensk sektor, till exempel den uppdaterade EPD:n (S-P-01325) om sågat virke av gran eller tall, producerad i Sverige av medlemmar i Svenskt Trä.
2. Medelvärden av miljödata från flera svenska EPD:er som täcker en typprodukt (till exempel fabriksbetong C30/37) eller produktgrupp (till exempel krossmaterial).
3. Medelvärden av miljödata från en svensk EPD och en (eller flera) europeisk EPD. Framförallt gäller det om bara en svensk EPD för en produkt (till exempel slagg) identifieras, men att viss import förekommer.
4. Medelvärden av miljödata från flera europeiska EPD:er. Det gäller om ingen svensk EPD hittades för någon byggprodukt till exempel geonät.
5. EPD från en europeisk sektor (till exempel för polypropylen av PlasticsEurope) eller någon annan databas (till exempel miljödata för kalk i Ökobaudat som bedöms representativa för svenska förhållanden).
6. Beräknade miljödata med hjälp av databasen Ecoinvent och påverkansbedömningsmetoder i LCA-mjukvara SimaPro, om ingen EPD eller motsvarande återfanns.

2.4 Undersökning av databasstruktur och förvaltning

För att tillgängliggöra framtagna miljödata hade projektet som mål att föreslå en digital databasstruktur och förvaltning av den. I det syftet var det effektivt att ta lärdom av och återanvända lösningar som redan tagits fram. Byggsektorns resurshubb är en webbtjänst som publicerar kvalitetsgranskade och digitalt tillgängliga LCA-data för de byggresurser som används under en byggnads livscykel (Erlandsson & Lundin, 2018). Byggsektorns resurshubb och dess struktur passade väl in på de behov som identifierats för projekts data och därmed valde projektet att implementera delar av framtagna miljödata där. Det innebär att framtagna data för grundläggning och markarbeten kommer omfattas av den förvaltning av miljödata som gäller hela databasen. Från Byggsektorns resurshubb kan olika beräkningsverktyg, till exempel Byggsektorns Miljöberäkningsverktyg (BM), sedan väljas att använda framtagna data från resurshubben.

Utöver tillgängliggörande av data via Byggsektorns resurshubb finns projektets resultat i en projektrapport, inklusive bilagor med miljödata, metodbeskrivning och redovisning av fallstudier, fritt tillgängligt via Digitala Vetenskapliga Arkivet (DiVA).

2.5 Fallstudier

Två fallstudier genomfördes för att testa användbarheten av framtagna data och bidra till kunskap om grundläggningens klimatpåverkan i relation till hela byggnadens klimatpåverkan. Den ena fallstudien undersökte klimatpåverkan från byggprojektet Färgfilmen med Familjebostäder som byggherre och den andra fallstudien undersökte klimatpåverkan från byggprojektet CityGate utförd av byggtreprenören Skanska.

Fallstudie 1 - Färgfilmen

Byggprojektet Färgfilmen är ett flerfamiljshus om 61 lägenheter fördelat på 5 våningar och ett underbyggt garage med 28 parkeringsplatser. Den totala bruttoarean av byggnaden är 7 750 m² varav garaget utgör cirka 850 m². Marken utgjordes av lera ovan morän, med berg i dagen på vissa platser. Grundläggningen utfördes genom bland annat sprängning av berg som innebar att både berg- och schaktmassor transporterades bort från byggarbetsplatsen. Fyllnadsmassor av grus och makadam tillfördes därefter till byggarbetsplatsen. Därtill installerades borrade stålrörspålar samt stålsponning mot en befintlig bilväg. Även en mindre mängd stödmur användes.

Beräkningen av klimatpåverkan utfördes med BM som hämtade den miljödata som tagits fram i projektet och som lästs in till BM via Byggsektorns resurshubb. Indata i form av byggresurser och tillhörande mängder hämtades från mängdförteckning framtagna av Familjebostäders entreprenör PEAB. Aktuell grundläggningsmetod omfattade byggdel 1 Mark enligt SBEF byggdelstabell (Skanska, 2014). Dock har vissa delsystem inom byggdel 1 exkluderats, till exempel 17 Trädgård och liknande utföranden som inte hör till grundläggningen. Totalt användes 15 delsystem vid beräkningen och dessa uppgår till 100% av täckningsgraden för aktuellt fall.

Vid jämförelse av klimatpåverkan från grundläggningen respektive byggnaden ovan mark, så ingick byggdel 2-8 (enligt SBEF byggdelstabell) i klimatpåverkan av byggnadens ovanmark.

Fallstudie 2 - Citygate

Byggprojektet Citygate är ett höghus med 36 våningar samt en lågdel på 10 våningar med gemensam bruttoarea på 66 525 m². Jordprofilen består överst av cirka 1,0 m fyllning som underlagras av lera, med en mäktighet på cirka 50 m, ovan ett friktionslager på berg. Friktionslagrets mäktighet är cirka 10-15 m. Grundläggningen har utgjorts av slagna stålrörspålar och betongpålar. För att schakta sig ner och gjuta för källaren har en temporär tätspont av stål, med en hammarbandsnivå och stämp, använts runt fastigheten.

Klimatberäkning i fallstudien utfördes genom handberäkningar i Excel med miljödata som tagits fram i projektet. Beräkningen baseras på mängder från anbuds kalkylen, det vill säga uppskattade mängder för slutprodukten och jämförs mot produktions kalkylen, det vill säga utfall och faktiska mängder använda i produktionen.

Grundläggningens klimatpåverkan jämfördes sedan mot byggnadens totala klimatpåverkan. I beräkningen av byggnadens klimatpåverkan ingick bland annat fundament, källare, garage, stålstomme och fasad.

3 RESULTAT OCH DISKUSSION

Projektet resulterade i miljödata, det vill säga data som anger växthusgasutsläpp och användning av primärenergi, för 50 delsystem som ingår i 21 grundläggningsmetoder. Utöver det beräknades miljödata för 10 kompletta grundläggningsmetoder. Projektet resulterade även i en sammanställning av drivmedelsförbrukning per arbetsmaskin samt en sammanställning av transportavstånd och transporttyper per resurs. Därtill har delar av framtagna data implementerats i databasen Byggsektorns resurshubb.

3.1 Specifika resultat från två fallstudier

Fallstudier utfördes av Familjebostäder och Skanska för att testa användbarheten i framtagna data och skaffa kunskap om storleksordningen på klimatpåverkan från grundläggning i förhållande till klimatpåverkan från byggnaden ovan mark.

Familjebostäder använde Byggsektorns Miljöberäkningsverktyg och den miljödata för grundläggning som projektet implementerat i verktyget och upplevde användningen som enkel och att nödvändiga data lätt gick att söka fram. Skanska genomförde handberäkningar med projektets framtagna data, publicerade i slutrapporten till projektet och som återfinns i DiVA. De uppskattade transparensen kring hur data tagits fram, vilket framgick av bilagor till rapporten.

Resultat från de två fallstudierna visar att grundläggningen kan stå för en relativt stor del av en byggnads klimatpåverkan. Enligt fallstudierna stod grundläggningen för 4% respektive 33% av en byggnads klimatpåverkan i byggskedet (A1-A5). Detta ligger i linje med flertalet litteraturstudier som har visat att grundläggning och markarbeten kan medföra betydande klimatpåverkan under byggskedet (Tabell 2). Flertalet faktorer bidrar till skillnaden mellan de båda fallen, till exempel val av grundläggningsmetod och mängden schaktmassor som transporteras till deponi.

Tabell 2. Exempel på klimatpåverkan från grundläggningsmetoder i ett urval av litteraturstudier.

Referens	Klimatpåverkan från grundläggningsmetoder		Typ av byggnad	Plats
	kg CO ₂ e/ m ² BTA	% av hela byggskedet (A1-A5)		
(Asdrubali <i>et al.</i> , 2020)	19,58	3,5%	Utställningsutrymme (2-våning, trähus)	Italien
(Rabani <i>et al.</i> , 2021)	20,99	9,2%	Kontor (3-våning betonghus)	Norge
(Allan & Phillips, 2021)	44,47	32,5%	Flerbostadshus (12-våning, trähus)	USA
	46,52	22,4%	Flerbostadshus (12-våning, stålstomme)	
(Abouhamad & Abu-Hamd, 2020)	51,96	25,1%	Kontor (5-våning, lätt stålram)	Egypten
(Petrovic <i>et al.</i> , 2019)	38,31*	34%**	Småhus (1-våning, trähus)	Sverige
(Nakano <i>et al.</i> , 2020)	377,32	53,1%	Kontor (2-våning, trähus)	Japan

*Avser produktskedet (A1-A3) som motsvarar 17% av den totala klimatpåverkan (från livscykelmodulerna A1-A3, A4, B1-B5, C1-C4) under en beräkningsperiod på 100 år.

**Avser produktskedet (A1-A3).

Fallstudie 1 - Färgfilmen

Beräkning av klimatpåverkan från grundläggningen (exklusive platta på mark) för livscykelmodulerna A1-A5 beräknades både i anbudsskedet (innan utförandet) med antagna mängder och i produktionsskedet (efter utförandet) med verkliga mängder. Resultatet av beräkningar i anbudsskedet respektive produktionsskedet visade på ett utsläpp av 153 respektive 187 ton CO₂e från grundläggningen (Tabell 3). Den totala klimatpåverkan förändrades från 19,7 kg CO₂e per m² BTA vid beräkning i

anbudsskedet till 24,08 kg CO₂e per m² BTA vid beräkning i produktionsskedet. Detta pekar på vikten av att beräkna klimatpåverkan med mängduppgifter av bra kvalitet för att få en korrekt uppfattning om den klimatpåverkan som ett projekt bidrar med, så att man i ett arbete med klimatreduktion fokuserar på rätt delar. Det indikerar också att justering kan behöva göras av klimatberäkningen i anbudsskedet för att bättre prognosticera det verkliga klimatavtrycket.

Tabell 3. Beräknad klimatpåverkan från grundläggning av byggprojektet Färgfilmen redovisat per modul som ingår i en byggnads livscykel. Observera att data saknas för A5 i produktionsskedet.

Livscykelmoduler	Klimatpåverkan	
	Anbudsskede	Produktionsskede
A1-A3 Produkter	11,35	12,67
A4 Transport	6,77*	11,41**
A5 Byggarbetsplatsens fordon, maskiner och apparater ***	1,58	Data saknas
Summa A1-A5 (kg CO₂e per m² BTA)	19,7	24,08
Summa A1-A5 (kg CO₂e)	152 675	186 620

* För livscykelmodul A4 har ett generellt transportavstånd på 20 km använts i anbudsskedet

** För livscykelmodul A4 har transportavstånd på 40-43 km använts i produktionsskedet

*** I livscykelmodul A5 är det enbart klimatpåverkan från energiförbrukning av fordon och maskiner som medräknats.

En jämförelse mellan klimatpåverkan från grundläggningen och från byggnaden ovan mark visade att grundläggningen stod för 4% av den totala klimatpåverkan i anbudsskedet.

Resultatet från beräkningar efter utförandet av Färgfilmen, med verkligt använda mängder material och resurser, visar att klimatbelastningen från transporterna (A4) har haft en stor påverkan (cirka 47%). Resultatet från beräkningar med verkliga mängder i produktionsskedet visar att klimatpåverkan höjdes för A1-A3 jämfört med beräkningen från anbudsskedet. Det beror bland annat på en ökad mängd använd spont i produktionsskedet.

Tabell 4. Beräknad klimatpåverkan från grundläggning av byggprojektet Färgfilmen redovisad per resurs med högst klimatpåverkan i projektet.

Livscykelmoduler	Klimatpåverkan i anbudsskede		
	Tät- och glesspont	Stålrörspålar	Jord- och bergschakt
A1-A3 Produkter	8,13	1,84	-
A4 Transport	0,008	0,003	5,54
A5 Byggarbetsplatsens fordon, maskiner och apparater	0,064	0,099	1,418
Summa kg CO₂e per m² BTA	8,20	1,94	6,96

Klimatberäkning per delsystem visar att tät- och glesspont samt jord- och bergschakt stod för störst klimatpåverkan (Tabell 4). I detta ingår även den temporära tätsPonten.

Fallstudie 2 - Citygate

Beräkning av klimatpåverkan från grundläggningen (exklusive platta på mark) för livscykelmodulerna A1-A5 i anbudsskedet respektive produktionsskedet visade på utsläpp av 8 234 respektive 8 659 ton CO₂e (Tabell 5). Skillnaden motsvarar cirka 5% och kan i huvudsak förklaras med att det under produktionsskedet tillkom en extra spontlinje för att hantera schakten, vilket gav större utsläpp än som kunde förutses i anbudsskedet. Den totala klimatpåverkan (kg CO₂e per m² BTA) förändrades från 123,8 kg CO₂e per m² BTA vid beräkning i anbudsskedet till 130,2 kg CO₂e per m² BTA vid beräkning i produktionsskedet.

Tabell 5. Beräknad klimatpåverkan från grundläggning av byggprojektet Citygate redovisad per modul som ingår i en byggnads livscykel.

Livscykelmoduler	Klimatpåverkan	
	Anbudsskede	Produktionsskede
A1-A3 Produkter	115,2	121,1
A4 Transport	2,2	2,3
A5 Byggarbetsplatsens fordon, maskiner och apparater*	6,4	6,8
Summa A1-A5 (kg CO₂e per m² BTA)	123,8	130,2
Summa A1-A5 (kg CO₂e)	8 233 900	8 658 800

* I livscykelmodul A5 är det enbart klimatpåverkan från energiförbrukning av fordon och maskiner som medräknats.

Klimatpåverkan av byggnaden ovan mark är cirka 18 000 ton CO₂e vilket innebär att grundläggningens klimatpåverkan är cirka 33% av den totala klimatpåverkan. Det är inte så förvånande att grundläggningens klimatbelastning var så stor med hänsyn till byggnadens utformning. Byggnaden är hög (36 våningar) och lasterna är stora.

Det kan noteras att A1-A3 står för störst klimatavtryck, 115,2 kg CO₂e per m² BTA, medan de andra livscykelskedena står för 2,2 (A4) respektive 6,4 kg CO₂e per m² BTA (A5). En stor del av klimatberäkningen utgörs av den temporära sponten (Tabell 6). Oftast återanvänds dock denna och en återvänd spont ger inget klimatbidrag i en klimatberäkning, vilket innebär att ett projekt som köper in en ny spont tar all klimatbelastning och har en avsevärt större post på stål (material) jämfört med ett projekt med en återanvänd spont. Om spontens klimatpåverkan exkluderas i beräkningen för produktionsskedet skulle grundläggningens klimatpåverkan istället vara 94,5 kg CO₂e per m² BTA och utgöra cirka 25% av hela byggnadens klimatpåverkan för A1-A5.

Tabell 6. Beräknad klimatpåverkan från grundläggning av byggprojektet Citygate redovisad per resurs med högst klimatpåverkan i projektet.

Livscykelmoduler	Klimatpåverkan i anbudsskede			
	Spont	Konstruktions- element	Pålning	Summa kg CO ₂ e/ m ² BTA
A1-A3 Produkter	27,9	4,6	82,7	115,2
A4 Transport	0,4	0,1	1,7	2,2
A5 Byggarbetsplatsens fordon, maskiner och apparater	1,8	-	4,6	6,4
Summa kg CO₂e per m² BTA	30,1	4,7	89	123,8

4 FORTSATT ARBETE

Projektet har inneburit att riktlinjer för miljöberäkning av grundläggningsmetoder tagits fram och att miljödata för ett antal grundläggningsmetoder tillgängliggjorts för att kunna användas fritt. Detta ökar möjligheten för fler aktörer i byggbranschen att beräkna grundläggningens klimatpåverkan och bidrar förhoppningsvis till en ökad medvetenhet om betydelsen av grundläggningens klimatpåverkan så att hänsyn till den tas i byggprocessen framöver.

För att förbättra kvaliteten på miljödata kan framtagna riktlinjer och beräkningsunderlag utvecklas ytterligare. Det är till exempel önskvärt att (i) komplettera befintliga data avseende drivmedelsförbrukning för arbetsmaskiner, samt (ii) att söka och använda information om marknadsandelar av byggprodukter på den svenska marknaden för att beräkna generiska data för svenska förhållanden. Därtill vore det värdefullt att miljödata beräknas för många fler delsystem och kompletta grundläggningsmetoder.

En generell rekommendation vid klimat- och miljöpåverkansberäkningar är att redovisa samtliga beräkningsunderlag på ett transparent sätt för att kunna jämföra resultat från olika fallstudier samt underlätta kommunikation mellan olika aktörer.

5 REFERENSER

- Abouhamad, M., Abu-Hamd, M., 2020. *Life cycle environmental assessment of light steel framed buildings with cement-based walls and floors*. Sustainability. 12(24), artikel-id 10686.
- Allan, K., Phillips, A.R., 2021. *Comparative cradle-to-grave life cycle assessment of low and mid-rise mass timber buildings with equivalent structural steel alternatives*. Sustainability. 13(6), artikel-id 3401.

- Asdrubali, F., Baggio, P., Prada, A., Grazieschi, G., Guattari, C., 2020. *Dynamic life cycle assessment modelling of a NZEB building*. Energy. 191, artikel-id 116489.
- Bergman, S., 2018. *Livscykelanalys för grundläggning av byggnader: Användningen idag och hur metoden kan tillämpas i praktiken*. Luleå Tekniska Universitet, Institutionen för samhällsbyggande och naturresurser, Arkitektur och vatten, examensarbete.
- Bergman, S., Fransson, J., & Vass, S., 2019. LCA inom geoteknik, är vi redo? *Bygg och Teknik, Nr. 1, s.46-49*.
- Boverket, 2014. *Förslag till strategi för miljö kvalitetsmålet God bebyggd miljö*. Boverket, rapport 2014:32, regeringsuppdrag.
- Boverket, 2018. *Klimatdeklaration av byggnader, Förslag på metod och regler, Slutrapport*. Boverket 2018:23.
- Boverket, 2021. *Miljöindikatorer - aktuell status*. Hämtat från <https://www.boverket.se/sv/byggande/hallbart-byggande-och-forvaltning/miljoindikatorer---aktuell-status/>
- Boverket, 2022. Hämtat från Beräkna byggnadens klimatpåverkan: <https://www.boverket.se/sv/klimatdeklaration/gor-sa-har/berakna/>
- Erlandsson, M., & Lundin, J. S., 2018. *Byggsektorns resurshubb, Webbtjänst för kvalitetsdokumenterade EPD och öppet resursregister*. IVL.
- IVL, 2019. *Byggsektorns miljöberäkningsverktyg*. Hämtat från <https://www.ivl.se/projektwebbar/byggsektorns-miljoberakningsverktyg.html>
- Kiilsgaard, R., 2019. *Förutsättningar att bedöma klimatpåverkan från grundläggning och grundkonstruktioner*. Linköping 2019-05-20: Statens Geotekniska Institut, SGI.
- Lindgren, Å., 2019-10-28. Trafikverket, muntligt.
- Nakano, K., Karube, M., Hattori, N., 2020. *Environmental Impacts of Building Construction Using Cross-laminated Timber Panel Construction Method: A Case of the Research Building in Kyushu, Japan*. Sustainability. 12(6), artikel-id 2220.
- Petrovic, B., Myhren, J.A., Zhang, X., Wallhagen, M., Eriksson, O., 2019. *Life Cycle Assessment of Building Materials for a Single-family House in Sweden*. Energy Procedia. 158: 3547-3552.
- Prop., 2019/20:65. *En samlad politik för klimatet - klimatpolitisk handlingsplan*. Regeringen proposition 2019/20:65.
- Rabani, M., Madessa, H.B., Ljungström, M., Aamodt, L., Løvvold, S., Nord, N., 2021. *Life cycle analysis of GHG emissions from the building retrofitting: The*

- case of a Norwegian office building*. Building and Environment, 204, artikel-id 108159.
- SIG, 1995. *Geotekniska skadekostnader och behov av ökad geoteknisk kunskap*. Regeringsuppdrag, 1995-06-01. K94/1825/3, K95/2010/2.
- SIG, 2016. *Geokalkyl 2.0 Metodbeskrivning och implementering*. SIG Publikation 33, Statens Geotekniska Institut, Linköping.
- SIS, 2019. *Hållbarhet hos byggnadsverk - Miljödeklarationer - Produktspecifika regler*. SIS, SS-EN 15804:2012+A2:2019.
- Song, X., Carlsson, C., Kiilsgaard, R., Bendz, D., & Kennedy, H., 2020. *Life Cycle Assessment of Geotechnical Works in Building Construction: A review and recommendations*. Sustainability. 12(20), artikel-id 8442.
- Skanska (2014). Skanska Sveriges Byggdelsregister enligt BSAB83.
- Sveriges Byggindustrier och IVA, 2014. *Klimatpåverkan från byggprocessen*. IVA-M 449, ISBN: 978-91-7082-883-6.
- Trafikverket, 2016. *Trafikverkets Miljörapport 2016*. Trafikverket, TRV 2017/29115, 2017-05-05.
- Trafikverket, 2018. *Geokalkyl Infrastruktur - tidiga skeden, Metodbeskrivning*. Trafikverket, 2018-03-01.
- Trafikverket, 2022. *Användarhandledning Klimatkalkyl version 7.0*. Trafikverket, TRV 2020/58841.
- WorldGBC (2022). EU Policy Whole Life Carbon Roadmap. World Green Building Council (WorldGBC), London.

SPRIDNING AV INJEKTERINGSBRUK I FYLLNINGSDAMMAR

Sven Knutsson^A, Lars Vikström^B

^A LTU

^B LKAB

Föredragshållare: Sven Knutsson, Lars Vikström

TIPS OCH TRIAX MED SILT

Tobias Thorén^A, Karin Lundström^A, Björn Dehlbom^A

^A Statens geotekniska institut

SAMMANFATTNING

Kunskapen har länge varit begränsad i Sverige om siltiga jordars skjuvhållfasthet. Då siltjordar ofta är skiktade med omväxlande silt, sand och lera varierar skjuvhållfastheten och andra egenskaper inom jordprofilen.

Den dränerade skjuvhållfasthet har tidigare främst bedömts med empiriska relationer eller tabellerade värden baserat på sonderingsmotstånd vid CPT-, hejar- och viktsondering.

Den odränerade skjuvhållfastheten för silt har av tradition bedömts med samma metoder som för lera. Stora skillnader mellan olika metoder såsom vingförsök, CPT-sondering och direkta skjuvförsök har visats av bland annat Börgesson (1981) och det har varit svårt att välja brottkriterium för odränerade triaxialförsök på silt som dilaterar (Brandon et al., 2006). För utvärdering baserat på CPT-sondering krävs att jorden har uppträtt odränerat under sonderingen, vilket det inte har funnits klara anvisningar för hur detta ska bedömas.

De senaste drygt tio årens arbete på SGI med forskning, metodutveckling och skredriskkartering i siltjordar, framför allt längs Ångermanälven men även Dalälven, har visat att det är möjligt att generalisera jordlagerföljden i ett begränsat antal jordlager med bestämda geotekniska egenskaper, att bestämma odränerad skjuvhållfasthet och att få tillförlitligare och högre värden, än tidigare försök, på friktionsvinkeln vid stabilitetsutredningar. I artikeln beskrivs en metod som tagits fram för att generalisera jordlagerföljden med karakteristiska jordlager baserat på sonderingsmotstånd från CPT- och hejarsondering, dräneringsförhållanden under CPT-sondering och jordartsbenämningar. Metoden kan användas även för andra lokaler med siltjordar, men det krävs troligen justeringar med hänsyn till lokala förhållanden.

Baserat på ett stort antal aktiva, dränerade triaxialförsök på siltprover från Ångermanälven, Dalälven samt från Norsälven och Halden i Norge har högre friktionsvinkel kunnat utvärderas och med lägre spridning jämfört med värden från sonderingar (baserade på empiriska relationer) samt med värden från direkta skjuvförsök. Genom att dränerade triaxialförsök på silt kan utföras med en högre deformationshastighet än för motsvarande försök på lera och ändå betraktas som dränerade, blir kostnaden jämförbar med att utföra odränerade triaxialförsök.

Kriterier för att bedöma odränerad skjuvhållfasthet från CPT-sonderingar tagits fram utifrån portrycksparametern B_q . Bedömningen bygger på att jorden kan anses ha betett sig möjligen odränerat om $B_q > 0,2$. Utvärderade skjuvhållfastheter visar en ökning med totalspänningen (med djupet) och trendlinjer för detta redovisas.

Som brottkriterium för att utvärdera odränerad skjuvhållfasthet baserat på aktiva, odränerade triaxialförsök på silt som visar dilatant beteende, föreslås att Skemptions portrycksparameter, \bar{A} , ska vara lika med 0,25 (efter spänningens toppvärde).

Då det för silt inte finns empiriska relationer mellan skjuvhållfasthet i olika belastningsriktningar (anisotropi), liknande de för lera, har samma relationer som används för lera tillämpats vid jämförelser mellan resultat från CPT-sondering och odränerade triaxialförsök. En bra överensstämmelse har fått i de undersökta lokalerna med ett försiktigt valt värde på $K_0 = 0,7$, för att räkna om skjuvhållfasthetsvärden från direkt till aktiv skjuvriktning.

Undersökningarna visar också att det är möjligt att ta upp ostörda prover i silt med hög kvalitet. Det går som regel bra att använda en standardkolvprovtagare i silt med mycket låg relativ fasthet medan det för fastare silt kan det vara lämpligt att använda en öppen, tunnväggig provtagare så som Shelbyprovtagare.

SUMMARY

The knowledge of the shear strength variation for silty soils has long been limited in Sweden. As silty soils often are layered with alternating silt, sand and clay, the strength and other properties vary within the soil profile.

The drained shear strength has primarily been determined with empirical relationships or tabulated values based on cone resistance using CPT, weight sounding and dynamic probing. A review of the tabulated values available is given by Lundström et al. (2019).

The undrained shear strength for silt has traditionally been evaluated using the same methods as for clay. Major differences between values determined by for instance field vane tests, CPT and direct shear test has been shown by, among others, Börjesson (1981). It has been shown difficult to determine a failure criterion for silt showing dilatant behaviour during undrained triaxial tests (see for instance Brandon et al., 2006). For evaluation based on CPT, it is required that the soil has behaved undrained during the sounding, for which there have not been clear instructions how this should be assessed.

The last ten years of work at SGI with research, development and landslide risk mapping in silt soils, especially along the river Ångermanälven but also along the river Dalälven, has shown that it is possible to generalize the stratigraphy into a limited amount of soil layers having with the same geotechnical properties, to determine undrained shear strength based on CPT and undrained triaxial tests and to obtain more reliable and higher values, than previous attempts, on the angle of friction. The generalization of the stratigraphy proposed, is based on corrected cone resistance from

CPT and ram sounding, the drainage conditions during the CPT and soil type. The method for generalisation may also be used for other areas with silt soils, but adjustments to local conditions are most likely required.

Based on many active, drained triaxial tests on silt samples from river Ångermanälven, river Dalälven and from river Norsälven in Sweden and Halden test area in Norway, it has been shown that angles of friction with higher values and with low variance were evaluated compared to values from soundings and CPT (based on empirical relationships) and direct shear tests. The drained triaxial tests on silt can be performed at a higher strain rate than for the corresponding tests on clay and still be considered drained, why the cost is comparable to undrained triaxial tests.

Criteria for assessing undrained shear strength from CPT have been established based on the pore pressure parameter B_q . A possibly undrained behaviour during CPT can be assumed when $B_q > 0.2$. Evaluated shear strengths increase with total stresses (with depth) and trend lines for the shear strength increase are reported.

The failure criterion for evaluating undrained shear strength based on active, undrained triaxial tests on silt showing dilatant behaviour, Skempton's pore pressure parameter, \bar{A} , is proposed to be equal to 0.25 (after the peak value of the stress).

Since there are no empirical relationships between shear strength in different load directions for silt (anisotropy), like those for clay, the same relationships as for clay are used in comparisons between results from CTP and undrained triaxial tests. A good correspondence was obtained with a cautiously chosen value of $K_0 = 0.7$, when recalculating the values from direct to active shear direction.

The carried-out investigations also show that it is possible to take undisturbed samples with high quality. Standard piston sampler usually works well, while for more dense silt it may be appropriate to use open, thin-walled tubes like Shelby samplers.

1 BAKGRUND

SGI har i olika uppdrag under de senaste tio åren studerat siltjordars skjuvhållfasthetsegenskaper. Resultaten från dessa arbeten redovisas översiktligt i denna artikel. En omarbetad version av Skredkommissionens rapport 3:95 (Skredkommissionen, 1995) kommer att publiceras under 2023. I den har SGI samlat de hittills vunna erfarenheterna avseende siltjordars egenskaper och i rapporten ges anvisningar för bestämning av släntstabiliteten i siltslänter.

Vid släntstabilitetsutredningar är ett av de viktigaste momenten att bestämma jordens skjuvhållfasthetsegenskaper. Silt utgör en mellanjord vilket leder till att såväl odränerade som dränerade förhållanden kan råda. De dränerade hållfasthetsparametrarna har tidigare normalt utvärderats från CPT- och hejarsondering och i viss mån från dränerade, direkta skjuvförsök. Underlaget för dessa relationer bygger till stor del på bärighetsprovning med olika överlagringstryck i laboratorium samt troligen bärighetsprovning i fält och enstaka triaxialförsök i laboratorium enligt Larsson (2017).

Triaxialförsök (odränerade och dränerade) har utförts exempelvis av Börgesson (1981), Larsson (1997) och Bergdahl et al. (1984). En genomgång av de tabellerade värden som finns ges i Lundström et al. (2019). I samband med hittills utförda stabilitetsutredningar i siltjordar har triaxialförsök i princip inte utförts alls. Detta leder ofta till utvärderingar med resultat på ”säkra sidan”, det vill säga låga värden på friktionsvinkeln och att säkerhetsfaktorer för branta siltslänter blir låga och inte sällan under 1,0.

Utvärdering av odränerad skjuvhållfasthet i silt var visat stor spridning mellan olika metoder, så som CPT-sondering, vingförsök, dilatometer och odränerade, direkta skjuvförsök. Se exempelvis Börgesson (1981). För utvärdering baserat på sonderingsmetoder krävs att jorden uppträtt odränerat och inga klara anvisningar för att definiera detta förhållande har funnits. Vid belastning har silt ofta ett dilatant (volymökande) beteende och det leder till att det är problematiskt att utvärdera brottvärde för odränerade, direkta triaxialförsök, se exempelvis Brandon et al. (2006), och inget kriterium för brott har tagits fram för svenska siltjordar.

Siltjordar är ofta skiktade med omväxlande silt, sand och lera. Det innebär att jordens egenskaper varierar även inom små avstånd i plan, vilket gör att det har funnits ett behov av att generalisera jordlagerföljden och ta fram riktlinjer för detta.

För att kunna utföra avancerade laboratorieförsök krävs att ostörda prover kan tas upp med god kvalitet. Det har rått en osäkerhet huruvida det är möjligt i silt och vilka provtagare som är lämpliga.

För siltslänter har beräkning av släntstabilitet och dimensionering av förstärkningsåtgärder i många fall utförts mycket på säkra sidan. Det har därför funnits ett behov av anvisningar i syfte att minska osäkerheterna, få ett bättre underlag avseende egenskaper så att stabiliteten inte underskattas och att förstärkningsåtgärder kan dimensioneras till ”rätt” nivå”. På så sätt kan samhället i slutändan spara både väsentliga ekonomiska och miljömässiga resurser.

2 PROVLOKALER

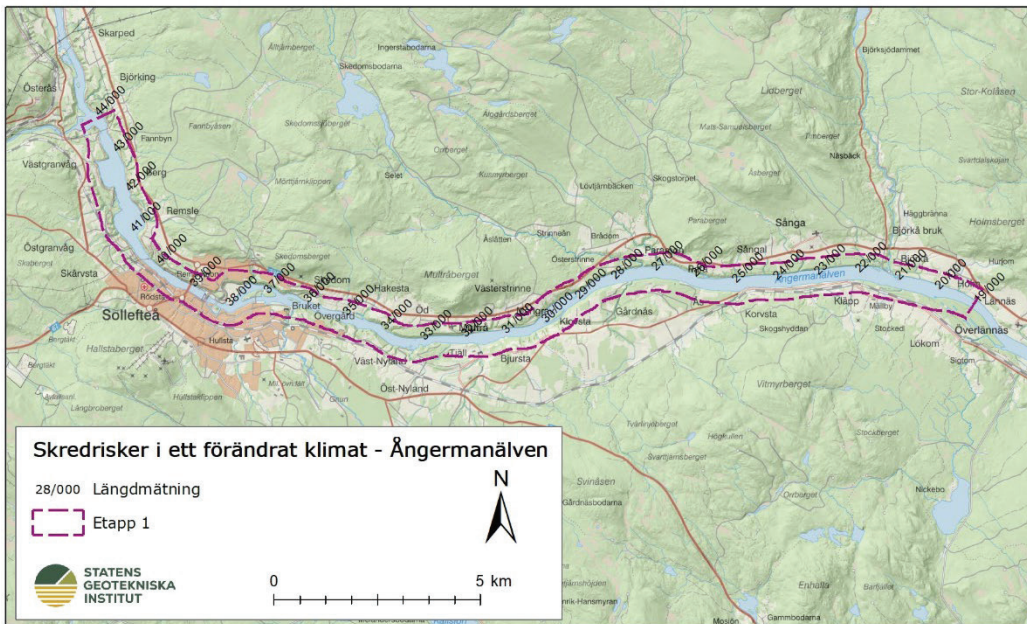
I den här artikeln beskrivs resultat från undersökningar i tre provlokaler, där ett syfte varit att undersöka siltjordars egenskaper. De tre lokalerna är Ångermanälven och Dalälven i Sverige samt Halden i Norge. Se geografiskt läge i Figur 1.



Figur 1. Översiktskarta som visar lägen för provlokalerna Ångermanälven, Dalälven och Halden.

2.1 Ångermanälven

SGI har under drygt tio års tid utfört geotekniska undersökningar vid niporna längs Ångermanälven i Sollefteå kommun. Inledningsvis bedrevs ett forskningsarbete om negativa portryck och skjuvhållfasthet i silt, se Westerberg et al. (2014). Under 2015–2022 utförde SGI en skredriskartering med avsikten att ge en heltäckande bild av stabilitetsförhållandena längs en 25 km lång sträcka i Sollefteå kommun enligt Figur 2 (SGI, 2022).



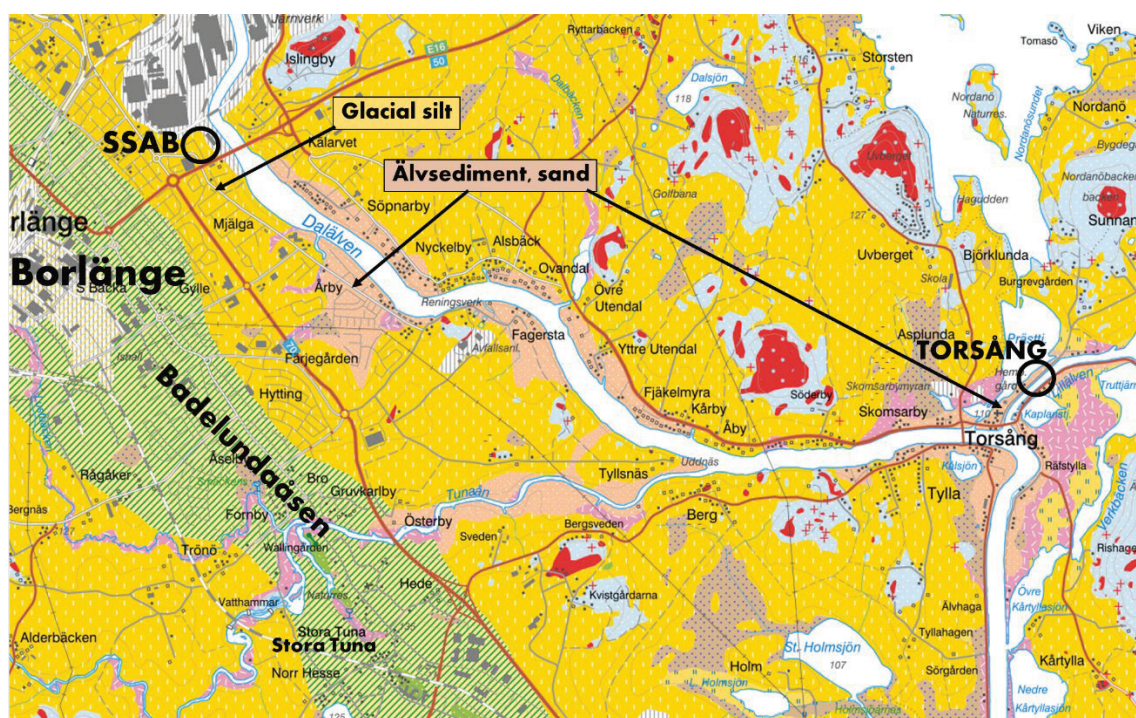
Figur 2. Avgränsningen av Etapp 1 av SGI:s skredriskkartering längs Ångermanälven (SGI, 2022).

De geologiska, geotekniska och topografiska förhållandena är starkt skiftande inom undersökningsområdet. Slänternas höjd uppgår till mellan ca 10 och ca 55 m. Slänterna är i regel branta med lutningar på 1:1,2–1:2, men flackare partier förekommer. För att undersöka jordlagrens sammansättning, mäktighet och hållfasthet utfördes i huvudsak CPT- och hejarsonderingar samt laborieundersökningar på störda och ostörda prover. Jordlagren utgörs typiskt från markytan räknat av sand på ”fast silt” (silt med låg till hög relativ fasthet) som överlagras mäktiga lager av ”lös silt” (silt med mycket låg relativ fasthet). Under sedimenten finns fast lagrad grovkornig jord, troligen morän. Portrycksförhållandena är komplexa med omväxlande negativa och positiva portryck, beroende på jordlagerförhållandena. Inom jordlager med negativa portryck är jorden endast delvis vattenmättad.

För skredriskkarteringen nyttjades resultat från cirka 90 triaxialförsök, odränerade och dränerade försök, för att bestämma siltens skjvuhållfasthet.

2.2 Dalälven

Geotekniska undersökningar utfördes på två platser längs Dalälven; SSAB och Tor-sång, som är belägna i och utanför Borlänge tätort. Se lokalernas placering i Figur 3.



Figur 3. Jordartskarta över området kring Dalälven från Borlänge till Torsång. De båda försökslokalerna SSAB och Torsång finns även markerade (Thorén et al., 2022).

Fältundersökningarna omfattade CPT-sondering, upptagning av störda och ostörda prover samt installation av portrycksmätare.

Totalt utfördes 23 dränerade triaxialförsök; 11 vid SSAB och 12 vid Torsång. Rutinförsök utfördes på samtliga prover och på utvalda nivåer utfördes bestämning av kornfördelningen genom tvättsiktning och sedimentationsförsök.

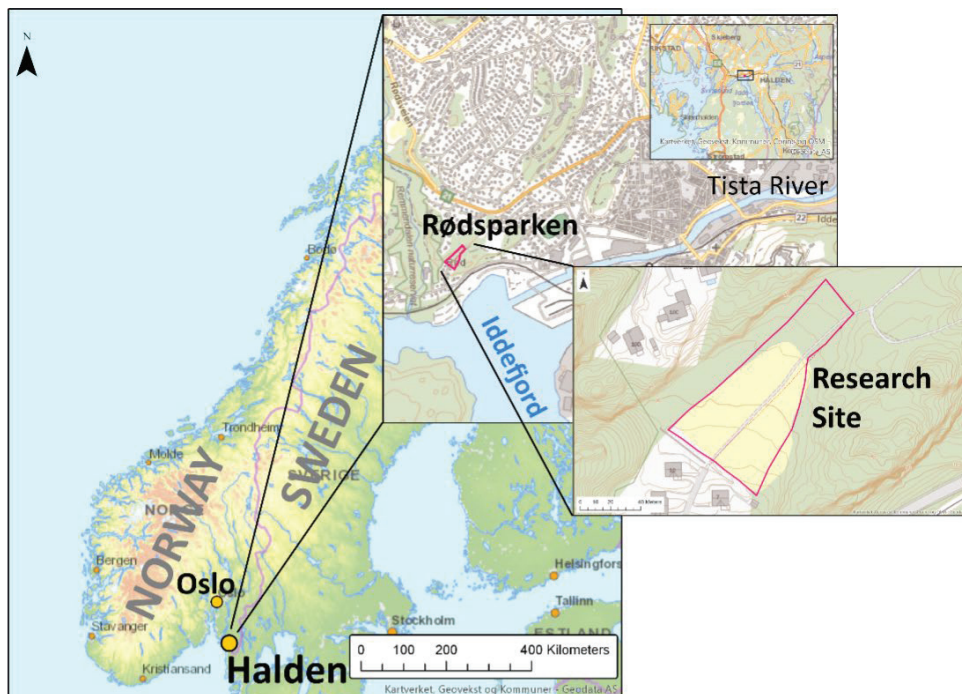
Vid SSAB utgörs området lokalt av en ca 10 m hög slänt som är belägen cirka 300 m från Dalälvens strandkant. Jordlagren bakom släntrönet består av silt och lerig silt till cirka 23 m djup. Den relativa fastheten, bestämd med CPT-sondering, varierar inom jordprofilen från mycket låg till medelhög. Även lerhalten varierar inom jordprofilen. Mellan 0 och ca 6 m djup samt mellan ca 15 och ca 20 m djup var lerhalten lägre än 10 % medan silten var lerig (lerhalt > 10 %) på mellan ca 7 och ca 15 m djup.

Vid Torsång, som ligger låglänt beläget och nära Dalälven, uppgår mäktigheten av silt till cirka 25 m. Den relativa fastheten, bestämd med CPT-sondering, är genomgående mycket låg med undantag för tunna och något fastare skikt i mitten av jordlagret. Lerhalten är relativt låg (< 10 %) förutom i ett lager med lerig silt närmast underliggande friktionsjord.

2.3 Halden, Norge

Resultaten från hållfasthetsbestämningar på silt vid de två provlokalerna i Sverige har jämförts med resultat från undersökningar på silt från en provlokal i Norge. Inom uppdraget Norwegian GeoTest Sites (NGTS) har Norges geotekniska institut (NGI)

utfört omfattande undersökningar inom ett provfält i Halden i södra Norge. Provfältet är beläget i närheten av ett område med ett tidigare inträffat skred, se Figur 4 (Blaker et al., 2019).



Figur 4. Provlokal Halden, Norge (Blaker et al., 2019)

Jorden utgörs överst av ett sandlager som följs av silt från ca 5 till 16 m djup. Silten har en låg lerhalt runt 8 % och en sandhalt mellan 10 och 30%. Den relativa fastheten för silten är mycket låg (<2,5 MPa) och B_q -värdet understeg i huvudsak 0,2.

3 UTFÖRDA METODER

I detta kapitel beskrivs de fält- och laboriemetoder som har utförts i provlokalerna Ångermanälven och Dalälven för att bestämma odränerad och dränerad skjuvhållfasthet. För information om ytterligare utförda fält- och laborieundersökningar hänvisas till Lundström et al. (2019), SGI (2022) och Thorén et al. (2022).

3.1 Fältundersökningar

Vid skredriskkarteringen för Ångermanälven utfördes sammanlagt cirka 65 CPT-sonderingar och 50 hejarsonderingar, fördelade på drygt 30 undersökningssektioner. I de två lokalerna vid Dalälven utfördes 3 CPT-sonderingar och dessa kompletterade ett flertal tidigare utförda CPT-sonderingar. Samtliga CPT-sonderingar utfördes med den standardiserade neddrivningshastigheten 20 mm/s och med spetsen mättad med glycerin och med spaltfilter och fett.

Störda prover togs upp med skruvprovtagare. Ostörda prover togs med standardkolvprovtagare StII, till övervägande del i silt med mycket låg relativ fasthet. I silt med

låg till medelhög relativ fasthet, har det i vissa fall inte varit möjligt att få upp fullständiga prover med kolvprovtagare. I stället har en tunnväggig öppen rörprovtagare använts av typen Shelbyprovtagare. Den provtagare som användes hade en 45 cm lång provtagningshylsa med diameter 70 mm. Provtagaren har inget slutarbleck men är i övre delen försedd med en kulbackventil som kan släppa ut luftövertryck och orsaka ett vakuum när provtagaren dras upp. Nederdelen av provtagaren är utrustad med en skäregg. I Figur 5 visas en provtagare av typ Shelby tillsammans med en provtagningshylsa från standardkolvprovtagare, Ø50 mm.



Figur 5. Rörprovtagare typ Shelby (överst) och kolvprovtagningshylsa (underst) (Lundström et al., 2019).

3.2 Metodik för indelning i karakteristiska jordlager

Då jordlagerprofilerna var komplexa med omväxlande lager av sand, silt och lera tog SGI vid arbetet med skredriskkartering Ångermanälven fram en metodik för att dela in jordprofilen i ett antal karakteristiska jordlager. Inom respektive jordlager rådde givna tekniska egenskaper. Längs Ångermanälven identifierades två karakteristiska jordlager med silt som benämndes ”fast silt” och ”lös silt” samt ett sandlager och ett friktionsjordlager under sedimenten. Siltlagren innehöll även delar av fraktionerna ler och sand. Vid undersökningarna längs Dalälven delades de två nämnda siltlagren in i ytterligare 3 undergrupper.

För att identifiera de olika jordlagren användes portrycksparametern B_q som erhålls vid utvärdering av CPT-sondering, jordens relativa fasthet från CPT- och hejarsonderingar samt jordartsbenämning i laboratorium. Portrycksparametern definieras som:

$$B_q = \frac{\Delta u_2}{(q_t - \sigma_{v0})}$$

där:

Δu_2 = genererat portryck vid sonderingen (kPa)

q_t = totalt spetstryck (kPa)

σ_{v0} = totalspänning (kPa).

B_q kan anses vara ett mått på om jorden har betett sig dränerat eller odränerat under CPT-sonderingen. Olika gränsvärden på B_q för dränerat och odränerat beteende har föreslagits. Enligt Long et al. (2010) kan huvudsakligen odränerade förhållanden gälla för siltjordar med B_q -värden mellan 0,3 och 0,4, medan odränerade förhållanden lerjordar gäller då B_q är större än 0,5. Värden på B_q under 0,03 anses vanligen motsvara fullständigt dränerat förhållande (Larsson, 2015).

Sedimentjordens och den underliggande friktionsjordens relativa fasthet delades in med hjälp av sonderingsmotstånd vid CPT- och hejarsondering enligt Bergdahl et al. (1993). Se indelning i Tabell 1.

På upptagna jordprover utfördes på laboratorium huvudsakligen okulära jordartsbenämningar även sedimentationsanalyser utfördes på utvalda prover.

Kriterier för identifiering i olika karakteristiska jordlager ges i avsnitt 4.1

Tabell 1. Indelning efter relativ fasthet baserat på resultat från CPT-sondering och hejarsondering (enligt Bergdahl et al., 1993).

Relativ fasthet	Spetsmotstånd, q_c (MPa)	$HfA_{(netto)}$ (sl/0,2 m)
Mycket låg	0–2,5	0–4
Låg	2,5–5	2–8
Medelhög	5–10	6–14
Hög	10–20	10–30
Mycket hög	> 20	> 25

3.3 Dränerad skjuvhållfasthet

Dränerad skjuvhållfasthet har bestämts med dränerade triaxialförsök och med CPT- och hejarsonderingar. Metoderna beskrivs i avsnitten nedan och resultaten redovisas i kapitel 4.

3.3.1 Dränerade triaxialförsök

För att bestämma den dränerade skjuvhållfastheten med störst tillförlitlighet bör dränerade triaxialförsök utföras. Provdiametern som användes var 50 mm och provhöjden 100 mm, vilka är standardmått i Sverige. Det innebär att prover tagna med de öppna provtagningsrören (Shelby) behövde trimmas ned till standarddimensioner.

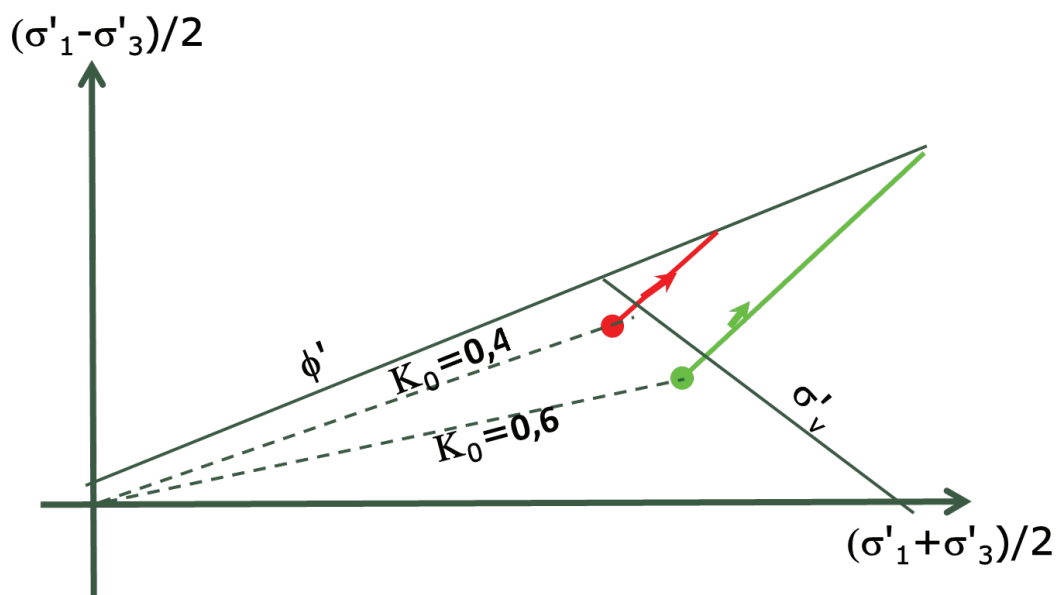
För leror används vid dränerade triaxialförsök normalt en vertikal deformationshastighet av 0,06–0,07 % per timme vilket är en tiondel av hastigheten som normalt tillämpas vid odränerade triaxialförsök. Anledningen till den låga hastigheten är att man

vill säkerställa att inga porövertryck bildas i provet under försökets gång, vilket annars skulle innebära odränerat beteende. Att utföra dränerade försök på silt med ”dränerad” standardhastighet skulle i många fall innebära att försöken tar omkring 10 dygn.

Eftersom silt är mer permeabel än lera, är sannolikheten lägre att porövertryck uppstår vid dränerade triaxialförsök än vid försök på lera. Därav bör en högre deformationshastighet än 0,06–0,07 % per timme vara möjlig. Att utföra försök med en högre deformationshastighet ger uppenbara tids- och kostnadsbesparingar. En metodik togs därför fram, vid arbetet med skredriskkartering av Ångermanälven, för val av deformationshastighet enligt ett antal utförandesteg. För mer information, se Lundström et al. (2019).

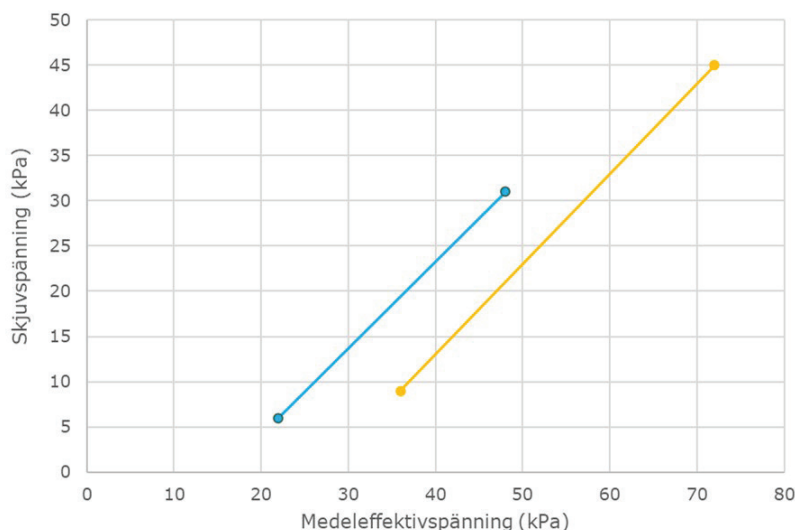
Vid tillämpning av metodiken visade det sig att en deformationshastighet på 1,0 % per timme var möjlig för de flesta försöken, utan att porövertryck uppstod. Denna metodik för bestämning av möjlig hastighet nyttjades även vid de dränerade triaxialförsöken på prover från Dalälven och samma hastighet kunde i regel användas även här (Thorén et al., 2022).

Konsolideringsspänningarna har i de flesta triaxialförsök för prover från Ångermanälven och Dalälven valts till de rådande vertikala in situ-spänningarna beräknade med uppmätta skrymdensiteter och portryck. Horisontalspänningarna har i regel beräknats med $K_0 = 0,6$. Detta värde valdes baserat på tidigare erfarenheter av bestämningar på K_0 på silt, men även i syfte att inte konsolidera proverna med spänningar för nära brottspänningarna (brottnlinjen) och därmed inte riskera att brott uppstod under konsolideringsfasen. Hur valet av K_0 påverkar konsolideringsspänningarna exemplifieras i Figur 6.



Figur 6. Betydelse av valet av K_0 på konsolideringsspänningar för dränerade triaxialförsök. Röd kurva visar försök med ett $K_0 = 0,4$ medan den gröna kurvan visar $K_0 = 0,6$ (Thorén et al., 2022).

Brott har vid de aktiva, dränerade triaxialförsöken utvärderats vid maximal skjuvspänning. Spänningsvägen vid ett aktivt, dränerat triaxialförsök går i ett diagram med skjuvspänning mot medeleffektivspänning, MIT-plan, längs en rät linje som lutar 1:1 upp mot brottlinjen, se Figur 7.



Figur 7. Spänningsvägar för två aktiva, dränerade triaxialförsök på silt (Thorén et al., 2022).

3.3.2 CPT- och hejarsonderingar

Friktionsvinkeln för silt kan utvärderas från CPT-, hejar-, och viktsonderingar enligt empiriska samband som ges av exempelvis Larsson et al. (2007). För empirisk utvärdering rekommenderas i Larsson et al. (2007) ett avdrag på tre grader för silt. Detta avdrag har inte tillämpats för undersökningar vid Ångermanälven och Dalälven, då bättre överensstämmelse erhöles mellan empiriskt beräknade värden och triaxialförsök utan den rekommenderade ”siltreduktionen”.

För CPT-sonderingar kan även friktionsvinkeln utvärderas baserat på spetstrycket och det effektiva vertikala- och horisontaltrycket enligt Larsson (2015). Utvärderingen görs automatiskt i datorprogrammet Conrad (SGI). Den utvärderingsmodell som tillämpas är framtagen för sand och inte för en mellanjord som silt. Därav fås endast värden på friktionsvinkeln om portrycksparameterna B_q är mindre än 0,03, dvs. om materialet har uppträtt fullständigt dränerat under CPT-sonderingen. Så är dock inte fallet för flera av de siltlager som undersökts. Dränerat beteende har i huvudsak förekommit i silt i den övre delen av jordprofilen och i inbäddade skikt av grovkornig silt.

3.4 Odränerad skjuvhållfasthet

Odränerad skjuvhållfasthet för siltjordarna längs Ångermanälven bedömdes baserat på dilatometerförsök, CPT-sondering, direkta skjuvförsök, dansk vinge och aktiva, odränerade triaxialförsök. Odränerad skjuvhållfasthet bestämdes för lokalerna längs Dalälven enbart baserat på CPT-sonderingar. I denna artikel redovisas resultat från CPT-sondering och odränerade, aktiva triaxialförsök.

Odränerad skjuvhållfasthet utvärderades endast för de jordlager som uppvisade ett odränerat eller möjligen odränerat förhållande med ledning av portrycksparametern B_q bestämd från CPT-sondering enligt Lundström et al. (2019). Detta innebär att för jordlager med B_q -värden större än 0,2 kan odränerad skjuvhållfasthet utvärderas. Ett kalkylblad togs fram som underlag för att sortera ut hållfasthetsvärden där $B_q > 0,2$. Skjuvhållfastheterna för silt beräknades med hjälp av utvärderingsprogrammet Conrad med ekvationen $c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{14,5}$ enligt Larsson (2015). De på dessa sätt bestämda värdena motsvarar skjuvhållfasthet i direkt skjuvriktning.

På prover från Ångermanälven utfördes 19 odränerade triaxialförsök på siltprover och på några lerprover. Det finns ingen given princip för att utvärdera brottspänningar för jord som dilaterar. Genom siltprovernans jordmekaniska respons under försöken erhålls inget toppvärde (peak-värde) och skjuvspänningen fortsätter att öka med stora töjningar under hela skjuvningen.

Flera olika metoder undersöktes för att bestämma brottkriterium. Den metod som visade sig ge resultat med minst spridning och ett brottvärde vid acceptabel töjning på 2–8 %, var att utvärdera brottvärdena vid det spänningstillstånd då Skemptions portrycksparameter \bar{A} är lika med 0,25 (efter axialtöjningens toppvärde). Skemptions portrycksparameter definieras som

$$\bar{A} = \Delta u / \sigma_a$$

där σ_a är lika med axiell totalspänning och Δu är lika med portrycksförändring vid triaxialförsök. För ytterligare information om de olika brottkriterierna hänvisas till Lundström et al. (2019).

3.5 Portrycksmätningar

För att kunna bestämma jordens effektivspänningar erfordras portrycksmätningar. I siltjordar som är belägna ovan grundvattenytan i den undre akvifären, kan portrycken vara både positiva och negativa. Det krävs därför att man vid portrycksmätningar använder ett system som klarar att mäta negativa portryck, som går att fullständigt vattenmätta vid installationen samt som går att underhålla genom avluftning och vattenmätning under hela mätperioden.

Vid Ångermanälven provades flera portryckssystem och BAT Vadose var det system som fungerade med störst tillförlitlighet. Vid både Ångermanälven och Dalälven placerades portrycksspetsar på nivåer i jordprofilen som bestämts genom att ansätta en konceptuell portrycksprofil baserat på de karakteristiska jordlagren. En metodik för att ta fram en konceptuell portryckprofil ges i SGI (2022) samt Thorén et al. (2022).

4 RESULTAT

4.1 Indelning i karakteristiska jordlager

Jordprofilen delades in i karakteristiska jordlager baserat på dräneringsförhållanden vid CPT-sonderingar bestämda med porttrycksparametern, B_q . Värden större än 0,4 ansågs utgöra odränerat förhållande, 0,2–0,4 som möjligen odränerat, mellan 0,03 och 0,2 som delvis dränerat och lägre än 0,03 som dränerat.

Baserat på CPT-sonderingar delades sedimentjordens (sand, silt, lerig silt och siltig lera) relativa fasthet in i klasserna mycket låg relativ fasthet ($q_c \leq 2,5$ MPa) och låg till mycket hög fasthet ($q_c > 2,5$ MPa).

Nivån på överkanten av den underliggande, fast lagrade friktionsjorden tolkades dels från stoppnivån vid CPT-sondering, dels för det djup där den relativa fastheten vid hejarsondering övergick till mycket hög.

Totalt identifierades fem karakteristiska jordlager med huvudordet silt enligt Tabell 2. Vid arbetet med Ångermanälven användes endast två karakteristiska jordlager för silt; ”lös silt” med mycket låg relativ fasthet (lager 1–3 i Tabell 1) och ”fast silt” med en relativ fasthet över mycket låg (lager 4 och 5 i Tabell 1). Förutom dessa identifierades längs Ångermanälven även lager med sand som inte förekom längs Dalälven.

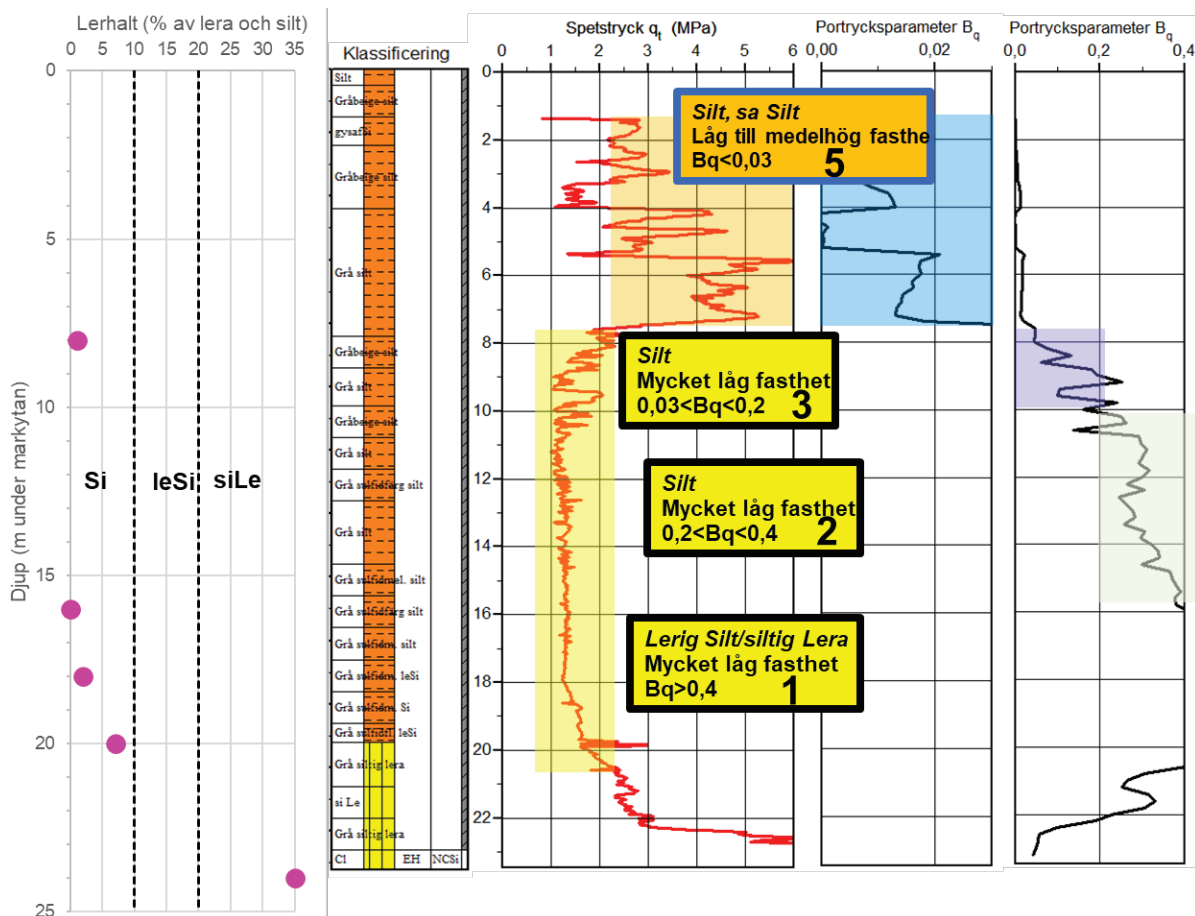
Tabell 2. Karakteristiska jordlager identifierade längs Ångermanälven och Dalälven. Indelning efter jordartsbenämning, relativ fasthet och dräneringsförhållanden under CPT-sondering.

q_c (MPa)	B_q	Jordart	Redovisning	Karakteristiskt jordlager
Mycket låg relativ fasthet, $q_c < 2,5$	>0,4 odränerad	Lerig silt	Lerig Silt (siltig Lera) Mycket låg fasthet $B_q > 0,4$	1
	0,2-0,4 möjligen odränerad	Lerig silt Silt	Lerig Silt, Silt Mycket låg fasthet $0,2 < B_q < 0,4$	2
	0,03-0,2 delvis dränerad	Lerig silt Silt	Lerig Silt, Silt Mycket låg fasthet $0,03 < B_q < 0,2$	3
Låg till mycket hög relativ fasthet, $q_c > 2,5$	0,03-0,2 delvis dränerad	Lerig silt Silt	Lerig silt, Silt Låg till hög fasthet $0,03 < B_q < 0,2$	4
	<0,03 dränerad	Silt	Silt Låg till hög fasthet $B_q < 0,03$	5

I Figur 8 ges ett exempel på indelning i karakteristiska jordlager för en undersökningspunkt längs Ångermanälven. Det kan ses att jordprofilen överst utgörs av ca 3 m

sandig silt med låg fasthet till medelhög relativ fasthet och med en portrycksparemeter under 0,03 (dränerat förhållande). Under den sandiga silten återfinns tre lager av silt med mycket låg relativ fasthet av vilka det övre visar delvis dränerat förhållande ($0,03 < B_q < 0,2$), det mellersta möjligen odränerat förhållande ($0,2 < B_q < 0,4$) medan det undre visar odränerat förhållande ($B_q > 0,4$).

Endast karakteristiskt jordlager 4 saknas i denna sektion. Okulär jordartsbedömning visar sandig silt och silt ned till 16 m djup och därunder lerig silt och siltig lera. Sedimentationsförsöken visar silt på 8 m djup. Mellan 15 och 20 m djup visar sedimentationsförsöken silt med låghalt (< 10 %) och på 24 m djup visar sedimentationsförsöken siltig lera. Jordarter utvärderade baserat på CPT-sonderingen (inte inlagda jordarter vid utvärderingen i Conrad) visade omväxlande sand och silt ned till 8 m djup och därunder silt eller lera.

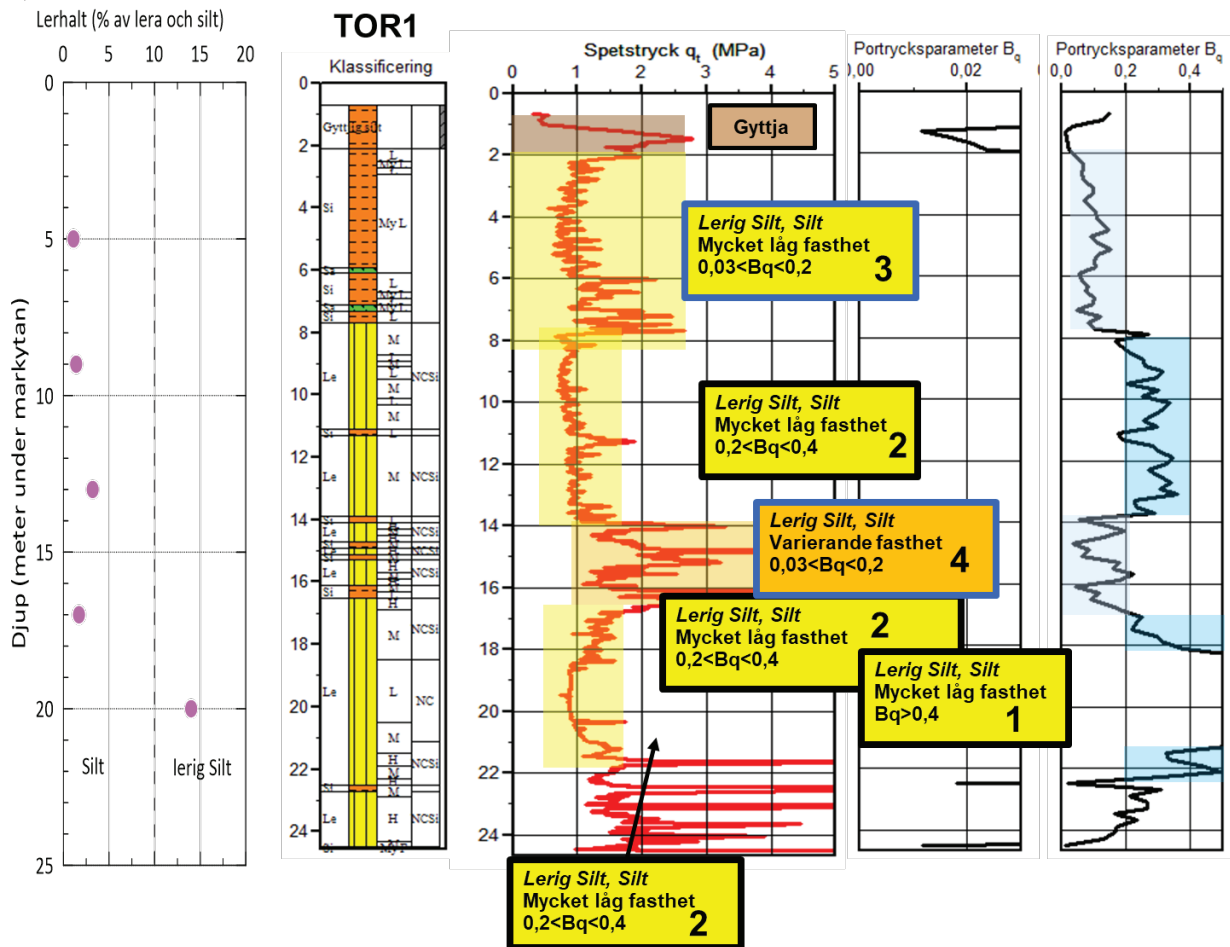


Figur 8. Indelning i karakteristiska jordlager för en undersökningspunkt, 15TC03, i sektion 26/200H längs Ångermanälven.

I Figur 9 och Figur 10 visas exempel på indelning i karakteristiska jordlager för två undersökningspunkter längs Dalälven, en i SSAB (SSAB2) och en vid Torsång (TOR1).

För SSAB2 visar sedimentationsförsöken överst silt som från 6–7 m djup övergår i lerig silt. Under 15 m är benämningen återigen silt (se diagrammet till vänster i Figur

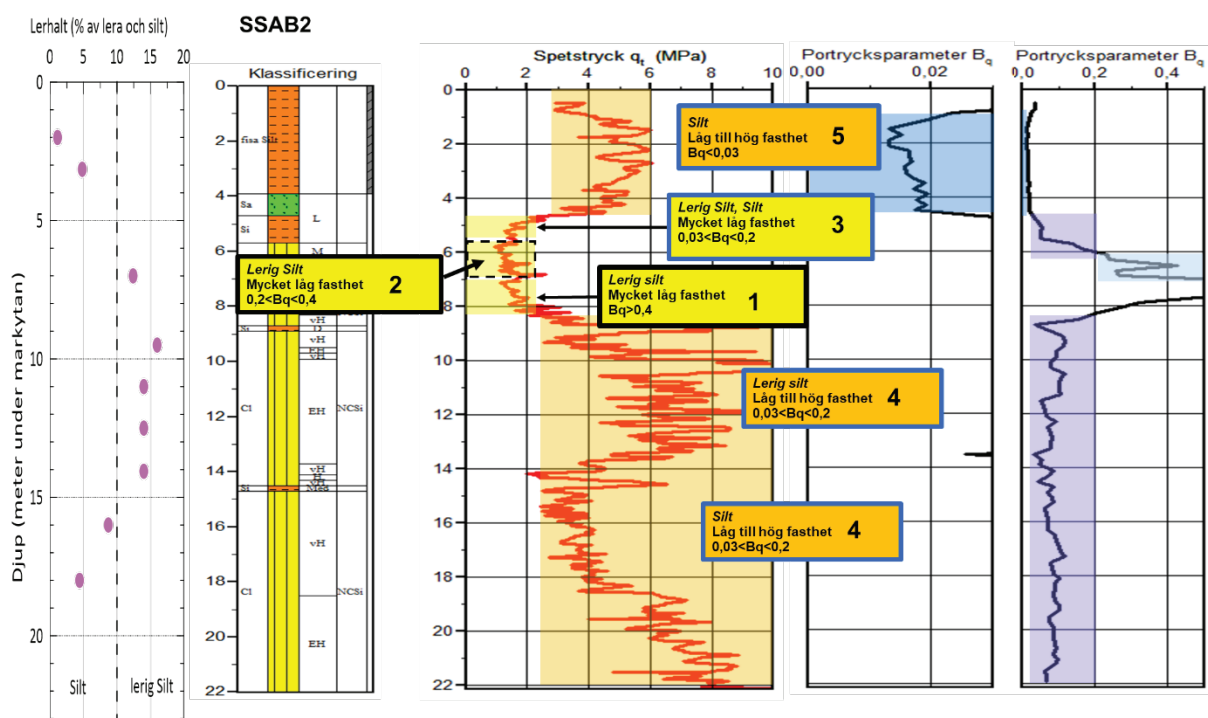
9).



Figur 10. Indelning i karakteristiska jordlager längs Dalälven för en undersökningspunkt vid Torsång (TOR1) längs Dalälven. Jordarter utvärderade baserat på CPT-sondering.

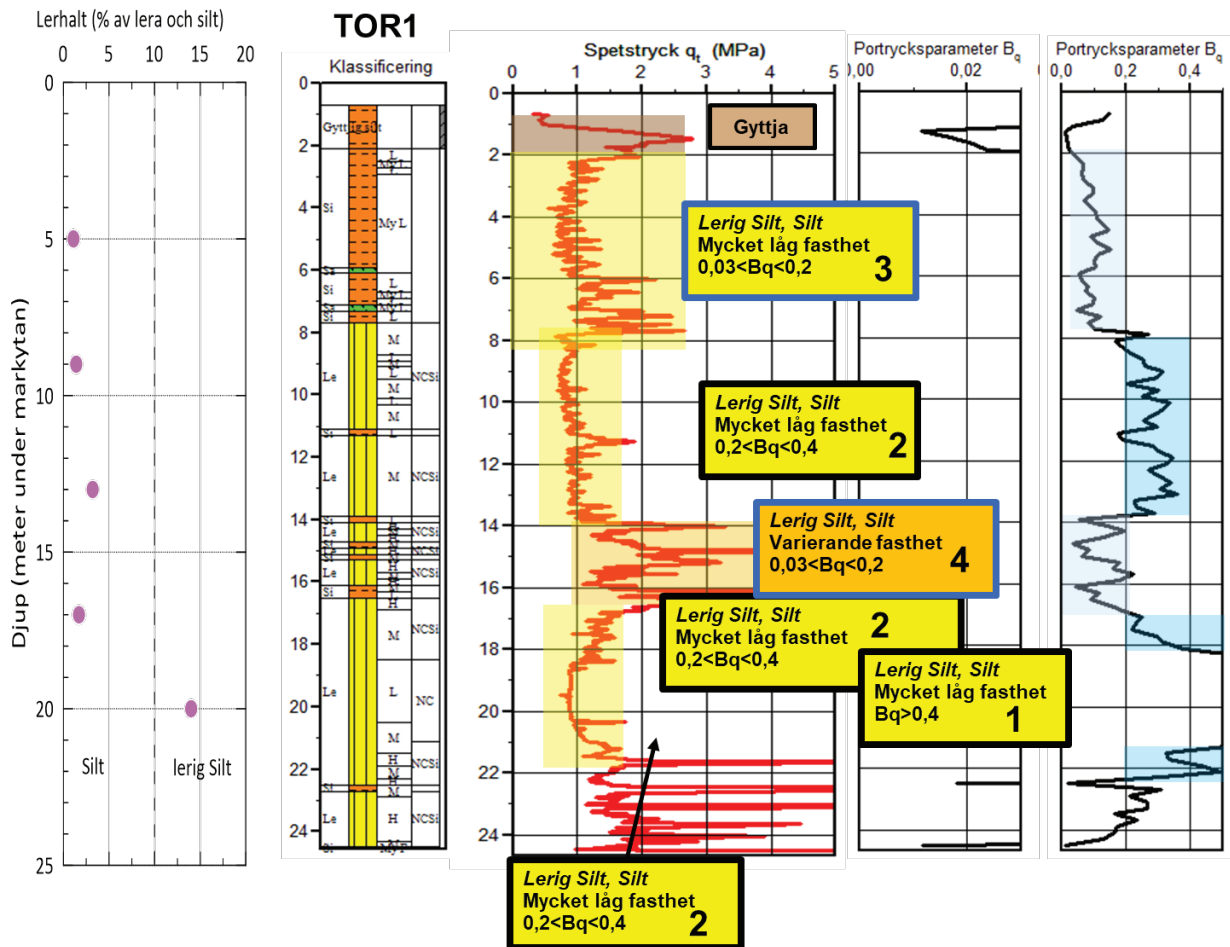
Jordprofilen består av silt med låg till hög fasthet som visar dränerat förhållande ($B_q < 0,03$) ned till cirka 5 m djup. Därunder återfinns ett lager med lerig silt som har mycket låg fasthet och varierande portrycksparameter mellan 0,03 och ca 0,4. Från ca 8 m djup ökar den relativa fastheten till mellan låg och hög och portrycksparametern visar delvis dränerat förhållande ($0,03 < B_q < 0,2$) och jordarten är lerig silt och silt. Samtliga fem karakteristiska jordlager är representerade i denna lokal.

Det är god överensstämmelse mellan jordarter bestämda med sedimentationsförsök och utvärderade med CPT-sondering ned till 15 m djup. Därunder visar sedimentationsförsöken silt medan CPT-utvärderingen visar överkonsoliderad lera eller mycket siltig lera.



Figur 9. Indelning i karakteristiska jordlager för en undersökningspunkt vid SSAB längs Dalälven. Jordarter utvärderade baserat på CPT-sondering.

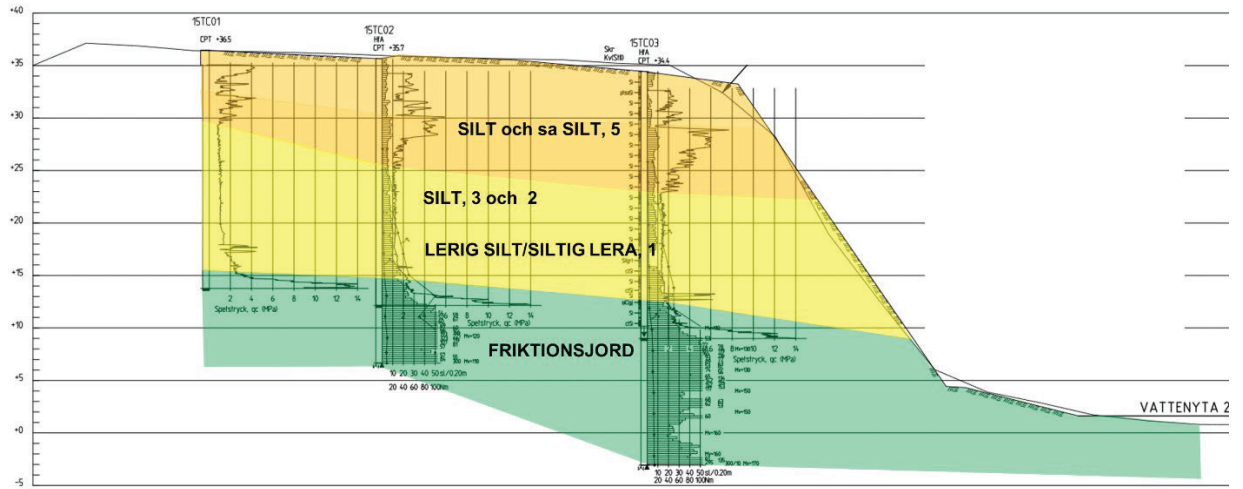
För undersökningspunkt vid Torsång (TOR1) visar sedimentationsförsöken silt ned till 17 m djup och på 20 m djup lerig silt, se diagrammet till vänster i Figur 10. Baserat på CPT-sonderingen utgörs jordprofilen överst av gyttja som underlagras av silt med mycket låg fasthet, förutom ett skikt mellan 15 och 16 m med varierande fasthet. Närmast under gyttjan finns cirka 6 m silt som visar delvis dränerat förhållande ($0,03 < B_q < 0,2$). Därunder består jorden i huvudsak av silt som visar möjligen odränerat förhållande ($0,2 < B_q < 0,4$). Ett undantag utgörs av ett skikt mellan 14 och 16 m djup med varierande fasthet som visar delvis dränerat förhållande ($0,03 < B_q < 0,2$) och ett skikt mellan 18 och 20 m djup med lerig silt som visar odränerat förhållande ($B_q > 0,4$). Även i denna lokal visar sedimentationsförsöken på flera nivåer silt där CPT-sonderingen visar lera eller siltig lera.



Figur 10. Indelning i karakteristiska jordlager längs Dalälven för en undersökningspunkt vid Torsång (TOR1) längs Dalälven. Jordarter utvärderade baserat på CPT-sondering.

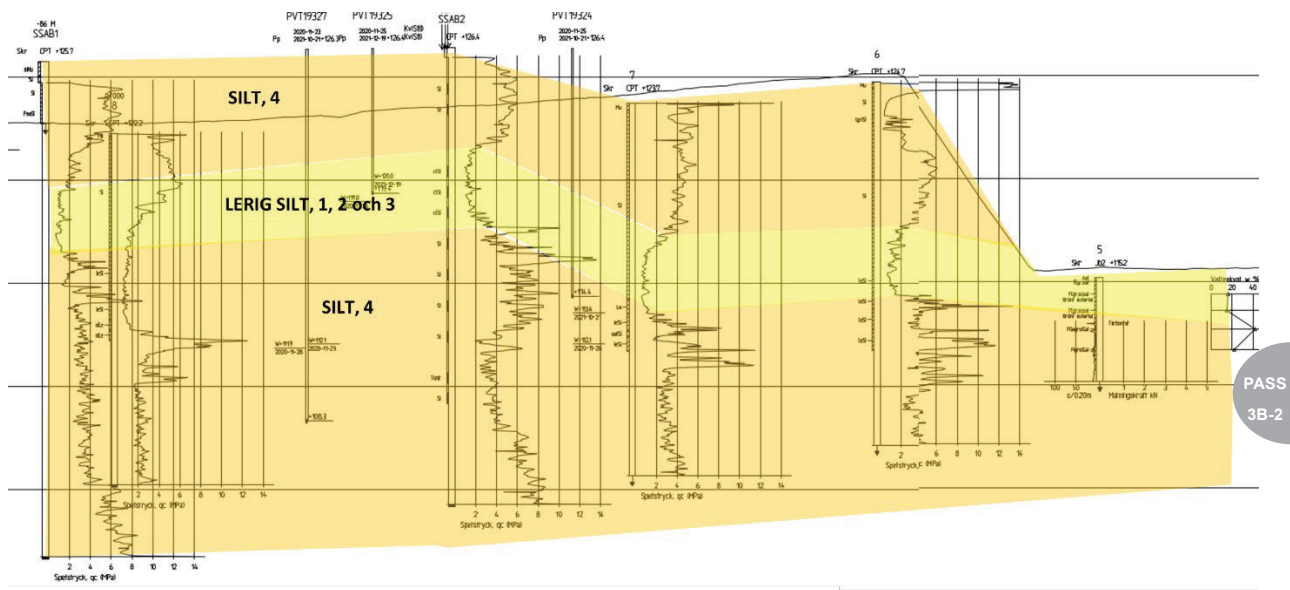
Resultat från flera undersökningspunkter inom en sektion användes sedan för att ta fram en jordprofil med indelning i karakteristiska jordlager.

För Ångermanälven, km 26/200H redovisas en sådan indelning i Figur 11.

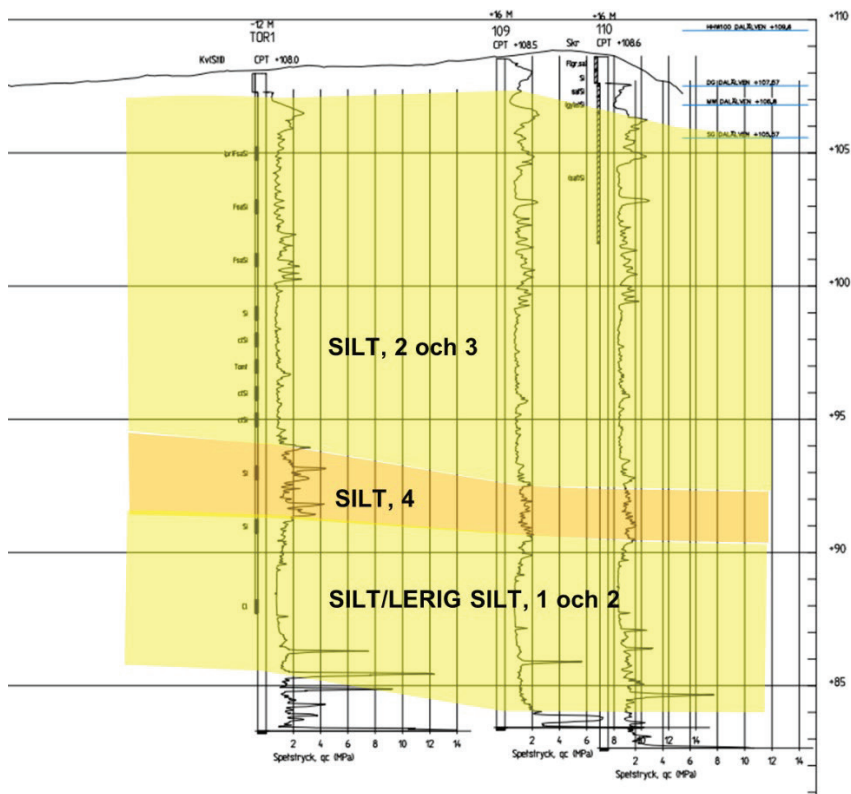


Figur 11. Indelning av sektion i karakteristiska jordlager, km 26/200H längs Ångermanälven.

Indelning av karakteristiska jordlager för Dalälven redovisas i Figur 12 (SSAB) och i Figur 13 (Torsång).



Figur 12. Indelning av sektion i karakteristiska jordlager vid SSAB längs Dalälven.



Figur 13. Indelning av sektion i karakteristiska jordlager vid Torsång längs Dalälven.

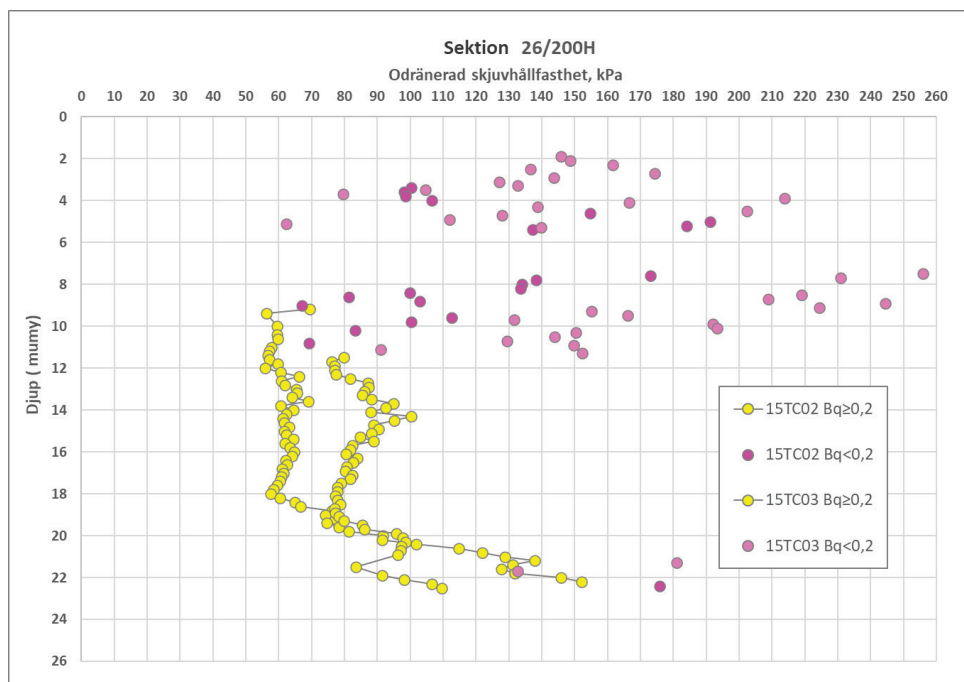
För att korrekt dela in jorden i karakteristiska jordlager rekommenderades att jordartsbenämningen ska verifieras genom sedimentationsförsök. Att göra en korrekt jordartsbenämning okulärt visade sig i samtliga lokaler vara svårt, vilket även bekräftas av sammanställningar utförda av Dehlbom och Lundström (2020). Korrekt benämning är även viktig för att utvärdera odränerad skjuvhållfasthet baserad på CPT-sondering, eftersom ekvationerna för beräkning av odränerad skjuvhållfasthet skiljer mellan lera och silt. Se vidare i avsnitt 4.2.

Vid utvärdering av parametrar baserade på CPT-sonderingar är det även viktigt att man ansätter en trovärdig portrycksprofil. Baserat på indelning i karakteristiska jordlager kan en konceptuell portrycksprofil tas fram, vilken kan användas för att utvärdera CPT-sonderingen i en andra omgång. Den konceptuella modellen utgör även ett bra underlag för val av nivåer för mätning av portryck. Uppställning av en konceptuell portrycksprofil baserat på karakteristiska jordlager i siltjordar beskrivs i SGI Vägledning 5-3A (SGI, 2022).

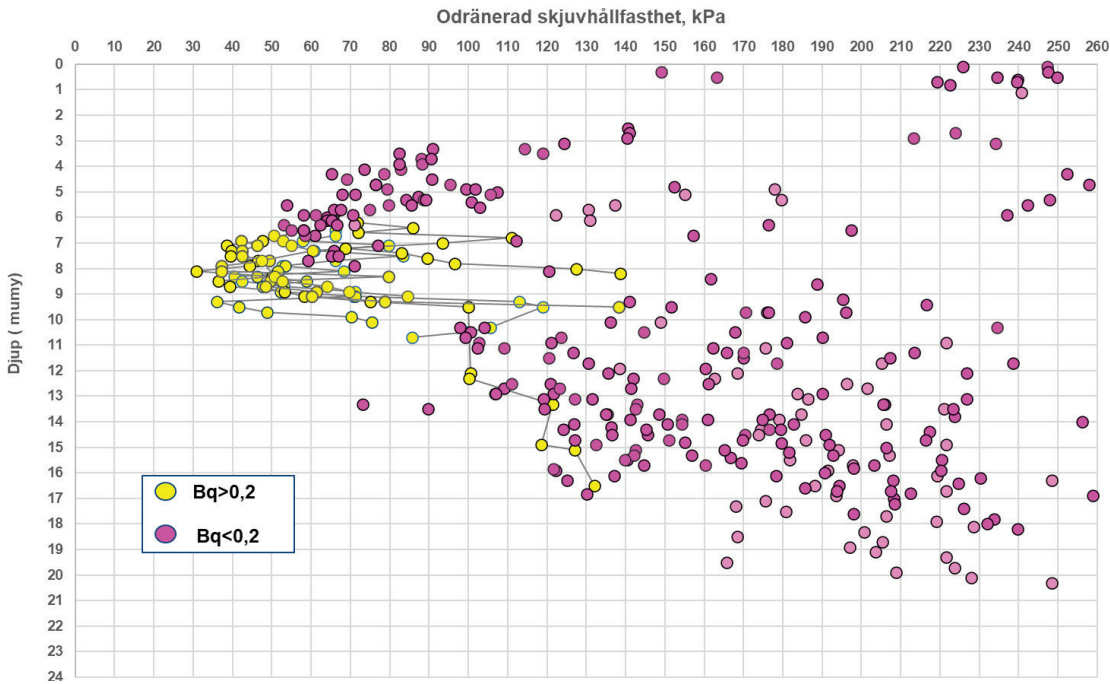
4.2 Odränerad skjuvhållfasthet

Odränerad skjuvhållfasthet antogs vara relevant för karakteristiska jordlager där portrycksparametern $B_q > 0,2$, det vill säga karakteristiskt jordlager 1 och 2 med möjligen odränerat och odränerat förhållande, se Tabell 2. Värden på odränerad skjuvhållfasthet bestämda för undersökningspunkt 15TC02 och 15TC03 längs Ångermanälven (km 26/200H som ses i Figur 8) redovisas i Figur 14 och för punkter längs Dalälven

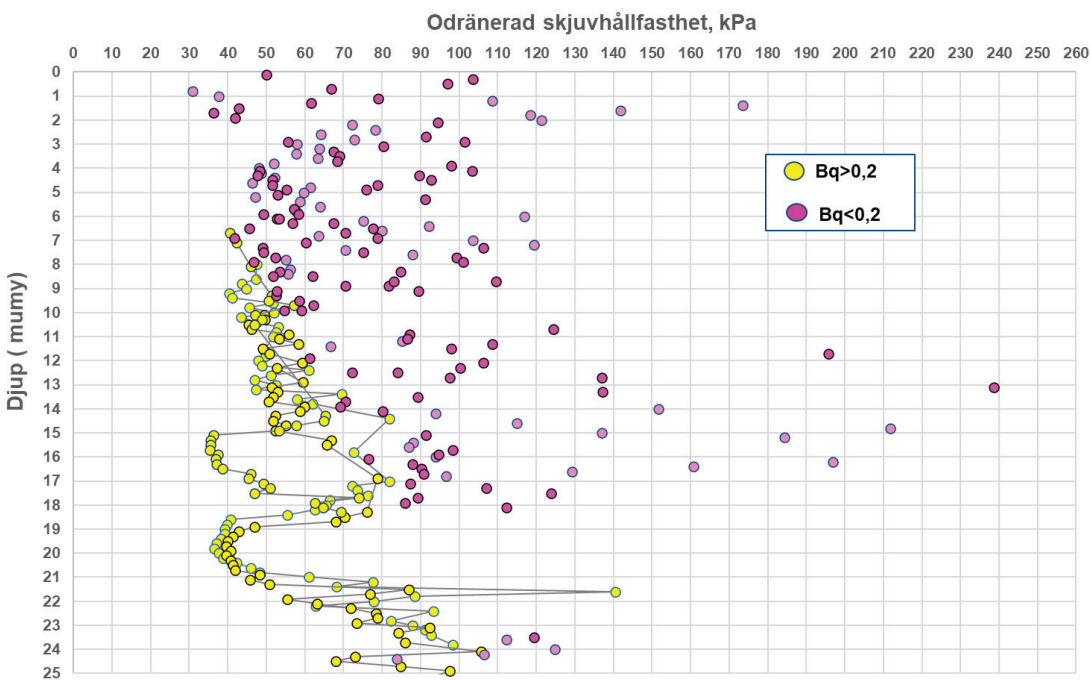
i Figur 15–Figur 16. Värdena har markerats med gul färg för de med $B_q > 0,2$ och med rosa färg för de där $B_q < 0,2$. Av resultaten från Ångermanälven och område Torsång (Dalälven) framgår att skjuvhållfastheten för nivåer med $B_q > 0,2$ visar rimliga värden med liten spridning och en ökning med djupet. För område SSAB visar utvärderingen stor spridning även för nivåer med $B_q > 0,2$ och för detta område hade troligtvis ett högre gränsvärde på B_q varit lämpligare för att tolka odränerad skjuvhållfasthet. Jorden i SSAB har en högre relativ fasthet jämfört Torsång.



Figur 14. Odränerad skjuvhållfasthet utvärderad med CPT för två undersökningspunkter (15TC02 och 15TC03) i sektion 26/200H längs Ångermanälven.



Figur 15. Odränerad skjuvhållfasthet utvärderad med CPT för sex undersökningspunkter i SSAB längs Dalälven.



Figur 16. Odränerad skjuvhållfasthet utvärderad med CPT för tre undersökningspunkter i Torsång längs Dalälven.

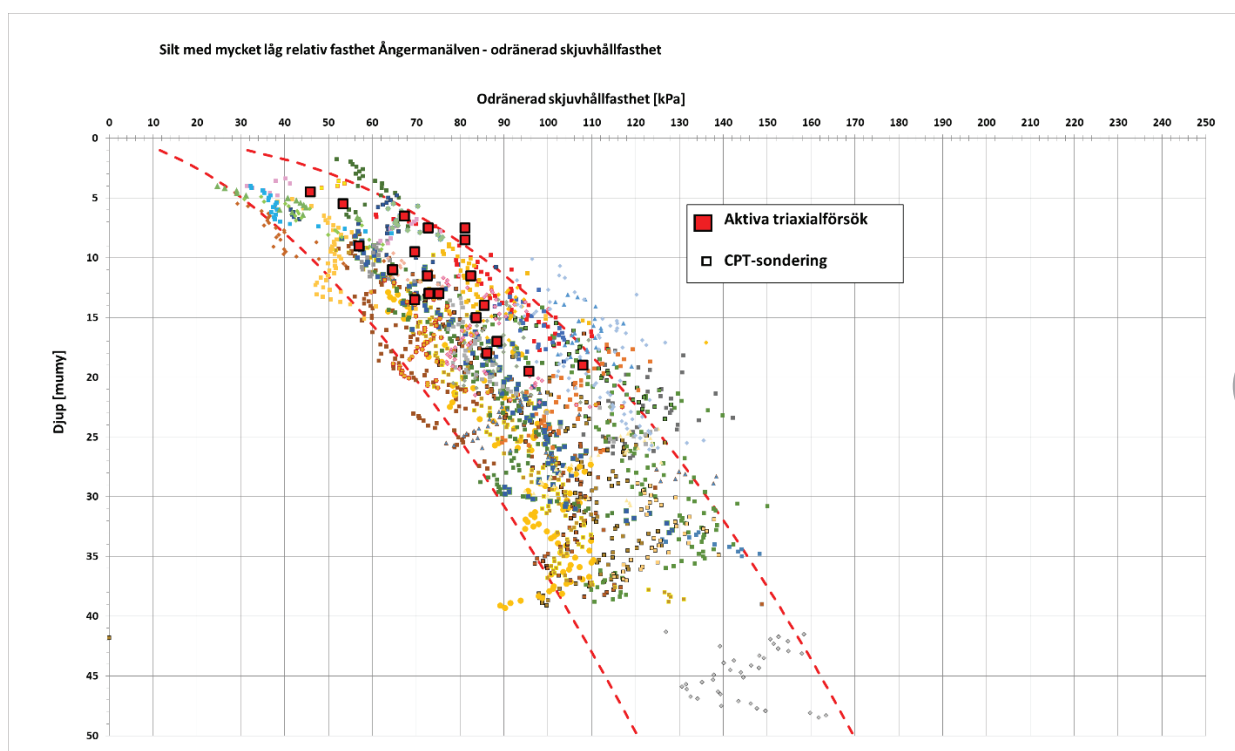
Odränerad skjuvhållfasthet som bestämdes med odränerade, aktiva triaxialförsök visade generellt högre värden jämfört med utvärderade värden från CPT-sondering. Detta tros bland annat bero på anisotropa effekter, där triaxialförsök ger värden i aktiv

skjuvriktning och CPT-sondering i direkt skjuvriktning. För lera är hållfasthetsanisotropin väl känd, men för silt finns få studier om detta.

Då det för närvarande inte finns tillräckligt med underlag för att ta fram empiriska samband beaktades anisotropi i silt på samma sätt som för lera enligt Larsson (2007), dvs.:

$$c_u^{DS} = (0,25 + 0,75K_0)c_u^a$$

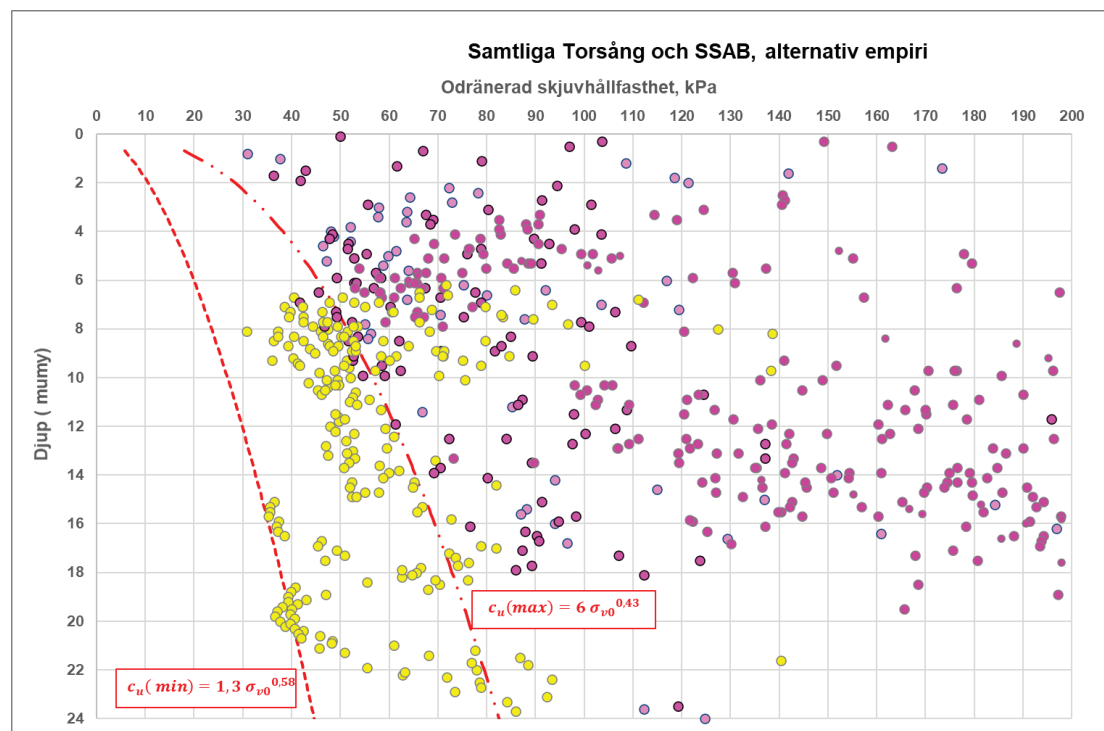
Odränerad skjuvhållfasthet utvärderad från samtliga utförda aktiva, odränerade triaxialförsök och CPT-sonderingar (för B_q -värden över 0,2) längs Ångermanälven redovisas i Figur 17. Värderna från triaxialförsök är omräknade till att motsvara värden i direkt skjuvriktning med ett antaget $K_0 = 0,7$ baserat på utförda dilatometerförsök. Värderna i övergångszonen mellan silt och underliggande fastare jordlager har sorterats bort. Det kan ses att skjuvhållfastheten ökar med djupet och trendlinjer över variationens min- och maxvärden togs fram som $c_{u,min}^{DS} = 2,0 \cdot \sigma_{v0}^{0,6}$ respektive $c_{u,max}^{DS} = 9 \cdot \sigma_{v0}^{0,43}$. Medelvärdet av samtliga bestämningar varierar med djupet enligt $c_u = 5,03 \cdot \sigma_{v0}^{0,49}$. Av Figur 17 framgår de framtagna trendlinjerna för samtliga undersökta sektioner längs Ångermanälven.



Figur 17. Odränerad skjuvhållfasthet utvärderad från utförda CPT-sonderingar (små symboler) och aktiva triaxialförsök (stora kvadrater), efter bortsortering av irrelevanta värden längs Ångermanälven. Efter SGI (2022).

Vid analys av skjuvhållfastheterna för lokalerna längs Dalälven fick trendlinjerna för min och max justeras något till $c_{u,min}^{DS} = 1,3 \cdot \sigma_{v0}^{0,58}$ respektive $c_{u,max}^{DS} = 6 \cdot \sigma_{v0}^{0,43}$. Se

resultat i Figur 18. Det framgår av figuren att vissa orimligt höga skjuvhållfasthetsvärden uppmättes även för vissa nivåer där B_q var större än 0,2. För samtliga dessa värden är dock B_q låg, mellan 0,2 och 0,25, och troligen skulle dessa skjuvhållfasthetsvärden kunna plockats bort.

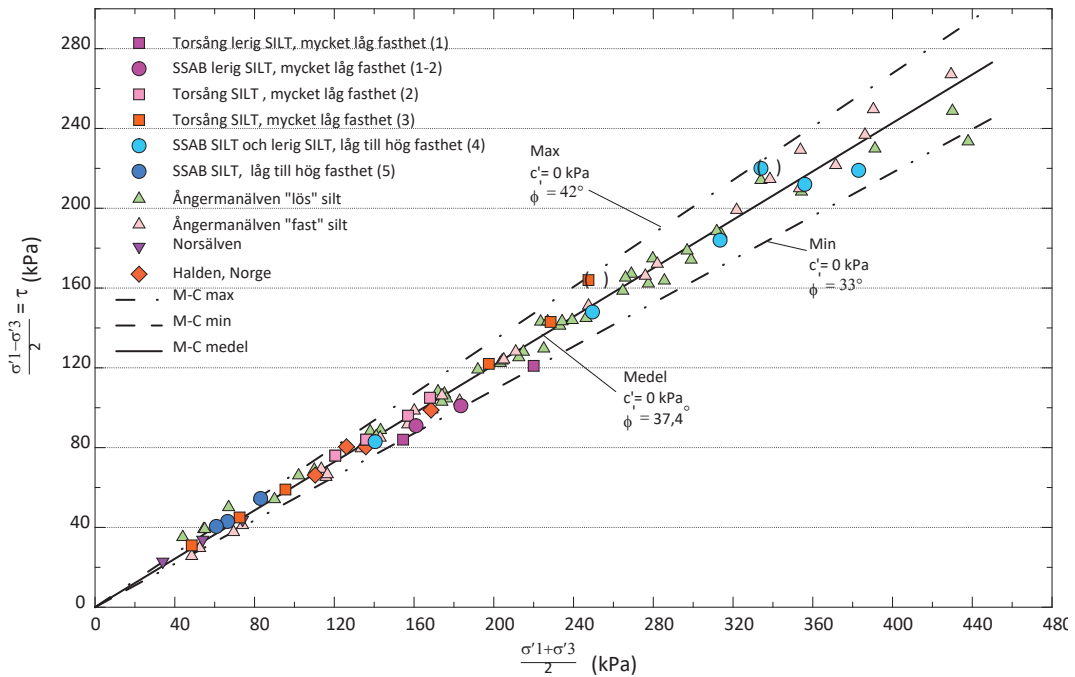


Figur 18. Odränerad skjuvhållfasthet utvärderad från utförda CPT-sonderingar med justerad empiri för Dalälven. Gulfyllda cirklar: $B_q > 0,2$, lila-fyllda cirklar: $B_q < 0,2$ (ej representativa värden).

4.3 Dränerad skjuvhållfasthet

4.3.1 Samtliga lokaler

Dränerad skjuvhållfasthet för silt har undersökts med aktiva, dränerade triaxialförsök i Ångermanälven, Dalälven, Norsälven samt Halden i Norge på sammanlagt ca 70 prover. I Figur 19 redovisas en sammanställning av samtliga skjuvbrottvärden från dessa lokaler. I figuren redovisas ett min- och maxvärde om 33 respektive 42 grader för friktionsvinkeln och detta spann innefattar de flesta brottvärden. För att underlätta jämförbarheten har min- och maxvärdena utvärderats utan kohesionsintercept (c'). Från dessa linjer har ett medelvärde beräknats på 37,4 grader. Om man antar att dessa begränsningslinjer motsvarar 90 % konfidensintervall, erhålls en variationskoefficient på ca 7,5 %.

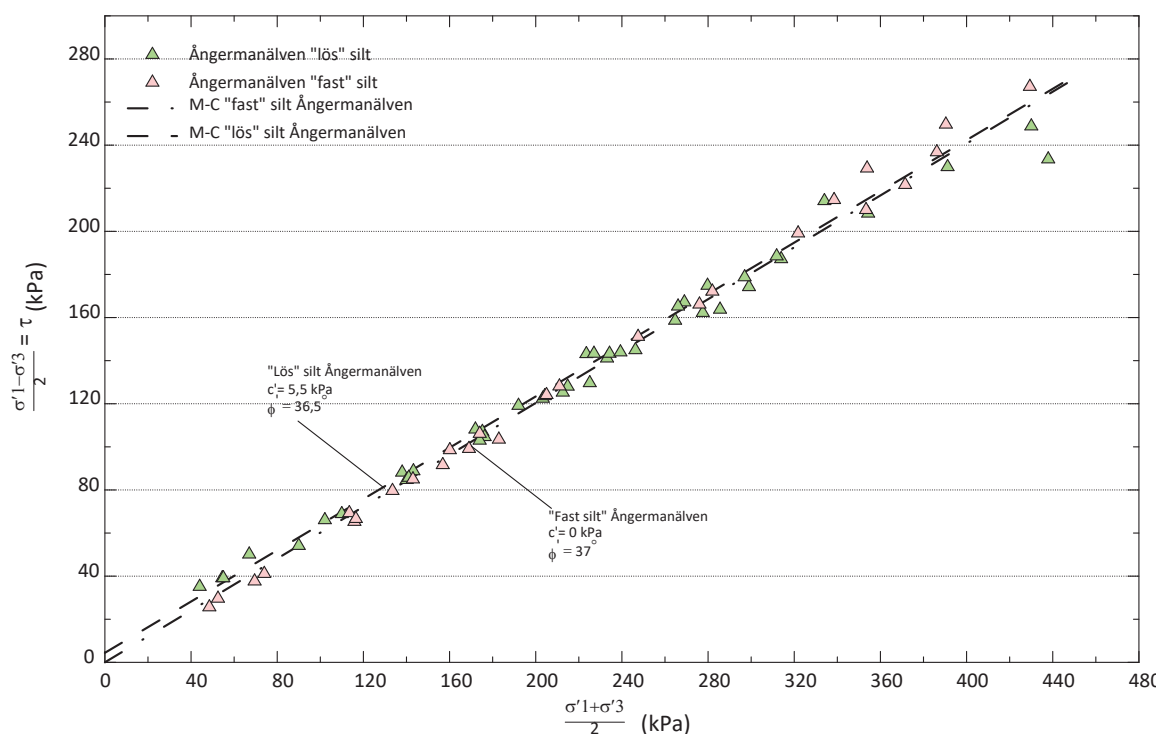


Figur 19. Sammanställning av dränerade triaxialförsök på silt från Dalälven, Ångermanälven, Norsälven samt Halden, Norge. I figuren redovisas utvärderade begränsningslinjer för min och max med punkt- och dubbelpunktstreckade linjer för de samlade försöksresultaten. Medelvärdet är beräknat från min- och maxlinjerna (heldragen linje) (Thorén et al., 2022).

4.3.2 Ångermanälven

För Ångermanälven utfördes närmare 50 aktiva, dränerade triaxialförsök, varav flertalet på silt med mycket låg relativ fasthet, kallad "lös silt" (karaktäristisk jordlager 1, 2 och 3). För "lös silt" bestämdes friktionsvinkeln till 36,5 grader med $c' = 5,5$ kPa. För silt med låg till hög relativ fasthet, kallad "fast silt" (karaktäristiskt jordlager 4 och 5), utvärderades något högre friktionsvinkel; 37 grader och $c' = 0$ kPa. Detta innebär att den tillgängliga dränerade skjuvhållfastheten för "lös silt" är högre än för "fast silt" för låga effektivspänningar, se Figur 20

Detta är av särskilt intresse vid stabilitetsberäkningar, då låga effektivspänningar råder utmed grunda glidytor som oftast är dimensionerande i siltslänter.

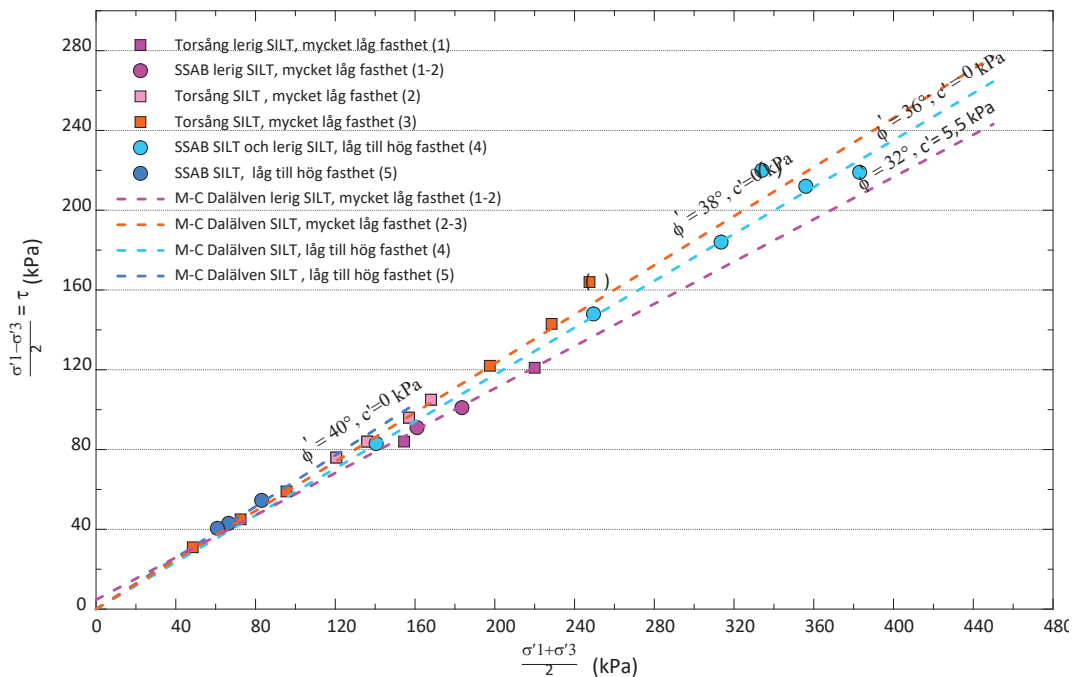


Figur 20. Sammanställning av brottvärden från dränerade triaxialförsök längs Ångermanälven. Från SGI (2022).

4.3.3 Dalälven

För lokalerna SSAB och Torsång längs Dalälven utfördes 23 aktiva, dränerade triaxialförsök. Till en början erhöles en spridd bild av friktionsvinkeln. Jämfört med Ångermanälven var sammansättningen av jordlagren mer komplexa. Siltjorden delades därför upp i fem olika karakteristiska jordlager kopplat till sonderingsmotstånd, porttryckparameter och jordart, se avsnitt 4.1.

Skjuvbrottvärdena från samtliga utförda triaxialförsök från Dalälven har sammanställts i Figur 21. I diagrammet har fyra trendlinjer redovisats – ett för varje karakteristiskt jordlager enligt avsnitt 4.1, förutom för jordlager 1 och 2 som redovisas med en gemensam trendlinje.



Figur 21. Sammanställning av samtliga dränerade triaxialförsök vid Dalälven. Inom parentes i förklaringen anges karakteristiskt jordlager (1–5) enligt avsnitt 4.1. Streckade linjer avser utvärderade brottlinjer för de olika karakteristiska lagren. (Thorén et al., 2022).

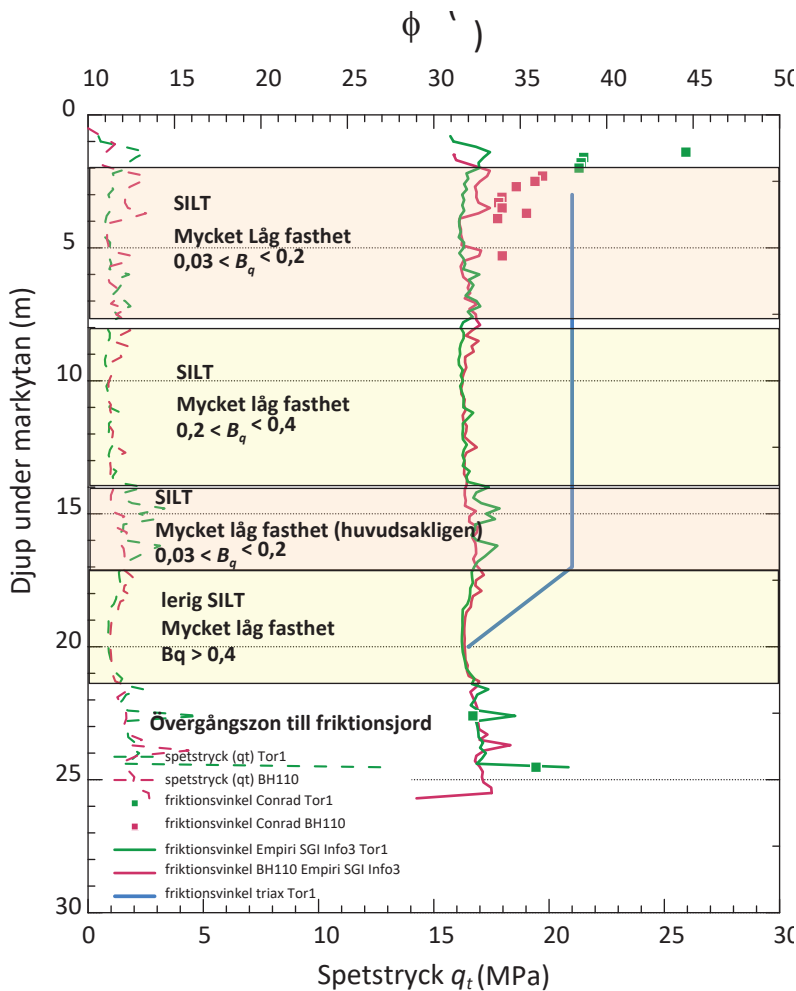
För prover där lerhalten var låg, under 10 %, har relativt hög friktionsvinkel utvärderats, mellan 38 och 40 grader (jordlager 3 och 5, orange och blå färg i Figur 21). För prover där lerhalten var hög utvärderades i stället en låg friktionsvinkel på 32 grader och ett kohesionsintercept på 5,5 kPa (lager 1 och 2, rosa färg i Figur 21).

Ett av de karakteristiska jordlagren utgjorde ett mellanting med en hög lerhalt (> 10 %), och med låg till hög relativ fasthet. Friktionsvinkeln har utvärderats till 36 grader och utan kohesionsintercept (turkos färg, lager 4).

4.3.4 CPT- och hejarsondering

För både Ångermanälven och Dalälven har friktionsvinklar från dränerade triaxialförsök jämförts med friktionsvinklar från CPT- och hejarsonderingar. I Ångermanälven utfördes både hejar- och CPT-sonderingar medan det i Dalälven endast utfördes CPT-sonderingar.

Genomgående erhålls högre värden med dränerade triaxialförsök än från sonderingar med empiriska samband i Larsson et al. (2007). Exempel på jämförelser för Dalälven redovisas i Figur 22. Värden från triaxialförsök är genomgående högre än för CPT-sonderingar.



Figur 22. Utvärderade friktionsvinklar (ϕ') från CPT-sondering och dränerade triaxialförsök, undersökningsplats Torsång (Dalälven). Värden från CPT-sondering utvärderade med empiri från spetsmotstånd redovisas med heldragna linjer (grön och röd) och värden utvärderade med Larsson, 2015 (Conrad) redovisas med fyllda kvadrater (grön och röd). Värden från dränerade triaxialförsök redovisas med heldragen blå linje. Spetstryck redovisas med streckade linjer. För CPT-sonderingarna har inget avdrag på tre grader har gjorts på friktionsvinklen, som normalt rekommenderas.

5 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

5.1 Karakteristiska jordlager

Från utförda undersökningar visades att ostörda prover oftast kan tas med standard-kolvprovtagare för silt med mycket låg relativ fasthet men för silt med högre relativ fasthet är öppna rörprovtagare, exempelvis Shelbyprovtagaren, mer lämpliga.

Siltjordar kan delas in i karakteristiska jordlager baserat på följande parametrar: .

- Relativ fasthet enligt Bergdahl et al. (1993).

- Portrycksparametern B_q uppmätt vid CPT-sondering, enligt:
 - $B_q < 0,03$ (dränerat beteende)
 - $0,03 < B_q < 0,2$ (möjlig dränerat beteende)
 - $0,2 > B_q > 0,4$ (delvis odränerat beteende)
 - $B_q > 0,4$ (odränerat beteende).
- Jordart (okulärbedömning och sedimentationsförsök).

Baserat på undersökningar längs med Ångermanälven och Dalälven har en indelning i karakteristiska jordlager enligt Tabell 3 föreslagits. Av tabellen framgår även för vilka jordlager odränerad skjuvhållfasthet kan anses vara representativ och de värden som uppmäts för den dränerade skjuvhållfastheten för de undersökta jordlagren längs Dalälven. Vid geotekniska undersökningar inom andra områden där siltjordar förekommer kan de framtagna metodikerna för indelning i karakteristiska jordlager användas som stöd. Indelningen kommer dock troligen att behöva justeras beroende på lokala förhållanden.

Tabell 3. Indelning i karakteristiska jordlager för studerad sträcka längs Dalälven samt val av skjuvhållfasthet för dessa. Blå ram i kolumn "Redovisning" markerar ett dränerat beteende (Thorén et al., 2022).

q_c (MPa)	B_q	Jordart	Redovisning	Karakteristiskt jordlager	Odränerad skjuvhållfasthet	Dränerad skjuvhållfasthet
Mycket låg relativ fasthet, $q_c < 2,5$	$> 0,4$	Lerig silt	Lerig silt Mycket låg fasthet $B_q > 0,4$	1	Ja	Lerig silt: $\phi' \approx 32^\circ$ och $c' = 5,5$ kPa Silt: $\phi' \approx 38^\circ$ och $c' = 0$
	$0,2 - 0,4$	Lerig silt Silt	Lerig Silt, Silt Mycket låg fasthet $0,2 < B_q < 0,4$	2	Ja	
	$0,03 - 0,2$	Lerig silt Silt	Lerig Silt, Silt Mycket låg fasthet $0,03 < B_q < 0,2$	3	Nej	
Låg till mycket hög relativ fasthet, $q_c > 2,5$	$0,03 - 0,2$	Lerig silt Silt	Lerig silt, Silt Låg till hög fasthet $0,03 < B_q < 0,2$	4	Nej	Lerig silt: $\phi' \approx 36^\circ$ och $c' = 0$ Silt: $\phi' \approx 38,5^\circ$ och $c' = 0$
	$< 0,03$	Silt	Silt Låg till hög fasthet $B_q < 0,03$	5	Nej	

Baserat på de utförda undersökningarna rekommenderas att sedimentationsförsök alltid utförs vid undersökningar på siltjord. Det är viktigt att kunna klassificera jordmaterialet rätt dels för att kunna dela in jorden i karakteristiska jordlager, dels för att bestämma odränerad skjuvhållfasthet, dels för att erhålla en uppfattning om friktionsvinkeln i jorden.

5.2 Odränerad skjuvhållfasthet

Den framtagna metodiken i Ångermanälven för att utvärdera odränerad skjuvhållfasthet har visat sig vara tillämpbar med viss anpassning för de undersökta områdena längs Dalälven. Den odränerade skjuvhållfastheten visade ökande värden med djupet

både för Ångermanälven och för lokalerna längs Dalälven. Även för Dalälven kunde det bedömas att endast värden från CPT-sonderingar där $B_q > 0,2$ bör nyttjas för att utvärdera odränerad skjuvhållfasthet. I vissa fall även kan det vara aktuellt med något högre värde på B_q för att sortera ut relevanta värden.

Slutsatsen blir att den odränerade skjuvhållfastheten för silt normalt kan antas öka med djupet. De ekvationer för min- och maxvärden över skjuvhållfasthetens variation som togs fram inom Ångermanälven och Dalälven kan användas som stöd även för andra lokaler men de bör anpassas till det aktuella området. För att minska osäkerheter kan det löna sig att utföra aktiva, odränerade triaxialförsök som för jämförelse räknas om till direkt skjuvriktning. Brott Kriterium vid odränerade triaxialförsök för jord som dilaterar, har föreslagits av Lundström et al. (2019).

5.3 Dränerad skjuvhållfasthet

I uppdrag som SGI utfört i syfte att undersöka skjuvhållfastheten för siltjordar, har det visats att de empiriska sambanden baserade på CPT-, hejar-, eller viktsondering ofta ger ett friktionsvinklar på ”säkra sidan”, det vill säga låga värden.

Genom att utföra aktiva, dränerade triaxialförsök erhålls dels mer tillförlitliga värden med relativt liten spridning, dels högre värden än från empirisk utvärdering från sonderingar.

Av brottvärden från dränerade triaxialförsök på prover från Ångermanälven, Dalälven, Norsälven och Halden i Norge faller de flesta värden på friktionsvinkeln inom ett spann mellan 33 och 42 grader (för $c' = 0$ kPa). Resultatet ger en vägledning till förväntat värde på silt för andra platser, men för varje plats måste de lokala förhållandena undersökas.

Höga värden på friktionsvinkeln ska användas med försiktighet. De värden som används ska vara inom ett representativt effektivspänningsintervall, exempelvis det som råder utmed de glidytor som används vid stabilitetsberäkningar.

Från de utförda triaxialförsöken längs både Ångermanälven och Dalälven visas att det råder ett samband mellan å ena sidan utvärderad friktionsvinkel och å andra sidan relativ fasthet (från spetstryck vid CPT-sondering), jordart (lerhalt) och dräneringsförhållanden vid CPT-sondering (B_q). För att bestämma ett empiriskt samband mellan friktionsvinkeln och övriga nämnda parametrar erfordras dock ett större underlag.

Tack vare siltens relativt sett högre permeabilitet än lera, möjliggör det ofta att de dränerade försöken på silt kan utföras med i stort sett samma hastighet och kostnad som för odränerade triaxialförsök på lera. På så sätt går det att ekonomiskt motivera att dessa försök utförs i geotekniska utredningar i siltjordar.

REFERENSER

- Bergdahl, U., Hult, G., & Ottosson, E. (1984) *Belastningsförsök på plattor grundlagda i friktionsjord för bestämning av jords deformationsegenskaper. Försök vid SGI:s provfält - Kolbyttemon* (SGI Varia 138). Statens geotekniska institut. Linköping.
- Bergdahl, U., Ottosson, E., och Stigsson Malmberg, B. (1993) *Plattgrundläggning*. AB Svensk Byggtjänst. Stockholm.
- Brandon, T.L., Rose, A.T., & Duncan, J.M. (2006). *Drained and undrained strength interpretation for low-plasticity silts*, ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, vol 132, no 2, pp 250-257.
- Börgesson, L. (1981). *Mechanical properties of inorganic silt*. Avhandling. Luleå tekniska universitet. Luleå.
- Dehlbom, B., & Lundström, K. (2020). *Högsensitiv lera i Västernorrlands län. Bildning, förekomst och egenskaper*. Statens geotekniska institut. Linköping.
- Larsson, R. (1997). *Investigations and load tests in silty soils*. (Rapport 54). Statens geotekniska institut (SGI). Linköping.
- Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P-E., Alén, C., Bergdahl, U., & Eriksson, L. (2007). *Skjuvhållfasthet– utvärdering i kohesionsjord*. (SGI Information 3). Statens geotekniska institut (SGI). Linköping.
- Larsson, R. (2015). *CPT-sondering. Utrustning, utförande och utvärdering. En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord* (SGI Information 15). Statens geotekniska institut (SGI). Linköping.
- Larsson, R. (2017). Mailkonversation mellan Rebecca Lindvall och Rolf Larsson (båda SGI) inom uppdrag Skredriskartering Ångermanälven (i Lundström et al., 2019).
- Lundström, K., Dehlbom, B., Vesterberg, B., Isacsson, U., Lindvall, R., Holmén, M., & Blomén, H. (2019). *Siltslänter längs Ångermanälven – Metodik för parameterbestämning som underlag för stabilitetsberäkning*. Statens geotekniska institut (SGI). Linköping.
- SGI. (2022). *Skredrisker i ett förändrat klimat – Ångermanälven. Fördjupningsbilaga del 3A: Använd metodik för parameterbestämning och stabilitetsberäkning*. (SGI Vägledning 5-3A). Statens geotekniska institut (SGI). Linköping.
- Skredkommissionen. (1995). *Anvisningar för släntstabilitetsutredningar* (Rapport 3:95). Skredkommissionen. Linköping.
- Thorén, T., Lundström, K., & Dehlbom, B. (2022). *Hållfasthet för silt. Bestämning på silt från undersökningsplatser längs Dalälven*. Statens geotekniska institut (SGI). Linköping.

ASSERT - KVALITETSKONTROLL AV MARKSTABILISERING MED ELEKTRISK RESISTIVITETSTOMOGRAFI (ERT)

Torleif Dahlin^A, Mikael Lumetzberger^A, Per Hedblom^A, Simon Rejkjær^A, Martin Holmén^B

^A Teknisk geologi, LTH/Lunds universitet

^B SGI, Linköping

SAMMANFATTNING

Markstabilisering blir allt vanligare för exploatering av områden med dålig bärighet. Det finns dock behov av bättre och volymstäckande kontrollmetoder för kvalitetssäkring. Kontrollmetoderna kan delas upp i två steg, där det första sker i omedelbar anslutning till inblandning av bindemedel för att kontrollera om man lyckats behandla hela den avsedda volymen, eller om det finns zoner som behöver komplettering. Det andra steget har fokus på hållfastheten i den stabiliserade volymen, och förutsätter att bindemedlet har härdat.

FoU-projektet ASSERT har fokus på kvalitetskontroll med hjälp av elektrisk resistivitetstomografi (ERT). Tanken är att använda metoden i omedelbar anslutning till inblandning av bindemedel för att avgränsa den markvolym som har behandlats med bindemedel från obehandlade delar. ERT skulle då kunna användas för att snabbt kontrollera resultatet av stabiliseringen, så att kompletterande åtgärder i zoner med otillräcklig inblandning kan vidtas medan personal och utrustning finns på plats. Vidare finns det potential för volymstäckande kvantifiering av hållfasthetstillväxten via korrelation mellan förändring av resistivitet och förändring i hållfasthet under härdningsprocessen, men det torde behöva göras plats-specifikt.

Test och verifiering av metoden sker i olika geomaterial i laboratorium och i fält, inklusive fullskaletester för olika typer av stabilisering. Vidare ingår metodutveckling och anpassning för tillämpningen, för att metoden ska bli tillräckligt robust och snabb för att kunna användas rutinmässigt på ett hållbart sätt. Fältförsök har genomförts med att installera elektroder i KC-pelare och jetpelare i direkt anslutning till stabiliseringen. Laborrietester har hittills gjorts för KC-stabilisering av lera och för stabilisering av muddermassor.

SUMMARY

Soil stabilisation is becoming increasingly common for the development of areas with poor bearing capacity. However, there is a need for better and volume-wide control methods for quality assurance. The control methods can be divided into two steps, where the first takes place in immediate connection to the mixing of binders to check whether the entire intended volume has been successfully treated, or whether there are zones that need completion. The second step focuses on the strength of the stabilised volume and assumes that the binder has cured.

The R&D project ASSERT focuses on quality control using electrical resistivity tomography (ERT). The idea is to use the method in immediate connection with the mixing of binders to delineate the soil volume that has been treated with binders from untreated parts. ERT could then be used to quickly check the results of the stabilisation, so that supplementary measures can be taken in zones of insufficient treatment while personnel and equipment are in place. Furthermore, there is potential for volume-wide quantification of strength growth via correlation between change in resistivity and change in strength during the curing process, but this would probably need to be done on a site specific basis.

Testing and verification of the method takes place in different geomaterials in the laboratory and in the field, including full-scale tests for different types of stabilisations. Furthermore, method development and adaptation for the application are included, so that the method becomes sufficiently robust and fast to be used routinely in a sustainable manner. Field trials have been carried out by installing electrodes in lime-cement columns and jet columns in direct connection to the stabilisation. Laboratory tests have so far been carried out for lime-cement stabilisation of clay and for stabilisation of dredged masses.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Markstabilisering i olika former är vanligt för exploatering av områden med dålig bärighet. Det finns flera olika metoder för markstabilisering, t.ex. KC-pelare, jetpelare och masstabilisering. *KC-pelare* görs genom att ett blandningsverktyg förs ner i marken till önskat djup och när verktyget dras upp matas torrt bindemedel ut under rotation. Pelarna utförs ofta i rader, eller i gitter så att de bildar skivor eller block. *Jetpelare* tillverkas genom att man borrar sig ned till planerat djup och därefter samtidigt som borren roteras tillbaka till markytan injekterar en cementsuspension under högt tryck. *Masstabilisering* utförs genom att lösa material som lera, slam, torv och muddermassor blandas med ett bindemedel för att skapa en stabil yta som underlag för någon form av byggande. Bindemedlet blandas ofta ner i materialet som ska stabiliseras med något som kan liknas vid en stor visp, eller ifall det gäller muddermassor kan blandningen ske i en tank eller bassäng.

Markstabilisering är ofta mycket attraktivt ekonomiskt jämfört med alternativa metoder. Det ger också möjlighet att utnyttja lokalt material som annars skulle blivit ett deponeringsproblem. Det bidrar till reducerat transportbehov, eftersom transporter av bortschaktat material och ersättningsmassor elimineras. I många fall är markstabilisering det enda praktiskt och ekonomiskt genomförbara alternativet.

Oavsett stabiliseringsmetod finns behov av bättre kontrollmetoder, det vill säga metoder som på ett tids- och kostnadseffektivt sätt verifierar att utfallet av stabiliseringen är som avsett och kvantifierar den stabiliserade volymens egenskaper. I fallet pelare är det viktigt att de är kontinuerliga och det inte finns djupintervall utan eller med ringa stabilisering, eftersom det leder till att de inte fungerar som avsett vilket kan få dramatiska konsekvenser. Slutresultat av stabiliseringen påverkas av typ av jordmaterial, typ av bindemedel och tekniska parametrar i samband med inblandningen av bindemedlet. Variation i jordmaterialets sammansättning, till exempel omväxlande lager av sand och organiska sediment, kan leda till oönskad heterogenitet. Vidare kan fel i utrustning och handhavande av den påverka resultatet. Kvalitetskontroll kan göras genom sondering, kärnbörning eller utgrävning av hela testpelare, vilket är både kostsamt och förstörande.

1.2 Syfte

ASSERT-projektets syfte är att utveckla volymstäckande kontrollmetoder för markstabilisering, som kan användas rutinmässigt för att säkerställa att hela den avsedda markvolymen har behandlats med tillräckligt bra resultat. Kontrollmetoderna är tänkta som första steget i kvalitetskontrollen och ska göras i omedelbar anslutning till stabiliseringen, med syfte att detektera ifall delar av markvolymen inte blivit ordentligt behandlad. Därigenom kan det åtgärdas medan utrustning och personal fortfarande är på plats. Denna del utförs med hjälp av elektrisk resistivitetstomografi

(ERT) vilket fungerar i detta skede eftersom det sker en förändring i markens ledningsförmåga när den blandas med cement eller kalk.

Kontroll av hur effektiv stabiliseringen har varit med avseende på styvhet och mekaniska egenskaper kan inte ske omedelbart efter stabiliseringen har utförts då det kräver reaktionstid på dagar eller veckor innan materialet har härdat tillräckligt. Det finns olika etablerade metoder för sådan kontroll, vilka dock i många fall är förstörande. ERT har en potential även för volymstäckande kontroll av styvhetstillväxt genom korrelation mellan förändring i resistivitet och hållfasthetstillväxt under härdningsprocessen som kan följas direkt från reaktionsstart.

Projektets mål är att anpassa, utveckla och testa metodik och utrustning för att tillämpa resistivitetsmätning som kontrollmetod av markstabilisering i laboratorium och fältskala.

2 FÄLTFÖRSÖK

2.1 Utveckling av metodik och utrustning för test av stabiliserade pelare

Om man vill göra ERT i enskilda stabiliserade pelare med bibehållen upplösning mot djupet kan man föra in elektroder i mitten av pelaren längs hela dess längd. I de första testerna i projektet installerades slitsade plaströr i KC-pelare i vilka man i sin tur kunde sänka ner elektrodkablar avsedda för borrhålsmätning. Det fungerade bra mättekniskt när elektrodablarna väl var på plats, men det visade sig dock vara svårt att föra ner de slitsade plaströren hela vägen till pelarens botten. Vidare hade det vid upprepad mätning efter en månad trängt in stabiliseringsmedel i röret och härdat vilket gjorde att den nedersta delen inte var åtkomlig (Olsson et al. 2020).

För att göra upprepade mätningar i stabiliserade pelare kan en elektrod kabel installeras direkt i denna, och den blir då ingjuten när pelaren härdar. För att kunna utnyttja stabiliseringsriggen för att installera elektrod kabeln behöver den vara tillräckligt slank för att föras ner inuti borrhållsträngen, och den behöver vara tillräckligt styv för att säkerställa att den nedersta delen inte dras upp när borrhållsträngen dras tillbaka. Vidare bör den förses med ett antal temperaturgivare eftersom resistiviteten är temperaturberoende. Modulära prototypkablar med 8 elektroder vardera som kan kombineras till större utlägg har byggts, i kombination med temperaturgivare av typ PT1000. Genom uppstyvning med flexibel glasfiberstav av typ rörål har de fungerat bra att installera i såväl KC-pelare som jetpelare. Det har dock visat sig att mätdatakvaliteten delvis varit problematisk såväl med kopparelektroder som med rostfritt stål i elektroderna. Grundläggande mät försök med kablarna i bland annat borrhål har visat att det går att uppnå resultat av hög mätteknisk kvalitet i andra mätmiljöer än stabiliserad jord.

2.2 Fältförsök med test av stabiliserade pelare

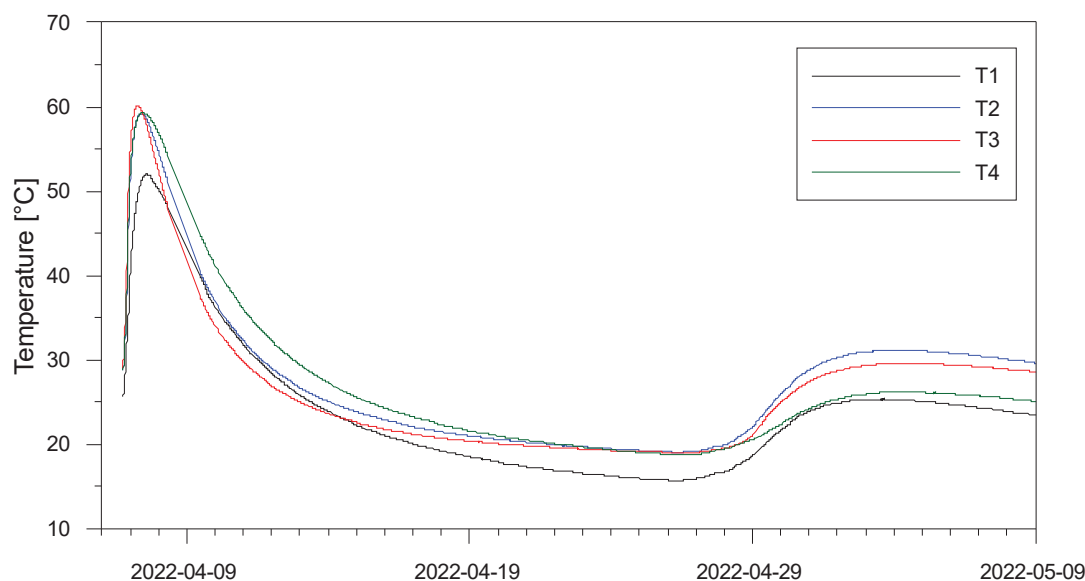
Test med installation av elektroder och temperaturgivare i jetpelare har genomförts i Moss i Norge i anslutning till ett järnvägsprojekt, i en formation där det förkommer kvicklera. För att det skulle vara möjligt att särskilja effekten av den enskilda pelaren utfördes den utanför den del av området som man arbetade i för tillfället, så att den kunde betraktas som singelpelare initialt och tills att man några veckor senare byggde ytterligare pelare i dess närhet. Installationen gjordes genom att föra ner elektrodstängens med hjälp av stabiliseringsriggen vilket fungerade bra (Figur 1).



Figur 1. Fältförsök med installation av elektroder och temperaturgivare i jetpelare i Moss.

ERT-mätningarna gjordes med en ABEM Terrameter LS2. Under de första 2 dyggen (6-8 april) genomfördes 4 mätomgångar, följt av ytterligare en mätomgång efter en månad (9 maj). Mätdatakvaliteten var initialt övervägande god med ett fåtal dåliga data men försämrades dock efterhand som fler mätningar gjordes, och det finns en hypotes om att det beror på korrosion av elektroderna vilket motiverar försök med olika åtgärder. En datalogger med GSM-uppkoppling användes för att läsa av temperaturen från Pt1000-givare placerade på 4 olika nivåer under marken (Figur 2), vilket visade att temperaturen gick upp till som mest cirka 60 °C under de första dyggen efter stabiliseringen varefter den klingade av successivt. I slutet av april ökade

temperaturen igen som följd av att ytterligare pelare hade utförts i närheten (Nilsagård & Knutsson 2022).



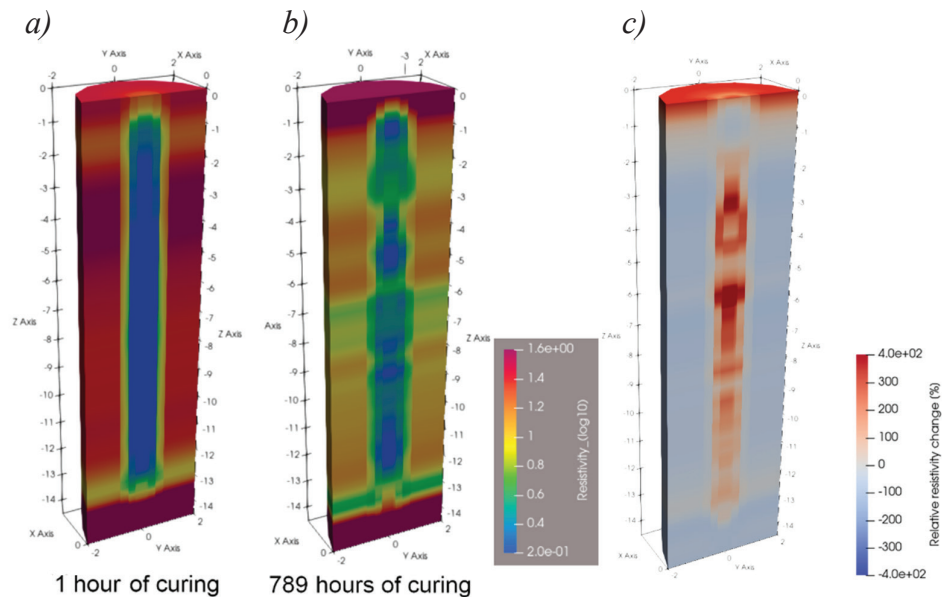
Figur 2. Temperaturmätning i jetpelare i Moss.

För att få korrekt geometri från mätning i enstaka stabiliserade pelare, vilket gjordes här och är relevant för inledande tester i stabiliseringsprojekt, måste inversionsprogramvara som kan hantera cylindriska geometrier användas. Detta finns inte tillgängligt kommersiellt, men ny funktionalitet har som möjliggör det har implementerats i programbiblioteket pyGIMLi (Rücker et al. 2017).

Mätresultaten visar en lågresistiv zon som geometriskt sett väl motsvarar förväntad stabiliserad volym, där kontrasten i resistivitet mot omgivande material är över en tiopotens (Figur 3). Kontrasten i resistivitet minskar sedan successivt för varje mätomgång, men större delen av den förmodat behandlade volymen har fortfarande lägre resistivitet än omgivande material efter en månad (Nilsagård & Knutsson 2022). Detta skiljer sig från resultat från liknande försök med KC-pelare, där resistiviteten i den stabiliserade volymen var högre än i omgivande mark efter en månad (Olsson et al. 2020). Det har inte gjorts någon temperaturkorrigering av data eller modeller i samband med inversionen, och den förhöjda temperaturen när den sista mätningen genomfördes bidrar till att sänka resistiviteten vid det tillfället, vilket kan vara en del av förklaringen till de genomgående lägre resistiviteterna i omgivning såväl som i pelare. Det är också tänkbart att härdningsförloppet inte var helt avslutat. Avsikten vara att mäta vid ytterligare ett tillfälle när den nya temperaturpulsen hade klingat av och härdningen fortgått ytterligare tid, men installationen hade schaktats bort när mätningen skulle genomföras.

Variationen i resistivitet längs jetpelaren, och med diametern längs delar av den, reflekterar troligen variation i egenskaper som skulle kunna kopplas till geologiskt material eller kvalitet. Tyvärr finns det inga referensdata från kvalitetskontroll av

jetpelaren, och inte heller någon detaljerad geologisk information tillgänglig. Förändringen i resistivitet som funktion av tid innehåller information som sannolikt skulle kunna korreleras mot mekaniska egenskaper på motsvarande sätt som för laboriemätningarna om det fanns tillgång till relevanta referensdata. Det skulle också krävas resistivitetsmätning vid fler tidpunkter, vilket skulle kunna uppnås med ett instrument som är installerat på plats och mäter automatiskt med regelbundna intervall, exempelvis dagligen.



Figur 3. Resultat från fältförsök med installation av elektroder i jetpelare i Moss; a) resistivitet 1 timme efter behandling, b) resistivitet 33 dygn efter behandling, c) förändring i resistivitet mellan a) och b) (Nilsagård & Knutsson 2022).

3 LABORATORIEFÖRSÖK

3.1 Utveckling av metodik och utrustning för laborieförsök

Specialdesignade lock till provbehållare till provtagningscylindrar enligt SGF-standard har utvecklats, och olika prototypgenerationer har testats och utvärderats. Locken har inbyggda elektroder och temperaturgivare, och är avsedda för laboriemätningar (Figur 4). Det finns fyra tårtbitsliknande elektroder i varje lock för att möjliggöra att skicka ström och mäta spänning utan att använda samma elektrod samtidigt, vilket annars ger okontrollerbara mätfel. Genom att växla funktion på elektroderna kan man göra reciproka mätningar som gör det möjligt att beräkna mätfelens storlek (Binley & Slater 2020). Syftet är att kunna göra oförstörande resistivitetsmätning på geotekniska materialprover så att samma prover kan användas för bestämning av geotekniska parametrar, och därigenom säkerställa att resultaten blir relevanta och jämförbara. Efter att mätsekvenser optimerats och mätinställningar

för instrumentet justerats har det givit goda resultat mättekniskt sett. En design för tillverkning m.h.a. laserskärning av elektroderna och 3D-utskrift av hållarna för dessa har legat till grund för tillverkning av ett 20-tal uppsättningar som sedan använts för mät försök. Efter en första omgång med laboratoriemätningar justerades designen baserat på praktiska erfarenheter från användningen.



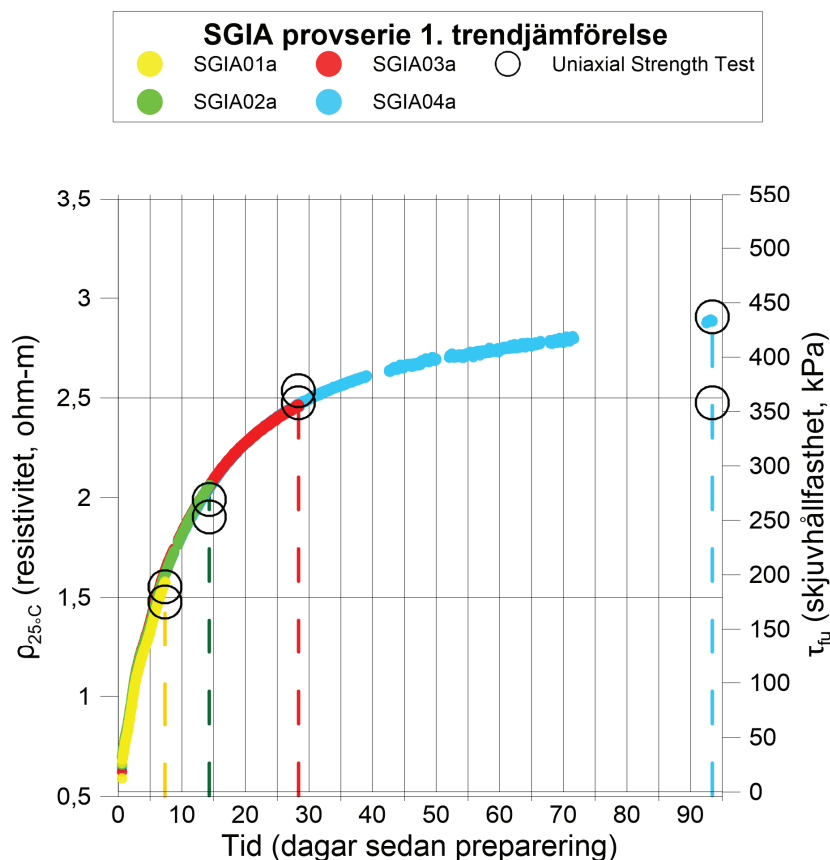
Figur 4. Lock med elektroder och temperaturgivare för icke-förstörande resistivitet mätning på material i provtagningscylindrar enligt SGF-standard (utan O-ringar monterade).

3.2 Laborieförsök

En serie laboriemätningar med 8 parallella prover med KC-inblandning under härdning har genomförts, för att om möjligt etablera en korrelation mellan resistivitet och geotekniska parametrar som också bestäms i labbet. Automatiserade mätningar med resistivitet och temperatur gjordes flera gånger per dag på de 8 provbehållarna i SGIs laboratorium i Linköping, där hållfasthetstester gjordes på samma prover (Figur 5). Resistivitet är temperaturberoende. Temperaturdata användes för att räkna om resistivitetsdata (ρ) till en standardiserad motsvarighet vid 25°C ($\rho_{25^\circ\text{C}}$). Resultaten ser lovande ut med avseende på möjligheten att etablera korrelationer mellan tillväxt i resistivitet och hållfasthet (Figur 6).



Figur 5. Laborieförsök med KC-inblandning i SGIs laboratorium.



Figur 6. Resultat från laboratorieförsök med KC-inblandning.

Provserier med stabiliserade muddermassor har genomförts i samarbete med PEAB och Byggnadsmateriallära på LTH med samma upplägg. Ytterligare provserier planeras.

4 SLUTSATSER

Metodik och prototypkablar för att installera elektroder med hjälp av stabiliseringsriggen har fungerat bra i såväl KC-pelare som jetpelare. Mätresultaten visar förändringar i resistiviteten längs pelaren som stämmer väl överens med den volym som skulle stabiliseras, med initial sänkning av resistiviteten följt av gradvis ökning. Variationer i resistivitet som kan tänkas bero på variation i jordlagerföljd eller kvalitet på stabiliseringen visar potential för kvalitetskontroll, men det kan inte utvärderas på grund av avsaknad av referensdata från andra metoder. Mätdatakvaliteten försämrades efterhand vilket kanske beror på elektrodkorrosion vilket behöver utredas och hanteras. Ytterligare tester behövs med avseende på

mättekniska aspekter och tillgång till referensdata. Vidare bör tester göras i flera olika geomaterial för att bättre kunna utvärdera tillämpbarheten.

Resultaten av mätning på stabiliserade jordprover i laboratoriet visar att tillväxten i resistivitet följer ett likartat förlopp som tillväxten av hållfasthet vid enaxlig tryckprovning. Detta tyder på att det skulle kunna vara möjligt att hitta korrelationer mellan resistivitetstillväxt och hållfasthet. Detta behöver verifieras med fler provserier som helst ska avspegla olika jordmaterial och olika typer och halter av bindemedel.

5 TILLKÄNNAGIVANDE

Arbetet har utförts inom InfraSweden2030-projektet “Kvalitetskontroll av markstabilisering med elektrisk resistivitetstomografi” (Vinnova project id 2018-00649) finansierat av Vinnova, Formas, Energimyndigheten, SBUF, Trafikverket, NCC, PEAB och Keller Grundläggning. Per-Ivar Olsson bidrog aktivt i arbetet med utveckling av elektrodlock för laboriemätning på stabiliserade prover. Vi vill tacka Keller Grundläggning AB och dess personal för givande samarbete i samband med fältförsöket i Moss. Vi vill också tacka Edvin Nilsagård och Rebecka Knutsson för utomordentliga insatser och bra samarbete under deras examensarbete, inom vilket försöket i Moss genomfördes, samt Tina Martin och Peter Jonsson, Teknisk geologi LTH, för handledning. Vidare Thomas Günther på LIAG i Hannover, Tyskland, för stöd i samband med användningen av pyGIMLi.

6 REFERENSER

Binley A. & Slater L., 2020. *Resistivity and Induced Polarization - Theory and Applications to the Near-Surface Earth*. Cambridge University Press. ISBN 978-1-108-49274-4, 388p.

Nilsagård E. & Knutsson R., 2022. *Application of ERT for Quality Assurance in Jet Grouting Columns; A development of an alternative quality control*. M.Sc. thesis, Lund University. ISRN LUTVDG/(TVTG—5175)/1-113/(2022).

Olsson P.I., Rejkjär, S., Hedblom P. & Dahlin T., 2020. ASSERT - Kontroll av markstabilisering med resistivitetstomografi. in *Procs. Grundläggningdagen 2020*, On-line various days due to pandemic, 221-230.

Rücker C., Günther T. & Wagner F.M., 2017. pyGIMLi: An open-source library for modelling and inversion in geophysics. *Computers and Geosciences*, 109, 106-123.

VÄSTLÄNKEN E02-STATION CENTRALEN BUILDING DIAPHRAGM WALLS - A SMART SOLUTION

Dr.-Ing. Markus Adams ^A, Dipl.-Ing. Olaf Bürger ^B

^A Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Central Division, Civil works and Special foundations

^B NCC Infrastructure, Division Civil Engineering

SAMMANFATTNING

Projektet Västlänken är ett pågående tunnelbaneprojekt under centrala Göteborg som består av fem delar. Syftet med E02 Centralen-lotet är att bygga tunnelkonstruktionen för detta lot och en ytterligare underjordisk station för pendeltåg i anslutning till den befintliga centralstationen i Göteborg (se figur 1). Den nya stationen är utformad som en underjordisk struktur och byggs av NCC Infrastructure AB (NCC) i form av en tunnel som är skuren och täckt med hjälp av bottom-up-metoden. Eftersom marken huvudsakligen består av mycket mjuk lera är utformningen och byggandet av den underjordiska stationen särskilt utmanande.

Efter utvärdering av en mängd olika lösningar i ett tidigt skede för att hitta den optimala lösningen för stationens stödkonstruktion beslutades det att använda en spontvägg i tillfartstunnlar och en slitsmur (D-wall) för den del av Centralstationen där bredden mellan båda stödmuren ökar till 50m.

Den första fasen av produktionen av D-Wall vid Centralen inleddes i april 2019 och avslutades i slutet av april 2021. Under denna tidsperiod utfördes stödmurarna för den 500 m långa bygggruppen inklusive den östra trumpeteten och den centrala delen av stationen. I samband med detta byggdes 134 längsgående och 466 tvärväggspaneler. Därför grävdes 7,0 m långa och 1,2 m breda diken, som stabiliserades med en speciell stödjande slam, till ett djup av -24,0 m under marknivån. Efter att ha installerat armeringsburar med en maximal vikt på 40 ton har dikena gjutits med betong med hjälp av tremiemetoden. Arbeten med andra delen påbörjades efter sommaren 2022.

I denna rapport beskrivs de arbeten som utförts av Wayss & Freytag Ingenieurbau AG (W&F) för byggandet av D-Walls.

SUMMARY

The West Link Project (Västlänken) is an ongoing underground railway project below central Gothenburg, consisting of five lots. The purpose of the E02 Centralen lot is to construct the tunnel structure of this lot and an additional underground station for commuter trains adjacent to the existing Gothenburg Central Station (see Figure 1). Designed as an underground structure, the new station is built by NCC Infrastructure AB (NCC) as a cut and cover tunnel using the bottom-up method. As the ground

consists mainly of very soft clay, the design and construction of the underground station is particularly challenging.

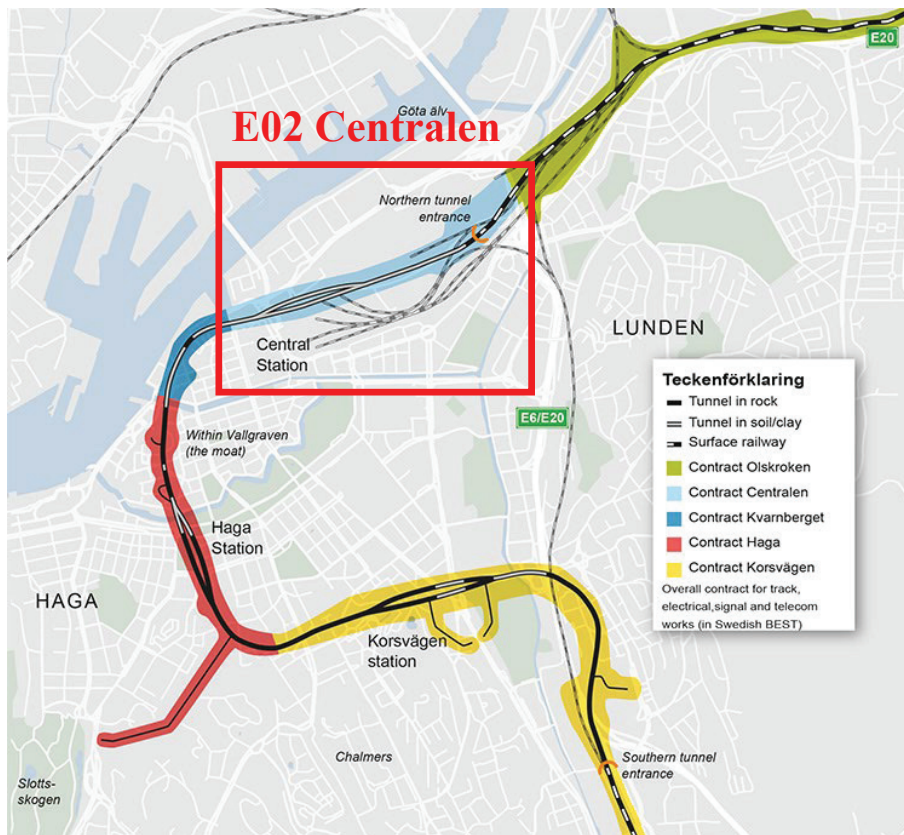


Figure 1. Overview West Link project (Trafikverket)

After conducting a multitude of technical solutions at an early stage to find the optimal solution for the retaining walls of the construction pit, it was decided to use a Sheet Pile Wall in the “standard alignment” and a Diaphragm-Wall (D-Wall) for the part of the Central station where the light width between both retaining walls increases to 50 m.

The first phase of D-Wall production at Centralen started in April 2019 and was completed by end of April 2021. During this period of time, the retaining walls for the 500 m long construction pit including the eastern trumpet and the central part of the station was executed. With respect to this, 134 longitudinal and 466 cross wall panels were constructed. Therefore, 7.0 m long and 1.2 m wide trenches, which are stabilized by a special supporting slurry, were excavated to a depth of -24.0 m below ground level. After installing reinforcement cages with a maximum weight of 40 tonnes, the trenches are poured with concrete using the tremie method. The second part of the D-Wall production started in summer 2022.

The present report describes the works carried out by Wayss & Freytag Ingenieurbau AG (W&F) for the construction of the D-Walls.

1 GENERAL OVERVIEW

Trafikverket (TrV) decided for an Early Contractor Involvement (ECI-Contract) for this challenging lot. In the first phase, the joint project team of TrV and NCC, along with planners and subcontractors, developed the innovative design and established a target price. W&F was appointed as the subcontractor for D-Wall works. The whole team developed the design for Sweden's fifth D-Wall project in history in a very creative and cooperative atmosphere.

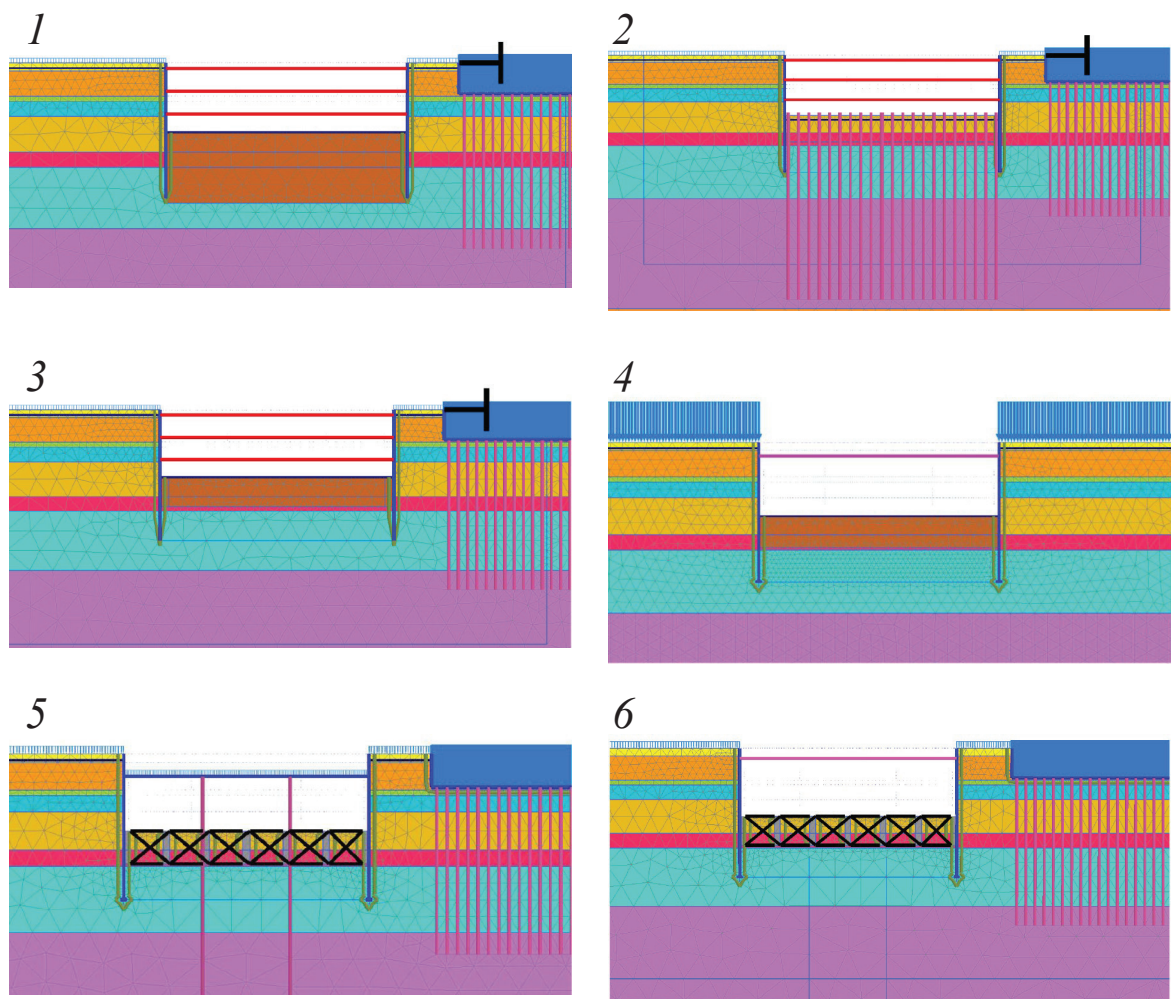


Figure 2. Conducted studies of considered technical solutions for the retaining walls of the construction pit

In order to find the optimal solution for the construction of the excavation pit, during the ECI phase six different variants were conducted by NCC Teknik and the parties involved (see Figure 2). For all studies, retaining walls reaching down to a depth of - 24.0 m below ground level (b.g.l.) were investigated. In general, the sheet pile solutions (SP) were considered as temporary and the D-Wall solutions as permanent structures. Beside solution number 5 (top down method) for all scenarios the bottom up method was evaluated.

For the first three variants, the ground between the sheet pile walls is stabilized by lime cement columns (LC), reinforced with piles going down to -54.5 m below ground level or a jet grout plug, while the D-Wall solutions contain cross walls or jet grouting for stabilization.

1. Temp. SP; Lime-Cement-Columns till -24 m b.g.l.
2. Temp. SP; reinforced ground by piles (2.3 m grid till -54.5 m b.g.l.)
3. Temp. SP; Jet grouting till -18 m b.g.l.
4. Perm. D-Walls; Jet grouting till -18 m b.g.l.)
5. Perm. D-Walls; cross walls (distance 7 m); top down
6. Perm. D-Walls; cross walls (distance 7 m); bottom up

As the first five variants are technically not feasible, too time consuming or not economical, the sixth solution considering longitudinal D-Walls stabilized with cross walls and an upper tubular strut layer was elected to be the best solution for E02 Centralen. In the case of a sheet pile solution, massive bracing would have been required inside the excavation pit. In contrast, the D-Wall solution enables a barrier-free construction of the tunnel structure.



Figure 3. Construction methods of E02 Centralen

As shown in Figure 3, the Centralen lot is divided into two sections in which different retaining wall techniques are used. As the eastern part faces a maximum width of the construction pit of 20.0 m and an increasing excavation depth down to 15.0 m, a common construction method with sheet piles was chosen. It should be noted, that up to three strut layers and lime cement improved ground to increase the bearing capacity of the soil at the toe of the retaining wall need to be implemented. The western part of Centralen includes the Central Station itself and trumpets on both sides accompanying with a maximum width of 50.0 m and a maximum excavation depth of

15.0 m. This enormous width results from four railway tracks and two central platforms in between. As these boundaries prevent the use of sheet pile walls due to economic and technical reasons, a stiff D-Wall solution was selected.

In consequence of the weak strength parameters of the Gothenburg clay, it is not possible to activate sufficient passive earth pressure at the toe of the retaining walls. Additionally, it is impossible to secure the excavation pit walls with conventional anchors, as the activation of sufficiently high resistances is not feasible. For this reason, in the western part cross walls of up to 50.0 m length, which act as "low" struts, are constructed using the D-Wall technique. The respective D-wall elements are concreted only below the later bottom of excavation. The top of the pit is braced with tubular steel struts. The free height between the steel struts and the cross walls is 14,0 m and allows the tunnel box to be constructed without interfering obstructions. To verify the design parameters and the buildability of the technical solution, an intense monitored D-Wall test field was carried out in 2017.

2 HYDRAULIC AND GEOTECHNICAL CONDITIONS

The ground conditions differ significantly along the alignment of the West Link Project as to be seen in Figure 4. While, i.e., the geology of the Centralen lot consists predominantly of up to eight decametres of soft clay, the Haga lot faces bedrock close to ground level overlaid with frictional layers.

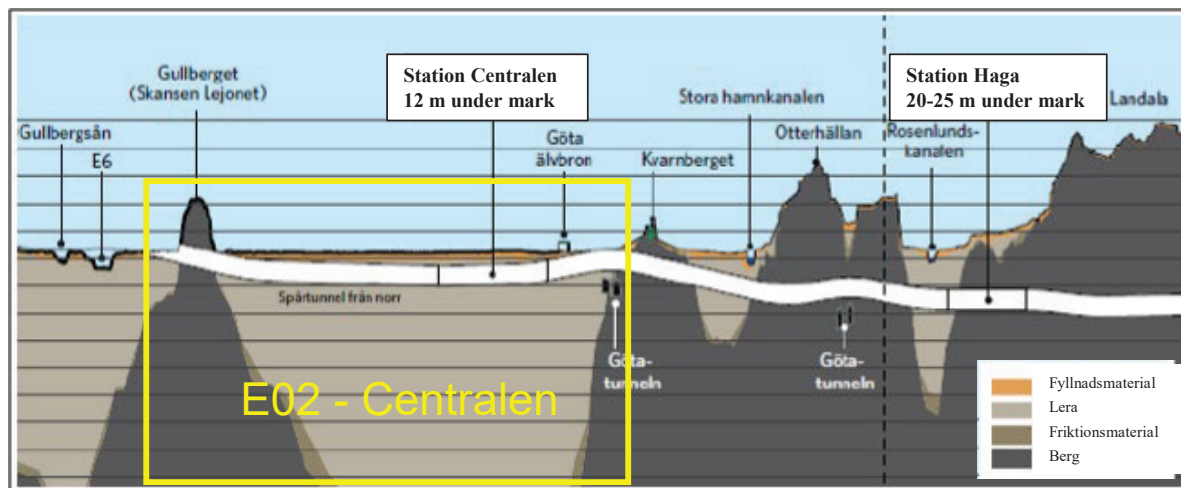


Figure 4. Geotechnical sections of the West Link Project (Trafikverket)

The overburden in Centralen consists of a up to 3.0 m thick fill layer underlaid by weak Gothenburg clay. The undrained cohesion in the upper 30 m of clay varies between 15 and 50 kPa. This range can be classified according to EN ISO 14 688-2 as very low and low shear resistance.

The medium design ground water level for the construction period is defined to + 0.4 m (RH 2000) which corresponds to 2.0 m below the top of guide wall.

Water levels close to ground level and such low shear parameters of the ground are challenging for D-Wall construction, as these factors are the key parameters which influence the stability of an open trench. Possibilities to encounter such adverse conditions lie on the one hand in a significant reduction of the trench length or in the use of a suitable support slurry (see also chapters 3 and 4).

3 CONSTRUCTION OF DIAPHRAGM WALLS

3.1 General

Deep and wide excavation pits require stiff retaining walls which are mostly constructed using D-Walls or secant bored pile walls. If soil conditions permit, driving or vibration of heavy sheet piles can be an alternative solution. In situations, in which the boundary conditions do not allow this solution, i.e., obstacles in the ground or noise restrictions, the sheet piles can also be installed in pre-excavated trenches grabbed by diaphragm techniques and filled with self-hardening bentonite cement slurries. Due to its high stiffness, plane wall surfaces, low frequency of joints, high competitiveness and efficiency D-Walls are however preferred.

If the final concrete box structure is designed to carry any loads (earth and water pressures), D-Walls can be used as purely temporary walls. However, appropriately designed D-Walls can also be constructed for permanent use, i.e., for underground car parks or traffic tunnels. In the Centralen-project, the D-Walls are designed to carry the earth and water pressures during the temporary construction phase. In the permanent stage, the earth pressure is assigned to the D-Walls and the water pressure to the inner walls of the tunnel box.

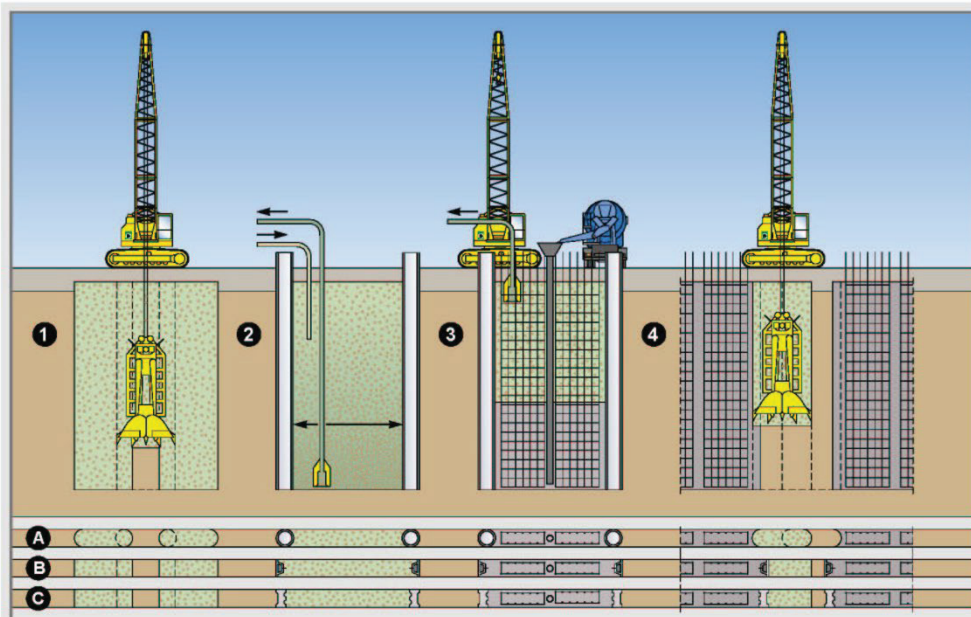


Figure 5: Diaphragm wall, general construction sequence (Scholz and Linder 2007)

To provide static resistance and groundwater cut-off, D-Walls are constructed in sections (panels) and in different phases (Figure 5). In phase one, panels of limited length are excavated to required depth. During this phase, special dry clay particles mixed with typical quantities between 35 to 50 kg/m³ for suspension in water - in normal cases Bentonite – stabilize the open trench. Sometimes also polymers are added to enhance the properties of the suspension. For the mixing process a specialised plant and thorough quality control measures are necessary.

To verify the stability of an open trench SS EN 1538 defines general principles for the design. First of all, the trench stability can be determined on the basis of comparable experience. For that reason, boundary conditions like soil properties, ground water pressures, adjacent buildings and construction methods shall be similar. If comparable experience is not available, stability calculations or trial excavations on site shall be executed.

The stability calculations of an open trench include three aspects:

- The local stability of the ground at the trench walls
- The overall stability of the excavation
- The prevention of groundwater ingress into the open trench

Well established calculation approaches can be found in literature, e.g., DIN 4126, to calculate the length and the stability of excavated panels on the basis of geotechnical and hydraulic parameters. While the minimum length of a panel is defined by the dimensions of the excavation tools, the maximum length has to be verified and calculated on the basis of stability calculations and can increase up to 10 m.

The construction sequence of panels is either with primary panels alternating with secondary (closing panels), or starting and following panels, or a mixture of both.

After one panel is excavated, “stop-ends” are installed at both ends acting as formwork to create a defined shape of the joints to adjacent panels (phase 2). There are permanent or recoverable joint systems available with various shapes, i.e., circular or dented or equipped with water stops according to requirements for load transfer and water tightness.

To provide the properties specified in the respective construction Standards, the slurry contained inside the open trench has to be exchanged or cleaned to guarantee a sufficient bonding between the reinforcement and the concrete. Furthermore, this is immanent to avoid any defects in the concrete matrix and to get a sufficient concrete flow during the casting process.

For the concrete placement in the last construction phase, high slump concrete and the “tremie” method are used. For using the “tremie” method, it is important that the toe of the concrete pipe remains always submersed into the fresh concrete to prevent contamination and segregation. During concreting, the displaced slurry has to be pumped off for storage, regeneration and reuse or disposal (Figure 5).

Normally, in granular or cohesive ground the excavation of D-Walls is carried out by grabbing techniques. Whereby, due to the advantages of the continuous operation, excavation by hydraulic cutters is predominant in cases of very dense and hard ground and/ or depths above approx. 40 m to 60 m.

3.2 Grabbing technology

For the grabbing process, a special designed heavy grab weighing up to 24 tonnes is used, which is operated by a heavy duty double rope crawler crane. The setup deployed at Centralen is to be seen in Figure 6. Summarizing the operations comprising the excavation process, the insertion and lowering into the trench, the loosening of the ground with chiselling and grabbing movements, the lifting of the loosened material to the ground surface and the discharge directly on the ground or into containers have to be highlighted. For the whole intermittent excavation process experienced operators are mandatory. Nevertheless, it can be time-consuming depending on the excavation depth, the hardness/stiffness of the material and/ or obstacles in the ground.



Figure 6. Machinery for excavation of diaphragm walls

To be able to construct a D-Wall within the required horizontal and vertical tolerances (1:200), a guide wall is foreseen at the working platform. A typical guide wall has a height of approximately 1.5 m.

One advantage of this method is its great flexibility. Changing ground conditions or the removal of obstacles up to a certain strength and size can be managed, i.e., with

special chisels for splitting and subsequent excavation. Compared to hydraulic cutters, further advantages of the grabbing technology are much smaller site installations, universal plant and equipment and high efficiency in loose or medium dense ground.

4 CHALLENGES OF D-WALL CONSTRUCTION AT CENTRALEN

The W&F subcontract contains the construction of some 90,000 m² of D-Walls together with some 60 temporary plunge columns to prevent the struts in the centre line from buckling. Furthermore, 3,700 linear meters of secant bored piles in the western end of the project area have to be produced. The D-Walls are designed with 1.2 m thickness and depths up to 24.0 m below ground level.

Due to the low shear resistance and stiffness of the clay as well as a high groundwater level, the major challenge of the project was the development of an appropriate approach for a smart design of the retaining walls.

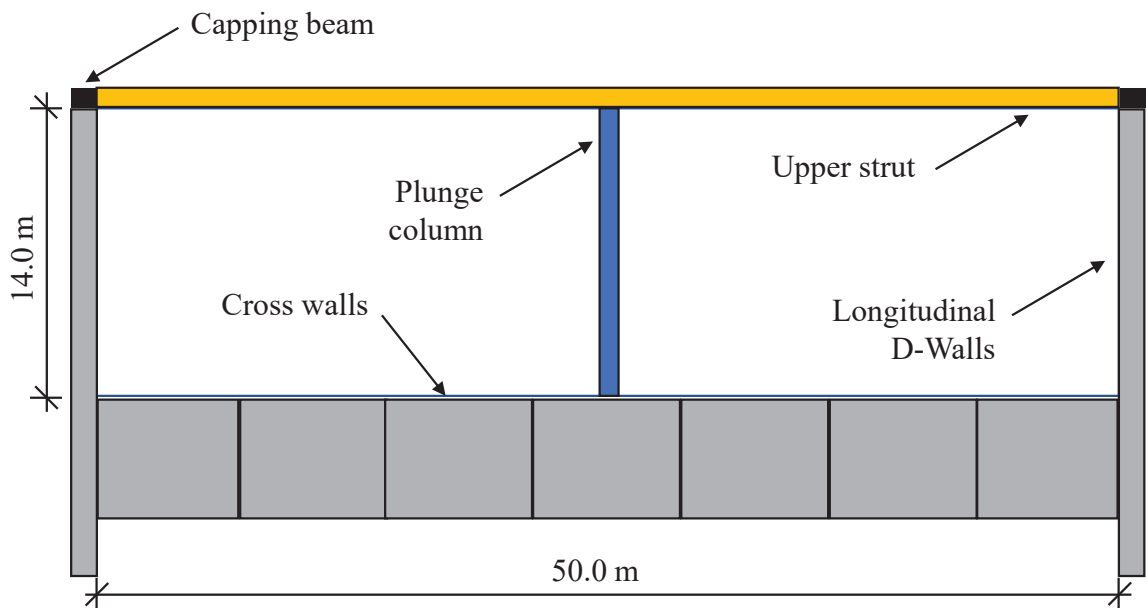


Figure 7. Cross section shows cross walls running perpendicular to the longitudinal D-Walls and the enormous free space below the strut layer for tunnel construction

As can be seen in Figure 7, the longitudinal D-Walls are braced by the 6 m high cross walls acting as "low" struts and tubular steel struts near the ground surface. The free distance of 14.0 m between the upper and the lower strut layers provides free working space to construct the tunnel box without obstructions and need of horizontal joints. This is very beneficial high quality application of the waterproofing system, as the tunnel box has to withstand the water pressure in the permanent stage. Furthermore, the tunnel box can be constructed cost and time efficient using a formwork carriage waggon.

At Centralen, the length of one D-Wall panel could be optimized to 7.0 m, as a special support slurry was used. This is essential, as every pair of longitudinal D-Walls has to be supported in the centre line by lower cross walls and one upper strut (see Figure 8).

As 600 D-Wall panels had to be constructed within two years, a high volume of support slurry had to be provided permanently. The required volume was mixed, stored, maintained and reprocessed by one major mixing plant (see Figure 9) located in the centre of the construction area. For storage, three round tanks each with a volume of 700 m³ were installed adjacent to the mixing plant. Due to long distances of up to 400 m between the plant and the panels in operation, specific attention had to be paid to the pumping and distribution system.

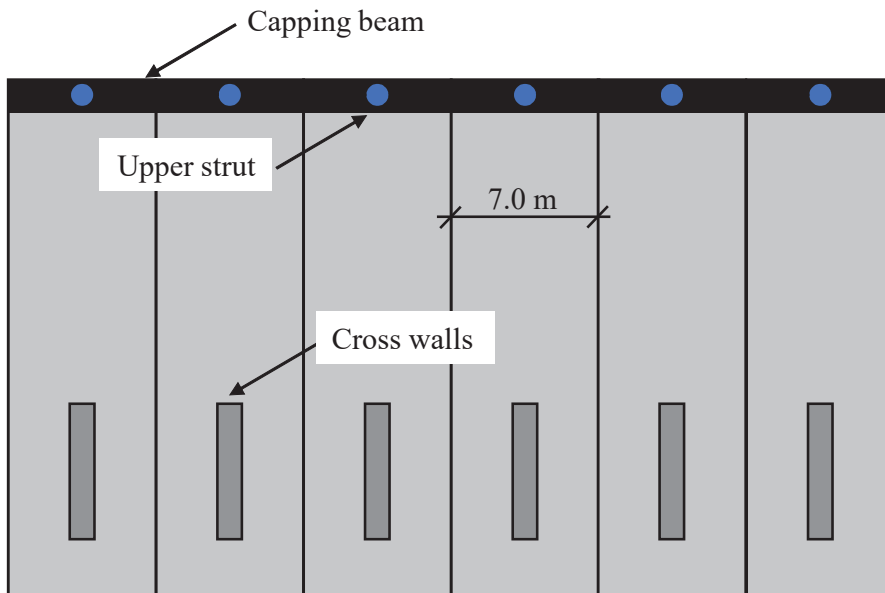


Figure 8. Longitudinal section of the D-Wall panels showing the cross wall panels and the upper strut layer.

To pump process slurry towards the open trenches and used slurry back to the slurry plant, steel pipes with a diameter of 6 inches were connected to a network of about two kilometers length. Several high-performance pumps were required to ensure the proper slurry supply at all times.



Figure 9. Mixing and reprocessing plant

The main stages of panel construction can be summarized as follows:

- clearing of the alignment from any obstructions, deviation of utilities and services;
- construction of L-shape guide walls and backfilling of respective trenches;
- excavation by grabbing using a heavy crawler excavator and a heavy double rope grab;
- exchange of the process-slurry from excavation process by fresh process slurry;
- installation of steel stop-end elements with crawler crane;
- installation of pre-fabricated reinforcement cages, containing all box-outs for connectors and reservation pipes for geotechnical monitoring
- installation of one to two tremie pipes (according to panel length) and submersed concrete placement by tremie method.

During the realization of the project, several challenges had to be faced, e.g.:

Trench stability

To ensure the stability of an open trench under the described ground conditions, the supporting slurry must have a unit weight of at least 11 kN/m^3 according to the stability calculations and findings in the test field. Furthermore, an adopted loading scheme of the heavy duty cranes must be realized. For conventional bentonite slurries,

such an increase in weight is inevitably accompanied by a significant increase in viscosity. To avoid concreting failures due to material inclusions in the concrete matrix, a too high viscosity of the slurry must be avoided. For the slurry chosen, a unit weight of 11 kN/m³ corresponds to a viscosity of about 13 N/m² which is suitable for concreting and pumping.

As the West Link Project is subject to stringent environmental regulations, the Centralen project has optimized the slurry for a strictly natural product based exclusively on dried and processed special clay powder without any chemical additives. This innovation made it possible to construct defect-free, but economic D-Walls under challenging ground conditions.

Stop-end installation

In general, to create joints between adjacent longitudinal D-Wall panels, recoverable and non-recoverable joint systems can be used. For the current project, it was decided to use adopted non-recoverable pleated steel elements - so-called flat steel joints. The shape of the joint elements corresponds to the shape of the deployed grabs.



Figure 10. 40 tonnes reinforcement cage connected by a special lifting device to a crawler crane. Central steel joints enables the cleaning of the cross wall connection.

As the D-Wall system at Centralen consists of longitudinal and cross walls, a force-fit-connection between the two must be guaranteed for low deformations after excavation of the pit. Hence, soil inclusions in the joints must be avoided. To achieve this, non-recoverable joints were also fixed centrally on the reinforcement cages of all longitudinal walls as to be seen in Figure 10.

After the concrete of a longitudinal wall is hardened, the adjacent cross wall can be excavated. At the end of this process, the connection between the cross- and longitudinal wall has to be cleaned by grab or chisel. For this purpose, the non-recoverable steel joint elements connected to the longitudinal wall act like a “guide” for the grab.

For the cross walls, only the lower six metres are concreted. Nevertheless, steel joints have also to be installed between two adjacent cross wall panels in order to clean the interface and to guarantee a force-fit connection. Because these steel joints serve as a guidance for the grab, they have to be extended to ground level. Due to the large number of cross walls, a setting aid was designed to install only seven-metre-long steel joints in the lower part permanently. The upper 15 m could be recovered and reused several times. In this way, about 500 tonnes of steel could be saved.

Installation of 40 tonnes reinforcement cages

As the static system of the excavation pit is equivalent to a beam on two supports, relatively high bending moments occur in the longitudinal walls in the section between the upper strut and the cross walls (see Figure 11). The resulting forces can only be covered by highly reinforced D-Walls. The associated reinforcement cages weight up to 40 tonnes.

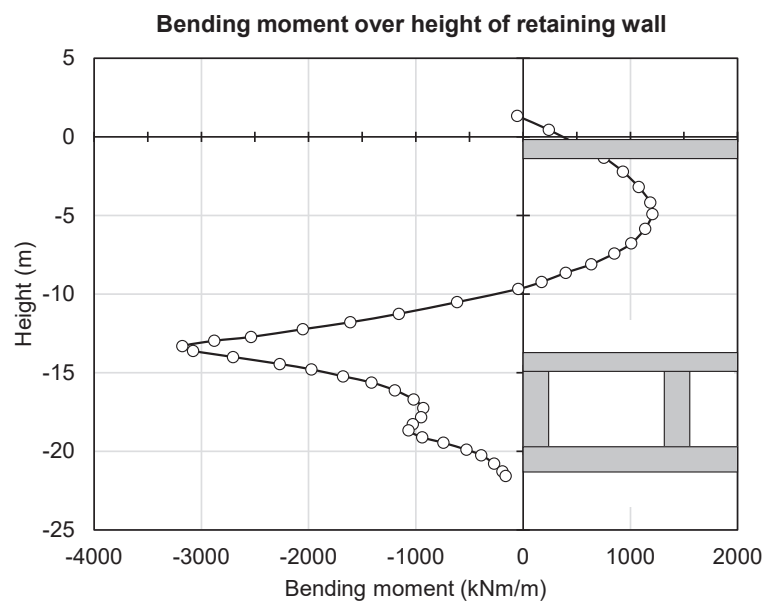


Figure 11. Minimum and maximum bending moments of the D-Wall at final excavation stage equate to 1236 kNm/m and -3136 kNm/m

These cages were delivered as prefabricated subcages to job site and finally assembled on site. All lifting operations of the completed cage have been executed with a crawler crane. In order to erect such heavy reinforcement cages safely and smoothly into vertical position and to install them afterwards in an excavated trench, a special lifting beam and special sophisticated lifting procedures had to be designed and developed (see Figure 10).

In a later construction stage the roof slab of the tunnel structure will have to be connected to the longitudinal D-Walls. Therefore, special connectors were already mounted into the reinforcement cages during fabrication. In order to allow the subsequent construction processes to run smoothly, the reinforcement cages had to be installed within a maximum tolerance in the vertical direction of less than 5 cm.

5 CONCLUSION

Wayss & Freytag Ingenieurbau AG subcontract on the E02 Göteborg Centralen project comprise the construction of D-Walls, the installation of plunge columns and the construction of secant bored pile walls. All following works to create the construction pit and all concrete works are executed by NCC. Particular challenges are the provision of special support slurry for stabilizing the open trenches, the force-fit connection of cross- and longitudinal D-Walls and the installation of reinforcement cages with 40 tonnes weight.

The construction methods and procedures were specially adopted to the high technical requirements. A comprehensive quality management system was set up for all relevant activities. All works were subject to highest environmental standards and milestones were set for the development of modern construction techniques.

The successful construction of the D-Walls required the execution of a test field and numerous innovations during the two-year construction period. Despite some challenges, the D-Walls were completed according to the contractual time schedule. As to be seen in Figure 12, it can be stated that 600 D-Wall panels are constructed without defects and meeting all quality requirements. Furthermore, no significant deformations were observed in the connection between longitudinal- and cross walls. Hence, the installation of the additional non-recoverable steel joint in middle of each longitudinal D-Wall panel can be assessed as successful.



Figure 12. Construction pit after excavation

E02 Centralen is the first infrastructure project in Sweden where D-Wall has been designed as a part of the permanent structure. After this resource/material-saving and thus sustainable construction method was successfully implemented in this project, it can be assumed that more infrastructure projects in Sweden will also be realized with D-Walls in the future.

The authors would like to thank all project participants, especially from Trafikverket, NCC Infrastructure AB and Wayss & Freytag Ingenieurbau AG for the creative and cooperative collaboration.

Reference list

Scholz, C., Linder, W.R., 2007. EXCAVATION PITS FOR CONTRACT E 101: CITY TUNNEL MALMÖ, CENTRAL STATION. In: Grundläggningdagen 2007, Svenska geotekniska föreningen

DESIGN OF FEHMARNBELT FIXED LINK

Bo Tvede-Jensen^A, Niels Mortensen^B

^A Femern A/S (Sund & Bælt)

^B nmGeo

Föredragshållare: Bo Tvede-Jensen

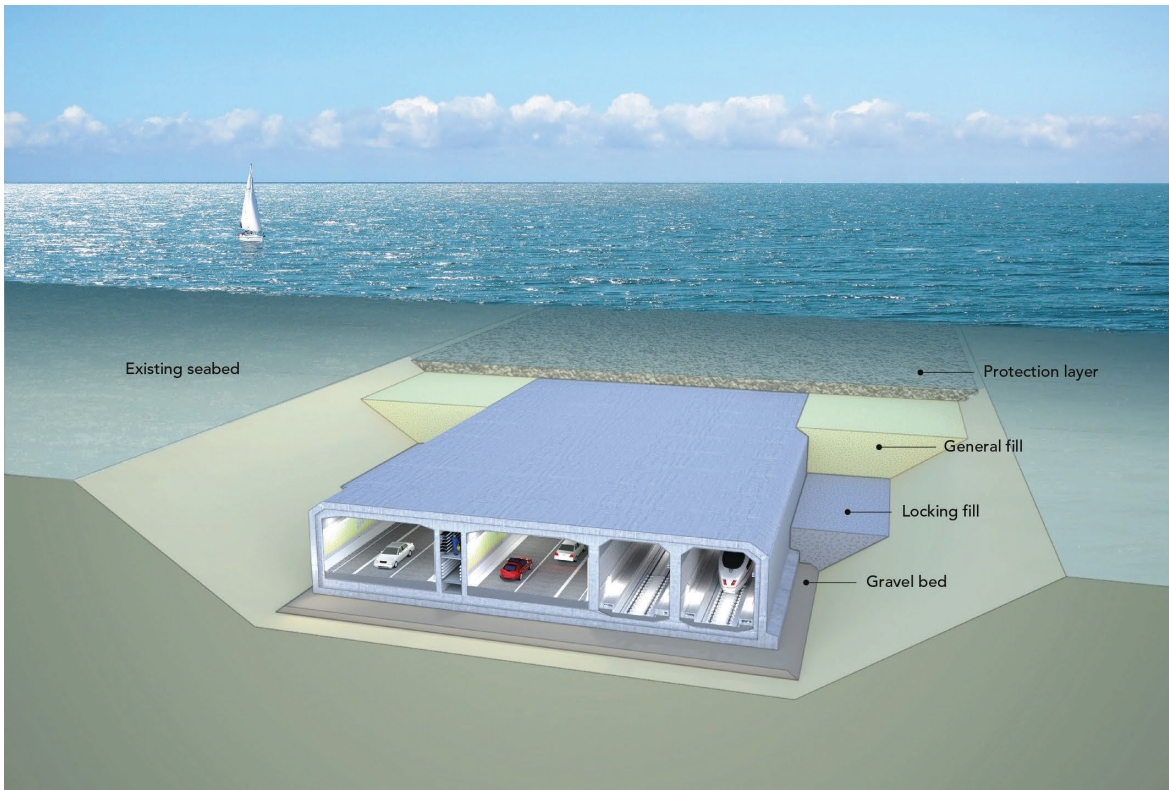
Abstract

The ongoing construction of the Fehmarnbelt Fixed Link, connecting Denmark and Germany through an 18 km long immersed tube tunnel (IMT), will be presented with emphasis on design challenges linked to various geotechnical aspects with focus on the Palaeogene Clay.

The Fehmarnbelt project plays an important role in the modernisation of the European infrastructure and will deliver an upgraded railway, which will be far more competitive both within a European and a regional perspective than today. The project eliminates one of the bottlenecks in the Scandinavian-Mediterranean Corridor that stretches between Northern Scandinavia and Malta. The Fehmarnbelt link is part of the so-called European TEN-T network with the objective of enhancing the efficiency of the infrastructure so that the EU Single Market will function better and with less environmental impact.

Designing and constructing an 18 km long IMT crossing the Femernbelt is a huge challenge. The whole production of the tunnel elements must be extremely efficient and at the same time assuring 120 year service life with limited maintenance. The presentation will address the construction methods, the key design aspects of the IMT and how these are influenced by the geotechnical conditions.

The geotechnical conditions vary across the Femernbelt. After excavation of the tunnel trench the IMT will be placed on upper and lower till, sand or Palaeogene clay. The tunnel elements and the connections must be designed to handle the long term behaviour of the ground. The evaluation of the long-term behaviour of the Palaeogene Clay will be compared to existing infrastructures also founded on similar Palaeogene Clays.



Immersed tube tunnel



Figure 1. Production Facility (PFA)

TID FÖR EFTERTAKE - FÖRE

Göran Sällfors

Geoforce AB / Chalmers

SAMMANFATTNING

Det finns alltid tid för eftertanke, det viktiga är att tänka efter före. Vid en genomgång av hela den geotekniska designprocessen, identifieras en rad faser där det inte är ovanligt att det går snett. Orsaker diskuteras och det resulterar i ett embryo till en geoteknisk checklista som bör vidareutvecklas och kontrolleras.

Vidare konstateras att den snabba utvecklingen inom en rad geotekniska områden resulterar i utökade och förändrade krav på kompetensutveckling.

Den ökande internationaliseringen och en ny Eurocode utgör en utmaning för geoteknikerna i Sverige och svensk geoteknik. Vikten av att försvara och bevara svensk erfarenhet, praxis och tillämpning diskuteras och exemplifieras.

SUMMARY

There is always time for reflection, and it is of utmost importance to reflect ahead of time. By scrutinizing the complex geotechnical design process, a number of phases where mistakes are common are identified. The underlying causes are discussed, resulting in an embryo of a geotechnical checklist, which should be checked and hopefully further developed.

Furthermore it is noted that the comprehensive development of knowledge within a wide range of the geotechnical field results in a somewhat different and expanding demand for continuing education.

Also the increasing internationalization and a new Eurocode constitutes a challenging task for geotechnical engineers in Sweden and also for the application and enforcement of the new code. The importance of defending and preserving Swedish experience, practice and tradition are discussed and exemplified.

1 INGRESS

Det finns många talesätt som rör vikten av eftertanke. ”Så går beslutsamhetens friska hy, i Eftertankens kranka blekhet över” är hämtat ur William Shakespeares Hamlet. ”Det är lätt att vara efterklok” är ett annat ofta använt visdomsord. Det gäller alltså att tänka efter, före.

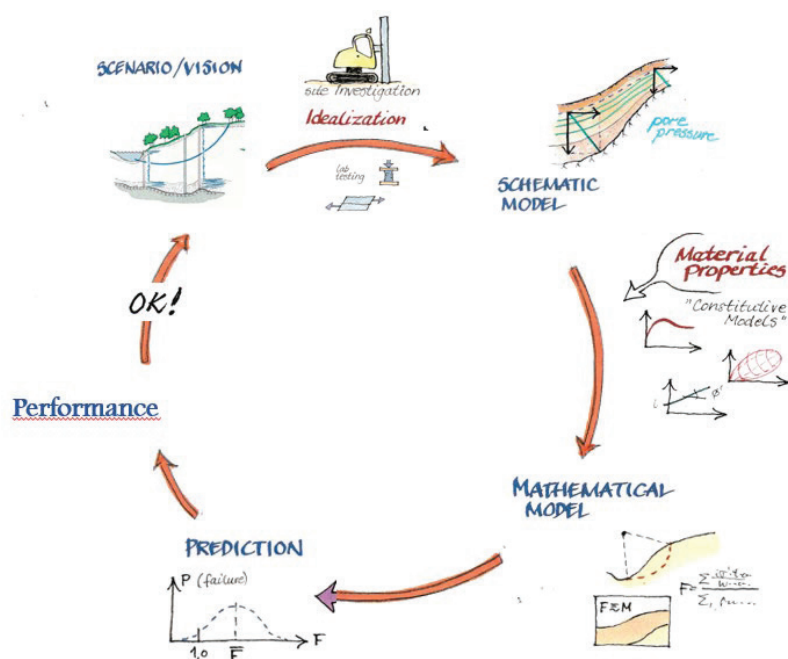
Innebörden är tydlig, att det är lätt att i efterhand se vad man borde gjort, när det väl gått fel. Detta gäller inte minst oss geotekniker. Jag tar i denna artikel upp tre områden, där jag anser det är hög tid för eftertanke. Lite förenklat handlar det om

- Hela processen från en vision till färdigt projekt.
- Behov av fortbildning.
- Förhållande till nya regler, föreskrifter och normer.

För att undvika jobbiga och oväntade händelser och undvika fel, måste man i planerings-, projekterings- och utförandeskedet beakta en rad olika eventualiteter och hela tiden ställa sig frågan ”Vad kan hända?”. Man måste se till att ha rätt och tillräcklig information och insyn i varje enskilt skede.

Jag brukar illustrera hela den geotekniska delen av byggprocessen med en förenklad snurra där varje segment i princip är lika viktigt. Nedan går de olika avsnitten igenom, först schematiskt och sedan en diskussion om när det är tid för eftertanke – före.

2 BYGGPROCESSENS OLIKA GEOTEKNISKA DELAR



Figur 1. De olika moment som ingår i den geotekniska delen av byggprocessen.

Vid projektstart finns som regel en ganska tydlig *Vision* om vad man vill åstadkomma, se Fig.1. För geoteknikern följer, efter planering sedan *undersökningar i fält och laboratoriet*, som tolkas och man gör en nödvändig förenkling eller *Idealisering* av verkligheten och tillhörande problemställning. I denna tolkning ingår att man skapar en enkel *schematisk streckmodell*, varefter man, baserat på erfarenhet och resultat från laboratorieförsök, väljer en *materialmodell* med tillhörande utvärderade parametrar.

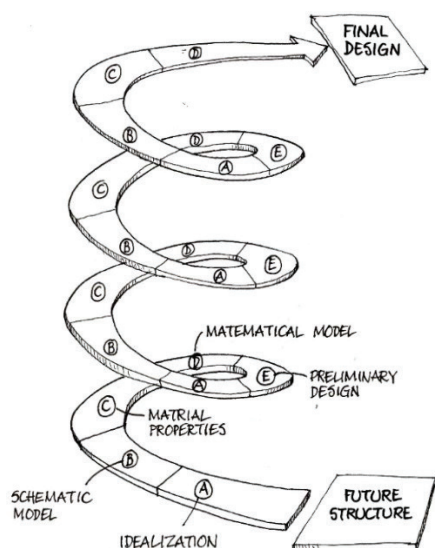
Därefter följer beräkningar, som mynnar ut i en förutsägelse, *Prediction*.

Under byggtiden följer man sedan hur det förväntade beteendet förhåller sig till vad som händer i verkligheten, *Performance*, och därefter följer en reflektion med värdering, som förhoppningsvis mynnar ut i ett *OK*.

I varje steg kan man gärna stanna upp och diskutera i en mindre grupp, om nivån på erforderliga insatser. Det är också viktigt att successivt förfina analysen till den nivå, som med hänsyn till kvalitets- och ekonomiska överväganden är motiverat. Man går i princip igenom hela processen igen ett antal gånger, se Fig.2.

Piloter har en lång checklista, som de går igenom inför varje flygning, vilket för oss som passagerare ger en trygghet. Det vore önskvärt att vi geotekniker kunde agera på liknande sätt, så att vi och våra beställare kunde känna samma trygghet.

Det svåra och samtidigt fascinerande med geotekniska frågeställningar är att de i väldigt många fall är unika för varje enskilt projekt, vilket försvårar framtagandet av en liknande checklista. Det vore förmätet att tro att man kan åstadkomma en liknande checklista, så att antalet geotekniskt betingade fel blir lika få som antalet flygolyckor i Sverige. I bilagan till denna artikel görs emellertid ett första försök, om inte till en geoteknisk checklista, så i alla fall ett antal frågor man bör ställa sig i de olika skedena, som kan verka rudimentära, men som kanske kan utvecklas till att göra oss geotekniker lite mer eftertänksamma – före.



Figur 2. Utveckling av designprocessen.

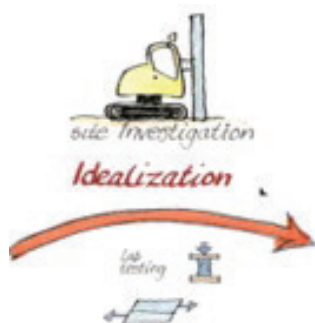
Nedan ges några kommentarer till varje del i denna process, som för många säkert kan anses självklara, men som ändå förtjänas att beakta.

2.1 Vision



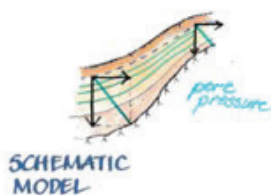
Det är viktigt att dialogen med beställare är frekvent och tydlig, så att omfattning och krav blir ganska väl definierade redan innan projektet kommer igång på allvar. Denna "färdplan" kan sedan successivt revideras. Den vanligaste orsaken till skador som uppstår, är nog avsaknaden av tillräcklig geoteknisk kunskap inom projektorganisationen

2.2 Fält- och laboratorieundersökningar



De geotekniska undersökningarna, såväl i fält som i laboratoriet, skall ge erforderligt geotekniskt underlag. Kvaliteten på dessa arbeten är helt avgörande för designen. I alltför många fall blir omfattningen på fält- och laboratoriearbetena av kostnadsskäl, väl begränsade och det finns många exempel på att dessa "besparingar" i slutänden blir kostsamma. Underlaget för upprättandet av en streckmodell, som sedan ligger till grund för den fortsatta analysen, blir alltför magert.

2.3 Streckmodell



Baserat på de geotekniska undersökningarna i fält och laboratoriet, samt geoteknikerns erfarenhet, förenklas den komplicerade tredimensionella verkligheten oftast till ett antal sektioner med väldefinierade jordlagerföljder. De vanliga svenska jordlagerföljderna är i många fall ganska förutsägbara och lättolkade. Det är trots detta viktigt att ha med ett antal alternativa tolkningar för att utröna vad som eventuellt skulle kunna ställa till det i byggfasen.

Exempel på överraskningar, som lätt kan bli kostsamma, är inte sällan blockförekomst vid pålning, starkt varierande bergnivåer, sprickigt berg som äventyrar tätning, mm. Listan kan göras lång. Att tänka efter och överväga och ta höjd för dessa osäkerheter är viktigt för att undvika obehagliga och kostsamma överraskningar.

Orsaken till många problem i byggfasen är förekomst av vatten och de olika jordlagrens hydrauliska egenskaper. Trots detta ägnas nog många gånger för lite tid åt en motsvarande geohydrologisk modell. Det är inte ovanligt med tvister, där just vattnet varit problemet.

Den vanligaste orsaken till skador är säkert läckage som orsakar sänkning av grundvattentrycket i omgivningen, som i lerjordar ofta ger skadliga sättningar.

Om man tycker att de ovan diskuterade jordmodellerna utgör förenklingar av verkligheten, så är det inget mot vad de förenklingar av verkligheten innebär när det gäller den geohydrologiska modellen. Det är mycket svårare att skapa en streckmodell som beskriver strömningsförhållandena i jorden än att skapa en geoteknisk modell, som beaktar spänningsförändringar. Förklaringen ligger förmodligen delvis i att när det gäller jordens egenskaper, så är de som regel "medelvärdesbildande" i beräkningarna, medan så inte är fallet för strömning, där enstaka anomalier kan få stora konsekvenser. Här är det kanske ännu viktigare att identifiera och beakta vad eventuella avvikelser kan medföra för att vara förberedd på olika problem. Dessutom är det så att jordens egenskaper som regel är ganska statiska, medan gradienterna, som driver strömningen, inte sällan kan variera kraftigt i tiden.

För geohydrologer är kunskapen om de geologiska förhållandena och skeden i jordens bildningssätt, om möjligt ännu viktigare.

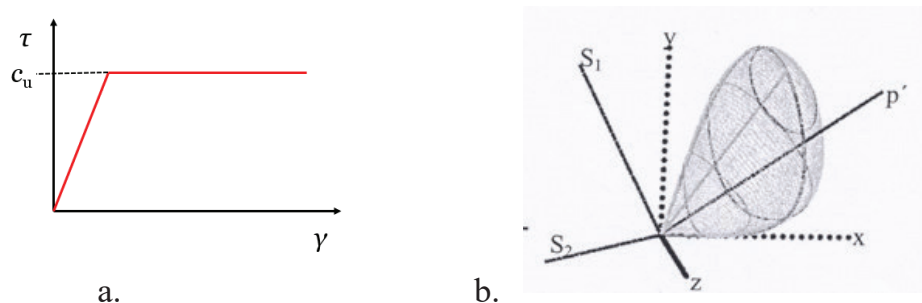
Risken för sprickigt berg med finmaterial i spricksystemet, kan uppvisa väldigt låg hydraulisk konduktivitet vid provpumpningar, men kan få drastiskt förändrade egenskaper om gradienterna i byggskedet blir så stora att det sker en urspolning av spricksystemet. När detta väl skett, är det ofta ytterst komplicerat att täta och få stopp på flödet.

Det finns alltid en risk att man, när man väl skapat sig en modell, så glömmer man av att den är just en förenklad modell av verkligheten. När det gäller de geohydrologiska modellerna är dessa ännu grövre förenklingar av verkligheten än vad som är fallet för jordmodellen.

2.4 Materialmodeller



Spannet när det gäller komplexitet hos materialmodeller har ökat högst påtagligt de senaste decennierna, inte minst avseende finita element metoden, FEM. Enkla ideal-elastoplastiska modeller, som kräver en, två eller i vissa fall kanske tre parametrar, har nu fått sällskap av materialmodeller som kopplar spänning, töjning och tid, och stundom även temperatur, som kräver bestämning av allt från tio till tjugo parametrar.



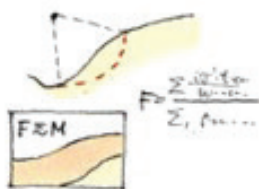
Figur 3. a. Enkel idealelastoplastisk modell med i princip en parameter
b. Komplicerad FEM-modell, med fler än 10 parametrar

En avsevärd kvalitetsförbättring inom delar av geotekniken har skett i och med att användandet av avancerade försök, som direkta skjuvförsök, triaxialförsök och CRS-försök har ökat enormt det senaste decenniet. Idag finns ett flertal laboratorier, i såväl Göteborg som Stockholm, som kan utföra samtliga dessa typer av försök.

När det gäller granskning och utvärdering av resultaten är det då viktigt att tänka bland annat på att

- Kvalitetsgranska och utvärdera resultaten från fält- och laboratorieundersökningarna och jämföra med vad du förväntar dig. Empirin skall ingå som en viktig del i underlaget för utvärdering.
- Välja en materialmodell som är lagom komplicerad och lämplig för den aktuella problemställning.
- Se till att du kan och förstår modellen fullt ut, samt vilka antaganden och förutsättningar modellen bygger på, med mera.
- Jämföra de från laboratoriet erhållna kurvorna med vad dina utvärderade parametrar ger för utseende på motsvarande kurvor i modellen.
- Beakta att det är en fördel att också välja en enkel klassisk modell som komplement till den mer avancerade modellen.

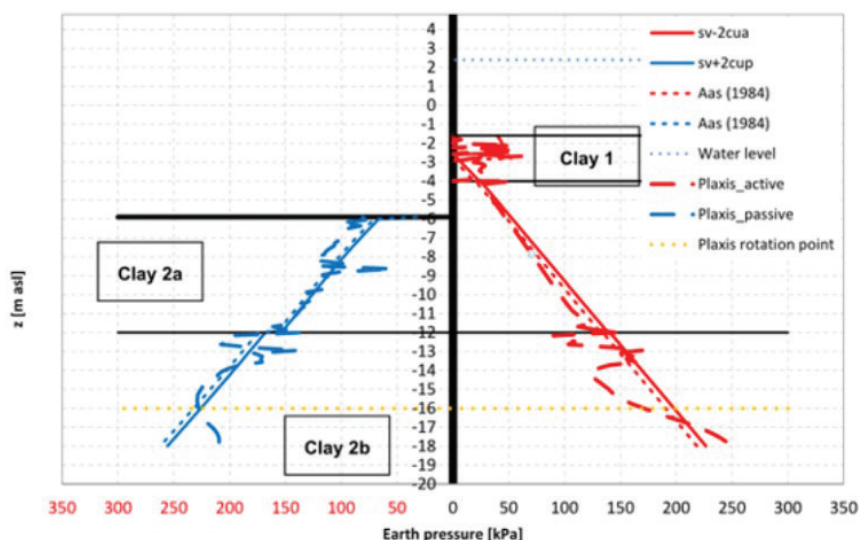
2.5 Matematisk modell



Det område, som tillsammans med mätteknik genomgått de största förändringarna de senaste decennierna är utan tvekan de matematiska modellerna för att analysera jordmekaniska problem.

Många modeller är så avancerade, att endast ett begränsat antal geotekniker till fullo förstår hur de är uppbyggda. Det ligger en fara i att man lätt får en övertro på resultaten, som presenteras i färggranna diagram med stor precision. Det är oerhört viktigt att man granskar och ifrågasätter resultaten och funderar över om den använda materialmodellen, med tillhörande utvärderade parametrar, är lämplig att använda för den aktuella problemställningen.

Det är även en fördel om man kan göra en viss känslighetsanalys för att se hur resultaten ändras beroende på det parameterval man gjort.

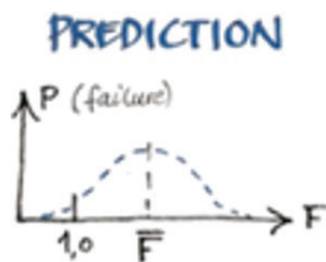


Figur 4. Beräknade jordtryck mot en stödkonstruktion. Heldragna linjer beräknade med klassisk jordtrycksteori, streckade linjer beräknade med FEM-analys. (Personal communication, Leif Jendebý)

Vidare borde det vara obligatoriskt att göra en rimlighetskontroll med någon klassisk geoteknisk beräkningsmodell, eller i alla fall en överslagsberäkning, bara för att se att de avancerade beräkningarna ger rimliga resultat.

Vad som ovan sagts om avancerade beräkningar av traditionella jordmekaniska frågeställningar gäller i ännu högre grad beräkningar av geohydrologiska frågeställningar. Anledningen är inte bara svårigheten att skapa en representativ geohydrologisk streckmodell av verkligheten, utan också det faktum att osäkerheten vid bestämning av en hållfasthetsparameter eller modul kanske är i storleksordningen 10 %. När det gäller hydraulisk konduktivitet kan det vara svårt att få rätt tio-potens på parametern. Då är det än viktigare att göra känslighetsanalyser för att se vilket spann resultaten kan förväntas falla inom.

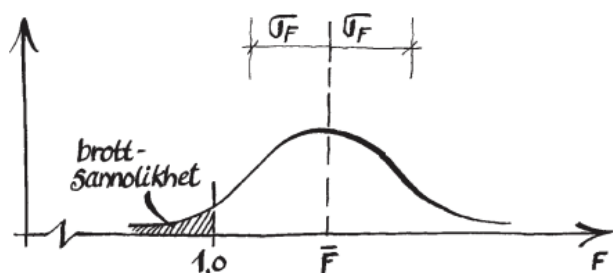
2.6 Prediction



Beräkningarna inom geotekniken görs ofta som en deterministisk analys, i vissa fall kompletterad med en viss känslighetsanalys, och anger ett förväntat värde på sättningar, staglast, säkerhetsfaktor, mm, beroende på vilken problemställning som hanteras.

Men Eurocode baseras på ett statistiskt synsätt, låt vara att man, p.g.a. av begränsad kunskap, valt att använda partialkoefficientmetoden. Egentligen är det önskvärt att

genomföra beräkningarna med beaktande av de ingående parametrarnas spridningsmått, och på så sätt erhålla konfidensintervall för de beräknade storheterna.



Figur 5. Beräkning av säkerhetsfaktorn F för en slänt, med tillhörande spridning samt bedömning av brottsannolikhet.

Några viktiga framsteg har gjorts de senaste decennierna, som medför att vi, i ett flertal fall, successivt borde kunna lämna partialkoefficientmetoden och göra statistiskt baserade analyser istället.

De framsteg som gjorts kan kopplas, dels till beräkningskapacitet, dels till kunskap om de geotekniska parametrarnas spridningsmått och det är idag möjligt att beräkna t.ex. förväntad sättning och även ange med vilka sannolikheter sättningen kommer att överskrida olika värden. En påles bärförmåga och spridningen för densamma, kan också beräknas. När det gäller släntstabilitet kan osäkerheten i den beräknade säkerhetsfaktorn beräknas och därmed också brottsannolikheten. Vidare bör erforderlig förstärkningsgrad kunna beräknas, om man bestämmer vilken säkerhetsnivå som krävs.

Ovanstående förutsätter dock att vi som geotekniker tar till oss ny kunskap om statistiska metoder, vilka beräkningsmetoder vi kan använda samt att vi gemensamt bygger upp kunskap om olika geotekniska parametrars spridningsmått. När det gäller leras hållfasthet har vi kommit en bra bit på väg, men det finns många andra viktiga parametrar där vi idag har bristfällig kunskap om dess naturliga spridning.

2.7 Byggande/uppföljning

Utvecklingen inom mättekniken har varit enorm. Det är idag möjligt att, med valda tidsintervall, följa rörelser hos mark och konstruktioner på en byggarbetsplats med mycket stor noggrannhet. Resultaten är i princip tillgängliga momentant och man kan få grafer på en rad olika sätt. Därtill kommer de mätningar som satellitmätningar erbjuder, i princip för hela Sverige.

Mätningar av rörelser nere i jorden, så väl vertikalt som horisontellt, kan också göras med god noggrannhet, om än de är något mer kostsamma. Detsamma gäller portryck, stagkrafter mm.

Beroende på objektets omfattning och komplexitet varierar behovet och möjligheterna till uppföljning under byggskedet. Tyvärr är det som regel bara i lite större projekt som geoteknikern är med även i byggskedet.

Den största faran i byggskedet är att geoteknikerns intentioner inte är tillräckligt tydliga, produkthanpassade eller att man i utförandet väljer egna eller modifierade lösningar. Dessa måste ovillkorligen stämmas av med ansvarig geotekniker.

Sammantaget är kommunikationen mellan fältpersonal / laboratoriepersonal/ geotekniker och beräknings-ingenjör/ arbetsplats kanske den enskilt viktigaste frågan för att undvika att något går snett på arbetsplatsen.

Vi kan nog bli bättre på att hantera, analysera och använda all denna information. En viktig del är att successivt jämföra beräkningsresultaten med utfallet, de mätningar som görs. Det ger en trygghet. Om påtagliga avvikelser uppträder, analysera beräkningarna och utred om det är fel p.g.a. parameterintervall (modell) eller andra förutsättningar eller antaganden om verkligheten. Förståelsen skapar förutsättningar för att planera och genomföra åtgärder.

2.8 Reflektion

Man slås av att när man väl börjar tvista, blir kostnaderna många gånger enorma och mycket stora. Om man bara lagt en bråkdel av dessa kostnader på lite fler undersökningar och mer ingenjörstid, för att begrunda risker och orsak i förväg, hade felen aldrig uppstått.

Vi geotekniker behöver bli ännu bättre på att motivera och argumentera för tillräcklig omfattning och kvalitet i det geotekniska arbetet.

3 KOMPETENSUTVECKLING

Trots att civilingenjörsutbildningen ökats från fyra till fem år, är det nog så att antalet undervisningstimmar inom geoteknik totalt sett har minskat något, samtidigt som kunskapsmängden inom ämnesområdet har ökat enormt. Det viktiga är individens förmåga att lösa problem och ta till sig den kunskap som behövs för att ta sig an problemet. Det sätter fokus på vad som brukar benämnas det livslånga lärandet.

För att underlätta och möjliggöra detta, måste vi reflektera över följande frågor

- Har vi överlag rätt kompetens inom kåren?
- Är det så att mentorskapet inom företagen fungerar tillfredställande?
- Avsätts tillräckligt med tid för fortbildning?
- Erbjuds rätt kurser?

Det vore förmätet av mig att komma med pekpinnar när det gäller de tre första punkterna. Men jag har tror det vore bra om ni, som ansvarar för geoteknikerna inom respektive företag, tänkte efter och begrundade dessa tre första frågor och diskuterade det med era yngre kollegor. Egentligen borde det finnas en genomtänkt kompetensutvecklingsplan för alla medarbetare. Jag vet att vissa företag arbetar aktivt med detta, men att det är lite sämre ställt hos en del andra företag.

När det då gäller den fjärde frågan, erbjuds rätt kurser, blir jag lite betänksam. I SGF:s kursprogram finns för år 2023 inte mindre än 26 kurser. Av dessa 26 kurser är det bara 2 som kan betraktas som fortbildningskurser för geotekniska handläggare.

SGF:s utbildningskommitté, Jord har genomfört en enkät för att kartlägga behov och önskemål och nu är det viktigt att vi gemensamt arbetar för att bredda och fördjupa utbudet av kurser och skapa goda förutsättningar för att höja kunskapsnivån ytterligare inom kåren.

4 NYA REGLER, FÖRESKRIFTER OCH NORMER

Svensk geoteknik har utvecklats under ett drygt sekel och det har skett genom ett systematiskt samspel mellan forskning, utveckling, tillämpning och erfarenhetsåterföring. En geotekniker ställs inför helt andra utmaningar än en konstruktör. Konstruktören har möjlighet att välja material, egenskaper och dimensioner för att klara det krav som ställs på konstruktionen i form av bärförmåga och deformationer. En geotekniker skall först ta reda på var konstruktionen skall uppföras. Därefter måste han/hon bestämma jordlagerföljden och djup till fast botten. Sedan skall de olika jordlagren egenskaper bestämmas. Det efterföljande valet av materialmodell är inte heller trivialt. Slutligen skall lämplig grundläggningsmetod väljas och dimensioneras, så att bärförmågan och deformationer håller sig inom angivna gränser. Osäkerheterna i den geotekniska kedjan är således långt större än vad de är för konstruktören. Ändå jobbar geoteknikern i de flesta fall med påtagligt lägre marginaler.

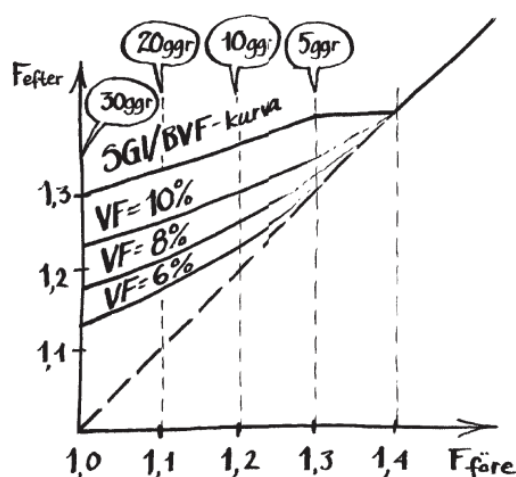
Det innebär att en geotekniker i mycket stor omfattning måste förlita sig på erfarenheter och ingenjörskunskap i form av bedömningar, där heltäckande information saknas. Bland annat är lokal erfarenhet, kopplad till geologin i området därför oerhört viktig.

Det finns många fördelar med internationalisering, men också en del faror. I arbetet med nya Eurocode avser man att skapa gemensamma normer, som skall gälla i alla länder och därmed också skall fungera i vitt skilda geologier. När dryga 20 länder skall enas om en gemensam text, blir det av nöden kompromisser och det finns stor risk att viktiga lokala erfarenheter går förlorade.

Det är därför viktigt att vi geotekniker i Sverige noggrant tänker igenom hur vi bör agera, så att inte några av våra gemensamma erfarenheter går förlorade eller förbises.

Grundtanken i Eurocode är att den skall bygga på ett statistiskt baserat synsätt. Konstruktionen skall dimensioneras så att sannolikheten för att en oönskad händelse skall vara tillräckligt liten. Men, eftersom möjligheterna att i detalj göra tillräckligt noggranna sådana beräkningar inledningsvis saknades, införde man partialsäkerhetsfaktorer, vilket egentligen möjliggjorde att man räknade med de befintliga deterministiska metoderna, men istället med dimensionerande värden på ingående storheter och parametrar.

Ett område där tillämpningen av Eurocode dessvärre inneburit en viss skärpning av kraven, jämfört med befintlig och väl förankrad praxis, är analys av slänters stabilitet. Under en följd av år, 1996 till 2010, kunde t.ex. erforderlig förstärkning av en slänt med för låg säkerhetsfaktor beräknas enligt Skredkommissionens Rapport 2:96, Förstärknings-åtgärder i Silt och lerslänter, se Fig 6.

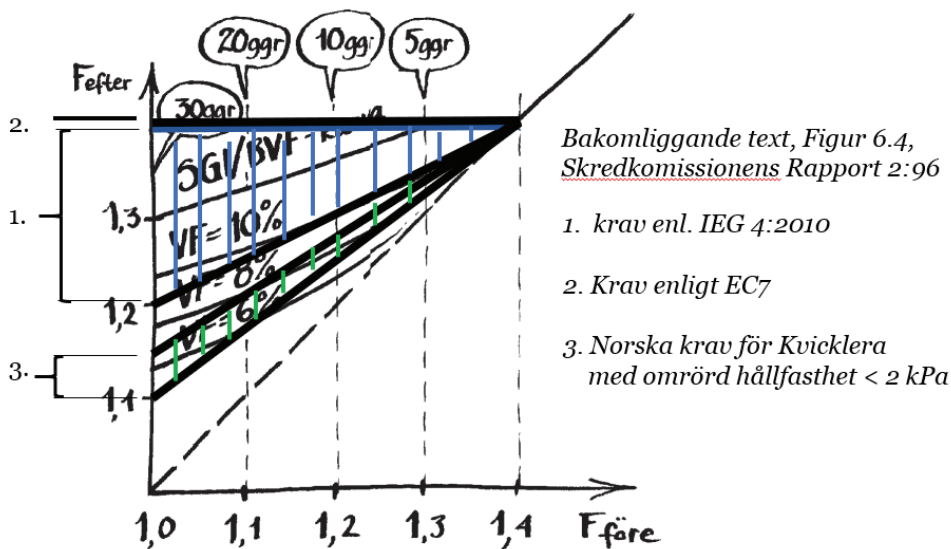


Figur 6. Erforderlig förstärkningsgrad enligt Skredkommissionen, Rapport 2:96

Spannet på erforderlig höjning av säkerhetsfaktorn var ganska stort och var beroende av spridningen hos den beräknade säkerhetsfaktorn. I den tolkning som gjordes i IEG Rapport 4:2010, Tillståndsbedömning/klassificering av naturliga slänter och slänter med befintlig bebyggelse och anläggningar, höjdes den undre gränsen påtagligt. När man sedan beaktar att den vanligaste förstärkningsåtgärden är utfyllnader och avschaktningar, innebar det påtagliga fördyringar, i alla fall om variationskoefficienten för säkerhetsfaktorn var lägre än ca 10 %. Är det dessutom så att förflyttning av jord skall tolkas som en byggnadsåtgärd, blir kraven ännu högre, för då är det kraven för nybyggnad som skall gälla.

En möjlighet inom ramen för Eurocode är dock att göra statistiska beräkningar och visa hur brottsannolikheten minskar beroende på hur omfattande förstärkningsåtgärd som väljs. Detta är numer möjligt, inte minst för att vår kunskap om de ingående parametrarnas spridning, främst den odränerade skjuvhållfastheten, har ökat. Detta ställer dock ytterligare krav på geoteknikern när det gäller förmåga att hantera denna typ av statistiska beräkningsmetoder.

Av visst intresse är att studera hur man hanterar motsvarande frågor när det gäller förstärkning av en slänt i Norge, där man är påtagligt mer drabbade av skred i lera, kanske främst kvicklera, än vad vi är i Sverige. I Norge tillåter man, för kvicklera, förstärkning enligt det gröna fältet i Fig 7. Om det inte finns kvicklera finns inga tydliga krav, utan det är upp till respektive kommun att avgöra om man skall förstärka slänten eller ej.



Figur 6.4.

Figur 7. Erforderlig förstärkningsgrad enligt Skredkommissionen, Rapport 2:96
Blått fält, enligt IEG Rapport 4:2010
Grönt fält, praxis i Norge

Detta exempel visar, att om man gör det enkelt för sig, och följer de rekommendationer som finns i IEG Rapport 4:2010, blir åtgärden dyrare än den blev enligt tidigare svensk praxis. Det är viktigt att här framhålla att för de flesta lerslänter kan normalt en mer begränsad förstärkning göras, fortfarande i enlighet med Eurocode, om man gör en noggrann statistisk beräkning.

Man kan dessvärre även konstatera att en strikt tillämpning av Eurocode, där man använder dimensionerande parametrar och tillhörande krav, när det gäller slänters stabilitet, i många fall innebär en skärpning av kraven jämfört med vad vi varit vana vid. Vi bör tänka efter och utreda om denna skärpning verkligen är befogad.

5 SLUTORD

Det är viktigt att vi inom SGF tänker efter och tar ställning, så att vi gemensamt kan verka för vad SGF anser vara bäst för branschen och svensk byggande.

En person, som är eftertänksam, anses ofta vara en klok person. Det är en egenskap som förvisso kräver viss tid, men i många fall är det väl motiverat och väl investerad tid.

Jag tror att vi alla mår bra av att allt som oftast, i alla fall ibland, stanna upp och tänka efter. Det gäller i de olika faserna i vårt dagliga värv.

Det gäller även när det handlar om fortbildning, vilka områden är mest angelägna och hur bör denna fortbildning ske?

Slutligen kan vi konstatera att internationaliseringen utgör en utmaning, där vi verkligen behöver tänka efter för att, dels slå fast vad vi vill värna om, dels hur detta bäst sker.

Allt detta för att inte beslutsamhetens friska hy, i efter tankens kranka blekhet skall övergå.

5 REFERENSER

IEG, Rapport 4:2010, Tillståndsbedömning/klassificering av naturliga slänter och slänter med befintlig bebyggelse och anläggningar, 2010.

Jendeby, L. Personal communication, 2023.

Shakespeare, W. *Hamlet*, 1603.

Skredkommissionen, Rapport 3:95, Anvisningar för släntstabilitetsutredningar Linköping, 1995.

Skredkommissionen, Rapport 2:96, Förstärknings-åtgärder i Silt och lerslänter. Linköping, 1996.

Bilaga – ”Geoteknisk Checklista”

Vision – samla rätt Team för uppdraget och tillse att alla är överens om färdriktningen.

Fältundersökningar – se till att få rätt omfattning på undersökningarna
– hur säkerställer jag att kvalitén blir rätt för uppdraget

Labundersökningar – skapa rätt förutsättningar för undersökningarna
– boka tid i laboratoriet i förhållande till fältarbetena
– överväg att använda avancerade försök som CRS, Direkta skjuvförsök och triaxialförsök i större omfattning än vanligt

Idealisering och Ground Model

- stäm av geologin i området
- studera tillgängligt kartmaterial (SGU och SGI)
- rita upp sektioner
- identifiera osäkerheter i modellen
- identifiera faror, som skikt, block,
- kom ihåg att all fortsatt analys gäller modellen och är inte nödvändigtvis representativ för verkligheten

Soil Model

- jämför de kurvor som den konstitutiva modellen ger med de som erhållits från laboratorieförsöken
- vilka förutsättningar bygger modellen på och hur stämmer dessa med verkligheten.

Matematisk modell

- har jag använt en beräkningsmodell som är relevant för den aktuella problemställningen
- ”behärskar” jag och förstår modellen fullt ut
- identifiera osäkerhet
- gör alltid kontrollberäkningar med klassiska beräkningar eller överslagsmetoder

Prediction

- hur stora är osäkerheterna i mina prognoser
- vilka storheter skall jag kontrollera
- sätt larm och gränsvärden för dessa storheter
- fundera över eventuella åtgärder som kan vidtas vid överskridande av larm- och gränsvärden

Performance

- välj lämpligt mätintervall
- jämför Prediction och performance, vid avvikelser analysera orsaker och eventuellt revidera design
- se till att folket på arbetsplatsen är välinformerade och vet var riskerna återfinns

OK

- erfarenhetsåterföring
- feedback till andra i projektet

THE EFFECTS OF SEVERE RAINFALL ON THE STABILITY OF NATURAL SLOPES

Tobias Brandell^A, Albin Selldén^A

^A Chalmers University of Technology

Abstract

The effect of global warming tends to cause more frequent extreme weather events across the planet. These types of extreme weathers may present themselves as more intense and long-lasting rainfalls which have proved to be critical in terms of slope stability. As a rainfall occurs, the negative pore pressure of an unsaturated or partially saturated slope reduces hence the slope loses part of its stability capacity. The negative pore pressure, known as suction, is directly correlating to the safety factor of a slope. Ultimately, this means that when the suction reduces, the safety reduces and vice versa. The aim of the study is to examine how future rainfalls will affect the stability of a natural slope during an entire month. The goal is for the report to act as a framework for future studies regarding slope stability as a component of evolving precipitation conditions. To exemplify this framework, an existing slope in Hjärtum, Lilla Edet, adjacent to Göta älv has been investigated. Prior to this study, an analysis has been conducted by SWECO to evaluate the stability at different sections of the slope.

To evaluate how future precipitation will evolve, existing studies for Västra Götaland have been utilized and adapted to the specific case Hjärtum, Lilla Edet. To determine whether the month with the single most extreme rainfall or the month with the most total precipitation was more critical for the slope stability, two months in the reference period 1961-2010, matching those descriptions, were identified. The rainfalls from the reference period were adjusted to correspond with each scenario. The slope was modelled in the software PLAXIS 2D and the precipitation was defined as an external infiltration subtracted with the evapotranspiration. In total, four calculations for each scenario were performed, namely the reference case, followed by the time-period intervals: 2011-2040, 2041-2070, and lastly 2071-2100.

It was found that the precipitation will increase significantly until the year 2100 with short duration extreme rainfalls and precipitations during the winter being the most affected. Furthermore, the safety factor of slopes similar to the one in Hjärtum, are in great risk of being significantly impacted by the

increasing severity of the situation. Lastly it was concluded that the most critical future scenario is one where more prolonged periods of rain unfold.

NUMERICAL MODELLING OF HIGH-SPEED RAILWAY TRANSITION ZONE

Karl Norberg^A

^A *KTH Royal Institute of Technology*

Abstract

Transition zones are changes in the track structure, detected by an abrupt deviation in track stiffness and/or differential settlements. One inevitable transition zone is the bridge approach. This study has investigated in this transition zone, adapted for highspeed, ballastless track. The aim was to observe the general behaviour of the transition zone including its critical components, and to compare different measures, transition constructions, to manage with the eventual problems. A base model, called Nullmodel, was developed using the 3D finite element method to evaluate the behaviour of the transition zone. Based on the Nullmodel, six comparative models have been created, including different types of transition constructions within the substructure. New for this study is that it investigates the overall behaviour of the transition zone, and also the substitution of subballast in combination with approach blocks.

For the general behaviour of the transition zone, the results have shown that the ballastless track does not behave as a traditional ballasted track. Furthermore, the direction of travel affects the magnitude of different dynamical parameters. Comparing different transition constructions, replacing the subballast with a hydraulically bonded layer in combination with an approach block with cement bounded granular material is found to be the best alternative. Finally, the inverted approach block is found to be an equally good, or better, mitigative measure in comparison with the regular approach block.

FINITE ELEMENT MODELING OF INSTALLATION EFFECTS OF SOIL-CEMENT COLUMNS

Anne Holtmeier^A

^A *Luleå University of Technology*

Abstract

Since the 1970's deep mixing columns have been widely used all over the world to improve the performance of soft soil in regard to bearing capacity or deformation behaviour. They are installed by mixing a binding agent, e.g. cement, in situ with the soil. The choice of installation method affects the properties of the column and the surrounding as the soil is disturbed by the installation process. However, the effects of the installation are often neglected during design even though they are plentiful. Besides the lateral displacement that could destabilize neighbouring constructions, the soil in the direct vicinity of the installed column is affected. Laboratory and field tests revealed the formation of three distinct zones outside the nominal diameter of the column which have different strength properties than the initial clay. They are formed due to cylindrical expansion, clay fracturing, and the migration of ions from the binding agent and their strength changes with time due to consolidation, cementation, heating, and thixotropy.

Within this thesis, the installation effects that occur in the direct vicinity of the column have been studied in the context of a construction project in Sweden, where deep mixing columns are considered for the reduction of settlements of road and parks areas located on a thick clay layer. Based on analytical calculation methods and field measurements described in the literature, the occurrence and the magnitude of the installation effects have been assessed. The influence of considering these effects was then studied numerically using the finite element program PLAXIS. The simulation included one column within a column group and was performed in 2D assuming axisymmetry. The presence of the neighbouring columns was considered over the boundary conditions. The installation effects in the vicinity of the column comprised three zones which were implemented in the numerical model. For comparison, the simulations were also performed using the "wish-in-place" approach for the column that ignores the occurrence of any installation effects. The stabilized soil is loaded with two layers of new filling material which results in excess pore pressures and settlements that have been studied. The results for the model in which the installation effects

were considered could be compared to the results for the model in which the column was wished-in-place. The comparison showed that the consideration of the installation effects leads to a faster consolidation and a significant reduction in settlements. This was observed for different installation patterns, i.e. triangular and square, and varying column spacings of 1.2 and 2.4 m. The positive installation effects were greatest for a smaller spacing and a triangular installation pattern. For a square installation pattern with a spacing of 2.4 m, the consolidation time and the final settlements were both reduced by more than 40%.

Even though the assumptions and simplifications require verification, a clear positive influence can be seen for the project in Sweden. If these numerical results are confirmed by field observations, more efficient construction designs could be obtained which ultimately result in reduced costs and carbon dioxide emissions.

APPLICATION OF ERT FOR QUALITY ASSURANCE IN JET GROUTING COLUMNS

Edvin Nilsagård^A, Rebecka Knutsson^A

^A Lunds universitet

Abstract

With the increased urbanization major cities are facing, expansion of larger facilities and households are inevitable. Expansion means larger areas of the surface needs to be used where the risk of varying subsurface soil properties increases with larger surface areas. This can result in soil properties that might not be stable enough to support these constructions. A potential solution to solve this problem is the soil improvement method of jet grouting. Jet grouting is a versatile soil improvement method used for various geotechnical aspects in construction projects worldwide. By eroding and mix in-situ soil with fluid binders from a high-pressure jet, improved geotechnical properties of the soil body could be achieved. When achieving the desired stability of the column it is crucial that the geometry and homogeneity correlates with the preliminary design standards. Thereby, quality controls are routinely performed on the column however, existing quality controls vary in methodology efficiency as well as the level of accuracy obtained from the controls. The thesis therefore aspired to find and compare an alternative quality control to the existing quality controls based on Electrical Resistivity Tomography (ERT) practice. ERT is a geophysical measuring technique for determining the electric properties of the subsurface. This technique consists of placing electrodes in contact with a specific medium and inject current via the electrodes to create an electric potential field. The electrodes will then measure the potential differences of the potential field which are translated to resistivity properties of the medium.

In this thesis a composed cable consisted of electrode cables and temperature sensors were inserted into a freshly produced test column. By injecting current the potential differences in the column and the surrounding soil were measured and the apparent resistivity properties of the underground could be determined. The measurements were performed at different times to study the curing process. The apparent resistivity measurements were inverted for two software: Res2DInv and pyGIMLi. Due to the borehole design, the resistivity measuring was performed differently than the traditional surface ERT-

measurement, a geometry adapted to the data had to be applied for obtaining suitable inversion models of the column.

The measured data contained several outliers and errors which increased during the curing process of the column. This was most likely due to a corrosive action taking place on the electrode surfaces. The inversion models resulted in relatively large uncertainties as well, however the pyGIMLi inversion models showed better correlation with the intended geometry of the column compared to Res2DInv. Even though uncertainties of the inversion models were found, a resistivity contrast between the treated and untreated soil was identified throughout the curing process which decreased with curing time.

The conclusion of this thesis is that the ERT-method has potential to be applicable to quality assuring jet grouting columns. The quality parameter for determining the geometry and homogeneity of the column would be defined by the boundary of which the resistivity contrast between the treated and untreated soil was located in the inversion models or how the relative resistivity changes during the curing process. However, this quality control was not ideally executed, neither with the set of inversion models developed in this thesis, nor the set of equipment used when measuring as it was less adaptive to the column conditions and the installation procedure. The developed quality control of this thesis was not validated and it could therefore not be compared with the accuracy existing quality controls have. But we believe that the ERT-method could potentially be a more time-effective and accurate quality control compared to existing quality controls with refinement in routine application, measuring equipment and inversion models.

Sammanfattning

Med den ökade urbaniseringen som de flesta städer står inför, är utbyggnad av större anläggningar och hushåll oundviklig. Denna expansion medför ett behov av mer tillgänglig markyta att bygga på, vilket även innebär att platser med varierande markförhållandena behöver utnyttjas. Detta kan resultera i att markegenskaperna inte alltid är passande för stora anläggningar. En lösning till detta problem är att stabilisera marken med den så kallade jetinjekteringsmetoden. Jetinjektering är en mångsidig markförbättringsmetod som används för olika geotekniska aspekter i byggprojekt världen över. Genom att erodera marken och blanda cementslurry tillsammans med den befintliga jorden på platsen med hjälp av en högtrycksstråle, bildas en pelare som förbättrar

markförhållandet. Vid tillverkningen av en jet-pelare är det viktigt att geometrin och homogeniteten stämmer överens med den förbestämda standarden. Därför genomförs kvalitetskontroller på pelarna för att säkerställa detta. De befintliga kvalitetskontrollerna varierar i metodisk effektivitet samt i nivå av noggrannhet. Syftet med denna rapport är därför att undersöka en alternativ kvalitetskontroll som utförs med hjälp av ERT-mätningar (Electric Resistivity Tomography), samt att jämföra denna metod med de befintliga kvalitetskontrollerna. ERT är en geofysisk undersökningsmetod som mäter de elektriska egenskaperna i marken. Metoden går ut på att placera ut elektroder i kontakt med ett specifikt medium och via dessa elektroder injicera ström som skapar ett elektriskt potentialfält. Elektroderna mäter sedan potentialskillnaden i potentialfältet som omvandlas till resistivitetsegenskaper hos mediet.

I detta projekt fördes en kabel med elektroder och temperatursensorer ner i en nyproducerad kolumn. Genom att injicera ström i kolumnen och den omkringliggande jorden, kunde potentialskillnaden i potentialfältet som skapades bestämmas. Denna process gjordes vid flera tillfällen för att kunna studera härdningsprocessen. Med denna information kunde den skenbara resistiviteten för marken räknas ut. Den skenbara resistiviteten gjordes om till den verkliga resistiviteten genom inversioner i olika datorprogram. De datorprogram som användes i detta arbete var Res2DInv och pyGIMLi. Eftersom mätningarna i detta arbete inte utfördes på samma sätt som de traditionella ERT-mätningarna på jordytan, definierades en ny geometri som var bättre anpassad till kolumner och på så sätt blev inversionmodellerna mer trovärdiga.

Den uppmätta data som erhöles efter mätningarna innehöll ett antal extremvärden och fel som ökade under härdningsprocessen av kolumnen. Detta berodde antagligen främst på korrosion på elektrodernas yta. Inversionsmodellen resulterade i relativt stora osäkerheter, men pyGIMLi-inversionsmodellerna hade bättre korrelation med den avsedda geometrin för kolumnen jämfört med Res2DInv. Trots en del osäkerheter gick det att urskilja en resistivitetskontrast mellan den obehandlade jorden och den behandlade jorden under härdningsprocessen, vilket dock minskade över tid.

Slutsatsen i detta examensarbete är att ERT-mätning har potential att användas som kvalitetskontroll för jet-pelare. Kvaliteten gällande geometrin och homogeniteten i kolumnen definieras utifrån var resistivitetskontrasten i inversionsmodellen är lokaliserad eller hur den relativa resistivitetsökningen ser ut under härdningsprocessen. I detta arbete utfördes inte

kvalitetskontrollen på ett optimalt sätt då inversionsmodellerna utvecklade i detta arbete inte var idealiska med den samlade mätningssidan, samt att utrustningen som användes vid mätningarna inte var anpassade för förhållandena och installationsprocessen. Kvalitetskontrollen i detta arbete har inte validerats och kunde därför inte jämföras med de befintliga kvalitetskontrollernas noggrannhet. Med förbättrade rutintillämpningar, utrustning och inversionsmodeller kan ERT-metoden potentiellt vara en mer tidseffektiv och noggrann kvalitetskontroll jämfört med befintliga kvalitetskontroller.

PARTNERFÖRETAG 2023

björking

H KOJAPO

SSAB



Grundläggning