

Deformationer till följd av djup schakt i lös lera - jämförelse av beräknade och uppmätta rörelser

H. Kennedy

NCC Teknik, Göteborg, Sverige, helene.kennedy@geo.chalmers.se

L. Jendeby

Vägverket, Göteborg, Sverige, leif.jendeby@vv.se

Sammanfattning: En studie av vertikala rörelser i samband med en drygt 6 m djup schakt i lös lera har utförts genom att rörelserna dels uppmätts i fält, dels beräknats med FEM-program (PLAXIS). Resultaten visar att rörelserna i huvudsak orsakas av en hävning till följd av avlastning. Begränsad kunskap om bestämning av avlastningsmodulen gör att användande av mer avancerad jordmodell än Mohr-Coulomb inte är motiverat. Vidare visar fältmätningar att inverkan av andra faktorer, som exempelvis en ganska måttlig påslagning, är påtaglig (ungefär lika stor som hävningen till följd av aktuell avlastning).

1 INLEDNING

I samband med utförande av entreprenad L3 inom Götaleden i Göteborg har vertikaldeformationer i samband med djupa schakter i lera uppmätts. De förväntade deformationerna har beräknats med finit elementanalys med två olika jordmodeller och två detaljeringsgrader avseende ansättande av material-egenskaper. Syftet har varit att bedöma hur väl rörelser i samband med djup schakt i lös lera går att prognostisera med finit elementanalys. En parameterstudie har även utförts för att klarlägga de mest betydande materialparametrarna i samband med simuleringen.

Arbetet har utförts som ett examensarbete vid GEO institutionen vid Chalmers tekniska högskola, och i nära samarbete med entreprenören NCC.

2 STUDERAD SEKTION

2.1 Jordlager

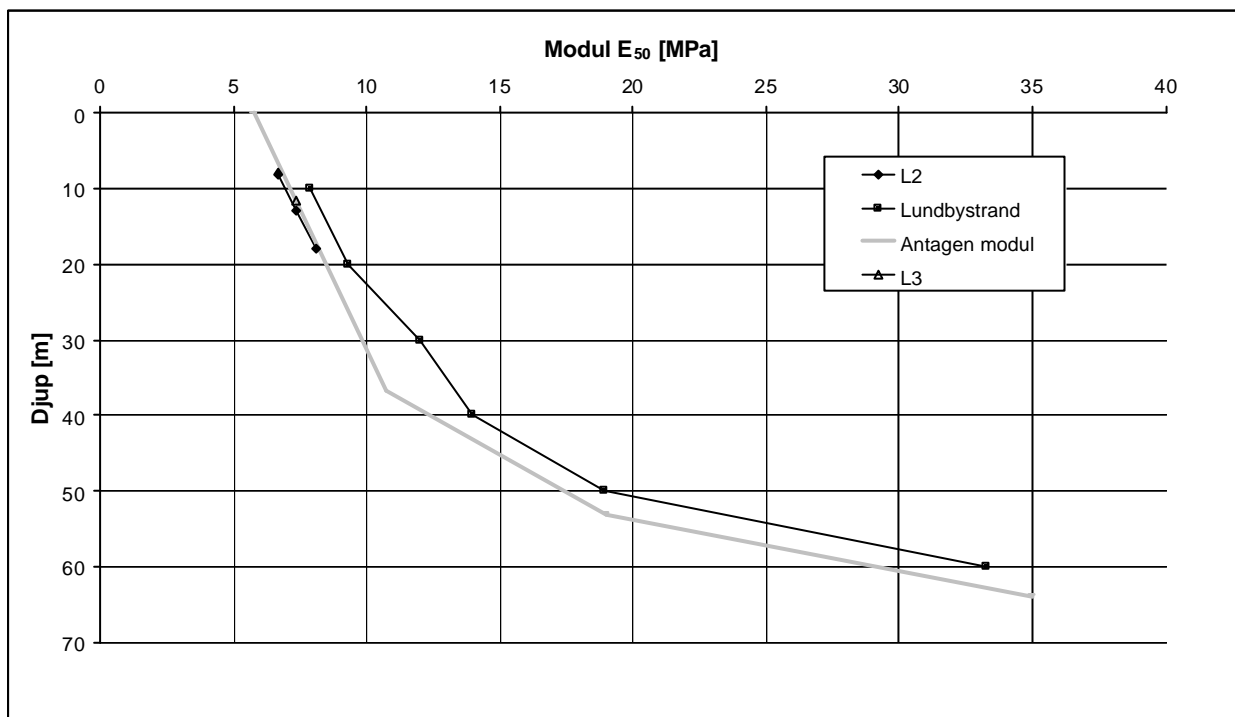
Området för schakten är ursprungligen ett sankt vassområde vilket fylldes ut i början av 1800-talet. Fyllnadsmassorna, vars mäktighet varierar mellan 2.5 och 3.5 meter, består av friktionsjord som underlagras av torrskorpelera vilken i sin tur vilar på ett löst lerlager med stor mäktighet (> 60 m). Lerans odränerade reducerade skjuvhållfasthet är ca 15 kPa omedelbart under torrskorpan för att

sedan öka med ca 1 kPa/m. CRS-försök visar att leran är normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad med OCR motsvarande 1.2-1.3. Kompressions-egenskaperna för leran presenteras i Tabell 1.

Tabell 1 Kompressionsegenskaper

Djup (m)	M_{ok} (kPa)	M_{Lk} (kPa)
+3.8 till +7.8	$250c_{uk}$	400
under +7.8	$250c_{uk}$	$400+25z$

Ett aktivt odränerat triaxialförsök har utförts på lera inom entreprenad L3 för att verifiera/komplettera tidigare utförda försök. Erhållen E_{50} -modul (sekantmodul vid 50 % av deviatorspänningen vid brott) från detta försök tillsammans med resultat från L2 (angränsande entreprenad) och Lundbystrand (Claesson 2003) redovisas i Figur 1. Lundbystrand ligger ca 2.5 km från aktuell sektion och dessa resultat har använts för extrapolering av modulen med djupet.

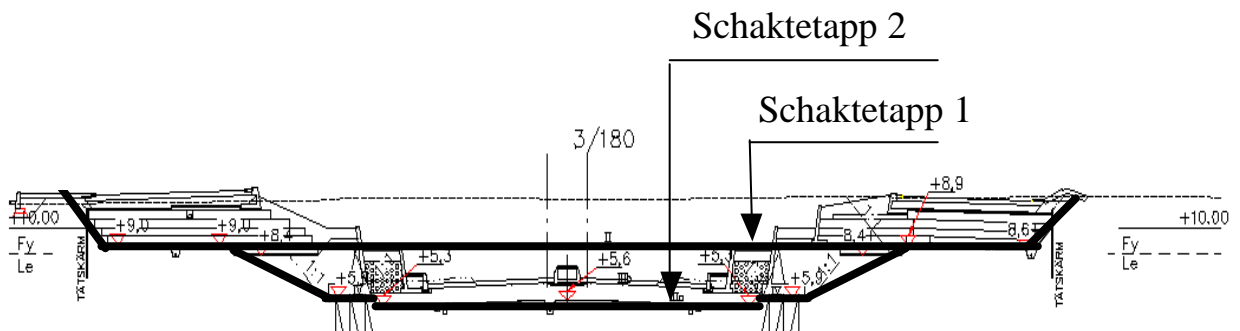


Figur 1 Sammanställning av utvärderad E_{50} -modul.
(E_{50} = sekantmodul vid 50% av brottspänningen)

Dessutom har tre stegvisa, laststyrda ödometerförsök utförts i syfte att utvärdera avlastningsmodulen. Avlastningen har utförts i tre steg på vardera 19 kPa, för att efterlikna avlastningen vid olika schaktstadier.

2.2 Schaktarbeten

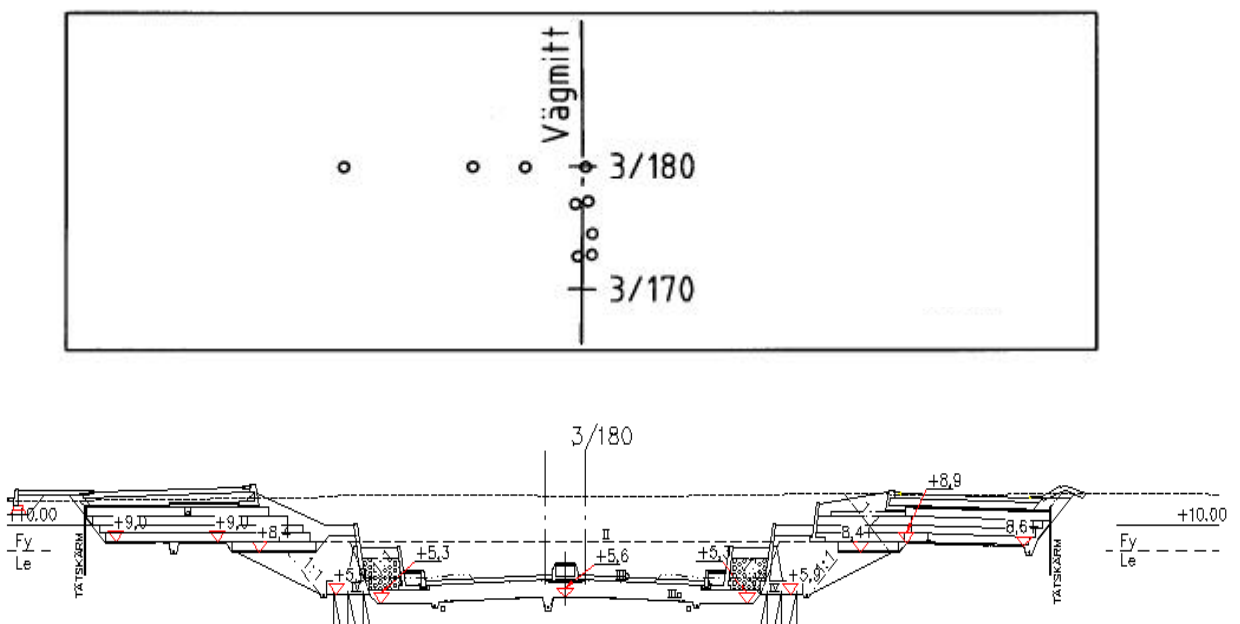
Inom den aktuella sektionen har schakt utförts i två olika huvudetapper, se Figur 2. Schaktetapp 1 var ca 3 meter djup med en utbredning på 70*200 m². Schakten passerade aktuell sektion nov-02 och bedrevs relativt snabbt. Schaktetapp 2 var ca 3.5 m djup med en utbredning på 30*200 m². För att säkerställa stabiliteten på arbetsplatsen utfördes schaktetapp 2 som en zonschakt (6 m bred) med kontinuerlig återfyllning av överbyggnaden, vilken passerade aktuell sektion feb-03.



Figur 2 De två schaktetapperna i sektion 3/180.

3 FÄLTMÄTNINGAR

Mätningarna omfattar uppföljning av vertikaldeformationer i nio punkter inom området för schakten, se Figur 3. Mätpunkterna utgjordes av jordskruvar vilka installerades dels från ursprunglig markyta, dels från nivån för schaktetapp 1.



Figur 3 Principskiss över jordskruvarnas placering i plan tillsammans med aktuell sektion.

Utöver dessa punkter har vertikaldeformationer uppmätts i ett antal punkter utanför själva schakten, (dessa mätningar ingår i entreprenadens ordinarie mätprogram). Samtliga peglar höjdbestämdes genom avvägning före och efter schakt. Efter schakt utfördes avvägning en till två gånger per vecka i ca 6 veckor till dess att rörelsen i princip avstannat.

4 DATORSIMULERINGAR

Datorsimuleringen har utförts med programvaran PLAXIS. För att så gott som möjligt efterlikna det verkliga fallet har de två schaktetapperna simulerats var för sig. Eftersom schakten innebär en avlastning är avlastningsmodulens storlek avgörande för resultatet av beräkningarna. Beräkningarna har utförts med två olika materialmodeller för att beskriva jordens beteende; en idealelastoplastisk modell enligt Mohr-Coulomb samt s.k. Hardening soil modell, (Schanz *et al.*, 1999).

I samtliga beräkningar har odränerade förhållanden antagits. Vid odränerad analys i PLAXIS tilldelas tvärkontraktionstalet automatiskt värdet 0.495 vilket medför en mycket hög tryckmodul och därmed mycket ringa volymförändring. Detta gäller för samtliga beräkningar med Mohr-Coulomb. Däremot vid beräkning med Hardening soil modellen sker en volymförändring vid plasticering. I det här aktuella fallet är de områden inom vilka plasticering sker dock begränsade, vilket även i detta fall medför endast en marginell volymförändring.

4.1 Avlastningsmodul

Svenska lerors deformationsegenskaper till följd av pålastning är väldokumenterad, däremot är deformationsegenskaperna vid en avlastning inte lika väldokumenterade.

Några empiriska samband för att uppskatta avlastningsmodulens storlek har dock presenterats.

Enligt Larsson, (1986) kan t.ex. lerans avlastningsmodul beskrivas enligt;

$$M_{ul} = \frac{s'_c}{a_s} \quad (1)$$

M_{ul} = avlastningsmodul (N/m²)

s'_c = jordens förkonsolideringstryck (N/m²)

a_s = empirisk faktor som beror av konflytgräns. För svenska lösa leror har denna befunnits vara av storleksordningen 0.01

Enligt Vermeer, (2003) kan avlastningsmodulen uppskattas med hjälp av resultat från pålastningsförsök med följande empiriska samband;

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad (2)$$

$$E_{ur}^{ref} = \frac{10E_{oed}^{ref}}{K_0} \quad (3)$$

E_{ur}^{ref} = av- och återbelastning för en viss referensspänning, (N/m²)

E_{50}^{ref} = sekantmodul från triaxialförsök, vid 50% av maximal deviatorspänning för en viss horisontellreferensspänning, (N/m²)

E_{oed}^{ref} = plastisk ödometermodul för en viss vertikalreferensspänning, (N/m²)

De tre empiriska sambanden redovisas i Figur 4 tillsammans med erhållna avlastningsmoduler från utförda ödometerförsök. Ödometermodulen enligt Larsson och den modul som erhållits från ödometerförsök har räknats om till en E-modul. Elasticitetsteori har då antagits gälla enligt Ekv. 4 och tvärkontraktionstalet har antagits vara 0.2, (Schanz *et al.*, 1999).

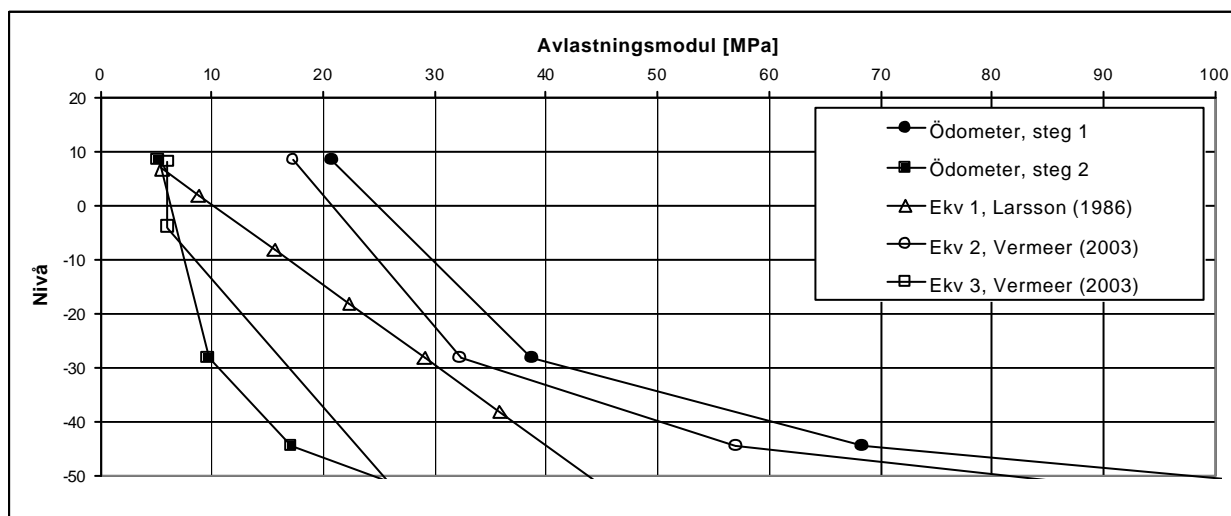
$$E^{ur} = \frac{(1+n_{ur})(1-2n_{ur})}{(1-n_{ur})} E^{ur}_{oed} \quad (4)$$

n_{ur} = tvärkontraktionstal för avlastning, (-)

E^{ur}_{oed} = ödometermodul för av- och återbelastning, (N/m²)

Eftersom avlastningsmodulen varierar med spänningsnivå har resultaten från de två avlastningsetapperna, 1 (0 till -19 kPa) och 2, (-19 till -38 kPa) redovisats separat.

Ödometerförsök har utförts på lera från tre nivåer (+2.3, +3.3 och +4.3). För att erhålla värden även på andra nivåer har utvärderade E_{50} -moduler utnyttjats (jfr Fig. 1). Härvid har antagits att kvoten E_{50}/E^{ur}_{oed} är konstant i hela profilen.



Figur 4 Avlastningsmodul från stegvisa ödometerförsök samt från empiriska samband.

Av Figur 4 framgår att skillnaden mellan första och andra avlastningssteget är avsevärd, och att de empiriska sambanden ligger mellan dessa två.

Avlastningsmodulen varierar beroende på avlastningens storlek, vilket inte kan beaktas med en idealelastoplastisk modell som Mohr-Coulomb. Undergrunden har därför delats in i ett antal delområden som givits olika moduler, vilka baserats på avlastningens storlek. Spänningsförändringen orsakad av avlastningen har beräknats med hjälp av elasticitetsteori. Undergrunden har därefter delats in dels i 15 olika skikt, dels i tre olika delområden i horisontalled, för att efterlikna lastspridningen mot djupet och i plan. Dessutom har dubbla uppsättningar av materialegenskaper använts, dvs. modulerna för första och andra avlastningen är olika. På detta sätt har en rimlig beskrivning av modulens variation erhållits.

4.2 Finit elementanalys – genomförda beräkningar

Fem olika beräkningar har genomförts, varav tre har utförts med materialmodell enligt Mohr-Coulomb, och de två övriga med jordmodell enligt Hardening soil. För respektive jordmodell har dessutom en förenklad och en mer detaljerad beräkning utförts (med avseende på avlastningsmodulens variation med djupet). Vidare har olika antaganden beträffande avlastningsmodulens storlek gjorts. De utförda beräkningarna sammanfattas i Tabell 2.

Tabell 2 Genomförda beräkningar

Nr	Jord-modell	Avlastningsmodul enligt	Modulens variation med djupet	Anm
1	M-C, Larsson (1986)	Larsson	Enl. Fig.4	
2	Förenklad M-C	3*E ₅₀	Enl. Fig 4	
3	Detaljerad M-C	Utförda ödo. försök	Enl. Fig 4	
4	Förenklad HS	Utfört triax försök	Enl. Ekv 5	En referensnivå
5	Detaljerad HS	Utförda ödo. försök	Enl. Ekv 5	Tre referensnivåer

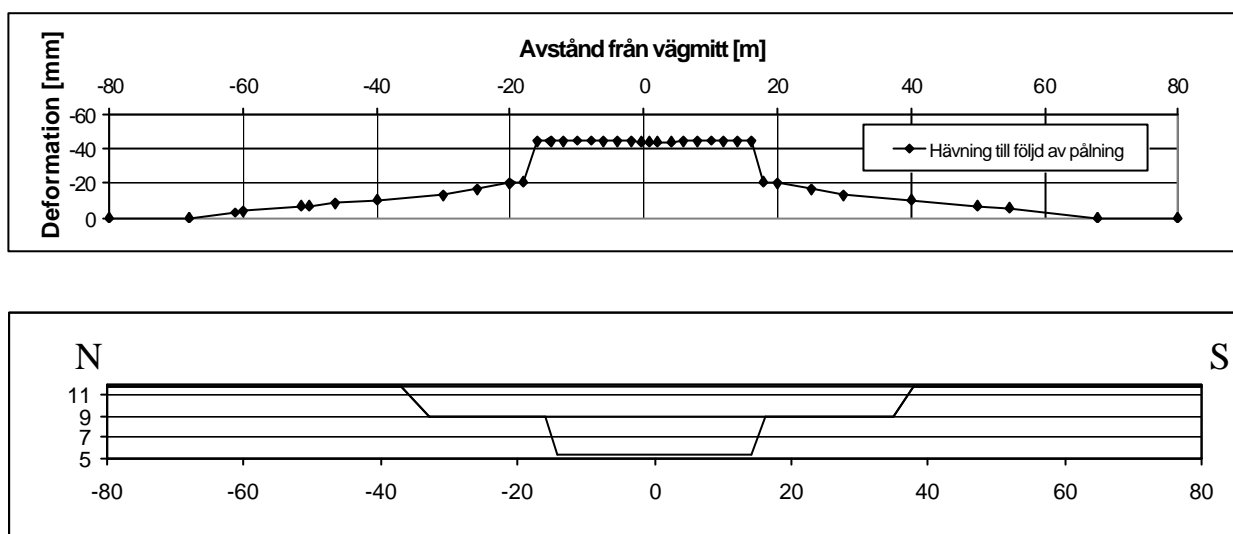
Graden av spänningsberoende vid beräkning med Hardening soil modellen styrs av faktorn m , se Ekv. 5. För att simulera ett logaritmiskt spänningsberoende, vilket ofta iaktas för lösa leror, skall faktorn sättas till 1.0, Schanz et al (1999).

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \mathbf{f} - s'_3 \sin \mathbf{f}}{c \cos \mathbf{f} + p^{ref} \sin \mathbf{f}} \right)^m \quad (5)$$

m = faktor som beskriver graden av spänningsberoende (-)

Under tiden för schakten har emellertid även pålning för olika konstruktioner utförts i närområdet, vilket påverkat de utbildade deformationerna genom massundanträngning. För att kunna jämföra de beräknade deformationerna (från PLAXIS) med de uppmätta har därför en uppskattning av hävning till följd av pålning utförts.

Hävning till följd av pålning kan uppskattas överslagsmässigt enligt Dugan och Freed (1984), (se även Pålgrundläggning, 1993). Den på detta sätt uppskattade hävningen redovisas i Figur 5.



Figur 5 Beräknad hävning till följd av pålning, (visad tillsammans med de två schaktetapperna).

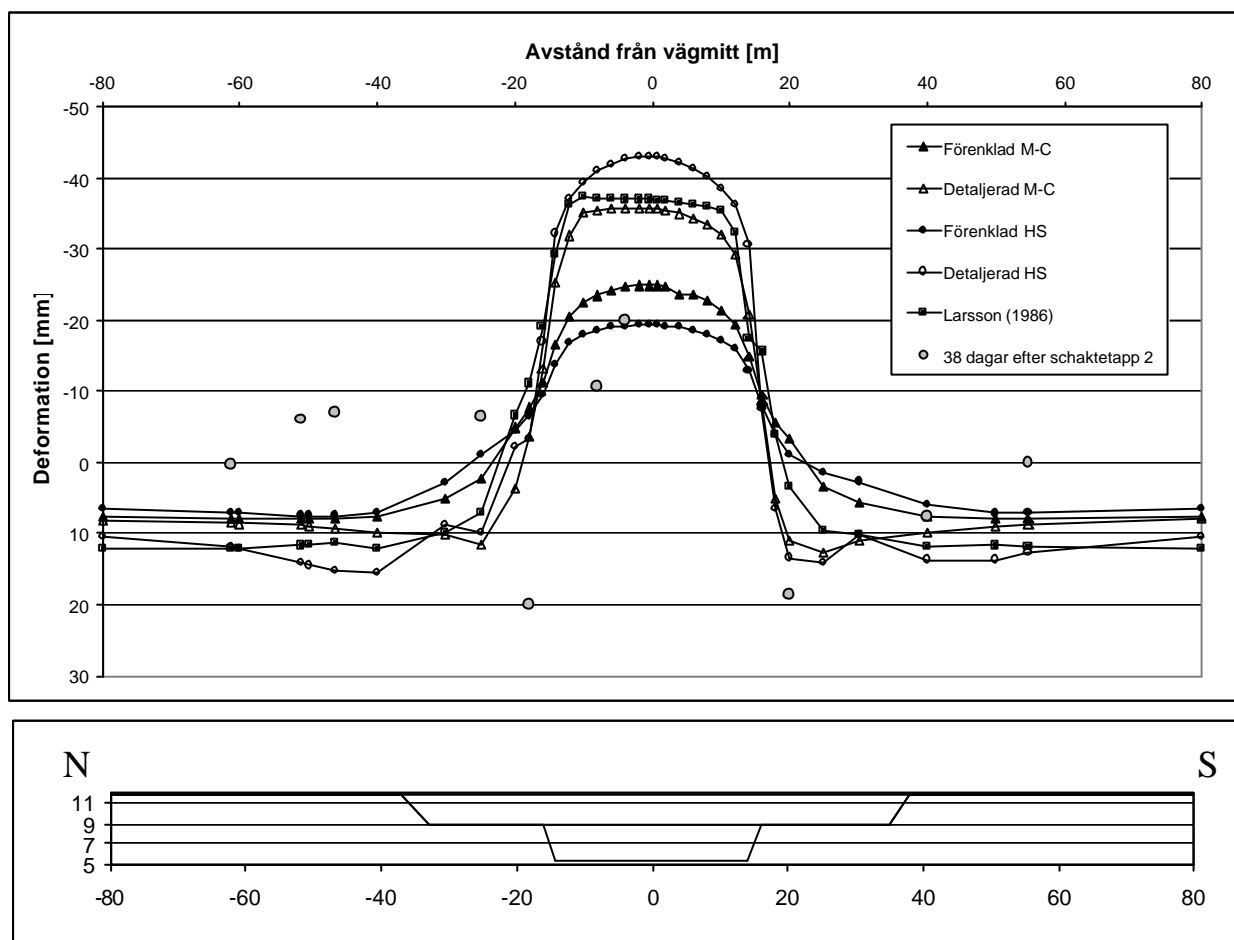
5 JÄMFÖRELSE MELLAN UPPMÄTT OCH BERÄKNAD VERTIKAL-DEFORMATION

Den vertikala deformationen har jämförts dels avseende den totala rörelsen efter slutlig schakt (dvs. schaktetapp 1 och schaktetapp 2), dels avseende den rörelse som uppstår under schaktetapp 2.

5.1 Vertikaldeformationer vid schaktetapp 2

De beräknade och uppmätta vertikaldeformationerna för schaktetapp 2 redovisas i Figur 6. Generellt kan konstateras att beräkningen ger en sättning utanför schakten vilken ej erhålles på samma sätt i fält. Detta förklaras av att beräkningen utförts odränerad och av att större delen av rörelsen är elastisk (plasticering sker endast i mycket begränsad omfattning). Av detta följer att den totala volymen i princip blir oförändrad, och således kommer varje hävning att följas av motsvarande sättning i andra punkter. Det beräknade rörelsemönstret stämmer dock relativt bra för den södra delen av schakten, medan mätningarna på den norra sidan visar på en hävning istället för den beräknade sättningen. När det gäller hävningens storlek i

vägmitt ger de två förenklade beräkningarna bättre överensstämmelse än de två detaljerade beräkningarna, vilket kan bero på att modulen för schaktetapp 2 antagits för låg i de mer detaljerade beräkningarna. Resultaten visar också på stor skillnad mellan det förenklade och det detaljerade beräkningsförfarandet. Störst skillnad ger beräkningarna med Hardening soil modellen, och denna modell är således mer känslig för förändring av materialegenskaper. Vidare indikerar resultaten att det empiriska samband som presenterats av Larsson (1986) leder till en överskattning av hävningen, vilket överensstämmer med resultat som tidigare redovisats av Alén och Jendeby (1996).

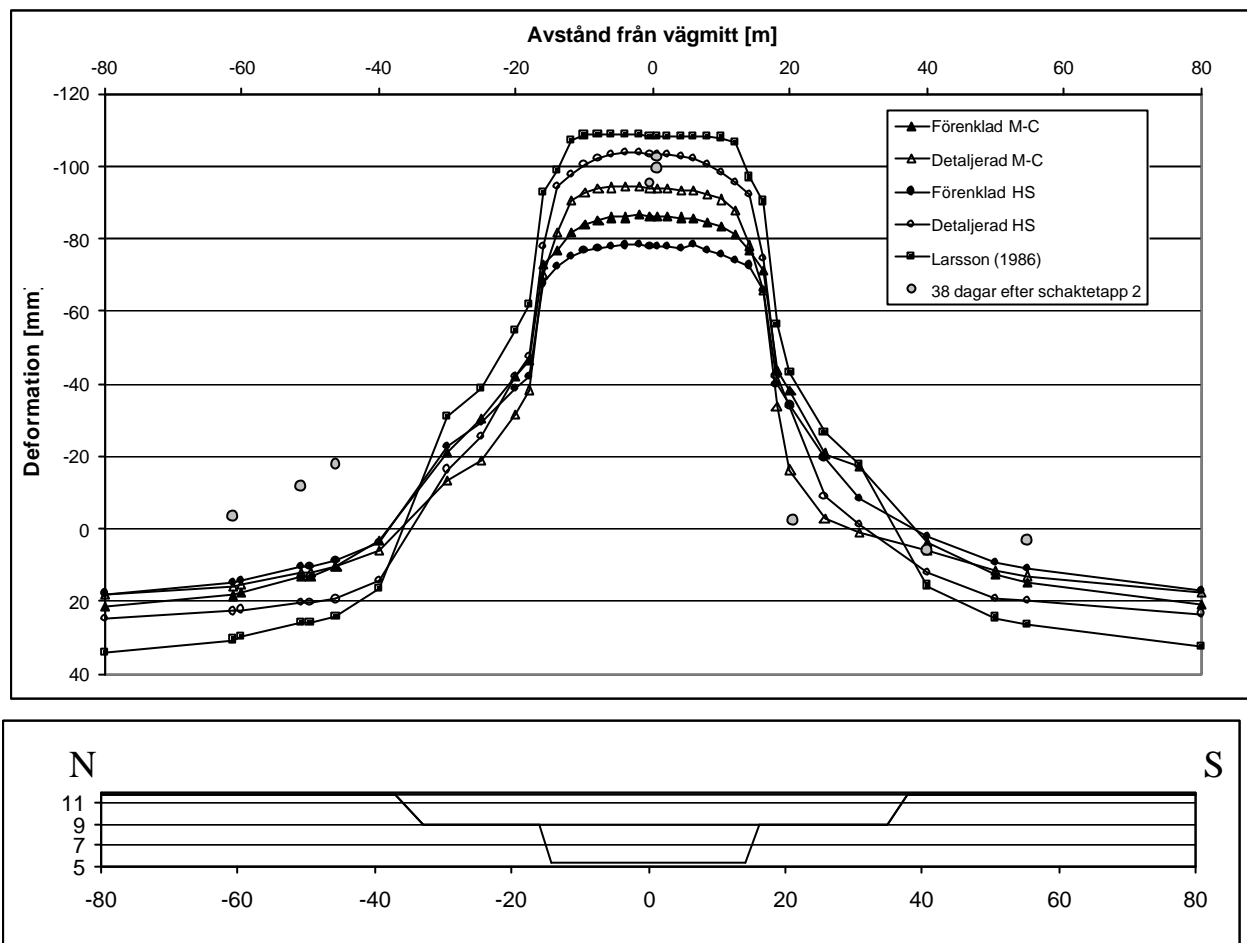


Figur 6 Beräknade och uppmätta vertikaldeformationer av andra schaktetappen.

5.2 Vertikaldeformation vid den totala schakten

De beräknade och uppmätta vertikaldeformationerna för den totala schakten redovisas i Figur 7. Tidigare beräkningar av deformationer till följd av pålning antyder att pålningen bör ge ca 45 mm, (se Figur 5) och de beräknade deformationerna har därför korrigerats med denna hävning. Efter denna korrigering stämmer de beräknade och uppmätta rörelserna relativt väl överens. I likhet med resultaten från schaktetapp 2 stämmer dock rörelsemönstret på den södra sidan betydligt bättre än det på den norra sidan.

Även i detta fall erhålles dock en överskattning av sättningar på stora avstånd från sektionmitt, vilket som ovan beskrivits, beror på att endast en begränsad volymförändring sker.



Figur 7 Beräknade (och korrigerade med hänsyn till pålning) och uppmätta vertikaldeformationer av den totala schakten.

Det är svårt att för den totala schakten avgöra vilken av beräkningarna som bäst överensstämmer med de i fält uppmätta rörelserna, dels då fältmätningarna är begränsade, dels då det är svårt att exakt uppskatta hur stor del av rörelserna som orsakas av pålningsarbetena.

Beräkningarna med de olika materialmodellerna leder till ungefär samma medelvärde på hävningen. Däremot är spridningen mellan den detaljerade och den förenklade beräkningen större för Hardening soil modellen än för Mohr-Coulomb modellen.

6 PARAMETERSTUDIE

Avsikten med parameterstudien har varit att studera vilka parametrar som har störst betydelse för beräkningsresultatet. För denna studie har det förenklade beräkningsförfarandet använts.

Vid beräkning med jordmodell enligt Mohr-Coulomb är modulen den helt avgörande parametern. Detta är naturligt eftersom man i detta fall endast har marginella plastiska deformationer. Detsamma gäller för beräkning utförd med Hardening soil modellen, men här inverkar även vilojordtryckskoefficienten samt överkonsolideringsgraden. Förklaringen till detta är att dessa parametrar styr flytytan, och därigenom den jordvolym inom vilken plasticering sker.

7 SAMMANFATTANDE KOMMENTARER

Arbetet som helhet har inneburit följande konstateranden för det här aktuella lastfallet;

- Det är inte helt lätt att bestämma jordens avlastningsmodul. Resultaten från utförda ödometerförsök, liksom empiriska samband, förefaller underskatta den verkliga avlastningsmodulen.
- Beräknade deformationer är i detta fall i princip proportionella mot avlastningsmodulen, eftersom plasticering endast sker i mycket begränsad omfattning. Avlastningsmodulen är i detta fall därför den helt avgörande parametern vid beräkning, oavsett vilken materialmodell som används. Svårigheter med att ansätta ”rätt” flytkriterium har således ej testats.
- Eftersom beräkningarna utförts odränerade så förblir den totala jordvolymen i stort sett oförändrad, vilket leder till att stora sättningar erhålles utanför schakten.
- I det odränerade fallet kommer valet av avlastningsmodul i första hand att påverka skjuvtöjningarna (eftersom volymtöjningarna blir försumbara).
- De olika jordmodellerna uppvisar liknande rörelsemönster och helt jämförbara storlekar på rörelserna.
- Problem uppstår vid ansättande av materialegenskaper då Hardening soil modellen används, eftersom vissa parametrar genereras automatiskt av programmet, och dessa erhåller då ibland oönskade värden. Detta innebär ibland också att överblicken över jordegenskaperna blir sämre.
- Beräkningarna med Hardening soil modellen visar större känslighet för förändring av materialegenskaper.
- Vid beräkning med Hardening soil modellen påverkar även vilojordtryckskoefficienten och överkonsolideringsgraden resultatet. Förändring av dessa parametrar med ca 10% leder till förändring av vertikaldeformationen med ca 10-15%.

- Jordens deformationsegenskaper bör vara mycket väl bestämda för att motivera användande av annan materialmodell än Mohr-Coulomb. Normalt är detta fallet endast i forskningssammanhang.
- Att utföra beräkningar enligt det detaljerade förfarandet är tidskrävande och det är större risk för felmeddelanden vid beräkning (då programvaran är känslig för tät placering av geometripunkter vid generering av nät)
- I detta fall gav beräkning utförd enligt förenklad beräkning enligt Mohr-Coulomb bäst överensstämmelse med de i fält uppmätta rörelserna från schaktetapp 2 (vilken påverkats mindre av pågående pålning, vars inverkan är svår att uppskatta).

8 LITTERATUR

- Alén, C. & Jendeby, L. 1996. Hävning vid avschaktning – Ullevi, ett praktikfall, NGM-96, Reykjavik, Island, pp 353-358.
- Brinkgreve, R.B.J. 2002. Plaxis 2D – Version 8. A.A Balkema Publishers.
- Kennedy, H. 2003. Deformationer till följd av djup schakt i lös lera – jämförelse av beräknade och uppmätta rörelser. Examensarbete 2003:06, GEO Institutionen för geologi och geoteknik, Chalmers tekniska högskola.
- Larsson, R. 1994. Deformationsegenskaper i jord. Deformationsmoduler och enkla jordmodeller speciellt med avseende på relativt små deformationer inomdet elastiska området. Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Rapport B 1994:6.
- Larsson, R. 1986. Consolidation of soft soils. Statens Geotekniska Institut, Rapport 29, Linköping.
- Schanz, T. *et al.* 1999. Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. In: R.B.J. Brinkgreve, Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema, Rotterdam: 281-290.
- Pålgrundläggning (1993) AB Svensk Byggtjänst och Statens geotekniska institut. Tryckeri Balder AB. ISBN 91-7332-663-1
- Vermeer, P.A. 2003. Selection of stiffness parameters, course: Experienced PLAXIS Users. 24-26 March 2003 Netherlands

Personlig kontakt:

Claesson, P. 2003. Resultat från utförda triaxialförsök på lera från Lundbystrand.