



LUND
UNIVERSITY



UTVÄRDERING AV VIDHÄFTNING VID ANVÄNDANDE AV IN-SITU-GJUTEN BETONG SOM STÄMP I LERSCHAKT

MYLENA ANDERBERG och
ISABELLA ANDERSSON

Geotechnical
Engineering

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

GEOTECHNICAL ENGINEERING

ISRN LUTVDG/TVGT--16/5057--SE (1-98) | ISSN 0349-4977

MASTER'S DISSERTATION

UTVÄRDERING AV VIDHÄFTNING VID ANVÄNDANDE AV IN-SITU-GJUTEN BETONG SOM STÄMP I LERSCHAKT

MYLENA ANDERBERG och ISABELLA ANDERSSON

Supervisors: **NILS RYDÉN** Assoc.professor, Dept. of Engineering Geology, LTH, Lund, together with
ERIKA TUDISCO, PhD, Div. of Geotechnical Engineering, LTH, Lund, and
DANIEL BALTROCK, Geotechnical Engineer, Peab Anläggning AB.

Examiner: Professor **OLA DAHLBLOM**, Dept. of Construction Sciences, LTH, Lund.

Copyright © 2016 Geotechnical Engineering,
Dept. of Construction Sciences, Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by Media-Tryck LU, Lund, Sweden, June 2016 (PI).

For information, address:

Geotechnical Engineering, Dept. of Construction Sciences,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: www.geoteknik.lth.se

Abstract

This report addresses the adhesion between clay and in-situ cast concrete used in the bottom of excavations when situated in soft clay. The main focus of the report is to investigate the adhesion mechanism acting between the materials when the concrete slabs are subjected to shear. While doing so two questions are meant to be answered, how and where the break will occur and how this coincides with today's design criteria. The main methods of investigation are experiments that are carried out in Marieholm, Gothenburg. To be able to compare and analyse the results from the experiments, analytical calculations as well as finite element analysis, in PLAXIS 2D, are made.

When shafts are excavated in soft clay the excavation is usually made in stripes, and concrete slabs are cast in-situ in the excavated strip. The concrete slabs are subjected to shear because of the earth pressure acting on the back of the sheet wall. The shear force is transferred down into the clay by adhesion, much the same way as for cohesion piles, where the adhesion depends upon the size of the contact area and the shear capacity of the clay.

Experiments investigating the adhesion have been carried out in previous research with so-called "pull-out" tests on piles and diaphragm walls. The piles/walls were cast in-situ and then pulled upwards until a break occurred. While doing so the force, and therefore the adhesion between the concrete and the clay, was measured.

The experiments carried out for this report consisted of a shaft with a sheet wall placed at one end. Five slabs were cast in-situ on the bottom of the shaft in two different sizes. Three slabs were 1x4 meters and two slabs were 2x4.8 meters. Two slabs of each size were then subjected to shear force using jacks placed between the slabs and the sheet wall. The force was then applied gradually until a break occurred.

The fifth and last plate was also subjected to a gradually increasing force, with a peak force of 80 % of the capacity shown by the first slabs. The force was then held constant so that the effects of creep could be measured. The horizontal and vertical displacements of the slabs were measured using dial indicators and any movement in the sheet wall was measured with a total station.

The results from the experiments show a clear connection between the time after casting and the shear capacity of the slabs, just like the previous research. Usually a slab, like the ones in the experiments, are subjected to shear only 16 hours after casting. According to the experiments the adhesionfactor between the clay and the concrete is less than 0,5 which can be compared to the 0,59-0,67, and sometimes even up to 0,9, used today.

When the shear capacity is reached cracks become visible in the clay around the slab. These cracks quickly grow to a width of around 1-2 centimetres. They grow at an angle of about 30° from the slab and reach as far out as 15-25 centimetres from the slab. When the slabs stopped showing signs that they were still deforming they were turned upside down. It then became obvious that the casting had not generated perfect slabs, that were evenly thick along the entire length of the slab, as calculated. The bottom of the slabs showed a billowy form with varying thickness. In multiple places it was also obvious that the concrete and clay had merged.

Sammanfattning

Rapporten behandlar vidhäftning mellan in-situ-gjutna betongplattor, vilka används vid etappvis schaktning, och lerbotten i schakt. Huvudsyftet är att utreda vilken vidhäftning som verkar mellan materialen då betongen blir utsatt för skjuvning på grund utav tryck från sponten. Samt om brott går i kontaktytan mellan materialen eller i något av de två materialen samt hur detta sammanfaller med dagens dimensioneringsmetoder. Utredningen görs primärt med hjälp utav fullskaleförsök på Marieholmprojektet i Göteborg. Som jämförelse och komplettering till försöken utförs beräkningar av brottslast och deformationer analytiskt och med hjälp utav finita elementanalyser i PLAXIS 2D.

In-situ-gjutna betongplattor används vid etappvis schaktning i lös lera, där betongen verkar som stämp mot sponten. Sponten utsätter betongplattan för krafter vilka i dag antas föras ner i leran med hjälp utav vidhäftning, och beräknas endast bero på kontaktarean mellan leran och betongen samt lerans skjuvhållfasthet.

Tidigare forskning har gjorts i form utav ”Pull-out”-tester där slitsmurar eller pålar gjuts in-situ i lera. De dras sedan upp och på så vis kan vidhäftningen mellan betongen och leran beräknas. Tidigare forskning har påvisat att kapaciteten ökar med tiden.

Fullskaleförsöken utgörs av en schakt med en spont i schaktens ena ände. På schaktbotten gjuts fem plattor i två olika storlekar, tre stycken med måtten 1x4 meter och två med 2x4,8 meter. Två plattor av vardera storleken trycksätts sedan med hjälp utav domkrafter som placeras mellan betongplattorna och sponten, plattorna trycks stegvis till brott. Den femte och sista plattan trycks även den stegvis, men upp till 80 % av den brottslast de tidigare tryckningarna uppvisat. Trycket hålls sedan konstant under flera timmar så att krypeffekter kan kontrolleras. Under trycksättningen av plattorna mäts uppblåsning i en punkt strax bakom plattornas mitt och dess förskjutning mäts i plattornas fyra hörn.

Resultaten från försöken visar tydligt på ett samband mellan tid efter gjutning och den mothållande kraft som kan mobiliseras av betongplattorna. Vanligtvis belastas in-situ gjuten betong av det här slaget runt 16 timmar efter gjutning då gjutning sker på eftermiddagen och schakten fortsätter nästkommande morgon. Enligt försöken kan plattorna vid den tiden inte överföra den mothållande kraft som det räknas med i dag. Detta innebär att de partialkoefficienter som idag används kan behöva justeras något då de ligger runt 0,59-0,67 och ibland så högt som 0,9 och de värden som har tagits fram ligger strax under 0,5. Vilket kan beror på att det idag används högre värden vid dimensioneringen, men det kan även bero på skillnader mellan de utförda testerna och det verkliga fallet.

Vid brott bildas stora sprickor i leran som sträcker sig runt 15 respektive 25 centimeter ut från betongplattornas långsidor. Sprickorna följer ett tydligt mönster där vinkeln mellan sprickan och betongplattan uppskattas vara runt 30°. Efter brott vänds betongplattorna, det blir då tydligt att gjutningen inte genererat en jämntjock platta som antagits utan plattans botten visar en böljande form med varierad tjocklek. På flera ställen observerades också att betongen och leran beblandat sig. De teorier som framtagits i tidigare forskning kan vara tillämpliga även i detta fall, speciellt de rörande lerans sensitivitet.

Förord

Vi har under de senaste veckorna haft privilegiet att utföra ett examensarbete där vi har fått möjligheten använda oss av mycket av vad vi har lärt oss under de senaste åren. Under våren av vi lärt oss så enormt mycket, haft väldigt roligt och träffat många underbara personer som hjälpt oss på vägen.

I första hand vill vi tacka Peab Anläggning i Helsingborg och Göteborg för möjliggörandet av detta projekt genom tillhandahållandet av utrustning, kontakter och handledning. Utan denna hjälp hade det inte varit möjligt att genomföra projektet. Vi vill även tacka Södervärns vårdcentral för tålamod och bistånd med rådgivning under projektets första hackiga månader. Utöver detta vill vi tacka LTH och Chalmers för bidragande med mätutrustning och råd när det har funnits behov av detta.

Mer specifikt skulle vi vilja uttrycka vår tacksamhet över det enormt goda mottagande vi har fått ute på plats under våra veckor på Marieholmsprojektet samt på Peabs kontor både i Göteborg och Helsingborg under de dagar vi tillbringat där. Samt ett extra tack till samtliga av våra officiella och inofficiella handledare.

Teckenförklaring

A_{btg}	Kontaktytans area (Betong/Lera)
c_u	Kohesionskoefficient
c'_u	Effektiv kohesionskoefficient
c_{ud}	Dimensionerande kohesionskoefficient
c_{uk}	Karakteristisk kohesionskoefficient
E	Elasticitetsmodul
F_{big}	Horisontell kraft plattan på betongplattan
F_{dk}	Kraft från domkraft
$F_{friktion}$	Mothållande friktionskraft
f_n	Ökande lastvektor
G	Skjuvmodul
G_f	Linjärelastisk skjuvmodul
G_t	Tangentmodul
G_{utv}	Empiriskt framtagen skjuvmodul
H	Schaktdjup
h_{btg}	Betongplattans höjd
H_j	Aktivt jordtryck
$H_{k;G}$	Permanent horisontallast från konstruktionen
$H_{k;Q}$	Variabel horisontallast från konstruktionen
I	Tröghetsmoment
K	Styvhetmatris
K_0	Jordtryckskoefficient
L	Betongplattans längd
L_k	Kopplingsmatris
l_{kr}	Knäcklängd
M_0	Kompressionsmodul för förkonsolideringstrycket
M_{btg}	Moment i betongen
N	Normalkraft
N_{cb}	Faktor för bestämmande av jordens bärförmåga
P_{brott}	Skjuvbrottslast
P_c	Eulerknäcklast
p_d	Utbredd last som belastar schaktbotten
p_n	Portrycksvektor
$P_{net,d}$	Resultterande bottenstryck
P_{pd}	Dimensionerade passivt jordtryck
q_d	Utbredd last på markytan
R_d	Kohesionsbidrag till bärförmåga mot glidning enligt TK Geo
r_n	Residualvektor
$R_{p;d}$	Viljordtryck
S_t	Sensitivitet
v	Utböjning
v_{nf}	Nodförskjutningsvektor
α	Kohesionsfaktor
β	Dimensioneringsfaktor för knäcklängd

γ	Skjuvtöjning
$\gamma_{G,g}$	Partialkoefficient för permanent geoteknisk last
$\gamma_{G,k}$	Partialkoefficient för permanent konstruktionslast
γ_{jord}	Jords tunghet
γ_{Pad}	Partialkoefficient för dimensionerade aktivt jordtryck
γ_{Ppd}	Partialkoefficient för dimensionerade passivt jordtryck
$\gamma_{Q,k}$	Partialkoefficient för variabel konstruktionslast
γ_{sd}	Partialkoefficient för bestämmande av leras skjuvhållfasthet
$\gamma_{sd,N_{cb}}$	Partialkoefficient för bestämmande av jordens bärförmåga
γ_{vh}	Vidhäftningsfaktor
γ_x	Skjuvtöjning i meter
ε_v	Vertikal töjning
σ_c	Betongens tryckhållfasthet
σ_H	Horisontell spänning
σ_{kant}	Spänning betongens kant utsätts för
σ_N	Normalspänning
σ'_N	Effektiv normalspänning
σ_V	Vertikal spänning
σ_{xy}	Skjuvspänning
τ_f	Skjuvhållfasthet i friktionsjordar
τ_{int}	Skjuvspänning mellan påle och lera
τ_l	Skjuvhållfasthet hos lera
τ_{ls}	Skjuvhållfasthet hos störd lera
μ	Friktionskoefficient
ν	Poissons tal (tvärkontraktionstal)
ϕ	Friktionsvinkel
ϕ'	Effektiv friktionsvinkel
φ_{ba}	Brottvinkel, aktivt brott
φ_{bp}	Brottvinkel, passivt brott

Innehållsförteckning

Abstract	i
Sammanfattning	iii
Förord	v
Teckenförklaring	vii
Innehållsförteckning	ix
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Metod	2
1.4 Begränsningar	3
1.5 Modell	3
1.6 Referensprojekt	4
2 Disposition	5
3 Teori	7
3.1 Lera	7
3.2 Betong	8
3.3 Vidhäftningsmekanismer	10
3.4 Skjuvhållfasthet	11
3.5 Rankines teori om jordtryck	12
3.6 Deformationsmoduler	13
3.7 Tvärkontraktionstalet	14
3.8 Geotekniska undersökningar	15
3.9 Tidigare forskning: ”Pull out” -tester	16
3.10 Dimensioneringsbakgrund	17
3.11 Sammanfattning	19
4 Materialmodeller	21
4.1 Mohr-Coulomb	21
4.2 Hardening och softening Soil	22
5 Analytiska beräkningar	25
5.1 Materialval	25
5.2 Knäckning och uppbjörning	25
5.3 Lokal krossning av betong, kantpåkänning	27
5.4 Brottlast	27
5.5 Töjningar	28
5.6 Spontberäkningar	30

5.7	Skred.....	32
5.8	Bottenstabilitet.....	33
5.9	Resultat.....	33
6	Fältförsök.....	35
6.1	Inför fältförsök.....	35
6.2	Testmetod.....	35
6.3	Lerans sensitivitet.....	35
6.4	Begränsningar.....	36
6.5	Utförande.....	36
6.6	Arbetsgång.....	39
6.7	Uppställning och utrustning.....	42
6.8	Provtagningar.....	45
6.9	Försöksresultat.....	46
6.10	Skjuvmodul.....	55
6.11	Brottplan och sprickbildning.....	56
6.12	Sammantaget och medelvärden.....	57
6.13	Felkällor.....	59
7	FEM-Modell.....	61
7.1	Linjära modeller.....	61
7.2	Elastoplastiska modeller.....	61
7.3	Plattelement.....	62
7.4	Interface.....	62
7.5	Modell 1.....	63
7.6	Modell 2.....	70
7.7	Felkällor.....	72
8	Resultatsammanställning.....	73
9	Diskussion.....	75
9.1	Inledande diskussion.....	75
9.2	Brottlast.....	75
9.3	Jämförelse med tidigare forskning och dagens praxis.....	75
9.4	Skillnader mellan fältförsök och verkliga fallet.....	76
9.5	Parametrar.....	77
9.6	Brottplan och sprickbildning.....	77
9.7	Skjuvtöjningar.....	78
9.8	Tidsaspekter.....	79
9.9	Uppböjning.....	79
9.10	Brottytan.....	80

9.11 Krypförsöket.....	81
10 Slutsatser.....	83
11 Vidare studier.....	85
11.1 Betongplattornas dimensioner	85
11.2 Aktiv spont	85
11.3 Brottyta	85
11.4 Betongens härdningsprocess.....	85
Referenser.....	87
Bilaga 1 - Utdrag ur MUR Triaxförsök.....	89
Bilaga 2 - Utdrag ur MUR CRS-försök	90
Bilaga 3 – Utdrag ut MUR sensitiviet.....	91
Bilaga 4 – Resultat från skjuvförsök	92
Bilaga 5 – Mätvärden från totalstation	93
Bilaga 6 – Beräknade förskjutningar.....	95

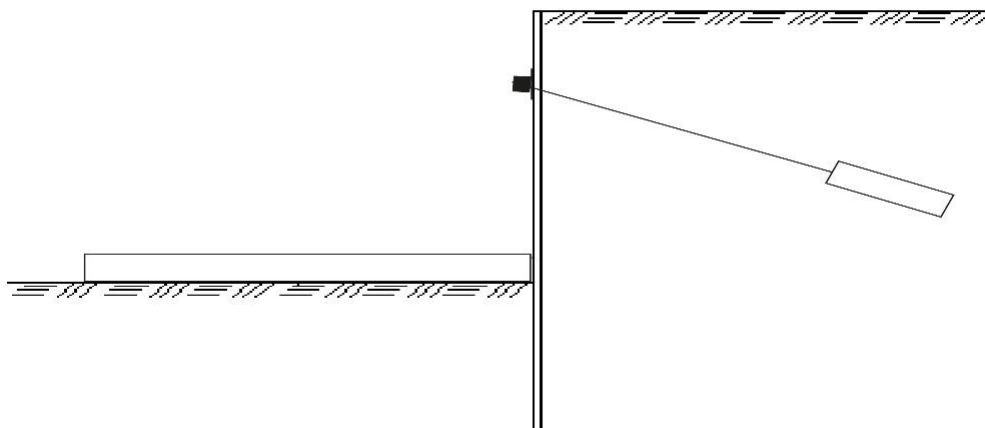
1 Inledning

I kapitlet beskrivs bakgrund till, och syfte med projektet. Vidare presenteras den metod och modell som används för utredningen och slutligen ges en kort beskrivning av det anläggningsprojekt som tillgodosett plats och möjlighet att utföra fullskaleförsök.

1.1 Bakgrund

Etappvis schaktning innebär att en jordstrimma schaktas bort varpå trycket från sponten fördelas om på kvarvarande jordmassor bredvid den bortschaktade jordstrimman. En platta av fiberarmerad betong som antas motsvara den bortschaktade jorden i mothåll för sponten gjuts på plats, denna betongplatta verkar då som mothåll när nästa jordetapp schaktas. Till sist har all schaktmassa avlägsnats och botten på schakten består helt av betong som då motverkar den rotation och kraft som sponten utsätts för av bakomliggande jordtryck.

Ofta är schakten så stor att betongplattan inte kan gjutas tvärs över schaktet och få mothåll från



Figur 1. Schematisk illustration av en spontkonstruktion.

sponten på andra sidan schakten. Lasten som betongplattan tar upp antas då föras ner i leran med hjälp av vidhäftningsförmågan mellan leran och betongen. Hur stor denna vidhäftning är och hur krafterna föras ner i leran är i dag inte helt klart och dimensioneringen av plattan utförs därför godtyckligt baserat på empiri med icke verifierade schablonvärden.

Behövd betongarea beräknas idag enligt Svensson och Wallgren¹ med

$$F_{btg} = \gamma_{vh} \cdot A_{btg} \cdot c_u \quad (1)$$

¹ Michael Svensson och Johnny Wallgren, Geotekniker Peab Anläggning, Peabs kontor i Göteborg den 22 februari 2016.

där den skjuvkraft (F_{btg}) som betongen kan ta upp innan brott uppstår under plattan, beror på betongens kontaktyta med underliggande lera (A_{btg}) och lerans skjuvhållfasthet (c_u). Vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}) bestäms enligt de ovan nämnda schablonvärdena.

Det finns risker, både ekonomiska och arbetsmiljömässiga, kopplade till dimensioneringen av betongplattan varpå en verifiering av vidhäftningen är önskvärd. Av ekonomiska skäl finns intresse att minska mängden material men inte på bekostnad av säkerheten. En undermålig dimensionering av betongplattan innebär risk för glidning mellan betongplattan och leran vilket i sin tur kan medföra att sponten börjar rotera. Spontrotation till följd av underdimensionering innebär risk för personskada, då stora jordmassor kan komma i rörelse i samband med spontrotationen. Det finns då också risk för betydande skador på omkringliggande konstruktioner och infrastruktur.

Genom att bestämma vidhäftningsförmågan mellan betong och lera kan en mer exakt dimensionering av betongplattan utföras utan att göra avkall på säkerheten.

1.2 Syfte

Rapporten syftar till att kartlägga vidhäftningen mellan platsgjuten betong och underliggande lera då betongplattan påverkas av horisontella skjuvkrafter. Förhoppningen är att utvärdera den dimensioneringsmetod som idag används vid etappvis schaktning och nyttjande av stämp i form utav in-situ gjutna betongplattor.

I första hand är det intressant att utreda vilken vidhäftning som kan tillgodoräknas vid dimensionering av betongplattor, det vill säga vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}) i ekvation (1), samt att utvärdera om brott går i betongplattan, leran eller kontaktytan. Förhoppningen är att efter utvärderingen kunna effektivisera dimensioneringen av betongplattor och därmed minska materialåtgång och kostnader alternativt verifiera den dimensioneringsmetod som används i dag.

1.3 Metod

Projektet delas in i fyra faser innefattande litteraturstudie och beräkningar, fältförsök, modell och analys. De fyra faserna presenteras mer nedan.

1.3.1 Litteraturstudie och beräkningar

Den inledande fasen och dess litteraturstudie syftar till att ge en god bakgrundsförståelse för de jordtrycksteorier som appliceras inom geokonstruktion. Denna byggs sedan på med teori och problematik kring dimensionering av spont och betongplatta. Litteraturstudien efterföljs och kompletteras av analytiska beräkningar. De analytiska beräkningarna görs främst som en förberedelse inför fältförsöken men också för att jämföra dagens enkla dimensioneringsmetoder med verkligheten och med de mer avancerade modellerna i fas tre (3). Litteraturstudien och de analytiska beräkningarna ger förutsättningar och förväntade försöksresultat så att försöken kan utföras så bra som möjligt.

1.3.2 Fältförsök

Fas två (2) innefattar försök där platsgjutna betongplattor utsätts för skjuvkrafter för utvärdering av brottslast och de deformationer, i form utav skjuvtöjningar, som uppstår före och efter brott. Förhoppningen är att försöken ska motsvara de beräkningsmodeller som används under fas ett

(1) men också den verkliga appliceringen av konstruktionen. Fältförsöken är viktiga för att kunna verifiera värdet på vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}) och gör studien unik i sitt slag.

Fältförsöken utförs på Marieholmsprojektet i Göteborg och innefattar skjuvning av fem betongplattor med varierande area för att undersöka om det eventuellt, utöver sambandet mellan materialens hållfasthetsparametrar och deras skjuvmotstånd, finns ett samband mellan area och vidhäftning. Antagna materialparametrar inför fältförsöken baseras på den marktekniska undersökningsrapport (MUR) som tagits fram för Marieholm samt erfarenheter från geotekniker som har erfarenhet av Göterborgsleran. Under fältförsöken tas prover på leran från schaktgropen så att beräkningar och modeller kan modifieras efter rådande förhållanden.

1.3.3 Modellerande

Försöken modelleras i det finita elementmodelleringsprogrammet PLAXIS 2D. Modellerarna görs dels för att få en mer omfattande bild av vad som händer runt omkring betongplattorna och sponten samt för att försöka utvärdera skillnaderna mellan försöken och det verkliga fallet.

1.3.4 Analys

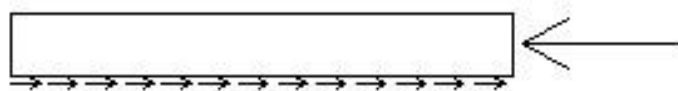
Den slutgiltiga fasen innebär en analys av de erhållna testresultaten samt utvärdering av eventuella skillnader som finns mellan de modeller och beräkningar som gjorts och de faktiska resultaten från fältförsöken i fas två (2). Förhoppningen är att ett samband mellan area, materialens egenskaper och vidhäftningen tydliggörs så att dagens dimensioneringsmetod kan utvärderas.

1.4 Begränsningar

För att möjliggöra projektet inom de satta tidsramarna måste en del begränsningar göras. De absolut största begränsningarna som görs rör modellens överensstämmelse med verkligheten, dessa begränsningar diskuteras mer ingående nedan.

1.5 Modell

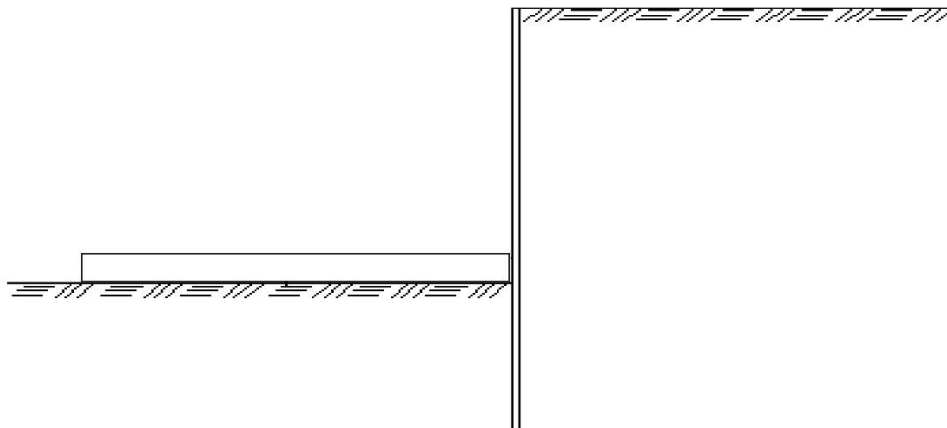
Genomgående i projektet finns det två olika nivåer av modeller som används, en mindre för studerande av detaljer och en större för att beskriva hur omgivningen påverkar och påverkas. Den mindre modellen, som illustreras i Figur 2 nedan, är den som utvärderas mer detaljerat och som är rapportens huvudsyfte. I denna modell studeras endast de krafter som direkt påverkar betongplattan i horisontalled.



Figur 2. Illustration av den mindre modellen.

Alla motverkande krafter antas kunna beskrivas genom friktion och vara jämt fördelade över deras angreppsyta, vidare antas att det endast finns friktion eller vidhäftningen mellan plattan och leran, samt att det inte uppstår några omedelbara deformationer eller sättningar i leran till följd av den last som betongen utgör på den. De effekter förenklingarna har diskuteras på

flertalet ställen i rapporten. Den andra, större och mer omfattande modellen, används för att få med inverkande yttre parametrar samt för att få en förståelse för nyttan och sammanhanget. Denna illustreras i figur 3.



Figur 3. Illustration av den mer omfattande modellen.

1.6 Referensprojekt

Marieforsförbindelsen är ett infrastrukturprojekt finansierat av intressenter både regionalt och nationellt samt med bidrag från EU. Målet är att under 2016 kunna öppna upp en ny vägtunnel under Göta älv med tre körfält i vardera riktningen. Denna kompletteras under 2020 av en järnvägsbro i samma område. Målet är att åtgärda den flaskhals som området idag utgör för både bil- och tågtrafik (Trafikverket, 2015).

Området är intressant för utförandet av fältstudierna kopplade till projektet i den här rapporten då underlaget till största del består av den lera som vanligtvis är underlag vid användandet av stämp i form utav betongplattor.

2 Disposition

Kap 1

Inledning – En kortare introduktion och beskrivning av mål, tillvägagångsätt och förutsättningar.

Kap 2

Disposition – En översikt över varje kapitels roll och innehåll.

Kap 3

Teori – Teorikapitlet behandlar den teori kring materialen, vidhäftningsmekanismer och den tidigare forskning som anses viktig för rapporten och dess syfte.

Kap 4

Materialmodeller – Innehåller en kortfattad genomgång av de aktuella materialmodellerna som används för modellering eller krävs för förståelse av projektet.

Kap 5

Analytiska beräkningar – Genomgång av bakgrunden för de analytiska beräkningarna samt resultaten av utförda beräkningar.

Kap 6

Fältförsök – En kortfattad redogörelse för utförda fältstudier och framtagna resultat.

Kap 7

FEM-Modell – Beskrivning av modelleringsprogrammet PLAXIS samt den modell som har använts för modelleringen och de resultat som tagits fram via denna.

Kap 8

Resultatsammanställning – En kort översikt över resultaten från rapportens olika delar

Kap 9

Diskussion – Innehåller en diskussion angående felkällor, metoder och en analys av resultatens betydelse. Samt redovisning av resultat.

Kap 10

Slutsatser – Arbetets slutsatser presenteras

Kap 11

Vidare studier – Förslag på fortsatta studier och visande på outvärderade parametrar.

Kap 12

Referenser – En sammanställning av rapportens samtliga källor.

Bilagor – Diagram, mätvärden och bilder som anses ta upp för stort utrymme för att vara en del av texten men är av intresse för rapportens syfte.

3 Teori

Teorikapitlets syfte är att presentera de ingående materialen, relevanta fenomen samt de olika vidhäftningsmekanismerna som är intressanta i samband med projektet. För att kunna utföra analytiska beräkningar samt upprätta finita elementmodeller behövs kunskap om lerans parametrar och därför innehåller teorikapitlet även beskrivningar av de testmetoder som används för detta ändamål. Kapitlet avslutas med att beskriva tidigare forskning och hur dimensioneringen av betongplattor som stämp på schaktbotten utförs idag.

3.1 Lera

Lera består av partiklar som är mindre än 0,002 millimeter i diameter. De flesta av dessa partiklar är av plattliknande form, vilket gör att lerans egenskaper till stor del bestäms av de ytkrafter, vilka benämns kohesion och binder samman kornen (Craig, 2004). För mer ingående information angående vad kohesion innebär se *avsnitt 3.3.3*. Dessa bindningars styrka beror delvis av vilket avstånd partiklarna har från varandra, vilket i sin tur beror på de tryck leran utsätts för och vilken vattenhalt materialet har. Vilket innebär att lerans hållfasthet ökar med effektivspänningar (Axelsson, 2006) och rimligtvis minskar om vattenhalten blir för hög och därmed avståndet mellan partiklarna för stort.

Normalt sett är vatten genomströmningen väldigt låg i lerjordar men den kapillära uppsugningsförmågan hög. Vilket resulterar i att lerjordar sällan uppträder odränerade men att de trots detta kan bilda i stort sätt impermeabla lager (Fetter, 2001).

Lerpartiklar har ofta en negativ laddning vilket ger en låg permeabilitet då leran binder till katjonerna i de bipolära vattenmolekylerna. Det vatten som är i fysisk kontakt med lerpartiklarna binds hårdare av dessa krafter och det vatten som fyller ut de mindre utrymmena mellan partiklarna binds i sin tur av kapillära krafter samt omgivande jordtryck (Craig, 2004). Detta gör att lera sällan uppträder dränerad.

Analyser på leror görs ofta odränerade då lera sällan blir dränerad enligt resonemang ovan. När en lera är odränerad uppträder den som en ren kohesionsjord vilket innebär att den rent teoretiskt saknar friktionsvinkel, men empiriskt har lera en friktionsvinkel på 30 grader (Larsson, o.a., 2007). Om en lera torkar ut försvinner det vatten som är grunden till materialets kohesion och det övergår då till att ha en hållfasthet enligt de samband som gäller för blandjordar.

En leras hållfasthet påverkas relativt lätt av yttre faktorer, så som omrörning. Om en lera förlorat hållfasthet på grund utav omrörning refereras den ofta till som en störd lera. Ett mått på hur känslig en lera är för denna typ av yttre påverkan är sensitivitet (S_t). Vilket definieras som kvoten mellan skjuvhållfastheten hos den ostörda leran och skjuvhållfastheten hos den störda leran (Rankka, 2003).

$$S_t = \tau_l / \tau_{ls} \quad (2)$$

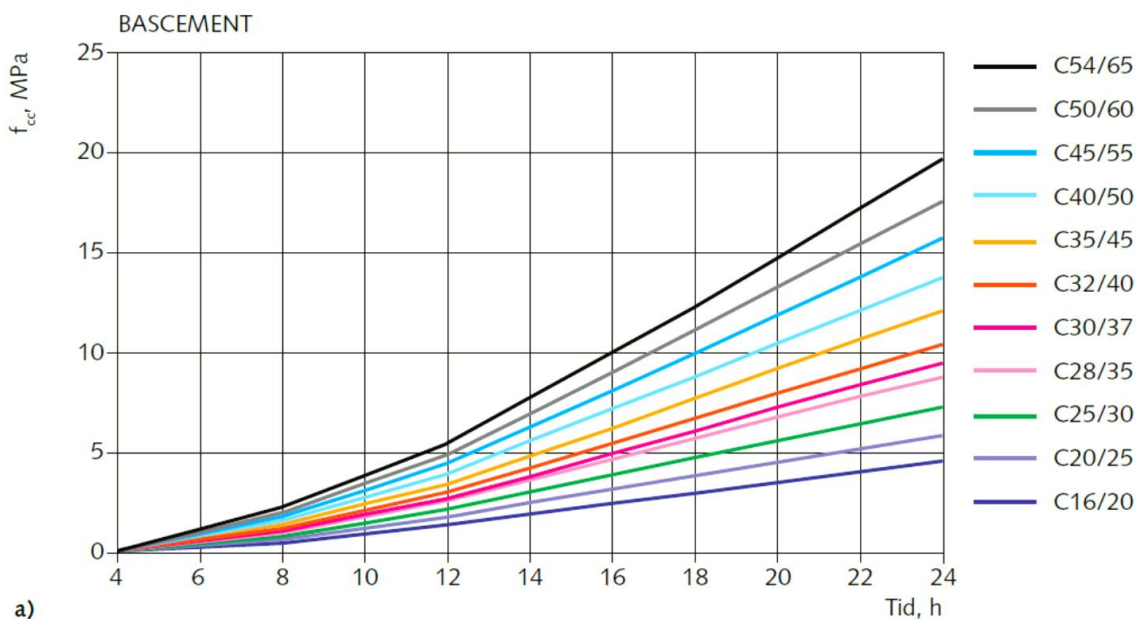
Tabell 1. Benämning på lera till följd av sensitivitet (Rankka, 2003).

Benämning	Sensitivitet
Lågsensitiv	< 8
Mellansensitiv	8 – 30
Högsensitiv	> 30*

* Enligt TK Geo är den gräns 50

3.2 Betong

Betong går igenom olika faser under sin härdningstid. Dessa faser benämns och uppträder i ordningen: färsk betong, ung betong, hållfasthetstillväxt och hårdnad betong (Burström, 2007). Under de första faserna sker intensiva reaktioner i betongen, något som gör den känslig för yttre påverkan, speciellt känslig är den för uttorkning, omgivningens temperatur och belastning under sina första dygn. I figur 4 skildras hur tryckhållfastheten utvecklas under betongens första dygn, observera att figuren skildrar ett basement men att utvecklingen i stort liknar den för ett anläggningscement.

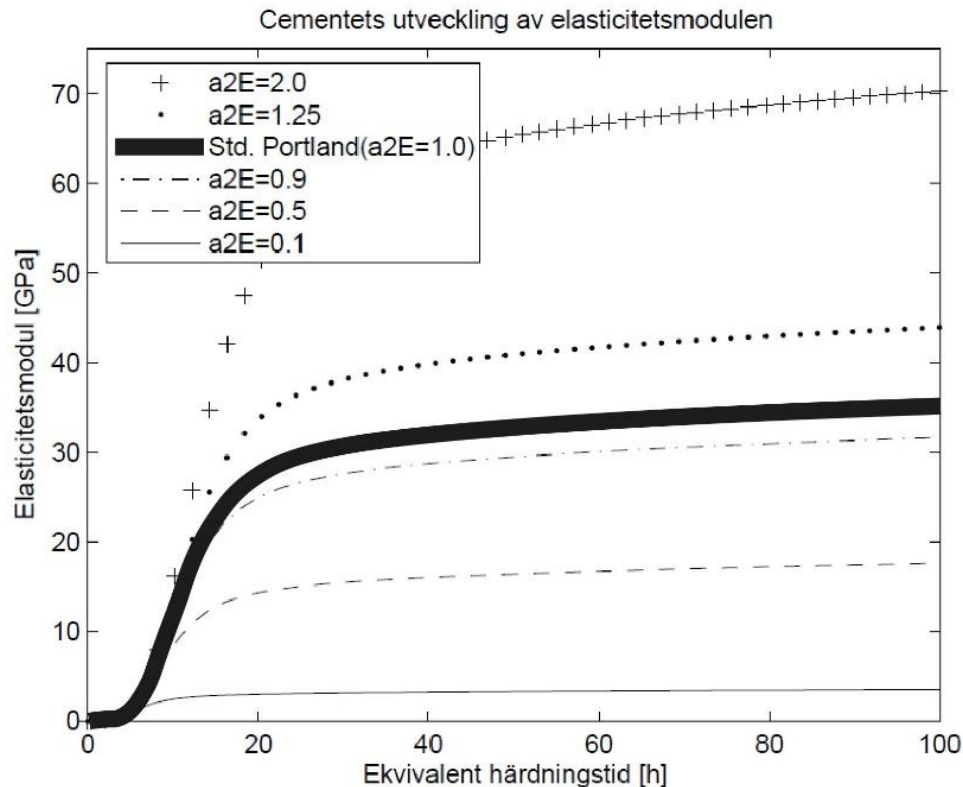


Figur 4. Tryckhållfasthetsutveckling för ny betong (Cementa).

De betongplattor som gjuts vid etappvis schaktning, gjuts med ett portlandcement, så kallat anläggningscement (C30/37) vilken även ibland benämns grovbetong. Belastningen av dessa plattor sker ofta inom 16-24 timmar vilket innebär att de, enligt Cementas produktblad (Cementa, 2015), vid belastning har en hållfasthet under 10 MPa. Detta gäller om omgivningen är 20 °C, vid lägre temperatur går härdningen långsammare vilket innebär att ännu lägre hållfasthet uppnås.

Även betongens elasticitetsmodul beror på härdningstiden, men utvecklas mycket fortare än hållfastheten och når snabbt upp till ett värde på närmare 30 GPa vilket också är dess slutliga värde. Elasticitetsmodulens utveckling kan utläsas i figur 5 där kurvan för ett Portlandcement

att har markerats i fet stil. I figuren plottas elasticitetsmodulen mot ekvivalent härdningstid för att se hur denna beror på en viss parameter, a_2E , dock är det endast kurvan för Portlandcementet som är intressant, vilken används som en referens i parameterutvärderingen. Som tidigare nämnts beror härdningsprocessen på temperaturen och för att kompensera för härdning vid olika temperaturer beräknas en ekvivalent härdningstid. Den ekvivalenta härdningstiden ska motsvara hur långt härdningsprocessen fortskridit om betongen härdat vid 20°C.



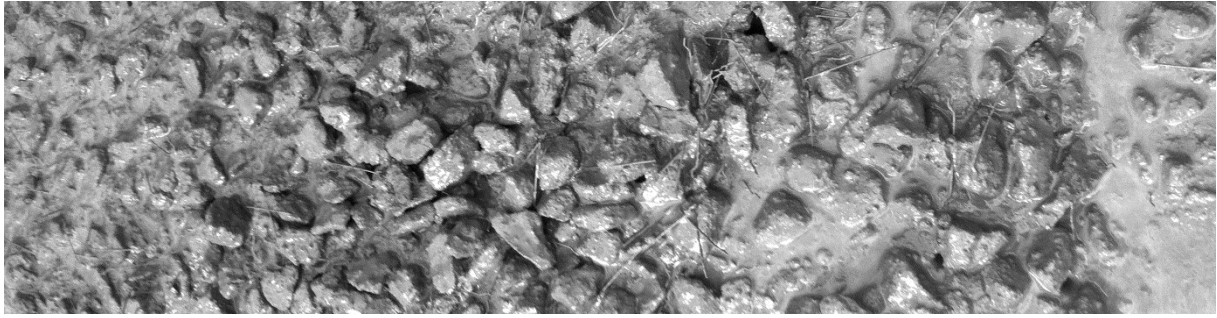
Figur 5. Elasticitetsmodulens förändring under härdningstiden, (Sjöbäck, 2006).

3.2.1 Fiberarmering

För betongplattor på schaktbottnar används oftast fiberarmering. Då stålfiber är den vanligaste fiberarmeringen för detta ändamål är det också den enda som hanteras i rapporten.

Enligt Andersson (1981) har stålfiber använts sedan 1960-talet. Deras draghållfasthet varierar betydande med tillverkningsmetod och för att kunna utnyttja de höga hållfasthetsvärdena förses fibrerna antingen med hakar i ändarna eller med varierande tvärsnitt vilket ökar vidhäftningen i mot betongen. Vanlig mängd fiberarmering för betongplattorna är ca 30 kg/m³. Enligt Crocetti² minskar fiberarmering betongens benägenhet för sprickbildning på grund av temperaturväxlingar och krypning, men påverkar inte dess draghållfasthet eller momentupptagningsförmåga i lika stor utsträckning.

² Roberto Crocetti, Professor vid Avdelningen för Konstruktionsteknik, Lunds Tekniska Högskola i Lund den 5 april 2016.



Figur 6. Fiberarmeringen går att urskilja i bilden.

3.3 Vidhäftningsmekanismer

Det finns flertalet olika vidhäftningsmekanismer som är intressanta vid studerande av betongplattornas förmåga att ta upp och överföra skjuvkrafter. Om brottet går i kontaktytan mellan betong och lera utgörs mekanismen av en form utav friktion mellan materialen men om brottet i stället går i leran utgörs mekanismen utav skjuvbrott och bestäms då av lerans hållfasthet. Därför presenteras friktion, kohesion och andra vidhäftningsmekanismer närmare.

3.3.1 Friktion

Friktion är den motståndskraft som uppstår mot skjuvning mellan två kontaktytor när de belastas av en normalkraft, friktionen beror dels på normalkraftens storlek men också på kontaktyternas utformning, råhet. Friktion delas upp i statisk och dynamisk friktion, där statisk friktion är den motståndskraft som utvecklas innan en kropp fås i rörelse och dynamisk friktion är den motståndskraft som motverkar kroppens fortsatta rörelse. Den statiska friktionen är ofta högre än den dynamiska då det för de flesta material krävs en viss kraft som trycker materialen ur deras ursprungspositioner medan materialen sedan glider relativt enkelt ovanpå varandra.

Friktion anses ofta ske mellan olika material men det kan även uppstå friktion mellan partiklarna i ett material. Exempel på friktion inom ett material är den som uppstår mellan korn i en jord, jorden benämns då friktionsjord.

Friktion mellan material beräknas vanligtvis med hjälp av den normalkraft (N) som materialen utsätts för samt materialets specifika friktionskoefficient (μ) enligt *ekvation* (3) (Grahn & Jansson, 2013).

$$F_{\text{friktion}} = \mu N \quad (3)$$

Den specifika friktionskoefficienten kan sägas beskriva vilken relativ råhet ytorna har. Friktion i jord beskrivs på motsvarande sätt med normalspänning och friktionsvinkel.

3.3.2 Friktion för in-situ gjuten betong

Friktionen mellan två material beror som nämnts på rådande normalspänning samt materialets specifika friktionskoefficient. Då betongen gjuts in-situ i lera blir dess yta inte slät som vid användande av gjutformar utan ytan får en ojämn struktur. Denna struktur omnämns alltså råhet

och motsvarar friktionskoefficienten. Råheten är en faktor mellan 0 och 1, där 1 betyder att råheten är fullt utvecklad.

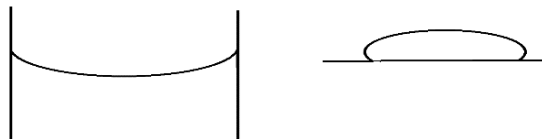
Tidigare forskning inom ämnet, som beskrivs i *avsnitt 3.9*, pekar just på att denna råhet kan bli närapå fullt utvecklad efter tid vilket betyder att vidhäftningen i kontaktytan mellan betongplattorna och leran är så stor att brottet i stället blir ett skjuvbrott i leran. *Ekvation (1)* och *ekvation (3)* ger då sambandet

$$\mu N > \gamma_{vh} \cdot A_{btg} \cdot c_u \quad (4)$$

Detta antagande används genomgående i rapporten inför försöken.

3.3.3 Kohesion och adhesion

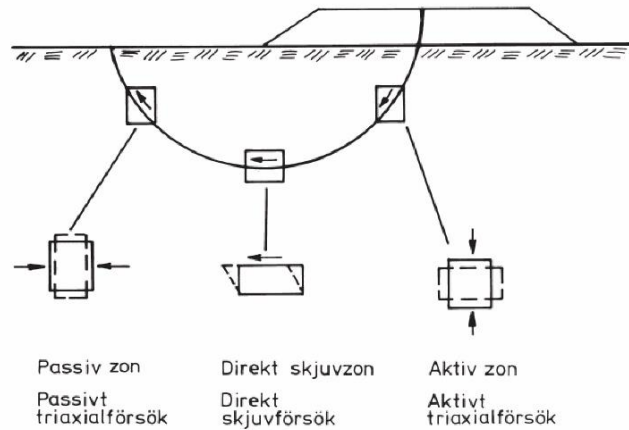
Vidhäftning mellan partiklar via intermolekylära bindningar av samma typ så som hos lerpartiklar kallas kohesion, vilket ligger till grund för benämningen av jordar som uppvisar detta beteende. Motsvarande beteende kan även iakttas mellan olika typer av material men kallas då adhesion. Beroende på om adhesionen eller kohesionen är störst får materialen olika egenskaper. Vatten har både starka adhesiva och kohesiva krafter vilket går att se då det bildar vattendroppar och har ytspänning men även fäster på andra material (Diffen, 2016).



Figur 7. Visar vattens kohesions- och adhesionsbeteende.

3.4 Skjuvhållfasthet

Jordens skjuvhållfasthet beror på flera olika parametrar, enligt Larsson (2008) beror de främst på om jorden är en friktions- eller kohesionsjord, om det är dränerade eller odränerade förhållanden samt om jorden är vattenmättad eller ej. Skjuvhållfastheten skiljer sig också beroende på vilken typ av brott som uppstår, alltså om den vertikala eller den horisontella huvudspänningen är den största. Vanligtvis används en tredje variant av skjuvhållfasthet, vilken gäller för skjuvning på plana ytor. Skillnaden på skjuvhållfastheterna bestäms av vilken vinkel som brottet går i/vilket brottplan som uppstår, något som illustreras i figur nedan. Den skjuvhållfasthet som används för ren skjuvning och som används i analysen, utvärderas genom direkta skjuvförsök som beskrivs mer i *avsnitt 3.8.1*. De olika skjuvhållfastheterna kan variera något även om de avser samma material, varpå det är viktigt att veta vilken situation som gäller och hur skjuvhållfastheten har utretts.



Figur 8. Illustrerar de olika skjuvhållfastheterna, samt hur dessa utreds. (Larsson, o.a., 2007)

Den situation och lera som studeras i den här rapporten ger en ren skjuvning i en vattenmättad och odränerad kohesionsjord vilket innebär att skjuvhållfastheten endast beror på lerans kohesionskoefficient för resonemanget bakom detta se *avsnitt 4.1*. Inför försöken finns det funderingar om att det eventuellt kan bli dränerade förhållanden just under betongplattan, på grund utav att betongen vid härdning kräver mycket vatten. Skulle detta vara fallet blir skjuvhållfastheten även starkt beroende på jordens friktionsvinkel, som för överkonsoliderade leror sätts till 30° enligt empiri (Larsson, o.a., 2007). Skjuvhållfastheten beskrivs för dränerade förhållanden med

$$\tau_{ld} = c' + \sigma'_N \tan \phi' \quad (5)$$

där den effektiva kohesionen (c') (Larsson, o.a., 2007) antas vara $c' = 0,1 \cdot c_u$. Skjuvhållfastheten beror alltså i dränerade fall till stor del på den normalspänning materialet utsätts för.

3.5 Rankines teori om jordtryck

För Rankines teori betraktas en godtycklig, horisontell jordmassa som stabiliseras av en vertikal konstruktion, exempelvis en stödmur. Stödmuren anses vara friktionsfri och jorden homogen med ett isotropiskt beteende, detta är en förenkling som ger en säkerhetsfaktor vid dimensioneringen av stödskonstruktionerna (Dahlin, Larsson, Svensson, & Olofsson, 2015).

På denna teori baseras den klassiska jordtrycksteorin, vilken säger att om en lodrät och glatt vägg placeras i en jord och det horisontella trycket sänks så komprimeras jorden vertikalt och ett aktivt brottplan uppstår i en vinkel på $\phi_{ba} = 45 - \theta/2$ grader mot vertikalplanet. Om det horisontella trycket istället ökar komprimeras jorden i horisontalled och brottytan uppstår med en vinkel på $\phi_{bp} = 45 + \theta/2$ grader mot vertikalplanet, brottet är då ett passivt sådant. (Dahlin, Larsson, Svensson, & Olofsson, 2015).

3.6 Deformationsmoduler

Det finns ett flertal olika moduler som beskriver deformation till följd utav spänningsförändringar, de som främst används inom geoteknik är elasticitetsmodulen, kompressionsmodulen och skjuvmodulen.

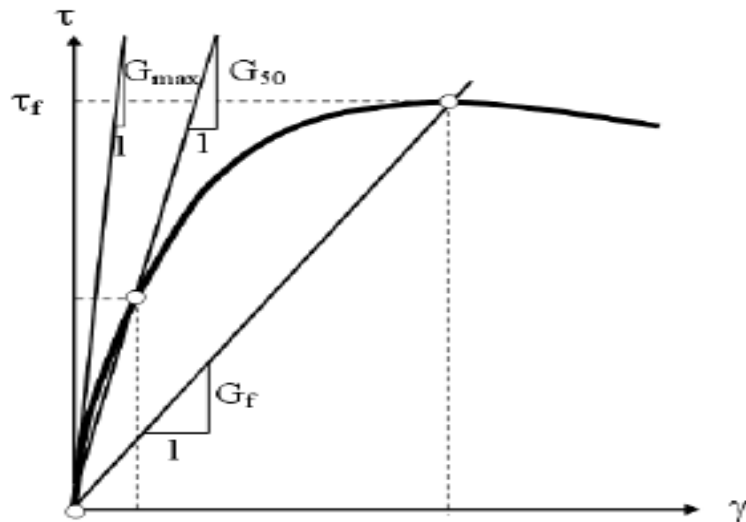
För sättningar och förskjutningar används ofta elasticitetsmodulen (E) vilken anger förhållandet mellan den axiala spänningen i ett material och den töjning som uppstår i samma riktning som belastningen angriper, utan att ta hänsyn till vilka töjningar som uppstår i andra riktningar. När elasticitetsmodulen utvärderas tillåts deformation i två riktningar. Detta gör att den skiljer sig från kompressionsmodulen (M) som används då materialet är förhindrat att töjas i alla riktningar utom en, till exempel av omgivande material. Kompressionsmodulen är därför vanligare att använda inom geotekniken, speciellt för täta jordar som odränerade leror. För de försök som utförs kopplade till den här rapporten används skjuvmodulen (G) vilken anger förhållandet mellan de skjuvtöjningar som uppstår till följd av skjuvkrafter och kraftens storlek. Eftersom skjuvmodulen är den viktigaste modulen i samband med rapporten beskrivs denna ytterligare.

Skjuvmodul (G)

Ett sätt att bestämma skjuvmodulen är genom materialets elasticitetsmodul, vilket redovisas i *avsnitt 3.5*. Det är enligt Karlsson³ vanligt att kontrollera den framtagna elasticitetsmodulen med skjuvhållfastheten på samma sätt som kompressionsmodulen före förkonsolideringstycket (M_o), vilken beräknas som $M_o \approx 250 \cdot c_u$ (Larsson, 2008). Att exakt bestämma elasticitetsmodulen på detta sätt är svårt men genom att använda sig utav denna metod kan ett spann, vari det verkliga värdet på elasticitetsmodulen använts. För den aktuella situationen har en övre gräns på $500 \cdot c_u$ valts efter samtal med Karlsson. Detta för att få en bättre förståelse för de grafer och siffror som används vid beräkningarna och förstå hur parametrarna har bestämts.

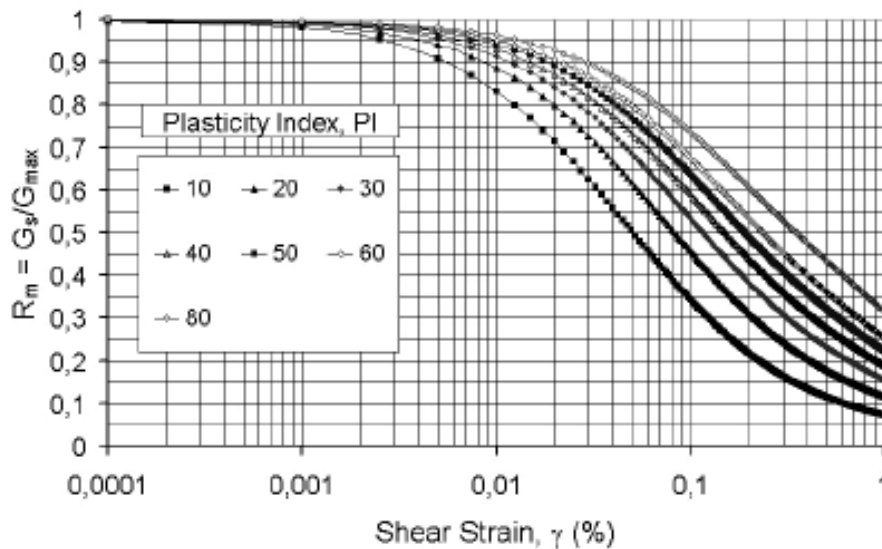
Skjuvmodulen kan ses som tangenten till spännings-töjningskurvan, där denna är olinjär, vilket den ofta är för jordar, denna är därför svårbestämd. Nedan visas ett schematiskt samband mellan den töjning som genererats i förhållande till skjuvspänning som påverkar materialet (Massarsch, 2004). Därur går det att se att den högsta modulen fås precis i början av förloppet när spänningarna är relativt låga och den lägsta fås som väntat när materialet övergår till plastiskt beteende. Det går även att se i figuren att en linjärelastisk modell så som Mohr-Coulomb (se *avsnitt 4.1*) inte tillfredställande återger det rådande sambandet mellan spänning och skjuvtöjning då skjuvmodulen (G_f) ger värden som avviker kraftigt från de verkliga värdena.

³ Anton Karlsson, Geotekniker Peab Anläggning, Peabs kontor i Helsingborg den 3 maj 2016.



Figur 9. Tvärspänning- tvärtöjnings- samband för odränerade finkorniga jordar under belastningsökning (Massarsch, 2004)

I figur 10 blir det även tydligt att skjuvmodulen beror av töjningens storlek och därmed är högre för en mindre töjning och lägre för en större töjning.



Figur 10 Grafen visar förhållandet mellan modulens reduktionsfaktor och skjuvtöjningen (Massarsch, 2004).

3.7 Tvärkontraktionstalet

Tvärkontraktionstalet (ν), även kallat Poissons tal, beskriver förhållandet mellan ett materials töjning i tvärriktningen och normalriktningen då det utsätts för en normalkraft (Ljung, Ottosen, & Ristinmaa, 2007). En stång av stål som belastas med dragkraft blir inte bara längre utan även smalare och om den i stället belastas med en tryckkraft blir den inte bara kortare utan även tjockare.

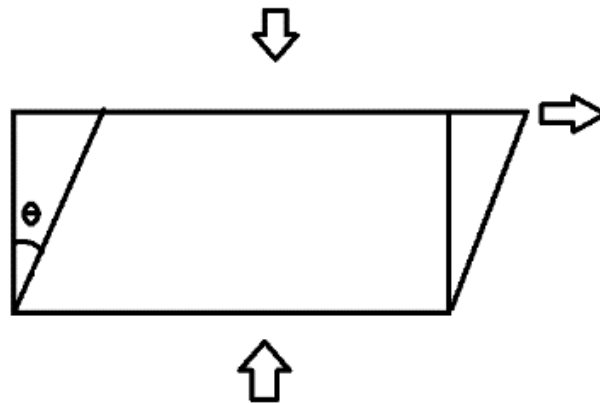
För en jord beror tvärkontraktionstalet på vattenmättnadsgraden och ligger för leror vanligtvis mellan 0,47 och 0,5 (SGF:s Markvibrationskommitté, 2013) där ett värde nära 0,5 innebär att leran är nära inkompressibel.

3.8 Geotekniska undersökningar

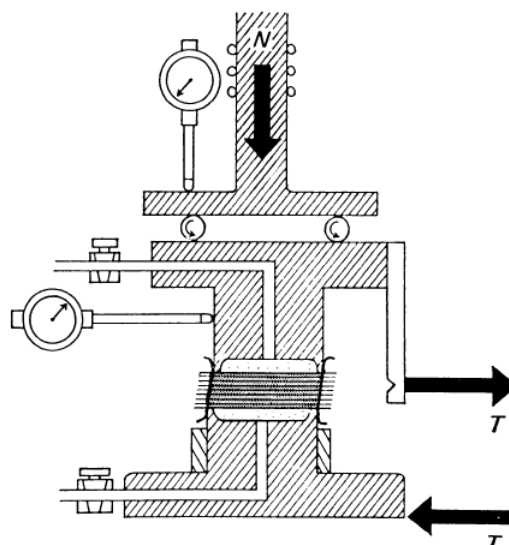
För att kunna göra korrekta förutsägelser och modeller av försöken är det av största vikt att använda rätt parametrar. En del av dessa parametrar utvärderas bäst genom de geotekniska undersökningar som beskrivs nedan.

3.8.1 Direkta skjuvförsök

Ett direkt skjuvförsök är ett laboratorieförsök utformat för att efterlikna det spänningstillstånd som uppstår längs ett brottplan. Detta gör att direkta skjuvförsök ger resultat som inte behöver korrigeras i efterhand och därför är enkla att använda (Larsson, 2004). Försöket utförs genom att en kub- eller cylinderformad provkropp utsätts för en vertikal spänning och tillåts konsolidera tills dess att in-situ-spänningarna uppnåtts. Provkammaren utgörs av två delar som efter konsolidering skjuvas gentemot varandra och då utsätter leran för en ökande skjuvspänning (Craig & Knappett, 2012). Resultatet anges i en graf där skjuvspänning plottas mot deformation. Ur grafen går det att utläsa skjuvmodulen som $G = d\tau/d\varepsilon$. Det går även att utröna kohesionskoefficienten och/eller friktionsvinkeln som används för att få fram skjuvhållfastheten (Sällfors, 2009).



Figur 11. Principskiss över ett skjuvförsök.



Figur 12. Principskiss skjuvapparat (Larsson, Jords Egenskaper, 2008).

3.8.2 Triaxförsök

Triaxförsök har många fördelar, först och främst så kan de användas för alla jordtyper och till skillnad från direkta skjuvförsök, kan dräneringen kontrolleras även för jordar med låg permeabilitet (Craig & Knappett, 2012). Det är också möjligt att mäta vattentrycket. Enligt Sällfors (2009) utförs triaxförsök på cylindriska provkroppar som oftast har ett 2 till 1 förhållande mellan höjd och diameter. Provkroppen är omsluten av ett gummimembran och provet fylls innan provning med vatten för att åstadkomma en isotrop spänningsökning. Provet genomförs i två steg där det första steget innebär att den vertikala lasten ökas och provet får tid att konsolidera. Nästa fas, skjuvfasen, inträder då det börjar uppstå vertikala deformationer och provkroppens diameter ökar. Resultaten av ett sådant försök ger ett spännings-töjnings samband. Om provkroppen tillåts deformera i horisontal led ger dessa samband elasticitetsmodulen och kontraktionstalet.

3.8.3 CRS-försök (Constant Rate of Strain)

CRS-försök är ett ödometerförsök där belastning sker så att deformationerna uppstår med en konstant hastighet. Under belastningen tillåts provet att dräneras i horisontal led men deformation kan endast ske i vertikallid. Resultatet redovisas i en spännings-töjningskurva ur vilken man kan läsa ut kompressionsmodulen för olika spänningsintervall samt förkonsolideringsspänningen (Sällfors, 2009). Att utvärdera kompressionsmodulen före förkonsolideringstrycket är dock svårt och istället rekommenderar SGI i sin rapport om Jords egenskaper (Larsson, 2008) att denna bör väljas empiriskt som $M_0 = 250 \cdot c_u$.

3.9 Tidigare forskning: ”Pull out” -tester

Det har gjorts en del tidigare forskning inom ämnet där man syftat till att få fram värden på vidhäftningen mellan betong och lera. Denna forskning har gjorts i form utav så kallade ”pull-out”-tester. Ett ”pull-out”-test innebär kort att en påle eller slitsmur gjuts in-situ för att sedan dras upp ur jorden. Genom att mäta den kraft som krävs för att dra upp konstruktionerna kan vidhäftningen beräknas, på så sätt kan man också kontrollera var brottet går. Dessa ”pull-out”-tester ger information om vilka effekter som träder i kraft i vertikallid och det har hittills i branschen antagits att samma effekter inträffar i horisontal led.

Inför byggandet av Götatunneln genom Göteborg utreddes olika alternativ till byggherrens förslag att nyttja en vattenfylld spontad schakt och undervattengjutning. Det valda alternativet blev att använda sig av en metod som utvecklats i Oslo inför ett tunnelbygge under 1970-talet (Engelstad, 2002) Denna metod innebär kortfattat att slitsmurar gjuts i botten på schaktgropen, dessa hjälper då till att motverka inpressning av schaktgropens omgivande slitsmurar samtidigt som de motverkar bottenuppträckning genom utnyttjande av vidhäftning mellan betong och lera likt den som antas för kohesionspålar.

Metodutvecklandet inför tunnelbygget genom Oslo innefattade ”pull-out” tester för att testa teorin om vidhäftningen. Där gjöts 6 meter långa in-situ pålar som fick härda i en och en halv månad innan de drogs upp. Flera olika stödvätskor användes för att se om det fanns skillnader och försöken visade att för de pålar som utförts med stödvätska av vatten, lera och Mikrosil uppkom brottet i leran medan de pålar som gjutits i stödväska av bentonitlera uppkom brottet i kontaktytan.

Då man i Götatunneln ville använda sig utav bentonit som stödvätska gjordes fler försök att mäta vidhäftningen mellan lera och betongslitsmurar. I denna rapport redogörs endast resultat

och teser från dessa försök. (Engelstad, 2002). Tre veckor efter gjutning provdrogs de första slitsmurarna och den genomsnittliga skjuvhållfastheten uppgick då till 19,5 kPa, vilket ska jämföras med lerans dimensionerade skjuvhållfasthet på 27,82 kPa. Efter åtta veckor uppgick den till 27,2 kPa vilket innebär att råheten uppgick till 0,98 av designvärdet på skjuvhållfastheten. Före försöken hade partialkoefficienten för vidhäftningen antagits till $\gamma_{sd} = 1,7$, något som ligger under det spann som enligt Baltrock⁴ då användes på ca 1,8-2,0. Partialkoefficienten används enligt

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{sd}} \quad (6)$$

och motsvarar en råhet på 0,59.

Försöken visade alltså att vidhäftningen ökade med tiden. Tre bidragande faktorer till detta fenomen presenterades: störning av leran, dränering av porvattenövertryck samt betongens härdningsprocess. Lera är ett sensitivt material vilket innebär att det är känsligt för störning. Skjuvhållfastheten sjunker vid omrörning men den återkommer om leran lämnas att rekonsolidera. Vid gjutningen uppmättes ett ökande porvattentryck vilket innebär att leran innehöll mer vatten än vanligt. Porövertryck är en vanlig faktor till uppkomst av skred då det minskar lerans skjuvhållfasthet (MSB, 2014). Porövertrycket kan dräneras bort efter en tid vilket innebär att leran får tillbaka sin normala skjuvhållfasthet. Den tredje och sista bidragande faktorn som presenterades är betongens härdningsprocess. Vid härdning av betong krävs en hel del vatten, något som inte verkar orimligt att anta kan ha tagits från omkringliggande lera då slitsmurarna på alla sidor var omgivna av lera. Detta skulle i så fall innebära att leran mer eller mindre växer fast mot betongen och därmed ökar vidhäftningen.

3.10 Dimensioneringsbakgrund

Dimensioneringen av betongplattor görs idag enligt TK Geo med bakgrund i de ”pull-out”-testerna som beskrivits ovan och den teori som finns kring skjuvspänningar för pålar. Nedan beskrivs de olika dimensioneringsmetoderna som finns för pålar och plattor som även tillämpas vid dimensionering av betongplattestämp.

3.10.1 Dimensionering av kohesionspålar

Vid dimensionering av mantelburna pålar beräknas enligt Holm och Olsson (Pålgrundläggning, 1993) nästan all last tas upp genom skjuvspänningar mellan påle och omkringliggande jord. Den maximala möjliga skjuvspänningen som uppkommer bestäms enligt Craig och Knappett (2012) genom

$$\tau_{int} = \alpha \cdot c_u \quad (7)$$

Faktorn α är en adhesionsfaktor som beror på pålens yta och installationsmetod. Denna faktor kan jämföras med tidigare nämnda vidhäftningsmekanismer och motsvarar γ_{vh} i ekvation (1).

⁴ Daniel Baltrock, Geotekniker Peab Anläggning, Peabs kontor i Helsingborg den 17 maj 2016

3.10.2 Dimensionering enligt TK Geo

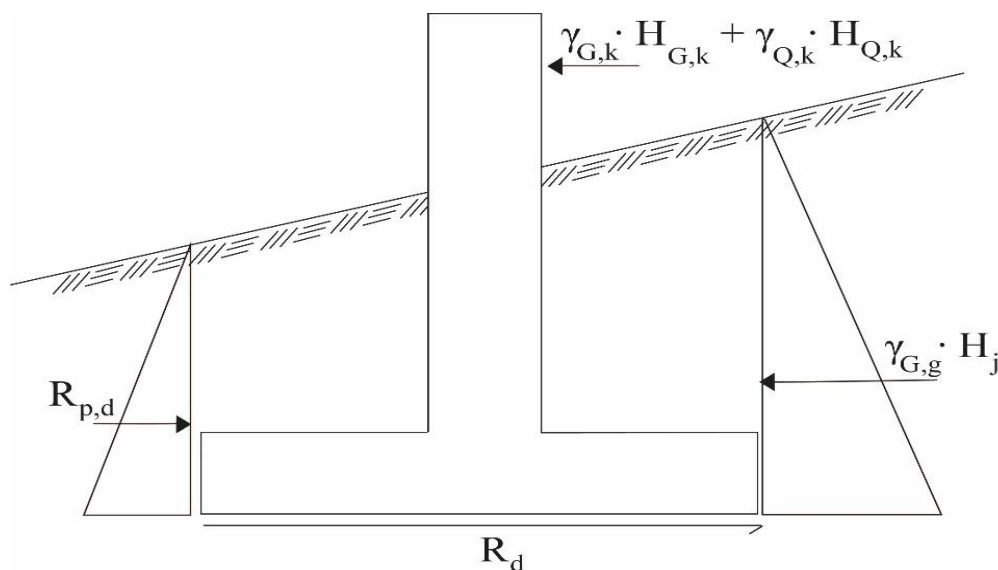
Enligt TK Geo 13 (Trafikverket, 2016) ska plattor kontrolleras med hänsyn till stabilitet, vertikal bärförmåga, glidning och stjälpning. Detta gäller dock för plattor i botten av en pelarkonstruktion eller liknande enligt figur nedan och inte bottenplattor i form av stämp. Så kontrollerna av stabilitet, vertikal bärförmåga och stjälpning är inte intressanta i samband med försöken. Däremot är glidningskontrollen intressant då den kontrolleras genom att jämföra de horisontella krafterna med bärförmågan i jorden på grund utav kohesion och mothållande jordtryck i form utav vilojordtryck enligt

$$\gamma_{G,g} \cdot H_j + \gamma_{G,k} \cdot H_{k;G} + \gamma_{Q,k} \cdot H_{k;Q} \leq R_d + R_{p;d} \quad (8)$$

$$R_d = A_{btg} \cdot c_{ud} \quad (9)$$

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_{sd}} \quad (6)$$

Just bärförmågan som kan tillgodoses på grund utav kohesion (R_d) är intressant, den beskrivs liknande den maximala skjuvspänningen i (1) och (7).



Figur 13. Illustration av ingående parametrar i glidningsberäkningen.

γ_{sd} ska enligt TK Geo (Trafikverket, 2016) sättas till 1,5 för odränerade förhållande vilket motsvarar en vidhäftningsfaktor (γ_{vh}) i ekvation (1) på 0,67.

3.10.3 Dimensionering av stämp i form utav bottenplatta av betong

Då platsgjuten betong används som stämp räknas denna idag verka som en direkt vinkelrät kraft på sponten. Detta enligt byggforskningsrådets rekommendationer för spontningsarbeten (Byggforskningsrådet, 1984). Enligt densamma schaktas den sista massan bort strimvis och ersätts av ett 10 centimeter tjockt lager betong. När betongen har uppnått en tryckhållfasthet på

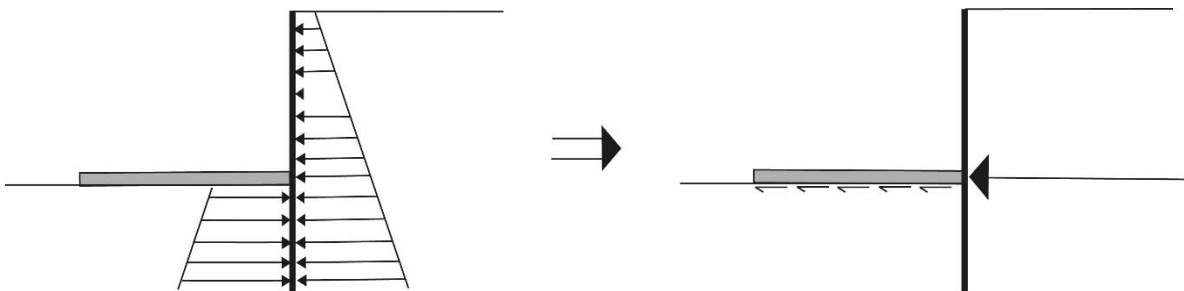
12 MPa motsvarande klass K15/C12 (Olsson & Svensson, 2001) kan intilliggande sektion schaktas bort. Detta sker i praktiken ofta efter ca 16 timmar då gjutning av betongplattan sker på eftermiddagen och fortsatt schaktning påbörjas nästföljande morgon.

Vid dimensionering av betongplattan beräknas all kraft gå genom betongen enligt figur nedan och, precis som för pÅlar, antas kraften tas upp genom skjuvspänningar enligt *ekvation* (1). Vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}) baseras på de ”pull-out” tester som gjorts och på geoteknikerns erfarenhet och kan enligt Svensson och Wallgren⁵ variera mellan 0,6-0,9.

$$F_{btg} = \gamma_{vh} \cdot A_{btg} \cdot c_u \quad (1)$$

Vilket ger sambandet mellan *ekvation* 5 och 1:

$$\alpha = \gamma_{vh} \cdot A_{btg} \quad (10)$$



Figur 14. Jordtrycket beräknas som en last gå via betongplattan och med hjälp av skjuvspänningar överförs till leran.

Vidhäftningen beror alltså på råheten mellan materialen och tidigare forskning visar att denna vidhäftning är hög då brott går i omgivande lera och inte i kontaktytan varpå lerans skjuvhållfasthet blir, och är enligt dimensioneringsmetoderna, den avgörande parametern. Beräkningarna för brottslasten baseras därför på lerans skjuvhållfasthet.

Övriga kontroller

Förutom skjuvhållfastheten kontrolleras betongplattan även för knäckning och kantpåtryckning. Knäcklasten beräknas som en Eulerknäcklast enligt linjebalksteori och ses som en fritt upplagd balk (Isaksson & Mårtensson, 2010).

$$P_c = \pi^2 \cdot \frac{EI}{(\beta L)^2} \quad (11)$$

När det moment och den normalkraft som spanten utsätter betongplattan för är känd kontrolleras att kantpåkänningen inte är större än betongens tryckhållfasthet så att inte lokal krossning av betongen sker.

3.11 Sammanfattning

De två ingående materialen lera och betong (ung betong) är båda material vars egenskaper kan ändras på grund utav yttre och inre faktorer. Lera är ett kohesionsmaterial vars hållfasthet sjunker vid störning och betong är ett material vars egenskaper starkt kopplas till dess

⁵ Michael Svensson och Johnny Wallgren, Geotekniker Peab Anläggning, Peabs kontor i Göteborg den 22 februari 2016.

härdningsprocess. För betong gäller att både tryckhållfastheten och elasticitetmodulen utvecklas under härdningsprocessen som är temperaturberoende och vattenkrävande.

Det finns olika vidhäftningsmekanismer som är intressanta i samband med försöken, dels de som kan uppstå mellan material och dels de som kan uppstå inom ett material. De som anses intressanta är främst friktion, kohesion och adhesion.

Skjuvhållfastheten för en lera beror starkt på om leran är dränerad eller odränerad. Odränerade förhållanden är vanligast då lera ett mer eller mindre impermeabelt material och dräneras därmed oerhört långsamt.

För jordtryck mot konstruktioner studeras Rankines teori som beskriver hur brottplan uppstår beroende på om brottet är aktivt eller passivt. I försöken blir ett eventuellt brott i leran under betongplattan passivt då leran i detta fall motverkar brott medan jordtrycket bakom spanten bidrar aktivt till brott så eventuella brott bakom spanten räknas som aktiva.

För att mobilisera en kraft krävs en deformation som beror på materialets egenskaper. För betongen är elasticitetsmodulen intressant då denna beskriver hur ett material töjs i samma riktning som det belastas, för leran är det däremot skjuvmodulen som är den mest intressanta då denna beskriver förhållandet mellan skjuvtöjningar och skjuvspänningar. I det aktuella området har direkta skjuvförsök och triaxförsök gjorts på leran för att bestämma dess egenskaper. Ett direkt skjuvförsök kan ge materialets skjuvmodul, kohesionskoefficient eller friktionsvinkel medan ett triaxförsök ger materialets elasticitetsmodul och kontraktionstal.

Resultat från tidigare forskning genom ”pull-out”-tester visar att vidhäftning mellan betong och lera ökar med tiden och presenterar tre teorier som kan förklara detta beteende. Teorierna kan kopplas till störning av leran, porövertryck och betongens härdningsprocess.

Idag beräknas vidhäftningen mellan betong och lera bero på kontaktytans area och på lerans skjuvhållfasthet vilket grundas på tidigare forskning. Detta för att råheten som bildas vid in-situ gjutning av betongplattorna antas utvecklas fullt ut så att materialet i kontaktytan nästintill kan ses som ett material.

I tabell 2 presenteras de partialkoefficienter och vidhäftningsfaktorer som anges enligt TK Geo (Trafikverket, 2016) och tidigare forskning samt vad som används i branschen. Branschen anger ingen partialkoefficient varpå en har beräknats enligt.

$$\gamma_{sd} = 1/\gamma_{vh} \quad (12)$$

Tabell 2. Sammanställning av partialkoefficient och motsvarande vidhäftningsfaktor.

	<i>TK Geo</i>	<i>Götatunneln</i>	<i>Branschen</i>
γ_{sd}	1,5	1,7	1,66-1,11
γ_{vh}	0,67	0,59*	0,6-0,9

4 Materialmodeller

Inom geotekniken används ett flertal materialmodeller som på olika sätt beskriver jordens tillstånd och beteende. Nedan presenteras några av de mest klassiska teorierna som är intressanta i samband med rapportens syfte. Mohr-Coulombs teori är den som används i PLAXIS för det här projektet. Hardening (HS) och softening soil (SS) presenteras översiktligt nedan då lera ofta uppträder efter dessa beteendemönster.

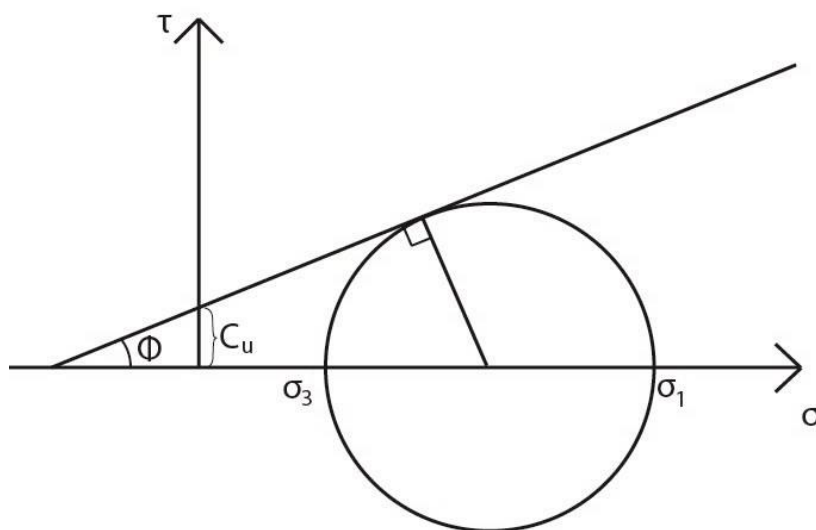
4.1 Mohr-Coulomb

Tillskillnad från Rankines teori tar Mohr-Coulombs modell även hänsyn till friktion mellan konstruktion och jord. Denna friktion ger i verkligheten brottplanet en något kurvad botten men i teorin antas alltid ett rakt brottplan. Detta stämmer bra för aktiva brottplan och passiva brottplan där friktionen är liten (Craig, 2004) Att använda sig utav Mohr-Coulombs modell ger en approximation av jordars uppförande och är därför bra för första analyser där resultaten ger en god uppfattning av slutliga deformationer men bör kompletteras vid avancerade dimensioneringssituationer.

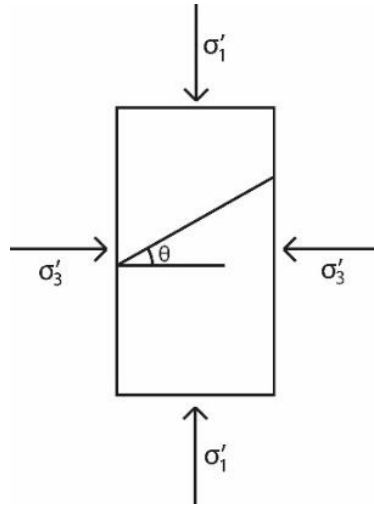
Spänningstillståndet i en jord beskrivs ofta med hjälp av normalspänningar och skjuvspänningar och plottas också mot varandra för det tvådimensionella fallet (Craig & Knappett, 2012). Mohrs cirkel teori är ett sätt att plotta just dessa variabler mot varandra för att ur denna graf kunna bestämma en jords hållfasthet. Cirkelns randpunkter på normalspänningsaxeln motsvarar de två huvudspänningarna. Samtliga spänningstillstånd för alla möjliga brottplan återfinns i cirkeln. Jorden går till brott då en kritisk kombination av skjuv- och normalspänningar uppnås vilket illustreras av att någon punkt på cirkeln rör den linje som beskriver hållfastheten. För Mohr-Coulombs brottkriterium beskrivs hållfastheten som

$$\tau_f = c' + \tan \phi' \quad (13)$$

Spänningcirkeln och motsvarande brottkriterium illustreras i Figur 15 och det brottplan som då uppstår kan utläsas ur figur 16.



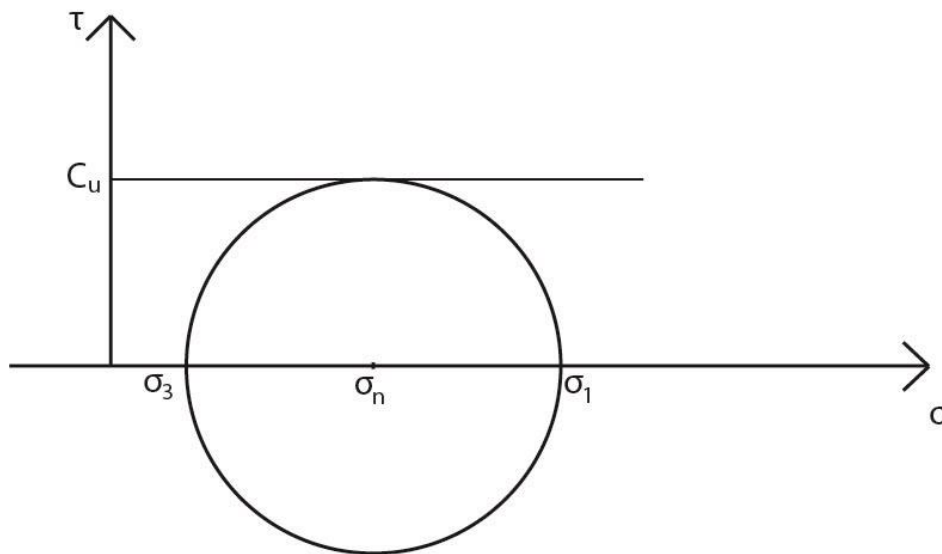
Figur 15. Mohrs spänningcirkel.



Figur 16. Illustration av hur huvudspänningarna och brottplanen förhåller sig till varandra..

För rena kohesionsjordar, vilka teoretiskt sett inte har någon friktionsvinkel, gäller istället sambandet enligt figur 17 nedan. Där förhållandet, skillnaden, mellan huvudspänningarna är den avgörande parametern och inte storleken på de enskilda spänningarnas storlek. Detta ger för rena kohesionsjordar

$$\tau_l = c_u \quad (14)$$

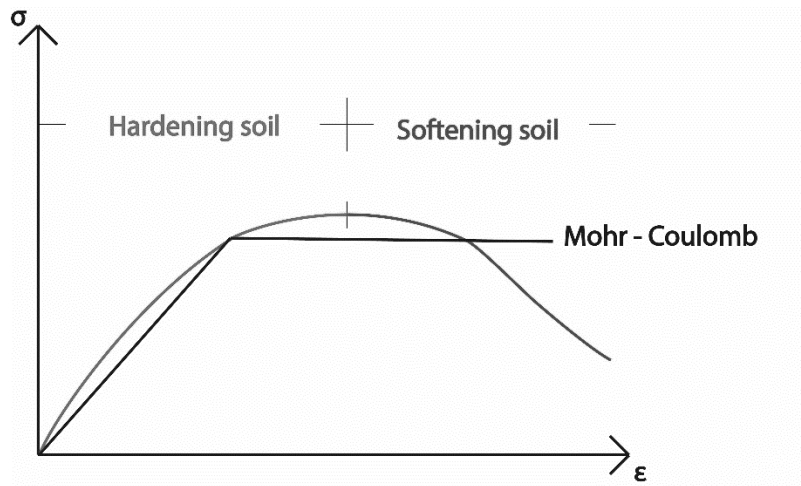


Figur 17. Illustration av hur brott beror på spänningsförhållandet.

4.2 Hardening och softening Soil

Jordmaterial beter sig ofta olika före och efter att de uppnår förkonsolideringstrycket och brottspänningen. Typiskt för cementerande material så som betong, vissa jordarter och sten är att de under tryck utvecklar en ökande hållfasthet efter det att förkonsolideringstrycket har uppnåtts och en avtagande hållfasthet efter det att brottspänningen har uppnåtts. Det vill säga att deformationen ökar samtidigt som spänningen avtar. Dessa fenomen kallas hardening (HS-modell) respektive softening soil (SS-modell).

HS och SS-modellerna är mer avancerade än Mohr-Coulombs materialmodell. De tar även hänsyn till materialens spänningshistoria, vilket gör att det är bättre anpassade för leror där den har stor betydelse. För förståelse av rapporten är det mest intressant att se vad de olika modellerna innebär rent praktiskt, eftersom det i detta skede endast kontrolleras när brott uppstår kan Mohr-Coulombs modell ändå antas vara tillräckligt avancerad. Skillnaderna på de olika modellerna illustreras i Figur 18.



Figur 18. Visar på skillnaden mellan de olika modellerna rent praktiskt.

5 Analytiska beräkningar

Inför fältförsöken utförs analytiska beräkningar i MATLAB, dels för att kunna förbereda fältundersökningarna och dels för att kunna jämföra resultaten från de analytiska beräkningarna med de från försöksresultaten. Eftersom de analytiska beräkningarna görs för att förutsäga händelser har, då inget annat anges, beräkningarna utförts med karakteristiska värden utan säkerhetsfaktorer.

Inför testerna kontrolleras hållfastheten i de ingående komponenterna samt hur storleken på plattorna inverkar på vidhäftningen och andra resultat. Detta för att kunna välja lämpliga dimensioner på plattorna. Det utförs även överslagsberäkningar på omgivande material och spont för att kontrollera totalstabilitet med målet att undvika obehagliga överraskningar i fält.

För att kunna analysera de värden som fås under försöken utförs beräkningen av den förväntade brottlasten och den förväntade töjningen två gånger. Först innan försöken med antagna parametrar från den marktekniska undersökningsrapporten som upprättats för området och sedan i efterhand med de parametrar som tagits fram för den aktuella leran.

5.1 Materialval

Valet av betong och spontkvalité görs i enighet med vad som normalt används vid etappvis schaktning och in-situ gjutning av betongplattor idag.

Den betong som används är av klass C30/37 S4, CEM I 42,5 N – SR3 MH/LA. S4 innebär att det är en relativt lättflytande betong. CEM I innebär att det är ett Portlandcement, så kallat anläggningscement. 42,5 N anger att den normala tryckhållfastheten efter 28 dygn är 42,5 MPa. Vidare är det ett sulfatsresistent, långsamt värmeutvecklande och lågalkaliskt cement (Cementa, 2015). Betongen innehåller 30 kg stålfiberarmering per kubikmeter betong.

Spontplanken väljs efter vad som finns tillgängligt på arbetsplatsen, blev i det här fallet korrugerat spontplank med måtten 0,6x5,5 meter, dessa benämns PU13.

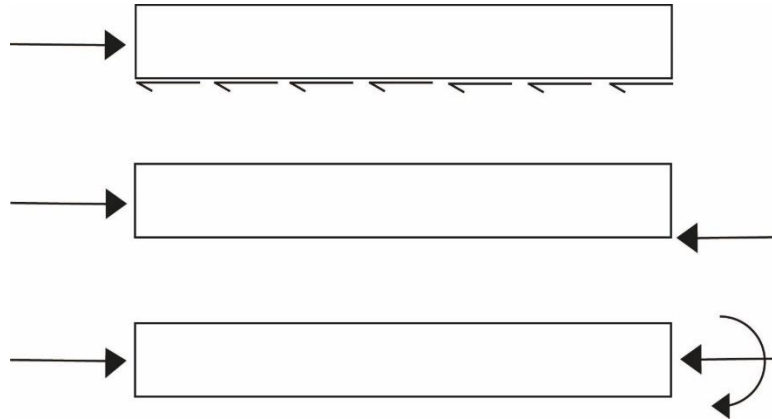
5.2 Knäckning och uppböjning

Knäckning kontrolleras främst för att säkerställa att skjuvbrott och inte konstruktionsbrott sker under försöken, då ett knäckningsbrott i betongen skulle resultera i oanvändbara försöksresultat. Uppböjning av betongplattan till följd av den kraft som utövas av sponten, eller i detta fall av domkrafterna, är intressant av två anledningar. Inför testerna är det intressant att få en uppfattning av storleksordningen på deformationerna för att kunna mäta dessa på ett bra sätt, men det är också intressant då en stor uppböjning skulle kunna innebära problem under ett byggskede.

Knäckning och uppböjning kontrolleras för plattan enligt linjebalkanalys där plattan ses som en fritt upplagd balk. Ingen hänsyn tas till egentygnd eller bottenuppretryckning då dessa anses vara försumbara i sammanhanget. Knäcklasten beräknas enligt Eulerknäckning och motsvarar den maximala kraft som kan belasta plattans kortända i horisontalled utan att betongplattan riskerar att knäckas, den beräknas enligt

$$P_c = \pi^2 \cdot \frac{EI}{(\beta L)^2} \quad (15)$$

I beräkningarna ses vidhäftningen som en kraft som angriper i plattans bakre ände, enligt figur. Genom att bortse från att vidhäftning mellan betong och lera sker längs hela plattans längd fås en lägre knäcklast än i verkligheten då vidhäftningen rimligen ökar styvheten. I figuren illustreras också att ett moment uppstår i betongplattan på grund utav vidhäftningens excentricitet, detta påverkar dock inte knäcklasten utan leder endast till en ökad uppböjning.



Figur 19 Principskiss - förenkling för beräkning av knäcklast och uppböjning.

Överst: Antagen lastfördelning, Mitten: Förenklad angreppspunkt, Nederst: Moment på grund utav excentricitet.

Knäckning kontrolleras endast i en riktning då knäckning i sidled inte är aktuell till följd av det höga tröghetsmomentet. Knäcklängden beror på infästningen av plattan och då den i det här fallet ses som en fritt upplagd balk blir knäcklängden plattans totala längd. För betongens elasticitetsmodul används standardvärde enligt Isaksson och Mårtensson (2010) det vill säga

$$E = 30 \text{ GPa} \quad l_{kr} = \beta L = L$$

De uppböjningsanalyser som görs på betongen görs, precis som för knäcklastberäkningarna, enligt linjebalkanalys där plattan ses som en fritt upplagd balk. Inte heller för dessa beräkningar tas någon hänsyn till egentygnd eller bottenuppträckning, utan endast momentet som uppstår på grund utav vidhäftningen enligt resonemang ovan. Full vidhäftningen antas, beräknad som $A \cdot c_u$, och ses som en kraft som angriper i plattans ände.

Den icke centrerade kraften i plattans yttre ände ger upphov till ett moment vilket är anledningen till att det sker en uppböjning i plattans mittparti. Momentet beräknas enligt

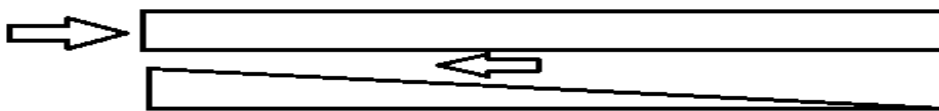
$$M_{btg} = F_{dk} \cdot h_{btg}/2 \quad (16)$$

Uppböjningen beräknas enligt

$$v = \frac{l}{E \cdot I \cdot 16} \cdot M_{btg} \cdot x \cdot \left(1 - \frac{4x^2}{3 \cdot l^2}\right) \quad (17)$$

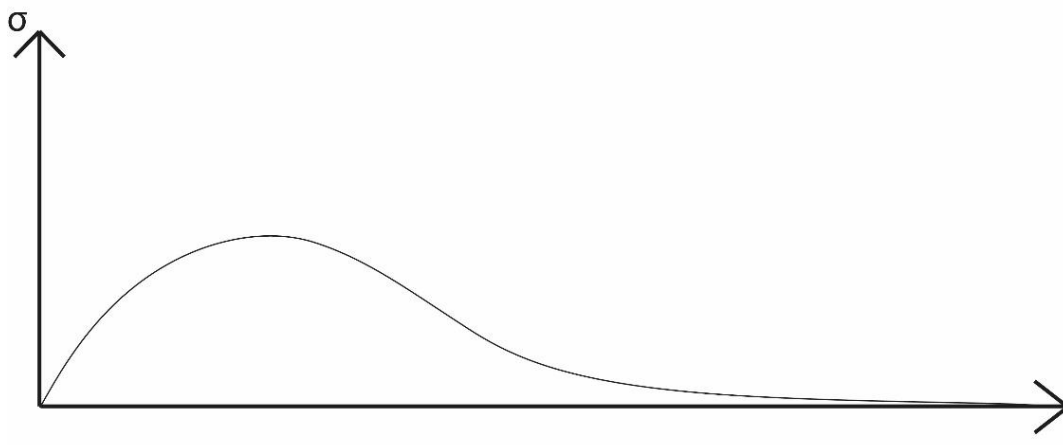
där x står för avståndet mellan innerkanten på plattans bakre ände och aktuell punkt för uppböjning. (Isaksson & Mårtensson, 2010).

Genom att räkna på detta sätt frånses hur den verkliga kraftupptagningen förväntas ske och de effekter detta har. I ett första skede kan det antas att all kraft tas upp av leran närmast sponten, vilket ger att även brott sker där först, varpå lastfördelningen förändras och skjuvkraften mobiliseras av leran längre bak under plattan. Lastfördelningen och brottet förflyttar sig således bakåt längs med plattan. Detta illustreras i figur 20



Figur 20. Lastfördelningen över plattans undersida.

Det kan också tänkas vara så att plattans längd inte kan utnyttjas på det sätt som antagits. Detta kan ske ifall då en så kallad spänningsbubbla utvecklas som gör att brott sker i leran nära spont och detta brott fortskrider på ett sådant sätt att ingen omfördelning av lastupptagningen kan ske. Denna spänningsbubbla illustreras i figur 21



Figur 21. Spänningsbubbla

5.3 Lokal krossning av betong, kantpåkänning

Ifall de tryck som generas av domkraften är större än betongens tryckhållfasthet (f_{ck}) kan lokal krossning av betongen uppkomma. Detta sätts i relation till kraften enligt

$$F_{domkraft} < f_{ck} \cdot A_{domkraft} \quad (18)$$

5.4 Brottlast

Den förväntade brottlasten beräknas enligt dagens praxis och baseras på tidigare forskning samt TK GEO. Enligt resonemang i inledande avsnitt om lera kan odränerade förhållanden antas gälla för försöken. Gällande praxis antar att brottet beror på lerans skjuvhållfasthet och enligt Mohr-Coulombs modell är skjuvhållfastheten för kohesionsjord endast beroende av kohesionskoefficienten, enligt ovan. Detta ger att den största möjliga horisontella kraften som kan påverka betongplattan utan att brott uppstår beräknas med

$$P_{btg} = A_{btg} \cdot c_u \quad (19)$$

Motsvarande brottlast beräknas med en vidhäftningsfaktor (γ_{vh}) enligt nedan. Vanligtvis används, som redan nämnts, en faktor på 0,6-0,9.

$$P_{brott} = \gamma_{vh} \cdot c_u \cdot A_{btg} \quad (20)$$

Inför försöken antas $c_u = 15$ kPa vilket enligt Svensson⁶ är en genomsnittlig hållfasthet för lera i Göteborgsområdet. Efter det beräknas brottlasten, dels utan partialkoefficienter för att på så sätt få en maximal belastning och därmed få en uppskattning av vilken kapacitet som krävs av utrustningen och dels med en koefficient på 0,66 då full skjuvhållfasthet inte förväntas och därmed kan ett rimligt brottspann och lämpliga laststeg för försöken fastställas. Skjuvhållfastheten provas i direkta skjuvförsök först efter fältförsöken vilket innebär att säkerhetsfaktor utvärderas först när denna är känd.

5.5 Töjningar

De flesta material deformeras till följd av en spänningsökning och så även lera och betong. I rapporten nämns ett antal olika töjningar som alla presenteras i teckenförklaringen. De töjningar som används är följande: skjuvtöjningen (γ), den totala förskjutningen i längdenheter (γ_x) och den vertikala töjningen (ε_v).

Betongplattan och leran direkt under densamma antas röra sig som en kropp då råheten antas vara ett och de utsätts därmed för samma belastning. Då skjuvmodulen (G) i leran är, som ovan nämnts, avsevärt mycket lägre än betongens elasticitetsmodul antas de största förskjutningarna ske i leran. Bestämning av skjuvtöjningarna i leran görs främst för att kunna anpassa mätutrustning och domkrafter efter denna.

Det finns naturligtvis ett antal skillnader mellan hur testerna utförs och hur det ser ut i det verkliga fall där betongplattan används som stämp. En skillnad som kan påverka skjuvtöjningarna är att det i försöksuppställningen inte utvecklas någon vidhäftning mellan betong och spont, då betongen inte gjuts intill spont. Denna vidhäftning skulle kunna motverka skjuvtöjningen något.

För att beräkna de skjuvtöjningar som sker i leran måste skjuvmodulen (G) vara känd. Denna uttrycker förhållandet mellan skjuvspänningar och skjuvtöjningar enligt

$$G = \frac{\Delta\sigma_{xy}}{\Delta\gamma} \quad (21)$$

Med hjälp utav denna kan töjningen (γ) beräknas och slutligen en total förskjutning (γ_x). Det är den totala förskjutningen som mäts i försöken och den refereras i fortsättningen till som förskjutning då betongplattan förväntas förskjutas lika mycket som leran töjs. Den procentuella töjningen av leran beräknas enligt

$$\varepsilon_s = \frac{P_{brott}}{A_{btg} \cdot G} \quad (22)$$

sedan fås den totala förskjutningen genom att ta hänsyn till materialets längd (betongplattornas längd). Den totala förskjutningen beräknas slutligen enligt

$$\gamma_x = \varepsilon_x L \quad (23)$$

denna förskjutning som då beräknas ske i leran antas även ske i betongen då materialen antas vara sammanfogade. Är spännings-töjningssambandet inte känt kan skjuvmodulen beräknas med lerans elasticitetsmodul och tvärkontraktionstal enligt beräkningsgång nedan (PLAXIS, 2015). Tvärkontraktionstalet (ν) utreds med hjälp av jordtryckskoefficienten (K_0), som

⁶ Michael Svensson, Geotekniker Peab Anläggning, Peabs kontor i Göteborg den 8 april 2016.

beskriver sambandet mellan de horisontella och de vertikala spänningarna enligt ekvation (24) (PLAXIS, 2015). Dessa spänningar finns angivna i Triaxförsöken i Marieholmsområdet, se *bilaga 1*.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (24)$$

$$K_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_V} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (25)$$

Värden för beräkning av tvärkontraktionstalet

σ'_H [kPa]	19
σ'_V [kPa]	32
K_0	0,6

Det är värt att poängtera att värdet på K_0 är förvalt av geotekniker i samband med Triaxförsöken då detta är något som måste uppskattas för att kunna utföra Triaxförsök. Eftersom geoteknikerna har erfarenhet av detta anses uppskattningen vara tillräckligt bra för detta ändamål och accepteras därför utan vidare efterforskning.

5.5.1 Elasticitetsmodul från triaxförsök

Ur triaxförsöken utläses en elasticitetsmodul genom att hitta en tangent till kurvan för de vertikala spänningarna.

$$E = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\varepsilon_v} \quad (26)$$

$$\Delta\sigma_v = \sigma_2 - \sigma_1 \quad (27)$$

$$\Delta\varepsilon_v = \varepsilon_2 - \varepsilon_1 \quad (28)$$

Det är värt att notera att det inte handlar om huvudspänningar utan om spänningar på två olika punkter (punkt 1 och punkt 2) där σ_1 är spänningen i punkt ett (1) och ε_1 är töjningen i samma punkt. De värden som hämtats ur triaxförsöken för beräkning av jordtryckskoefficienten och elasticitetsmodulen, enligt beräkningsgång nedan, presenteras i tabell 3.

Tabell 3. Värden för beräkningar av elasticitetsmodul.

<i>Värden för beräkning av elasticitetsmodulen</i>	
σ_1 [kPa]	35
σ_2 [kPa]	60
$\Delta\sigma$ [kPa]	25
ε_1 [%]	0
ε_2 [%]	0,5
$\Delta\varepsilon$	0,5
E [MPa]	5

5.5.2 Elasticitetsmodul från CRS-försök

Enligt Baltrock⁷ kan lerans elasticitetsmodul uppskattas ur CRS-försöken genom att utvärdera kompressionsmodulen och sedan multiplicera denna med en faktor på 3-5. Denna jämförs med den elasticitetsmodul som utvärderats från triaxförsöken för att få en bättre uppfattning om den rätta elasticitetsmodulen.

Det CRS-försök som använts för att beräkna kompressionsmodulen och senare elasticitetsmodulen presenteras i *bilaga 2*. De är svårt att utläsa kompressionsmodulen (M_0) före förkonsolideringstrycket ur försöket men den ligger någonstans runt 1,2-2,4 MPa. Vilket innebär att elasticitetsmodulen återfinns i spannet:

$$3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ MPa} < E < 12 \text{ MPa} = 5 \cdot 2,4 \text{ MPa}.$$

5.5.3 Vald skjuvmodul

Den elasticitetsmodul som fås fram ur CRS-försöken indikerar att den från triaxförsöken är något låg men den ligger ändå inom korrekt spann. Därför accepteras den för de analytiska beräkningarna inför försöken då dessa främst görs för att uppskatta vilken typ av mätutrustning som behövs.

Tabell 4 Framtagen elasticitetsmodul med MUR

<i>Försök för utvärdering</i>	<i>Elasticitetsmodul [MPa]</i>
<i>Triax</i>	5
<i>CRS</i>	3,6-12

5.6 Spontberäkningar

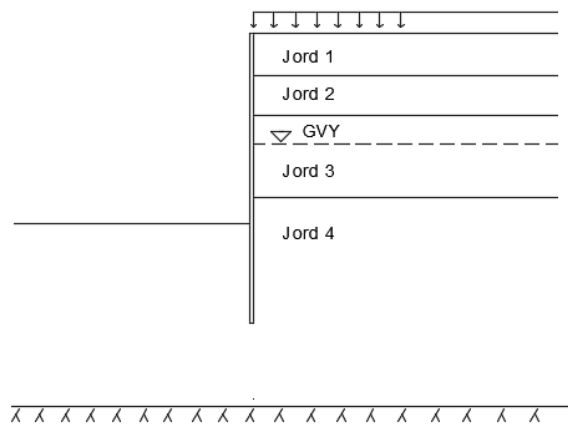
I Sverige utförs spontberäkningar enligt Eurokod 7 med hjälp av sponthandboken som är utformad med syftet att säkerställa att omgivningen inte påverkas mer än nödvändigt och att

⁷ Geotekniker Peab Anläggning, Peabs kontor i Helsingborg den 25 maj 2016

arbetet inte medför allvarliga konsekvenser för intilliggande konstruktioner och samhällsfunktioner eller försenar arbetet.

Idealt slås sponten ner till en sådan nivå att de aktiva och passiva jordtrycken inverkar i samma utsträckning på sponten och därmed tar ut varandra. Vilket djup som krävs för detta bestäms genom en momentjämvikt (Isaksson, Mårtensson, & Thelandersson, 2010). Då det sällan är möjligt eller ekonomiskt hållbart att slå sponten tillräckligt djupt installeras ofta någon form av förankring för sponten, vanligen stämp, ankare eller hammarband.

För att dimensionera en spont behöver fältundersökningar, som beskrivits ovan, utföras för att fastställa materialparametrar och förutsättningar, så som önskat schaktdjup. När parametrar och förutsättningar är klara görs en förenklad modell där den oregelbundna verkligheten tolkas som en linjär och homogen modell, detta är en känslig och komplex process vilken är viktig för att beräkningarna ska ge värden som motsvarar verkligheten.



Figur 22. Exempel på en förenklad geologisk modell.

Under beräkningsgången används först en modell som tar hänsyn till vertikala spänningar, jordtryck och rotationsstabilitet. Genom att använda denna modell kan behövd spontlängd och kraft i förankring beräknas. Efter det kontrolleras övriga riskfaktorer så som bottenupprekning, hydraulisk upplyftning, glidning och om det finns behov även risken för erosion till följd av grundvattenflöden.

5.6.1 Kraft- och momentjämvikt

För att bestämma spontlängd och den kraft som uppstår i förankringarna används kraft- och momentjämviktsberäkningar. För att göra detta måste de jordtryck som verkar på sponten bestämmas.

Jordtryck kan baserat på Mohr-Coulombs modell och Rankines teorier delas upp i aktivt och passivt tryck. Det aktiva trycket är det som uppstår när materialet expanderar och aktivt bidrar till att brott uppstår, medan det passiva trycket är det som uppstår när materialet pressas samman. Till följd av att jorden utsätts för olika typer av belastning och därmed utvecklar olika brottplan, skiljer sig beräkningarna för de aktiva och passiva jordtrycken åt (Craig, 2004). Beräkningarna skiljer sig även för olika jordtyper men då det för rapporten endast är intressant med beräkningar för kohesionsjord presenteras passivt och aktivt tryck endast för just kohesionsjordar nedan. P_{pa} är det passiva trycket och P_{ad} är det aktiva.

$$P_{pd} = \gamma_{P_{pd}}(\sigma_v + 2c_{ud}) \quad (29)$$

$$P_{ad} = \gamma_{P_{ad}}(\sigma_v - 2c_{ud}) \quad (30)$$

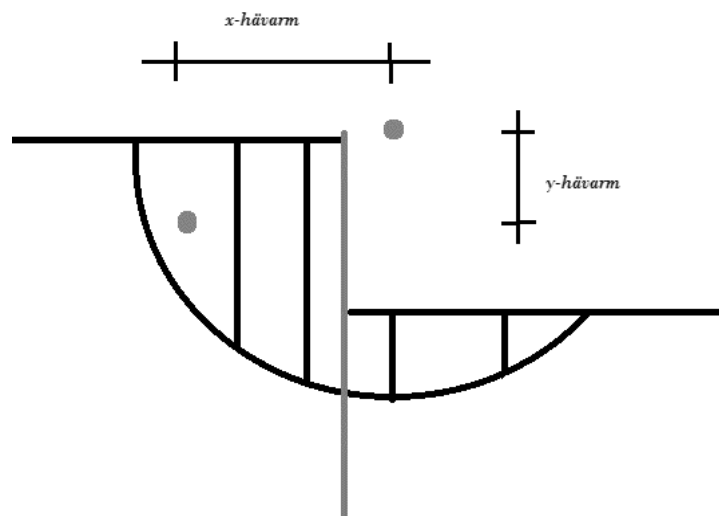
I de fall då botten på en schakt består av kohesionsjord beräknas resulterande bottentryck enligt:

$$P_{net,d} = \gamma_{Sd,N_{cb}} \cdot N_{cb} \cdot c_u - (\gamma_{jord} \cdot H + q_d - p_d) \quad (31)$$

Samtliga partialkoefficienter modifieras för omgivande faktorer såsom omkringliggande konstruktioner och rådande väderlek. (Ryner, Fredriksson, & Stille, 1996). Genom att beräkna de resulterande krafterna och rotationscentrum så kan spontdjup och krafter i förankringar bestämmas, innan ytterligare kontroller görs enligt nedan.

5.7 Skred

På sidorna i en schakt kan det, precis som för en slänt, uppstå skred. Skredet uppstår längs en glidyta som antas ha formen av en cirkelbåge (Sällfors, 2009). Detta antagande baseras på observationer från uppkomna skred. Risken för skred kontrolleras genom att jämföra mothållande och pådrivande moment i den cirkelbågen som bildas av glidytan. Denna kontroll kan till exempel göras enligt lamellmetoden där materialet delas upp i delar, lameller, där varje enskild lamells bidrag till momentet beaktas. Lamellmetoden illustreras i *Figur 23*. Om beräkningarna visar att skred uppstår förhindras detta enligt Tudisco⁸ enklast genom att slå ner sponten till ett sådant djup att den korsar glidytan och därmed bryter den. Vilket är fallet i *Figur 23*.



Figur 23 Illustration av lamellmetoden

Risk för skred kan uppstå även då det initialt inte finns risk för detta. Dels när jordmassor förflyttas och leder till en obalans, men även på grund av att materialets skjuvhållfasthet förändras till följd av förändrade spänningsförhållanden eller att vattenhalten förändras vilket nämnts i *avsnitt 3.1.2*.

⁸ Erika Tudisco, Forskare vid Institutionen för Geoteknik, Lunds Tekniska Högskola. Lund den 19 februari 2016.

5.8 Bottenstabilitet

Enligt sponthandboken (Ryner, Fredriksson, & Stille, 1996) kan bottenuppträckning uppstå till följd av tre olika beteenden: bottenuppträckning, hydraulisk uppträckning av botten samt hydrauliskt grundbrott. För de rådande förutsättningarna på Marieholmsområdet är det endast bottenuppträckningen som är intressant att kontrollera. Detta då det impermeabla lagret är mäktigt nog att motverka både hydraulisk bottenuppträckning och hydrauliskt grundbrott.

Bottenuppträckning sker då det vertikala trycket utanför sponten är större än det vertikala trycket på schaktbotten. Övertrycket genererar då en uppträckning av schaktbotten. Detta kontrolleras för enligt sponthandboken (Ryner, Fredriksson, & Stille, 1996) som ett bärighetsbrott genom att jämföra trycket i nivå med schaktbotten med lerans totala hållfasthet enligt

$$\gamma_{sd, N_{cb}} \cdot N_{cb} \cdot \tau_l > \gamma \cdot H + q_d \quad (32)$$

5.9 Resultat

Enligt de analytiska beräkningarna, inom det spann av krafter och dimensioner som har antagits, finns det ingen risk för varken knäckning, krossning, bottenuppträckning eller att sponten ska rotera under försöken. Med bakgrund i detta beskrivs den last som förväntas ge ett skjuvbrott (P_{brott}) under betongplattan som brottslast i resterade del av rapporten.

Nedan redovisas de resultat som kan anses vara med intressanta för försöken och rapportens syfte.

5.9.1 Brottlast

Den beräknade brottlasten, P_{brott} , inför försöken, med antagen skjuvhållfasthet på 15 kPa, redovisas i tabell nedan. Det är dessa brottlaster som används för fastställande av laststeg inför försöken.

Tabell 5. Förväntad brottslast, antagen skjuvhållfasthet.

Plattstorlek	Faktor 1,0	Faktor 0,66
1x4	60 kN	40 kN
2x4,8	144 kN	96 kN

Efter att direkta skjuvförsök utförts beräknas de nya förväntade brottlasterna baserade på den framtagna skjuvhållfastheten på 20 kPa, dessa redovisas i tabell 6. Det är dessa brottlaster som ligger till grund för utvärderingen av vidhäftningsfaktorn.

Tabell 6. Förväntad brottslast, verklig skjuvhållfasthet.

Plattstorlek	Faktor 1,0
1x4	80 kN
2x4,8	192 kN

5.9.2 Uppböjning

Enligt de analytiska beräkningarna ökar uppböjningen med plattans längd och minskar med dess bredd. Som nämnts belastas betongplattorna vanligtvis inom ett dygn efter gjutning vilket innebär att betongen inte har härdat klart och därmed inte har uppnått sin fulla kapacitet. Samma sak gäller vid försöken, därav beräknas den förväntade uppböjningen med olika elasticitetsmoduler vilket ger ett spann på en max uppböjning mellan 2,5 och 12 millimeter. Då dessa uppböjningar anses vara försumbara baseras inte valet av plattstorlek på uppböjning. Det visade sig även att uppböjningen väntas bli störst strax bakom plattans mittpunkt.

Som nämnts i kapitel 5.5 förväntas alla töjningar ske i leran, genom så kallade skjuvtöjningar. I försöken mäts förskjutning av betongplattan, då de två materialen antas röra sig som en kropp antas dessa två motsvara varandra i storlek.

Tabell 7 återger de beräknade elasticitetsmoduler och de spann som beräknats för att verifiera densamma. Från elasticitetsmodulen beräknas skjuvmodulen enligt *avsnitt 5.5*, den beräknade skjuvmodulen finns också i tabellen.

Tabell 7. Använda deformationsmoduler.

<i>Deformationsmodul</i>	<i>Beräkningsmetod</i>		
<i>Elasticitetsmodul [MPa]</i>	Triaxförsöken	5	
<i>Elasticitetsmodul [MPa]</i>	CRS-försök	4,2-12	
	<i>Beräkningsspann</i>	$c_u \cdot 250$	$c_u \cdot 500$
<i>Elasticitetsmodul [MPa]</i>	Antagen skjuvhållfasthet	3,8	7,5
<i>Elasticitetsmodul [MPa]</i>	Utvärderad skjuvhållfasthet	5,0	10,0
<i>Skjuvmodul [MPa]</i>	Utvärderad skjuvhållfasthet	1,8	3,6

Förskjutningarna beräknas både med den antagna skjuvhållfastheten och med den utvärderade skjuvhållfastheten. Detta för att läsaren ska få en bakgrund och förståelse för försökens utformning. Samtliga beräknade förskjutningar redovisas, för de båda plattorna, i tabell 8. Endast värden utan någon vidhäftningsfaktor redovisas, eftersom det endast är den maximala förskjutningen som är intressant för val av mätutrustning.

Tabell 8. Maximal förväntad förskjutning.

	<i>Plattyp 1</i>	<i>Plattyp 2</i>
$\varepsilon_{s,max}$, antagen skjuvhållfasthet [mm]	44	53
$\varepsilon_{s,max}$, utvärderad skjuvhållfasthet [mm]	22	27

6 Fältförsök

Fältförsöken utförs på Marieholmprojektet i Göteborg och pågår i sammanlagt nio dagar. Under dessa dagar sker förberedelser inför försöken, gjutning av betongplattor samt trycksättning av betongplattorna i kombination med insamling av mätvärden. I detta kapitel redogörs för hur försöken går till och därefter presenteras resultaten, vilka är tydliga och enhälliga. Till sist presenteras de felkällor som anses kunna påverka försöken. Resultaten från försöken, vilka redovisas nedan, är tydliga och samstämmiga.

6.1 Inför fältförsök

För att kunna utvärdera vidhäftningen görs skjuvförsök som både måste tillgodose att ett tillräckligt stort antal försök utförs så att ett mönster kan utvärderas. Samtidigt som plattorna måste vara stora nog så att försöket motsvarar ett fullskaleförsök. Alltför små plattor kan innebära att randvillkoren för försöken inte stämmer överens med randeffekterna som uppstår i verkligheten. En avgörande faktor är platstillgången som begränsar den totala storleken på plattorna. Med hänsyn till detta gjuts och trycks fem stycken plattor, i två olika storlekar, varav en platta trycks i form utav ett krypförsök.

6.2 Testmetod

Det finns standardiserade testmetoder för geokonstruktioner, enligt standardmetoden (ISO 22477-5) gäller tre olika metoder vilka kan användas vid testande av förankring av geokonstruktioner.

Kort innebär den första testmetoden att förankringarna belastas cykliskt och att deformationer mäts vid den högsta belastningen. Den andra metoden innebär också cykliskt belastning men istället för deformationer mäts tryckförlusten vid den högsta belastningen. Den tredje och sista metoden innebär att belastning sker stegvis så att spänningarna hålls konstanta.

Eftersom det är deformationen som är intressant tillämpas för dessa försök en modifierad variant som utgår från den första testmetoden. Enligt metoden ska spänningen hållas konstant under vissa perioder under varje cykel men då pumpning och mätning sker manuellt är det inte möjligt att hålla konstant spänning. Istället pumpas domkrafterna upp tills önskat tryck nås, varpå deformationerna mäts. Sedan lämnas pumpen i 10 minuter, vilket innebär att trycket sjunker. Det lägre trycket antecknas och alla mätklockor avläses igen innan nästa laststeg påförs. Standarden beskriver också vilka laststeg som ska användas och hur länge varje laststeg och delsteg ska hållas konstant, i försöken används 10 % av den reducerade brottlasten som delsteg.

6.3 Lerans sensitivitet

Eftersom lera kan vara känslig för störning och därmed förlora delar av sin skjuvhållfasthet kontrolleras lerans sensitivitet då leran kan störas vid utformningen av testerna. Både schaktning av leran och gjutning av betongplattorna kan tänkas generera denna störning. Vilken i så fall skulle motsvara den störning som kan förväntas uppstå i det verkliga dimensioneringsfall som testerna strävar efter att efterlikna. Utöver detta kan även leran störas när experimentet ställs upp och genomförs. Sensitiviteten redovisas i *bilaga 3* där det går att utläsa att sensitiviteten ligger någonstans mellan 15 och 20 vilket ger en medelsensitiv lera.

6.4 Begränsningar

De största begränsningarna i det här projektet är de som rör försöken. Hade det varit möjligt skulle det varit intressant att trycka fler och framförallt större plattor för att komma närmre de 5x10 meter strimmorna (Bygghälsöfundersådet, 1984) som är den vanliga begränsningen för den här typen av konstruktioner. Det skulle även vara intressant att använda en aktiv spont och inte en som endast används till mothåll för domkrafterna. Samt att efterlikna den etappvisa schaktningen mer genom att schakta bort en strimma och gjuta betongplattan in-situ i strimman och sedan schakta bort omkringliggande jordmassor till dess att brott uppstår. Då denna kraft på ett bättre sätt skulle motsvara den kraft som påverkar betongplattan när den agerar stämp. Det är här ekonomi, tid och platsåtgång kommer in och tyvärr gör så att detta inte är möjligt.

6.5 Utförande

6.5.1 Plattor

Plattornas antal och storlek diskuteras mycket inför försöken, framförallt presenteras många olika teorier angående huruvida antalet eller storleken på plattorna är det viktigaste för att få så tillförlitliga svar som möjligt och samtidigt ha en anknytning till det verkliga dimensioneringsfallet. Diskussioner förs med målet att utnyttja den tillgängliga platsen på bästa möjliga sätt. I tabellen nedan går det att utläsa de dimensioner som slutligen väljs.

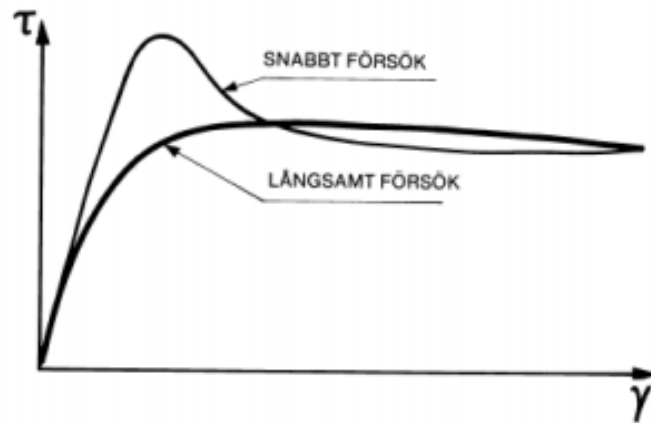
Tabell 9. Plattdimensioner.

Mått [m]	Platttyp 1	Platttyp 2
Tjocklek	0,1	0,1
Bredd	1	2
Längd	4	4,8

Totalt trycks fem plattor i försöket, tre av platttyp 1 och två av platttyp 2. Två av varje platttyp trycks till brott för att utvärdera brottlasten och deformationerna förknippade med denna, den femte plattan trycks i form utav ett krypförsök där den lämnas under konstant tryck på 80 % av den tidigare iaktagna brottlasten under en längre tid. Detta med syftet att kunna utvärdera kryptöjningarna. Storleksvariationen görs med förhoppning att se vilken inverkan arean har på resultatet.

6.5.2 Lastpåläggning

För att på ett bra sätt kunna bestämma hur skjuttöjningen beror på lasten, påförs denna i laststeg om 10 % av den korrigerade brottlasten ($\gamma_{vh} = 0,66$). Laststegen görs med 10 minuters intervall för att uppnå en långsam lastpåläggning och därmed försöka nå den verkliga hållfastheten enligt figuren (Larsson, 2008).



Figur 24. Principiell graf över skillnaden på skjuvhållfastheten. (Larsson, 2008)

Det beteende som förväntas är ett spännings-töjnings samband som först har ett hardening soil beteende och efter att brott har inträffat övergå i softening soil, enligt figur 25.



Figur 25. Schematisk illustration av väntat samband.

6.5.3 Kalibrering

Kraftgivarna till domkrafterna kalibreras inför försöket med hjälp utav personal på Lunds tekniska högskolas betonglabb. De resultat som redovisas har korrigerats med den avvikelse som framkom under kalibreringen.



Bild 1. Kalibrering.

6.5.4 Brottytan

Som tidigare nämnts antas betongplattorna klara en viss del av lerans skjuvkapacitet, enligt ekvation 1, det antas också att brottet går i leran, enligt resultat från ”pull-out”-tester samt antagen praxis. Huruvida detta faktiskt stämmer även för plattor vid horisontell skjuvning har vi inte hittat någon tidigare forskning som visar. Var brottet går kan påvisa vilka parametrar som är dimensionerande för brottlasten. Av denna anledning önskas upplyftning av plattorna efter det att de gått till brott. Tiden mellan brott, avlastning och upplyftning lyfts fram som det mest kritiska för att få ett tillförlitligt resultat då leran kan ”läka ihop” efter störning och därmed förhindra att samma brottyta genereras vid upplyftning som vid skjuvning. Detta då det naturligtvis är önskvärt att de två brottytorna sammanfaller. Upplyftningen nedprioriteras under försöken till förmån för övriga mätningar vilka anses viktigare för testernas syfte.

6.6 Arbetsgång

Dag 1

Schaktningen påbörjas och ungefär hälften av massorna schaktas bort varpå spontplanken slås. Avrinning av ytvatten från omgivande område leder till en vattenfylld schaktbotten och risk för uttorkning av leran eller bildning av torrskorpa under de efterföljande dagarna undviks.



Bild 2. I bild sätts sponten på plats.

Dag 2

Schaktarbetet står stilla då maskinerna behövs på andra håll på arbetsplatsen samt att mängden schaktmassor underskattats varpå masshanteringen var undermålig. Under dagen färdigställs gjutformar och ställningar för mätklockorna.

Dag 3

Schaktarbetet står fortfarande stilla. Prover på leran tas ifrån schaktbotten, på vilka det senare utförs direkta skjuvförsök på Chalmers Tekniska Högskola.

Dag 4

Schakten färdigställs under förmiddagen och en schaktgrop på ca 14x7x3,3 meter är klar för försök. Schakten blev något djupare än vad som först var tänkt, dels för att säkerställa att orörd lera nåtts, men också för att marken från början inte var helt horisontell. Djupet ner till schaktbotten varierar därför något, vilket i övriga fall kan anses vara så pass lite att det är försumbart. Gjutformarna sänks ner och under eftermiddagen gjuts de fem betongplattorna med hjälp utav en bask (se bild 3 nedan). I den färdiggjutna betongen placeras krokar av armeringsjärn, tänkta att användas vid upplyftning av plattorna efter försöken, samt järn att mäta rörelserna emot. Betongen lämnas att härda över natten.



Bild 3. I bild gjuts platta 4.

Det sker även försök att med hjälp av en eldriven pump dränera botten men då det samtidigt regnar kraftigt är botten fortfarande delvis vattenfylld morgonen efter. Något som skulle kunna ha påverkat lerans hållfasthet men då regn inte är en ovanlig faktor vid användande av betongplattor som stämp tas ingen extra hänsyn till detta.

Dag 5

Prismor borras ner i betongplattorna, en i varje ände utav varje platta. Reflextejp placeras på sponten och allting mäts in med en totalstation. Sedan börjar uppställningen utav försöken med VKR-rör, distanser, domkrafter och mätklockor. Platta 1 och platta 3, längst till vänster samt i mitten av bild 15, trycks under eftermiddagen och kvällen.



Bild 4. Färdiggjutna plattor i botten på schakten.

Dag 6

Efter en snabb utvärdering av mätvärdena från dag 5 skjuvas platta 2 och platta 4.

Dag 7

Under dagen är byggarbetsplatsen stängd.

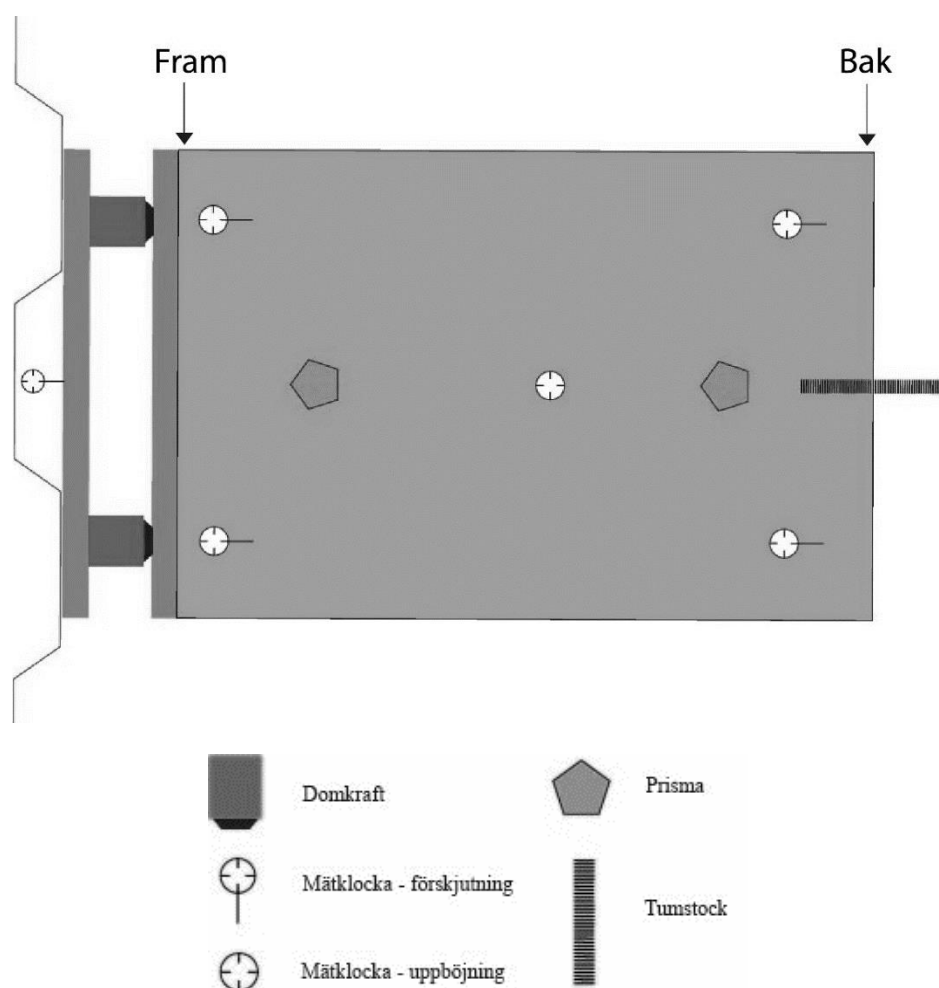
Dag 8

Krypet trycksätts stegvis precis innan lunch och får sen ligga under tryck under 5 timmar innan det trycks till brott. Under dagen vänds även samtliga plattor för att det ska vara möjligt att studera hur mycket av leran som följer med. Detta för att försöka urskönja var brottytan går.

Dag 9

Världens godaste kakor bakas följt av hoppackning samt tvättning av utrustning.

6.7 Uppställning och utrustning



Figur 26. Försöksuppställning.

För utförandet av testerna lånades domkrafter av Peab Grundläggning i Malmö. Var och en av dessa domkrafter kan mobilisera ca 600 kN och har en möjlig förskjutningslängd på 70 millimeter. I figur 26 och bild 5 syns domkrafterna mellan de två VKR-rören. VKR-rören används för att skapa en utbredd last mot betongen och mothåll mot den korrugerade spnten.

Övrig utrustning i figuren är mätutrustning. I plattans bakre ände (längst från domkrafterna) ses en tumstock vilken används för att kontrollera att övrig utrustning fungerar och att mätklockorna inte hänger sig. Figuren visar också placeringen av de analoga mätklockorna. Dessa mätklockor har en noggrannhet på 0,01 millimeter och avläses manuellt innan och efter varje laststeg. Med hjälp utav dessa mäts förskjutningen i varje hörn på betongplattorna samt VKR-rörets utböjning och plattans uppbjning strax bakom plattans centrum.

På varje platta placeras dessutom två prismor vilka mäts in under varje steg mot en totalstation för att sen kunna kontrollera huruvida allting rört sig. Alltså om ställningarna till den övriga mätutrustningen är fäst på rört sig till följd av den skjuvning som leran utsätts för. På spnten placerads reflextejp som läses in före och efter varje skjuvförsök för att kontrollera eventuella rörelser hos spnten.

6.7.1 Kraftapplicering

Mellan spont och betongplattor placeras två handpumpade domkrafter. För att se till att trycket blir så jämnt fördelat och rakt som möjligt placeras balkar av stål både mellan spont och domkraft samt mellan domkraft och betongplatta. Lokal buckling på VKR-rören motverkas genom användandet av lastspredande stålplattor mellan domkraft och VKR-rör. Då utrustningen är tung används en tillklippt geoduk som underlag för att förhindra utrustningen från att sjunka i leran vilket skulle kunna leda till en sned belastning.



Bild 5. Placering av domkrafter.

Vid lastpåläggning för plattorna används de tänkta laststegen som redovisats tidigare och trycket ökas med hjälp av två handpumpade hydrauliska domkrafter kopplade till en och samma pump. Då tryckgivaren återger ett ständigt skiftande tryck blir de beräknade laststegen mer en riktlinje. När den önskade trycknivån uppnåtts antecknas det faktiska trycket och samtliga mätpunkter läses av.

Trycket tillåts sedan att sjunka under ett antal minuter varpå ännu en avläsning av mätpunkterna sker samtidigt som det aktuella trycket läses av. Detta moment följs av ny lastpåläggning. För de första fyra plattorna är tiden mellan varje ny lastpåläggning 10 minuter. När sedan brottlast uppnåtts finns det ingen möjlighet att hålla trycket konstant längre då detta brott visar sig genom att trycket minskar samtidigt som mätklockornas utslag ökar kontinuerligt i kombination med försök att höja trycket.

För krypförsöket prioriteras att hålla betongplattan tryckt under så lång tidsperiod som möjligt, varvid laststegens tidsintervall förkortas till fem minuter. När den eftersträlvade belastningen på 31,18 kN uppnåtts hålls detta under de kommande fem timmarna på en relativt stabil nivå. Även här kan noteras att det ibland är svårt att hålla det exakta trycket och uppskattningsvis slår det på ca 0,82 kN i båda riktningar under försöket. Det är under krypförsöket svårt att se ett samband mellan tid och hur mycket trycket avtar. Under vissa perioder kan det vara stabilt under längre perioder för att sedan plötsligt tappa relativt mycket i tryck under ett kortare tidsintervall.

6.7.2 Totalstation

En totalstation används för att mäta in valda punkter på spont och plattor i ett lokalt koordinatsystem. Mätpunkterna utgörs utav de två prismor och fem reflextejpbitar som redovisas i *avsnitt* 6.4. Felmarginalen på totalstationen i kombination med den mänskliga faktorn beräknas ligga på ca 2-3 millimeter.

Huvudtanken med totalstationen är att kontrollera så att de ställningar som håller mätklockorna på plats inte rör på sig när leran utsätts för skjuvning samt att kontrollera rörelser av spanten för eventuell korrigerig av värdena på mätklockorna.



Bild 6. Totalstationen som användes under försöken.



Bild 7. Placering av totalstation.

6.8 Provtagningar

Lerprover tas ur schaktbotten med hjälp utav kolvar (se bild nedan) som sedan levereras till Peter Hedborg på Chalmers Tekniska Högskola för skjuvförsök. För att göra ett skjuvförsök



Bild 8. Provkolv.

behöver in-situ spänningarna vara kända, vid beräkning av dessa har djupet på schakten antagits vara 3,3 meter. Den beräknade in-situ spänningen är 50 kPa och är alltså inte helt tillförlitlig då denna beräknats med hjälp av schaktdjupet.

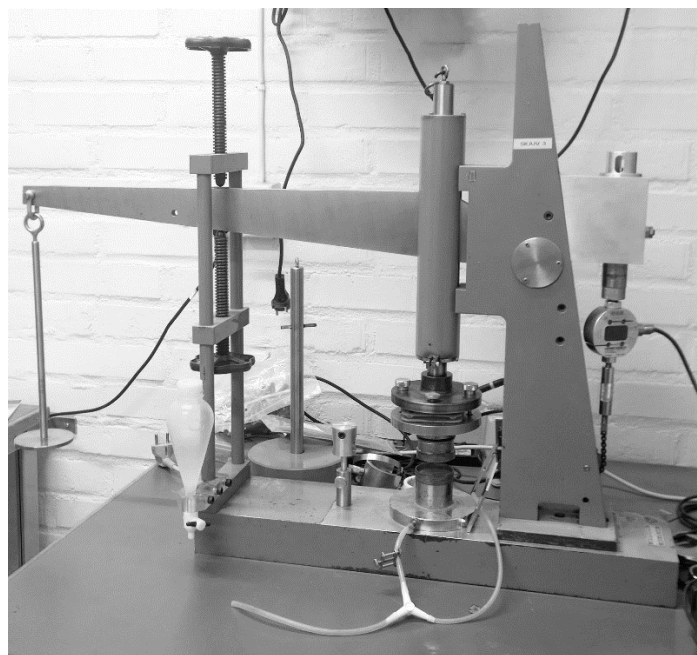


Bild 9. Direkt skjuvapparat.

6.9 Försöksresultat

Resultaten från varje skjuvförsök presenteras i tabellerna nedan under respektive kapitel. Något som gäller för samtliga resultat är att brotten är väldigt tydliga. I tabellerna nedan presenteras förutom maximal beräknad och verklig brottslast, en relativ brottslast. Vilket definieras enligt

$$\text{Relativ brottslast} = \frac{\text{Verklig brottslast}}{\text{Maximal beräknad brottslast}} \quad (33)$$

Den skjuvhållfasthet som tagits fram med direkta skjuvförsök ligger på 20 kPa, för fullständiga resultat från försöken se bilaga 4.

Intentionen med totalstationen var framförallt att ha något att väga mot de analoga resultaten av den anledningen väljs att inte redovisa resultaten här utan endast konstatera att de stämmer med mätklockorna. För den intresserade läsaren finns det en mer ingående redovisning av detta i *bilaga 5*.

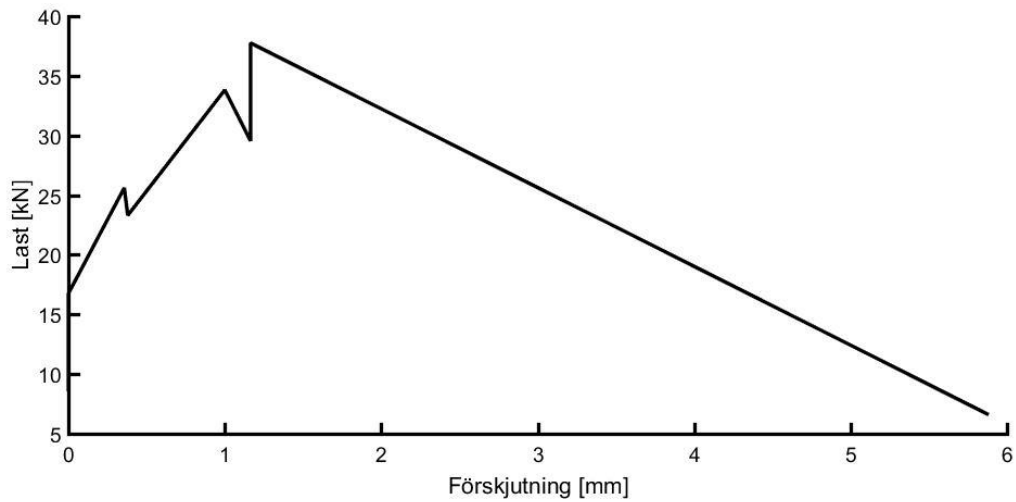
6.9.1 Platta 1

I tabell 10 redovisas mät resultaten för Platta 1 vilka har tagits fram under försöken.

Tabell 10. Försöksresultat för platta 1.

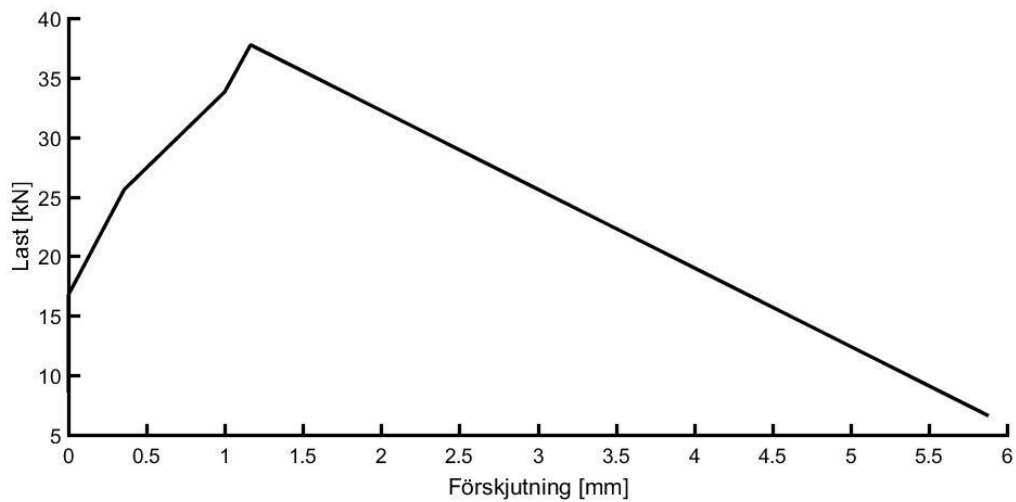
<i>Platta 1</i>	
<i>Platttyp</i>	1
<i>Dimensioner [m]</i>	1x4
<i>Härddningstid [h]</i>	24
<i>Maximal beräknad brottslast [kN]</i>	80,00
<i>Verklig brottslast [kN]</i>	37,75
<i>Relativ brottslast [%]</i>	47,19
<i>Maximal förskjutning innan brott [mm]</i>	2,10
<i>Maximal förskjutning efter brott [mm]</i>	8,25
<i>Maximal uppböjning [mm]</i>	0,01

I figur 27 plottas förskjutningar mot lasten under tryckningen av platta 1.



Figur 27 Medelförskjutning för platta 1.

I figur 28 visas ett förenklat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår.



Figur 28. Medelförskjutning peakvärden för platta 1.

Resultaten kan ha påverkats av att det gicks omkring mycket i leran runt plattan.

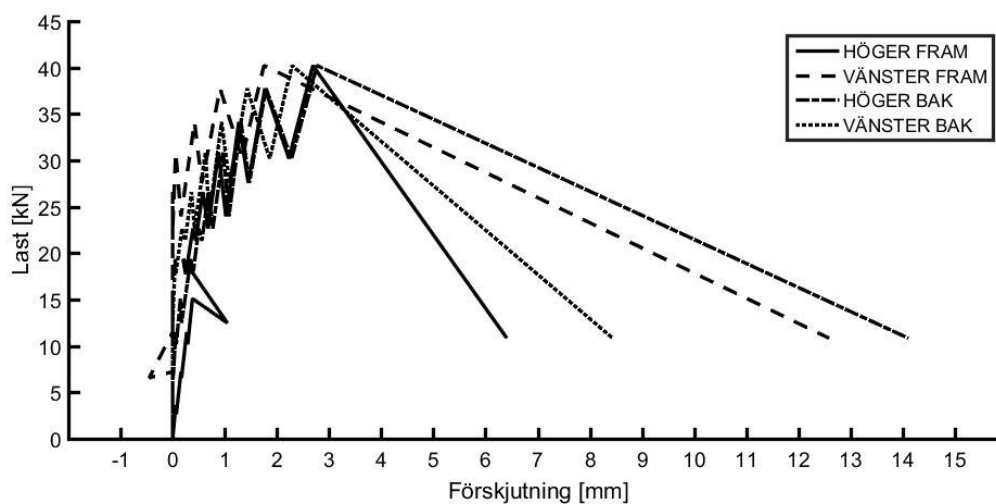
6.9.2 Platta 2

I tabell 11 redovisas mät resultaten för Platta 2 vilka har tagits fram under försöken.

Tabell 11. Försöksresultat för platta 2

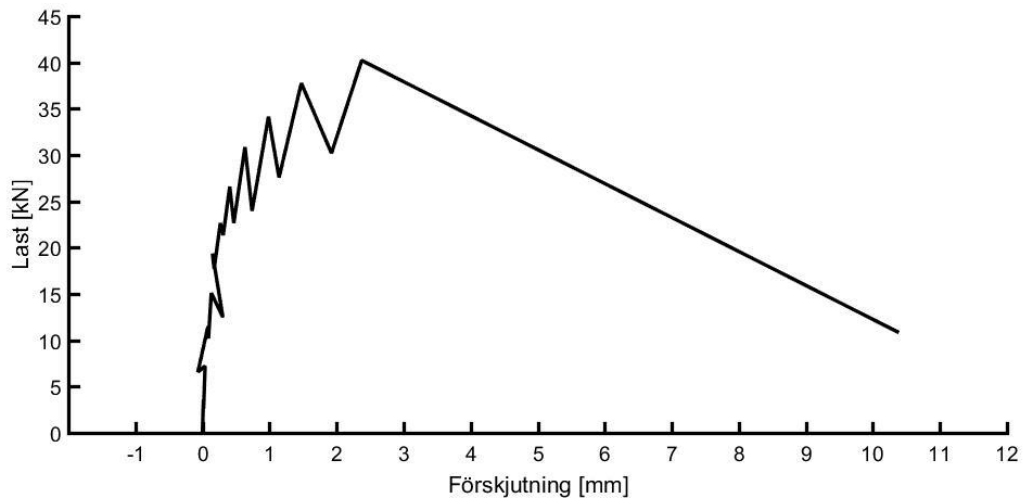
Platta 2	
Platttyp	1
Dimensioner [m]	1x4
Härkningstid [h]	47
Maximal beräknad brottslast [kN]	80,00
Verklig brottslast [kN]	40,21
Relativ brottslast [%]	50,26
Maximal förskjutning innan brott [mm]	2,23
Maximal förskjutning efter brott [mm]	14,11
Maximal uppböjning [mm]	0,00 (icke centrerad mätare)

I figur 29 plottas kraft mot förskjutning för samtliga mätpunkter på platta 2.



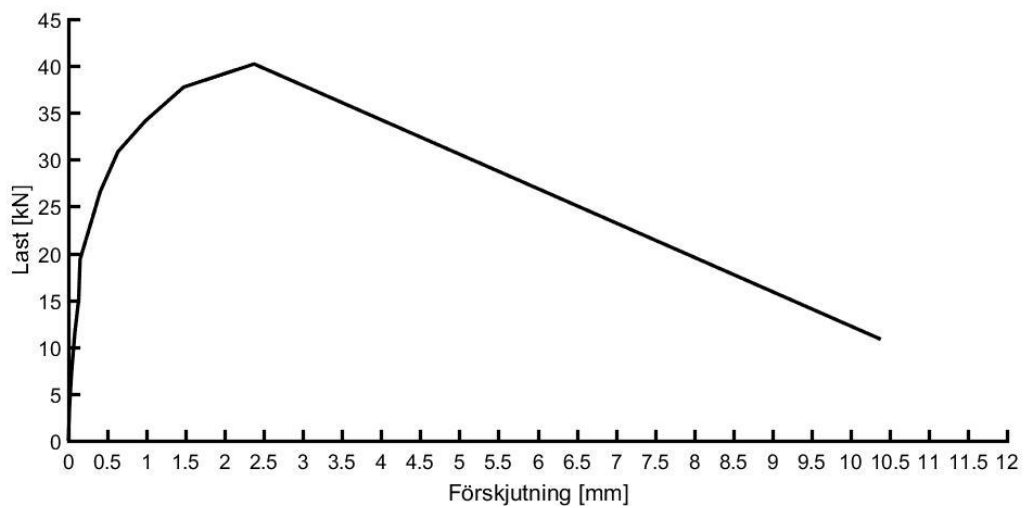
Figur 29. Förskjutning per mätklocka för platta 2.

I figur 30 plottas förskjutningar mot lasten under tryckningen av platta 2.



Figur 30. Medelförskjutning för platta 2

I figur 31 visas ett förenklat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår.



Figur 31. Medelförskjutning peakvärden för platta 2

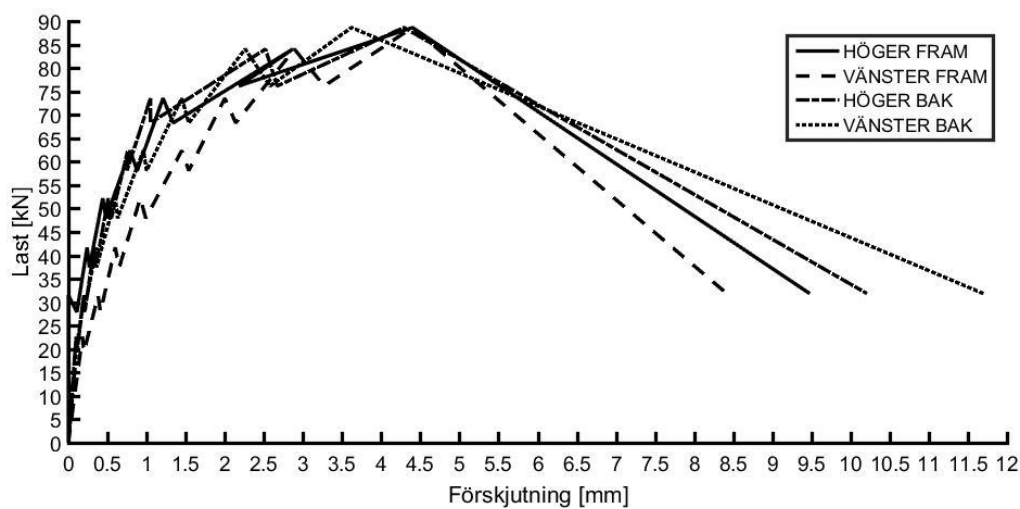
6.9.3 Platta 3

I tabell 12 redovisas mät resultaten för Platta 3 vilka har tagits fram under försöken.

Tabell 12. Försöksresultat för platta 3

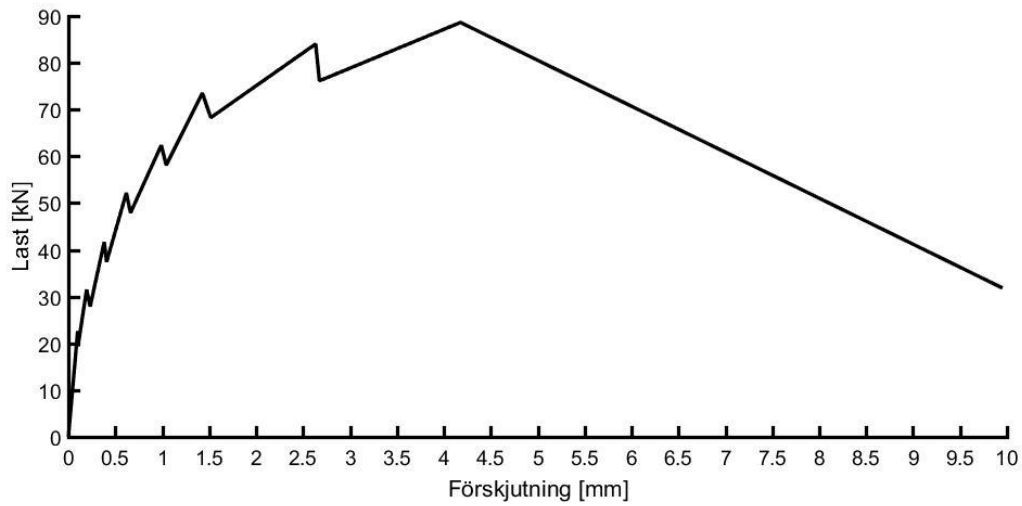
Platta 3	
Platttyp	2
Dimensioner [m]	2x4,8
Härkningstid [h]	28
Maximal beräknad brottslast [kN]	192,00
Verklig brottslast [kN]	88,63
Relativ brottslast [%]	45,92
Maximal förskjutning innan brott [mm]	4,71
Maximal förskjutning efter brott [mm]	11,7
Maximal uppböjning [mm]	0,01

I figur 32 plottas kraft mot förskjutning för samtliga mätpunkter på platta 3.



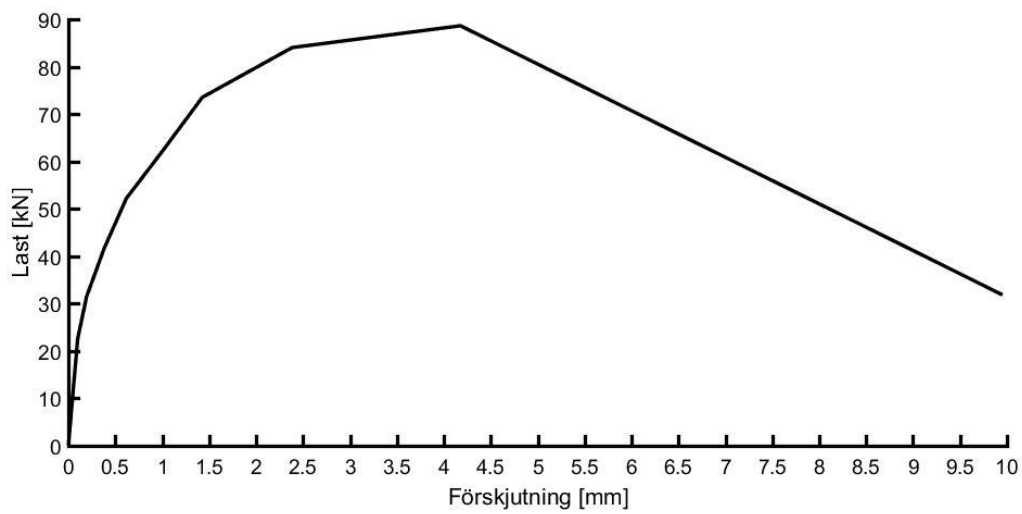
Figur 32. Förskjutning per mätklocka för platta 3

I figur 33 plottas förskjutningar mot lasten under tryckningen av platta 3.



Figur 33. Medelförskjutning för platta 3.

I figur 34 visas ett förenklat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår.



Figur 34. Medelförskjutning peakvärden för platta 3.

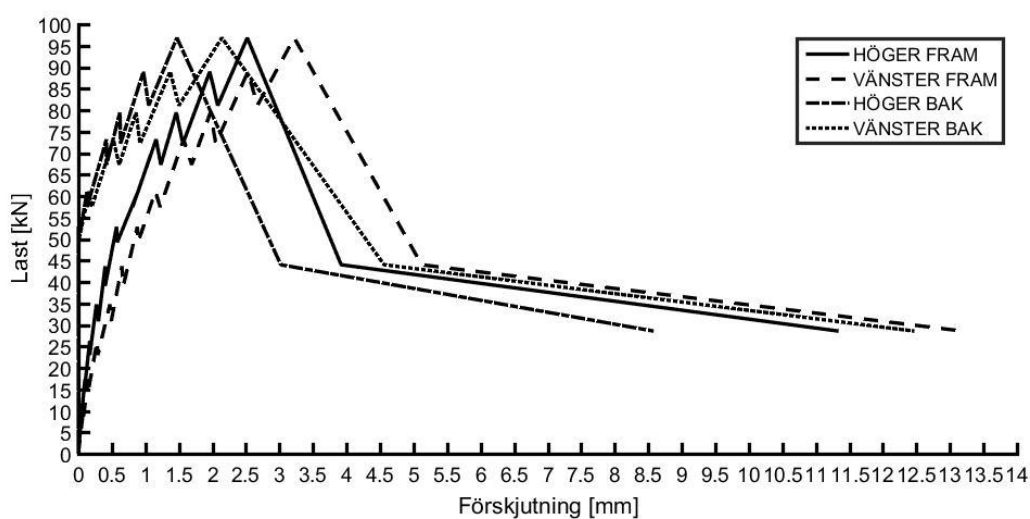
6.9.4 Platta 4

I tabell 13 redovisas mät resultaten för Platta 4 vilka har tagits fram under försöken.

Tabell 13. Försöksresultat för platta 4

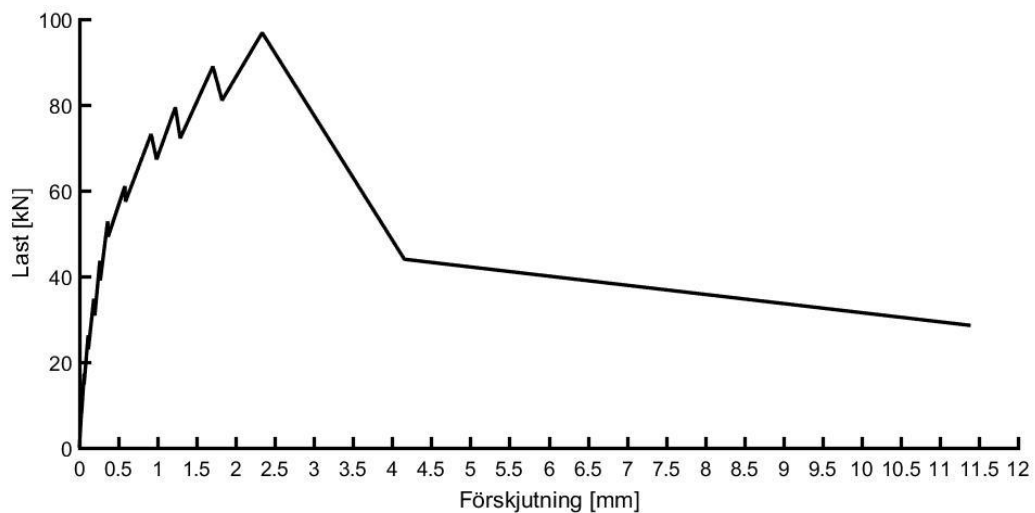
Platta 4	
Platttyp	2
Dimensioner [m]	2x4,8
Härningstid [h]	43,5
Maximal beräknad brottslast [kN]	192,00
Verklig brottslast [kN]	96,83
Relativ brottslast [%]	50,43
Maximal förskjutning innan brott [mm]	5,12
Maximal förskjutning efter brott [mm]	12,47
Maximal uppböjning [mm]	2,16

I figur 35 plottas kraft mot förskjutning för samtliga mätpunkter på platta 4.



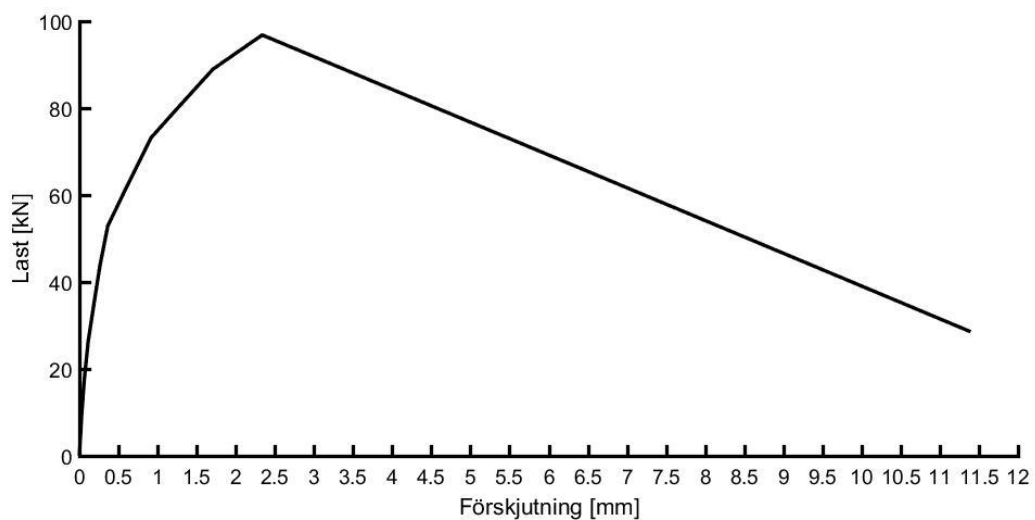
Figur 35. Förskjutning per mätklocka för platta 4.

I figur 36 plottas förskjutningar mot lasten under tryckningen av platta 4.



Figur 36. Medelförskjutning för platta 4.

I figur 37 visas ett förenklat samband mellan den last som plattan utsätts för och den förskjutning av plattan som uppstår.



Figur 37. Medelförskjutning peakvärden för platta 4.

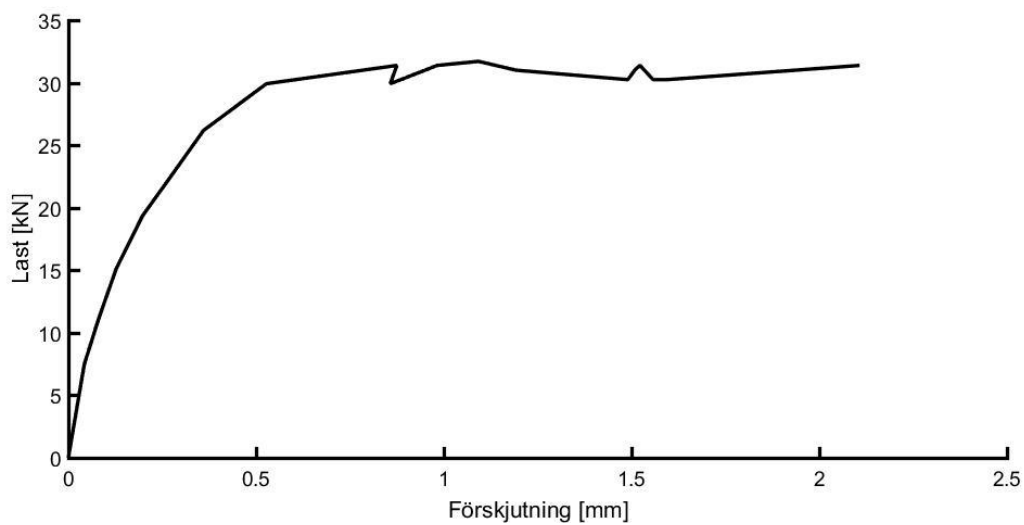
6.9.5 Platta 5

I tabell 14 redovisas mät resultaten för Platta 5 vilka har tagits fram under försöken.

Tabell 14. Försöksresultat för platta 5 (krypförsök)

<i>Platta 5</i>	
<i>Platttyp</i>	1
<i>Dimensioner [m]</i>	1x4
<i>Härkningstid [h]</i>	93
<i>Maximal beräknad brottslast [kN]</i>	80,00
<i>Verklig brottslast [kN]</i>	53,66
<i>Relativ brottslast [%]</i>	67,07
<i>Trycksatt vid [kN]</i>	30,89
<i>Maximal förskjutning innan brott [mm]</i>	2,17
<i>Maximal förskjutning efter brott [mm]</i>	8,75
<i>Maximal uppböjning [mm]</i>	0,01

I figur 38 plottas förskjutningar mot lasten under tryckningen av platta 5.

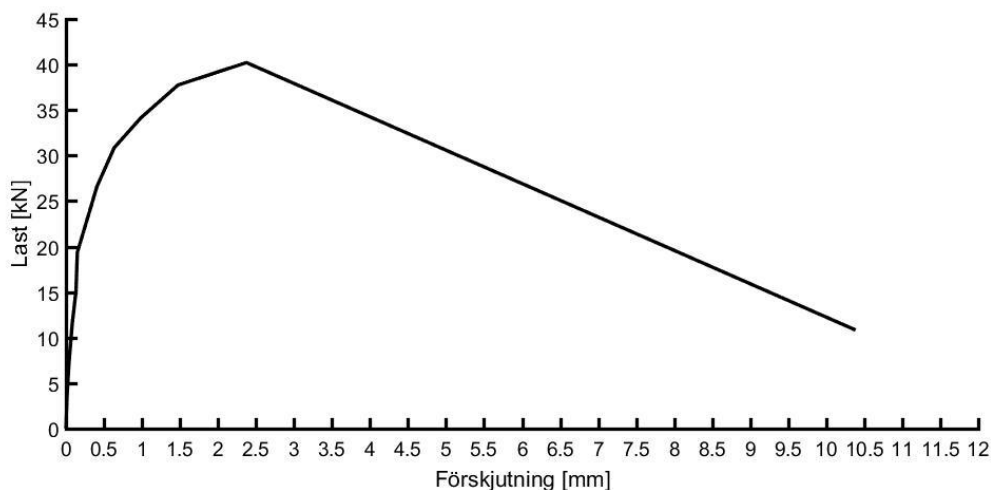


Figur 38. Medelförskjutning för platta 5.

Under krypförsöket ger en av mätklockorna konstiga utslag varpå dess mätvärden bortses från. Därför är det svårt att utreda en eventuell vridning av plattan.

6.10 Skjuvmodul

Med mätvärdena från försöken är det möjligt att ta fram en ny skjuvmodul i form av en tangentmodul. För detta ändamål plottas en graf där medelförskjutningarna (från peakvärdena) från Platta 2 används, detta är alltså samma som figur 31 frånsett att det i denna finns två utmärkta punkter vilka används för att beräkna skjuvmodulen. Detta ger en enklare kurva som underlättar arbetet att bestämma modulen. Grafen visas i Figur 39.



Figur 39. Grafen som används för att utröna en ny skjuvmodul.

För att beräkna tangentmodulen (G_t) har punkterna (30,86; 0,635) och (11,49; 0,0825) använts. För att få värden som kan användas har betongens area och längd tagits hänsyn till

$$G = \frac{\Delta\sigma_{xy}}{\Delta\gamma} \quad (21)33$$

$$\sigma_{xy} = \frac{P}{A} \quad (34)$$

Detta ger en modul på:

$$G_t = 35 \text{ MPa}$$

Punkterna har valts med intensionen att få en modul i mitten av spannet enligt resonemang i avsnitt 3.6

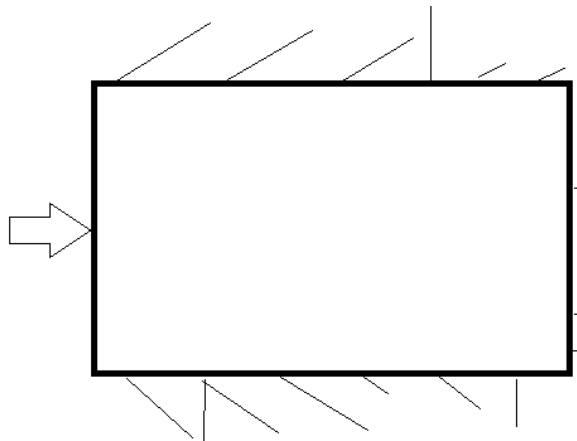
För att beräkna en linjär modul har värdena från plattans brott punkt använts:

$$G_f = \frac{40,21 * 10^3 / (4 * 1)}{2,23 * 10^{-3} / 4}$$

$$G_f = 18 \text{ MPa}$$

6.11 Brottplan och sprickbildning

De sprickor som uppstår, uppstår plötsligt vid uppnådd brottlast eller i vissa fall börjar de synas lite i laststeget innan, de växer snabbt och blir slutligen uppemot en till två centimeter breda. Sprickorna sträcker sig upp emot 25 centimeter från sidan på de stora plattorna och runt 15 centimeter på de små plattorna och är runt en till två centimeter breda. De flesta sprickorna utvecklas i en vinkel på ca 30° ut från plattan och övriga i 90°.



Figur 40. Schematisk bild över sprickbildningen runt plattorna vid brott.

Ett antal lite längre sprickor löper parallellt med betongens långsida, antingen precis intill betongplattan eller en bit ut, men även dessa sprickor börjar i en vinkel på ca 30°.

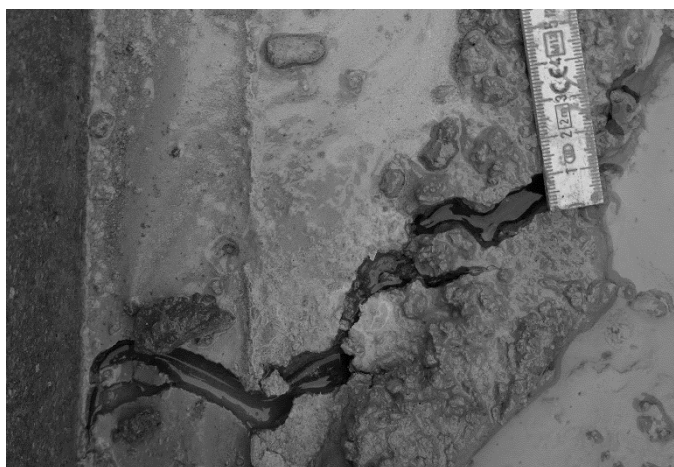
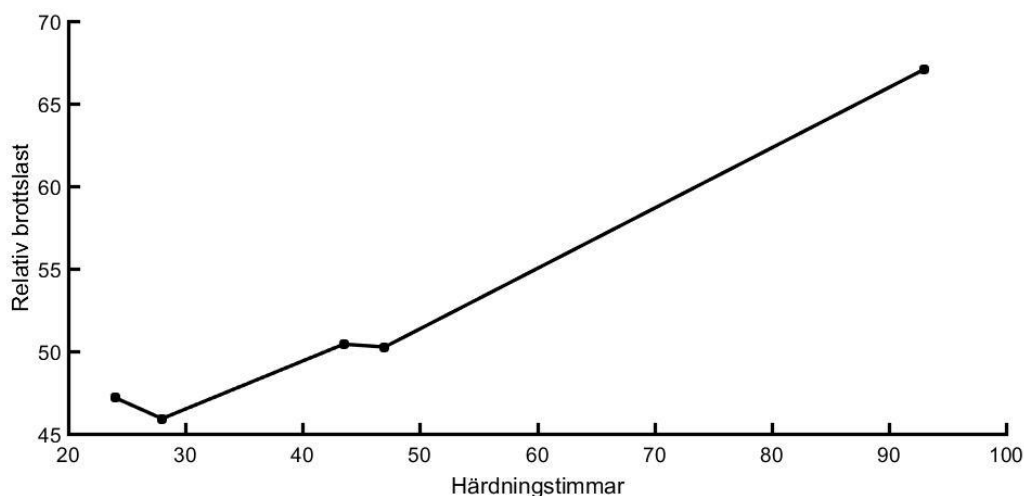


Bild 10. Exempel på en spricka i leran utmed plattans kant.

6.12 Sammantaget och medelvärden



Figur 41. Graf över samband mellan härddningstimmar och relativ brottlast.

De plattor som tillåts vila längst efter gjutning uppvisar högst brottlast. De plattor som trycks två dagar efter gjutning visar en brottlast på 5 respektive 6 procentenheter högre än de som trycks en dag efter gjutning. Den platta som trycks fyra dagar efter gjutning, som krypförsök, uppvisar en relativ brottlast på 20 procentenheter högre än den som trycks en dag efter gjutning. Samtliga plattor uppvisar efter brott en starkt nedsatt hållfasthet i brottplanet.

Platta nummer fyra, som trycks dryga 15 timmar senare än platta 3, uppvisar mindre förskjutningar och högre brottlast. Samma beteende för förskjutningarna är inte uppenbart för plattorna av den mindre storleken. För de större plattorna, platta 3 och 4, är förskjutningarna, vid låga tryck, större i främre änden av plattorna (närmast sponten) än vid bakre. Det är även tydligt att plattorna svänger något så att olika delar ger olika stora utslag på mätklockorna. Något som skulle kunna bero på en ojämnt applicerad last alternativt ett ojämnt motstånd mot skjuvningen mellan betongen och leran.

Efter tryckning vänds plattorna för att studera brottytan. Platta 1, 2 och 3 vänds på måndag 50-75 timmar efter brott uppstått. Vilket innebär att de får chansen att läka ihop efter brottet, men på vissa ställen följer ett tunt lager lera med även så pass långt efter brott.



Bild 11. Botten på plattan.

På en del ställen följer det med upp emot två centimeter lera, och på andra ställen ingen alls, detta gäller även för platta 4 och 5 som välts några timmar senare. Den sista plattan (platta 5) välts inom en halvtimme efter att den avlastats.

Överlag är det svårt att uppskatta om den yta som blottläggs under vändningen motsvarar den brott yta som uppstått under skjuvningen eller om det är en ny brottyta som uppstått till följd av lyftet.

Plattornas botten är heterogen, betongen och leran hade blandats i olika grad längs plattan vilket ger den en vågig undersida. I de fall då leran buktar upp i plattan sker brottet just där, vilket syns i bild 12. På sina ställen har även leran och betongen blandat sig, något som i kanterna där detta har iakttagits har lett till kollaps.



Bild 12. Leran går upp i betongplattan, brottet har gått i leran samt hur leran och betongen har blandat sig och sen kollapsat till höger i bild.

Betongen har även flutit ut och blandat sig med leran vilket går att se i bild 13 där det som följer med på sidorna är en blandning av lera och betong. Det är lite svårt att skilja på vad som är betong och vad som är lera och var det är blandat då betongens hållfasthet på sina ställen är väldigt låg och färgen är i stort sett den samma.



Bild 13. I bild framgår att betongen har flutit ut på sidorna av plattan.

6.13 Felkällor

Felkällorna under själva försöket beror mestadels på den mänskliga faktorn, vilken inte går att komma helt ifrån när det gäller försök av denna typ. Framförallt handlar det om avläsningar och belastningshastigheter. Samtliga mätklockor avläses manuellt vilket kan påverka resultaten. Pumpningen av domkrafterna sker även det manuellt vilket gör det svårt att garantera en konstant belastningshastighet samtidigt som trycket enligt kraftgivarna varierar starkt vilket försvårar tryckbestämningen. För att minimera dessa felkällor så mycket som möjligt utförs varje moment av samma person i alla skjuvförsök i så stor mån som möjligt.

Vid gjutning och placering av utrustning kan leran påverkas av allt springande och grävande runt plattorna, något som uppmärksammas och minimeras efter första skjuvförsöket, istället används plattorna eller plank som gångunderlag för att störa leran så lite som möjligt. Vid uppförande av den konstruktion där betongen faktiskt används som stämp skulle den typen av störning upphöra när den gjutits på plats.

Ett par gånger under försöken stöts ställningarna till, varpå de oerhört känsliga mätklockorna kan ha visat felaktig förskjutning, detta verkar dock inte ha påverkat resultaten i stort då tydliga mönster ses.

Medan krypförsöket pågår vänds de tre första plattorna, vilket genererar rejäla dunsar i leran, något som kan störa leran, men inga tydliga tecken går att se i resultaten.

I ena hörnet av schakten, nära krypförsöksplattan, sticker en gammal påle upp. Huruvida denna har påverkat skjuvningen har inte utretts.



Bild 14. Pålen som sticker upp precis bredvid krypförsöksplattan.

Sponten i schakten är inte helt rak vilket försvårar placeringen av VKR-rör, distanser och domkrafter. Detta ger att de inte placerades helt parallellt med både spont och platta, vilket i kombination med att VKR-röret i vissa fall gav efter relativt mycket kan leda till en något skev belastning. Domkrafternas placering och riktning är svår att kontrollera då schaktbotten är mer eller mindre vattenfylld under försöken trots försök att dränera botten, men justeringar görs i så stor mån som möjligt i både höjd- och sidled.

Det finns inget sätt att kontrollera förkonsolideringstrycket eller uppskattningarna som gjorts kring jordtryck i samband med försöken. Vilket är något som skulle kunna påverka det resultat som fås av skjuvförsöken.

7 FEM-Modell

För modellering av försöken används finita elementmodelleringsprogrammet PLAXIS 2D. Detta program är vedertaget inom branschen och används för simulering och beräkning av, grundvattenflöde, elastoplastiska deformationer, konsolidering och andra geotekniska beräkningssituationer.

Användandet av finita elementberäkningar innebär att modellen delas in i flera mindre delar, så kallade element. Uppdelningen och sammanlänkandet av elementen kallas för en mesh. Varje element tilldelas sedan ett visst antal beräkningspunkter, noder.

Om inget annat anges av användaren använder sig PLAXIS av standardelementen vilka har triangulär form och 15 noder (PLAXIS, 2015). Utöver detta så erbjuder PLAXIS användandet av ett antal specialelement. I modelleringen av försöken kopplade till detta projekt används ett så kallat plattelement. Dessa element tilldelas ett interface, som beskriver vad som händer i kontaktytan mellan två material och används mellan betongplattan och lera. Plattelement och interface beskrivs närmare nedan men först beskrivs finita elementanalyserna som PLAXIS utför för linjära respektive elastoplastiska modeller.

7.1 Linjära modeller

För linjära modeller, så som Mohr-Coulomb, använder PLAXIS den grundläggande finita elementformeln för nodjämvikt.

$$Kdv_{nf} + L_k dp_n = df_n \quad (35)$$

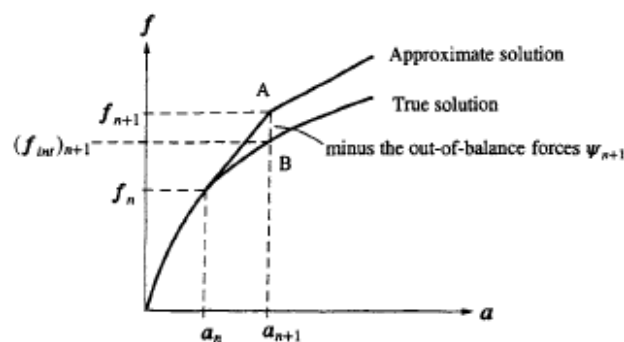
Där K är styvhetsmatrisen, v_{nf} är nodförskjutningsvektorn, L_k är kopplingsmatrisen, p_n är en vektor som beskriver det ökande portrycket och f_n är den stegvis ökande lasten (PLAXIS, 2015).

7.2 Elastoplastiska modeller

För att kunna få tillförlitliga resultat i en elastoplastisk modell, så som hardening soil, behöver det oftast utföras flera iterationer i beräkningarna vilket ger att PLAXIS använder sig av en variant av

$$K\delta v_{nf} + L_k \delta p_n = r_n \quad (36)$$

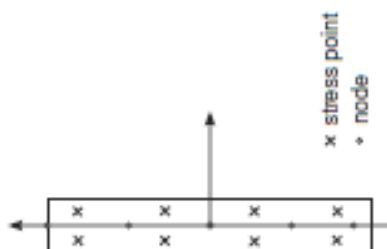
där δv_{nf} och δp_n innebär att varje iteration görs genom mindre steg som gör att resultatet blir närmre det verkliga värdet. r_n står för den globala residuala kraftvektorn (PLAXIS, 2015). I figur 42 visas principen för en iteration där man med hjälp av den senast bestämda punkten på kurvan närmar sig det verkliga värdet på den nya punkten på kurvan.



Figur 42 Principen för en iteration visas i figuren (Ristinmaa & Ottosen, 2005)

7.3 Plattelement

Plattelementen har fem noder med tre frihetsgrader vardera (x-led, y-led samt vridning). Dessa element kan böjas ut till följd av inverkan från skjuvkrafter eller moment och ändra längd till följd av yttre axiella krafter. Efter simulering av modellen går det även att utläsa moment och spänningar i elementen (PLAXIS, 2015).

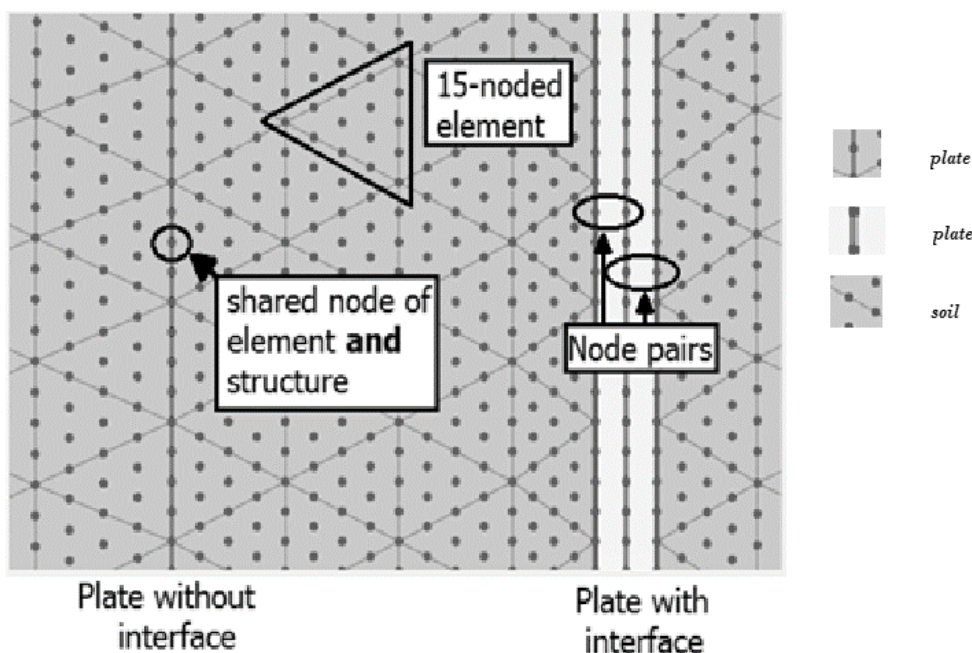


Figur 43. Illustration av ett plattelement (PLAXIS, 2015).

7.4 Interface

Interfaceverktyget används för att kunna simulera interaktionen mellan två olika typer av material så som till exempel ett jordmaterial och en platta (i det här fallet betongplattan). Interfacet talar om vilken vidhäftning som gäller mellan de olika materialen och anges genom att ge interaktionen en styrka, R_{inter} (PLAXIS, 2015). Vilket motsvarar vidhäftningsfaktorn (γ_{vh}) och sätts till 0,5 baserat på resultaten från försöken. För den modell som görs för att efterlikna experimenten anges denna med stöd i de resultat som fås från försöken.

Utan interface delar två intilliggande material på samma noder och ses av programmet som en och samma kropp. Genom att ge kontaktytan ett interface utökas antalet noder så att materialen inte längre delar på noderna (PLAXIS, 2012) vilket gör att materialen kan förskjutas gentemot varandra. Interfacet skapar ett artificiellt avstånd mellan de parvisa noderna som egentligen ligger på samma plats i modellen, det artificiella avståndets storlek påverkar egenskaperna som bindningarna har. Högre virtuellt avstånd tillåter att större elastiska deformationer sker och då det i allmänhet är så att vidhäftning inte önskas ge några större elastiska deformationer hålls denna faktor oftast liten (PLAXIS, 2015). Skillnaden mellan ett plattelement utan tilldelat interface och ett plattelement med tilldelat interface illustreras i figur 44. Där det virtuella avståndet går att se mellan plattan till höger och omgivande material.



Figur 44. Illustration av interface (PLAXIS, 2012).

7.5 Modell 1

Analyserna i PLAXIS görs med Mohr-Coulombs brottkriterium vilket är den modell som används mest av branschen vid denna typ enkla modelleringar. Det innebär en linjärelastisk perfekt plastisk modell som ger en enkel och snabb analys med bra uppskattning av vad som sker på bekostnad av att den endast tar hänsyn till en del av jordens egenskaper och uppförande, se avsnitt ovan om materialmodeller. Då modelleringens huvudsyfte är att utreda när brott sker, så antas Mohr-Coulombs modell ge en tillräckligt bra approximation.

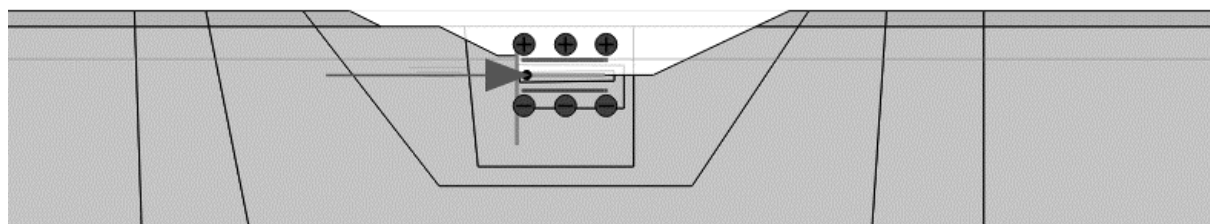
7.5.1 Beräkningsförutsättningar

Materialparametrarna för leran väljs, precis som för de analytiska beräkningarna, i enighet med de MURen som använts tidigare tillsammans med de kompletterande uppgifter som fåtts fram i samband med försöken. Men för att de sen ska ge en modell som stämmer med det verkliga fallet så varieras parametrarna till dess att modell 1 ger samma utslag som försöken. Detta för att dessa parametrar ska kunna användas senare i modell 2 och därmed ge tillförlitliga resultat i den modellen. De parametrar som använts presenteras i tabell 15.

Tabell 15. Angivna materialparametrar för leran.

Parameter	Värde
γ_{lera} [kN/m ³]	15,6
ν'	0,39
c_u [kN/m ²]	20
G' [MPa]	35
R_{inter}	0,5

Ovanför det mäktiga lerlagret finns ett fyllnadslager som i modellen antagits vara 0,8 meter. För detta lager har genomsnittliga värden antagits i samråd med Svensson⁹. Under fältstudien iaktogs att de lager som blivit störda och påverkade av tidigare projekt i området sträcker sig så långt som tre meter ner men då det endast är spänningarna i leran som har utsatts för som är av intresse så har modellen inte korrigerats för detta. För sponten har värden hämtats från PLAXIS hemsida, där en PU 12-240 används, och för betongen har standardvärden antagits, båda dessa är modellerade som plattelement. I *Figur 45* kan den modell som gjorts i PLAXIS studeras.



Figur 45. Den använda PLAXIS-modellen.

De vertikala linjerna som delar in jorden i sektioner finns där enbart för att möjliggöra en tillfredsställande mesh. Att skapa en mesh innebär att modellen delas upp i element, vilket nämnts tidigare. Ju finare mesh, desto fler element och beräkningspunkter, vilket betyder noggrannare resultat men också en modell som är tyngre för programmet att analysera. Genom att dela in modellen i sektioner kan meshen delas upp så att de blir mindre element närmare spont och betongplatta där detaljerna är viktiga medan elementen långt ifrån spont och betongplatta blir stora och därmed mindre detaljrika.

I figur 45 visas den modell som gjorts av försöken. Sponten är i modellen representerad av den vertikala mörkblå linjen lite till vänster om mitten. Pilen står för den applicerade kraften och den grå horisontella linjen i mitten av bilden är betongplattan. Plattan kan vara svårt att urskilja i figur 45, men syns tydligare i figur 46. De runda markeringarna med plus och minus representerar att det finns ett interface på varje sida av betongplattelementet. Det översta lagret motsvarar fyllnadslaget och det mäktigare underliggande lagret representerar leran. I bilden syns även grundvattenytan som en ljusblå linje strax ovan schaktbotten. Övriga linjer är endast där för att möjliggöra uppdelningen av meshen som nämnts tidigare, dessa linjer har alltså inga ytterligare egenskaper och påverkar därmed inte modellen.

⁹ Michael Svensson, Geotekniker Peab Anläggning Göteborg, Peabs kontor i Göteborg den 8 april 2016.

Betongplattan har modellerats att motsvara platttyp 1, det vill säga att den är 4 meter lång och antas ha en bredd på en meter vid angivande av egenskaper. De laststeg som används vid analysen har valts i enighet med de laststeg som använts för platta 2, det vill säga en platta av den storlek som tryckts under försökens 6:e dag. Varpå resultaten från modelleringen främst bör jämföras med resultaten från skjuvningen av platta 2.

I PLAXIS är kontaktytan modellerad som i figur 47, det vill säga som en plan och homogen yta, men genom att ge plattan ett interface ges den också egenskaper så att kontaktytan i modellen bättre representerar verkligheten. Interfacets utseende och egenskaper illustreras i figur 46. Figuren till vänster visar hur ett interface ser ut i PLAXIS medan figuren till höger illustreras vad de tilldelade egenskaperna skulle kunna representera.



Figur 46. Tv: Interface i PLAXIS. Th: Verkligt interface.

Skjuvmodulen är den modul som är önskvärd för beräkningarna i samband med analysen och försöken. Men enligt resonemang i *avsnitt 3.6.1.* utreds denna med hjälp utav elasticitetsmodulen. Nedan förs därför vidare resonemang om valet av elasticitetsmodul, hur den har varierats och varför. Genom att endast variera elasticitetsmodulen och hålla tvärkontraktionstalet konstant varieras därmed också den önskade skjuvmodulen.

Enligt resonemang i *avsnitt 3.5* uppskattas elasticitetsmodulens verkliga värde finnas inom ett spann på $250 \cdot c_u$ till $500 \cdot c_u$. För att PLAXIS ska återge samma skjuvtöjningar som försöken räcker det inte att välja en elasticitetsmodul enligt den högre delen av spannet utan den måste höjas en hel tiopotens. I modelleringen av försöken används en elasticitetsmodul på $500 \cdot c_u = 10 \text{ MPa}$.

Om den skjuvmodul på 35 MPa som uppskattas från skjuvförsöken av platta 2 används i PLAXIS visar betongplattan på förskjutningar som stämmer bättre med de som fått fram i försöken, vilket är anledningen till att denna har använts. Men både den linjärt utvärderade skjuvmodulen samt de moduler som har tagits fram enligt ovan ger töjningar som är mycket större än de som försöken visar. Detta påvisar svårheten med att utreda moduler. Det visar om inte annat svårigheten det innebär att ta fram en modul som ger värden vilka det går att förlita sig på. För jämförelsens skull kan det vara värt att nämna att den elasticitetsmodul som genereras av en skjuvmodul på 35 MPa ligger på 97 MPa vilket är avsevärt högre än riktvärden och de som elasticitetsmoduler som utvärderats tidigare. Detta med ett Poissons tal på 0.39.

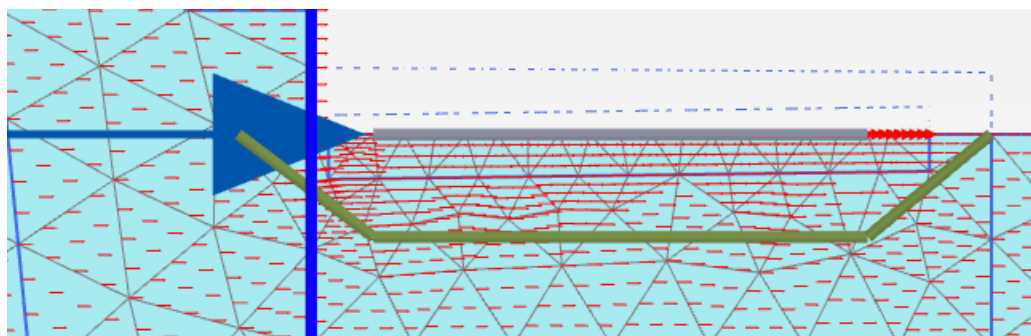
Då betongens elasticitetsmodul utvecklas under härdningsprocessen och därmed kan vara olika för de olika plattorna, eftersom de skjuvas vid olika tillfällen, så har även denna varierats i modellen. En lägre hållfasthet ger en större förskjutning av betongplattan men framförallt en större skillnad mellan maximal och minimal förskjutning. En högre hållfasthet minimerar skillnaderna mellan maximal och minimal förskjutning men ger däremot inte en nämnvärt mindre skjuvtöjning. Det påverkar däremot inte vilken last som plattan klarar av att ta upp innan brott uppkommer i kontaktytan mellan materialen.

Plaxis rekommenderar ett tvärkontraktionstal (ν) som är under 0,4 medan SGI hävdar att det bör ligga mellan 0,47 och 0,5 (SGF:s Markvibrationskommitté, 2013). Ett tvärkontraktionstal på 0,39 ger de förskjutningar av betongplattan som bäst stämmer överens med försöken.

7.5.2 Resultat modell 1

Nedan redovisas de resultat rörande brottyta och deformationer som anses vara intressanta för rapportens syfte.

Då betongelementet rör sig mer än någon nod i leran, se tabell 16, visar detta på att brottytan uppträder i kontaktytan mellan materialen. Figur 46 visar deformationernas riktning och inbördes förhållande (genom pilarnas riktning) och storleksförhållande. Precis bakom betongplattan återfinns de största pilarna och därmed de största deformationerna vilket alltså antyder att plattan rör sig mer än leran. Betongplattan representeras av den grå rektangeln och är som nämnt modellerad enligt platttyp 1, det vill säga att den är en meter bred fyra meter lång. Den last som appliceras illustreras av den stora blå pilen i bilden. Denna pil visar endast var lasten angriper, dess storlek ska alltså inte jämföras med övriga pilar i figuren.

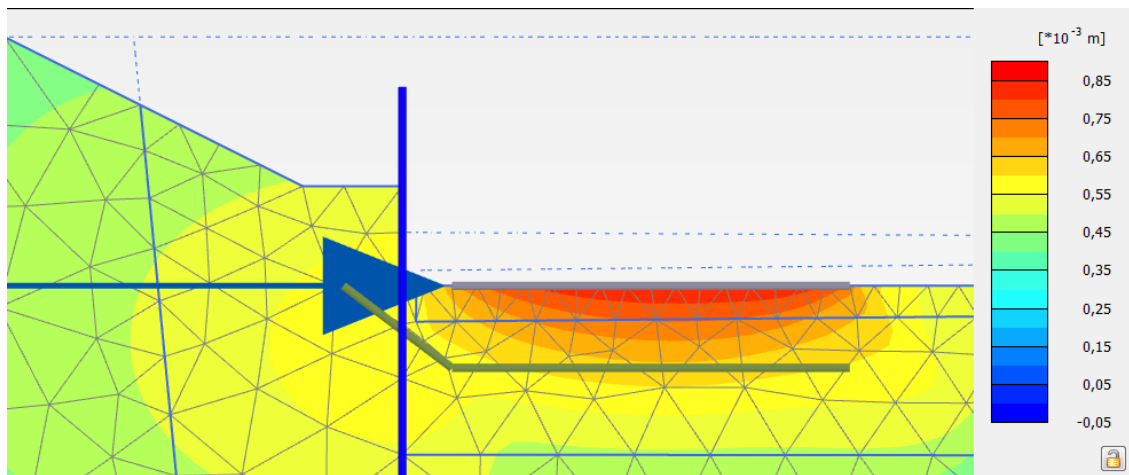


Figur 46. Visar deformationernas riktning och inbördes förhållande.

Tabell 16. Förskjutningar enligt PLAXIS.

	<i>Underliggande lera</i>	<i>Betongplatta</i>
<i>Maximal förskjutning innan brott [mm]</i>	0,85	1,8
<i>Maximal förskjutning efter brott [mm]</i>	0,88	2,9

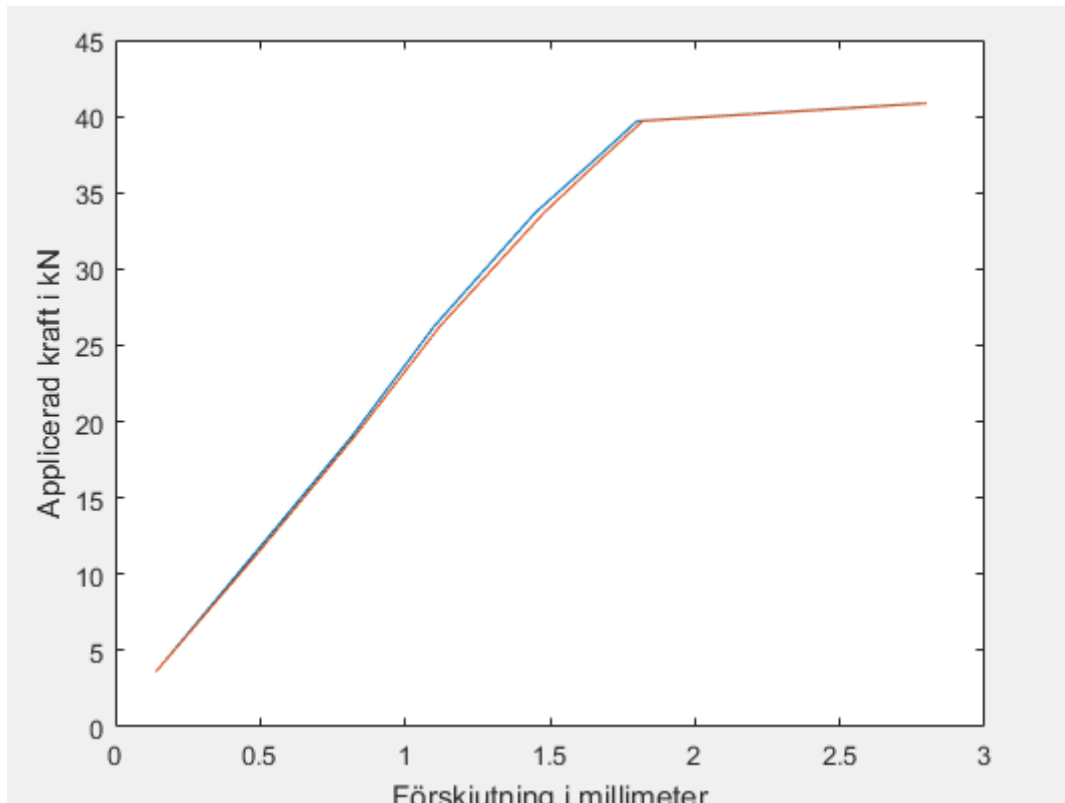
I Figur 47, kan man utläsa att i stort sett hela schaktbotten rör sig i x-led, men det är svårt att veta hur detta skulle ge utslag i 3D och därmed hur leran vid sidan av plattan kan väntas bete sig. Det är även tydligt att deformationerna i leran blir större närmare plattan samt störst strax bakom plattans mitt och isokurvorna är halvbågeformade.



Figur 47. Visar förskjutningar i x-led till följd av inverkan på betongen vid brottslast.

Inför försöken antas deformationerna bli störst närmast spanten, där kraften appliceras. Detta då leran närmast spanten antas mobilisera kraften tills dess att leran närmar sig brott, varpå lastfördelningen och därmed också deformationerna förflyttas bakåt. Enligt analysen i PLAXIS sker dock brottet förs i mitten av plattan vilket syns genom att följa isokurvorna. Detta då spänningsnivån följer töjningens storlek. Töjningarna i leran blir alltså störst i mitten och strax bakom mitten av plattan.

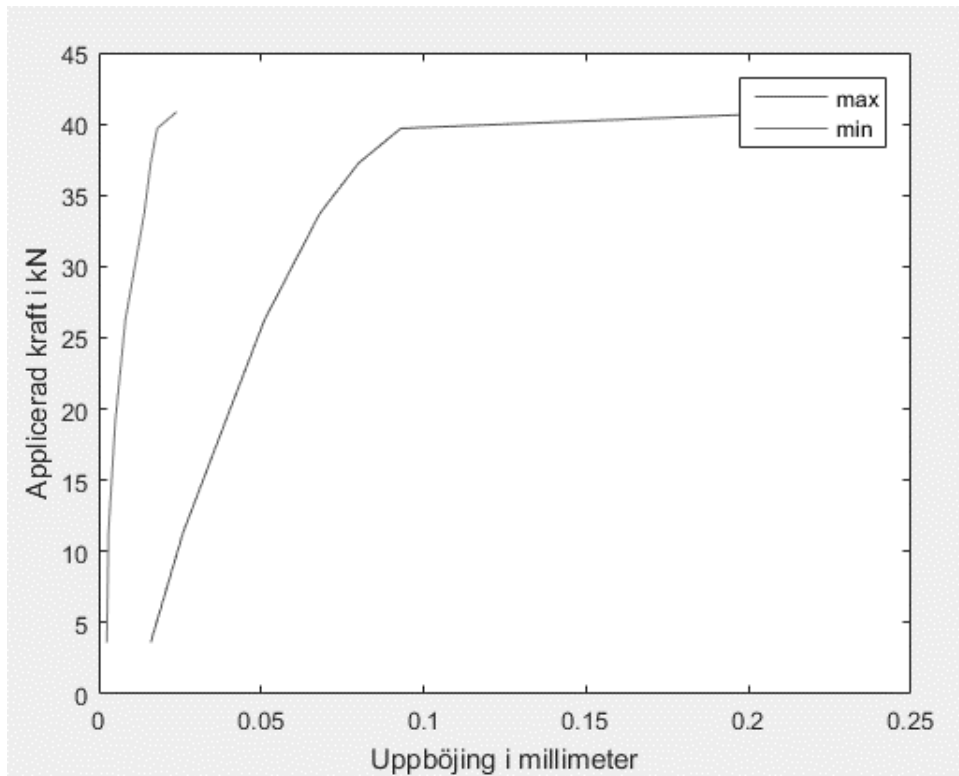
Då plattan antas ta upp belastning genom att kraften förs ner i jorden genom den verkande vidhäftningen mellan leran och betongen, ger detta även att plattans förskjutning följer det brottkriterium som anges för leran, det vill säga Mohr-coulomb. De ger som väntat ett töjnings-samband enligt med Mohr-Coulombs teori med en linjärelastisk töjning fram till det att brott uppstår och därefter övergår kurvan i ett plastiskt beteende var vid programmet ger felmeddelande eftersom beräkningarna inte konvergerar. Den last som orsakar detta motsvarar alltså den sökta brottslasten och uppgår analysen i PLAXIS till 40,85 kN. Detta beteende går att utläsa ur grafen i figur 49.



Figur 49. Förskjutning vs. applicerad kraft.

I figur 49 plottas både den största och den minsta förskjutningen av plattan, skillnaden mellan dem är så liten att det nästan inte går att urskilja i figuren. Den största skillnaden mellan största och minsta förskjutning i det linjärelastiska spannet uppkommer, enligt analysen i PLAXIS, precis innan brott och uppgår till 0,03 millimeter. De största förskjutningarna i x-led sker närmast sponten, men som sagt rör sig plattan i stort sett lika mycket överallt.

När det gäller uppböjningen i plattan plottas denna nedan mot den applicerade kraften. Inte heller här påvisas någon större variation i plattans olika delar. Det vill säga att även om grafen ser ut att ge väldigt skilda värden så är alla så pass små att det inte kan anses vara någon märkbar skillnad. Den största deformationen sker närmast sponten och den minsta nära änden på sponten. Intressant är att uppböjningen enligt analysen med PLAXIS antas öka efter brott.



Figur 48. Uppböjningen plottad mot den applicerade kraften.

Då en bottenplatta av betong kan vara upp emot 10 meter har längden på betongplattan i modellen varierats. Den totala skjuvtöjningen som uppstår innan brott uppstår i samma storleksordning som tidigare. Brottslasten är som förväntats linjärt beroende av den ökande arean och i x-led är det fortfarande så att plattan rör sig mest närmast spont. När det gäller uppböjningen så ändrar dock plattan beteende något och formar ett svag skålformat u med den minsta uppböjningen belägen precis bakom plattans mitt och den största precis intill sponten.

Slutligen modelleras en platta med längden 4,8 meter då detta ger en modell som kan jämföras med skjuvförsöken av platttyp 2. Eftersom modellen endast är i två dimensioner och tidigare modeller har visat att arean har ett starkt direkt inverkan på resultatet har värdena från PLAXIS sedan fördubblats. I *Tabell 17* redovisas resultaten för denna modell.

Tabell 17. PLAXIS-analys av plattyp 2

Resultat från PLAXIS-analys av plattyp 2

Brottslast [kN]	
<i>Brottslast (bredd 1 m)</i>	49,0
<i>Fördubblad brottslast (bredd 2 m)</i>	98,0
Uppböjning [mm]	
<i>Innan brott</i>	0,09
<i>Efter brott</i>	0,24
Deformationer [mm]	
<i>Max töjning i leran innan brott</i>	0,81
<i>Mätt töjning i leran efter brott</i>	0,83
<i>Max förskjutning av platta innan brott</i>	1,9
<i>Max förskjutning av platta efter brott</i>	3,6

Det kan diskuteras vilken nytta det gör att studera värdena som tagits fram efter det att brott har uppstått då det bara visar hur länge programmet fortsätter försöka få beräkningen att konvergera. Men det visar om inte annat tydligt på att de två materialen efter brott är helt skilda från varandra.

7.6 Modell 2

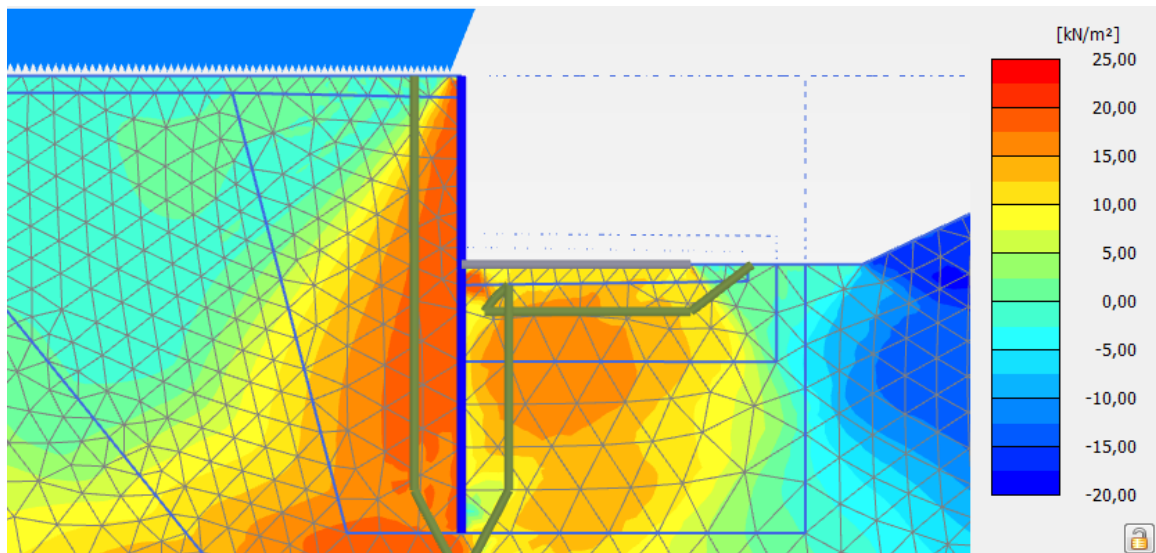
För att kunna jämföra försöken och modelleringarna med verkligheten görs en analys av ännu en modell i PLAXIS. För denna modell har samma parametrar använts som för de tidigare modellerna men betongplattans placering och kraftens applicering modifieras så att modellen bättre representerar det verkliga nyttjande av betongplattor i stället för försökets uppställning.

7.6.1 Beräkningsförutsättningar

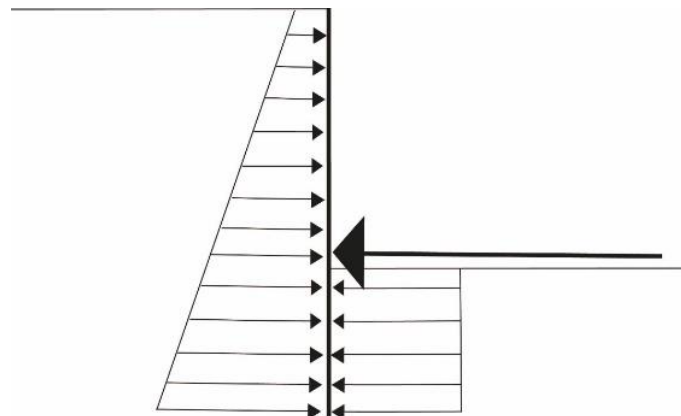
I denna modell flyttas betongplattan så att den ligger tätt mot sponten och kraften appliceras genom en ökning av belastningen på jorden bakom sponten. Genom ta fram deformationsmönster och spänningsfördelningar för denna modell och jämföra dessa med dem från den tidigare modellen kan likheter och skillnader åskådliggöras. Dessa kan även möjligen tydliggöra hur försöken skiljer sig från det verkliga fallet.

7.6.2 Resultat från Modell 2

I figuren nedan plottas skjuvspänningarna i marken runt konstruktionen. Denna går att jämföra med teorin bakom spontberäkningar i *avsnitt 5.6*.



Figur 49. Tvärsänningsfördelning för modell 2.

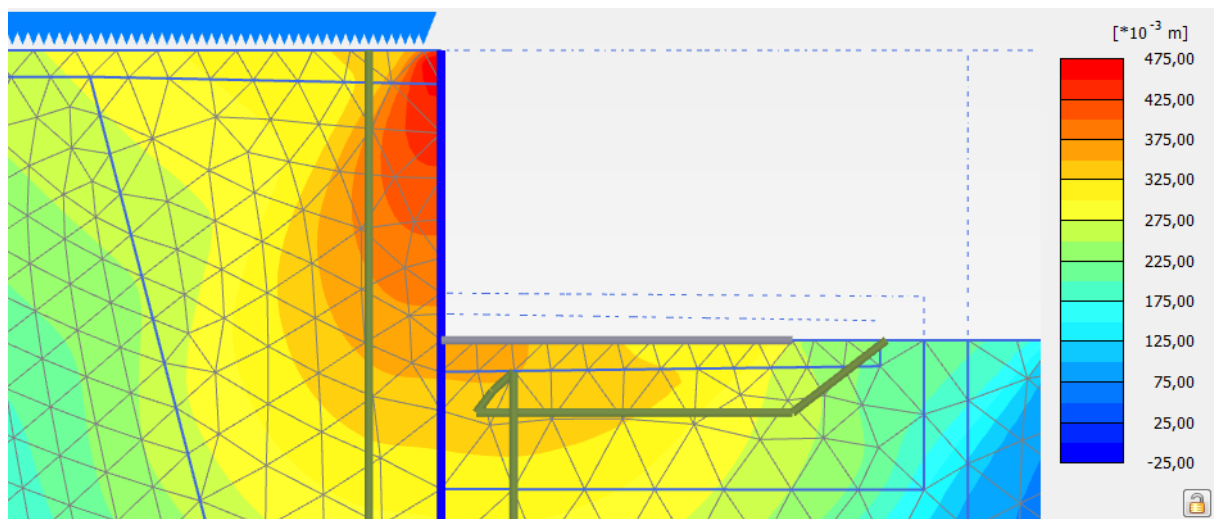


Figur 50 Schematisk avbild av den antagna spenningsfördelningen

Studerar bilden ovan och jämförs med de antaganden som funnits tidigare så går det att utläsa att det finns en möjlighet att jorden under plattan tar upp viss del av lasten.

Lerans deformation i olika riktningar redovisas i *bilaga 6*. Förskjutningarna är störst i x-led, varpå dessa diskuteras mer och även redovisas i figur 54.

Enligt PLAXIS analysen sker de största förskjutningarna i leran strax under markytan bakom sponten vilket tyder på att den också går till brott där först. Detta skulle kunna leda till en förskjutning av spontkonstruktionen men antagligen inte leda till att den ger efter vilket sker först när betongplattan skjivas till brott. Först då rör sig leran under betongen och sponten kan rotera inåt. En spontrotation anses vara ett brott då konstruktionen inte längre fyller sitt syfte. Om det går till brott bakom spont först finns det kanske anledning att installera någon form av stöd som inte påverkar betongplattans funktion.



Figur 51 Horisontella förskjutningar när leran går mot brott

Enligt analysen i PLAXIS rör sig plattan lika mycket i alla punkter och framförallt rör sig betongplattan i modell 2 mycket mer än betongplattan för modell 1.

Uppböjningen blir enligt modellen minst närmst sponten och störst i änden längst bort från sponten. Även den når värden som är långt över värdena för modell 1.

7.7 Felkällor

Eftersom modellering endast skett i två dimensioner finns inga så kallade 3D-effekter med i modelleringen, vilket innebär att det är svårt att veta hur mycket modellen motsvarar verkligheten, eller snarare hur 3D-effekter påverkar spontens kapacitet.

Då det har valts att endast modellera med en Mohr-Coulomb modell så finns det risk att det faller bort effekter som skulle ha visats om det hade valts att använda en mer avancerad modell såsom hardening soil.

Kontaktytan mellan betongen och leran blir i modellen slät, vilket är kompenserat för med att vidhäftningen anges på empiriska grunder från försöken där den skiftande ytan är medräknad. Däremot skulle den skiftande ytan kunna påverka andra faktorer så som skjuvtöjningen vilket är svårt att få med i modellen.

Interfacen kan ha genererat ett allt för elastiskt brott, då inställningen på det interaktiva mellanrummet kan ha påverkat.

8 Resultatsammanställning

Detta kapitel syftar att redogöra för de resultat som fås från analytiska beräkningar, PLAXIS-analys och fältstudier i *tabell 18, 19* respektive *20*. För samtliga metoder redovisas brottslast och förskjutning. I detta kapitel redovisas endast resultaten, de diskuteras i *kapitel 9* och de slutsatser som dras från resultaten redovisas i *kapitel 10*.

Tabell 18. Resultat från analytiska beräkningar.

Analytiska beräkningar	Plattyp 1 (1x4 m)			Plattyp 2 (2x4,8 m)	
	1	2	5	3	4
Last					
Förväntad brottslast [kN]*	80,00	80,00	80,00	192,00	192,00
Förskjutning					
Förväntad förskjutning (brottslast 80/192 kN) [mm]	44,15	44,15	44,15	52,98	52,98
Förväntad förskjutning (brottslast 40/96 kN) [mm]	22,07	22,07	22,07	26,49	26,49

*Den fullt utvecklade lasten om hållfastheten når 100% av den lerans skjuvhållfasthet

Tabell 19. Resultat från PLAXIS-modell.

PLAXIS-modell	Plattyp1 (1x4 m)	Plattyp 2 (2x4,8 m)
Last		
Brottslast [kN]	40,85	112
Förskjutning		
Maximal förskjutning innan brott [mm]	1,8	1,9

Tabell 20. Resultat från fältstudier.

Fältstudie	Plattyp 1 (1x4 m)			Plattyp 2 (2x4,8 m)	
Last	1	2	5	3	4
Verklig brottslast [kN]	37,75	40,21	53,66	88,63	96,83
Relativ brottslast [%]*	47,19	50,26	67,07	45,92	50,43
Förskjutning					
Minimal förskjutning innan brott [mm]	0,00	1,33	-	1,18	1,05
Medelförskjutning innan brott [mm]	1,13	1,93	-	2,40	1,83
Maximal förskjutning innan brott [mm]	2,10	2,23	-	3,37	2,67
Maximal förskjutning efter brott [mm]	8,25	14,11	-	11,7	13,19
Maximal förskjutning enl. prismor innan brott [mm]	-	2	-	3	3
Maximal förskjutning enl. prismor efter brott [mm]	-	14	-	11	12

*Relativ den förväntade brottslasten på 80 respektive 192 kN.

9 Diskussion

I detta kapitel presenteras resultaten och slutsatserna därav samt förs en diskussion vilken syftar till att belysa de resultat som tagits fram. Vad dessa indikerar samt hur detta stämmer överens med tidigare forskning och teorier samt vad resultaten innebär för framtida dimensionering av bottenplattor av betong. Men även en diskussion angående vad som inte stämmer med den teori som finns och hur detta möjligtvis skulle kunna förklaras. Kapitlet inleds med en generell diskussion innan olika aspekter förklaras mer ingående.

9.1 Inledande diskussion

Resultaten från fältförsöken känns i stort tillförlitliga. Betongplattans förskjutning pekar på att det förväntade sambandet mellan spänning och skjuvtöjning som antagits för leran, där leran uppträder med ett begynnande hardening soil beteende fram till brott följt av ett softening soil beteende stämmer. Resultaten från de olika skjuvförsöken följer samma mönster vilket tyder på att det beteende som uppvisas stämmer med verkligheten. Försöken visar på att betongens area spelar roll enligt det antagande som gjorts inför försöken då den relativa brottslasten för de olika plattorna är lika stor vid de försök som utförts ungefär samtidigt.

För de plattor som skjuvas inom två dygn efter gjutning uppkommer brott vid ungefär 50 % av den last som beräknats för full vidhäftning, $F_{brott} = A \cdot c_u$. Det finns också ett tydligt samband som visar att kapaciteten ökar med tiden tvärtemot den oro som uttryckts om eventuell dränering av leran under betongplattan till följd av betongens härdningsprocess. Betongplattan lämnades dock inte tillräckligt länge för att utesluta dränering på lång sikt.

Enligt resultaten från fältförsöken bör inte en vidhäftningsfaktor (γ_{vh}) högre än 0,45-0,5 användas vid dimensionering av betongplattor. Detta gäller för karakteristiska värden på skjuvhållfasthet, för belastning inom två dagar efter gjutning och ger ett resultat helt utan säkerhetsfaktorer. I detta kapitel förs resonemang kring en del av de faktorer som kan påverka vilken vidhäftningsfaktor som egentligen kan tillgodoräknas.

Det som sticker ut är skillnaden mellan teori och försök när det gäller töjningar och förskjutningar. Extra intresse till följd av detta samt kapacitetsökningen med tiden ges även brottytans utformning.

9.2 Brottlast

Syftet med rapporten har varit att utvärdera vilken kraftupptagande förmåga betongen har till följd av den vidhäftning som uppstår mellan leran och betongen. Resultaten visar på en vidhäftning runt 0,5, vilken är lägre än de värden som används idag och tagits fram genom tidigare forskning. Om detta beror på att den framtagna skjuvhållfastheten inte stämmer, om testerna inte motsvarar det verkliga fallet eller om det faktiskt är den sanna vidhäftningen är svårt att säga. Vad som är tydligt är däremot att betongen klarar större belastning ju längre den får ligga. Vilket antingen kan antas bero på att vidhäftningen mellan materialen hunnit utvecklas eller att den störda leran under betongen har hunnit återfå en större del av sin ursprungliga hållfasthet.

9.3 Jämförelse med tidigare forskning och dagens praxis

Resultaten från fältstudierna utförda i det här projektet pekar precis som försöken inför projekteringen av Götatunneln på att kapaciteten för in-situ-gjutna betongkonstruktioner ökar

med tiden. Lera är som nämnts tidigare känsligt för störning, omrörning gör att leran förlorar stora delar av sin skjuvhållfasthet. I samband med försöken kan leran ha störts en hel del och detta tros kunna vara en stor anledning till varför resultaten från försöken är så låga. Nedan presenteras detta djupare.

De verkar troligt att leran störs mer vid själva gjutningsprocessen av slitsmurar och pålar än betongplattor då schaktning inför plattgjutningen utförs med stor försiktighet, då man ofta har ett exakt önskat djup, och därmed borde vara relativt ostörd efter behandlingen.

De steg som tas i leran påverkar främst de översta decimetrarna av lerlagret, vilket innebär att all lera runt betongplattorna störs men endast en liten del av den lera som befinner sig runt slitsmurarna/pålarna. Betongplattorna bör dock vara mer känsliga för störning efter gjutning på grund utav att plattorna ligger ovanpå leran. Så trots att konstruktionsprocessen stör leran runt slitsmurar och pålar mest så ges den leran större chans att rekonsolidera efter på gjutning och därmed återgå till sin ursprungliga hållfasthet fortare än den leran som befinner sig runt om plattorna.

Störningen pågick egentligen under hela försöksperioden. Före försöken placerades gjutformar och sedan styrdes basken nere från schaktbotten, så under processerna kopplade till gjutningen av plattorna stördes leran en hel del. Efter gjutningen placerades all utrustning ut, VKR-rör, distanser, domkrafter, ställningar, mätklockor, reflextejp, prismor och så vidare vilket innebär att vi gick fram och tillbaka i leran mycket och eftersom leran var väldigt blöt så var störningen uppenbar. Detta gäller främst för platta 1 eftersom vi efter skjuvning av den första plattan började gå ovanpå plattorna alternativt på plank som placerats ut i leran en bit ifrån plattorna. Platta 1 lämnades heller inte att rekonsolidera efter störningsmomenten på samma sätt som de andra plattorna, vilket kan vara anledningen till att sprickorna inte blev lika tydliga för denna platta som för de andra, även om brottet var tydligt. Det är dock svårt att jämföra hur mycket störning som finns kopplade till dessa försök jämfört med de försök som utförts på slitsmurar och pålar.

Det är viktigt att komma ihåg att störning av leran alltid sker i verkligheten, men det är svårt för oss att jämföra hur mycket mer eller mindre leran har störts vid försöken än vid normal användning av, och verksamhet kring, en stämp av betong. Det skulle kunna ha eftersträvat att inte störa leran alls, om det ens är möjligt. På så sätt skulle en bättre siffra kunna erhållas om vilken maximal möjlig vidhäftning som kan utvecklas. Efter denna kan man ta hänsyn till rimlig störning och sedan utvärdera säkerhetsfaktorer efter detta. Men istället har det valts att eftersträva ett så verklighetstroget scenario som möjligt.

Vid upplyftning av plattorna var det tydligt att även leran under plattorna störts eftersom botten var vågig och på flera ställen kunde man urskilja att leran och betongen blandat sig. Troligt är alltså att störning av leran har en mer signifikant betydelse för betongplattor än för slitsmurar/pålar vilket då är en anledning till de låga resultaten.

Enligt försöken är de vidhäftningsfaktorer, γ_{vh} som anges av TK Geo 13 (Trafikverket, 2016) och tidigare forskning något höga. De anger värden på 0,67 respektive 0,59 vilket då går att jämföra med de på 0,45-0,5 som tagits fram i försöken kopplade till den här rapporten.

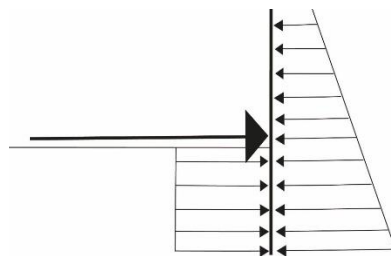
9.4 Skillnader mellan fältförsök och verkliga fallet

I försöken appliceras lasten av domkrafter istället för av en spont vilket innebär att en eventuell lastupptagning i jorden under betongplattan inte fås med. Detta kan i kombination med att betongen i vanliga fall gjuts direkt mot spont och därmed får chans att utveckla en vidhäftning

till denna betyda att resultatet från försöken ger en lägre kraftupptagningsförmåga än den verkliga.

Betongplattan gör att leran blir innesluten i alla riktningar då den ligger intill spont vilket ger en massa som först flyttar sig när krafterna blir tillräckligt stora för att skjuva betongen över leran. Då leran är odränerad och inkompressibel torde den ge en mer eller mindre oändligt styv, lervolym under plattan. Eftersom lasten tar den styvaste vägen är det då rimligt att anta att lasten inte helt tas upp som skjuvning av betongen utan som tryck i denna odränerade, vattenmättade lervolym.

Resonemanget går att föra vidare med stöd av PLAXIS modell 2. Detta påverkar även skjuvhållfastheten i jorden då spänningarna ökar, något som skulle kunna ge en högre tolerans för skjuvpåverkan. I PLAXIS-modellen framgår det att plattan rör sig mer än leran men det blir även tydligt att leran under plattan ner till spontens djup belastas och därmed tar upp skjuvkrafter. Vilket också är rimligt då deformation krävs för mobilisering av kraft. Det borde innebära att leran tar upp en hel del last innan betongen tar upp någon alls, därför kan det vara rimligt att en högre kapacitet kan tillgodoräknas än den som fås fram i försöken.



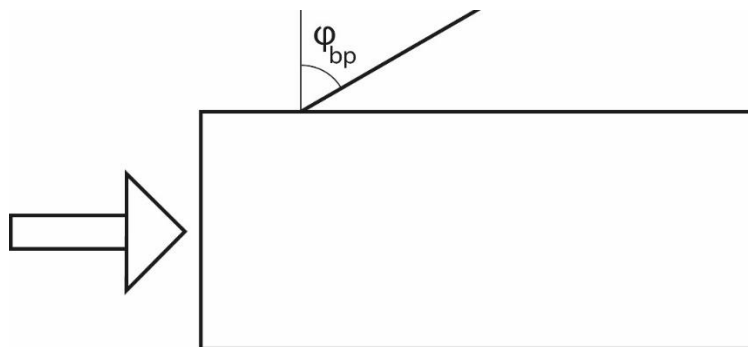
Figur 52 Schematisk bild över antagen lastupptagningsfördelning

9.5 Parametrar

Resultaten bygger på den skjuvhållfasthet som har tagits fram på 20 kPa, denna skjuvhållfasthet kan anses vara hög för området. Eftersom skjuvhållfastheten är framtagen genom tester gjorda på prover direkt tagna ur schaktbotten är det ändå rimligt att tro på värdet och därmed också att resultaten stämmer. Det antagande som gjorts om jordtryckskoefficienten (K_0) och det vertikala jordtrycket och som har bestämt det förkonsolideringstryck som provkropparna har utsatts för är svårt att kontrollera. Men kan också ha påverkat skjuvhållfastheten och därmed samtliga slutsatser.

9.6 Brottplan och sprickbildning

Sprickbildningen runt plattorna, där de flesta sprickor uppstår i en vinkel på cirka 30 grader från betongplattan, stämmer bra överens med den klassiska jordtrycksteorin. Leran bidrar inte aktivt till ett brott vilket innebär att brottet som uppstår bör vara av passiv karaktär. Brottvinkeln på 30 grader stämmer då överens med den empiriska friktionsvinkeln på 30 grader, vilket ger att brottplanet bildas i en vinkel på $\varphi_{bp} = 45 + \frac{30}{2} = 60$ grader från ett plan vinkelrätt mot plattan (eftersom $90 - 60 = 30$).



Figur 53 Illustration av brottplansvinkeln.

9.7 Skjuvtöjningar

Det är stor skillnad mellan de skjuvtöjningar som tagits fram i de olika faserna av projektet. De värden som tagit fram genom analytiska beräkningar är betydligt större än övriga värden. Detta skulle kunna bero på den E-modul som använts inför försöken inte stämmer med de resultat som har tagit fram. Något som i så fall visar på svårigheten att ta fram en modul som genererar de töjningar som faktiskt uppstår i leran.

Moduler och tvärkontraktionstalet har varierats under modellering och beräkningar för få töjningar som stämmer med de som genererats i experimenten. Att olika källor ger så olika värden och intervall gör det svårt att utan mer kännedom om leran och dess egenskaper göra riktiga antaganden. Att den slutgiltigt valda tangentmodulen (skjuvmodulen) på 35 MPa är långt högre än tidigare antagna värden skulle kunna tyda på att spänningen i leran inte når de högre värden som skulle ge en lägre modul enligt resonemanget i kapitel 3.6.1.

Leran töjs inte bara i förhållande till sig själv utan även i förhållande till omkringliggande material som ligger kvar i sitt ursprungsläge. Det vill säga att den lera som sätts i rörelse av krafterna som påverkar betongen rör sig relativt den massa som ligger längre ner men även den lera som ligger vid sidan av betongplattan. Något som är väldigt tydligt i det här fallet i och med de sprickor som uppstår längs plattans sidor. Det blir tydligt då de förskjutningar som fåtts för prismorna och mätklockorna stämmer överens vilket betyder att ställningarna för mätklockorna som uppskattningsvis stod 30-40 centimeter från plattornas kanter inte har rört sig nämnvärt.

En felkälla är valet av en linjärelastisk beräkningsmodell eftersom en enda modul används vilket kan ha stor betydelse för resultaten. Detta eftersom en modul innebär att det elasto-plastiska beteendet frånses och därmed stämmer sambandet mellan töjning och spänning inte överens med det verkliga beteendet. Valet av en linjärelastisk modell bör inte påverka brottslasten avsevärt men däremot kan det ha stor påverkan på skjuvtöjningarna.

Det är stor skillnad mellan de skjuvtöjningar som tagits fram i de olika faserna av projektet. De värden som tagit fram genom analytiska beräkningar är betydligt större än övriga värden. Detta skulle kunna bero på den E-modul som använts inför försöken inte stämmer med de resultat som har tagits fram. Något som i så fall visar på svårigheten att ta fram en modul som genererar de töjningar som faktiskt uppstår i leran.

9.8 Tidsaspekter

De plattor som belastas en dag efter gjutning visade en brottslast på några procentenheter lägre än de som belastas två dygn efter gjutning och krypförsöksplattan, som trycks fyra dagar efter gjutning, visade en mycket högre kapacitet. Vilket tyder på att tiden mellan gjutning och belastning har betydelse.

Enligt de resultat som tagits fram framgår det att vidhäftningen eller skjuvupptagningsförmågan ökar med tiden vilket är något som stämmer överens med tidigare forskning. Samt även påvisar att brottytan går helt eller delvis i den störda leran.

Från början av projektet har det diskuterats huruvida betongen under härdningsprocessen kan suga åt sig vatten från leran den är i kontakt med. Dels har diskussioner förts kring huruvida detta skulle generera ett dränerat brott under plattan och dels har litteraturstudien visat på en möjlighet att lerpartiklarna vid betongens upptagning av vattnet suger åt sig lerpartiklarna så att dessa näst intill växer fast på betongen och på så sätt ökar kapaciteten. Vi ställer oss dock tveksamma till båda förslagen, främst huruvida betongens förmåga att dra åt sig vatten under härdningsprocessen är tillräckligt stark för att ta vattnet från leran. Det kunde heller inte synas någon vidare dränering av leran vid upplyftningen, hela ytan var blöt och mer eller mindre täckt av lera eller lervälling.

9.9 Uppböjning

Uppböjningen är något som skulle kunna utredas ytterligare då den biten har fått stå tillbaka för att andra parametrar ska kunna utredas ordentligt. Enligt de mätningar som gjorts har ingen av plattorna uppvisat några betydande uppböjningar. Men det är oklart om det är beroende av var på plattan uppböjningen mäts. Då det bara har funnits en mätpunkt per platta och denna har placerats ut manuellt så är det svårt att säga hur stor den maximala uppböjningen har varit och var på plattan den faktiskt har uppstått.

Den enda egentliga uppböjningen som inte kan uteslutas via avläsningsfel är den på 2,16 millimeter som uppstod för platta 4. Eftersom uppböjning endast uppnåts för denna platta är det svårt att dra några konkreta slutsatser av detta. Det skulle kunna peka på att en större platta som har fått härda lite längre har större uppböjning och detta skulle i sin tur kunna innebära att en större platta med de mått som verkligen används, det vill säga uppemot 5x10 meter skulle få en mycket större uppböjning. Detta sista resonemang skulle förklara den övertygelse som fanns hos de med mer erfarenhet angående uppböjningens betydelse. Det kan också vara så att uppböjningen helt missats i de andra försöken på grund utav placeringen av utrustning.

Det är svårt att säga om det är så att modellen som skapats inför försöken har förenklats för mycket och att det har lett till förutsägelse av en större uppböjning eller om det är så att svårigheter runt mätningarna har gjort att de maximala värdena har missats.

Det finns även en möjlighet att det skiljer sig mycket med hur stort moment som uppstår i betongen vid det fall där den verkar som mothåll för spont och i testerna. Det ena fallet har en rakt angripande last och två fritt rörliga ändar så som i modell 1 i PLAXIS och under försöken. Det andra en utbedd något skiftande last och en ände som är fast i sponten vilket är motsvarande det verkliga fallet samt modell 2 i PLAXIS. Kanske gör detta att det finns risk en större uppböjning i det fall när betongen verkar som stämp mot sponten. Resultaten från PLAXIS stödjer detta då den visar på en större uppböjning av betongen i modell 2 än i modell 1.

9.10 Brottytan

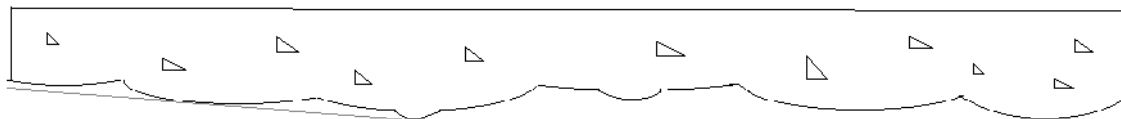
Det finns en del resonemang värda att föra angående hur brottytan faktiskt går och hur detta förklarar vilken last plattan klarar av. Svårt att säga om den leran som följde vid vändningen av plattorna var representativt för vart brottytan gick under försöken eller inte. Brottytan kan ha hunnit läka och dessutom kan lerans tunghet har gjort att en mindre del av leran följde med om brottytan går längre ner.

Vid en första anblick på resultaten från PLAXIS går brottytan i kontaktytan mellan materialen. Men denna kontaktyta är i PLAXIS interfacezon. Det vill säga att det inte egentligen säger så mycket om var brottet egentligen går, vilket kan tydliggöras med figur nedan. Det vill säga att analysen i PLAXIS säger att brottet går i interfacezonen men att denna är större än bara kontaktytan mellan materialen.



Figur 54 Tv: Interface i PLAXIS. Th: Verkligt interface.

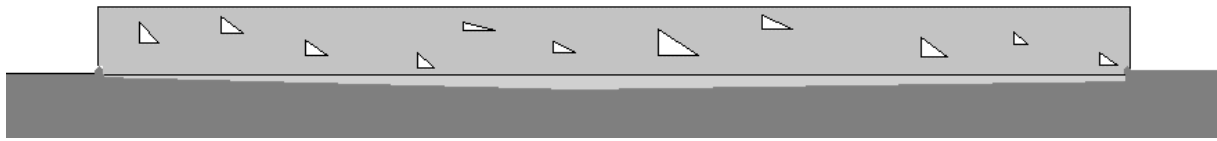
En hypotes är att den går i kontaktytan mellan betong och lera. Men då betongen och leran inte har en tydlig och rak avskiljningslinje, utan de går in i varandra i en något skiftande yta, går brottytan längs med de delar av betongen som ligger längre ner i leran. Då den med tanke på betongens hållfasthetsparametrar inte kan gå genom betongen.



Figur 55. Typskiss av brottytan.

Detta skulle förklara den ojämna mängd lera som följde med när plattorna vändes. Det skulle även förklara varför motståndskraften går att härleda till lerans skjuvhållfasthet utan att det når sin fulla kapacitet. Då det skulle kunna antas att brottet går lättare i kontaktytan mellan materialen än när det skapas ett brottplan i själva leran. Det skulle även förklara de sprickor som uppstod längs med plattans kanter när brottslasten uppnåddes. Då leran där skjuvas och följer med plattan medan leran utanför plattan ligger kvar i sitt ursprungliga läge.

En annan hypotes kring brottytan är att brottet går i leran strax under kontaktytan mellan de två materialen och att skjuvhållfastheten sänkts på grund utav att den blivit störd av schaktning och den avlastning det innebär, gjutning, uppställning av utrustning och så vidare. Även detta skulle förklara sprickorna samt att kapaciteten inte blir fullt utvecklad och även den högre hållfastheten för den sista tryckningen. Då leran vid det laget har haft möjlighet att stabiliseras något. Stämmer detta resonemang skulle det innebära att vidhäftningen mellan betongen och leran ger en högre mothållande kraft än vad skjuvhållfastheten i den störda leran ger.



Figur 56. Illustration av brottytan som går i den störda leran precis under betongen.

Om figur 59 jämförs med figur 54 går alltså brottytan något längre ner i denna skiss än i den andra.

Troligtvis sker brott i en blandning av de två ovan presenterade hypoteserna. Betongen visade en skiftande undersida och blev uppenbart störd av att vi gick i den varpå det är svårt att säga att den ena eller den andra hypotesen är den som gäller utan det känns mer troligt att båda två bidrar. Fler försök där först den ena och sedan den andra hypotesen kan utredas mer ordentligt kan vara intressant för att utreda hur mycket den ena eller andra bidrar till betongplattornas kapacitet.

9.11 Kryp-försöket

Brottslasten är betydligt högre för den sista plattan än för de övriga. Om detta beror på den mer konstanta belastningen, möjligheten till konsolidering eller den längre härdningstiden är svårt att fastställa.

Då kryp-försöket följer samma mönster vad det gäller förhållande mellan relativ brottslast och härdningstid kan det faktum att kryp-försöksplattan belastades med en konstant last under en mycket längre tid än de övriga, vara en faktor som möjligtvis kan uteslutas. Eftersom den relativa brottslasten verkar följa samma mönster som för de övriga plattorna verkar alltså inte laststegen ha någon påverkan vilket är bra då belastningen i verkligheten inte sker stegvis.

De maximala förskjutningarna för platta 5 är ca två millimeter innan brottslasten uppnås och beteendet övergår till att vara plastiskt. Två millimeter kan anses vara en försumbar förskjutning i sammanhanget och spelar ingen större roll i användandet av betongplattor som stämp. Däremot fortsätter förskjutningen att öka under hela den tid som plattan trycksätts vilket skulle kunna leda till att det uppstår stora förskjutningarna till sist. Något som inte är önskvärt för en mothållande konstruktion.

Om upplägget för de fyra andra skjuvförsöken varit sådant att trycket hållits konstant hade detta möjliggjort att krypning även kunnat utvärderas där för jämförelse. Men med den utrustning som fanns tillgänglig hade detta inte varit möjligt.

10 Slutsatser

Rapportens huvudsyfte har varit att bestämma vidhäftningsfaktorn, mellan lera och betong då betongen utsätts för skjuvning. Detta vid användning av in-situ-gjutna betongplattor som stämp mot spont på lerbotten i schakt för att kunna utvärdera och använda sig av

$$F_{btg} = \gamma_{vh} \cdot A_{btg} \cdot c_u \quad (1)$$

vilket har gjorts genom fältförsök i Göteborg på Marieholmsprojektet.

Resultaten från fältförsöken är i stort samstämmiga och entydiga. Betongplattans förskjutning pekar på att det förväntade sambandet mellan spänning och skjuvtöjning som antagits för leran, där leran innan brott påvisar en ökande hållfasthet för att efter brott påvisa en avtagande hållfasthet. Resultaten från de olika skjuvförsöken följer samma mönster vilket tyder på att de beteenden som uppvisas stämmer med verkligheten. Försöken visar på att betongens area spelar roll enligt det antagande som gjorts inför försöken då den relativa brottlasten för de olika platttyperna är lika stor vid de försök som utförts ungefär samtidigt.

Enligt resultaten från fältförsöken bör inte en vidhäftningsfaktor (γ_{vh}) högre än 0,45-0,5 vid användandet för dimensionering av betongplattor. Detta gäller för karakteristiska värden på skjuvhållfasthet, för belastning inom två dagar efter gjutning och ger ett resultat helt utan säkerhetsfaktorer.

Modellerandet som skett i PLAXIS 2D visar på att det finns större skillnader mellan det verkliga fall då denna typ av konstruktioner används och det försök som har ställts upp än vad som tidigare trots, då leran under betongen kan antas ta upp en viss del av lasten. Vilket skulle kunna bidra till att de siffror som tagit fram i försöken är så pass mycket lägre än de som används vid dimensionering i dag.

Det finns också ett tydligt samband som visar att kapaciteten ökar med tiden tvärtemot den oro som uttryckts om eventuell dränering av leran under betongplattan till följd av betongens härdningsprocess. Betongplattan lämnades dock inte tillräckligt länge för att utesluta dränering på lång sikt. Denna ökning i kapacitet stämmer med de resultat som tagits fram i tidigare försök inför byggnation av Götatunneln. Vilket även skulle kunna förklara varför de siffror som tagits fram i den utredningen var högre då de gick mer tid mellan pågjutning och kraftmätning i dessa tester.

11 Vidare studier

Det finns många intressanta aspekter att studera ytterligare kring stämp av in-situ gjutna betongplattor. Nedan redovisas en del förslag till vidare studier.

11.1 Betongplattornas dimensioner

En av aspekterna som är intressant att fortsätta utreda är betongplattornas dimensioner och hur dessa påverkar kapaciteten. Framförallt tycker författarna av den här rapporten att strimmor på 5x10 meter är mest intressant eftersom det är en vanlig dimension i verkligheten. Större storlek innebär exempelvis att mindre del av leran störs genom gång på schaktbotten.

Även plattor av andra tjocklekar är intressant att testa då friktion uppstår först och endast då det finns en normalkraft. Detta och det faktum att lerans skjuvhållfasthet ökar med ökad belastning gör att en tjockare betongplatta kan ge en högre kapacitet och innebära att en större kraft krävs för att skilja de två materialen åt i kontaktytan. Detta skulle möjligtvis kunna ge betydande utslag för kapaciteten.

11.2 Aktiv spont

Som tidigare nämnts i rapporten vore det intressant att använda en aktiv spont vid försök. En aktiv spont innebär att vidhäftning mellan betong och spontplank fås med och gör att försöket liknar verkligheten mer än de försök som gjorts i samband med den här rapporten. Genom att schakta bort en strimma och gjuta betongplattan in-situ i strimman och sedan schakta bort omkringliggande jordmassor till dess att brott uppstår efterliknas både belastningshastigheten och spontens inverkan.

11.3 Brottyta

Var brottytan egentligen uppkommer och hur den ser ut är något som författarna av den här rapporten verkligen ser som en intressant fortsättning då det finns så mycket oklarheter runt denna och vilka mekanismer som faktiskt inverkar. Kanske kan gjutningsprocessen ändras för att få en annan form på betongplattan och därmed en annan brottyta.

11.4 Betongens härdningsprocess

En annan sak som diskuteras i projektet är hur betongens härdning påverkar leran. Om det kan bli dränerade förhållanden i leran närmst betongplattan på grund av att betongen vid härdningen suger åt sig vatten från leran eller ej. En dränerad lera får helt andra hållfastheter varpå det är viktigt att veta om det kan bli ett problem senare under byggskedet i fall det drar ut på tiden.

Referenser

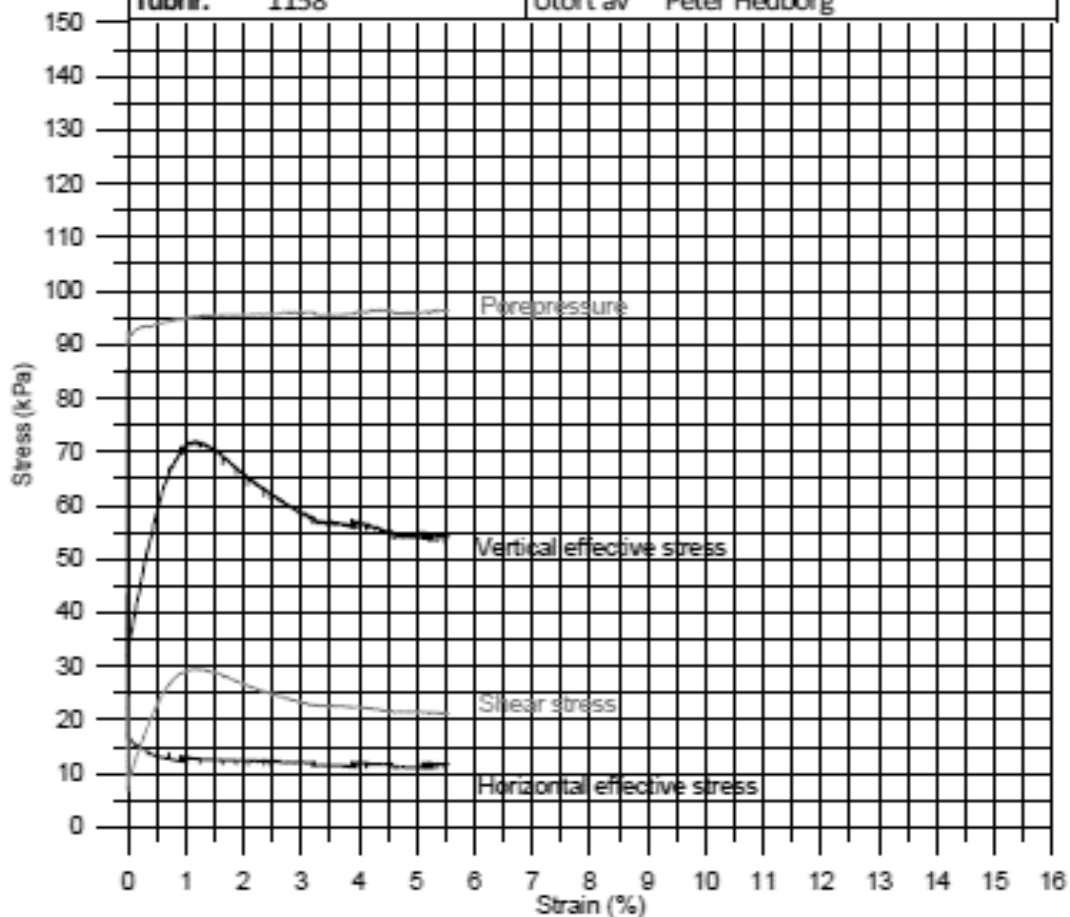
- Andersson, R. (1981). *Fiberarmerad betong*. Lund: Avdelningen för byggnadsmateriallära, Lunds Tekniska Högskola.
- Axelsson, K. (2006). *Intruduktion till geotekniken*. Uppsala: Uppsala Universitet., inst för geovetenskaper, Byggt teknik.
- Burström, P. G. (2007). *Byggnadsmaterial*. Lund: Studentlitteratur AB, Lund.
- Byggeforskningsrådet. (1984). *Spontningsarbete: Erfarenheter att tillämpas vid planering och produktion*. Byggeforskningsrådet.
- Cementa. (den 24 juni 2015). *Cementa*. Hämtat från file:///C:/Users/isabe/Downloads/anlaggningscement_produkblad_deg_2015_swe.pdf den 28 april 2016
- Cementa. (den 24 juni 2015). *Våra Produkter: Cementa*. Hämtat från Cementa-hemsida: <http://www.cementa.se/sv/anlaggningscement-degerhamn>
- Cementa. (u.d.). *Bascement - Teknisk Beskrivning*. Cementa.
- Craig, R. (2004). *Craig's Soil Mechanics* (7 uppl.). London: Taylor & Francis Group.
- Craig, R., & Knappett, J. (2012). *Craig's Soil Mechanics* (8 uppl.). Abingdon, Oxford: Spon Press (Taylor & Francis Group).
- Dahlin, E., Larsson, J., Svensson, J., & Olofsson, M. (2015). *Jordtryck och stödkonstruktioner vid schakt, Djup- och stabiliseringsproblem för Station Centralen*. Göteborg: Chalmers tekniska högskola., inst för Bygg och Miljöteknik.
- Diffen. (den 12 maj 2016). *Diffen*. Hämtat från Adhesion vs kohesion: http://www.diffen.com/difference/Adhesion_vs_Cohesion
- Engelstad, Ø. (2002). Götetunneln, slissevegger. Omtale av forskjellige aspekter, løsningsvalg. *Bergmekanikk/Geoteknikk: Fjellsprengningsteknikk*, 26.1-26.24.
- Fetter, C. (2001). *Applied Hydrogeology, fourth edition*. Prentice Hall.
- Grahn, R., & Jansson, P.-Å. (2013). *Mekanik -Statik och dynamik* (3:2 uppl.). Studentlitteratur.
- Holm, G., & Olsson, C. (1993). *Pålgrundläggning*. Stockholm: AB Svensk Byggtjänst och Statens Geotekniska Institut.
- Isaksson, T., & Mårtensson, A. (2010). *Byggkonstruktion, Regel- och formelsamling*. Lund: Studentlitteratur AB.
- Isaksson, T., Mårtensson, A., & Thelandersson, S. (2010). *Byggkonstruktion*. Lund: Studentlitteratur AB.
- ISO 22477-5. (u.d.).
- Larsson, R. (2004). *SGF Notat 2:2004, Direkta skjuvförsök - en vägledning*. Linköping: Svenska Geotekniska Föreningen.
- Larsson, R. (2008). *Jords Egenskaper*. Linköping: SGI (Sveriges Geotekniska Institut).
- Larsson, R., Sällfors, G., Bentgsson, P.-E., Alén, C., Bergdahl, U., & Eriksson, L. (2007). *Skjuvhållfasthet -Utvärdering i kohesionsjord*. Linköping: SGI (Sveriges Geotekniska Institut).

- Ljung, C., Ottosen, N. S., & Ristinmaa, M. (2007). *Introduktion till hållfasthetslära* (1 uppl.). Studentlitteratur.
- Massarsch, K. (2004). *Deformations properties of fine-grained soils from seismic tests*. Rotterdam: Millpress.
- MSB. (2014). *Handbok för ras-, skred- och slamströmsolycka*. Myndigheten för samhällskydd och beredskap. Hämtat från <https://www.msb.se/RibData/Filer/pdf/27283.pdf>
- Olsson, M., & Svensson, S. (2001). *Principer för beräkning av deformationer i armerade betongkonstruktioner*. Lund: Lunds universitet., avd för Konstruktionsteknik.
- PLAXIS. (den 20 Augusti 2012). *PLAXIS hemsida*. Hämtat från Modelling soil-structure interaction: interface: <http://kb.plaxis.com/tips-and-tricks/modelling-soil-structure-interaction-interfaces>
- PLAXIS. (2015). *Matrial Models Manual*. PLAXIS.
- PLAXIS. (2015). *Reference Manual PLAXIS 2D*. PLAXIS.
- PLAXIS. (2015). *Scientific Manual*. PLAXIS.
- Rankka, K. (2003). *Kvicklera- bildning och egenskaper - Litteraturstudie*. Linköping: Sveriges Geologiska Institut.
- Ristinmaa, M., & Ottosen, N. S. (2005). *The Mechanics of Constitutive Modeling*. Oxford: Elsevier.
- Ryner, A., Fredriksson, A., & Stille, H. (1996). i *Sponthandboken: handbok för konstruktion och utformning av sponter*. Stockholm: Byggeforskningsrådet.
- SGF:s Markvibrationskommitté. (2013). *SGF Informationsskrift 1:2012 Markvibrationer*. Svenska Geotekniska Förening.
- Sjöbäck, H. (2006). *Simulering av betong under härdning*. Lund: Strucutral Mechanics, LTH.
- Sällfors, G. (2009). *Geoteknik* (4 uppl.). Göteborg.
- Trafikverket. (den 20 februari 2015). *Marieholmsförbindelsen*. Hämtat från <http://www.trafikverket.se/marieholmsforbindelsen/> den 23 februari 2016
- Trafikverket. (2016). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner*. Trafikverket.

Bilaga 1 - Utdrag ur MUR Triaxförsök

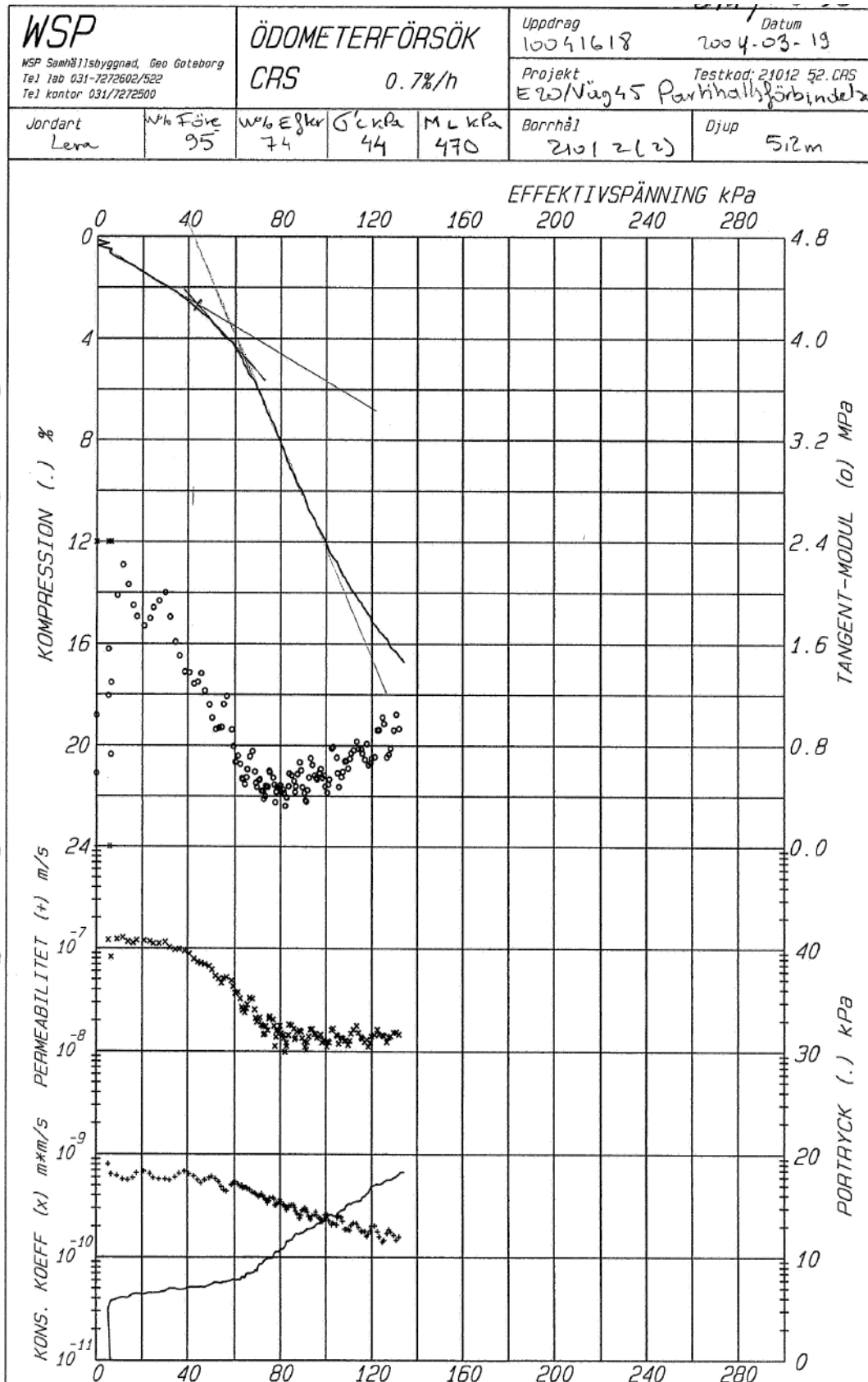
Utdrag ur MUR dokumenten för Marieholmsprojektet som visar resultat för Triaxförsök på leran i området.

Chalmers tekniska högskola Avd.GEO		2014-03-05	
Triax försök aktivt dränerat			
Provet har belastat upp till angivna konsolideringspänningar och har sedan fått konsolidera i ca ett dygn. Skjuvning har sedan gjorts med en hastighet av 0.001mm/min(0,06%)			
Beställare PEAB		Konsolideringspänningar:	
		σ'_v (kPa) 32(76,5)	σ'_H (kPa) 19(46)
Projekt	Trafikplats Marieholm	Densitet före(t/m ³)	1,56
Borrhål	14GT20	Vattenkvot före(%)	78
Djup	10,4m	Konsolideringstjörning(%)	1,86
Tubnr.	1158	Utört av	Peter Hedborg



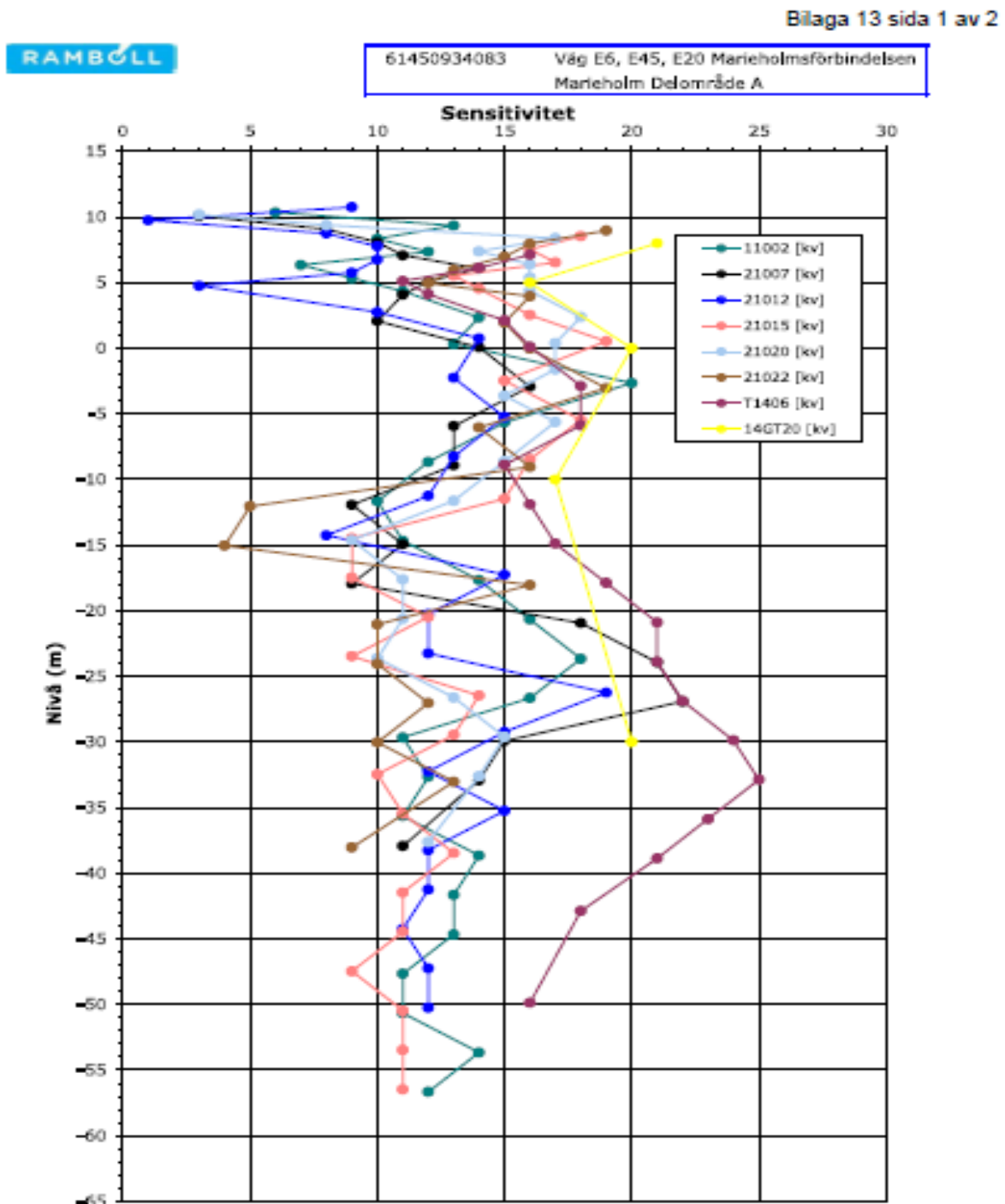
Bilaga 2 - Utrag ur MUR CRS-försök

Utrag ur MUR dokumentet för Marieholmsprojektet, CRS-försök.



Bilaga 3 – Utdrag ut MUR sensitivitet

Utdrag ur MUR dokumentet för Mariefholmsprojektet angående sensitiviteten på leran i området




2014-05-05
W:\Geoteknik\13955\produkter\Geoteknik\GEOARKIV\13047 Mariefholm siltbär Peab\Arbetsmaterial\Uppdatering av
MUR\RL_Tsu_sam_Delområde A.rvt

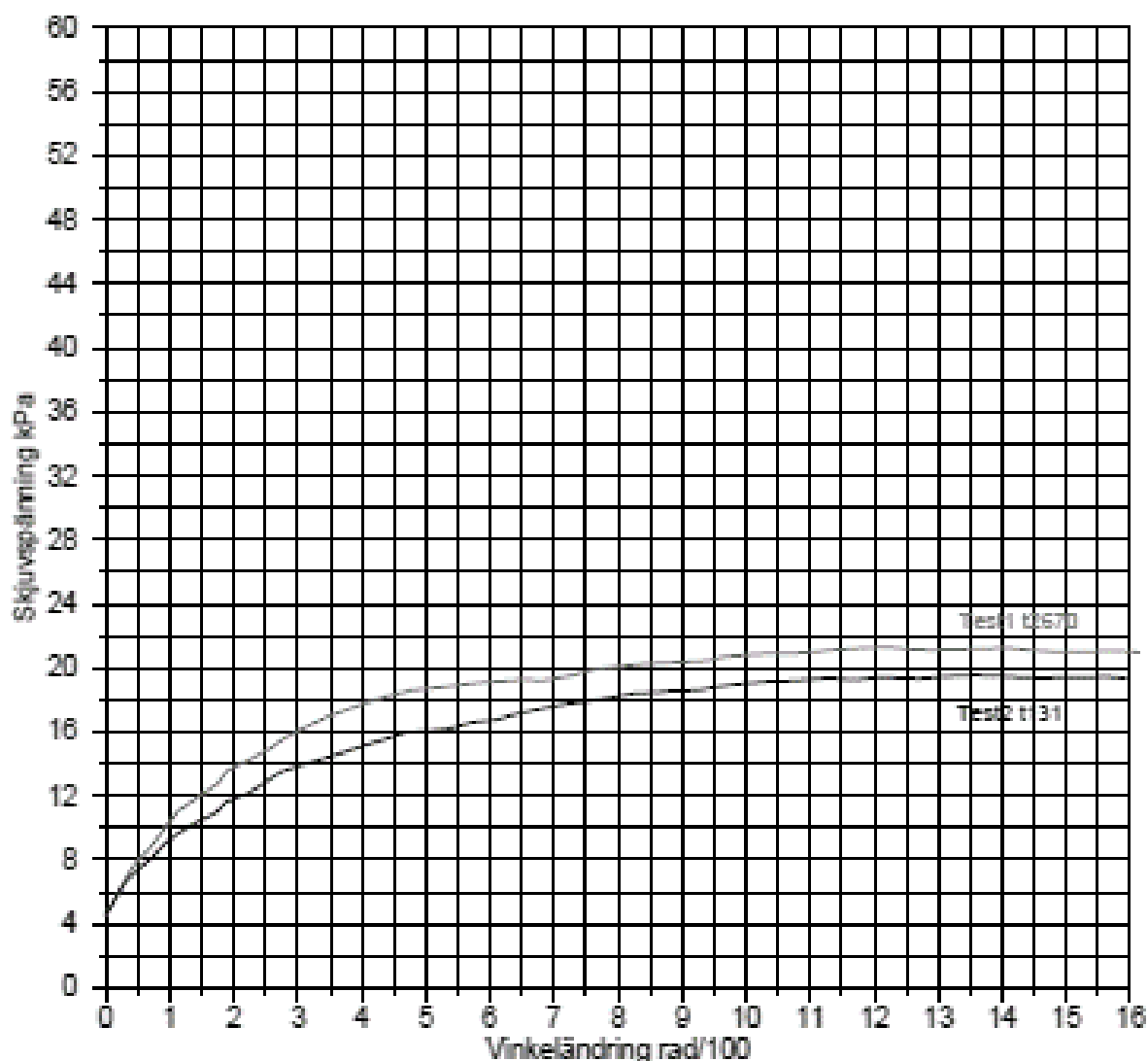
Bilaga 4 – Resultat från skjuvförsök

Resultaten från skjuvförsöket utfört på leran där fältförsöken utfördes

SKJUV FÖRSÖK 2016

 PM LARTEK AB
Madingsvägen 11
43932 ÖNSALA
Tel: 0704674666

Projekt:	Exjobb	Belastningshastighet	0,10mm/h
Datum:	2016-05-01	Försöksmetod	enfränser
Borrhål:	Peab11	Konsolideringsspänning	50(50)kPa
Beställare:	Peab	Vattenkvot före	
Uppdrag.nr.:		Skrymdensitet	
Provtub:	150 & 2670	Höjd	15,4 & 15,2mm
Djup:	3,3m	Diameter	50,0 mm
Utfört av:	Peter Hedborg	Konsolideringsböjning	4,31% & 4,64%



Bilaga 5 – Mätvärden från totalstation

Redovisning av mätvärden från totalstationen.

Platta 1

Tillförlitliga mätvärden saknas. Till följd av att det fanns hjälp att tillgå under försökets början och inte under slutet, blev ansvarsfördelningen här oklar och resultaten dåliga varpå inga resultat presenteras.

Platta 2

Tabell 21. Registrerade förskjutningar vid tryckförsök av platta 2.

<i>Konstruktionsdel</i>	<i>Riktning</i>	<i>Maxvärde (mm)</i>
<i>Betongplatta</i>	x-led	14
<i>Betongplatta</i>	y-led	1
<i>Betongplatta</i>	z-led	2
<i>Spont</i>	Ingen rörelse	

Platta 3

Tabell 22. Registrerade förskjutningar vid tryckförsök av platta 3.

<i>Konstruktionsdel</i>	<i>Riktning</i>	<i>Max värde</i>
<i>Betongplatta</i>	x-led	11
<i>Betongplatta</i>	y-led	1
<i>Betongplatta</i>	z-led	1
<i>Spont</i>	Ingen rörelse	

Platta 4

Tabell 23. Registrerade förskjutningar vid tryckförsök av platta 4.

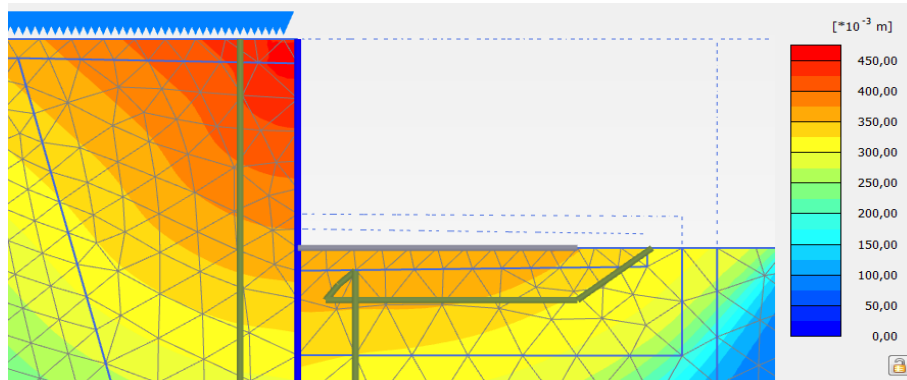
<i>Konstruktionsdel</i>	<i>Riktning</i>	<i>Maxvärde (mm)</i>
<i>Betongplatta</i>	x-led	12
<i>Betongplatta</i>	y-led	2
<i>Betongplatta</i>	z-led	2
<i>Spont</i>	Ingen rörelse	

Platta 5 - krypförsök

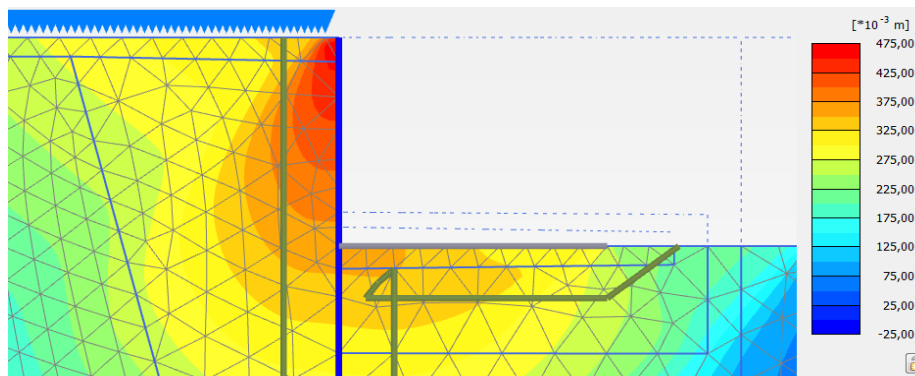
Under krypförsöket finns ingen totalstation att tillgå varpå inga resultat kan presenteras.

Bilaga 6 – Beräknade förskjutningar

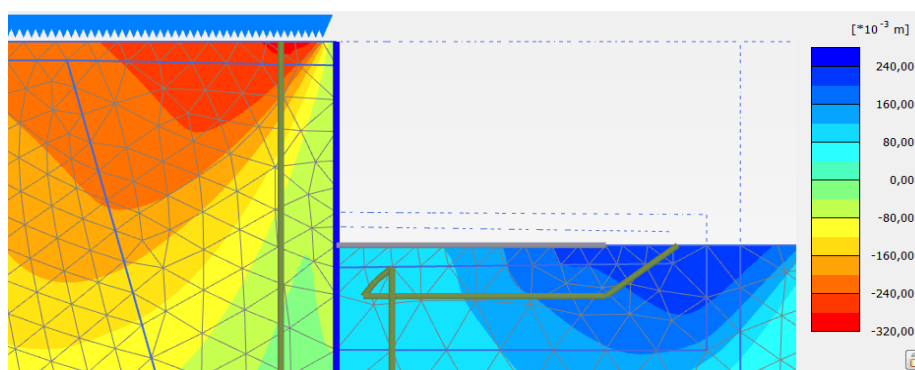
Figurer som visar på de förskjutningar som uppstår i leran till följd av belastningen för modell 2 i PLAXIS.



Figur 57. Den totala förskjutningen i området.



Figur 58. Förskjutning i x-led.



Figur 59. Förskjutning i y-led.

