BIG – Branschsamverkan i grunden

Forskningsprogram för effektiv och säker grundläggning av vägar och järnvägar

Projekt A2018:19

Permanent spont utmed järnväg i Uppsala - fallstudie av bygg- & driftskede

Delrapport

KTH ROYAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY
CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
TRAFIKVERKET
STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
LULEÅ TEKNISKA UNIVERSITET

BIG – Branschsamverkan i grunden
Forskningsprogram för effektiv och säker grundläggning av vägar och järnvägar

Rapport BIG projekt A2018:09

Permanent spont utmed järnväg i Uppsala - fallstudie av bygg- & driftskede

Delrapport

Johannes Tornberg, Mats Karlsson, Minna Karstunen

CHALMERS

Framtagen inom ramen för BIG av Chalmers tekniska högskola

Stockholm 2022

Rapport publicerad av BIG, Branschsamverkan i grunden
Beställning Web: www.big-geo.se

ISBN 978-91-986927-2-3
Upplaga Digital

Framtagen av Chalmers tekniska högskola
Department of Architecture and Civil Engineering
Geology & Geotechnics
Författare Johannes Tornberg, Mats Karlsson, Minna Karstunen

CHALMERS



A2018-09 delrapport: Permanent spont utmed järnväg i Uppsala - fallstudie av bygg- & driftskede

JOHANNES TORNBORG, MATS KARLSSON & MINNA KARSTUNEN

Department of Architecture & Civil Engineering
Geology & Geotechnics
CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
Göteborg, Sweden 2021

TECHNICAL REPORT

A2018-09 delrapport: Permanent spont utmed järnväg i Uppsala - fallstudie av bygg- & driftskede

JOHANNES TORNBORG, MATS KARLSSON & MINNA KARSTUNEN

Department of Architecture & Civil Engineering
Geology & Geotechnics
CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY
Göteborg, Sweden 2021

A2018-09 delrapport: Permanent spont utmed järnväg i Uppsala - fallstudie av bygg- & driftskede
JOHANNES TORNBORG, MATS KARLSSON & MINNA KARSTUNEN

© JOHANNES TORNBORG, MATS KARLSSON & MINNA KARSTUNEN, 2021

Technical report A2018-09 Rapport
ISSN n/a
Department of Architecture & Civil Engineering
Geology & Geotechnics
Chalmers University of Technology
SE-412 96 Göteborg
Sweden

Cover:
Studerad sektion 3+615 (i mitten av bilden). Foto taget 2016-05-31 mot söder i skedet innan utläggning av överballast, slipers och räler. Foto med tillstånd från David Larsson (Jvgfoto.se, 2021).

Göteborg, Sweden 2021

A2018-09 delrapport: Permanent spont utmed järnväg i Uppsala - fallstudie av bygg- & driftskede
Technical report
JOHANNES TORNBORG, MATS KARLSSON & MINNA KARSTUNEN
Department of Architecture & Civil Engineering
Geology & Geotechnics
Chalmers University of Technology

Abstract

År 2013-2017 utfördes byggnationen av ca 4 km nytt dubbelspår direkt väster om befintlig bebyggelse i Gamla Uppsala. I projektet nyttjades en temporär stödkonstruktion i form av bakåtförankrad stålspont även för driftskedet. Ursprungligen var en betongstödmur tänkt att uppta nivåskillnaden i driftskedet. Stödkonstruktionen instrumenterades i fem sektioner för uppföljning av stagkrafter och horisontella deformationer. Instrumenteringen är pågående, dvs mätdata finns i skrivande stund från tidsperioden 2015-2021.

Föreliggande rapport presenterar en fallstudie av stödkonstruktionen vilken nyttjats och varit instrumenterad i bygg- och driftskede. Målet med rapporten är att presentera ett sammanhängande underlag vilket kan nyttjas för erfarenhetsåterföring samt utvärdering/benchmark av befintliga och framtida beräkningsmodeller.

Rapporten inkluderar en sådan utvärdering av en befintlig materialmodell. För att simulera lerjordlagrens respons nyttjades en effektivspänningsbaserad materialmodell (Creep-SCLAY1S) vilken beaktar lerans anisotropi, nedbrytning samt hastighetsberoende (inklusive krypning). Generellt är överensstämmelsen god mellan uppmätta och beräknade värden. Störst avvikelse noteras i beräknade horisontella deformationer, vilka underskattas något jämför uppmätta värden. En utmaning är att i analysen efterlikna de låga överkonsolideringsgrader som uppmätts i botten av lerlagret. Detta gör att krypeffekter underskattas i modellen. Likväl stämmer beräknade horisontella deformationer och stagkrafter relativt väl respektive väl överens med uppmätta värden. Mätdatan visar dock på en temperaturpåverkan och årstidsvariation i uppmätta stagkrafter.

Keywords: stödkonstruktioner, spont, lera, laboratorieförsök, FE-analys, driftskede.

Preface

År 2017 togs det nya dubbelspåret väster om Gamla Uppsala i drift. Bakåtförankrad stålspont nyttjades som stödkonstruktion i såväl bygg- som driftskedet och Trafikverket utförde värdefulla uppföljningsmätningar. Denna rapport redovisar en sammanställning av mätdata, kompletterande laboratorieförsök och jämförelser mot finita element simuleringar i en sektion, 3+615. Den tillgängliga mätdatan är värdefull då den innehåller uppföljning av horisontella deformationer och stagkrafter från en period på, i skrivande stund, 6 år (start april 2015 och fortsatt pågående). Att mätserier från byggskedet förlängs in i driftskedet är relativt ovanligt men mycket värdefullt för erfarenhetsåterföring. Detta då branschens erfarenhet från uppföljning i byggskeden är stor, jämfört med uppföljning i driftskeden. De aktuella mätserierna ger möjlighet att kvalitativt utvärdera stödkonstruktionens påkänningar i bygg- och driftskede. Det ger även möjlighet att utvärdera hur väl finita element modeller för lerjordlagrens respons och samverkan jord-konstruktion kan simulera deformationer i spont samt stagkrafter över tid. I föreliggande rapport utförs finita element simuleringar av lerjordlagrens respons med en materialmodell (Creep-SCLAY1S) utvecklad på Chalmers.

En utmaning med den aktuella fallstudien har varit att i efterhand erhålla relevant underlag och dokumentation från byggskedet. Primärt vad som gjorts och när. Det har dock varit möjligt med stöd av några de personer som var involverade i byggskedet. Förhoppningen med sammanställningen av mätdatan, byggaktiviteterna och utförandetiderna är att detta underlag samlat skall kunna användas även för framtida utvärdering ("benchmarking") av beräkningsmodeller.

Rapporten utgör del av slutrapporteringen för BIG-projektet A2018-09 *Tidsberoende effekter av schakt i lös lera*. Rapportens figurer och tabeller är huvudsakligen framställda i engelsk text, detta då resultaten avses att publiceras i en vetenskaplig tidskrift. Övriga delar av slutrapporteringen utgörs av Tornborg (2020) och Tornborg et al. (2021).

Ett stort tack riktas till Anna Gjers och Jimmy Larsson (båda Trafikverket) samt Rasmus Müller (Tyréns) för hjälpen med att ta fram relevant data och information. Tack även till Carina Hultén, Kristy Heng (båda Trafikverket) samt Torbjörn Edstam (Skanska) för värdefulla kommentarer på rapportens innehåll.

Johannes Tornborg
2021-06-07

Contents

Abstract i

Preface iii

Contents v

1 Introduktion 1
1.1 Bakgrund . . . 1
1.2 Syfte och mål . . . 2
1.3 Avgränsningar . . . 2

2 Utförd byggnation inklusive arbetsordning 3
2.1 Allmänt . . . 3
2.2 Arbetsordning . . . 5

3 Geotekniska förhållanden 8
3.1 Beskrivning av jordlagerföljd . . . 8
3.2 Resultat från laboratorieförsök . . . 8

4 Instrumentering och uppföljning 15

5 FE-modellering av studerad sektion 21
5.1 FE-modell . . . 21
5.1.1 Materialmodell för simulering av lerjordlagrens respons . . . 21
5.1.2 Modelparametrar . . . 21
5.1.3 2D FE-model . . . 25
5.2 Resultat & diskussion - jämförelse mätresultat med FE-simulering . . . 27
5.2.1 Pågående sättningar samt generella deformationsbilder . . . 27
5.2.2 Jämförelse deformationer . . . 28
5.2.3 Jämförelse stagkrafter . . . 30

6 Slutsatser och rekommendationer 32
6.1 Byggskedet . . . 32
6.2 Driftskedet . . . 32

References 34

A Appendix: bilagda ritningar A1

B Appendix: laboratorieförsök B1

C Appendix: indata och resultat FE-modellering C1

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

För att utföra schakter i lös lera krävs och nyttjas ofta någon form av stödkonstruktion. Detta för att uppnå erforderlig säkerhet mot brott samt begränsa deformationerna i omgivande anläggningar och bebyggelse om så förekommer. Temporära stödkonstruktioner möjliggör byggnation av t.ex. källarvåningar, tunnlar och stödmurar. Sannolikt är det gynnsamt med hänsyn till såväl ekonomi som miljöpåverkan om en temporär stödkonstruktion kan nyttjas eller integreras, helt eller delvis, som permanent stödkonstruktion.

I Uppsala uppförde Trafikverket år 2013-2017 ett nytt dubbelspår för järnvägstrafik. I projektet nyttjades den temporära stödkonstruktionen i form av bakåtförankrad stålspont även i driftskedet (ursprungligen var en betongstödmur tänkt att uppta nivåskillnaden i driftskedet). Stödkonstruktionen instrumenterades i fem sektioner för uppföljning av stagkrafter och horisontella deformationer. Instrumenteringen är pågående, dvs mätdata finns i skrivande stund från tidsperioden 2015-2021.

Då en stödkonstruktion avses att nyttjas under såväl bygg- som driftskede är det fördelaktigt om jordtryck mot denna och deformationer i omgivande mark kan prognostiseras under hela dess livslängd, dvs i såväl bygg- som driftskedet. Detta då faktorer så som t.ex. byggmetoder, byggtider, begränsningar av deformationer (dvs totalt sett genomförandet av byggskedet) påverkar de jordtryck som den permanenta konstruktionen utsätts för, se t.ex. Carder and Darley (1998), Simpson (2018) och Tornborg et al. (2021). Övergången från bygg- till driftskede är transient med hänsyn till t.ex. konsolidering av de portrycksförändringar vilka uppkommer i samband med schaktning i lösa leror. Vid simulering av lösa lerlagers respons för schaktning krävs således materialmodeller som är baserade på effektivspänningsanalys samt inkluderar övrigt karakteristiskt materialbeteende.

Temporära stödkonstruktioner i lösa lågpermeabla leror projekteras dock inte sällan baserat på totalspänningsbaserade analysmetoder, dvs med antagande om att samtliga ”stabiliserande” portrycksförändringar (negativa, eventuellt uppstår sug) som uppstår i samband med schaktningen kvarstår under hela byggskedet. För design av permanenta stödkonstruktioner kan analys baserad på totalspänningsmetoder leda till särskilt felaktiga resultat (dessutom okonservativa). Vidare är branschens erfarenheter från instrumentering och uppföljning av deformationer och krafter i permanenta stödkonstruktioner mycket begränsad jämfört uppföljning av temporära konstruktioner i byggskedet.

Adekvata analysmetoder för att prognostisera såväl bygg- som driftskedet och de fördröjda portrycksförändringar och deformationer som kan uppkomma i driftskedet är särskilt viktigt i områden med pågående krypsättningar. Den eller de materialmodeller som nyttjas för att simulera lerlagrens respons under schaktning och driftskede bör således kunna replikera lerans viskösa beteende. Detta för att t.ex. kunna prognostisera sättningar och särskilt differenssättningar under konstruktionernas livslängd (vanligen 100-120 år).

Trafikverkets uppföljning av rörelser och stagkrafter i det aktuella projektet möjliggör erfarenhetsåterföring från en stödkonstruktion under såväl bygg- som driftskedet. Detta under en relativt lång period, från år 2015 till år 2021 (järnvägen i drift 2017). I tillägg till att mätdatan i sig möjliggör kvalitativ erfarenhetsåterföring av stödkonstruktionens respons i förhållande till erfarenhetsbaserat beteende, möjliggör det även att utvärdera vad branschen i dagsläget anser vara en adekvat materialmodell för lösa lerlagers respons.

1.2 Syfte och mål

Trafikverket uttryckte år 2017 önskemål att inom BIG-projekt A2018-09 sammanställa och utvärdera mätdata från stödkonstruktionen i Uppsala. Syftet med föreliggande rapport är att presentera en fallstudie av en stödkonstruktion vilken nyttjats och varit instrumenterad i bygg- och driftskede. Delmålen med fallstudien (se nedan) har varit sådana att ett sammanhängande underlag (denna rapport) skall kunna presenteras. Underlaget kan därmed kan nyttjas för erfarenhetsåterföring samt utvärdering/benchmark av befintliga och framtida beräkningsmodeller. Delmålen med rapporten har varit:

- Sammanställning och presentation av mätdata från studerad sektion (3+615).
- Utförande av kompletterande provtagning och avancerade laboratorieförsök för ökad kunskap och karakterisering av de aktuella lerjordlagren. Detta för indata till finita element (FE) simulering av bygg- och driftskedet.
- Sammanställning av resultaten från relevanta tidigare och kompletterande fält- och laboratorieförsök.
- Simulering av bygg- och driftskede med 2D FE-modell. Utvärdering av materialmodell (Creep-SCLAY1S) för lerlagrens respons genom jämförelse mot mätdata.

1.3 Avgränsningar

Följande avgränsningar gäller för rapporten och analyserna:

- Rapporten bör ses som ett separat avsnitt alternativt bilaga till Tornborg (2020). Rapporten inkluderar således ej någon litteraturstudie. För tillhörande litteraturstudie se därmed Tornborg (2020) och även introduktionen i Tornborg et al. (2021).
- Trafikverket instrumenterade fem sektioner utmed järnvägssträckningen med permanent stålspont. Av dessa är tre sektioner sådana att de innehåller jordlager av lös lera och spontfot ej drivits till berg: 3+615, 3+780 och 4+020. Av dessa sektioner har 3+615 studerats i föreliggande rapport. En anledning till detta är att den kompletterande provtagning som utförts inom ramen för BIG-projektet begränsats till sektion 3+615. Området kring 3+615 bedömdes som lämpligast med hänsyn till; åtkomst för borrbandvagn, placering av borrpunkter med hänsyn till befintliga ledningar, erforderligt avstånd från järnvägen/sponten och befintliga bakåtförankrade stag (installerade med relativt litet c/c-avstånd).
- Installation av kalkcement-pelare utfördes i 3+615 år 2014 Q1 som vibrationsdämpande åtgärd för järnvägen. Schakten utfördes i september 2015. Installationseffekter pga installation av kc-pelare har ej beaktats i FE-simuleringen. Detta gäller även för installationerna av spont (september 2014) samt stag (februari 2015).
- Jordtrycken mot stödkonstruktionen i Uppsala har endast uppmätts indirekt via stagkrafter. Uppföljning av jord- och portryck har ej utförts. Inom ramen för detta BIG-projekt (A2018-09) har dock uppföljning av jord- och portryck utförts i byggskedet och mätningar pågår i driftskedet för en schakt och konstruktion i Göteborg. För beskrivning och delresultat se Tornborg (2020).

2 Utförd byggnation inklusive arbetsordning

2.1 Allmänt

År 2013-2017 utfördes byggnationen av ca 4 km nytt dubbelspår direkt väster om bebyggelsen i Gamla Uppsala. Se figur 2.1. Den tidigare järnvägen (enkelspår) gick dessförinnan igenom tätbebyggt område inkluderande fyra plankorsningar. Entreprenaden utfördes av Svevia. Kontraktsumman var ca 590 miljoner kronor (Svevia, 2021).



Figure 2.1: *Läge för projektet och studerad sektion (3+615).*

Merparten av sträckningen utfördes genom att ta befintlig åkermark i anspråk och förlägga järnvägen under mark. Höjdskillnaden hanterades mot väster med slänt och mot öster med permanent stålspont med hänsyn till befintlig bebyggelse. Som en del av byggplatsuppföljningen utfördes utökad instrumentering för uppföljning av stagkrafter och horisontella deformationer mot djupet i fem sektioner.

Den sektion som studerats ingående i föreliggande rapport är 3+615, för läge i plan se markering i figur 2.1. I figur 2.2 visas en tvärsektion och i figur 2.3 en normalsektion av dubbelspåret och stödkonstruktionen. Arbetsordningen beskrivs i nästa avsnitt.

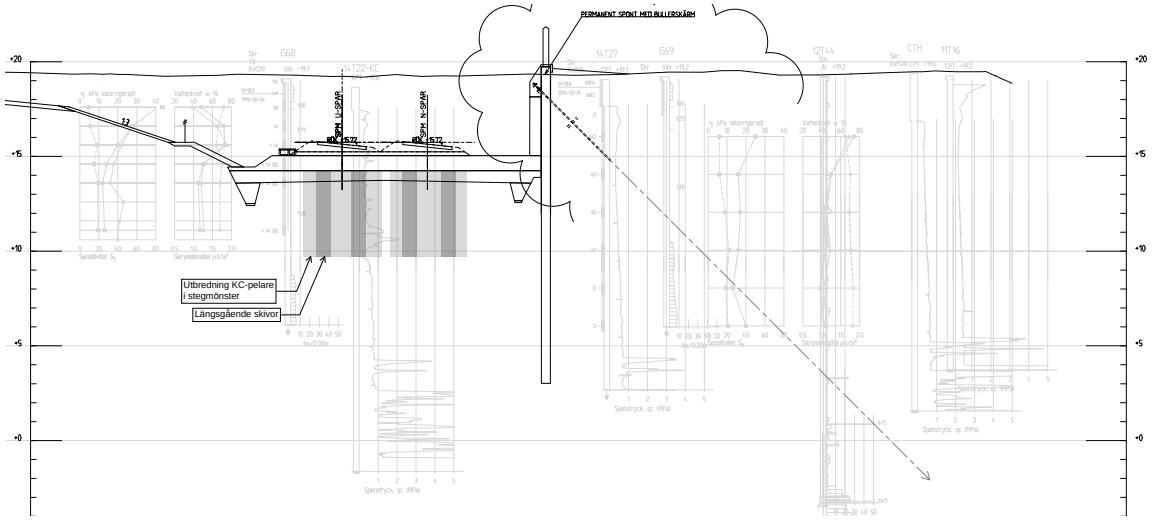


Figure 2.2: *Studerad sektion 3+615. Se bilaga A för planläge geotekniska undersökningar.*

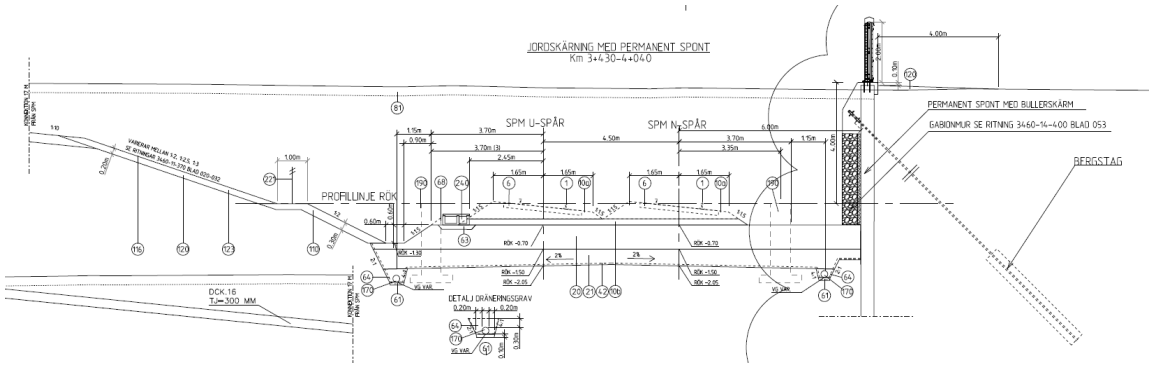


Figure 2.3: *Normalsektion för aktuell sektion 3+615 (nr 20-21 benämns underballast).*

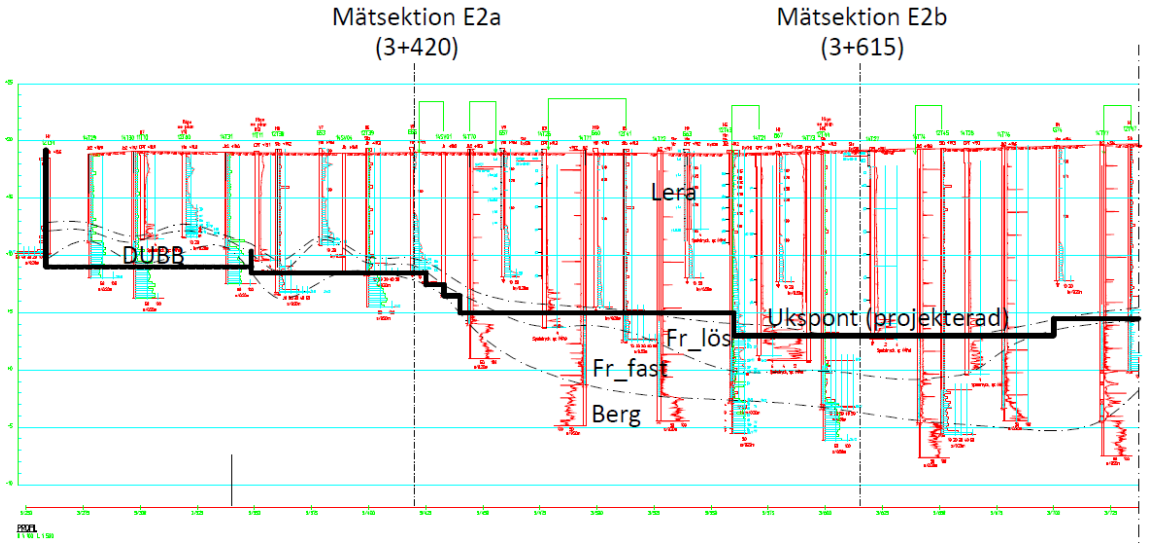


Figure 2.4: *Elevation visande jordlagerföljd och projekterad UK spont (Tyréns, 2015a). Se figur A1 för spontprotokoll i anslutning till sektion 3+615.*

2.2 Arbetsordning

Nedan återges arbetsordningen översiktligt för den aktuella sektionen. Se tabell 2.1 för arbetsordning inklusive tidpunkter i tabellform.

- Installation av KC-pelare. ∅800 mm med kalk-cement 40/60 vikt-%. I sektion 3+615 installerade till UK nivå +9.7 med matning i ÖK avbruten på nivå +14.2 (motsvarande 1.5 m under RÖK).
- Installation av spont (profil AZ24-700 S335GP) inkl inklinometerrör. Installationen föregicks av en ca 1 m djup och 2 m bred förschakt. I varje framtida stagläge stoppslogs spontplanken till friktionsjord eller morän, övriga spontplank i aktuell sektion till nivå +3.0. För redovisning av spontprotokoll på aktuell sträcka se bilaga A fig. A1. Inklinometerrören borrades ned genom foderrör, vilka svetsats mot sponten, och 1 m ned i fast friktionsjord eller berg.
- Schakt för montering av hammarband (2xUPE300) och installation av stag på nivå +18.3 i aktuell sektion. För arbetena utfördes en schakt med bredd bedömt ca 8 m och schaktdjup ca 1 m.
- Installation av bergstag (typ MAI T76S) inkl provdragning och låsning. Se foto i figur 2.5. Stagen förankrades genom inborrning och gjutning 4 m i berg. Föreskriven låslast var 640 kN i den studerade sektionen 3+615 Tyréns (2019). Stagen söder om studerad sektion spändes upp ca 3 veckor tidigare och stag norr därom ca 1 månad senare Tyréns (2019). Linjelasten i sektion 3+615 sjönk då till stagkrafter motsvarande ca 480 kN per stag.
- Utförande av krönbalk spont. Ej krav innan schakt till fullt djup men utfördes i detta skede för att underlätta arbetsmomenten form, armering och gjutning (Larsson, 2021). Förekommande inklinometerrör gjöts in i krönbalken.
- Schakt till fullt djup (nivå +13.7 i sektionen). Se foto i figur 2.6. Enligt föreskriftsritning i etapper om max 25 m med återfyllning till ÖK underballast (RÖK -0.7 se fig. 2.3 motsvarande nivå +15.0 i sektionen) inom max 1 vecka.
- Montering av gabioner framför spont. Mot sponten monterades först 10 cm isolering (mineralull), mot vilken gabionmuren monterades. Gabionerna förankrades med vajrar fästa i öglor vilka svetsats på sponten. Efter montering av gabionerna blåstes lättklinker in i resterande utrymme (spontbukar) mellan mineralull-spont. Arbetena med isolerskiva och gabioner var i sektion 3+615 ej avslutade vintern 2015-2016. Sponten var således ej isolerad. Den aktuella vintern uppmättes stagkrafter vilka överskred gällanden gränsvärden, därför utfördes temporär åtgärd i form av att presenningar lades över sponten och varmluft blåstes med hjälp av dieselverk. Detta gav snabb effekt (Larsson, 2021) och beskrivs också i Fredriksson et al. (2018) som en kostnadseffektiv lösning för temporära spontkonstruktioner vid tillfälliga köldperioder.
- Montering av bullerskärm ovan spont. Fotot på rapportens försättsida är tagen i detta skede.
- Utförande av banöverbyggnad (ballast, slipers, räler).
- Trafikering av spår.



Figure 2.5: *Foto 2015-04-18 mot söder visande installation av stag i anslutning till sektion 3+615. Foto med tillstånd från David Larsson (Jvgfoto.se, 2021).*



Figure 2.6: *Foto 2015-08-19 mot söder visande schakt i anslutning till (norr om) sektion 3+615. Foto med tillstånd från David Larsson (Jvgfoto.se, 2021).*

Table 2.1: Tidpunkter för huvudsakliga aktiviteter i sektion 3+615.

Skede [a)]	Tidpunkt kvartal	Specificering [b)]
Installation av kc-pelare	2014 Q1	början av februari
Installation of spont	2014 Q2	kring 2014.09.22
Schakt för hammarb. och stag	2014 Q4–2015 Q1	osäkert när
Borrning av stag	2015 Q1	slutet februari, kring 2015.02.25
Montering av hammarband	2015 Q1	troligen mars
Uppspänning av stag	2015 Q2	kring 2015.04.25
Utförande av krönbalk	2015 Q2–Q3	osäkert när
Schakt till fullt djup	2015 Q3	kring 2015.09.02
		direkt därefter underballast
Montering av gabioner	2016 Q1-Q2	monterade till halva höjden foto 2016.02.08
		färdigmonterade foto 2016.05.31.
Montering av bullerskärm	2016 Q2	osäkert när
Utförande av banöverbyggnad	2016 Q3	ej uttfört foto 2016.05.31
		utfört foto 2016.11.12
Trafikering av spår	2017 Q2	maj, inledningsvis västra spåret

[a)] Byggordningen och tidpunkterna baseras på (Müller, 2021; Larsson, 2021; Jvgfoto.se, 2021)
[b)] Anges där detta kunnat härledas/spåras för sektion 3+615.

Utmed den del av järnvägssträckningen vilken utfördes med permanent spont instrumenterades totalt fem sektioner med stagkraftgivare och inklinometrar. Detaljer avseende instrumentering inklusive sammanställning av mätresultat redovisas i avsnitt 4. Geotekniska förhållanden redovisas i avsnitt 3.

3 Geotekniska förhållanden

I detta avsnitt beskrivs de geotekniska förhållandena i sektion 3+615 översiktligt. Därefter redovisas detaljerade sammanställningar av resultaten från utförda fält- och laboratorieförsök.

3.1 Beskrivning av jordlagerföljd

Markytan i sektion 3+615 återfinns på nivå ca +19.4 bakom sponten. Se figur 3.1 för tvärsektion med geotekniska sonderingsresultat från närliggande undersökningspunkter. Jordlagerföljden består överst av ett ca 0.3 m tjockt lager mulljord vilket underlagras av torrskorpelera ned till ca 2.5 m djup. Därunder följer ett lager lös homogen lera ned till nivå ca +4 (ca 15 m djup) i läget för sponten. Leran är varvig med växlande grå och ljusbruna lager, se exempel i figur 3.2. Mellan dessa lager återfanns i vissa av kolvproverna tunna lager av finsand.

Från nivå ca +4 följer enstaka skikt av friktionsjord och lera innan friktionsjord (ev med skikt av lera alt silt) tar vid kring nivå ca +3. Lerlagrets mäktighet ökar något i riktning mot väster. Under nivå ca ±0 bedöms friktionsjorden ha en hög relativ fasthet. Bergnivån har i anslutning till sektion 3+615 bestämts i en punkt (12T44) till nivå -3.

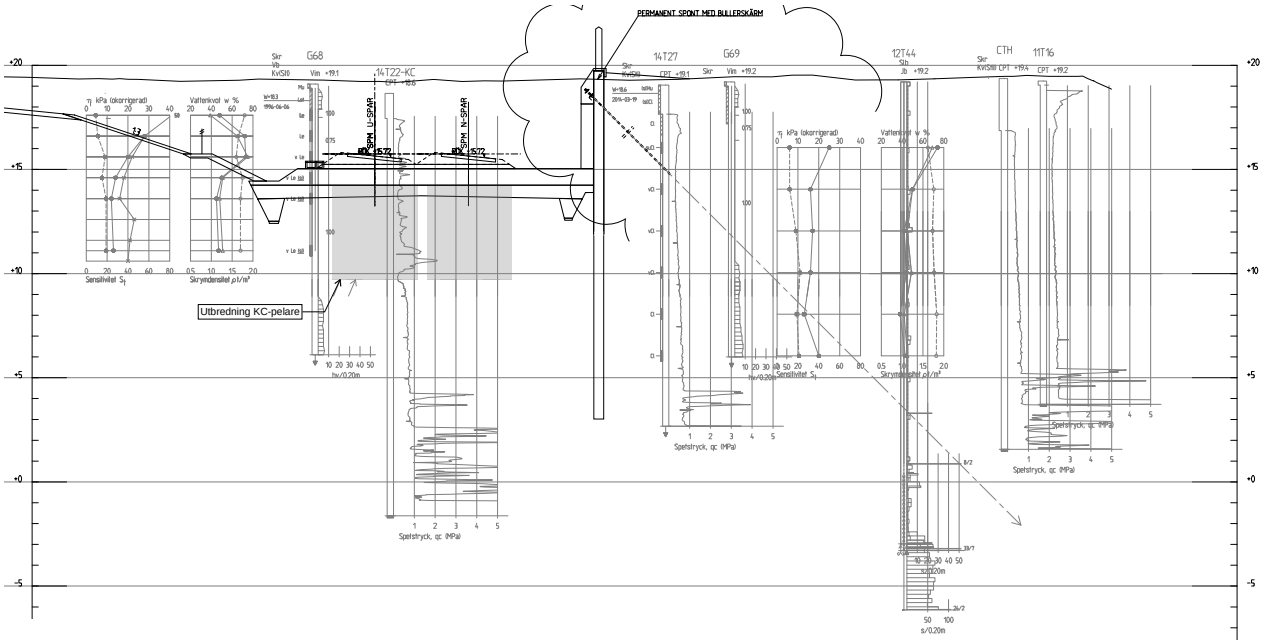


Figure 3.1: *Geotekniska sonderingsresultat i anslutning till sektion 3+615. Se bilaga A för planlägen.*

3.2 Resultat från laboratorieförsök

Geotekniska provtagningar och laboratorieförsök har tidigare utförts i omgångar av Tyréns till underlag för projektering. Kompletterande provtagning i sektion 3+615 utfördes av Chalmers i oktober 2020 till underlag för föreliggande rapport och FE-analys. Provtagningen utfördes av Robert Halvarsson (COWI) och proverna transporterades till Chalmers av Johannes Tornborg. Upptagna lerprover har analyserats i laboratorium för att bestämma dess tekniska egenskaper i detalj. Laboratorieundersökningarna har utförts av Johannes Tornborg med stöd

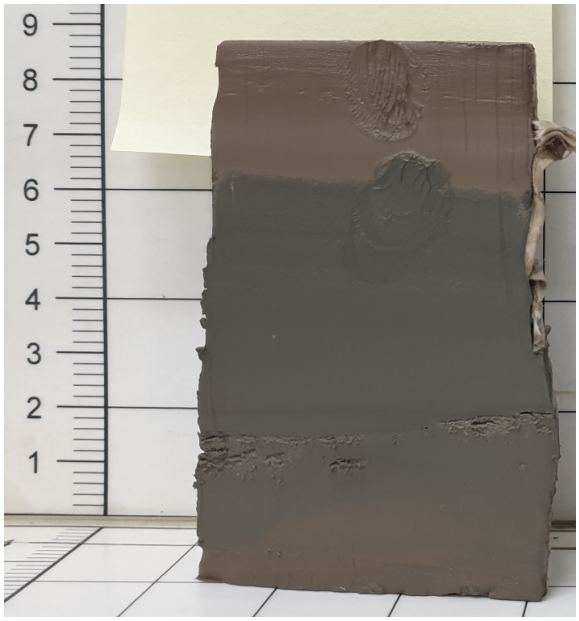


Figure 3.2: *Varvig lera, foto efter triaxialförsök (CAUC) på prov från 9 m djup. CAUC utfört till 14 % töjning motsvarande provhöjd 86 mm efter försök.*

av Georgios Birmpilis och Mats Karlsson. De kompletterande undersökningarna utfördes bland annat för att erhålla kunskap om lerans respons vid aktiva och passiva triaxialförsök samt stegvisa ödometerförsök med på- och avlastningssteg.

I figur 3.3 redovisas en sammanställning av resultat från rutinundersökningar inklusive bestämningar av odränerad skjuvhållfasthet samt permeabilitet. I figuren redovisas även antagna generaliserade värden till indata för FE-analys. I avsnitt 5 redovisas detaljer avseende modellparametrar och materialmodeller för utförd 2D FE-analys av sektion 3+615.

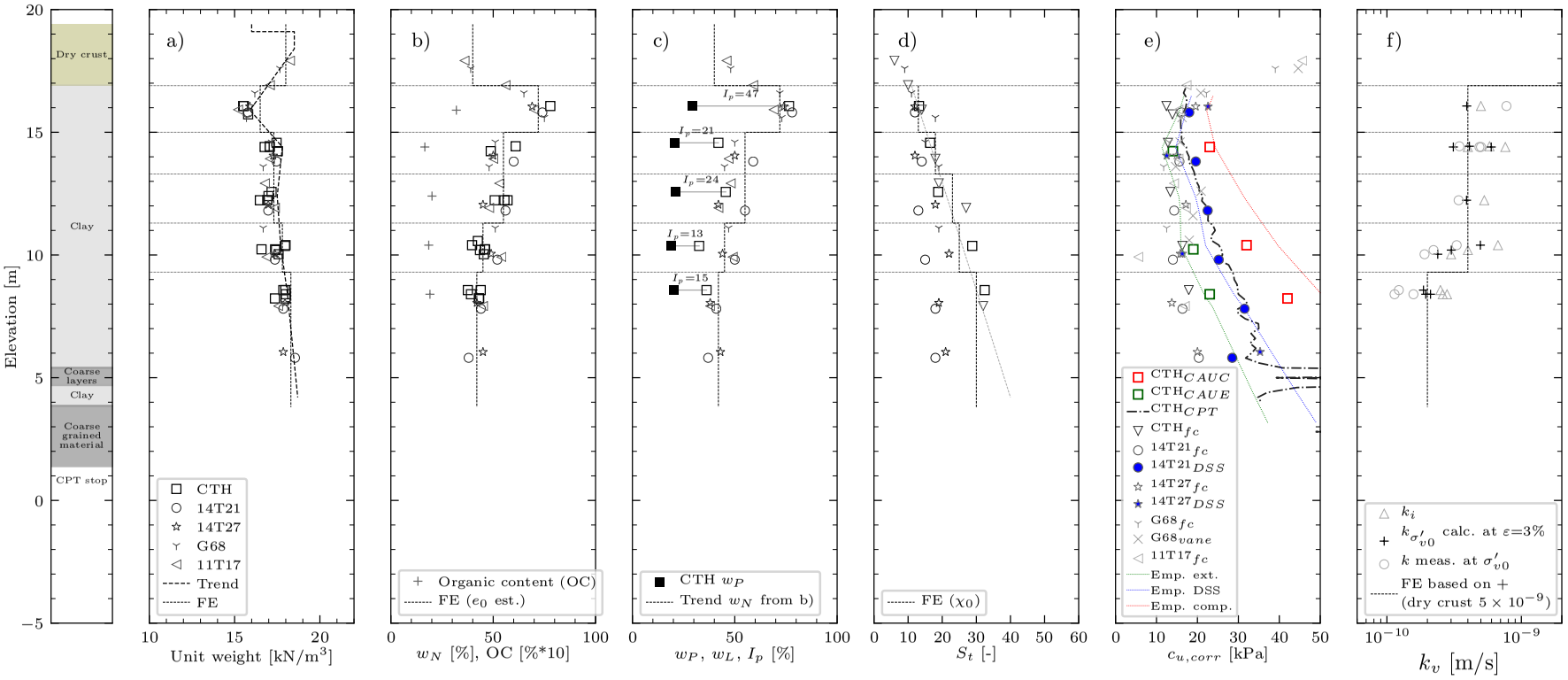


Figure 3.3: *Resultat från rutinundersökningar inklusive odränerad skjuvhållfasthet och permeabilitet utvärderad från CRS-försök. Notera att nivå för lerans underkant avser läget för borrhål "CTH" där redovisad CPT-sondering i e) utförts*

Som framgår av figur 3.3 varierar lerans tunghet mellan ca 15.5–18.5 ton/m^3. Den uppmätta naturliga vattenkvoten varierar mellan ca 80 % i lerlagrets överkant till ca 40 % i dess underkant. Notera att i figur 3.3 c) har trend för vattenkvot inkluderats, således ses att konflytgränsen generellt är 0–10 %-enheter lägre än den naturliga vattenkvoten. Lerans uppmätta sensitivitet varierar mellan ca 10–35. Baserat på konflytgräns och plasticitetsindex klassificeras lerjordlagren som "ren" lera, se exempel figur 3.4. Den organiska halten har genom uppvärmingen av prov till 550°C uppmätts till 1.7-3.2 % (se figur 3.3 b). Sedimentationsanalys på ett prov från 5 m djup visade på ett innehåll av ler och silt om 54 respektive 46 % (se figur B1 bilaga B). Noterbart här är (för en jämförelse med "Göteborgslera") att underindelningen av siltfraktionen visar på i huvudsak "fine silt" 2-6.3 μm. Att jämföra med nyligen utfört sedimentationsförsök på ett prov från Kärra strax norr om Göteborg, där siltinnehållet är likvärdigt men siltfraktionen är mer jämnt fördelad över dess undergrupper.

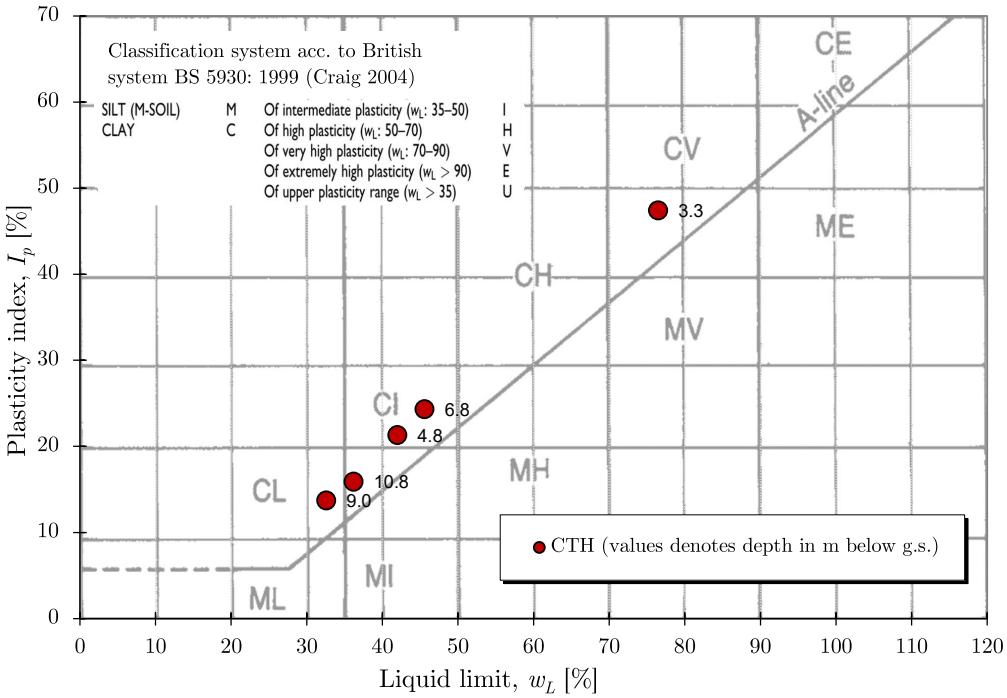


Figure 3.4: *Klassificering mht konflytgräns och plasticitets index.*

Lerans vertikala permeabilitet (hydrauliska konduktivitet), k_v, har utvärderats från utförda CRS-försök (figur B7). För indata till FE-analysen har in-situ permeabilitet, k_{v0}, utvärderats genom att med hjälp av utvärderad β_k för respektive försök "bakräkna" k_{v0} för en antagen töjning om 3 % (antagande om töjning där σ'_{v0} uppnås i "idealiskt ostört" prov). Lerans korrigerade skjuvhållfasthet, bestämd med fallkon-, ving- och DSS-försök samt CPT (utvärdering enligt SGI Info 15 med programvaran CONRAD), är ca 15-20 kPa ned till nivå +15. Skjuvhållfastheten ökar därunder med ca 2.2 kPa/m. Resultaten från DSS-försök och CPT stämmer i huvudsak väl överens (alternativt överskattar något) en empiriskt (Larsson et al., 2007) uppskattad skjuvhållfasthet $c_{u,emp.}(\sigma'_{v0}, w_{Ltrend}, OCR_{trend}, b = 0.8)$. Detta gäller även resultaten från de odränerade passiva triaxialförsök som utförts. Att de passiva försöken överskattar skjuvhållfastheten jmfr empirin kan bero på att $c_{u,ext.}$ i denna figur redovisats som τ_{max} (utvärdering vid mindre axiell töjning skulle ge lägre utvärderad skjuvhållfasthet). De aktiva triaxialförsöken på nivå +10 och +8 ligger under förväntade värden jämfört empirin.

Dessa försök bedöms ha resulterat i (alltför) låga $c_{u,comp.}$ pga provstörning och konsolidering till spänningar strax under σ'_{vc}. Detta stöds av jämförelser mellan de empiriska värden och simuleringar (dvs försök på "perfekta"/ostörda prover) vilka redovisas i figur 3.7.

Lerans förkonsolideringstryck har bestämts från utförda CRS-försök (figurer B5-B7 bilaga B), stegvisa ödometerförsök (figurer B2-B4 bilaga B) samt triaxial CAUC och K_0-försök. CRS-försöken utfördes med olika deformationshastigheter då inledande försök utförda med standard deformationshastighet (0.0024 mm/min, 0.72 %/h) resulterade i alltför höga portryck i förhållande till vertikal totalspänning (se krav i f.d. standard SS-02 71 26).

Portryck i lerlagret och grundvattentryck i friktionsjorden därunder har uppmäts av Tyréns samt med DPT-test i samband med utförd CPT-sondering av Chalmers i oktober 2020. Portrycksmätningar i lerlagrets övre del tycks motsvara en grundvattenyta belägen på nivå +18.2. Mot djupet visar de uppmätta trycknivåerna på en avsänkt trycknivå i leran och friktionsjorden därunder, se figur 3.5. De avsänkta trycknivåerna mot djupet beror sannolikt på att pumpning/uttag av grundvatten utförts inom Uppsala.

Trender för lerans tunghet, uppmätta portryck samt utvärderade förkonsolideringstryck ger sammantaget en utvärderad trend för lerans överkonsolideringsgrad, OCR, varierande mellan 2.5 i överkant lerlager minskande till kring 1.1–1.2 mot djupet, se figur 3.6. Med antagande om hydrostatisk portrycksfördelning mot djupet (hypotetiskt fall innan avsänkning inträffade) erhålls OCR kring 1.6–1.8 mot djupet enligt fig. 3.6 b).

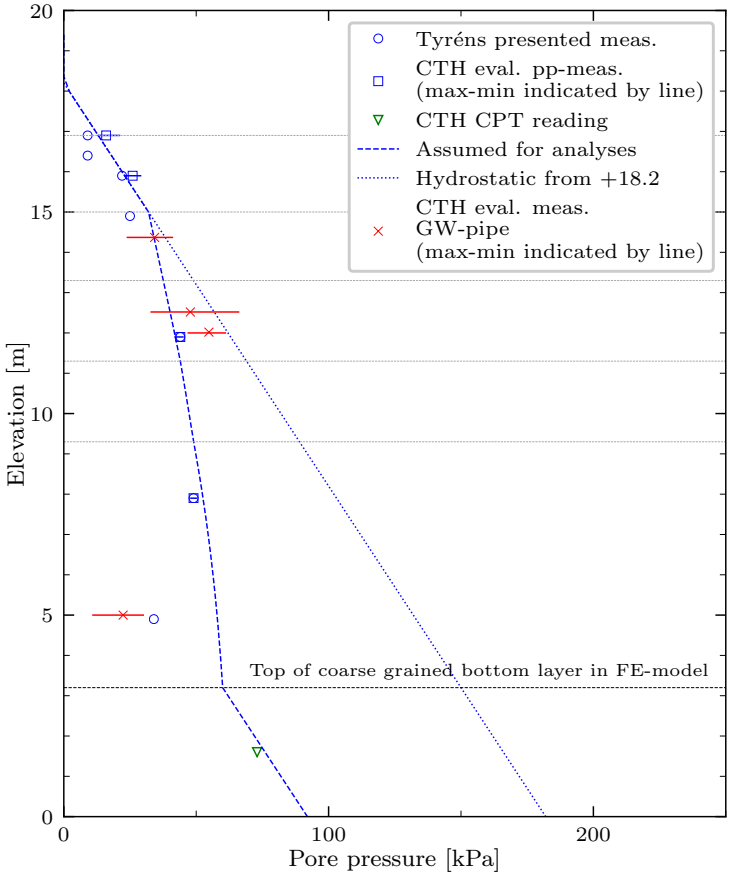


Figure 3.5: *Resultat från portrycks- och grundvattenmätningar inklusive antagen trend för spänningsanalys och FE-modellering.*

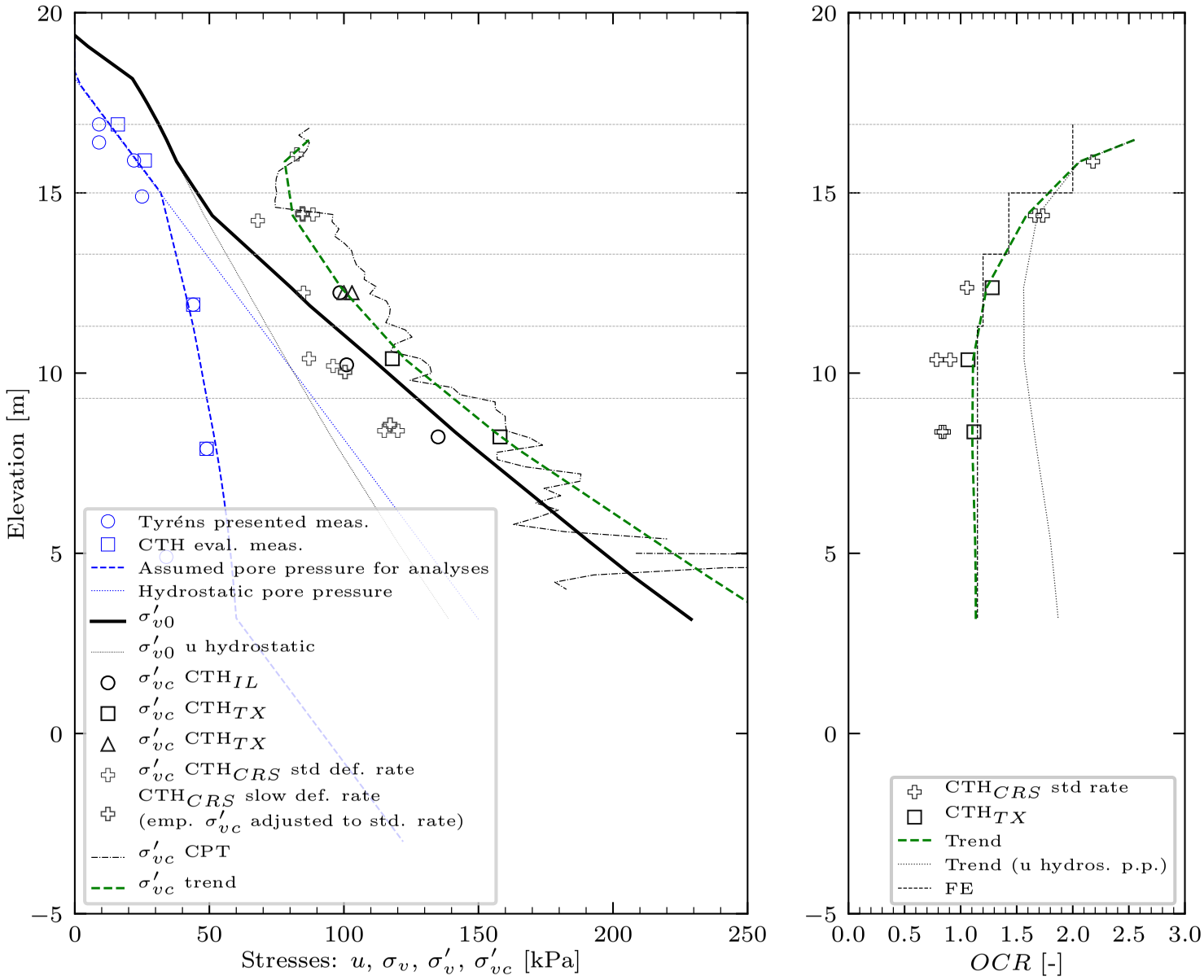


Figure 3.6: *Sammanställning av a) portryck, effektivspänning, förkonsolideringstryck samt b) överkonsolideringsgrad.*

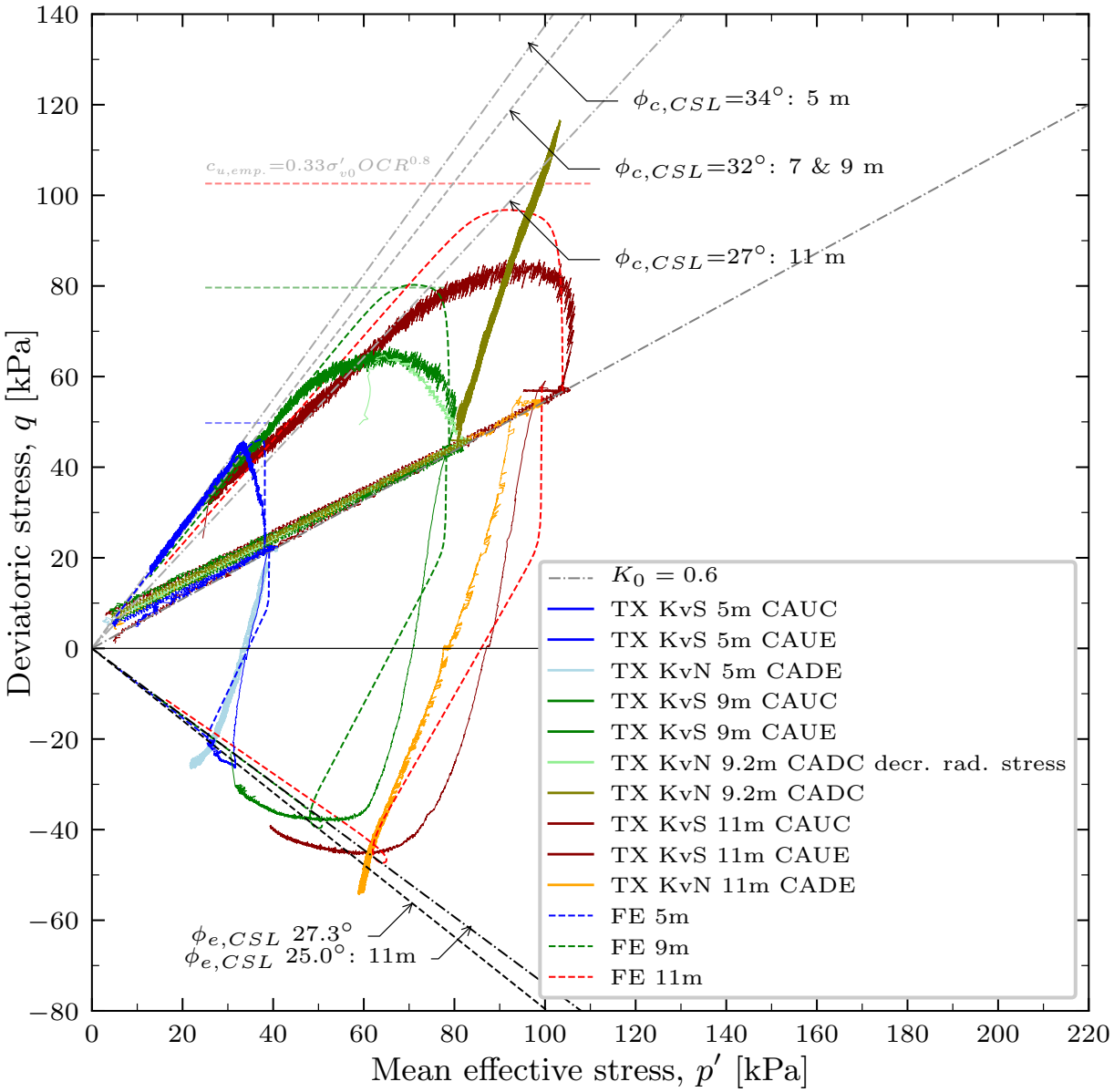


Figure 3.7: *Triaxialförsök redovisade i $p' - q$. För redovisning av $\varepsilon_a - q$ se figur B8.*

4 Instrumentering och uppföljning

Totalt instrumenterades fem sektioner utmed spontlinjen med stagkraftgivare och inklinometrar. Principerna för instrumentering i dessa sektionerna framgår av figur 4.1 och 4.2. Mätdata avseende horisontella deformationer och stagkrafter redovisas i figur 4.3-4.6.

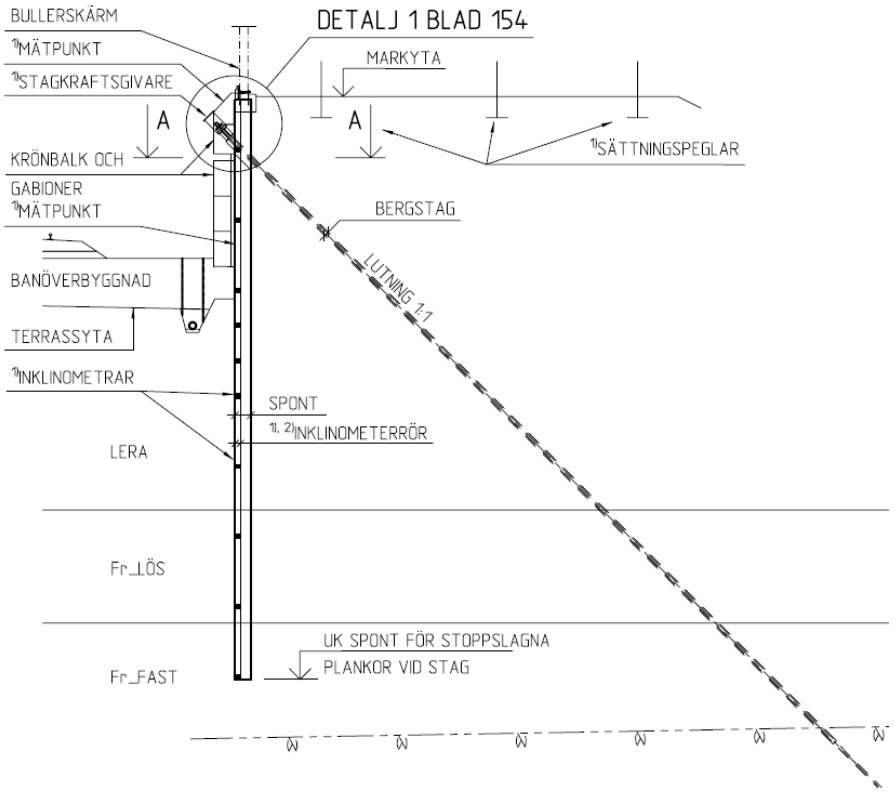


Figure 4.1: *Utdrag från principritning visande spont och instrumentering (Tyréns, 2015b).*

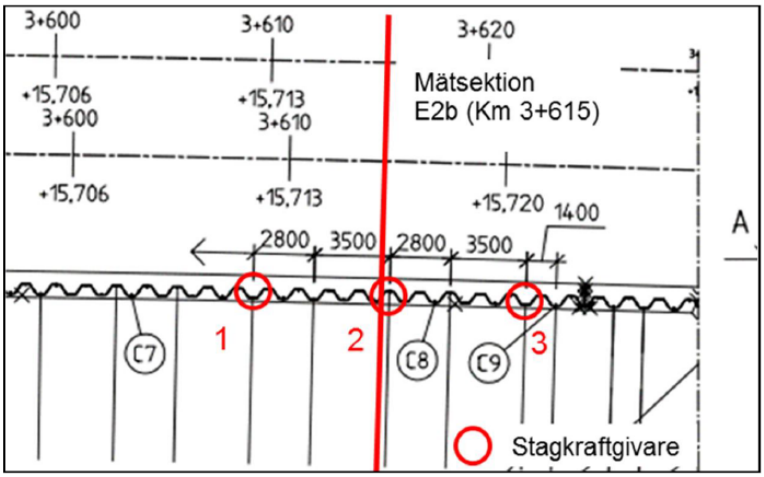


Figure 4.2: *Placering av stagkraftgivare i anslutning till sektion 3+615 (Tyréns, 2019).*

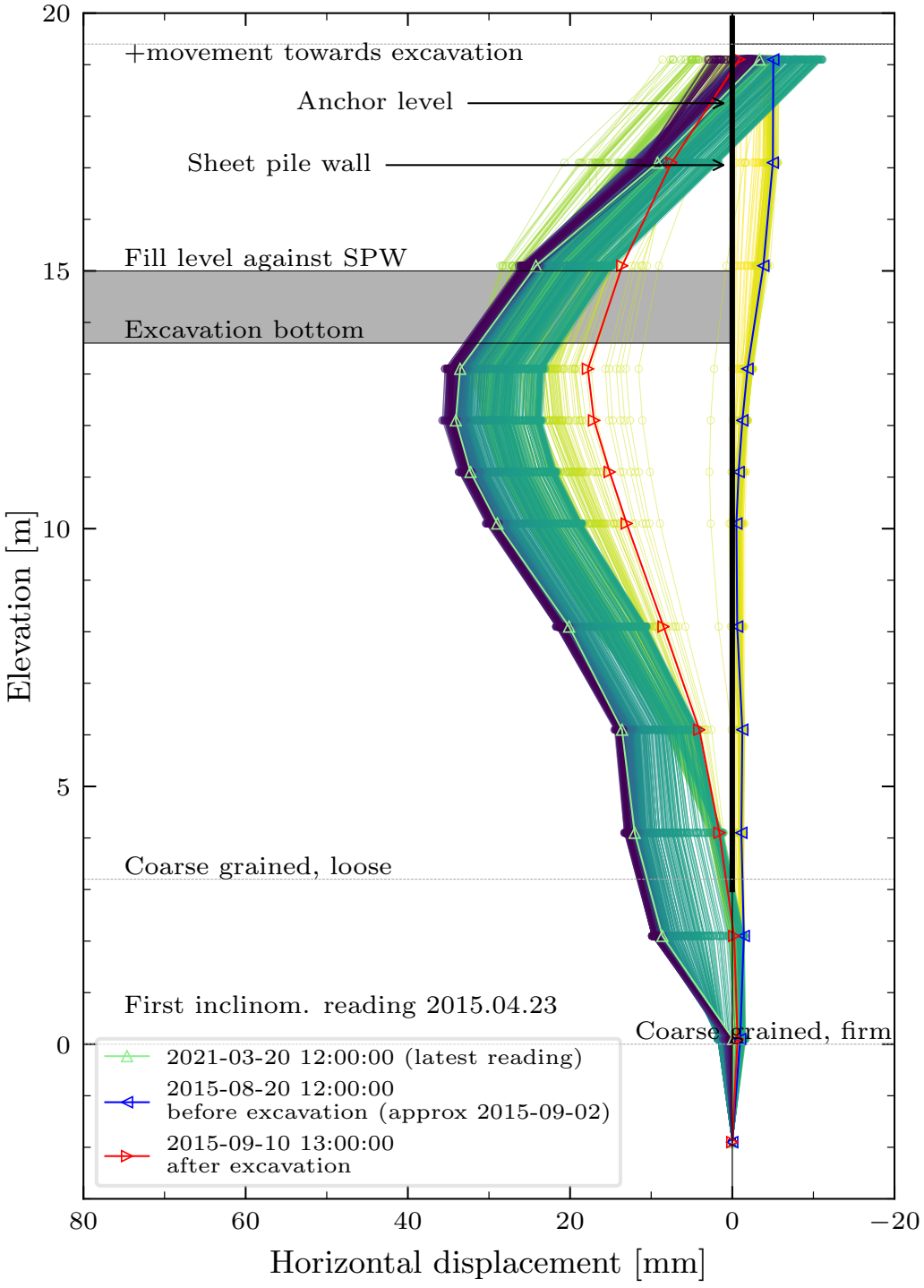


Figure 4.3: *Resultat från inklinometermätning i sektion 3+615 visande horisontella deformationer i läget för sponten. Färgskalan innefattar samtliga mätningar 2015-04-23 – 2020-03-20. För att förtydliga har mätresultaten vid 3 st utvalda huvudskeden markerats.*

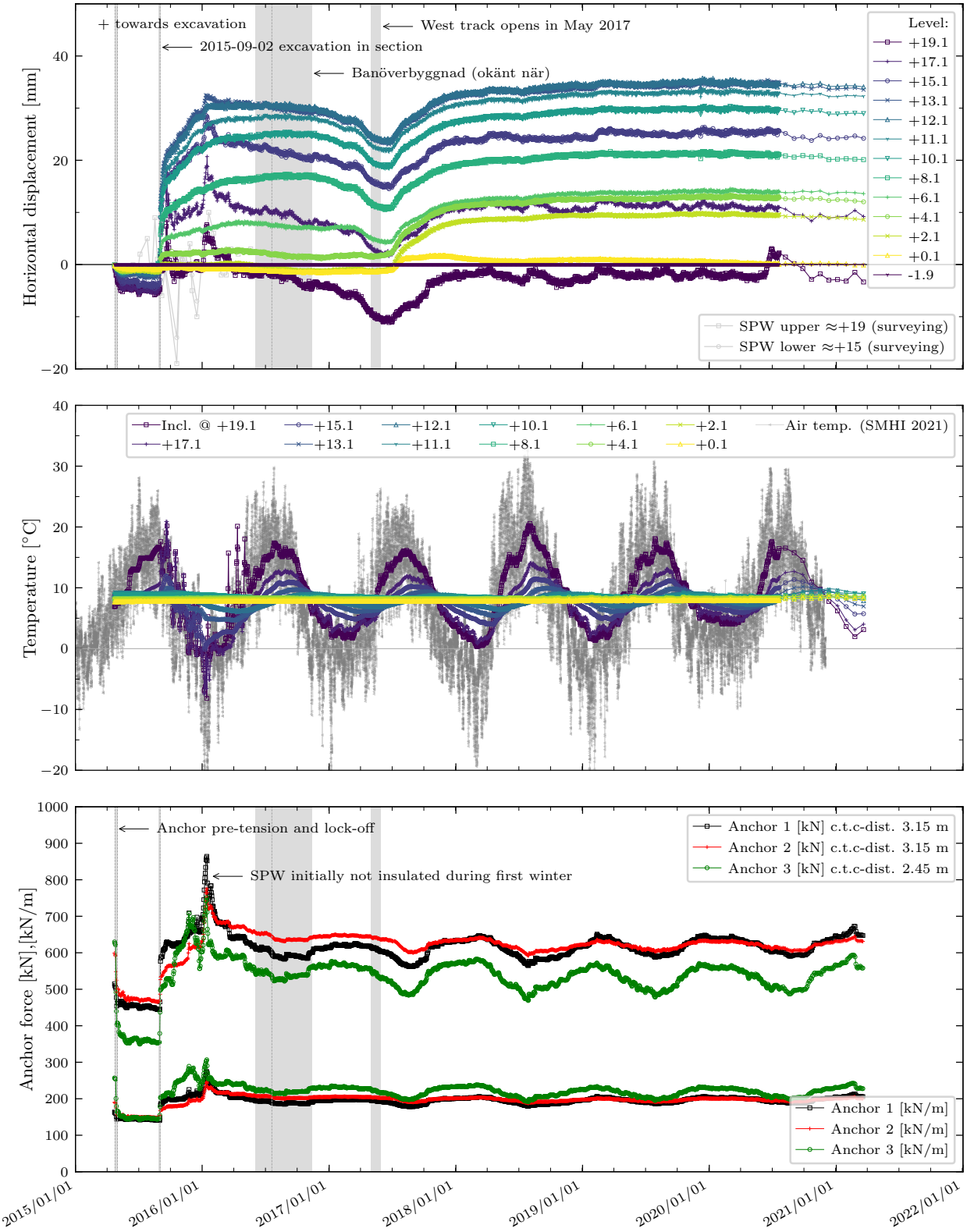


Figure 4.4: *Mätdata 3+615 a) horisontella deformationer b) temperatur i inklinometergivare och luft (SMHI, 2021) c) stagkrafter inklusive omräkning till linjelaster. Se figur 4.5 för detaljer 2015-04–2016-04.*

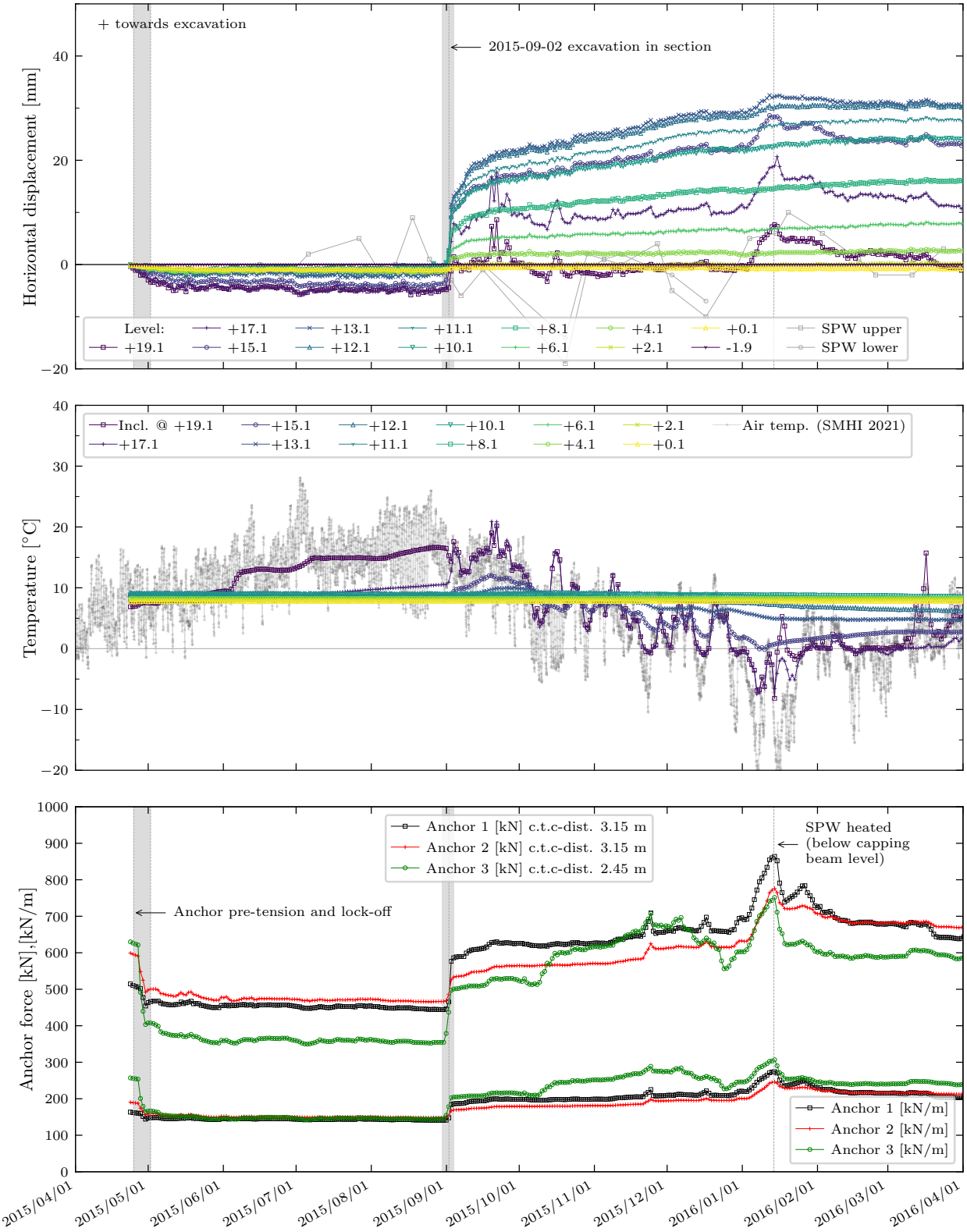


Figure 4.5: *Mätdata 3+615 perioden 2015-04–2016-04 a) horisontella deformationer b) temperatur i inklinometergivare och luft (SMHI, 2021) c) stagkrafter inklusive omräkning till linjelaster.*

Mätdatan i figurerna 4.3-4.5 kommenteras huvudsakligen i kapitel 6 *Slutsatser och Rekommendationer* tillsammans med resultaten från utförd finita element simulering. Dock kan det direkt observeras, från den redovisade mätdatan i figur 4.4, en påverkan av temperaturvariationer på uppmätta stagkrafter. Vidare indikerar registrerade temperaturer i inklinometergivarna att temperaturen är relativt konstant (ej påverkad av variationer i lufttemperatur) i givarna under nivå +13, motsvarande 2 m under ÖK ballast i läget för sponten. Dock finns sannolikt viss avvikelse i de temperaturer som registrerats i givarna (i inklinometerröret) jämfört med temperaturen i jordlagren.

Noterbart i figur 4.4 är även en avvikelse i den horisontella deformationstrenden under 2017 Q2-Q3. Någon härledning av denna avvikelse har dock ej kunnat finnas.

I figur 4.6 och 4.7 visas uppmätta deformationer i kontrollpunkter på krönbalken. Mätningarna har utförts med statisk GNSS-mätning vilket enligt Tyréns (2019) resulterat i en typisk mätnoggrannhet 3 mm i plan och 5 mm i höjd. De deformationer som uppmätts i krönbalken i sektion 3+615 (punkt 107) faller således huvudsakligen inom intervallen för mätmetodens noggrannhet. Dock indikeras en sättningshastighet om ca 3 mm/år och en horisontell rörelsehastighet ca 2 mm/år (bort från schakten). Dessa mätningar är pågående och mätserierna förväntas över tid ge en förbättrad uppfattning om deformationsbilden.

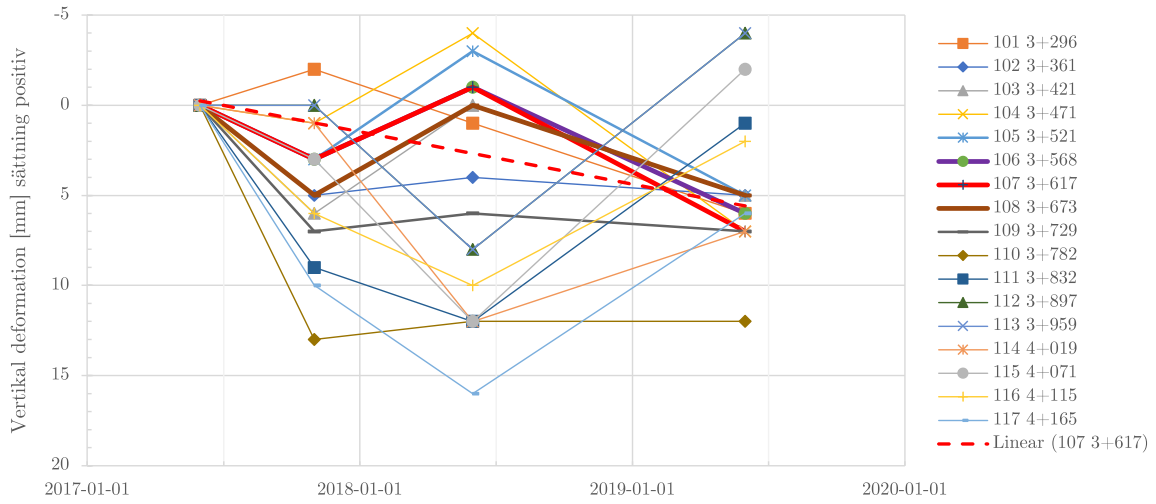


Figure 4.6: *Mätdata avseende vertikala deformationer uppmätta på krönbalken (i driftskedet). Första mättillfälle 2017-06-01.*

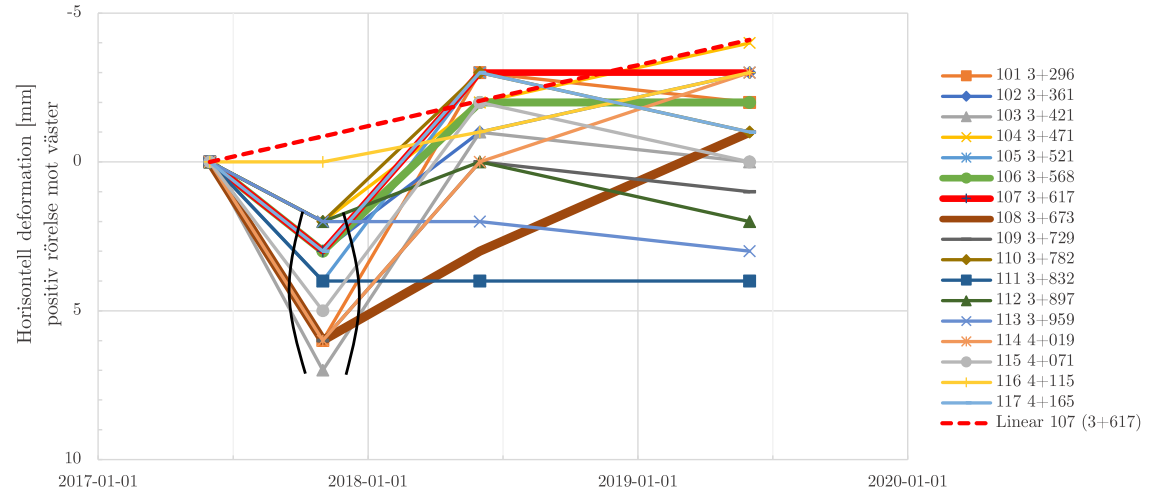


Figure 4.7: *Mätdata avseende horisontella deformationer uppmätta på krönbalken (i driftskedet). Första mättillfälle 2017-06-01.*

Utöver den mätdata som redovisats ovan finns det, sedan relativt nyligen, publik data att tillgå från satellitmätningar. Tjänsten *www.sättningskartan.se* tillhandahålls av WSP sedan maj 2021. Datan ger en grov bild om pågående markrörelser. För sektion 3+615 indikerar satellitdatan en pågående sättningshastighet 1.5-3.1 mm/år ca 10 m bakom sponten (2 punkter) och 1.7-1.9 mm/år i läget för sponten (även där 2 punkter). Satellitdatan stödjer således mätningarna på krönbalken vilket sammantaget ger en indikation om en pågående sättningshastighet för sponten i storleksordningen 2 mm/år.

5 FE-modellering av studerad sektion

I avsnitt 5.1 av detta kapitel redovisas den materialmodell inklusive materialparametrar som nyttjats för att simulera lerlagrens respons i den aktuella sektionen 3+615. I avsnitt 5.2 jämförs de erhållna resultaten med aktuell mätdata.

5.1 FE-modell

5.1.1 Materialmodell för simulering av lerjordlagrens respons

För att kunna simulera en tidsberoende respons i byggskedet krävs en materialmodell som kan beakta konsolidering och lerans viskösa materialbeteende. Detta är särskilt viktigt för att kunna simulera långtidsresponsen (driftskedet). Det möjliggör även simulering och beaktande av eventuella krypsättningar. Materialmodellen Creep-SCLAY1S nyttjas i de nu utförda analyserna. Materialmodellen möjliggör att beakta följande karakteristiska egenskaper hos lös lera, vilka baserat på laboratorieresultaten bedöms som väsentliga egenskaper att beakta i modelleringen:

- Tidsberoende; dvs konsolidering av portrycksförändringar efter schaktning samt lerans viskösa respons. Detta möjliggör t.ex. att skillnad i deformationshastigheter mellan laboratorieförsök och i fält beaktas automatiskt.
- Hållfasthetsanisotropi; beaktande av initial anisotropi och förändring vid belastning.
- Nedbrytning av lerans struktur; beaktande av eventuellt nedsatt skjuvhållfasthet och styvhet pga nedbrytning av struktur i sensitiva leror. Detta möjliggör modellering av ”post-peak strain-softening” (deformationsmjuknande) vilket är typiskt för sensitiva leror.

En av de största fördelarna med att nyttja en modell som kan simulera tidsberoende är att en (1) modell och parameterupsättning kan nyttjas för att simulera såväl bygg- som driftsskedet. För modellparametrar och definitioner se tabell 5.2. För en kort sammanfattning av modellformuleringar se t.ex. Tornborg et al. (2021) och/eller BIG-rapport A2015-06 (Karstunen and Amavasai, 2017). Materialmodellen innefattar ej simulering av s.k. ”small-strain stiffness”, vilket kan vara viktigt för att korrekt simulera deformationer främst en bit ifrån schakten, men det kan även påverka de beräknade strukturella påkänningarna i stödkonstruktionen (se t.ex. Wood, 2016).

5.1.2 Modelparametrar

Utvärderingen av modellparametrar har utförts utifrån resultaten av de nu utförda kompletterande laboratorieförsöken. Försöksdata som ej fanns tillgängliga i tidigare undersökningar var t.ex. triaxialförsök (för bestämning av storleken på lerans hållfasthetsanisotropi) samt stegvisa ödometerförsök (för bestämning av lerans krypparametrar, indirekt viskösa egenskaper).

Utifrån utförda rutinundersökningar, CRS, stegvis ödometer och triaxialförsök utvärderades materialparametrar initiellt och lerprofilen uppdelades i ett antal lager, se indelning enligt tabell 5.1. Därefter utfördes FE-simulering av ett antal av laboratorieförsöken. De modellparametrar som då justerades för att erhålla bättre kalibrering mot laboratorieförsöken (jmfr den inledande utvärderingen) var a, b och χ_0. Parametrarna a och b är parametrar som kan sägas vara ”kalibreringsparametrar” och inte går att på förhand uppskatta från konventionella

laboratorieförsök. Idealt utförs dränerade triaxialförsök där en isotrop spänningsväg följs för bestämning av a och en "deviatorisk" spänningsväg (konstant p') utförs för bestämning av b. Parametern χ_0 kan uppskattas med ledning av lerans sensitivitet, men då sensitiviteten är ett relativt grovt mått på en lerans känslighet för störning, kan den så som a och b användas som en "kalibreringsparameter" (särskilt gäller detta för höga sensitiviteter i storleksordningen >20). Modellparametervärden för lerlagren redovisas i tabell 5.3.

Table 5.1: Clay layers at 3+615 including state parameters and permeability.

Layer	Depth [mbgs]	Elevation	γ [kN/m^3]	OCR [-]	e_0 [-] [a)]	k_{v0} [m/s] [b)]
Dry crust	0 to 2.5	+19.4 to +16.9	18.0	-	1.1	5×10^{-9} [c)]
Clay 1	2.5 to 4.4	+16.9 to +15.0	16.5	2.00	1.9	4×10^{-10}
Clay 2	4.4 to 6.1	+15.0 to +13.3	17.3	1.43	1.5	4×10^{-10}
Clay 3	6.1 to 8.1	+13.3 to +11.3	17.3	1.20	1.5	4×10^{-10}
Clay 4	8.1 to 10.1	+11.3 to +9.3	17.8	1.15	1.2	4×10^{-10}
Clay 5	>10.1	below +9.3	18.3	1.15	1.1	2×10^{-10}

[a)] Based on specific gravity 2.7 ton/m^3 and assuming the clay layers to be fully saturated. [b)] k_h assumed as $1.3k_{v0}$ based on e.g. Tavenas et al. (1983) and Müller and Larsson (2012). The exception being the dry crust were $k_h = k_{v0}/5$ is assumed based on tests by Ringesten (1988). [c)] Rough estimate based on tests by Ringesten (1988).

Enligt Ringesten (1988) varierar torrskorpans permeabilitet med årstid. Regnperioder får torrskorpans sprickor att slutas och permeabiliteten kan därmed anta värden i storleksordning med den lösa underliggande leran. Under torrperioder ökar makropermeabiliteten vid eventuell sprickbildning (särskilt i sprickriktningen).

Table 5.2: Creep-SCLAY1S model parameters including definition.

Parameter	Definition
λ_i^*	Modified intrinsic compression index
κ^*	Modified swelling index
ν'	Poisson's ratio
M_c	Stress ratio at critical state in triaxial compression
M_e	Stress ratio at critical state in triaxial extension
ω	Rate of rotational hardening
ω_d	Relative rate of rotat. hardening due to deviator strain
a	Rate of destructuration
b	Relative rate of destructuration due to deviator strain
α_0	Initial anisotropy
χ_0	Initial amount of bonding
μ_i^*	Modified intrinsic creep index
τ	Reference time (days)

För resultat av FE-simulering av CRS-försök (med ingångsvärden enligt tabell 5.1 och 5.3) se bilaga B figurer B5 & B6. Noterbart här är att merparten av laboratorieförsöken uppvisar töjningar kring 5-6 % för utvärderade förkonsolideringstryck. FE-simuleringar avspeglar dock "perfekta prov" varför den inledande styvheten i simuleringarna skiljer sig markant mot försöken. Responsen överensstämmer dock acceptabelt överlag. Simulering av CRS-försöken utfördes som

Table 5.3: Creep-SCLAY1S model parameter values for clay layers at Uppsala 3+615.

Parameter	Clay 1: 2.5-4.4m	Clay 2: 4.4-6.1m	Clay 3: 6.1-8.1m	Clay 4: 8.1-10.1m	Clay 5: >10.1m
λ_i^*	0.045	0.045	0.045	0.045	0.045
κ^*	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
ν'	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
M_c (ϕ'_{CSLc})	1.37 (34°)	1.37 (34°)	1.29 (32°)	1.29 (32°)	1.20 (30°)
M_e (ϕ'_{CSLe})	0.83 (29°)	0.83 (29°)	0.80 (27.3°)	0.80 (27.3°)	0.74 (25°)
ω	200	200	200	200	200
ω_d	0.93	0.93	0.85	0.85	0.76
a	15	15	15	12	12
b	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
α_0	0.53	0.53	0.49	0.49	0.46
χ_0	13	18	23	25	30
μ_i^*	1/1000	1/870	1/725	1/725	1/725
τ (days)	1	1	1	1	1
K_0^{nc} [a)]	0.44	0.44	0.47	0.47	0.53
K_0 [b)]	0.69	0.56	0.53	0.50	0.56

Per definition K_0^{nc} and K_0 are not model parameters, however they are included here since they are derived from ϕ'_{CSLc} according to:
[a)] calculated based on Jaky (1948): $K_0^{nc} = 1 - sin\phi'$ with $\phi' = \phi'_{CSLc}$
[b)] calculated based on Schmidt (1966): $K_0 = K_0^{nc} OCR^{sin(1.2\phi')}$ with $\phi' = \phi'_{CSLc}$

helt dränerade försök (i Plaxis "Soil Test" modul) samt som s.k. "boundary value problem". Det senare möjliggör simulering av portryck i försöken och därmed beaktande av att CRS-försök ej är idealiserat dränerade. De på detta sätt simulerade portrycken stämmer väl överens med de uppmätta i försöken. Vid dessa simuleringar nyttjades k_i och en förändring av permeabiliteten som en funktion av töjning och C_k (permeability change index).

Resultat från simulering av stegvisa ödometerförsök redovisas i figur B2. Noterbart är att modellparametern $\kappa*$ valdes till 0.005 utifrån de stegvisa ödometerförsöken, detta för att simulera begränsad avlastning i fält (jmfr i laboratorieförsöken där avlastning utfördes till 20 kPa).

Resultat från simulering av triaxialförsök redovisas i figurer 3.7 & B8. Så som tidigare nämnts överskattar simuleringarna av odränerade aktiva (CAUC) försök den odränerade skjuvhållfastheten uppmätt i prover från 9 och 11 m djup. Detta kan bero på att proverna störts alternativt att konsolideringsfasen utförts till för höga spänningar i förhållande till σ'_{vc}. Empirin (se även figur 3.3) styrker dock att de simulerade skjuvhållfastheterna är rimliga, således valdes inte att utföra ytterligare kalibrering för att försöka matcha de aktuella laboratorieförsöken. Det kan också noteras att då $\kappa*$ är relativt låg (0.005) erhålls en hög styvhet i simuleringarna. Dock har inte heller i detta avseende någon ytterligare kalibrering utförts för att försöka matcha laboratorieförsöken bättre. Detta då provtagning med blockprovtagare sannolikt skulle resultera i högre uppmätt styvhet i laboratorieförsöken, se t.ex. Karlsson et al. (2015).

Table 5.4: Parameters for dry crust and coarse grained material.

Parameter	Dry crust 0-2.5m	Coarse grained material elev. $> \pm 0$	elev. $< \pm 0$	Compacted fill
γ/γ' [kN/m^3]	18/8	18/10	18/10	19/11
E [MPa]	10(E_{oed})	20(E')	30(E')	50(E')
ν' [-]	0.2	0.3	0.3	0.3
c' [kPa]	10	1	1	1
ϕ' [°]	30	33	35	45
ψ' [°]	0	3	5	15
K_0 [-]	0.7	0.46	0.43	0.29

Materials above modelled using Mohr-Coulomb failure criterion.

Den del av jordvolymen vilken förstärktes med kalkcement-pelare har modellerats genom areaviktning förstärkt-oförstärkt jord (med antagande om 100 kg kc per m pelare). Jordvolymen modelleras med brottvillkor enligt Mohr-Coulomb samt, baserat på areaviktningen, med $\gamma = 18$ kN/m^3, $c_u = 65$ kPa, $G = 250c_u = 16$ MPa och $\nu' = 0.2$. Permeabiliteten i det areaviktade kc-blocket väljs förenklat till liknande den för oförstärkt lera på aktuella nivåer, dvs $4{\times}10^{-10}$ m/s.

Gabionmuren modelleras som en ytlast verkande på ballastmaterialet. Höjden 3.0 m ger $q = 3.0 \times 18 = 54$ kPa (antagande baserat på sorterad sprängsten).

Krönbalken modelleras som en punktlast verkande vertikalt i ÖK spont. Ett överslag av krönbalkens volym ger $Q = 20$ kN/m. Bullerskärmens tyngd (monterad ovanpå krönbalken) försummas i modelleringen.

5.1.3 2D FE-model

Schakten och stödkonstruktionen i sektion 3+615 har simulerats med FE-programvaran Plaxis 2D (version 2019) i form av konsolideringsanalys i strävan att efterlikna byggprocessen. Modellgeometrin (bestående av 4626 triangulära 15-nods element) visas i figur 5.1.

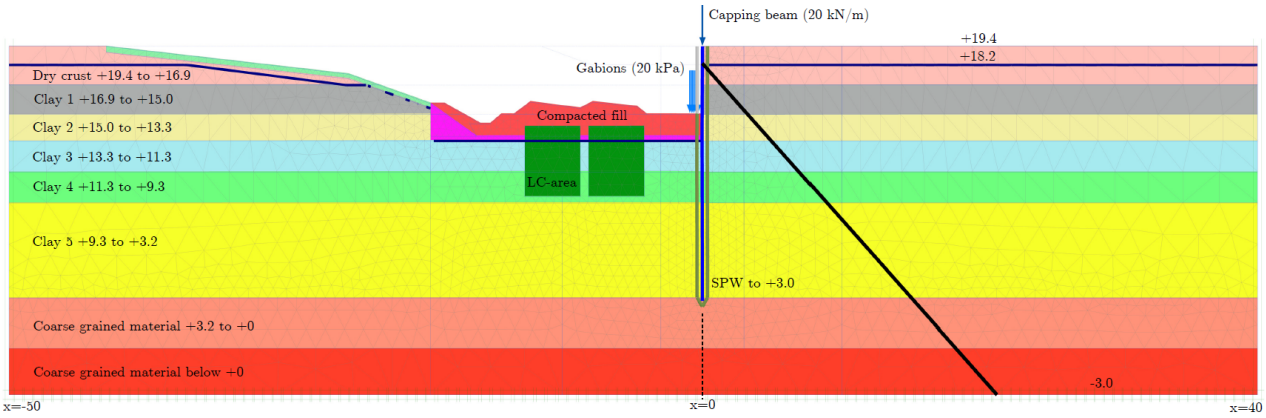


Figure 5.1: *2D FE-modell för sektion 3+615 (visande skedet då överballast utlagts).*

Se bilaga C tabell C.1 för indata (aktiviteter och tidssteg) till konsolideringsanalysen. Se tabell C.2 för indata avseende konstruktionselement (spont och bergstag).

Analysen inleds med att utgå från en hydrostatisk portrycksfördelning i lerlagret med en fri grundvattenyta motsvarande nivå +18.2. Därefter simuleras en grundvattensänkning i friktionsjorden under leran. Den avsänkta trycknivån i friktionsjorden sätts till +9.2. Grundvattensänkningen följs av en 50 års konsolideringsfas inklusive beräkning av "steady state" portryck för att initiera portrycks- och spänningssituation efter grundvattensänkningen (dvs effektivsspänningsförhållanden i lerprofilen innan byggnation).

FE-simuleringen klassificeras som en s.k. "Class C prediction" enligt Lambe (1973). Den enda "efterkalibrering" som utförts mot mätdatan är att stagens låslast ansatts till 475 kN i simuleringen. Detta baserat på att stagen i verkligheten spändes upp i en sekvens, därmed kom slutlig låslast att avvika från den föreskrivna (640 kN).

Förenklingar och osäkerheter i FE-modelleringen

Följande förenklingar har utförts i FE-modellen.

a) Inför simuleringen av grundvattensänkningen antas OCR i lerjordlagren enligt tabell 5.1. Den konsolideringsfas (50 år) som följer efter grundvattensänkningen gör att bedömd rådande effektivspänningsprofil (figur 3.6), innan byggnation, utbildas i FE-modellen. Förkonsolideringstrycket (eller rättare sagt den s.k. "Normal compression surface") i materialmodellen Creep-SCLAY1S utvecklas dock i takt med att effektivspänningsnivåerna förändras och plastiska töjningar utbildas ("volumetric hardening"). Även parametrarna χ och α förändras under konsolideringsfasen (pga övriga "hardening laws" vilka styr "evolution of destructuration" respektive "evolution of anisotropy"). Således är OCR, χ och α en funktion av konsolideringsanalysen och inte direkt input i den beräkningsfas då modelleringen av byggskedet startar. Förändringen i parametervärden under den 50-åriga konsolideringsfasen redovisas i bilaga C figurerna C1-C3 för några av de ingående modellparametrarna.

b) Vertikal deformation av spontfot förhindras i modelleringen. Detta förenklade antagande baseras på att de "styltplank" som utförts i läge för varje stag antags ha tillräcklig vertikal bärförmåga för att förhindra vertikal deformation i spontfot. Ett alternativt modelleringssätt vore att ansätta "node-to-node" element från spontfot till modellens nedre gräns/randvillkor i syfte att efterlikna axialstyvheten i styltplanken.

c) Vertikal last av krönbalk på sponten beaktas (egenvikt betong beräknad enligt överslag till linjelast motsvarande ca 20 kN/m linjelast). Med hänsyn till punkt b) blir dock effekten av vertikalbelastningen begränsad i modelleringen.

d) Sponten modelleras som permeabel. Denna förenkling utförs för att underlätta beräkningen då en icke-permeabel spont gav upphov till numeriska "singulariteter" i beräknade porövertryck i spontens direkta närhet i konsolideringsanalyserna. Då lerjordlagren har låg permeabilitet bedöms denna beräkningsmässiga förenkling ha relativt liten inverkan på resultaten (jmfr simulering av spont i permeabel jord).

e) Den KC-pelarförstärkta delen av jordvolymen modelleras genom areaviktning förstärkt-oförstärkt lera.

f) KC-pelare, spont och stag har modellerats som "wished in place" utan beaktande av installationseffekter. Detta är en förenkling vilken delvis motiveras med att t.ex. kc-pelarna installerades 2014 Q1 och schakten utfördes i september 2015. Jordlagren mellan överkant KC-pelare och markytan har antagits till intakt/ostörd lera. Ur bärighetssynpunkt har viss KC-inblandning dock sannolikt gjorts utmed detta djup då inblandningsverktyget roterades upp från de djupare "produktionsnivåerna".

5.2 Resultat & diskussion - jämförelse mätresultat med FE-simulering

5.2.1 Pågående sättningar samt generella deformationsbilder

I en första fas simuleras pågående sättningshastighet innan byggnationen påbörjades. Detta ger en sättningshastighet 1.4 mm/år. För befintliga förhållanden ger mätningar på krönbalk och satellitdata (punkter på krönbalk och marken bakom sponten) enligt avsnitt 4 en indikation om en pågående (nutida) sättningshastighet i storleksordningen 1.5–3 mm/år. Således bedöms den beräknade sättningshastigheten 1.4 mm/år innan byggnation vara rimlig men i lägre spannet av vad som kan förväntas. Detta med hänsyn till mätdatan om sättningshastighet 2021 samt bedömd OCR_{trend} =1.15–1.20 mellan nivå ca +12 till UK lerlager nivå ca +3. Beräknad sättningshastighet för "nutid" är 0.1 mm/år (2020-2021) i markytan 1 m bakom sponten. Detta är en klar underskattning jämfört med bedömningen om en pågående sättningshastighet i storleksordningen 1.5–3 mm/år, vilken dock är osäker så som behandlats i avsnitt 4. I figur 5.2 och 5.3 redovisas beräknade deformationsbilder vilka utbildats i simuleringen av byggskedet och driftskedet fram till "nutid" (2021-03-30).

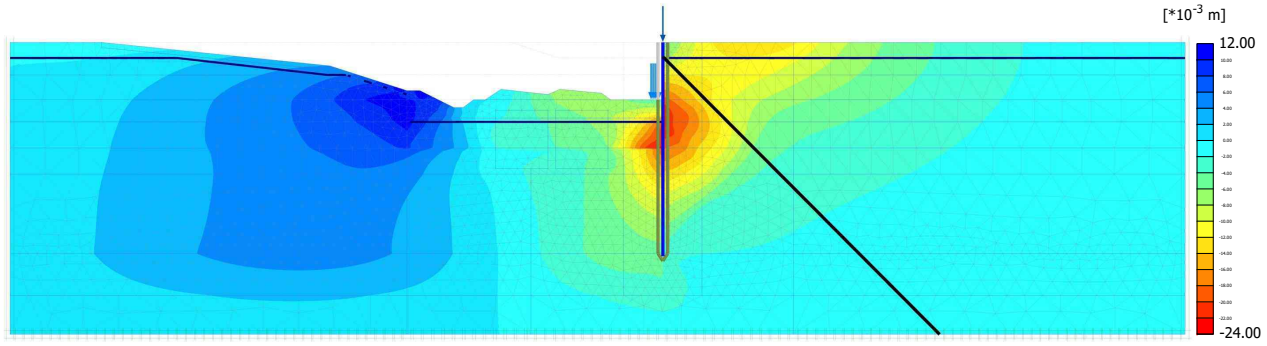


Figure 5.2: *Uppmätta jmfr simulerade horisontella deformationer i sektion 3+615 fram till 2021-03-01 (t.o.m. beräkningsfas 13 tabell C.1).*

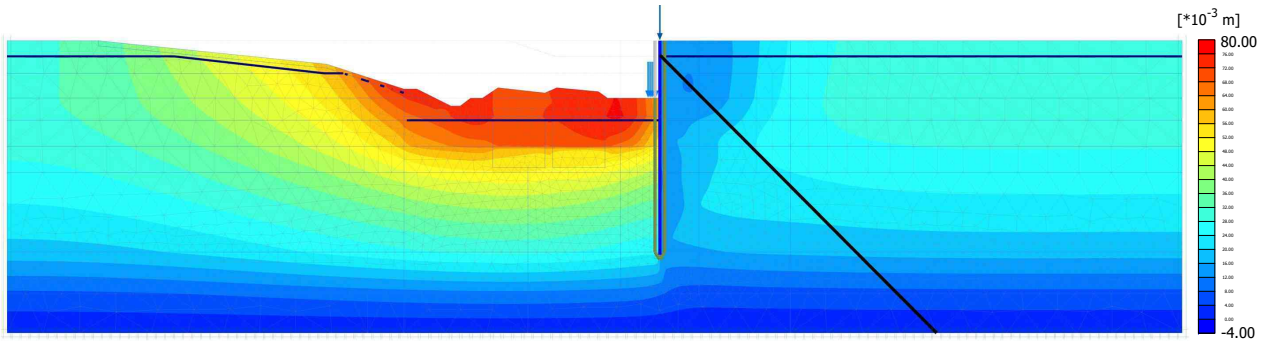


Figure 5.3: *Uppmätta jmfr simulerade vertikala deformationer i sektion 3+615 fram till 2021-03-01 (t.o.m. beräkningsfas 13 tabell C.1). Positiva värden avser hävning.*

5.2.2 Jämförelse deformationer

I detta avsnitt redovisas en jämförelse av uppmätta och beräknade deformationer. Från figur 5.4 och 5.5 ses att de horisontella deformationerna i läget för sponten underskattas i FE-simuleringen. Den generella deformationsbilden är däremot lik den uppmätta. Mätdata och simulering skulle sammanfalla relativt väl om mätdata alternativt simuleringsresultat skulle justeras för den ”knyck” som finns i mätdatan på nivå +2. Vidare resulterade simuleringen av förspänningen av stagen i en överskattning av deformationer ”bort” från schakten, vilket resulterar i förskjutna deformationskurvor i efterföljande skeden.

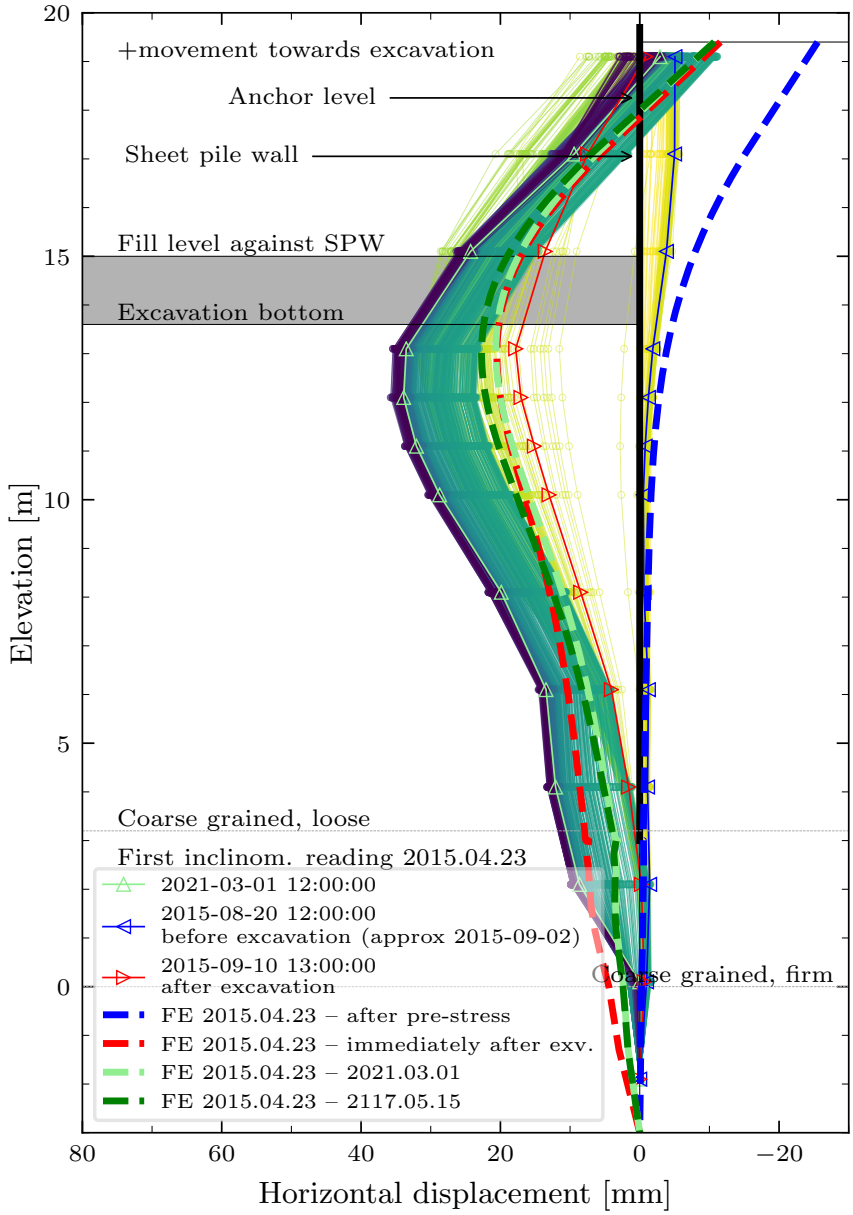


Figure 5.4: *Uppmätta jmfr simulerade horisontella deformationer i läget för sponten.*

Underskattningen av de horisontella deformationerna i FE-simuleringen kan även ha orsakats av att jordlagrens modellerade beteende förändras under den inledande simuleringen av grundvattensänkningen (t.ex. ökande OCR). Det bör dock noteras att inklinometermätningarna

är behäftade med viss osäkerhet (t.ex. antagande om fast referensnivå i UK inklinometerör). Det vore i detta och framtida projekt önskvärt att jämföra uppmätt deformation i topp inklinometerrör med resultat från konventionella inmätningar (totalstation) av rörtopp.

De beräknade deformationerna ökar ej nämnvärt över tid (2117.05.15 i figur 5.4 motsvarar 100 år efter drifttagande). Viss rörelse förhindras i modellen av att spontfot är modellerad med UK +3.0 och ÖK friktionsjord +3.2. Om sponten hade utförts som s.k. ”svävande” i lerlagret, hade större (kryp)deformationer med tid sannolikt utbildats i modellen. Skjuvinducerade krypdeformationer beror dock på vilken mobiliseringsgrad schakten påför jordlagren. Notera även att enligt tabell C.2 har reduktion av spontens böjmotstånd (pga eventuell korrosion) med tid ej inkluderats i analysen. Detta ger att deformationerna i sponten underskattas över tid.

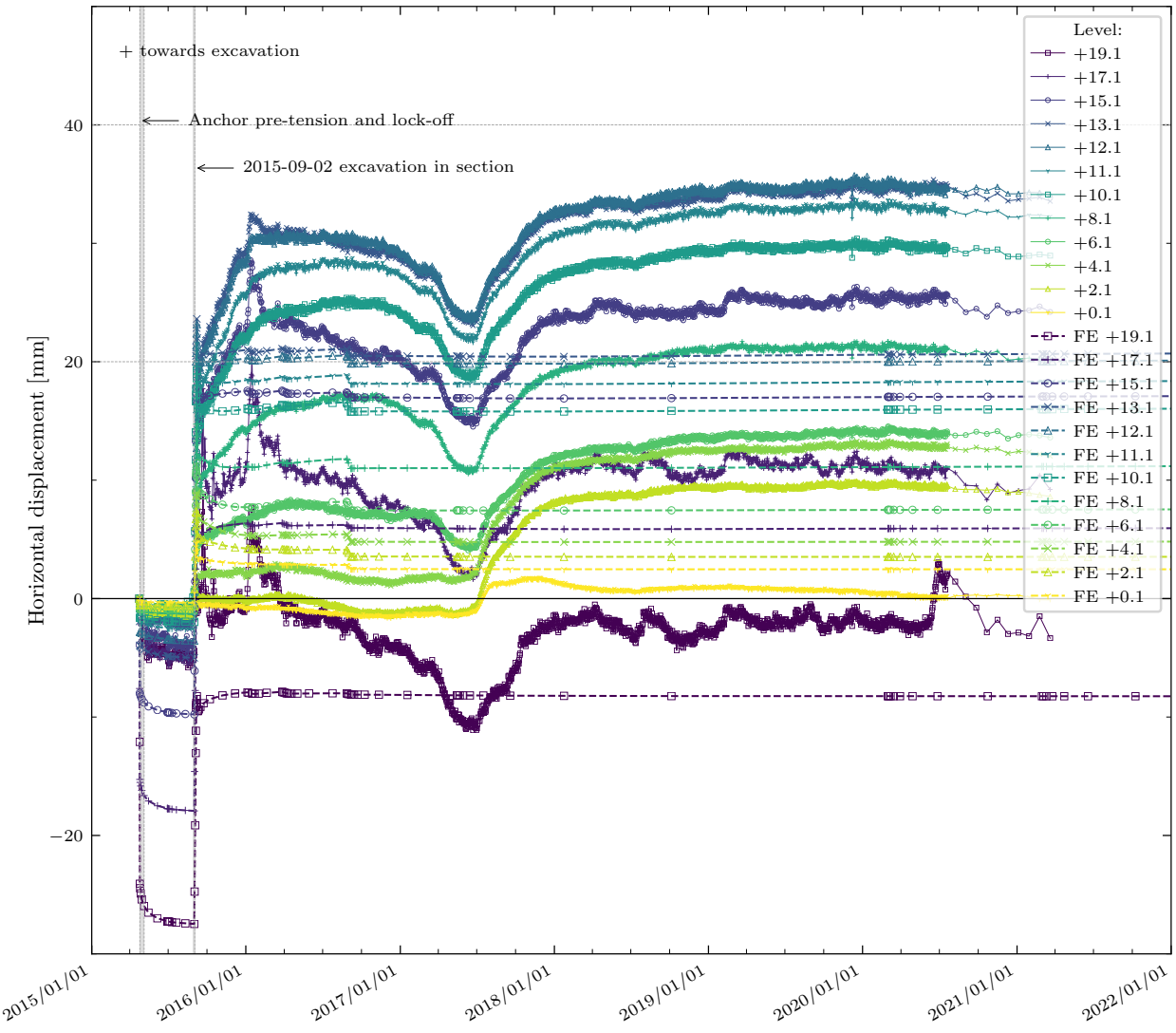


Figure 5.5: *Uppmätta jmfr simulerade horisontella deformationer med tid i läget för sponten.*

I figur 5.5 ses (förutom att deformationerna mot schakten underskattas i simuleringarna) relativt tydligt att deformationerna som uppstår pga förspänningen av stagen överskattas i simuleringarna på mätnivåerna +19, +17 och +15.

I figur 5.6 visas uppmätta och beräknade vertikala deformationer i läget för markpeglar bakom sponten. Beräknade och uppmätta värden stämmer ej väl överens (undantaget läget 10 m bakom sponten). Orsaken till avvikelserna är t.ex. att materialmodellen Creep-SCLAY1S ej inkluderar beaktande av s.k. ”small strain stiffness”. Detta bidrar t.ex. till osäkerhet i beräknade deformationer på större avstånd bakom sponten. Det bör dock påpekas att mätdatans relevans är något osäker, bland annat pga att en tillfällig byggväg var placerad bakom sponten och därmed kan ha påverkat mätresultaten (stora deformationer i mätpunkten 2 m bakom sponten).

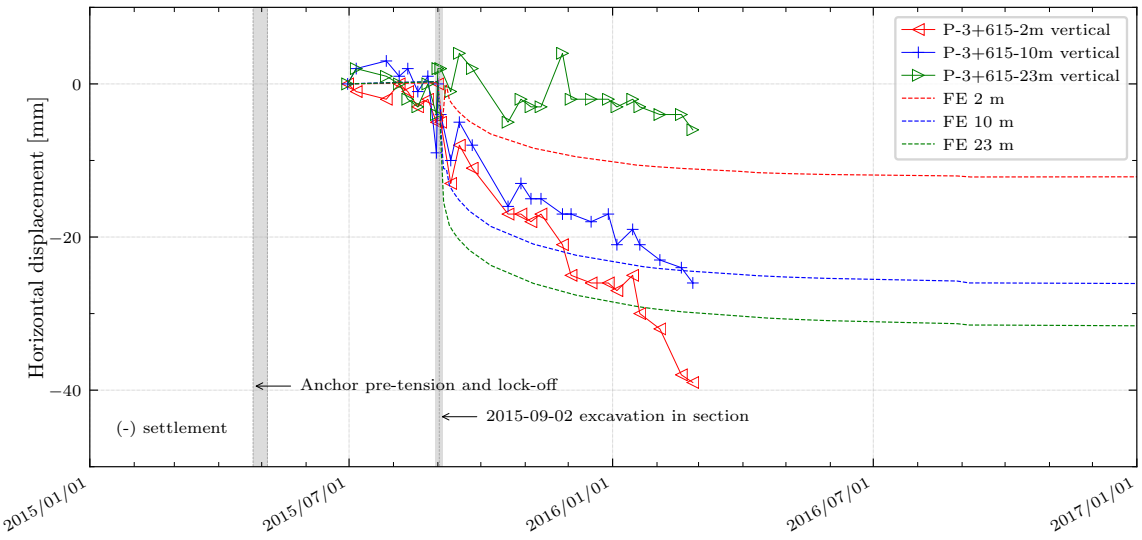


Figure 5.6: *Uppmätta jmfr simulerade vertikala deformationer med tid i markpeglar bakom sponten.*

5.2.3 Jämförelse stagkrafter

I figur 5.7 redovisas en jämförelse av uppmätta och beräknade stagkrafter. I simuleringarna har stagen modellerats med cc-avstånd 3.15 m.

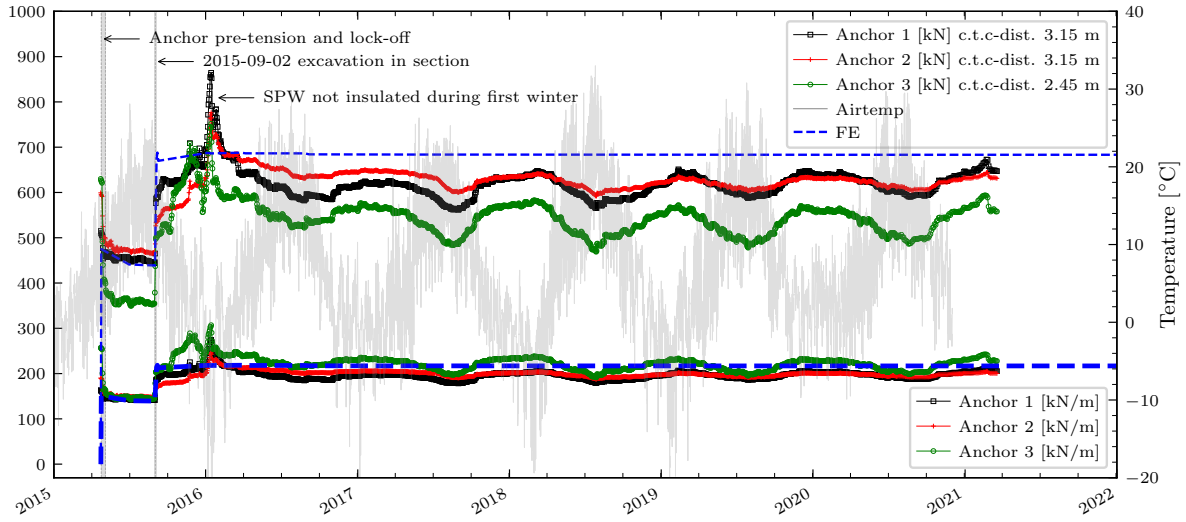


Figure 5.7: *Uppmätta jmfr simulerade stagkrafter och linjelaster. Utveckling med tid.*

I figur 5.7 framgår att de simulerade stagkrafterna överskattar de uppmätta med ca 50-100 kN i bygg- och driftskedet. Undantaget är vintern 2015–2016, då sponten ej var isolerad under en relativt kall period (lufttemperatur delvis under -20°C). Det kan även noteras att den s.k. effektiva motstrålningstemperaturen under klara nätter kan var betydligt lägre än lufttemperaturen. Omräknat till linjelast stämmer beräknade och uppmätta värden i övrigt väl överens med samtliga stagkraftgivare i anslutning till sektion 3+615. Så som beräknade deformationer i sponten ökar inte heller den beräknade stagkraften nämnvärt med tid (683 kN år 2021 till 687 kN år 2117).

6 Slutsatser och rekommendationer

Följande huvudsakliga slutsatser och rekommendationer redovisas baserat på sammanställningen av mätdatan och FE-simuleringarna av sektion 3+615. Redovisningen görs uppdelat på bygg- och driftskede.

6.1 Byggskedet

- Uppföljningen av stagkrafter belyser vikten av att beakta ökade stagkrafter vid kallare väderlek. Detta kan orsakas, enskilt eller i kombination, av tjälbildning bakom spontväggen och av att stålet i stagen krymper. Då stagkrafterna vintern 2015–2016 överskred projektets gränsvärden, utfördes en temporär åtgärd i form av att presenningar lades över sponten och varmluft blåstes in med hjälp av dieselverk. Projektet belyser således vikten av att ta höjd för ökade laster alternativt beredskap för relativt enkla temporära åtgärder vid kallare väderlek. Om stödkonstruktioner dimensioneras för ökade krafter pga köldeffekter bör det noteras att t.ex. kraftigt förhöjda stagkrafter kan uppkomma. I detta projekt ökade stagkrafterna med faktor i storleksordningen 1.3–1.4 (från ca 600–650 kN till ca 850 kN). Därför anses tillfällig uppvärmning vara en kostnadseffektiv lösning för temporära spontkonstruktioner vid tillfälliga köldperioder (anges även i Fredriksson et al., 2018).
- Det har i efterhand (några år efter det att byggskedet slutfördes) varit utmanande att spåra tidpunkterna för de väsentliga byggskedena. Detta belyser nyttan av dokumentation i form av foton kopplade till dagböcker och liknande för att möjliggöra erfarenhetsåterföring och tolkning av uppmätt respons (t.ex. deformationer och jordtryck) i geokonstruktioner. I föreliggande rapport och analys har spårningen av tidpunkter möjliggjorts tack vare engagemanget hos de som var inblandade i byggskedet (Jimmy Larsson och Anna Gjers, Trafikverket samt Rasmus Müller, Tyréns). Fotodokumentation så som den på Jvgfoto.se (2021) är också ett bra exempel på värdefull dokumentation.

6.2 Driftskedet

- Branschens erfarenheter, nationellt och internationellt, från instrumentering och uppföljning av deformationer och krafter i permanenta stödkonstruktioner i driftskedet är mycket begränsad jämfört uppföljning av temporära konstruktioner. Det aktuella projektet möjliggör således värdefull erfarenhetsåterföring av en stödkonstruktion under såväl byggsom driftskedet. Detta då deformationer och stagkrafter registrerats under en relativt lång period, från år 2015 till i skrivande stund år 2021.
- Som beskrivits ovan är erfarenheterna från projektet värdefulla för branschen. Dock vore det önskvärt att utföra liknande mätprogram i flertalet framtida projekt men att då även komplettera med mätningar för uppföljning av portryck och jordtryck. För att på så sätt kunna erhålla kunskap om såväl deformations- som spänningsförhållanden över tid.
- Design av permanenta stödkonstruktioner bör utföras med effektivspänningsbaserade materialmodeller vilka även kan inkludera lerans viskösa beteende. Detta rekommenderas för den delen även för temporära stödkonstruktioner. För långtidsfallet blir det dock särskilt viktigt i områden så som det aktuella, med låga överkonsolideringsgrader och risk för påverkan av pågående krypsättningar under konstruktionens livslängd. Simulering

av pågående sättningar i områden med så låga överkonsolideringsgrader som 1.1–1.2 är dock beräkningsmässigt utmanande, vilket beskrivits i avsnitt 5.1.3. Simulering av krypsättningar möjliggör dock att beakta eventuella påhängslaster utmed sponten pga bakgrundssättningar i lerjordlagren. T.ex. kan spontens vertikala bärförmåga bli mer ansträngd vilket riskerar att ge upphov till minskande bärighetsfaktor - för beskrivning råhet och bärighetsfaktorer N_a och N_p se t.ex. Kullingsjö and Tornborg (2020).

- Det är oklart om de "styltspont" som utfördes i läget för varje stag för att uppta den vertikala komponenten av stagkrafterna har tillräcklig vertikal kapacitet för att förhindra vertikal deformation (sättning med tid) i sponten. Sponten belastas vertikalt av stagkrafter, vikt av krönbalk, bullerskärm och möjligen delvis av gabionmuren, samt sannolikt av påhängslaster som en följd av pågående sättningar i de nedre delarna av lerlagret. Dessa frågeställningar är exempel på lastfall som bör beaktas/modelleras vid design av permanenta stödkonstruktioner (gäller även temporära). Detta då vertikalkrafter påverkar såväl strukturella påkänningar i sponten (kombinerad påkänning moment och normalkraft) samt relativrörelsen spont-jord och jordtrycken enligt föregående punkt. Sättning i sponten riskerar även att leda till horisontalrörelser (mot schakt) pga att stagens verkningsgrad minskar.
- En av fördelarna med att nyttja effektivspänningsbaserade materialmodeller som även inkluderar lerans viskösa respons (krypning) är att en och samma materialmodell och parameteruppsättning kan användas för simulering av såväl bygg- som driftskedet. Dvs lerans respons och samverkan jordlager-konstruktion kan modelleras från dag 1 byggskede och under hela konstruktionens livslängd. Separata modeller och parameteruppsättning undviks därmed för analys av byggskede/korttid och driftskede/långtid.

References

Carder, D. R. and Darley, P. (1998). *The long term performance of embedded retaining walls*. Tech. rep. Crowthorne: Transport Research Laboratory (cit. on p. 1).

Fredriksson, A., Kullingsjö, A., Ryner, A., and Stille, H. (2018). *Sponthandboken 2018*. Tech. rep., pp. 1–272 (cit. on pp. 5, 32).

Geomek (2021). Tech. rep. URL: https://geomek.se/wp-content/uploads/2019/05/Minova-MAI-Design-Guide.pdf (cit. on p. C2).

Jaky (1948). "Pressure in silos". *2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam (cit. on p. 23).

Jvgfoto.se (2021). *Jvgfoto*. URL: https://jvgfoto.se/banor/ostkustbanan/uppsala-tierp/dubbelsparsbygge-i-gamla-uppsala (cit. on pp. -97, 6, 7, 32).

Karlsson, M., Bergström, A., and Dijkstra, J. (2015). Comparison of the performance of mini-block and piston sampling in high plasticity clay (cit. on p. 23).

Karstunen, M. and Amavasai, A. (2017). *BEST SOIL: Soft soil modelling and parameter determination*. Tech. rep. Gothenburg: Chalmers University of Technology (cit. on p. 21).

Kullingsjö, A. and Tornborg, J. (2020). Nyttan av etappvis schakt inom avsträvade sponter. URL: https://www.sbuf.se/Projektsida?project=260faca9-35df-4bda-ab41-9b1027be34f7 (cit. on p. 33).

Lambe, T. W. (1973). Predictions in soil engineering. *Geotechnique* **23**.2, 151–202 (cit. on p. 25).

Larsson, J. (2021). *Personal communication, 2021-04-09* (cit. on pp. 5, 7).

Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P., Alén, C., Bergdahl, U., and Eriksson, L. (2007). *Skjuvhållfasthet - utvärdering i kohesionsjord [Shear strength - evaluation in cohesive soil]*. Tech. rep. Linköping, p. 64 (cit. on p. 11).

Müller, R. (2021). *Personal communication, 2021-04-06* (cit. on p. 7).

Müller, R. and Larsson, S. (2012). Hydraulic Conductivity and Coefficient of Consolidation of Two Sulphide Clays in Sweden. *Geotechnical and Geological Engineering* **30**.1, 173–186. ISSN: 0960-3182 (cit. on p. 22).

Ringesten, B. (1988). "Dry crust : its formation and geotechnical properties". PhD thesis. Gothenburg: Chalmers University of Technology (cit. on p. 22).

Schmidt, B. (1966). discussion of: Earth Pressures at Rest Related to Stress History. *Canadian Geotechnical Journal* **3**.4, 239–242. ISSN: 0008-3674 (cit. on p. 23).

Simpson, B. (2018). Effective heave pressures beneath restrained basement slabs. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering* **171**.1, 28–36. ISSN: 1353-2618 (cit. on p. 1).

SMHI (2021). *Lufttemperatur. Station "Uppsala flygplats"*. URL: https://www.smhi.se/data/meteorologi/ladda-ner-meteorologiska-observationer (cit. on pp. 17, 18).

Svevia (2021). *No Title*. URL: https://www.svevia.se/projekt/ovriga-projekt/dubbelspar-gamla-uppsala (cit. on p. 3).

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., and Leroueil, S. (1983). The permeability of natural soft clays. Part II: Permeability characteristics. *Canadian Geotechnical Journal* **20**.4, 645–660. ISSN: 0008-3674 (cit. on p. 22).

Tornborg, J. (2020). *Rate-dependent response of excavations in soft clays (tech. report for mid-term seminar)*. Tech. rep. Gothenburg. URL: https://www.sbuf.se/Projektsida?project=c0d40323-020e-49aa-b142-77bcac23e0b1 (cit. on pp. iii, 2).

Tornborg, J., Karlsson, M., Kullingsjö, A., and Karstunen, M. (June 2021). Modelling the construction and long-term response of Göta Tunnel. *Computers and Geotechnics* **134**.October 2020, 104027. ISSN: 0266352X. URL: https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0266352X21000306 (cit. on pp. iii, 1, 2, 21).

Tyréns (2015a). *Gamla Uppsala, Dubbelspår - Permanent spont - PM-Kontrollprogram geoteknik - byggskede*. Tech. rep. (cit. on p. 4).

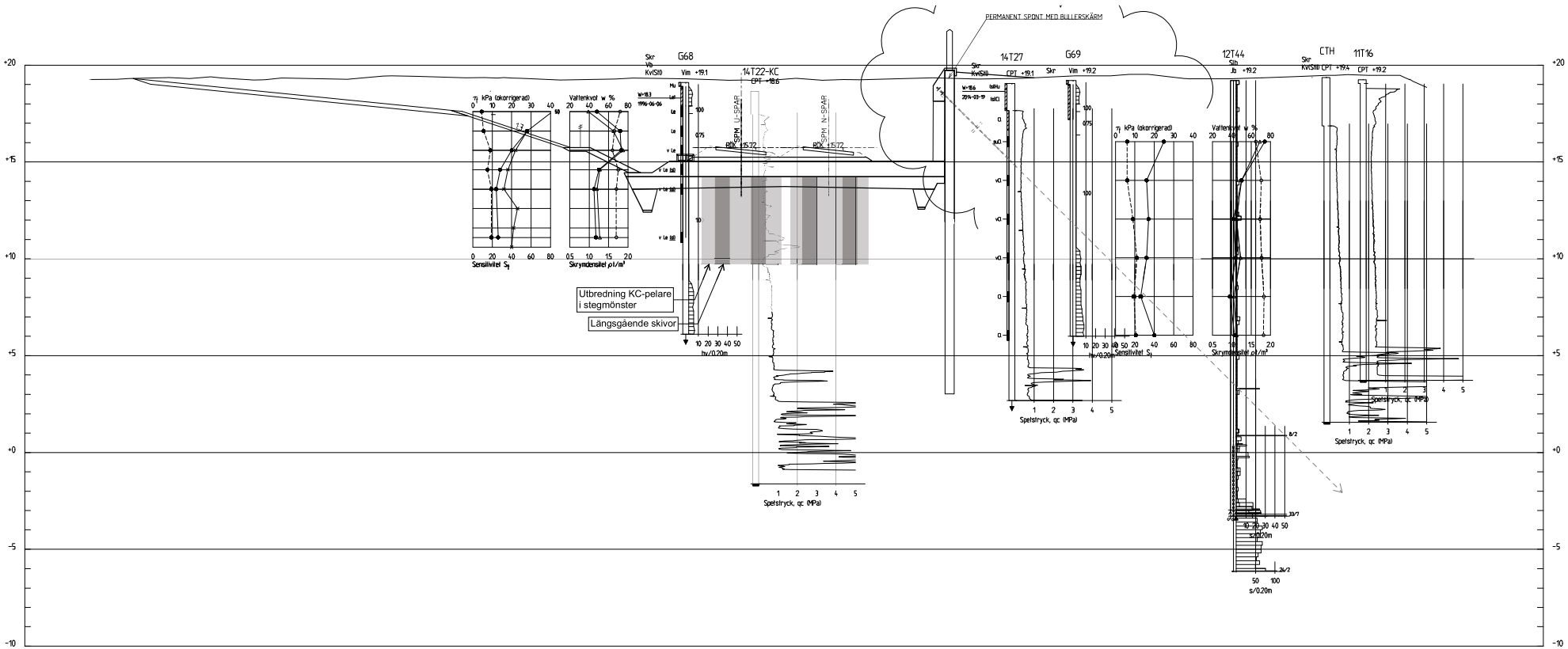
Tyréns (2015b). *Granskningshandlingar* (cit. on p. 15).

Tyréns (2019). *Gamla Uppsala, Dubbelspår - Permanent spont - Rapport, uppföljning av mätningar*. Tech. rep. (cit. on pp. 5, 15, 19).

Wood, T. (2016). "On the small strain stiffness of some Scandinavian soft clays and impact on deep excavations". PhD thesis. Gothenburg: Chalmers University of Technology (cit. on p. 21).

A Appendix: bilagda ritningar


PLAN
1:400 (A3)
20 m
3+615
13TA10
13TA11
SK17
13BM14
G64
G65
G66
G67
G68
G69
12T43
12T44
12T45
14T21
14T22-KE
14T27
14T73
14T73A
14T74
14T75
11T17A
11T30
11T41
11T16
CTHN
CTH
CTHS
GWG70
DIKE YTTER STAKET
F.GRANS
TRUMMA
83:11
83:12
83:13
83:14
82:3
19.5
19.7
DRB ´600
DRB ´400
DR V DIM 300
DR H DIM 200
NB ´1000
DIM 300
DIM 200



SEKTION 3+615

1: 200 (A3)

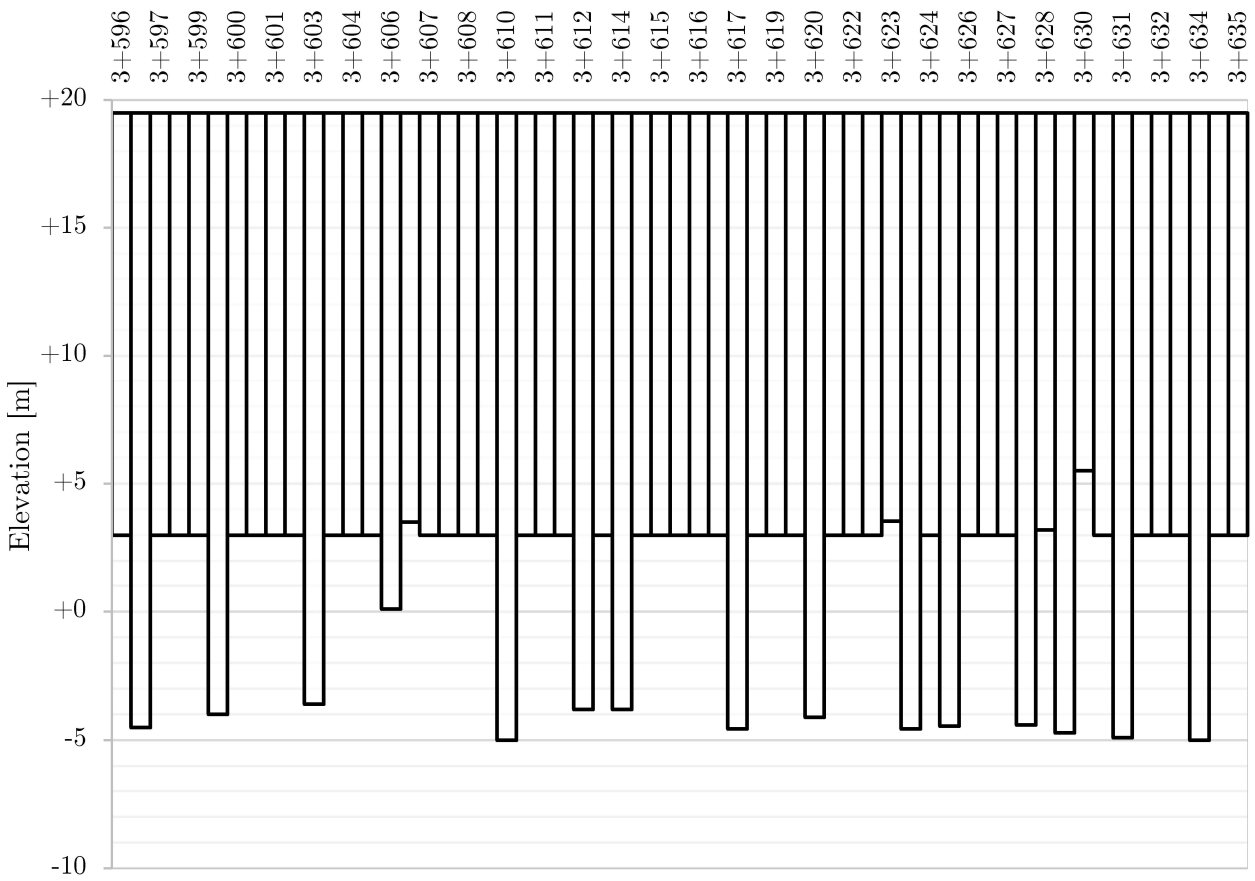


Figure A1: *Redovisning av spontprotokoll i anslutning till studerad sektion 3+615.*

B Appendix: laboratorieförsök

Resultat från sedimentationsanalys

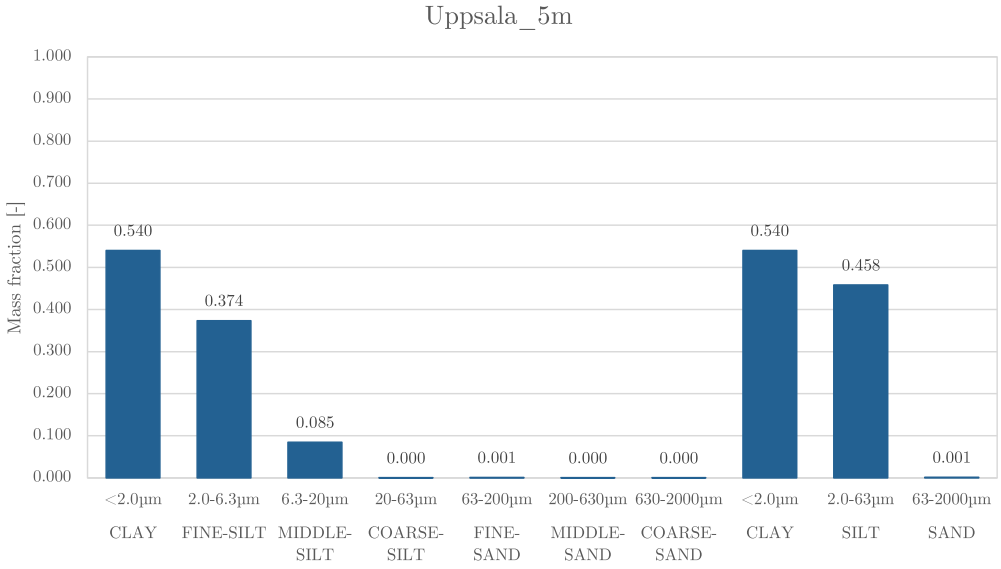


Figure B1: *Resultat från sedimentationsanalys på prov från 5 m djup.*

Resultat från stegvisa ödometerförsök

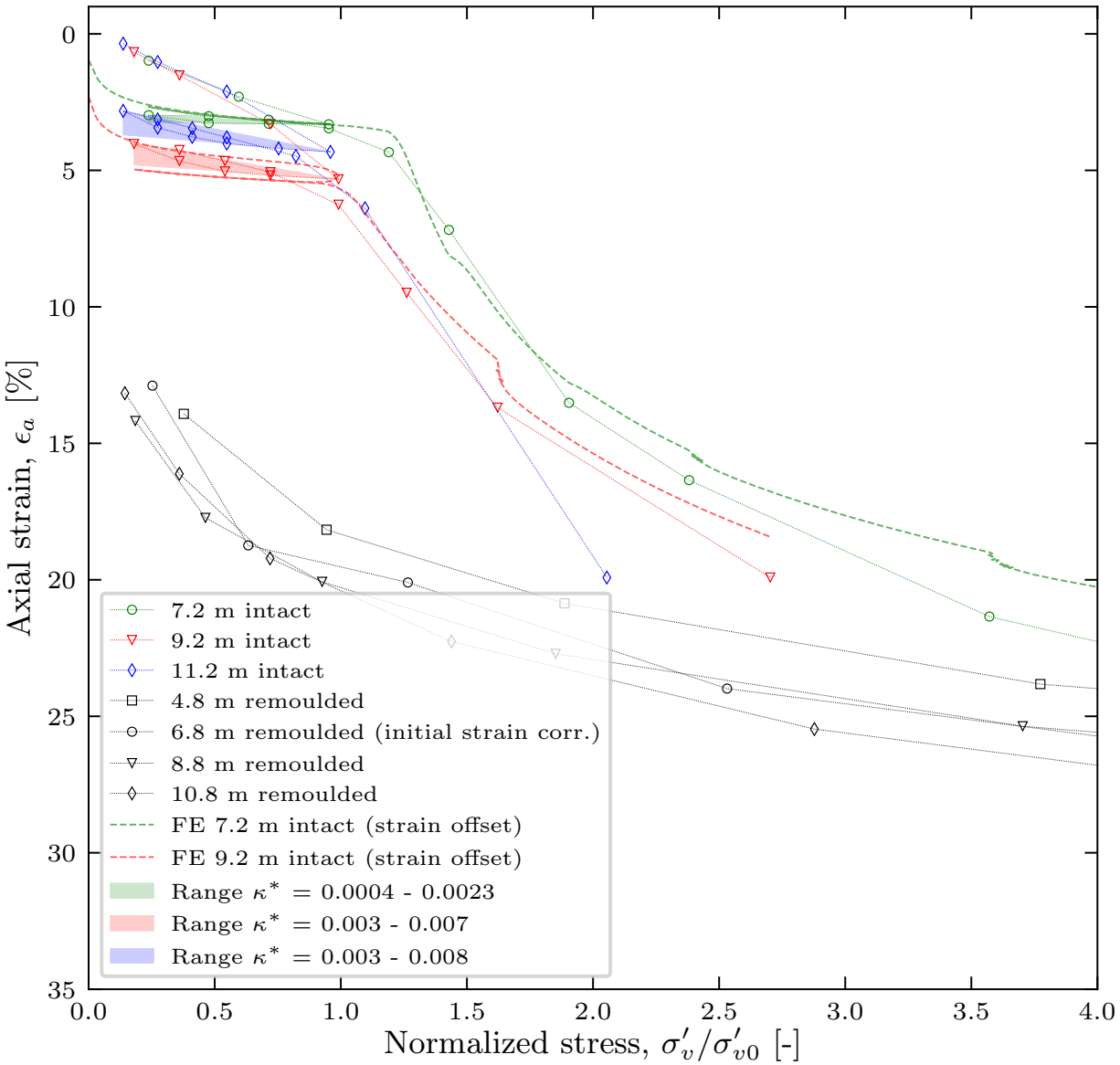


Figure B2: *Resultat från stegvisa ödometerförsök.*

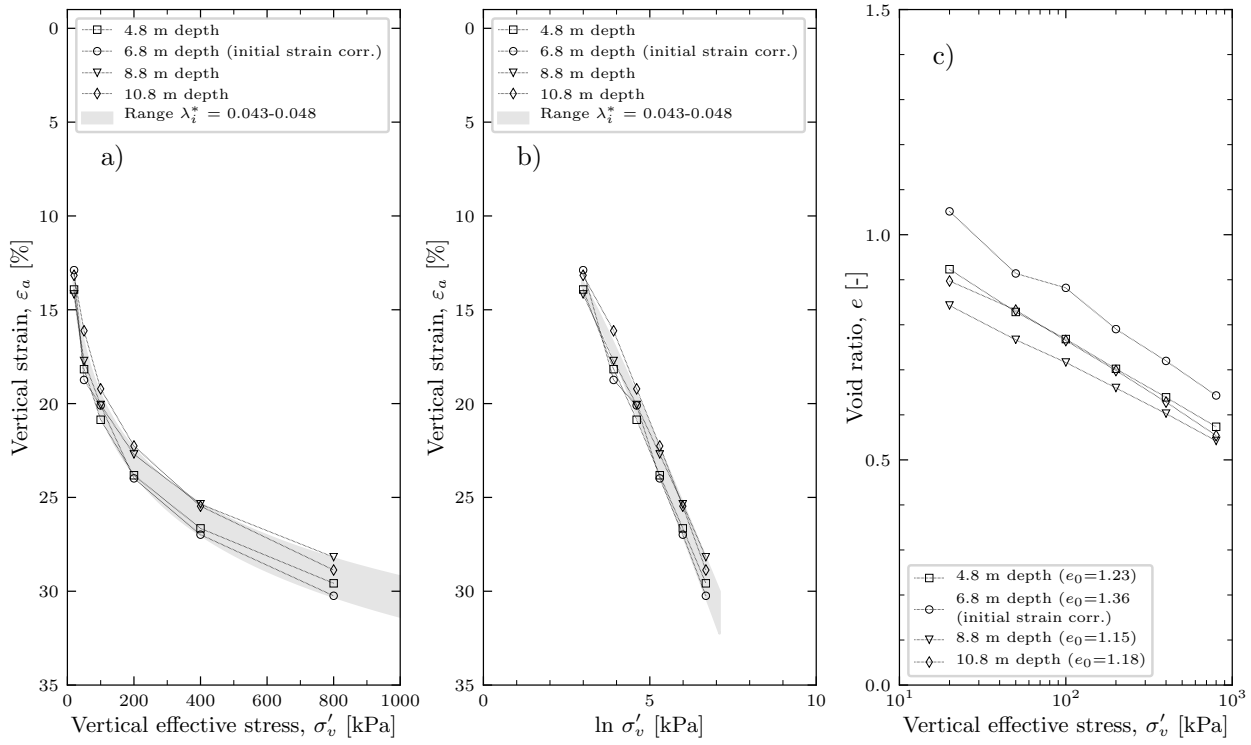


Figure B3: *Resultat från stegvisa ödometerförsök på omrörda prover.*

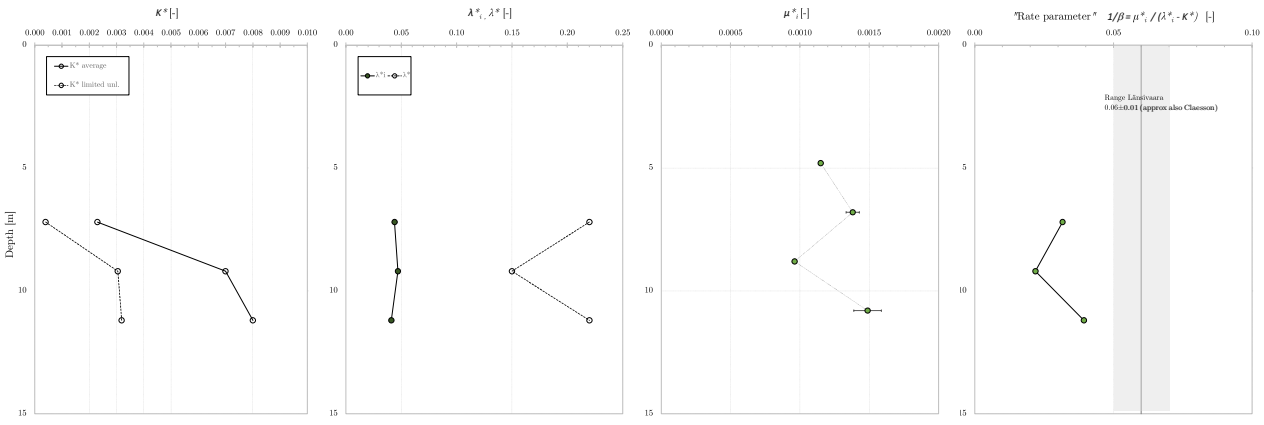


Figure B4: *Sammanställning av utvärderade materialparametrar från stegvisa ödometerförsök.*

Resultat från CRS-försök

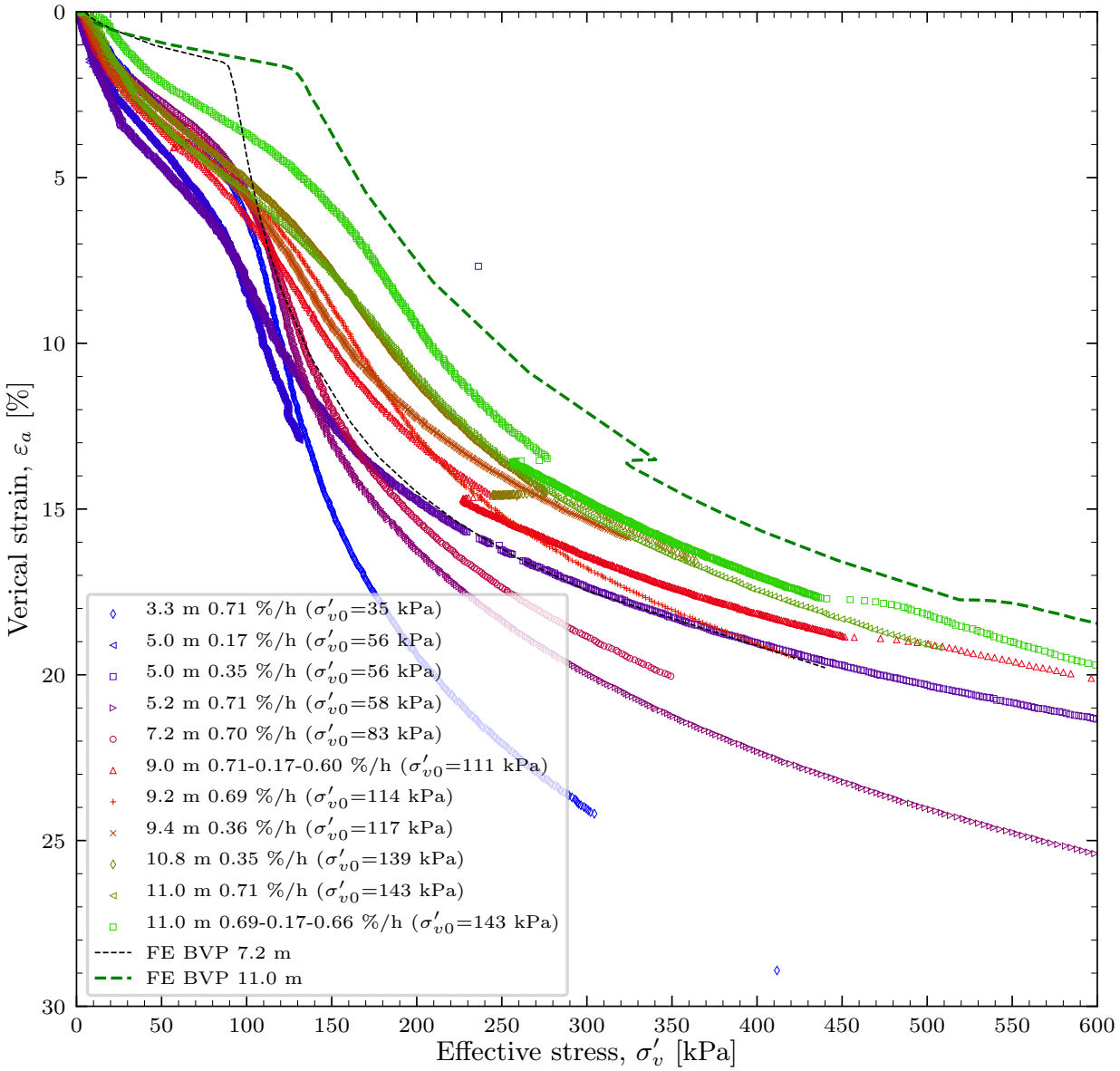


Figure B5: *Resultat från CRS-försök.*

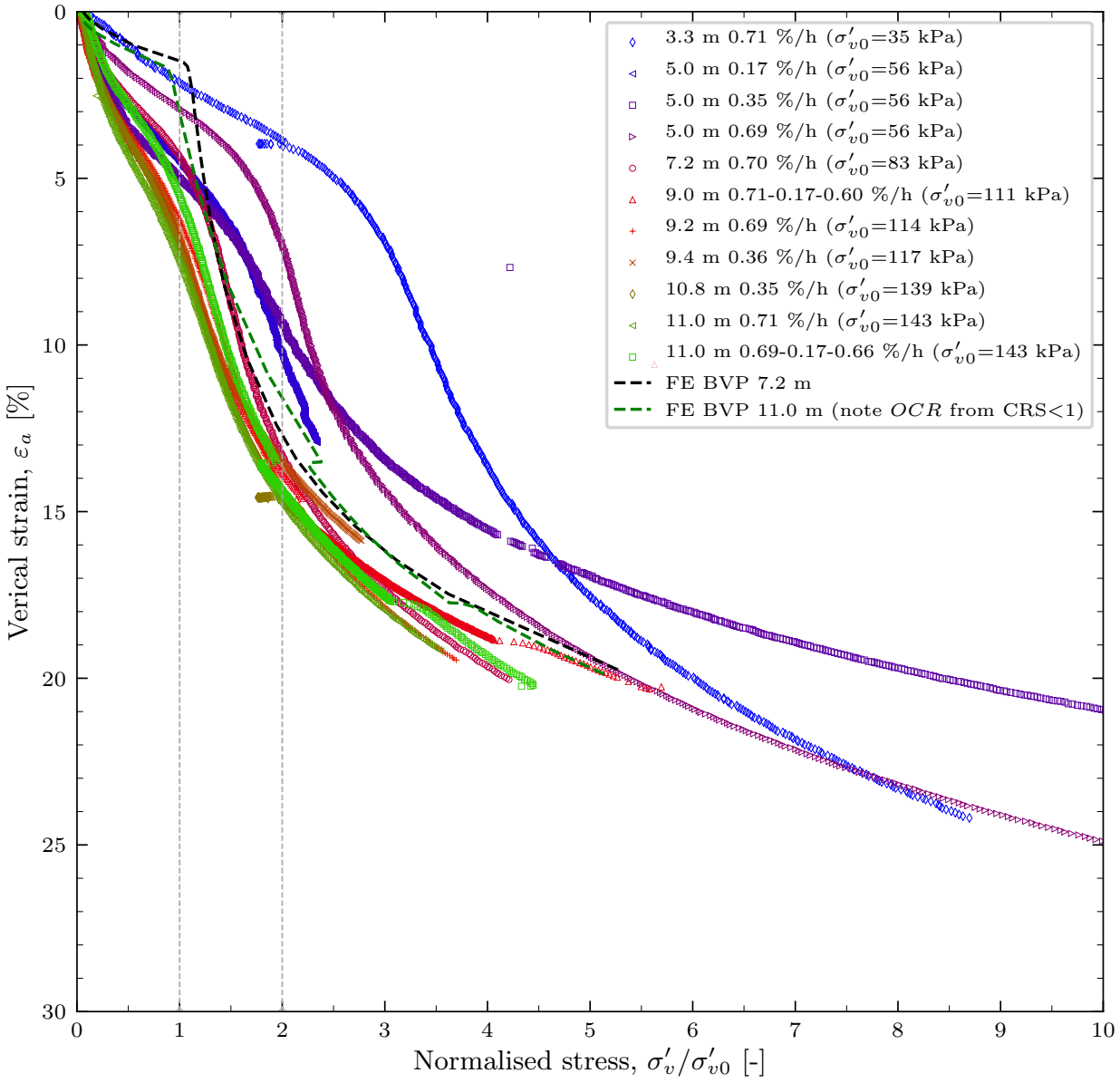


Figure B6: *Resultat från CRS-försök normaliserade mot vertikal effektivspänning in-situ.*

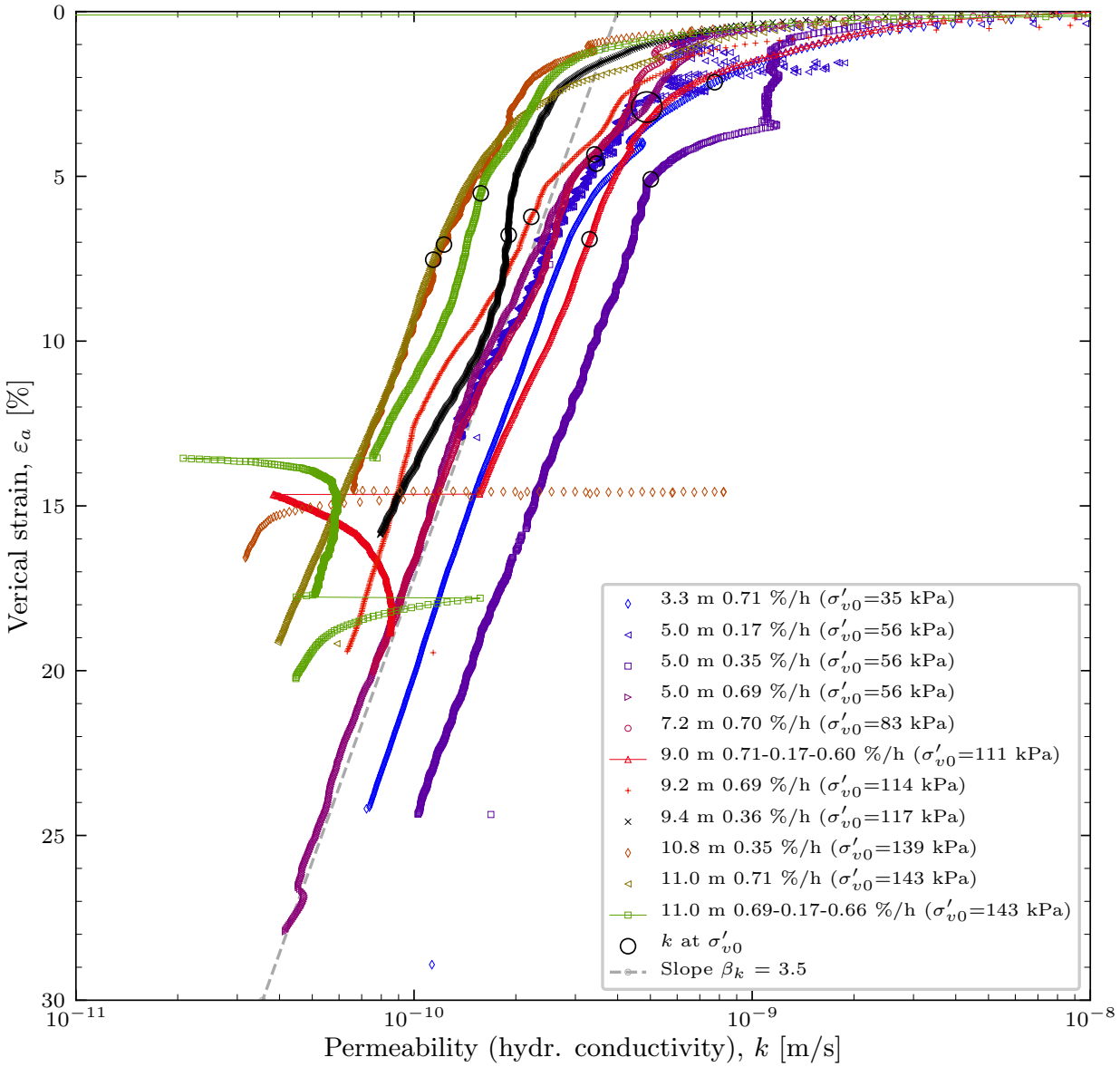


Figure B7: *Resultat från CRS-försök: permeabilitet.*

Resultat från triaxialförsök

För redovisning i form av p'-q-diagram, se figur 3.7.

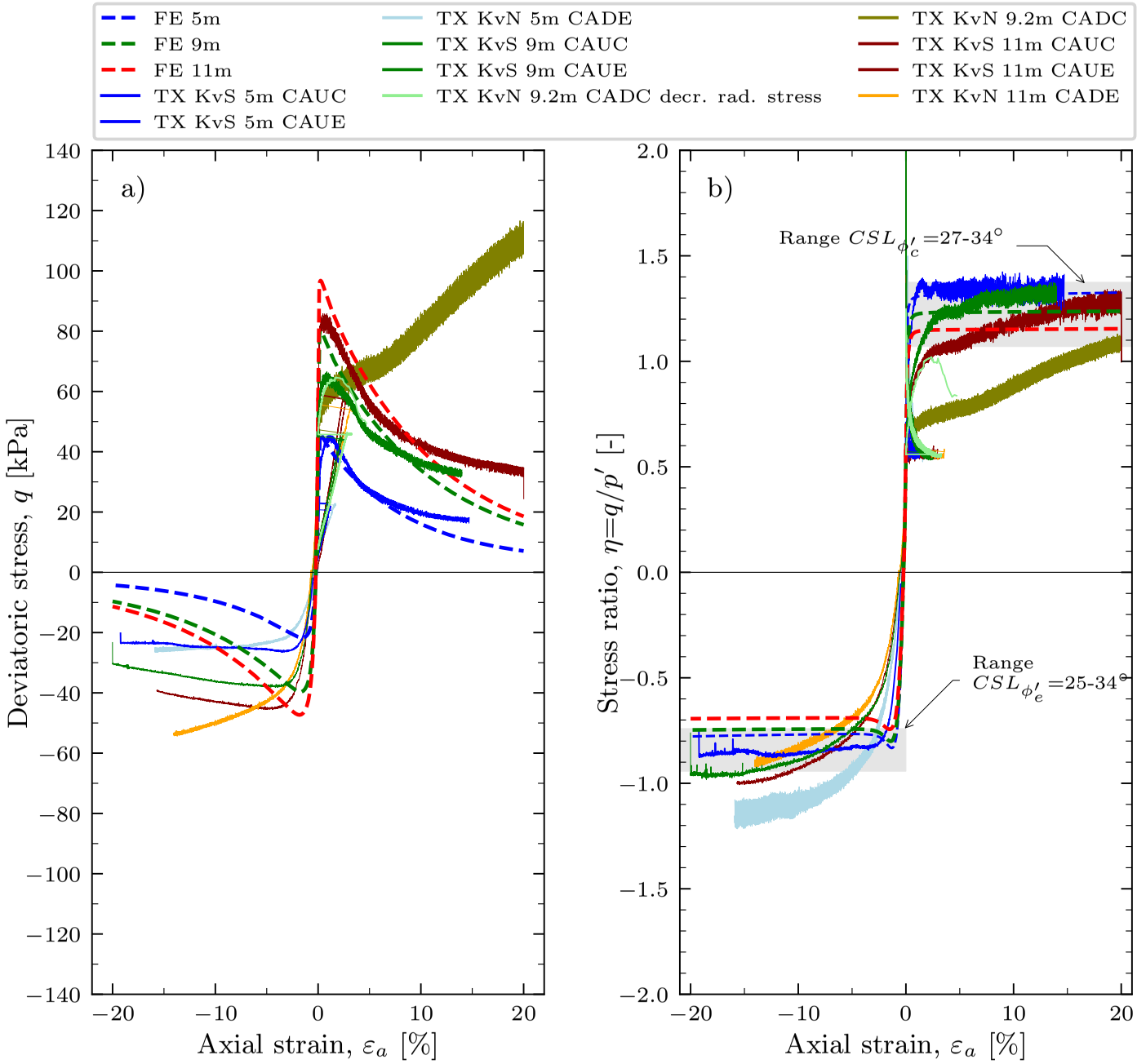


Figure B8: *Triaxialförsök* $\varepsilon_a - q$ *och* $\varepsilon_a - q/p'$.

C Appendix: indata och resultat FE-modellering

I denna bilaga presenteras indata och resultat vilka ej redovisats i rapporten.

Table C.1: Calculation phases used in the FE-modelling of section 3+615.

Phase	Description	Time	[days]
00a	Initial stress generation (K_0-procedure)	-	
00b	Ground water drawdown	10	(18250)
01 [a)]	Installation of lime-cement columns	3	(227)
02	Installation of SPW	5	(65)
03	Excavation to level +18.0 for waler beam & anchor installation	5	(81)
04	Installation of anchors	5	(56)
05	Pre-stressing of anchors	1	(65)
06	Casting of SPW capping beam	1	(63)
07	Excavation to final level	2	(2)
08	Back-filling to +15 (underballast) [b)]	2	(120)
09	Gabions to 1/2 height	10	(72)
10	Gabions to full height	10	(143)
11	Final back-filling incl. rails (banöverbyggnad)	10	(251)
-	First train in traffic May 2017 (assuming 2017.05.15)	-	
12	Consolidation stage 2017.05.15 – 2020.03.01	1021	(-)
13	Consolidation stage 2020.03.01 – 2021.03.01 (for check of present day deformation rates)	365	(-)
14	Consolidation stage 2021.03.01 – 2117.05.15 (long-term 100 yrs from first train in traffic)	35138	(-)

All phases except initial 00a are calculated as consolidation analysis. Time column above represent the modelled execution time for each activity with stall/consolidation times given within (). [a)] Start: 2014-02-01 (reset displacements and time). [b)] Requirement was back-filling within 1 week after excavation.

Table C.2: Parameter sets for structural elements

Structural element	Material set	Parameter	Value
Sheet pile wall	Plate	E	210 GPa
AZ24-700 [a)]		EA	3.7×10^6 kN/m
S355GP		EI	117×10^3 kN/m^2/m
		w	1.3 kN/m/m
		ν	0.20 [-]
		M_p	1018 kNm/m
		N_p	6181 kN/m
Anchors	Node-node	E	205 GPa
MAI T76S [b)]	anchor	EA	$\times10^6$ kN
		Yield load	1500 kN
		Ultimate load	1900 kN
		c.t.c-distance	3.15 m [c)]
		Pre-stress	475 kN/m

[a)] Corrosion of the SPW have not been included in the long-term analysis (phase 14) i.e. no account for possible loss of cross-sectional area and reduced resistance in SPW with time. However, it could be considered in future analyses of the response of the SPW during the complete service life.
[b)] *Geomek* (2021). Yield load used as input in the FE-model.
[c)] Varies 2.45-3.15 m in anchors adjacent to 3+615.

Nedan redovisas förändring i parametervärden efter den 50 år långa konsolideringsfasen (00b i tabell C.1) som utförs för att initiera portrycks- och effektivspänningsprofil mht de avsänkta grundvattentrycknivåerna mot djupet.

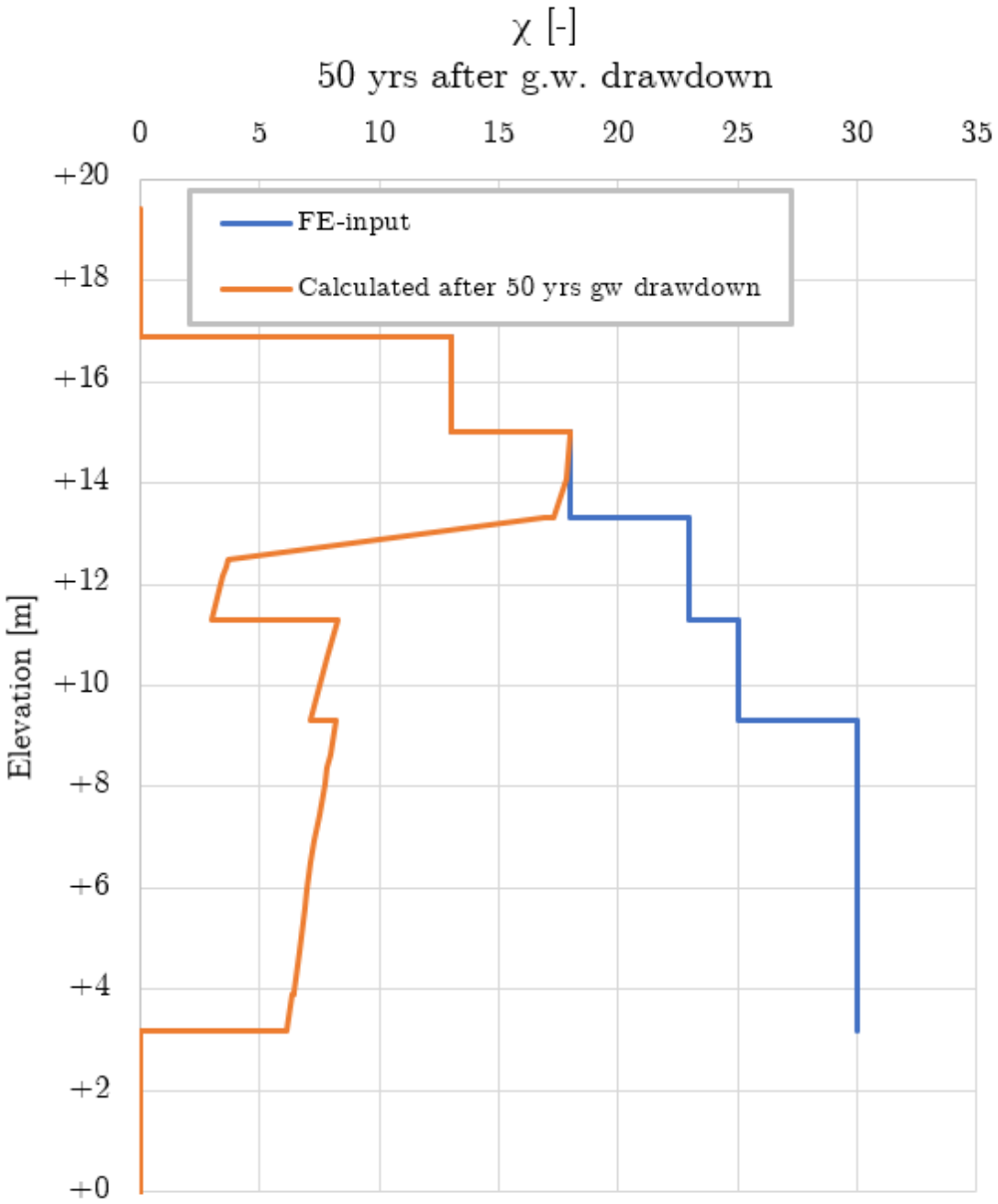


Figure C1: *Förändring av χ ("destructuration parameter") efter initiering av portrycks-effektivspänningsprofiler genom simulerad grundvattensänkning.*

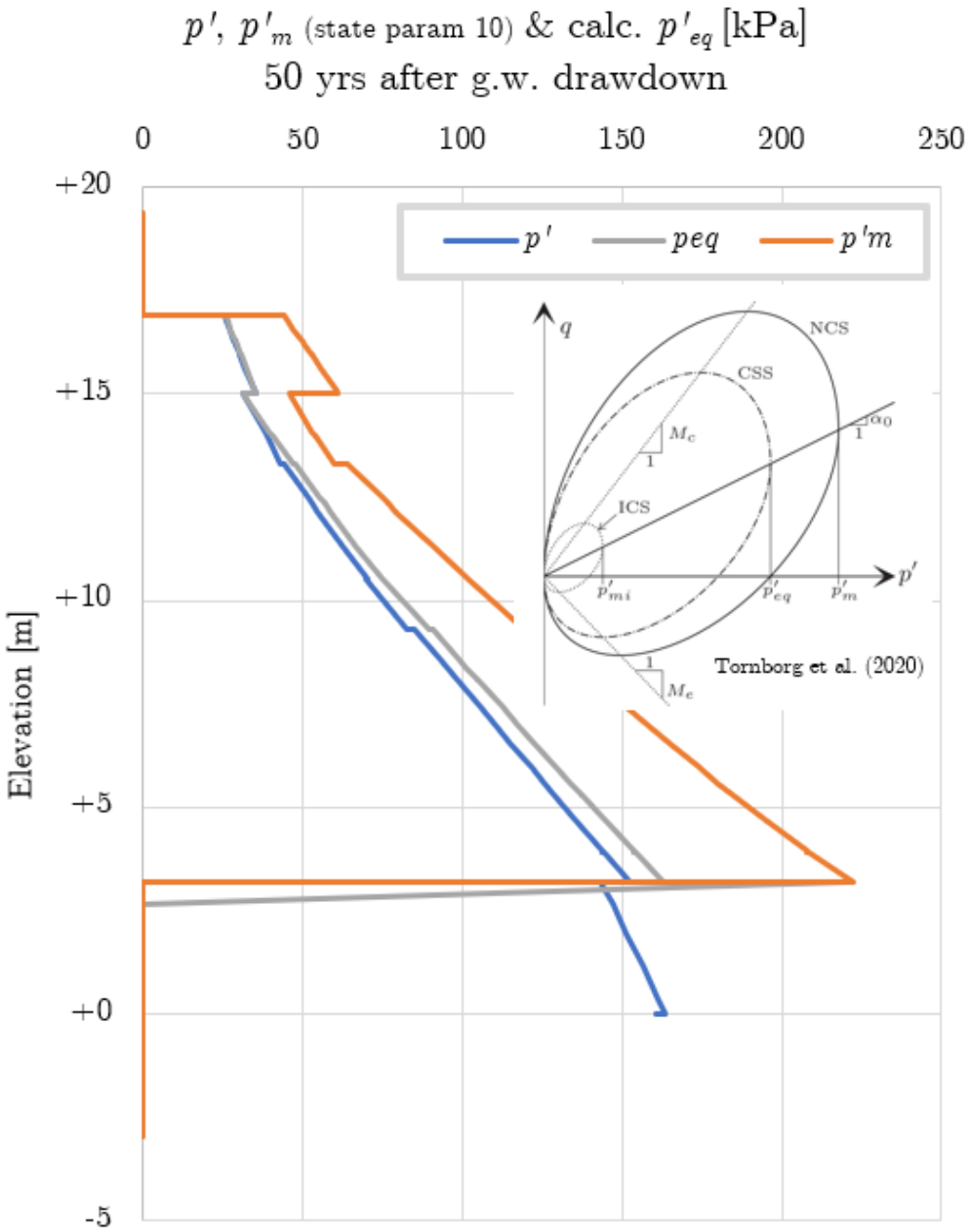


Figure C2: p', p'_{eq}, p'_m *efter initiering av portrycks- effektivspänningsprofil genom simulerad grundvattensänkning.*

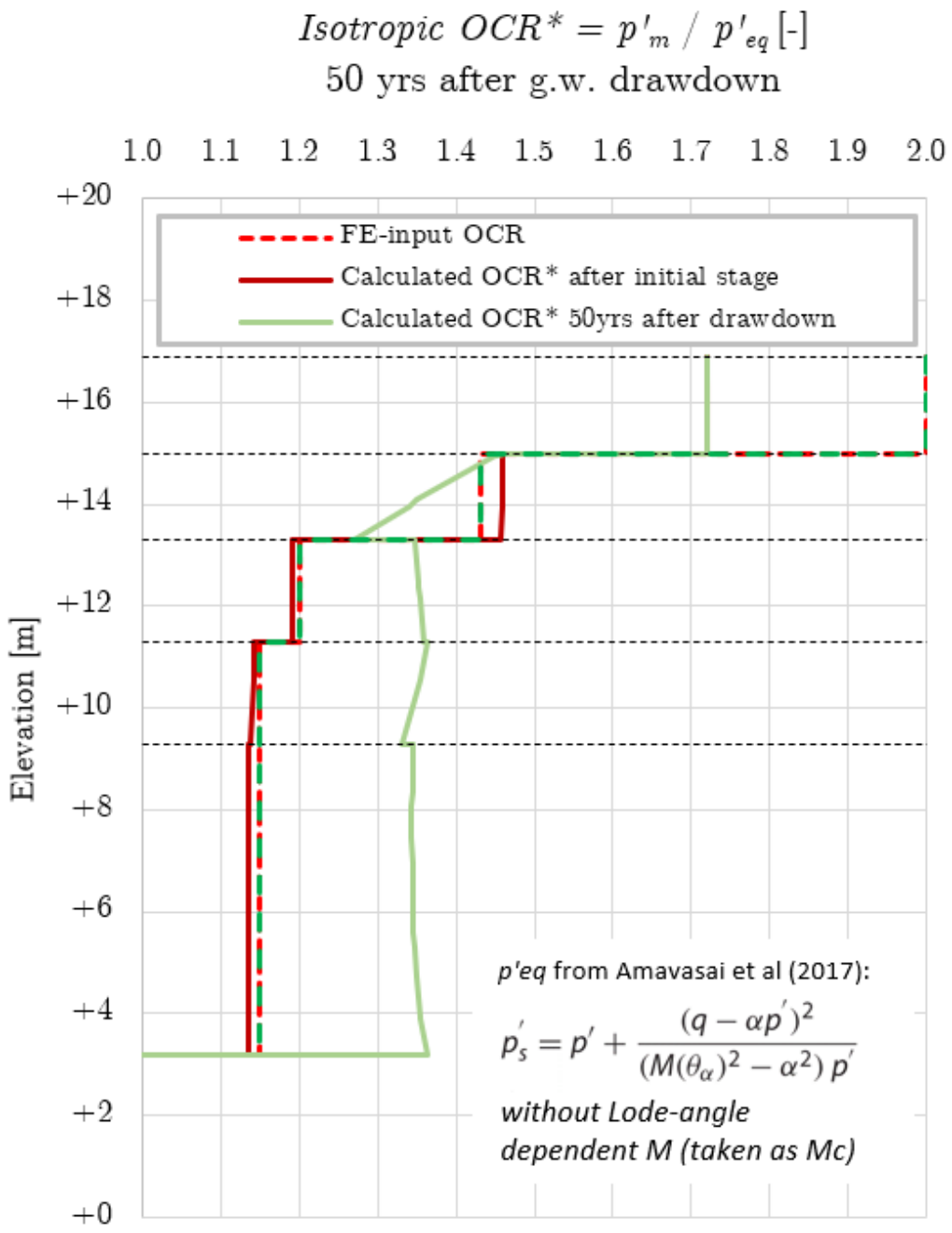


Figure C3: *Förändring av OCR* efter initiering av portrycks- effektivspänningsprofil genom simulerad grundvattensänkning.*

BIG – Branschsamverkan i grunden
Forskningsprogram för effektiv och säker grundläggning av vägar och järnvägar

BIG

BIG – Branschsamverkan i grunden - är ett forskningsprogram för effektiv och säker grundläggning av transportsystemets infrastruktur. Programmet etablerades under senhösten 2013, och påbörjade sin verksamhet den 1 januari, 2014.

Målsättningen är att sänka kostnader för byggande och underhåll av transportsystemets infrastruktur genom ett långsiktigt och systematiskt utvecklingsarbete inom geoteknikområdet.

I BIG samverkar Trafikverket, Chalmers tekniska högskola, Luleå tekniska universitet, Kungliga tekniska högskolan och Statens geotekniska institut.

Resultat från BIG projekt publiceras i vetenskapliga artiklar och parternas egna rapportserier. Alternativt så publiceras rapporterna i denna gemensamma BIG rapport serie.

Publicerade rapporter

A2014:03	Deformationer i undergrund – Litteratursammanställning och analys
A2014:07	Grundvattensänkning i morän
A2014:13	Höghastighetsspår i Sverige – på bank
A2014:14	On the fundamental relation between soil creep and cyclic pile-soil response
A2016:05	Modelling deformations below high-speed rail
A2017:07	Dynamic response of transition zone on soft clay
A2017:10	Effects of climate change on slopes in sensitive clay
A2017:14	Changes in undrained shear strength as a function of time under embankments
A2018:03	Three-dimensional effects in slope stability calculations
A2018:09	Permanent spont utmed järnväg i Uppsala - fallstudie av bygg- & driftskede
A2018:18	Osäkerhetsmodeller – för optimal geoteknisk resusanvändning.
A2018:22	Towards high quality deep soft soil samples
A2019:02	Degradation of a natural sensitive clay under cyclic loading
A2019:07	Ny provbank på lös lera
A2020:08	Towards contemporary erosion solutions