

CHALMERS



Geoteknisk modellering – komplexitetens betydelse för resultaten

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

CECILIA EDMARK
MARIA SANDBERG

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för geologi och geoteknik
Forskargruppen Geoteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2005
Examensarbete 2005:33

EXAMENSARBETE 2005:33

Geoteknisk modellering - komplexitetens betydelse för resultaten

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

CECILIA EDMARK
MARIA SANDBERG

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för geologi och geoteknik
Forskargruppen geoteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2005

Geoteknisk modellering - komplexitetens betydelse för resultaten
Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

CECILIA EDMARK
MARIA SANDBERG

© CECILIA EDMARK & MARIA SANDBERG , 2005

Examensarbete **2005:33**

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för geologi och geoteknik

Forskargruppen geoteknik

Chalmers Tekniska Högskola

SE-412 96 Göteborg

Sweden

Telefon: + 46 (0)31-772 1000

Geotechnical Modelling - how the complexity affects the results
Examensarbete inom civilingenjörprogrammet Väg- och vattenbyggnad

CECILIA EDMARK

MARIA SANDBERG

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för geologi och geoteknik

Forskargruppen geoteknik

Chalmers Tekniska Högskola

ABSTRACT

This Master's Thesis has been carried out at the geotechnical Institution during the winter of 2004/2005. The aim of the thesis is to examine how the complexity of different computational models affects the result when analysing settlements and soil pressure.

Analysing the different problem areas with hand calculations and different computational software's such as Embankco, SLOPE and Plaxis have rendered a recommendation as to the choice of computational method. In addition to this, a survey of the Finite element software Plaxis has been carried out to establish it's computational scheme.

The data for the settlements caused by an embankment has been generated using hand calculations, Embankco and Plaxis (material models Mohr Coulomb, Soft Soil and Hardening Soil). Design of an arbitrary sheet pile wall and the corresponding adjacent soil pressure was performed using three different methods; hand calculation according to Sponthandboken, SLOPE and Plaxis (material models Mohr Coulomb and Hardening Soil). Thorough analysis on tensions, modules and deformations delivered by Plaxis was also made.

Numerous investigations have proved that the soil model Mohr Coulomb in Plaxis is to be avoided when calculating settlements. This due to the fact that soil pressure in-situ can't be given as input. Furthermore, Hardening Soil and Soft Soil should neither be recommended for use on simpler problems, this regarding the cost efficiency when generating input parameters. A sufficient alternative when analysing settlements is hand calculations, preferably with the load spreaded according to Boussinesque.

Sponthandboken combined with SLOPE is adequate and reliable tools for design of a sheet pile wall with regard to ensuring safety against failure. More complex design situations require Plaxis, using material models Mohr Coulomb or Hardening Soil as input parameters, to assure trustworthy results.

Key words:

Settlements, sheet pile wall, material models, calculations method, complexity, Mohr Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Embankco, SLOPE, stress path, module, yield surface, failure criteria, soil mechanics.

Geoteknisk modellering - komplexitetens betydelse för resultaten
Examensarbete inom Väg- och vattenbyggnad
CECILIA EDMARK & MARIA SANDBERG
Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för geologi och geoteknik
Forskargruppen geoteknik
Chalmers Tekniska Högskola

SAMMANFATTNING

Detta examensarbete har utförts vid Geo institutionen under vintern 2004/2005. Målet har varit att undersöka hur olika beräkningsmodellers komplexitet inverkar på resultaten för de geotekniska problemområdena sättningar och jordtryck. Genom att analysera problemen med handberäkningar och olika beräkningsprogram som Embankco, SLOPE och Plaxis har författarna kunnat ge rekommendationer kring val av beräkningsmetod. Under arbetets gång har FE-programmet Plaxis studerats närmare och en analys av hur detta program räknar har gjorts.

Sättningar under vägbank har beräknats med handberäkning, datorprogrammet Embankco och det mer komplexa FE-programmet Plaxis (jordmaterialmodellerna Mohr Coulomb, Soft Soil och Hardening Soil). En spont har dimensionerats och jordtrycken har undersökts dels med handberäkning enligt Sponthandboken, dels med beräkningsprogrammet SLOPE och dels med Plaxis (jordmaterialmodellerna Mohr Coulomb och Hardening Soil). Resultat från beräkningarna har sedan analyserats och jämförts och slutligen värderats. Extra noggrant har spänningar, moduler och deformationer analyserats för beräkningarna gjorda med Plaxis.

Undersökningarna har visat att för sättningar ska inte jordmaterialmodellen Mohr Coulomb, Plaxis användas, då inget förkonsolideringstryck kan anges. Inte heller jordmaterialmodellerna Hardening Soil och Soft Soil bör användas för analys av enklare sättningsproblem, då parametrarna som erfordras är kostsamma att ta fram. Istället bör handberäkning användas för sättningsberäkning, gärna med lastspridning enligt Boussinesque.

För jordtryck är Sponthandboken bra för dimensionering av spont, i kombination med beräkningsprogrammet SLOPE för att fastställa säkerhet mot brott. Mer komplexa situationer kan analyseras med de mer komplexa jordmodellerna Mohr Coulomb och Hardening Soil i Plaxis.

Nyckelord

Sättningar, spont, jordmaterialmodeller, beräkningsmetoder, komplexitet, Mohr Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Embankco, SLOPE, spänningsväg, modul, flytvillkor, brottkriterie, jordmekanik, jordmodellering.

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

| | |
|---|------------|
| ABSTRACT | I |
| SAMMANFATTNING | II |
| INNEHÅLLSFÖRTECKNING | III |
| FÖRORD | V |
| BETECKNINGAR | VI |
| 1 INLEDNING | 1 |
| 1.1 Bakgrund | 1 |
| 1.2 Syfte | 1 |
| 1.3 Metod | 1 |
| 1.4 Nytt | 2 |
| 1.5 Avgränsningar | 2 |
| 2 GEOTEKNISK MODELLERING | 4 |
| 2.1 Problemidentifiering | 4 |
| 2.2 Schematiska modellen | 5 |
| 2.3 Materialparametrar | 6 |
| 2.4 Matematiska modellen | 7 |
| 2.5 Validering | 8 |
| 3 BERÄKNINGSMODELLER | 9 |
| 3.1 Handberäkning | 9 |
| 3.2 Beräkningsprogram | 9 |
| 3.2.1 Embankco | 9 |
| 3.2.2 Slope W | 11 |
| 3.2.3 FE-program, Plaxis | 11 |
| 4 BERÄKNINGAR | 23 |
| 4.1 Sättningar | 23 |
| 4.1.1 Jordprofil | 23 |
| 4.1.2 Utvärdering av CRS- och triaxialförsök | 24 |
| 4.1.3 Beräkningar | 25 |
| 4.2 Jordtryck | 31 |
| 4.2.1 Jordprofil | 31 |
| 4.2.2 Beräkningar | 31 |
| 5 RESULTAT OCH JÄMFÖRELSE AV BERÄKNINGAR | 39 |
| 5.1 Resultat och jämförelse av sättningsberäkningar | 39 |
| 5.1.1 Totalsättning | 39 |
| 5.1.2 Spänningsvägar i p-q diagram | 40 |
| 5.1.3 Moduler | 42 |
| 5.1.4 Sättning – tid | 46 |
| 5.2 Resultat och jämförelse av spontberäkningar | 47 |
| 5.2.1 Resultat från spontberäkningar | 47 |
| 5.2.2 Jordtryck | 48 |
| 5.2.3 Glidyta | 50 |
| 5.2.4 Rotation | 51 |
| 5.2.5 Horisontalrörelse | 53 |
| 5.2.6 Sättning vid spont | 55 |
| 6 ANALYS AV RESULTAT | 56 |
| 6.1 Sättning | 56 |
| 6.1.1 Totalsättning | 58 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 6.1.2 | Spänningsvägar | 61 |
| 6.1.3 | Moduler | 63 |
| 6.1.4 | Sättning – tid | 63 |
| 6.2 | Spont | 64 |
| 6.2.1 | Analys av utdata för spontberäkningar | 64 |
| 6.2.2 | Analys av jordtryck | 65 |
| 6.2.3 | Analys av modul och spänningsvägar | 66 |
| 6.2.4 | Analys av rörelse och sättning vid spont | 69 |
| 7 | SLUTSATSER | 71 |
| 7.1 | Sättning | 71 |
| 7.2 | Spont | 72 |
| 7.3 | Rekommendationer för fortsatt arbete | 72 |
| | REFERENSER | 73 |

FÖRORD

Detta examensarbete har genomförts vid institutionen för GEO, forskargrupp Geoteknik, vid Chalmers tekniska högskola i Göteborg. Examensarbetet har utförts efter initiativ av professor Göran Sällfors (examinator) i samarbete med Anders Kullingsjö (doktorand forskargrupp Geoteknik). Examensarbetet har pågått mellan oktober 2004 och maj 2005 och innefattar jämförelser av sättnings- och jordtrycksberäkningar utförda med klassiska beräkningsmetoder och FE-programmet Plaxis.

Vi vill främst tacka Göran Sällfors och Anders Kullingsjö för deras stöd genom arbetets gång. Göran Sällfors har genom sin stora geotekniska kompetens och även pedagogiska förmåga handlett oss på bästa sätt. Anders Kullingsjö som, med sitt oändliga tålamod, alltid har ställt upp när vi stött på problem i samband med Plaxisberäkningarna.

Vidare vill vi tacka Jenny Persson (doktorand forskargrupp Geoteknik) för bra synpunkter.

Slutligen vill vi tacka Lisa Ahlström, Magnus Persson, David Johansson, Christian Genberg och Erik Bergman för trevligt sällskap vid det dagliga förmiddagskaffet.

Göteborg maj 2005

Cecilia Edmark & Maria Sandberg

BETECKNINGAR

| | | |
|------------------|---------------------|--------------------------|
| R | [m] | radie |
| g | [m/s ²] | tyngdkraft, 9,81 |
| q | [kg] | last |
| z | [m] | djup |
| i | [-] | gradient |
| k | [m ²] | permeabilitet |
| L | [m] | längd |
| P | [kPa] | tryck |
| t | [s] | tid |
| G | [kPa] | skjuvmodul |
| E ₅₀ | [kPa] | elastisitetsmodul |
| E _{ur} | [kPa] | på- och avlastningsmodul |
| E _{oed} | [kPa] | kompressionsmodul |
| M | [kPa] | kompressionsmodul |
| c | [kPa] | kohesion |
| p ^{ref} | [kPa] | referensspänning |

Grekiska bokstäver

| | | |
|---|----------------------|---------------------|
| γ | [s ⁻¹] | tunghet |
| ε | [m] | töjning |
| λ | [-] | kompressionsindex |
| κ | [-] | svällningsindex |
| ρ | [Kg/m ³] | densitet |
| τ | [kPa] | skjuvhållfasthet |
| σ | [kPa] | spänning |
| ν | [-] | tvärkontraktionstal |
| φ | [°] | friktionsvinkel |

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Geotekniska beräkningar innebär i de flesta fall att starkt förenklade modeller används jämfört med den verklighet som man eftersträvar att beskriva. Det gäller såväl geometri som jordlagerföljd och jordmaterialens egenskaper. Att prognosförmågan eller resultatens relevans ändå, åtminstone i många fall, är god beror i stor utsträckning på den empiriska kunskap och förankring som finns. Beräkningsmodeller och antaganden om materialegenskaper har genom åren justerats allteftersom jämförelser med fältmätningar kunnat genomföras.

På senare tid har möjligheten att genomföra en mer avancerad modellering med främst finita element metoden, FEM, förbättrats högst avsevärt. Detta öppnar stora möjligheter, men innebär även påtagliga faror och ställer på så vis högre krav på användaren när det gäller insikt och förståelse.

Överlag är de traditionella metoderna robusta och en väl förankrad erfarenhet finns när det gäller giltigheten för de olika metoderna, liksom deras begränsningar. När det gäller resultaten från FE-analyser saknas i många avseenden denna förankring, samtidigt som beräkningarna ger en mängd resultat, vars relevans i många fall måste värderas och ifrågasättas.

1.2 Syfte

Syftet med detta examensarbete är att jämföra analyser gjorda med traditionella geotekniska beräkningsmetoder och datorprogram som Slope W och Embankco, med analyser utförda med hjälp av FE programmet Plaxis. Jämförelsen skall vara utifrån ett helhetsperspektiv, där samtliga problemlösningars delar studeras, alltifrån idealisering till en streckmodell, konstitutiva samband för materialegenskaper, matematisk modellering inkluderande randvillkor, mängd resultat samt värdering av resultat.

1.3 Metod

Problemställningarna sättningar för en vägbank och jordtryck mot en spontkonstruktion väljs ut för ett omfattande studium. De traditionella beräkningsmetoderna behandlas parallellt med analys med FEM. Tyngdpunkten ligger dock på FE analysen, då denna kräver mer både i form av parametrar och i resultat validering. En fiktiv geoteknisk profil väljs ut och beskrivs tillsammans med idealiserade resultat från traditionella fält- och laboratorieundersökningar.

Idealiseringen till en streckfigur görs och för respektive metod utvärderas och beskrivs kortfattat de parametrar som behövs för den fortsatta analysen.

När det gäller materialparametrar finns ett särskilt kapitel, där de olika materialmodellerna Mohr Coulomb, Hardening Soil och Soft Soil (ungefär modified Cam Clay) beskrivs mer i detalj.

När det gäller beräkningsmetoder, eller den matematiska modellen, läggs stor vikt vid beskrivning av randvillkoren och en tydlig beskrivning av de antaganden som görs. (Själva den matematiska beskrivningen är av något underordnad betydelse i detta arbete).

Resultatredovisningen eller prognosen koncentreras till vilken typ av information som erhålls, med illustrativa exempel.

Värderingen och jämförelsen av metoderna ägnas stort utrymme och frågor som relevans, nytta, koppling till verkligheten, erfarenhet med mera ägnas visst intresse.

Informationen till detta arbete har främst tagits fram genom litteraturstudier, användande av diverse beräkningsprogram och otaliga diskussioner med handledarna Anders Kullingsjö (doktorand, forskargruppen Geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola) och Göran Sällfors (professor, forskargruppen Geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola).

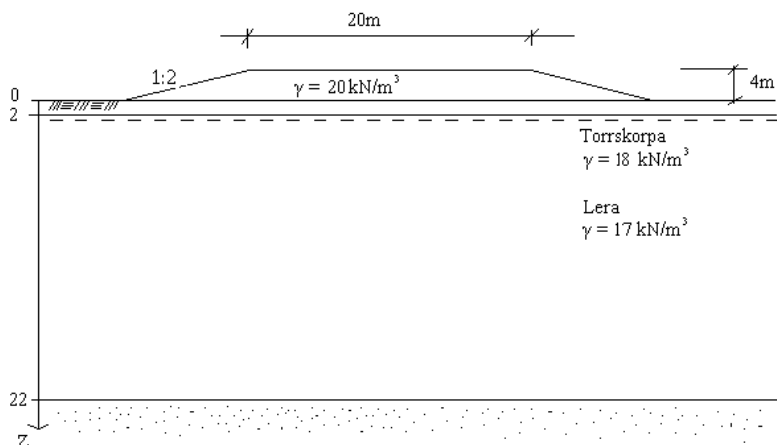
1.4 Nytt

Dessvärre är det nog så att en hel del geotekniker använder en rad beräkningsmetoder mer av tradition och för att man lärt sig att ”det är så man gör”, utan att närmare reflektera över varför eller vilka konsekvenser som metoden medför. I många fall är det naturligtvis fullt tillräckligt. En fara lurar dock runt hörnet när användandet av FE analyser ökar, eftersom detta kräver mer insikt, förståelse och reflektion, även om programmen i sig är mycket tilltalande och lätta att använda.

Men den form av genomlysning som detta arbete kan förväntas innebära uppmuntras och ges de praktiskt verksamma geoteknikerna en möjlighet att bättre förstå vad de olika beräkningsmetoderna egentligen innebär samt vad de har för fördelar och begränsningar.

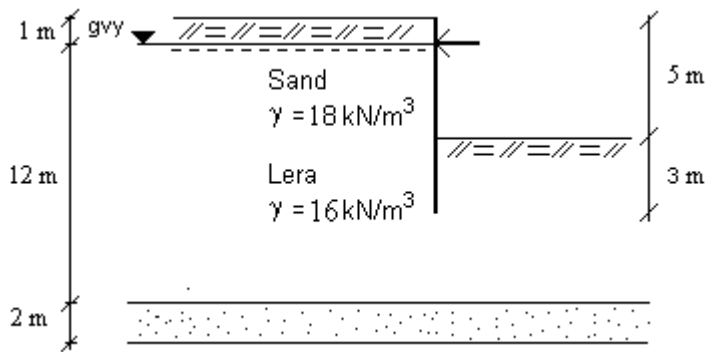
1.5 Avgränsningar

Vad gäller sättningar analyseras en profil med vägbank på 20 m lera, se figur 1. Slutsättning, lastspridning och moduler för handberäkning, Embankco och jordmodellerna Mohr Coulomb, Hardening Soil och Soft Soil i Plaxis jämförs. Vidare analyseras de olika jordmodellerna i Plaxis utifrån spänningsvägar och ekvivalent modul inom olika intervall. I beräkningarna tas inte hänsyn till krypning och i handberäkningen samt i Embankco tas inte heller hänsyn till den lastreducering som sker när torrskorpan sjunker under grundvattenytan.



Figur 1 Jordprofil för sättningsberäkningar, ej skalenlig

Jordtryck analyseras för en 5 m djup schakt, där en spont installeras i ett 12 m mäktigt lerlager, se figur 2. Utifrån handberäkningen väljs en spontlängd som sedan används i de övriga beräkningsmetoderna. De resultat som jämförs är moment och tvärkraft i sponten, jordtryck mot sponten, horisontella rörelser och sättning vid sponten och säkerhetsfaktor. Beräkningarna görs med handberäkning, Slope W och jordmodellerna Mohr Coulomb och Hardening Soil i Plaxis. I Hardening Soil granskas spänningar, rotationer och plastiska punkter. Odränerad simulering genomförs dels med odränerade parametrar och dels med effektiva parametrar.



Figur 2 Jordprofil för jordtrycksberäkningar, ej skalenlig

2 GEOTEKNISK MODELLERING

I strävan efter att efterlikna verkligheten, beskriva och analysera geotekniska problem används olika modeller. Dessa modeller ger oss möjlighet att analysera och få kunskap om exempelvis en leras beteende, snarare än kvantitativt korrekta resultat. Problemet är ofta att geoteknikern försöker skapa en alltför komplex modell av verkligheten. I boken *Geotechnical Modelling* betonar Wood (2003) vikten av att börja med en relativt enkel empiriskt förankrad modell, då denna ofta ger resultat som överensstämmer hyfsat med verkligheten. Till skillnad från många andra ingenjörer kan inte geoteknikern själv välja material att designa en lösning med, utan ställs inför svårigheten att arbeta med den geologi och hydrogeologi som redan finns. Genom att använda sig av olika modeller kan fält- och laboratedata tolkas och olika dimensioneringslösningar jämföras, men framför allt är det meningen att modellen ska ses som ett verktyg i försöket att förutsäga hur jorden kommer att bete sig i framtiden.

Efter att ha definierat geometri, randvillkor och materialegenskaper kan det valda problemet behandlas med hjälp av en analytisk, grafisk eller numerisk lösning. Därefter är det av vikt att göra en känslighetsanalys och hitta den eller de parametrar som har störst betydelse för resultaten av modelleringen. Det är även viktigt att verifiera att resultaten är rimliga och att de parametrar som man har lagt in i modellen verkligen är de som används i simuleringen.

Geoteknisk modellering kan ses som en process i vilken första steget är att bilda sig en uppfattning av verkligheten och därefter förenkla och begränsa problemet. Hur mycket problemet ska förenklas och avgränsas styrs oftast av tillgången av tid, kunskap och resurser. Naturligtvis är det även viktigt att se till målet med modelleringen. Genom att skapa en bild av verkligheten kan sedan en enkel bild av processen och vad som förväntas hända tas fram (problemidentifiering). Nästa steg är att ta fram en väldefinierad, geometriskt entydig, enkel modell med förenklade och idealiserade randvillkor (schematisk modell). Materialegenskaperna ska anges i kvantifierbara materialparametrar som kan sättas in i olika konstitutiva samband. Problemet kan sedan lösas med hjälp av allt från ett par enkla ekvationer till komplicerade datorprogram (matematiska modellen). Resultaten från simuleringen ska sedan utvärderas och det är då viktigt att inte se dem som en direkt bild av verkligheten, utan att vara medveten om de förenklingar som finns i modellen. Viktigt är att värdera huruvida resultaten är rimliga och även att värdera vilka effekter som uppkommit till följd av att den schematiska och matematiska modellen, samt materialegenskaperna är starkt förenklade.

2.1 Problemidentifiering

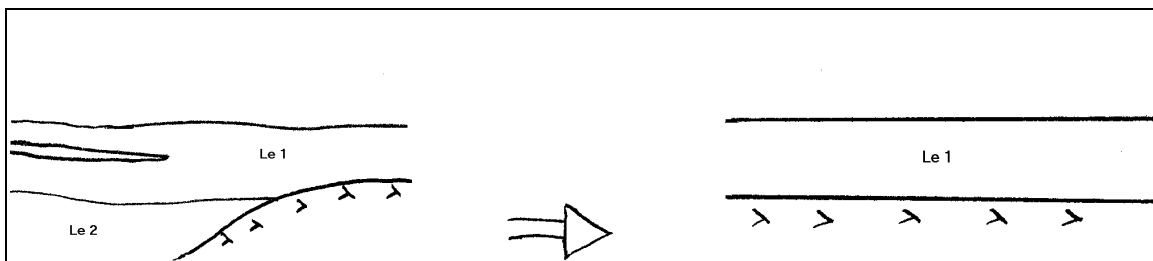
Första steget vid geoteknisk modellering är problemidentifiering. I denna fas ska som nämnts tidigare en enkel bild av processen och vad som förväntas hända tas fram för det specifika problemet. I denna fas går geoteknikern igenom vilka övergripande problemområden som finns. Finns det information från tidigare undersökningar i området är det viktigt att studera denna, för att sedan fastställa vilka ytterligare undersökningar som bör göras.

2.2 Schematiska modellen

Den schematiska modellen visar på ett överskådligt sätt problemets karaktär. Oberoende av vad som ska beräknas inom geoteknik är det av stor vikt att ha god kunskap om jordprofilen med avseende på jordlagerföljd, kompressionsegenskaper, rådande spänningsförhållanden, portryck, hållfasthet- och dräneringsegenskaper med mera. Eftersom ekonomiska begränsningar anger hur stora resurser som finns till undersökningar är det viktigt att ha i åtanke spridningen i undersökningsresultaten och dess effekt på beräkningar och resultat. Nedan kommer en rad olika förenklingar och effekten av dessa att beskrivas.

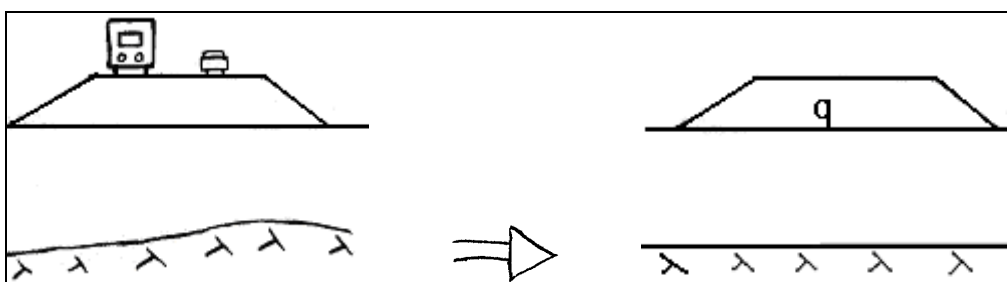
När jordprofilen för ett område ska tas fram, blir antalet undersökningspunkter till viss del avgörande för resultatets överensstämmelse med verkligheten. I kommande exempel kommer de förenklingar som görs vid beräkning av sättningar illustreras och kommenteras. Beskrivningen av förenklingarna är inte fullständig, utan syftar endast till att uppmärksamma läsaren på kvantiteten av förenklingar som görs i olika typer av beräkningar.

Om enbart en borrhning utförs i figur 3 i högra delen, uppstår en felaktig uppfattning av verkligheten. Det dränerande skiktet och ett lerlager kommer då inte med i beräkningarna, dessutom kan djup till berg bli felaktigt. Tas inte dränerande skikt med i beräkningarna, ändras randvillkoren. Innehåller jorden mycket organisk substans kan materialet ha låg densitet och vara poröst och därmed mycket deformerbart.



Figur 3 Förenkling av jordprofil

Vid beräkning av vägbank förenklas lastens geometri och den dynamiska trafiklasten försummas ofta (figur 4).



Figur 4 Förenkling av lastfall

Årsvariationen av portrycket måste beaktas vid beräkning. Det är därför viktigt att kontrollera vid vilken tidpunkt (månad) en portrycksmätning är utförd, för att sedan kunna fastställa om den kan anses relevant för de beräkningar som ska utföras. Portryck kan variera stort i djupled, vilket är något som exemplifieras tydligt av Sällfors (19xx). I denna avhandling finns

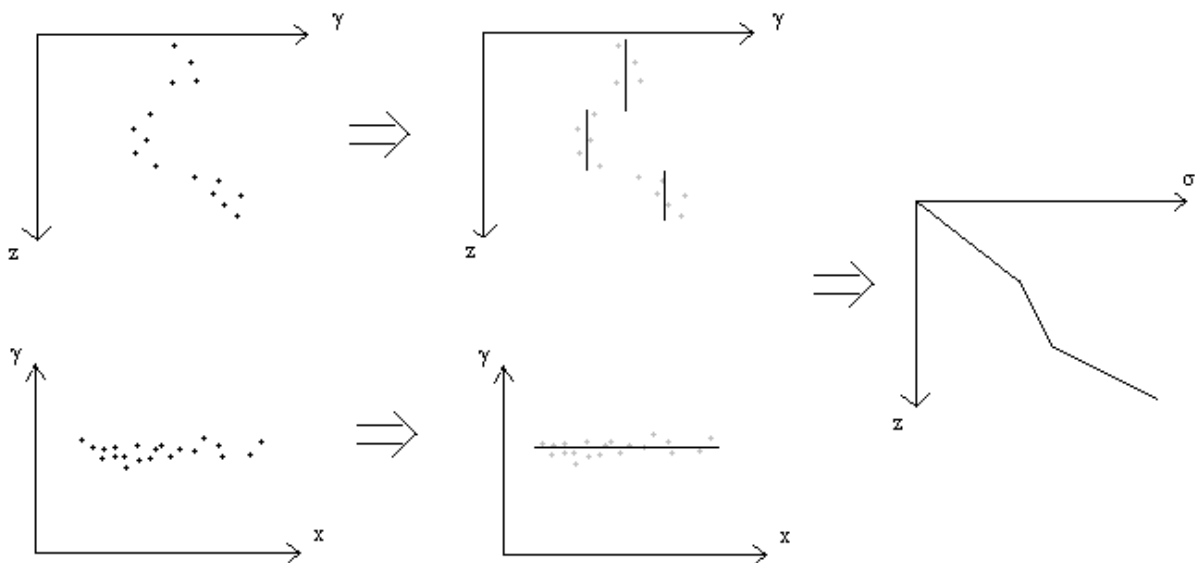
illustrationer som visar att bara några få decimeter skillnad i djupled kan göra stor skillnad på portrycket. Det finns därmed anledning att utföra täta portrycksmätningar i djupled.

2.3 Materialparametrar

Förutsättningen för att materialegenskaper ska kunna användas i en beräkningsmodell är att de är kända och matematiskt formulerade, det vill säga beskrivs på ett kvantifierbart sätt, med ett begränsat antal parametrar. Dessutom ska de vara användbara i en teori. Även i detta kapitel kommer exempel på förenklingar som görs beskrivas för sättningar.

De materialparametrar som krävs för att göra en förenklad sättningsberäkning är, enligt den svenska modellen, dels kompressionsmodulerna M_0 , M_L och M' , samt en bild av den rådande spänningssituationen i jorden. Den rådande spänningssituationen beskrivs med effektivspänningen σ' , förkonsolideringstrycket σ'_c samt σ'_L . För att kunna skapa en bild av hur konsolideringsförloppet utvecklar sig med tiden krävs även att permeabiliteten, k , är känd.

För att bestämma tungheten på ett jordprov tas ett kolv- eller skruvprov och densiteten beräknas från detta. Då ekonomin tillåts styra i vilken utsträckning prover ska tas, låter man ett par prov representera en större jordvolym. I verkligheten kan spridningen på densiteten i horisontalplan och även på djupet vara påtaglig. Den rådande spänningssituationen påverkas av generaliseringen som görs av tungheten, då spänningarna är en funktion av tungheten och djupet. Längst till vänster i figur 5 visas resultat från verkligheten och till höger förenklingen som görs.

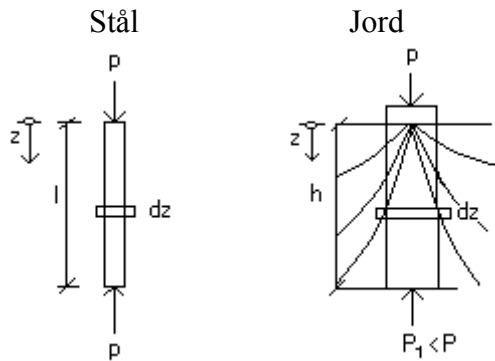


Figur 5 Förenkling av spänningssituation

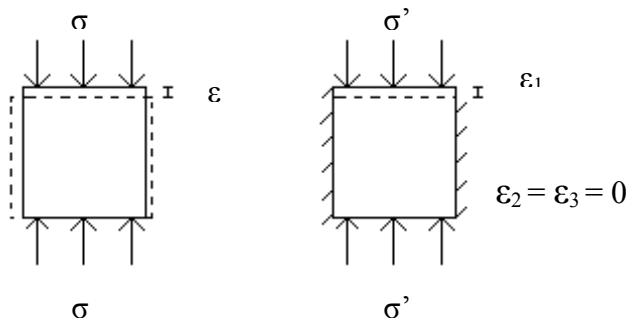
Denna typ av spridning och förenkling som beskrivs ovan gäller för flertalet av de parametrar som ingår i en geoteknisk analys.

2.4 Matematiska modellen

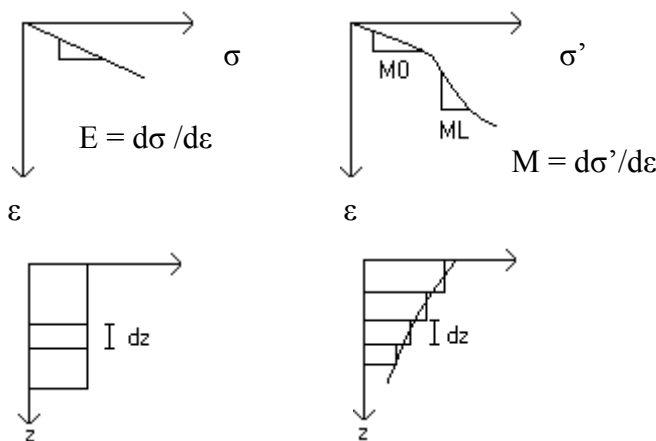
De flesta matematiska modeller som används i handberäkningar och även i en del datorprogram, baseras på elasticitetsteorin. Detta är en förenkling i sig, då jorden inte är ett isotropt, idealelastiskt medium. I kommande text beskrivs skillnader mellan beräkningar med stål och jord, dessa skillnader leder i sin tur till förenklingar i den matematiska modellen som används för beräkning av sättningar.



Lastspridningen i jord medför att tilläggslasten $\Delta\sigma$, minskar med djupet. Lastspridningen i handberäkningar antas vara 2:1.



Jordpelaren antas deformeras i vertikalled men inte i horisontalled, till skillnad från stålet. Tillhörande kompressionsmodul (M) bestäms därför med randvillkoret $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$



M är en funktion av σ' och därmed beroende av djupet, z . Jordens spänningshistoria är därför viktig att beakta.

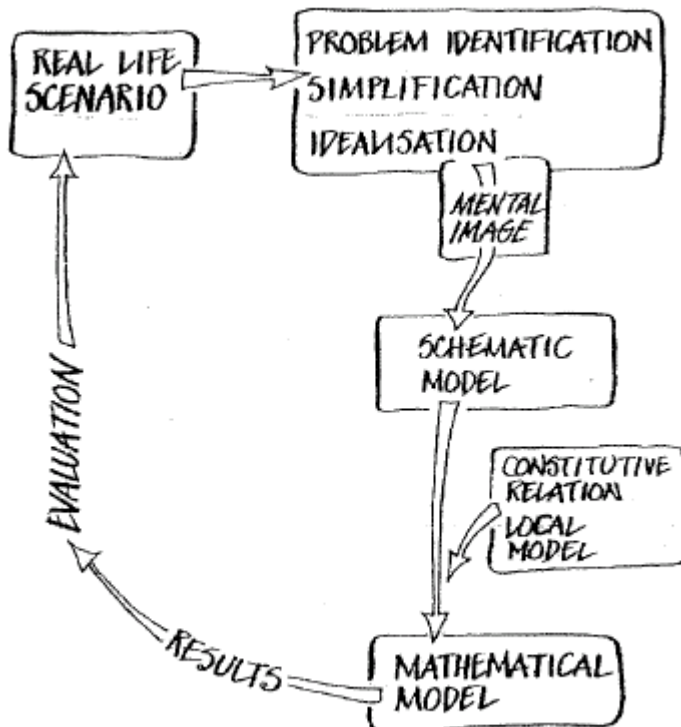
$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} \Leftrightarrow d\varepsilon = \frac{d\sigma'}{M}$$

$$\varepsilon = \int_{\sigma'_0}^{\sigma'_0 + \Delta\sigma} \frac{d\sigma'}{M}$$

$$S = \int_0^h \varepsilon dz = \int_0^h \int_{\sigma'_0}^{\sigma'_0 + \Delta\sigma} \frac{d\sigma'}{M} dz$$

2.5 Validering

Efter det att en schematisk bild av problemet tagits fram, materialparametrar är kända och beräkningar har gjorts med en matematisk modell är det viktigt att värdera resultaten. Därefter upprepas antingen ett eller flera steg i problemlösningsprocessen eller dimensioneras den slutgiltiga åtgärden, se figur 6.



Figur 6 Problemlösningsprocessen

3 BERÄKNINGSMODELLER

Detta kapitel beskriver de olika beräkningsmodeller som senare används för att analysera de utvalda geotekniska problemställningarna sättning och jordtryck. Informationen bygger på en litteraturstudie och är tänkt att ge en grundförståelse för beräkningsmodellerna och även de jordmaterialmodeller som använts i detta projekt. De läsare som redan är insatta i dessa modeller kan med fördel gå direkt till kapitel 4 Beräkningar.

3.1 Handberäkning

När ett problem ska analyseras är det viktigt att komma ihåg att bästa sättet att få en första bild av problemets omfattning och karaktär är att göra en enkel handberäkning. Därefter kan, om behov finns, mer avancerade analyser utföras med hjälp av olika beräkningsprogram. Handberäkningarna i brottstadie inom geoteknik bygger normalt på Mohr Coulombs brottkriterie alternativt von Mises (eller Tresca) vid odränerade förhållanden. Ofta används även jämviktssuppställning för beräkning i brottstadie.

3.2 Beräkningsprogram

De beräkningsprogram som använts i detta projekt är Embankco för sättningsberäkning, Slope W för stabilitetsanalys och Plaxis som använts både för sättningsberäkning och för stabilitetsanalys. Embankco och Slope W är enkla beräkningsprogram som kräver få parametrar, medan Plaxis är ett mer komplicerat beräkningsverktyg som kräver större förståelse och fler parametrar. Noggrannheten i analyser utförda med hjälp av dessa moderna beräkningsverktyg beror av hur väl användaren lyckas beskriva jordprofilen med randvillkor, spänningar och även hur väl användaren lyckas ta hänsyn till de förändringar i egenskaper och randvillkor som uppträder under beräkningsprocessen.

En av fördelarna med att använda sig av datorprogram är att det är möjligt att dela in jordprofilen i ett stort antal lager med varierande egenskaper. Ytterligare en fördel är att laster kan påföras i olika laststeg med varierad geometri, dessutom kan beräkningen delas in i små tidsteg för att på så sätt få en kontinuerlig uppdatering av egenskaper och randvillkor .

3.2.1 Embankco

Embankco är ett beräkningsprogram som är framtaget av SGI i uppdrag av Vägverket för sättningsberäkningar, framför allt för sättningar i finkornig jord till följd av tillskottsspänningar från vägbank.

De viktigaste antaganden i programmet är:

- Långsträckt last (vägbank)
- Endimensionell konsolidering (vertikal strömning)
- Tillskottsspänning orsakad av last beräknas ur elasticitetsteori
- Jorden kan beskrivas med en viskös elastisk materialmodell

Deformationsegenskaperna som erfordras fås från ödometerförsök och utvärderas enligt svensk praxis. De parametrar som behövs är σ'_c , σ'_L , M_0 , M_L , M' samt k eller c_v . Beräkningen

för sättningens tidsförlopp utförs med finit differensmetod där jordens egenskaper uppdateras efter varje tidsteg. Exempelvis förändras permeabiliteten som en funktion av kompressionen enligt ekvation 1, Bengtsson och Larsson, (1997). Krypning kan beaktas, men används inte i detta arbete. Programmet har inte ett minne vad gäller på – och avlastning.

$$\log k = \log k_i - \beta_k \cdot (\varepsilon - \varepsilon_i) \quad (1)$$

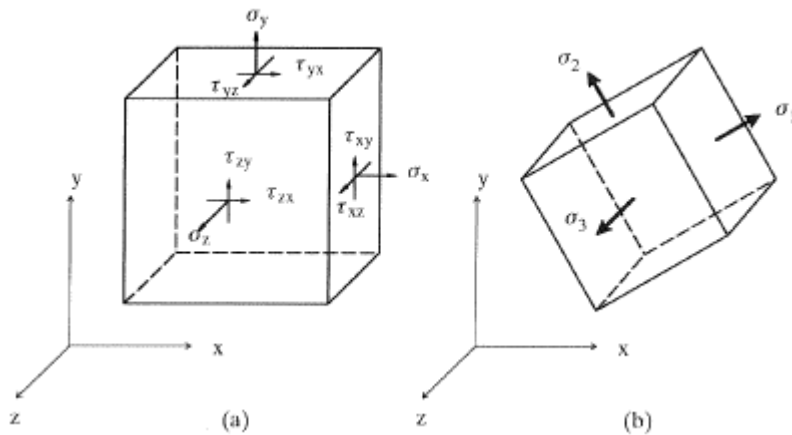
där k_i = initiell permeabilitet [m/s]
 ε = kompression
 ε_i = initiell kompression
 $\beta_k = \frac{\Delta \log k}{\Delta \varepsilon}$ = faktor för permeabilitetens förändring med kompressionen

Lastspridning beräknas med Boussinesques lösning för spänningar under bankar för en elastisk halvoändlig homogen isotrop massa. För en vägbank med oändlig längd och bredden, B beräknas tillskottsspänningen enligt ekvation 2, Alén (1997).

$$\begin{aligned} \Delta \sigma &= \sigma(q, B, x, z) = q \cdot I(B, x, z) = \\ &= \frac{q}{\pi} \cdot \left[2z \cdot \frac{B+2x}{4z^2 + (B+2x)^2} + \operatorname{atan} \left(\frac{B+2x}{2z} \right) + 2z \cdot \frac{B-2x}{4z^2 + (B-2x)^2} + \operatorname{atan} \left(\frac{B-2x}{2z} \right) \right] \quad (2) \end{aligned}$$

där x och z är horisontal respektive vertikalkoordinat och q är lasten.

Konsolideringssättningar beräknas genom utjämning av det porövertryck som uppkommit till följd av tillskottsspänningen orsakad av ytlasten. Vattenflödet sker endast i vertikalled. Portryckstutjämning, det vill säga sättningarnas tidsförlopp, orsakad av konsolidering beräknas enligt Terzaghis klassiska teori.



Figur 8 Allmänt spänningstillstånd (Samuelsson och Wiberg (1993) sidan 323)

I Plaxis finns möjlighet att antingen analysera det geotekniska problemet med en axialsymmetrisk modell eller med en så kallad ”plane strain model”.

Axialsymmetrisk modell $\epsilon_x = \epsilon_z \Rightarrow \sigma'_x = \sigma'_z$

Plane strain $\gamma_{xz} = \gamma_{yz} = \epsilon_z = 0$

Spänningar byggs upp i Plaxis antingen genom att generera startspänningar i ”Initial conditions” eller genom ”gravity loading”. Är alla jordlager i den aktuella profilen horisontella genereras startspänningarna enklast i ”Initial conditions” genom att ange K_0^{nc} och en överkonsolideringsgrad, OCR. Se kapitel 3.2.3.2.

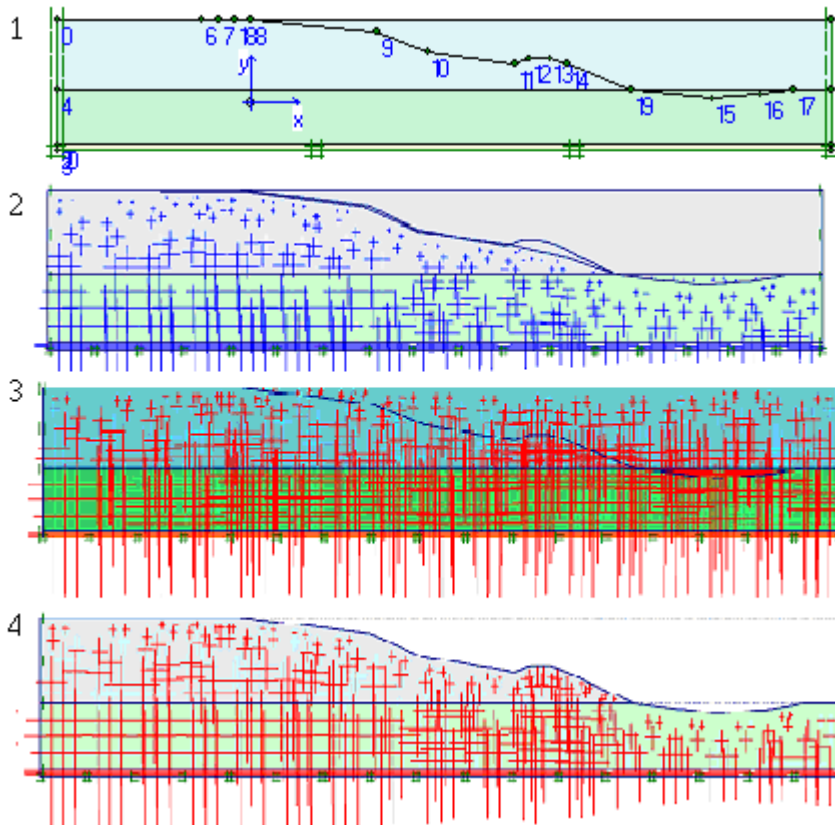
Lutar något lager i profil bör inte startspänningarna genereras i ”Initial conditions”, utan görs istället genom ett extra beräkningssteg i ”Calculations”, vilket kallas ”gravity loading”. I ”Initial conditions” ska då endast porvattentryck genereras (kan även göras i ”Calculations”), sedan i ”Calculations” väljs ”Plastic” under ”Calculation type” och ”MWeight” sätts till 1. Då beräknas spänningar som gör att jorden befinner sig i jämvikt - startspänningarna. Denna typ av spänningsgenerering resulterar i orealistiska deformationer som elimineras genom att ange ”Reset displacements to zero” under ”Parameters”.

Gravity loading $\sigma'_x = \sigma'_z = \sigma'_y \cdot \frac{\nu}{1-\nu}$

Initial conditions $\sigma'_x = \sigma'_z = K_0 \cdot \sigma'_y$
 $K_0 = f(K_0^{nc}, \nu)$

En alternativ metod som kan användas, vid lutande jordlager, för att simulera ett överkonsoliderat jordmaterial är att lägga på ett extra jordlayerskikt på den del av profilen som lutar så att markytan blir horisontell och generera spänningar i ”Initial conditions”. Därefter görs ett extra beräkningssteg, i vilket det extra jordlayerskiktet tas bort. Därmed lastas profilen av och får en spänningshistoria som resulterar i en överkonsolideringsgrad. Figur 9 visar hur exempelvis en slänt kan modelleras i Plaxis.

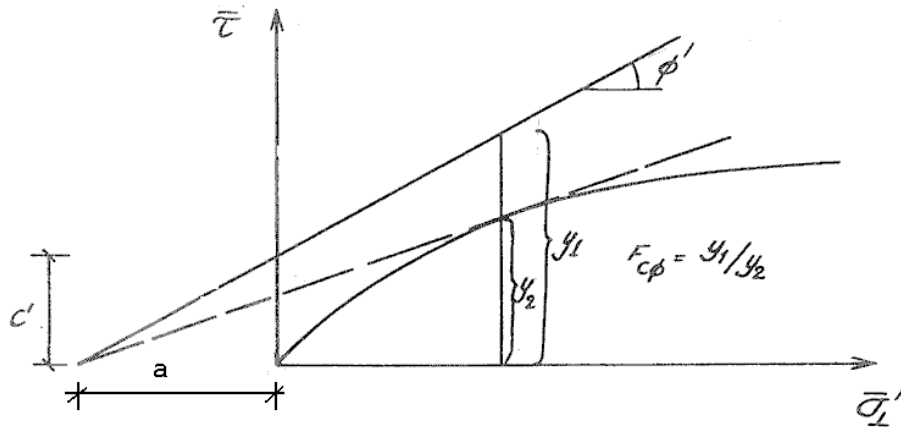
Först byggs en modell med fiktiv horisontell markyta och den verkliga markytans geometri i "Geometry input" (1). I "Initial conditions" genereras sedan portrycks-förhållanden för den lutande markprofilen (2) och spänningar för en horisontell markyta (3). Det fiktiva jordlagret tas därefter bort genom att i steg 1 i "Calculations" gå in på "Define" och avaktivera detta (4). Nu har startspänningarna genererats och exempelvis stabiliteten för slänten kan beräknas.



Figur 9 Modellering av slänt i Plaxis

Innan beräkningar påbörjas är det viktigt att validera att rätt startspänningar har genererats och detta kontrolleras enklast i "Output". Bilderna i figur 9 är kopierade därifrån.

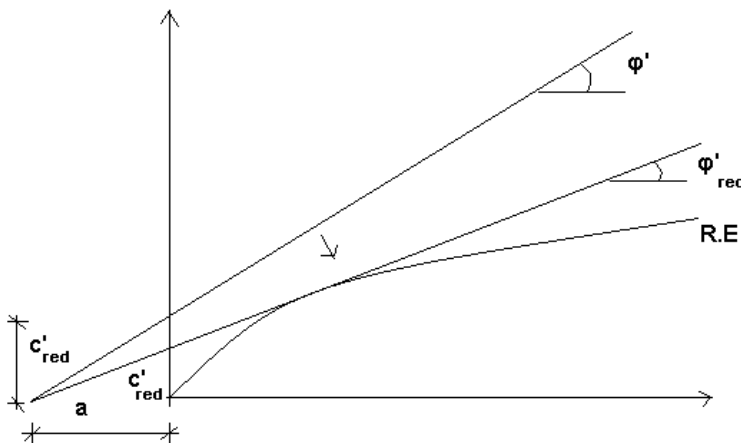
För att beräkna säkerhetsfaktorn i Plaxis på glidytor används en metod som påminner om teorin om Resistance envelope. Resistance envelope är en begränsningslinje som uppkommer genom att alla möjliga rotationscentrum med tillhörande glidytor utvärderas och största medelskjuvspänning fås. Medelskjuvspänningarna plottas sedan mot tillhörande medeffektivspänning. I samma diagramfönster plottas även jordens brottenvelop. För att utvärdera säkerhetsfaktorn jämförs resistance envelope med brottenvelopen, detta görs genom att dividera y_1 med y_2 där abskissan tangerar resistance envelopen, se figur 10.



Figur 10 Brottvillkor baserat på "Resistance envelope"

I Plaxis minskar c och ϕ med bibehållen attraktion, a , till dess att jordvolymen kollapsar och då registreras värden på kohesion, c_{red} och friktionsvinkel, ϕ_{red} (figur 11). Dessa värden ger sedan skjuvhållfastheten vid brott. Denna skjuvhållfasthet jämförs sedan med den aktuella släntens skjuvhållfasthet och en säkerhetsfaktor, F mot brott fås, se ekvation 4.

$$F = \frac{c}{c_{red}} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_{red}} \quad (4)$$



Figur 11 Minskning av c' och ϕ' mot brott

3.2.3.1 Mohr Coulomb

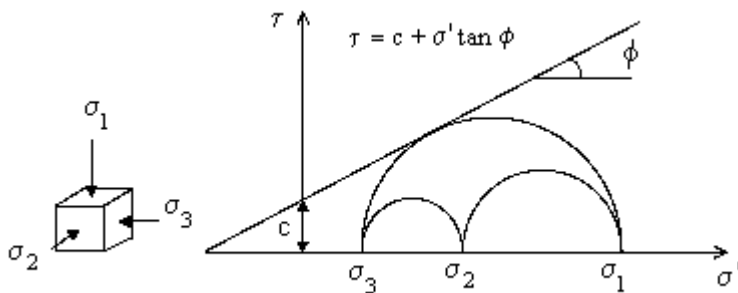
Mohr Coulomb är den enklaste modellen av de tre jordmodeller i Plaxis som jämförs i detta arbete. I den elastiska delen antas modellen bygga på Hook's lag och ideal elastiskt material. Mohr Coulomb modellen i Plaxis är linjär elastoplastisk, vilket innebär att materialet beter sig elastiskt inom ett visst definierat område och utanför detta plastiskt. Beräkningar i denna modell går snabbt och därför är det en bra modell att börja analysera sitt problem med.

De parametrar som krävs för att genomföra en analys är två av följande parametrar; elasticitetsmodul E , skjuvmodul G , tvärkontraktionstal ν eller ödometermodul M (E_{oed}). Utöver deformationsparametrarna erfordras friktionsvinkel ϕ och kohesion c som beskriver jordens hållfasthetsegenskaper. Dessutom behövs dilatationsvinkel ψ som beskriver jordens plastiska beteende. Som tillval kan även elasticitetsmodul och kohesion som förändras linjärt

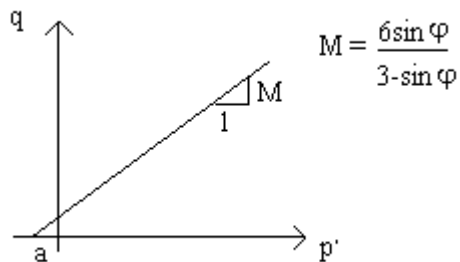
med djupet, $E_{\text{increment}}$ respektive $c_{\text{increment}}$, läggs in. Möjlighet att tillämpa "Tension cut-off" finns, vilket innebär att ingen draghållfasthet i jorden tillåts.

Elasticitetsmodulen, E i jordmodellen Mohr Coulomb är oberoende av spänningen och därmed bör ett representativt medelvärde på E väljas. Elasticitetsmodulen utvärderas antingen från dränerade triaxialförsök eller från CRS-försök. Används CRS-försök ska modulen, M , räknas om till en E -modul.

Brottlinjen i Mohr Coulomb definieras i s - t diagrammet av en linje som beror av kohesionen, c , och friktionsvinkeln, ϕ , se figur 12. I p - q diagrammet blir Mohr Coulombs brottlinje en linje, M , se figur 13.

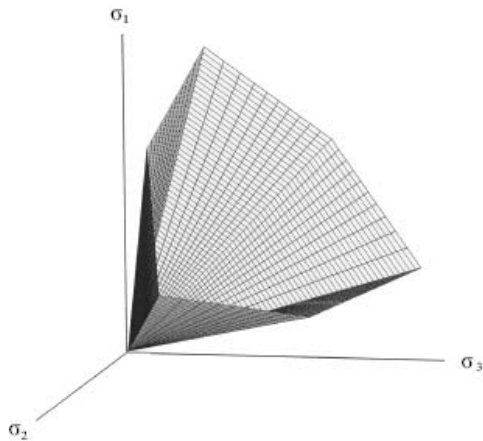


Figur 12 Mohr Coulombs brottkriterie



Figur 13 Mohr Coulombs brottlinje i p - q diagram

Mohr Coulombs flytyta i normalspänningsrymden visas i figur 14.



Figur 14 Mohr Coulombs flytyta i normalspänningsrymden

Jordmaterialmodellen Mohr Coulomb begränsas av att materialet i det elastiska området har en konstant modul, E, oavsett spänningsnivå. Något förkonsolideringstryck existerar således inte.

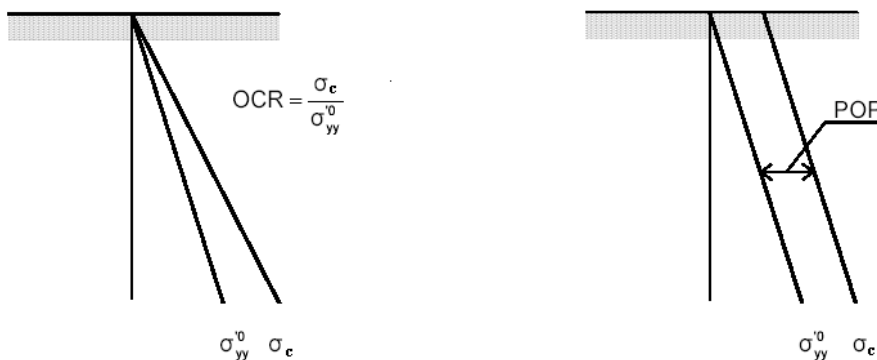
3.2.3.2 Hardening Soil

Jordmaterialmodellen Hardening Soil skiljer sig från Mohr Coulomb genom att ta hänsyn till att modulen ändras då jorden skjuvas och/eller komprimeras, det vill säga att en förändring av spänningarna i jorden också ger en förändring av modulerna. Dessutom kan ett förkonsolideringstryck anges, en spänning där modulen ”plötsligt” minskar högst påtagligt. Detta möjliggör en mer precis modellering av kohesionsjord vars beteende starkt förändras efter det att förkonsolideringstrycket överskrids.

Förkonsolideringstrycket kan i Plaxis anges antingen som OCR (Over Consolidation Ratio) eller POP (PreOverburden Pressure). Med OCR anges med vilken faktor jorden är överkonsoliderad och med POP anges skillnaden mellan förkonsolideringstrycket och in situ spänningen, enligt ekvation x respektive x. Se också figur 15.

$$\sigma'_{vc} = OCR \cdot \sigma'_v \quad (5)$$

$$POP = \sigma'_{vc} - \sigma'_v \quad (6)$$



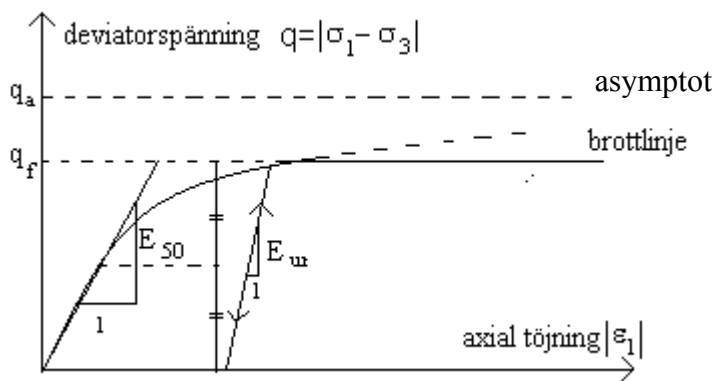
Figur 15 Definition av överkonsolideringsgrad med OCR respektive POP metod

I Hardening Soil ska tre elasticitetsmoduler läggas in, E_{ur} (unload reload) som styr det elastiska området samt E_{50} och E_{oed} som styr det plastiska området. E_{ur} och E_{50} är moduler som utvärderas ur dränerade aktiva triaxialförsök med av- och pålastning, medan E_{oed} motsvaras av kompressionsmodulen för spänningar större än σ'_c i ett CRS-försök. Från resultaten av triaxialförsöket beräknas E_{50} och E_{ur} . Sambandet mellan deviatorspänning och axialtöjning beskrivs av en hyperbolisk kurva som definieras av sekantmodulen, E_{50} och brottspänningen, q_f (figur 16). Vid avlastning och återbelastning beskrivs E av E_{ur} . Från ekvation 8 fås anpassning till den elastiska, respektive plastiska delen av kurvan. Relationen mellan vertikala töjningar och deviatorspänning redovisas i ekvation 8.

$$q_f = (a + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (7)$$

där $a = c \cot \varphi$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (8)$$



Figur 16 Spänning-töjning för dränerat triaxialförsök, E_{50} och E_{ur} , isotropt material $K_0^{nc}=K_0=1,0$

Hur modulerna ser ut mot djupet (även för spänningsförändringar i en punkt) i en jordprofil beräknas med hjälp av ekvationerna 9, 10 och 11 nedan.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{a + \sigma'_3 \sin \varphi}{a + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (9)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{a + \sigma'_3 \sin \varphi}{a + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (10)$$

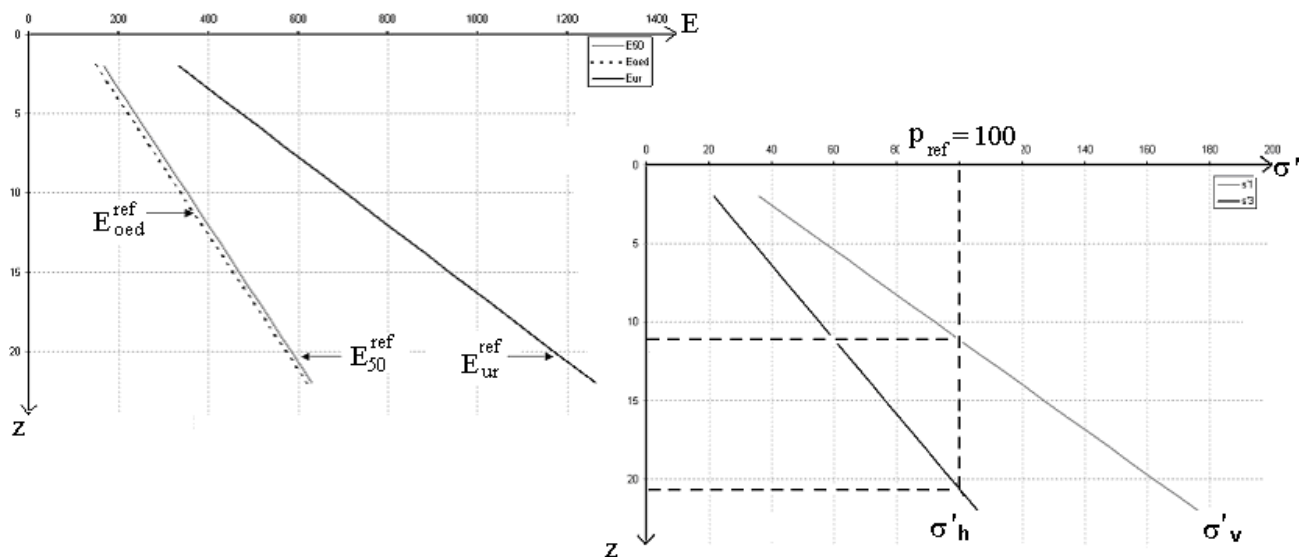
$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{a + \sigma'_1 \sin \varphi}{a + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (11)$$

Exponenten m är en faktor som reglerar modulens spänningsberoende. För lösa leror ska m sättas till 1, men kan variera mellan 0,5 och 1 för sand. Sätts m till 1 simuleras ett

spänningsberoende som innebär ett linjärt logaritmiskt förhållande mellan töjning och spänning.

Utöver de tre modulerna krävs v_{ur} och K_0^{nc} för att beskriva deformationsbeteendet. v_{ur} används i kombination med E_{ur} . Ödometermodulen vid av- och återbelastning, M_{ur} är en funktion av dessa parametrar, vilka kan erhållas från ödometerförsök då horisontalkrafter mäts.

E_{oed} är beroende av vertikala effektivspänningen σ'_1 , medan E_{50} och E_{ur} beräknas med avseende på horisontala effektivspänningen, σ'_3 . E^{ref} är en referensmodul som anges vid en referensspänning, p^{ref} . Referensspänningen väljs enklast till 100 kPa och tillsammans med E^{ref} räknas modulen ut för varje nivå. Problem uppstår vid inmatning av referensmodulerna E_{50}^{ref} och E_{ur}^{ref} , då skillnaden mellan vertikal- och horisontalspänning kan vara stor beroende på K_0 . För att lösa problemet med referensspänning och tillhörande referensmodul ska E_{50}^{ref} och E_{ur}^{ref} räknas om så att de anger vilken modul som gäller vid en horisontal spänning motsvarande referensspänningen, p^{ref} . Se figur 17 för ytterligare förståelse.



Figur 17 Förklaring av referensspänning och tillhörande referensmodul

Flytytan för Hardening Soil definieras enligt figur 18. För spänningstillstånd innanför flytytan beter sig materialet elastiskt, medan plastiska deformationer sker när spänningstillståndet ligger på eller utanför flytytan. I Hardening Soil är det ellipsen, det vill säga CAP-linjen, som representerar förkonsolideringstrycket. CONE-linjen skapas med K_0^{nc} . Innanför CAP- och CONE-linjen beter sig materialet elastiskt och E_{ur} används. När spänningarna träffar CONE-linjen börjar plastiska töjningar uppstå och E_{50} styr materialets beteende. Kompressionsmodulen E_{oed} styr sedan materialets beteende utanför CAP-linjen.

Som tidigare nämnts anges förkonsolideringstryck antingen med OCR eller med POP. Genom detta förfarande simuleras en avlastning från ”History” till ”In situ” i figur 18. När jorden sedan utsätts för en last får den ett överkonsoliderat beteende.

In situ

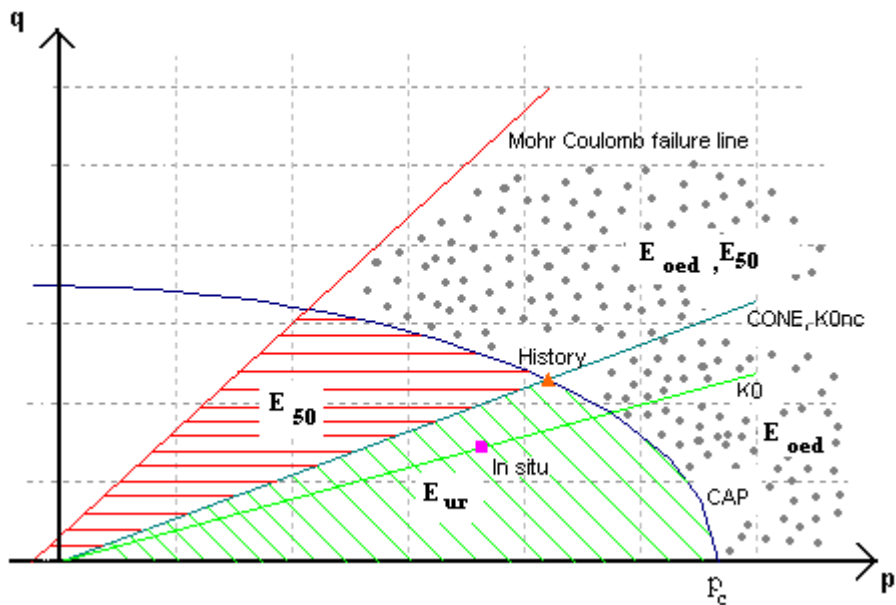
$$\sigma'_{y,insitu} = (\gamma - \gamma_w) \cdot H$$

$$\sigma'_{x,insitu} = \sigma'_{z,insitu} = \sigma'_{y,insitu} \cdot K_0$$

History

$$\sigma'_{y,history} = \sigma'_{y,insitu} \cdot OCR$$

$$\sigma'_{x,history} = \sigma'_{z,history} = \sigma'_{y,history} \cdot K_0^{nc}$$



Figur 18 Flytyta och brottkriterie för Hardening Soil

I p-q diagrammet är CAP-linjen en ellips med ekvationen 12, vars form beror på K_0^{nc} , Kullingsjö (litteraturstudie i pågående doktorandprojekt).

$$\frac{q^2}{(\alpha_{p-q} \cdot p_c)} + \frac{p^2}{p_c^2} = 1 \quad (12)$$

där

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

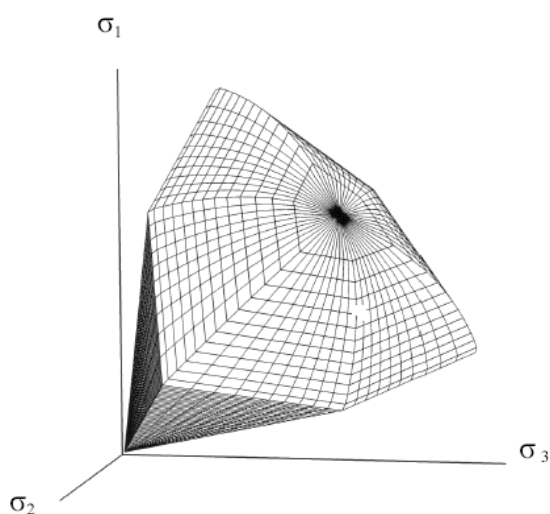
$$q = \sigma'_1 + (\delta - 1) \cdot \sigma'_2 - \delta \cdot \sigma'_3$$

$$\delta = \frac{3 + \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

och

$$\alpha_{p-q} = \begin{cases} \frac{3 \cdot (1 - K_0^{nc})}{\sqrt{3^2 - (1 + 2 \cdot K_0^{nc})^2}} & \text{gäller endast triaxial lastning, då } \sigma'_1 \text{ ökar och } \sigma'_2 = \sigma'_3 \\ \frac{1}{\delta} \cdot \frac{3 \cdot (1 - K_0^{nc})}{\sqrt{3^2 - (1 + 2 \cdot K_0^{nc})^2}} & \text{gäller endast triaxial avlastning, då } \sigma'_1 \text{ minskar och } \sigma'_2 = \sigma'_3 \end{cases}$$

I figur 19 visas hur flytytan ser ut i normalspänningsrymden.



Figur 19 Hardening Soil, flytyta i normalspänningsrymden

3.2.3.3 Soft Soil

Jordmaterialmodellen Soft Soil motsvaras av den modifierade Cam Clay modellen, som i sin tur bygger på teorin "Critical State Soil Mechanics". Denna modell tar hänsyn till jordens styvande vid kompression och har ett "minne" vad gäller av- och pålastning. Precis som i Hardening Soil kan ett förkonsolideringstryck definieras antingen i form av ett POP- eller ett OCR-värde. I Soft Soil beskriver κ^* (modifierat svällningsindex) och ν_{ur} hur jorden beter sig inom det elastiska området, medan λ^* (modifierat kompressionsindex) och M beskriver det plastiska området (se figur 20 och ekvation 13, 14 och 15). κ^* och λ^* utvärderas antingen genom isotrop konsolidering av ett prov i en triaxialapparat eller genom ett ödometerförsök.

$$M = E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{a + \sigma'_1 \sin \varphi}{a + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

$$\lambda^* = \frac{p^{ref}}{E_{oed}^{ref}}$$

$$\kappa^* = \frac{3p'}{E_{ur}} (1 - 2\nu_{ur})$$

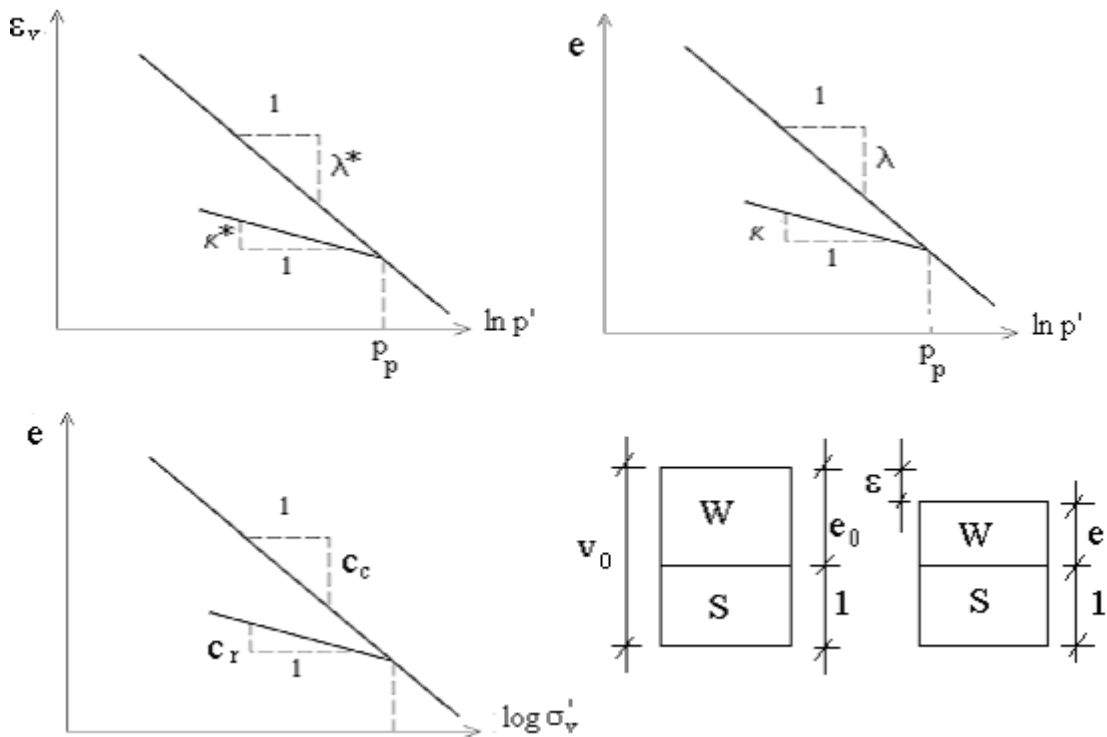
Ekvationerna 16 och 17 beskriver hur κ^* och λ^* kan beräknas från κ och λ med hjälp av initialt portal e_0 . κ och λ kommer från den modifierade Cam Clay modellen, se figur 20 nedan.

$$\varepsilon = \frac{e_0 - e}{e_0 + 1}$$

$$v = e + 1$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e_0} \tag{16}$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e_0} \tag{17}$$

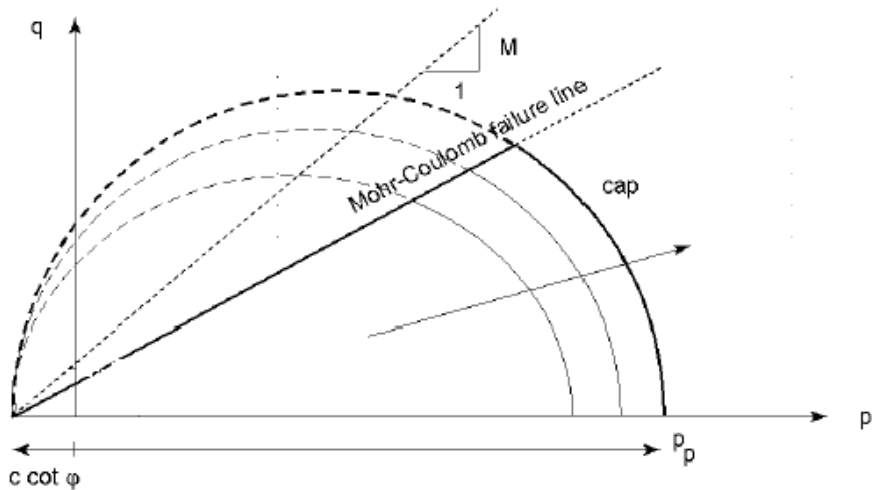


Figur 20 Definition av κ och λ , κ^* och λ^* samt C_c och C_r

Ett alternativ är att ange värden på de internationellt erkända parametrarna C_c och C_r , hur de förhåller sig till κ^* och λ^* beskrivs i ekvation 18 och 19.

$$\lambda^* = \frac{c_c}{2,3(1+e)} \tag{18}$$

$$\kappa^* \approx \frac{2 \cdot c_r}{2,3(1+e)} \tag{19}$$



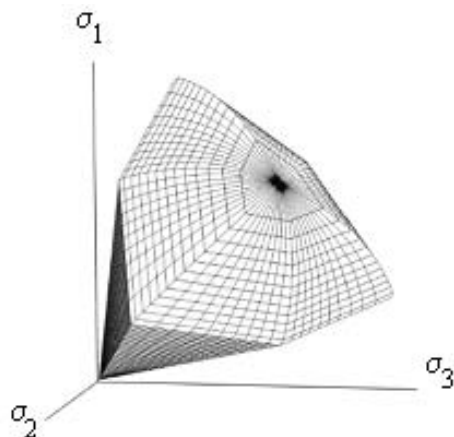
Figur 21 Soft Soil, flytyta och brottlinje

Lutningen på M-linjen i figur 21 är en funktion av K_0^{nc} , ν_{ur} och λ^*/κ^* , där K_0^{nc} är den styrande faktorn. När K_0^{nc} anges räknas ett M-värde fram automatiskt, detta värde sammanfaller ibland med lutningen på Mohr Coulombs brottlinje M_{MC} , se ekvation 21.

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} \cdot \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad (20)$$

$$M_{MC} = \frac{6 \sin \phi}{3 \pm \sin \phi} \quad \text{där + gäller för drag och - för kompression} \quad (21)$$

I figur 22 visas flytytan för Soft Soil modellen i normalspänningsrymden.



Figur 22 Soft soil, flytyta i normalspänningsrymden

4 BERÄKNINGAR

4.1 Sättningar

4.1.1 Jordprofil

En enkel jordprofil har valts för på ett tydligt sätt kunna jämföra resultaten från de olika beräkningsmodellerna.

4.1.1.1 Jordlagerföljd

Ett tjugo meter mäktigt lerlager vilar på berg och överlagras av två meter torrskorpa.

4.1.1.2 Geohydrologiska parametrar

Grundvattenytan är placerad i gränsen mellan torrskorpa och lera, 2 meter under markytan. Portrycket har antagits vara hydrostatiskt.

4.1.1.3 Geotekniska parametrar

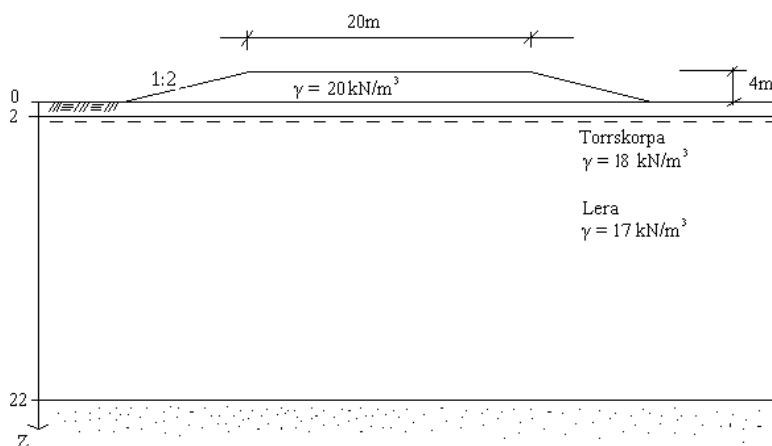
Tungheten för torrskorpan antas vara 18 kN/m^3 och 17 kN/m^3 för lera under torrskorpan. I torrskorpan antas skjuvhållfastheten vara 40 kPa och i lera 35 kPa . Vidare har överkonsolideringsgraden i lera valts till 1,25 för att få med både momentana elastiska deformationer och konsolideringssättningar i analysen.

Kompressionsmodulerna är utvärderade från CRS-försök gjorda på en lera som är tagen från Götaleden, entreprenad J2 på djupet 12 meter och antas vara konstanta i hela jordprofilen. Kompressionsmodulen, M_0 , har multiplicerats med 3 enligt allmänt förfarande, vilket ger att M_0 är 19 MPa , M_L 665 kPa och M' $12,8$.

Permeabiliteten, k , i lera har utvärderats från CRS-försök och ligger ungefär på $0,0001 \text{ m/dygn}$ ($1,16 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$), detta värde tillåts representera permeabiliteten i hela lerlagret. Torrskorpan antas vara dränerande med en permeabilitet på 1 m/dygn ($1,20 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$).

4.1.1.4 Last

En långsträckt vägbank som utgörs av fyllnadsmaterial har valts som last. Vägbanken är i överkant 20 meter bred och i underkant 36 meter. Vägbankshöjden är 4 meter, vilket ger en tillskottslast i markytan på 80 kPa . Se figur 23.



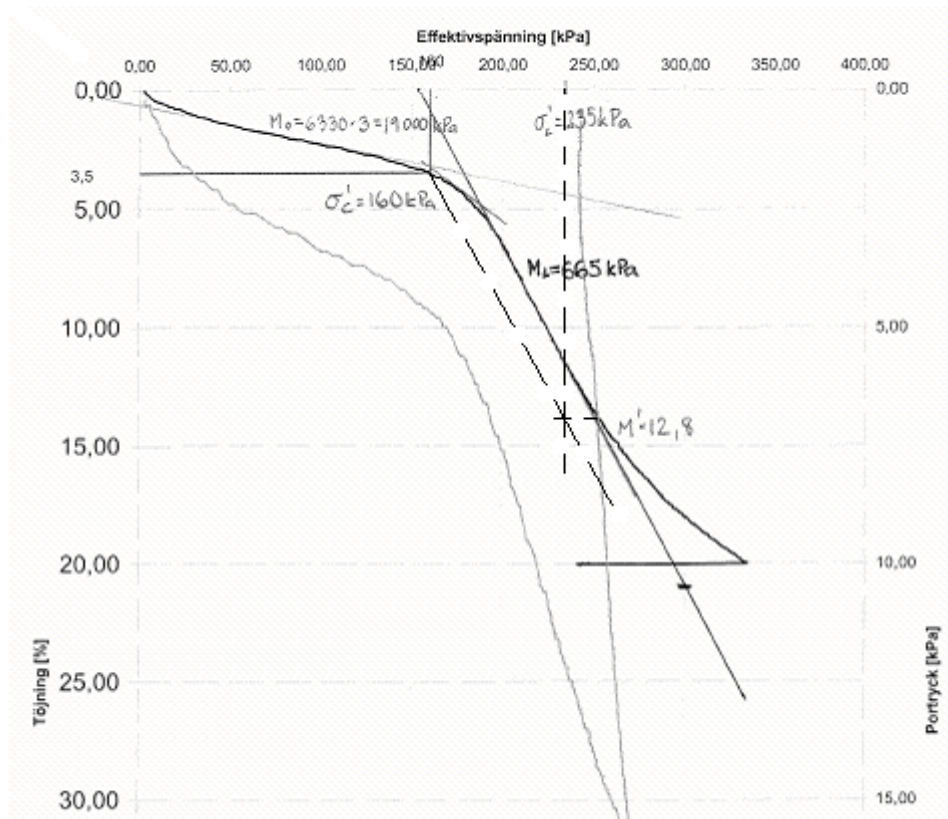
Figur 23 Jordprofil för sättningsberäkning, ej skalendig ritning

4.1.2 Utvärdering av CRS- och triaxialförsök

För att få fram rimliga värden på erforderliga materialparametrar har ett CRS-försök och ett dränerat aktivt triaxialförsök utvärderats. Leran som dessa försök är utförda på kommer från entreprenad J2, Götaleden i Göteborg. Djupet leran är tagen på är 12 meter och både upptagning av prov och de undersökningar som gjorts är utförda enligt normalt förfarande.

4.1.2.1 CRS-försök

CRS-försöket visade att lerans förkonsolideringsspänning, σ'_c , är 160 kPa och att σ'_L är 235 kPa (figur 24). I handberäkningen har moduler använts som antas vara konstanta i djupled. M_0 är 19 000 kPa, M_L 665 kPa och M' 12,8. Från CRS-försöket har även permeabilitet k och initialt portal e_0 beräknats. Permeabiliteten i leran som testades är $1,16 \cdot 10^{-9}$ m/s och initialt portal är 2,02.



Figur 24 Utvärderat CRS-försök

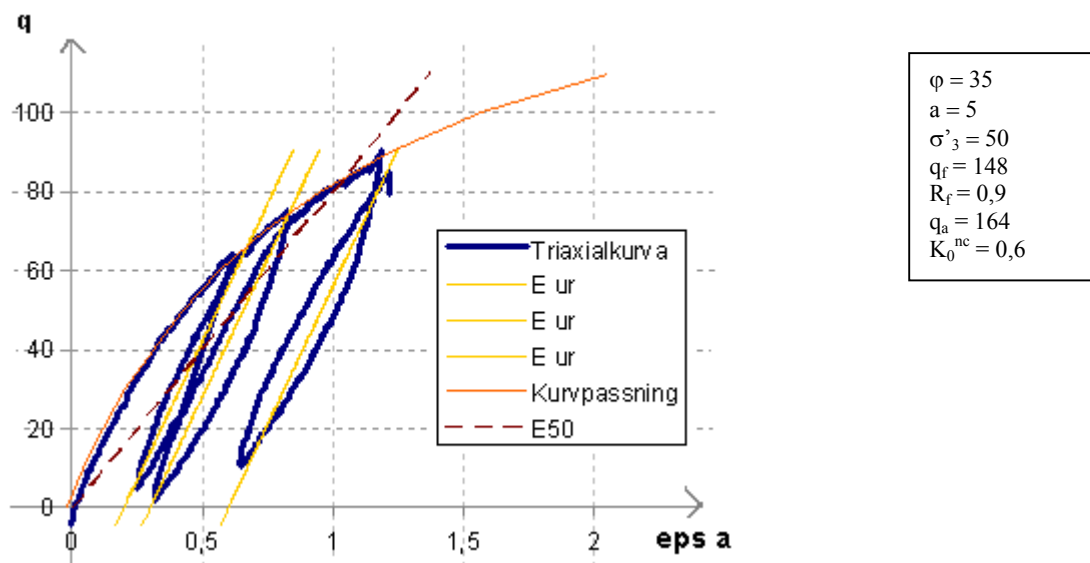
4.1.2.2 Triaxialförsök

Beräkningsprogrammet Plaxis erfordrar fler materialparametrar än handberäkningarna och även för den enklare av de modeller vi har använt oss av rekommenderas att indata tas från triaxialförsök. De parametrar som kan utvärderas och som är relevanta för den kommande analysen är framför allt elasticitetsmodulerna i leran. I den enklare materialmodellen, Mohr Coulomb behövs endast en E-modul som väljs utifrån vilken typ av geotekniskt problem som ska analyseras. I den mer avancerade materialmodellen, Hardening Soil ska tre olika elasticitetsmoduler anges. Dessa är av- och pålastningsmodulen, E_{ur} , kompressionsmodulen, E_{oed} , samt sekantmodulen, E_{50} .

Modulerna ska utvärderas ur ett dränerat konsoliderat aktivt triaxialförsök som lastas och därefter avlastas ett upprepat antal gånger. Av- och pålastningen gör att tillförlitliga värden på E_{ur} kan fås. Viktigt är att skjuvningsfasen utförs långsamt så att inga porövertryck byggs upp. Provet monterades i försöksutrustningen med inre axiella och en radiell töjningsgivare, för att få bättre noggrannhet i resultaten.

Först konsoliderades provet till spänningen 40 kPa och därefter skjuvades provet under dränerade förhållanden genom att vertikallasten successivt ökades. Spänningarna nådde aldrig brottspänning, men de gick förbi flytgränsen.

Från resultaten av triaxialförsöket beräknas E_{50} och E_{ur} genom kurvpassning (figur 25). Från ekvation 7 och 8 fås anpassning till den elastiska, respektive plastiska delen av kurvan.



Figur 25 Kurvpassning till dränerat triaxialförsök, E_{50} och E_{ur}

E_{ur} beräknades till 14 MPa och E_{50} till 8 MPa ur triaxialförsöket, E_{oed}^{ref} till 340 kPa ur CRS-försöket. Dessa värden gäller för en referensspänning på 100 kPa, vilket motsvaras av djupet 12 m. När sedan beräkningen körs i Plaxis och spänningen ökar ändras modulerna beroende på spänningsökningen.

4.1.3 Beräkningar

Analys av sättningproblemet har utförts med handberäkning och två olika beräkningsprogram, Embankco och Plaxis. I Plaxis har analysen utförts med de tre olika jordmaterialmodellerna Mohr Coulomb, Soft Soil och Hardening Soil. Dels har sättningarna beräknats för vägbanken som beskrivs i kapitel 4.1.1.4, dels för en oändlig utbredd last. Den senare beräkningen har endast gjorts i Plaxis. Målet är att jämföra resultaten från de olika beräkningarna och dra slutsatser om hur tillförlitliga de olika beräkningsmodellerna är, samt om det är värt att använda sig av avancerade beräkningsprogram eller om de enklare beräkningsgångarna är tillförlitliga.

4.1.3.1 Handberäkning

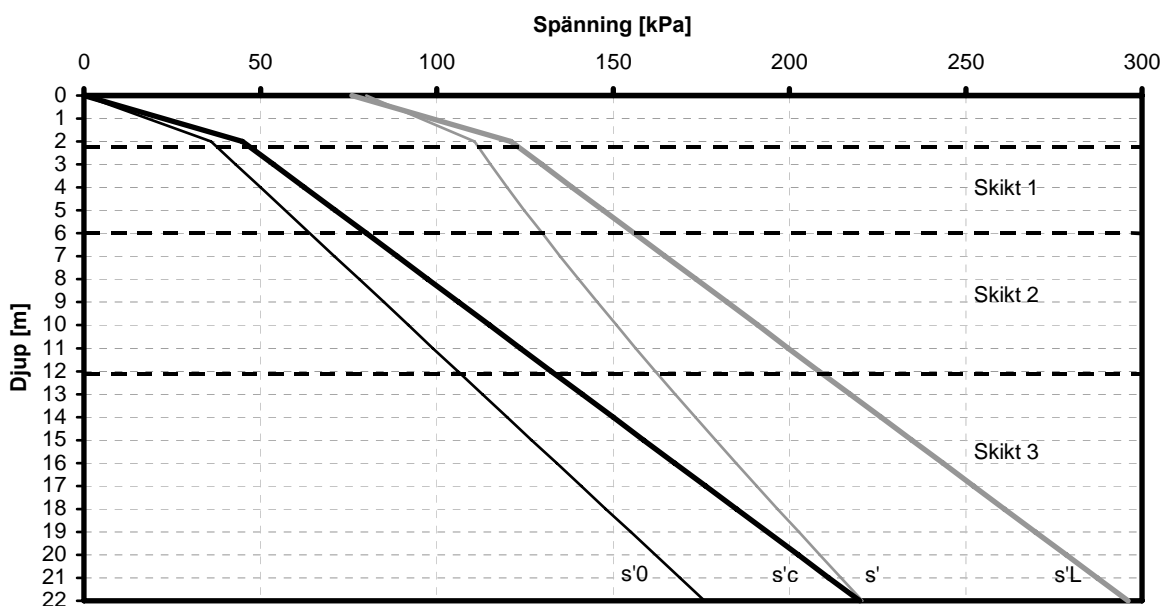
Handberäkningen bygger på en enkel linjärelastisk materialmodell och lastspridningen approximeras med hjälp av 2:1-metoden. De parametrar som erfordras för att utföra handberäkningen är tungheter för leran och vägbanken, kompressionsmodulerna M_0 , M_L och M' , samt spänningssituationen som beskrivs med hjälp av σ'_c och σ'_L . Dessutom behövs en bild av rådande portryckssituation. Handberäkningen är enkel och snabb att utföra och kräver endast indata som kan fås från ödometerförsök. I handberäkningen har i detta fall inte tagits hänsyn till den lastreduktion som sker då torrskorpan sjunker under grundvattenytan. Indata för handberäkningen finns i tabell 1.

Utvärderingen av CRS-försöket ger en kompressionsmodul, $M_L=665$ kPa vid en effektivspänning på ca 200 kPa. För att mer likna det intervall i vilket M_L används i handberäkningen (ca 100 kPa), har denna modul reducerats till $M_L=E_{oed}^{ref}=340$ kPa.

Tabell 1 Indata för handberäkning

| | |
|---------------------------|-------------------|
| M_0 [kPa] | 19000 |
| M_L [kPa] | 340 |
| σ'_c [kPa] | $1,25 \cdot s'_0$ |
| σ'_L [kPa] | $s'_c + 76$ |
| k [m/s] | $1,16E-09$ |
| γ vägbank [kPa] | 20 |
| γ torrskorpa [kPa] | 18 |
| γ lera [kPa] | 17 |

Först togs en bild över rådande spänningsförhållanden fram, figur 26, därefter delades lerlagret in i tre skikt och sedan beräknades sättningarna för skikten och slutligen summerades dessa, se ekvation 22. Dessutom beräknades sättningens tidsberoende med hjälp av ett diagram ur vilket medelkonsolideringsgrad kan utläsas, Sällfors (2002).



Figur 26 Rådande spänningsförhållanden

$$S = \sum h \left(\frac{\sigma'_c - \sigma'_0}{M_0} + \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma - \sigma'_c}{M_L} \right) \quad (22)$$

4.1.3.2 Embankco

Profilen för sättningsberäkningen är den samma som den i handberäkningen (se figur 23), med enda tillägget att ett fiktivt sandlager under lerans mäktighet har lagts in som ett dränerande skikt. Det fiktiva lagret har samma egenskaper som sand, samt en mycket hög modul så att detta skikt inte ger något bidrag till sättningarna.

Vid sättning hamnar torrskorpan under grundvattenytan och därmed fås en lastreduktion. Dock har valet att inte ta hänsyn till lastreduktion på grund av detta tagits, på samma sätt som i handberäkningen. I Embankco finns även möjlighet att lägga på lasten etappvis, vilket inte heller har gjorts, då det inte på ett enkelt sätt går att utföra i handberäkningen. Indata för beräkningen i Embankco finns i tabell 2.

Tabell 2 Indata för beräkning i Embankco

| | |
|---------------------------|----------|
| M_0 [kPa] | 19000 |
| M_L [kPa] | 340 |
| s'_c [kPa] | 1,25*s'0 |
| s'_L [kPa] | S'c+76 |
| k [m/s] | 1,16E-09 |
| γ vägbank [kPa] | 20 |
| γ torrskorpa [kPa] | 18 |
| γ lera [kPa] | 17 |
| β_s | 1,81 |
| a | 100 |

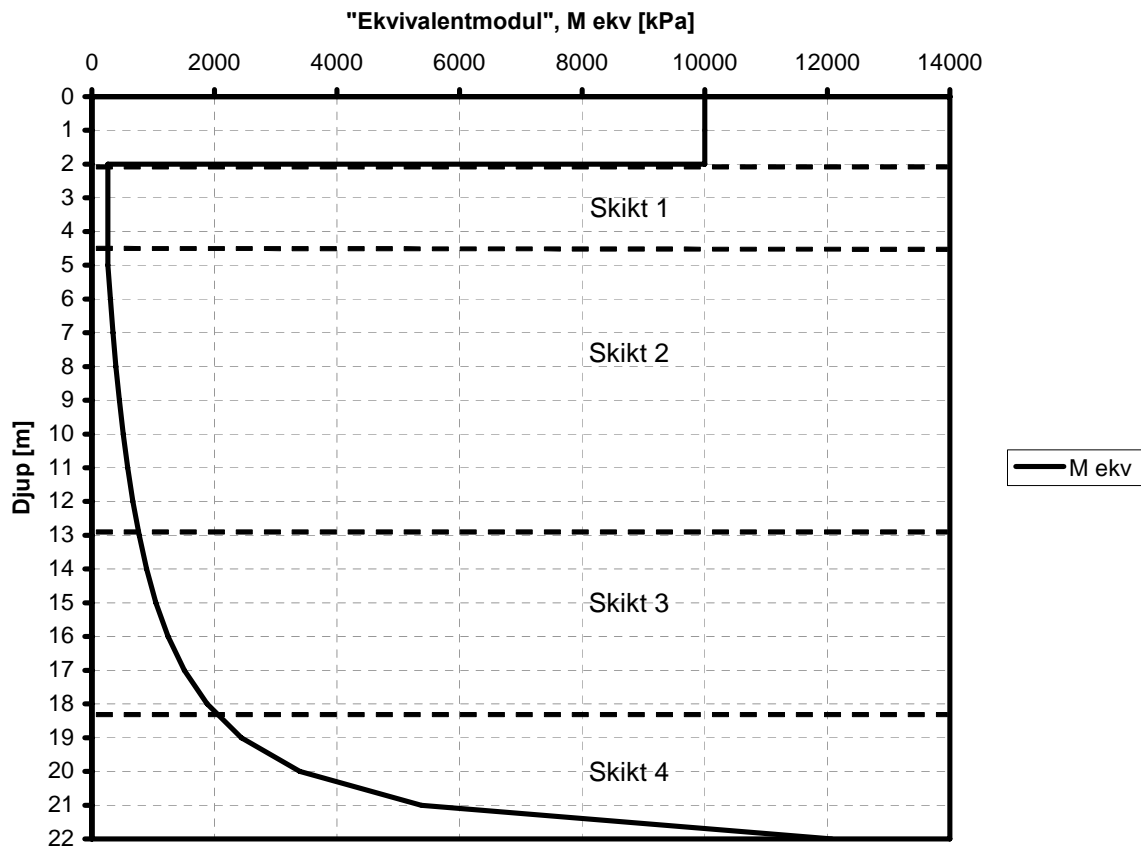
Moduler, spänningar och permeabilitet är utvärderade ur CRS-försök. Värdet på parametern a , som beskriver avlastningsmodulen, M_s , antas vara 100, vilket är det värde Embankco föreslår för leror. Kryppparametrarna $\alpha_{s \max}$ och $\beta_{\alpha s}$ sätts till 1, då hänsyn till sekundär konsolidering inte tas i detta arbete.

4.1.3.3 Plaxis Mohr Coulomb

Sättningarna under vägbanken har som nämnts beräknats med tre olika jordmaterialmodeller, vilka har beskrivits tidigare. Då jordmaterialmodellen Mohr Coulomb inte medger olika moduler före och efter förkonsolideringstrycket har en modul, här kallad ekvivalentmodul M_{eq} , utvärderad ur handberäkningarna räknats fram. Förkonsolideringstrycket, σ'_c , spänningen σ'_L samt modulerna M_0 , M_L och M' har utvärderats ur CRS-försök som nämnts i kapitel 4.1.2.1. Sedan har E_{oed} beräknats enligt ekvation 23 nedan. För att få en ekvivalentmodul, M_{ekv} , som motsvarar M_0 och M_L med djupet har E_{oed}^{340} (som motsvarar M_L) använts, se ekvation 24. På grund av orealistiskt låga värden nära marknivå väljs en konstant modul från markytan ner till 5 meters djup.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{a + \sigma'_1 \cdot \sin \varphi}{a + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)$$

$$M_{ekv} = \left(\frac{\frac{\Delta\sigma}{\sigma'_c - \sigma'_{0'}} + \frac{\sigma'_{0'} + \Delta\sigma - \sigma'_c}{E_{oed340}}}{M_0} \right)$$



Figur 27 "Ekvivalentmodulens" variation med djupet

För att kunna lägga in moduler i Mohr Coulomb som efterliknar handberäkningen, har lerprofilen delats in i fyra skikt med olika moduler, se figur 27 och tabell 3. Vid skapandet av in situ spänningar har ett K_0 -värde lagts in som ger motsvarande in situ spänningar som fås i Hardening Soil när K_0 och överkonsolideringsgrad, OCR anges. Två sätttningsberäkningar har utförts; en med odränerad lastpåläggning och en med dränerad lastpåläggning. I tabell 4 finns de olika beräkningsstegen redovisade. För steg 1 med Calculation type Plastic har, i fallet med dränerad lastpåläggning, "ignore undrained behaviour" kryssats i under "Parameters". Med "Load input Minimum pore pressure" konsolideras leran och slutsättning fås.

Tabell 3 Indata för sätttningsberäkning med Mohr Coulomb i Plaxis

| Mohr-Coulomb | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|------------------|----------------------|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | | Vägbank | Let | Le 1 | Le 2 | Le3 | Le 4 |
| Type | | Drained | Undrained | Undrained | Undrained | Undrained | Undrained |
| γ_{unsat} | [kN/m ³] | 20 | 18 | 17 | 17 | 17 | 17 |
| γ_{sat} | [kN/m ³] | 20 | 18 | 17 | 17 | 17 | 17 |

| | | | | | | | |
|------------|------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| k_x | [m/day] | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| k_y | [m/day] | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| e_{init} | [-] | 0,5 | 0,5 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| c_k | [-] | 1,00E+15 | 1,00E+15 | 1,00E+15 | 1,00E+15 | 1,00E+15 | 1,00E+15 |
| E_{ref} | [kN/m ²] | 3000 | 10000 | 262 | 262 | 1047 | 3100 |
| ν | [-] | 0,30 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| G_{ref} | [kN/m ²] | 1153,85 | 3703,70 | 97,04 | 97,04 | 387,78 | 1148,15 |
| E_{oed} | [kN/m ²] | 4038,46 | 16049,38 | 420,49 | 420,49 | 1680,37 | 4975,31 |
| c_{ref} | [kN/m ²] | 1,0 | 4,0 | 3,5 | 3,5 | 3,5 | 3,5 |
| ϕ | [°] | 38 | 30 | 35 | 35 | 35 | 35 |
| ψ | [°] | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| E_{inc} | [kN/m ² /m] | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 51,92 | 461,93 | 5048,44 |
| y_{ref} | [m] | 0 | 0 | 0 | 15 | 7 | 2 |

Tabell 4 Beräkningssteg i Plaxis

| Phase | Ph-No. | Start phase | Calculation type | Load input |
|---------------|--------|-------------|------------------|-----------------------|
| Initial phase | 0 | 0 | | - |
| Last 1 | 1 | 0 | Plastic | Staged construction |
| Min portryck | 3 | 1 | Consolidation | Minimum pore pressure |

Som nämnts tidigare har beräkningar även gjorts för ett lastfall som mer liknar det i ett CRS-försök, dessa beräkningar har endast utförts under dränerade förhållanden. En analys har gjorts med en modell som kallas för Plane Strain och en med en axialsymmetrisk modell. Skillnaderna modellerna emellan beskrivs i kapitel 3.2.3.

4.1.3.4 Plaxis Hardening Soil

Samma materialdata (tabell 5) som i Mohr Coulomb har använts i jordmodellen Hardening Soil, med undantag av modulerna, överkonsolideringsgraden och K_0 . Som beskrivits i kapitel 3.2.3.2 läggs tre olika moduler in i Hardening Soil E_{ur} , E_{50} och E_{oed} . Två analyser har utförts; en analys med odränerad lastpåläggning och en med dränerad lastpåläggning, se kapitel 4.1.3.3 för mer information om hur detta görs i Plaxis.

Tabell 5 Indata för sättningsberäkning med Hardening Soil i Plaxis

| Hardening Soil | | 2 | 3 |
|------------------|----------------------|-----------|-----------|
| | | Let | Le1 |
| Type | | Undrained | Undrained |
| γ_{unsat} | [kN/m ³] | 18 | 17 |
| γ_{sat} | [kN/m ³] | 18 | 17 |
| k_x | [m/day] | 0,0001 | 0,0001 |
| k_y | [m/day] | 0,0001 | 0,0001 |
| e_{init} | [-] | 2 | 2 |
| K_0 nc | [-] | 0,6 | 0,6 |
| OCR | [-] | 2,5 | 1,25 |
| c_k | [-] | 1,00E+15 | 1,00E+15 |
| E_{50}^{ref} | [kN/m ²] | 5000 | 600 |

| | | | |
|-------------------|----------------------|-------|--------|
| E_{oed}^{ref} | [kN/m ²] | 5000 | 364,62 |
| power (m) | [-] | 1 | 1 |
| c_{ref} | [kN/m ²] | 4 | 3,5 |
| φ | [°] | 30 | 35 |
| ψ | [°] | 0 | 0 |
| E_{ur}^{ref} | [kN/m ²] | 15000 | 12000 |
| $\nu_{ur}^{(nu)}$ | [-] | 0,2 | 0,2 |
| p^{ref} | [kN/m ²] | 100 | 100 |
| R_f | [-] | 0,9 | 0,9 |

Som nämnts tidigare har beräkningar även gjorts i Hardening Soil för ett lastfall som mer liknar det i ett CRS-försök, dessa beräkningar har endast utförts under dränerade förhållanden. En analys har gjorts med en modell som kallas för Plane Strain och en med en axialsymmetrisk modell.

4.1.3.5 Plaxis Soft Soil

I Soft Soil används samma indata som i Hardening Soil, med undantag av modulerna (tabell 6). Som beskrivits i kapitel 3.2.3.3 anges istället ett modifierat svällningsindex, κ^* och kompressionsindex, λ^* i Soft Soil. Dessa index har tagits fram genom att plocka värden på C_c och C_r i Hardening Soil och räkna om dem till κ^* och λ^* , därmed fås moduler vars värden är jämförbara. Två analyser har utförts; en analys med odränerad lastpåläggning och en med dränerad lastpåläggning, se kapitel 4.1.3.3 för mer information om hur detta görs i Plaxis.

Tabell 6 Indata för sättningsberäkning med Soft Soil i Plaxis

| <i>Soft-Soil</i> | | 2 | 3 |
|------------------------|----------------------|------------|------------|
| | | Let | Le1 |
| Type | | Undrained | Undrained |
| γ_{unsat} | [kN/m ³] | 18 | 17 |
| γ_{sat} | [kN/m ³] | 18 | 17 |
| k_x | [m/day] | 0,0001 | 0,0001 |
| k_y | [m/day] | 0,0001 | 0,0001 |
| e_{init} | [-] | 2 | 2 |
| K0 nc | [-] | 0,6 | 0,6 |
| OCR | [-] | 2,5 | 1,25 |
| c_k | [-] | 1,00E+15 | 1,00E+15 |
| λ^* | [-] | 0,02 | 0,274 |
| κ^* | [-] | 0,012 | 0,015 |
| c | [kN/m ²] | 4 | 3,5 |
| φ | [°] | 30 | 35 |
| ψ | [°] | 0 | 0 |
| ν_{ur} | [-] | 0,2 | 0,2 |
| K0^{nc} | [-] | 0,6 | 0,6 |

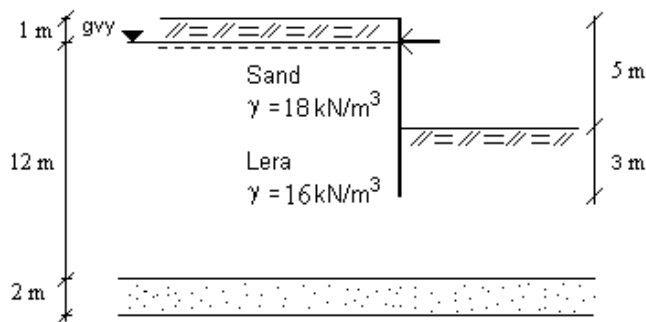
Som nämnts tidigare har beräkningar även gjorts i Soft Soil för ett lastfall som mer liknar det i ett CRS-försök, dessa beräkningar har endast utförts under dränerade förhållanden. En analys har gjorts med en modell som kallas för Plane Strain och en med en axialsymmetrisk modell.

4.2 Jordtryck

En spontkonstruktion har beräknats med hjälp av Sponthandboken, A Ryner m.fl. (1996). Den färdiga konstruktionen har därefter analyserats med hjälp av Slope W och med modellerna Mohr Coulomb och Hardening Soil i Plaxis.

4.2.1 Jordprofil

Även i detta fall har en enkel profil valts, för att så enkelt som möjligt kunna jämföra de olika beräkningsmetoderna. Schaktdjupet har antagits till 5 meters djup.



Figur 28 Profil för jordtrycksberäkning, ej skalenlig ritning

4.2.1.1 Jordlagerföljd

Berg överlagras av 2 m friktionsjord, därefter följer ett lerlager på 12 m och närmast markytan finns ett friktionslager med tjockleken 1 m. Friktionslagret har antagits vara sand och behandlades i beräkningarna som ett dränerande lager.

4.2.1.2 Geohydrologiska parametrar

Grundvattenytan är placerad på 1 meters djup, i gränsen mellan ler- och friktionslagret, och portrycket antas vara hydrostatiskt.

4.2.1.3 Geotekniska parametrar

Samma moduler (E_{ur} , E_{50} och E_{oed}) som tidigare utvärderades från triaxförsöket har används för spontdimensioneringen i Plaxis.

Permeabiliteten, k , i leran utvärderades utifrån CRS-försöket till 0,0001 m/dygn som antas gälla i hela lerlagret. Sanden antas dränerande med permeabiliteten 1 m/dygn.

Tungheten för sanden antas vara 18 kN/m³ och 16 kN/m³ i leran och friktionsvinkeln 38° respektive 35°. Skjuvhållfastheten antas vara 35 kPa och konstant i leran, och överkonsolideringsgraden, är satt till 1,25.

4.2.2 Beräkningar

4.2.2.1 Handberäkning

Analysen har utförts genom att beräkna jordtryck, moment, stagkraft samt spontens utförande enligt rekommendationer i Sponthandboken. Partialkoefficienterna γ_m , γ_n , γ_{sd} samt

bärighetsfaktorn N_{cb} , har även de tagits fram enligt Sponthandboken rekommendationer och återfinns i tabell 7.

γ_m för fyllnadsmaterialet har reducerats med 0,8 och γ_m för leran är framtagen genom att anta gynnsamma förhållanden och därefter reducera parametern med 0,8. N_{cb} sattes initiiellt till 4,1. Detta värde ansågs vara i lägsta laget, då råheten 0,5 har antagits. Därmed togs ett nytt värde på N_{cb} fram, med hjälp av ekvation x, som tar hänsyn till spontens råhet. Det nya värdet på N_{cb} blev 4,62.

$$N_{cb} = 4 \cdot \sqrt{1 + \frac{2r}{3}}, \text{ där } r \text{ är råhet (Sällfors, Geoteknik, 2001).} \quad (25)$$

Följande framräknade parametrar har används vid spontdimensioneringen.

Tabell 7 Parametrar för spontdimensionering

| | |
|--------------------|------|
| r, råhet | 0,5 |
| KA | 0,31 |
| $\gamma_{m, sand}$ | 1,05 |
| $\gamma_{m, lera}$ | 1,44 |
| γ_n | 1,2 |
| γ_{sd} | 1,1 |
| $\gamma_{sd,ncb}$ | 1 |
| Ncb | 4,62 |

Aktivjordtryck, p_a och nettojordtryck, p_{netto} beräknades med ekvation 26, 27 och 28 nedan. För att sedan ta fram erforderlig spontlängd, stagkraft och maximalt moment i spanten ställdes momentjämvikt kring staget upp.

$$\text{Friktionsjord} \quad p_a = \sigma'_0 \cdot K_A + p_w \quad (26)$$

$$\text{Kohesionsjord} \quad p_a = \sigma'_0 - 2 \cdot c + p_w \quad (27)$$

$$p_{netto} = \gamma_{Sd, Ncb} \cdot N_{cb} \cdot \tau_{fid} - (\gamma \cdot H + q_d) \quad (28)$$

Stabilitet i schaktbotten samt hydrauliskbottenupptryckning har kontrollerats enligt Sponthandbokens rekommendationer.

För kontroll av bottenupptryckning har följande villkor kontrollerats.

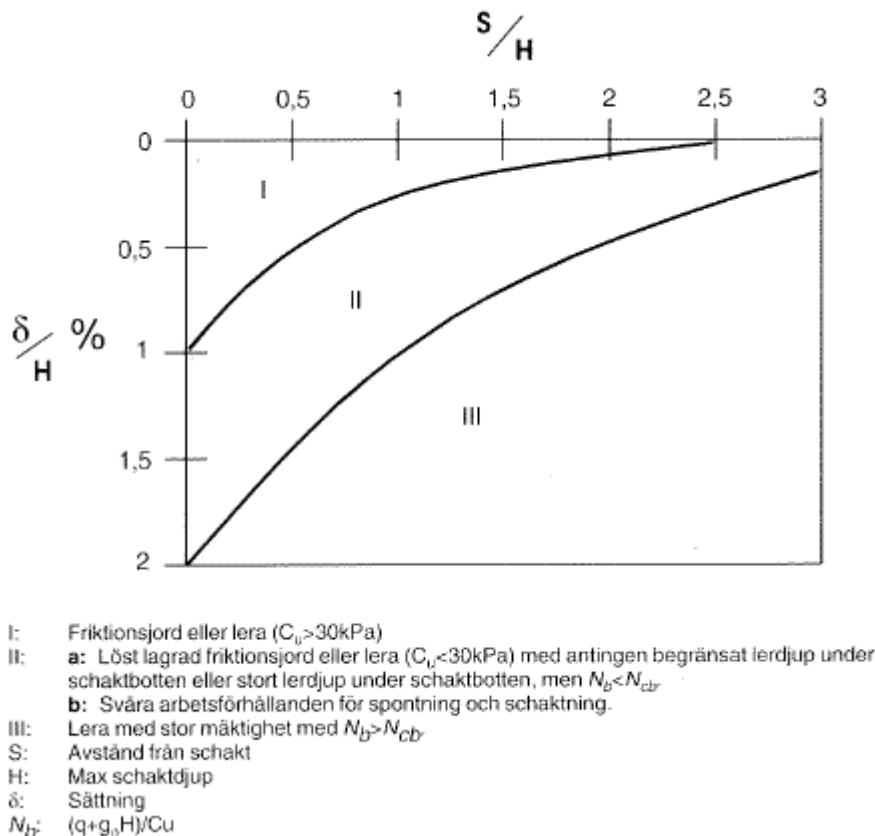
$$N_{cb} \cdot \tau_{fid} \cdot \gamma_{Sd, Ncb} > \gamma \cdot H + q_d \quad (29)$$

Kontroll av hydraulisk bottenupptryckning har gjorts enligt Sponthandboken och ekvation 30 har används:

$$\frac{\rho_m \cdot g \cdot d}{\gamma_{Rd}} > \rho_w \cdot g \cdot H \quad (30)$$

H är höjden från grundvattenyta ner till friktionslagret och d är avståndet från schaktbotten ner till friktionslagret, och γ_{Rd} sätts till 1,1.

Den sättning som uppstår på aktivsidan har beräknats för att kunna jämföra med de horisontella rörelserna i sponten. Sättningen har uppskattats genom empiriskt samband i Sponthandboken, och jämförs med sättningar från Plaxis. Den sättning som empiriskt tagits fram, ligger även till grund för en uppskattning av horisontella rörelser. Sättning och horisontella rörelser är jämförbara eftersom jordvolymen kan anses vara konstant på grund av odränerade förhållanden. Beräkningen av vertikala rörelser har utförts enligt Sponthandboken se figur 29.



Figur 29 För ett visst avstånd och en viss jordtyp ska diagrammet ses som en fördelning av förväntade sättningar. (Ryner, Anders m.fl. 1996 sidan 81)

Område I har valts eftersom $C_u > 30 \text{ kPa}$. Denna beräkning ger den maximala sättningen vid sponten, samt sättningens utbredning. Ekvation 31 och 32 har använts.

$$1 = \frac{\delta}{H}, \quad \text{där } \delta \text{ är sättning och } H \text{ är schaktdjup} \quad (31)$$

$$2,5 = \frac{S}{H}, \quad \text{där } S \text{ är avståndet från schakt och } H \text{ är schaktdjup} \quad (32)$$

4.2.2.2 Slope

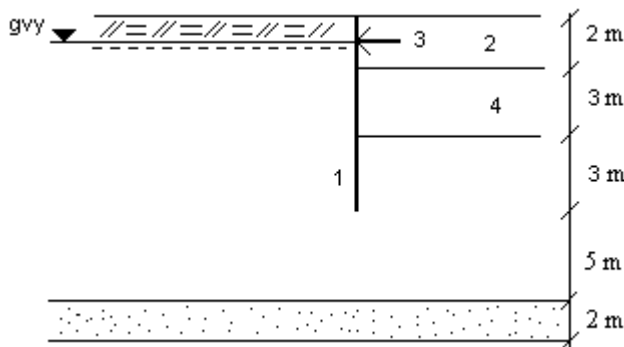
I Slope har samma jordlagerföljd använts som i handberäkningen och analysen har utförts odränerad. De indata som har använts finns i tabell 8.

Tabell 8

| | Fylle/sand | Lera | Friktionsjord |
|-------------------|--------------|-------------------|---------------|
| Soil model | Mohr Coulomb | Undrained (Phi=0) | Mohr Coulomb |
| Tunghet, γ | 18 | 16 | 18 |
| Kohesion | 1 | 35 | 1 |
| ϕ | 38 | 0 | 38 |

4.2.2.3 *Plaxis Mohr Coulomb*

Utförandet av schakten i Plaxis har antagits gå till på följande sätt: Sponten installeras i jorden (1). Schaktetapp ett schaktas först (2), därefter monteras ett stämp (3) som mothållande kraft och slutligen utförs sista schaktetappen (4). Deformationer i samband med spontinstallation har försumrats.



Figur 30 Beräkningssteg i Plaxis, ej skalenlig

Tabell 9 visar indata för Mohr Coulomb i fallen för odränerade parametrar, alt 1, samt med effektiva parametrar, alt 2 för leran. Fyra olika moduler har beräknats och finns inte med i diagrammet. Se sidan x för fastställande av moduler. Tabell 9,10 och 11 visar de indata som har valts för spont och stämp.

Tabell 9 Indata, Mohr Coulomb Plaxis

| <i>Mohr-Coulomb</i> | | 1 | 2 | 2 |
|---------------------|------------------------|----------|-----------|-----------|
| | | let | Le Alt. 1 | Le Alt. 2 |
| Type | | Drained | Undrained | Undrained |
| γ_{unsat} | [kN/m ³] | 18 | 16 | 16 |
| γ_{sat} | [kN/m ³] | 18 | 16 | 16 |
| k_x | [m/day] | 1 | 0,001 | 0,001 |
| k_y | [m/day] | 1 | 0,001 | 0,001 |
| e_{init} | [-] | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| c_k | [-] | 1,00E+15 | 1,00E+15 | 1,00E+15 |
| ν | [-] | 0,2 | 0,35 | 0,35 |
| c_{ref} | [kN/m ²] | 1 | 35 | 3,5 |
| ϕ | [°] | 38 | 0 | 35 |
| ψ | [°] | 0 | 0 | 0 |
| $c_{increment}$ | [kN/m ² /m] | 0 | 0 | 0 |
| $R_{inter.}$ | [-] | 0,5 | 0,5 | 0,5 |

Tabell 10 Dimension för spont

| No. | Identification | EA | EI | w | v | Mp | Np |
|-----|----------------|----------|-----------------------|----------|-----|----------|----------|
| | | [kN/m] | [kNm ² /m] | [kN/m/m] | [-] | [kNm/m] | [kN/m] |
| 1 | PU8_240 | 2,44E+06 | 24402 | 0,91 | 0 | 1,00E+15 | 1,00E+15 |

Tabell 11 Dimension för stämp

| No. | Identification | EA | Fmax,comp | Fmax,tens | L spacing |
|-----|----------------|---------|-----------|-----------|-----------|
| | | [kN] | [kN] | [kN] | [m] |
| 1 | Stämp | 2000000 | 1,00E+15 | 1,00E+15 | 5 |

Porvattentrycket har simulerats på två olika sätt, dels med funktionen ”Cluster dry” och dels genom att manuellt dra grundvattenytan utefter sponten och längs med schakten. Skillnaderna mellan de två varianterna är att det uppstår en grundvattensänkning i sanden då man manuellt placerar grundvattenytan. Med Cluster Dry däremot, blir det ingen sänkning i sanden. Största delen av beräkningarna har gjorts med manuell placering av grundvattenytan.

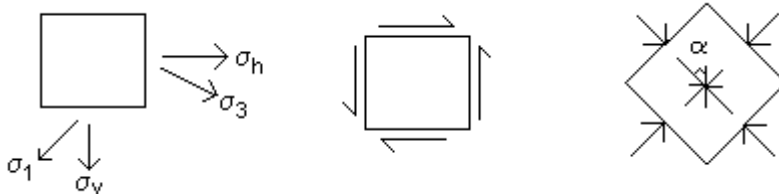
Vid jordtrycksberäkningar har spänningsvägarna utvärderas för att avgöra vilken modul, E_{50} eller E_{ur} , som är av störst betydelse för resultaten. Detta har utförts genom att plotta skjuvspänningen, τ , på y-axeln och skjuvdeformationen, γ , på x-axeln för att därefter beräkna lutningen, det vill säga skjuvmodulen G . Se ekvation 33.

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (33)$$

Utifrån G har sedan E beräknats på följande sätt:

$$E = 2 \cdot G(1 + \nu) \quad (34)$$

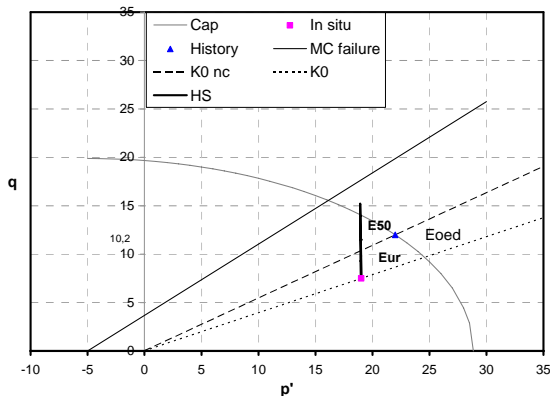
I en första ansats kontrollerades endast huvudspänning och skjuvspänningens huvudriktning för att beräkna en modul. På grund av att spänningarna byter riktning och spänningarnas storlek ändras var det komplicerat att tyda grafen $\tau - \gamma$ och svårt att utvärdera en modul därifrån. σ'_1 , σ'_h , σ'_3 , och σ'_v plottades och därefter undersöktes om rotation uppstått i jorden. Se figur 49.



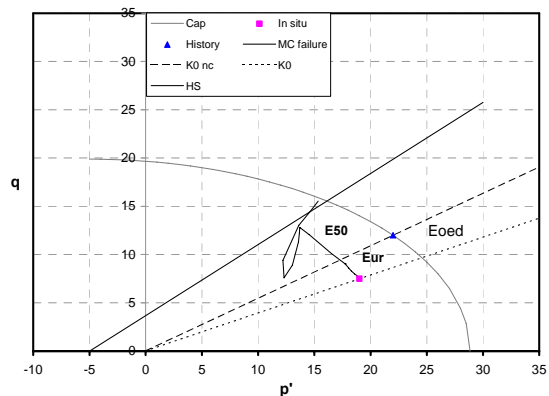
Figur 31 Principskiss över spänningsriktningar

Rotationsvinkeln, α , har beräknats genom att Mohrs cirkel plottas tillsammans med τ_{xy} , och genom geometri har vinkeln sedan beräknats ut. Se kapitel x.

Problem uppstod vid framtagandet av modul efter spänningsvägarna eftersom huvudspänningsriktningarna roterade. Istället analyserades moduler från beräkningar i Mohr Coulomb för att se vilken som bäst stämmer överens med Hardening Soil. Vid jordtrycksberäkning med modellen Mohr Coulomb kan endast en modul, E^{ref} , läggas in. E^{ref} har beräknats fram utifrån E_{50} och E_{ur} . Dessa moduler antas dominera vid beräkning av jordtryck på grund av att spänningsvägarna inte tenderat att röra sig i området för E_{oed} . Figur 32 visar det odränerade fallet där horisontala spänningarna minskar samtidigt som de vertikala spänningarna är konstanta. Detta medför endast en förflyttning längs q-axeln, och av den orsaken kommer inte spänningsvägen att röra sig i området för modul E_{oed} . Figur 33 visar spänningsvägen för dränerad beräkning. I detta fall minskar både vertikal samt horisontalspänningarna, och medför i sin tur att spänningsvägen rör sig inåt mot q-axeln. På så sätt berörs inte heller i detta fall området för E_{oed} .



Figur 32 Spänningsväg, odränerad simulering



Figur 33 Spänningsväg, dränerad simulering

Spänningsvägen förväntas inte träffa konen (se figur 32,33) därför anses att modulen E_{oed} inte är dominerande i spontberäkningen. Följande två moduler i Mohr Coulomb har används och utvärderats.

$$E = 250 \cdot c_{uk} \text{ vilket ger en modul på } 8\,750 \text{ kPa som närmast motsvarar } E_{50}$$

$$E = 3 \cdot 250 \cdot c_{uk} \text{ vilket ger en modul på } 26\,250 \text{ kPa som närmast motsvarar } E_{ur}$$

Ovan samband av moduler mellan moduler och odränerad skjuvhållfasthet har tagits fram empiriskt. Detta är ett vanligt sätt att förenkla modulen, och är därför intressant att ha med i jämförelsen. Ytterligare två moduler, som framtagits ur tidigare nämnda laborieförsök, har utvärderats. Ekvation 35 har använts

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \frac{(a + \sigma'_3 \sin \phi)}{(a + p^{ref} \sin \phi)} \quad (35)$$

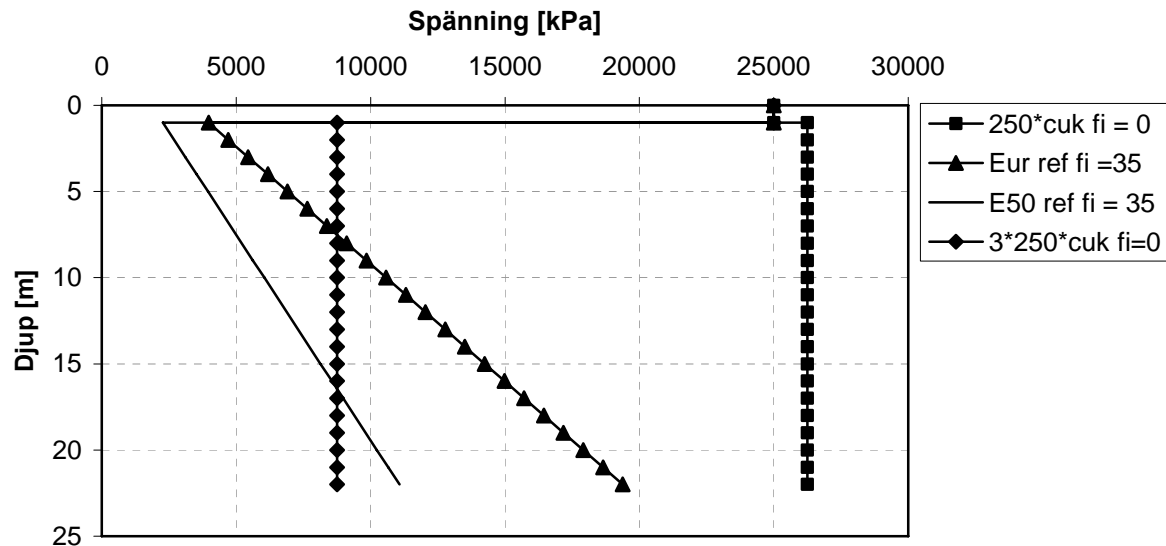
Där E_{50} är utvärderat från laborieförsök och normaliserad med avseende på $p_{ref} = 100 \text{ kPa}$. För beräkning av E_{50} och E_{ur} vid överkant lera sätts $\sigma'_3 = 0,6 \cdot \sigma'_1$ och en modul med en ökning mot djupet har beräknats.

$$E_{50} = 2272 \text{ kPa överkant lera, med en ökning motsvarande } 419 \text{ kPa/m}$$

$$E_{ur} = 3976 \text{ kPa överkant lera med en ökning motsvarande } 733 \text{ kPa/m}$$

E_{ur} beräknas på samma sätt. Figur 34 visar en sammanställning av de fyra modulernas variation mot djupet.

Odränerad analys har prioriterats där effektiva parametrar och odränerade parametrar har använts och jordtryck, spontrörelse, rotation samt sättning på aktiva sidan har beräknats. Skälet till att studera både effektiva och odränerade hållfasthetsparametrar är för att bättre kunna jämföra de båda jordmodellerna. Spontrörelse samt sättning tas enkelt fram ur Plaxis, jordtryck däremot, har beräknats genom derivering av tvärkraften.



Figur 34 Modulernas variation med djupet

4.2.2.4 Plaxis Hardening Soil

Indata samt utförande av schakt har genomförts på samma sätt som för beräkning i modellen Mohr Coulomb. Dock skiljer sig framtagning av moduler mellan modellerna. Tabell x visar indata för Hardening Soil, där till skillnad från Mohr Coulomb tre moduler läggs in, E_{ur}^{ref} , E_{50}^{ref} samt E_{oed}^{ref} . Kapitel 3.2.3.2.. Tabell 12 visar indata i Hardening Soil, där två alternativ används. Alternativ 1 är en simulering med dränerade parametrar och alternativ 2 med odränerade parametrar.

Tabell 12 Indata Hardening Soil

| Hardening Soil | | 1 | 2 | 2 |
|------------------|----------------------|----------|-------------|-------------|
| | | let | Alt. 1 le 1 | Alt. 2 le 1 |
| Type | | Drained | Undrained | Undrained |
| γ_{unsat} | [kN/m ³] | 18 | 16 | 16 |
| γ_{sat} | [kN/m ³] | 18 | 16 | 16 |
| k_x | [m/day] | 1 | 0 | 0 |
| k_y | [m/day] | 1 | 0 | 0 |
| e_{mit} | [-] | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| e_{min} | [-] | 0 | 0 | 0 |
| e_{max} | [-] | 999 | 999 | 999 |
| c_k | [-] | 1,00E+15 | 1,00E+15 | 1,00E+15 |

| | | | | |
|-------------------|----------------------|---------|---------|---------|
| E_{50}^{ref} | [kN/m ²] | 15000 | 10000 | 10000 |
| E_{oed}^{ref} | [kN/m ²] | 8554,47 | 6557,92 | 6557,92 |
| power (m) | [-] | 1 | 1 | 1 |
| c_{ref} | [kN/m ²] | 1 | 35 | 3,5 |
| φ | [°] | 38 | 0 | 35 |
| ψ | [°] | 0 | 0 | 0 |
| E_{ur}^{ref} | [kN/m ²] | 30000 | 22149 | 22149 |
| $\nu_{ur}^{(nu)}$ | [-] | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| p^{ref} | [kN/m ²] | 100 | 100 | 100 |
| R_f | [-] | 0,9 | 0,9 | 0,9 |
| R_{inter} | [-] | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| δ_{inter} | [m] | 0 | 0 | 0 |

Indata för spont och stämp är samma som för beräkning i Mohr Coulomb se tabell 10 och 11.

Genom kurvanpassning har E_{50} och E_{ur} framtagits, se kapitel 3.2.3.2. E_{50} utvärderades till 8 MPa och E_{ur} till 14 MPa. Därpå beräknades E_{ur}^{ref} och E_{50}^{ref} enligt ekvation 9 och 10. Denna kombination mellan E_{ur}^{ref} och E_{50}^{ref} fungerar inte i Plaxis då kurvan E_{50} är en hyperbel och lutningen av E_{50} måste vara dubbelt så stor som E_{ur} . Anledningen är att vid avlastning skulle det låga värdet på modulen E_{ur} medföra negativa värden på töjningen. I spontberäkningen i Plaxis har värdet på E_{ur} satts till 14 MPa, medan värdet på modulen E_{50} har anpassats så att det uppfyller kriteriet $2 \cdot E_{50} < E_{ur}$.

De indata som har används är $E_{ur}^{ref} = 22,15$ MPa och $E_{50}^{ref} = 10$ MPa. Framräknade moduler som var önskat att använda var: $E_{ur}^{ref} = 22,15$ MPa och $E_{50}^{ref} = 12,66$ MPa.

Spänningsvägar och rotation har utvärderats på samma sätt som för jordmodellen Mohr Coulomb. Ytterligare granskning av σ_3 har gjorts i Hardening Soil, och en modul har beräknats i de olika beräkningsstegen för att sedan jämföras med spänningsvägen i q- ϵ diagrammet. Detta har gjorts för att jämföra och undersöka vilken modul som dominerar. Således är det svårt att veta vilken modul som används i Plaxis eftersom programmet byter mellan de tre modulerna beroende på var i spänningsrymden beräkningen befinner sig.

5 RESULTAT OCH JÄMFÖRELSE AV BERÄKNINGAR

5.1 Resultat och jämförelse av sättningsberäkningar

De resultat från sättningsberäkningarna som kommer redovisas och jämföras är totalsättning, spänningsvägar i p-q diagram, använda moduler och sättningsberäkningarnas tidsberoende. Spänningsvägar i p-q diagram kommer endast att jämföras de olika modellerna i Plaxis emellan. En analys av varför skillnader har uppstått i de olika beräkningsmetoderna ges, i de fall en förklaring har kunnat tas fram, i kapitel 6. I flera fall har dock ingen förklaring till skillnader hittats på grund av problemets komplexitet och dessa skillnader finns då nämnda i kapitel 7.3.

5.1.1 Totalsättning

Slutsättning har beräknats under vägbanken med handberäkning, Embankco, samt Mohr Coulomb, Hardening Soil och Soft Soil i Plaxis. Handberäkningen ger en slutsättning som motsvaras av medelsättningen under banken, medan resultatet från Embankco visar maximal slutsättning. Tabell 13 visar, för Plaxisberäkningarna, maximal slutsättning mitt under vägbanken.

Slutsättningarna varierar från 1,71 m i Embankco och 1,83 m i handberäkningen till 2,25 m i Plaxis (Hardening Soil). Då handberäkningen visar medelsättningen under vägbanken kan denna dock inte jämföras med övriga resultat. Konstateras kan att sättningen i Embankco är i samma storleksordning som de framräknade sättningarna i Plaxis.

Tabell 13 Resultat för beräkning av slutsättning

| Beräkningsmetod | Slutsättning [m] |
|--|------------------|
| Handberäkning | 1,83 |
| Embankco | 1,71 |
| Plaxis MC odränerad lastpåläggning + konsolidering | 2,21 |
| Plaxis HS odränerad lastpåläggning + konsolidering | 2,25 |
| Plaxis SS odränerad lastpåläggning + konsolidering | 2,02 |
| Plaxis MC dränerad analys | 1,92 |
| Plaxis HS dränerad analys | 2,04 |
| Plaxis SS dränerad analys | 1,91 |

Slutsättning har även beräknats för lastfallet som liknar ett CRS-försök (last med oändlig utbredning i horisontalled) i en axialsymmetrisk modell och i "Plane Strain". Tabell 14 visar att sättningarna blir samma för respektive jordmaterialmodell i axialsymmetrisk modell och i Plane Strain. Dessutom blir sättningarna i Hardening Soil och Soft Soil samma. Angivna indata för dessa modeller är samma.

Tabell 14 Resultat för beräkning av slutsättning - last med oändlig utbredning

| Modell | Plaxis MC | Plaxis HS | Plaxis SS |
|--------------|-----------|-----------|-----------|
| Axialsym | 1,72 | 2,31 | 2,32 |
| Plane Strain | 1,72 | 2,31 | 2,32 |

5.1.2 Spänningsvägar i p-q diagram

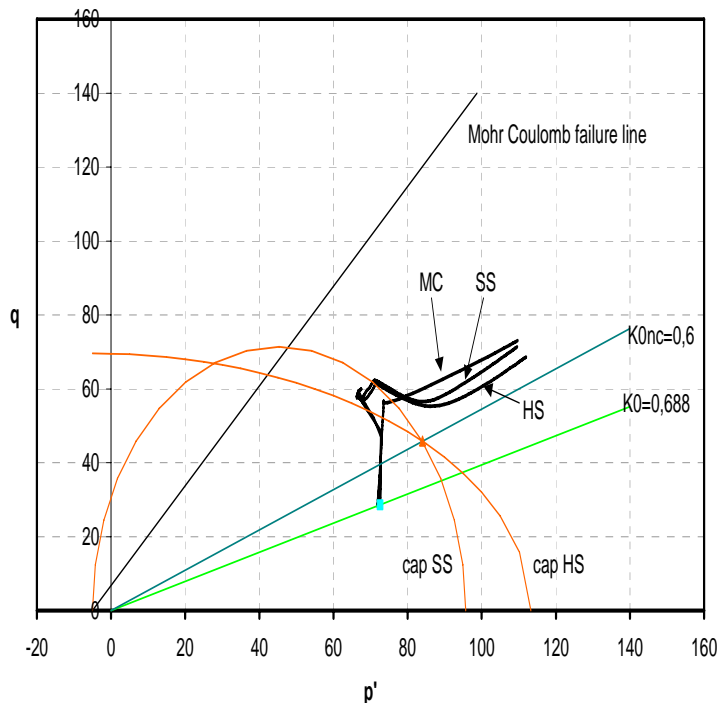
Då det endast är från Plaxis som det är möjligt att plotta spänningsvägar i p-q diagram, kommer resultat endast redovisas därifrån.

Figur 34 visar i p-q diagram spänningsvägarna för sättningförloppet i Mohr Coulomb, Hardening Soil och Soft Soil i en punkt rakt under vägbanksmitt på nivån 10,05 m, dvs. på 9,95 m djup. Spänningssituationen för denna punkt finns i tabell 15 och punkten kommer i fortsättningen benämnas punkt A.

Tabell 15 Spänningssituation för punkt A

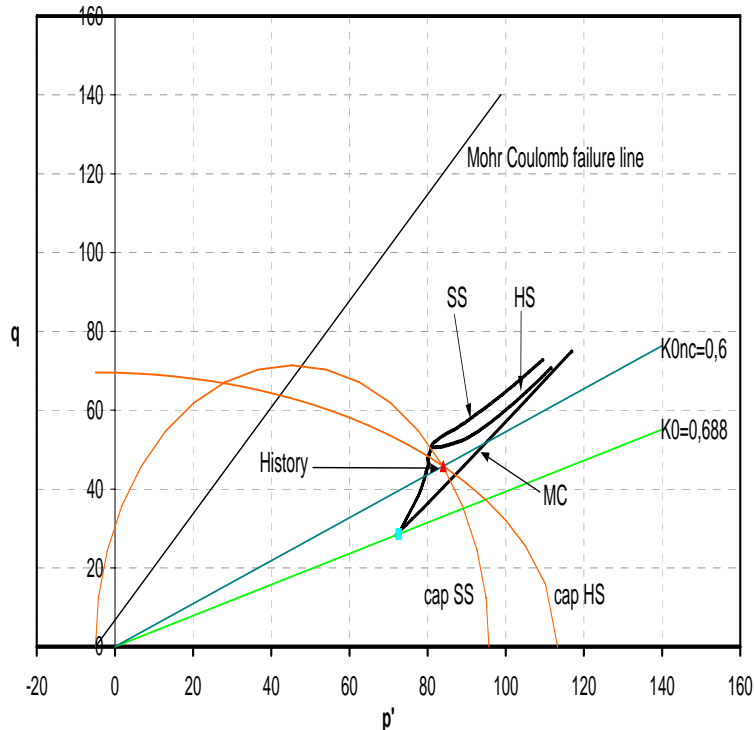
| Punkt A | $\sigma'1 (= \sigma'_{v0})$ | $\sigma'2$ | $\sigma'3$ | p' | q |
|---------------------------------------|-----------------------------|------------|------------|------|------|
| In situ | 91,65 | 63,05 | 63,05 | 72,6 | 28,6 |
| History ($=f(\sigma'_c, K_0^{nc})$) | 114,6 | 68,7 | 68,7 | 84 | 45,8 |

Beräkningen har gjorts med odränerad lastpåläggning och sedan konsolideras leran. När pålastningen sker odränerat ökar deviatorspänningen och porövertryck byggs upp. Under denna del av beräkningarna används i Hardening Soil och i Soft Soil, modulerna E_{ur} respektive κ^* för beräkning av töjningar. Efter det att spänningarna stöter på kappan (CAP) börjar konsolideringsfasen, i detta område används i Hardening Soil först E_{50} och sedan när kurvan blir mer linjär E_{oed} för beräkning av töjningarna. Figur 35 visar även att den inritade kappan inte stämmer överens med den som används i Plaxis. Skillnaden beror av att den inritade kappan är framtagen med ekvationer som gäller för axialsymmetrisk lastning. För vidare förklaring se kapitel 6.



Figur 35 Spänningsvägar för Mohr Coulomb, Hardening soil och Soft Soil, odränerad analys

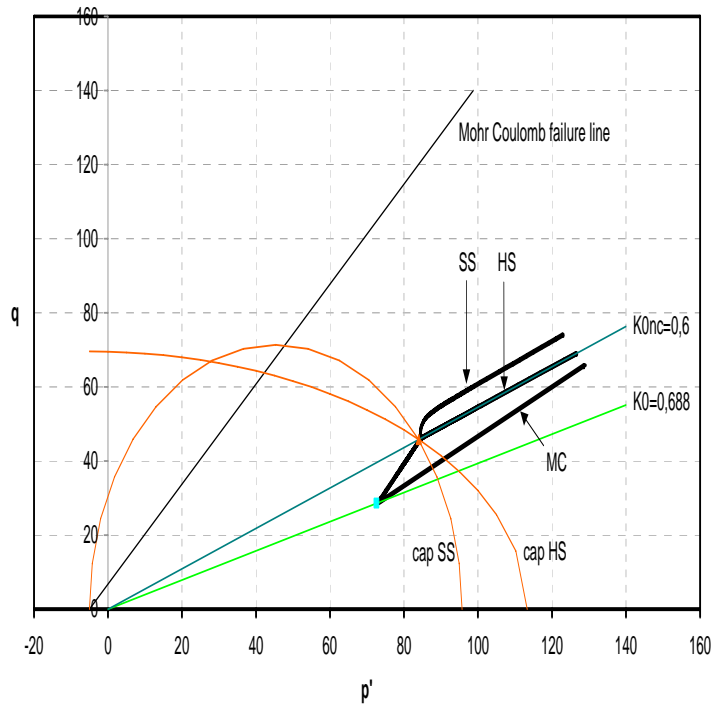
Figur 36 visar spänningsvägarna för beräkningen med dränerad lastpåläggning för samma punkt som i figur 35 (punkt A). Värt att notera är att kurvan för Hardening Soil och Soft Soil inte går genom "History-punkten", vilket de borde göra om spänningssituationen för punkt A hade kunnat liknas vid en axialsymmetrisk lastsituation.



Figur 36 Spänningsvägar för Mohr Coulomb, Hardening soil och Soft Soil, dränerad analys

Figur 37 visar spänningsvägarna för en punkt på djupet 10 m under en last som har oändlig utbredning i både x- och y-led. Sex simuleringar är inlagda i diagrammet. Att det ser ut som om det endast är tre beräkningar gjorda beror på att spänningsvägen för axialsymmetrisk modell och "Plane strain"-modellen är samma för respektive jordmaterialmodell.

Under pålastningen styr $\nu_{ur}=0,2$ spänningsvägen i Hardening Soil och Soft Soil fram till dess att spänningarna träffar kappan och därefter styr K_0^{nc} beräkningen i Hardening Soil. Spänningsutvecklingen i Soft Soil har en lutning som motsvaras av ett K_0 -värde $=0,58$, vilket inte kan förklaras med angivna indata. I simuleringen i Mohr Coulomb kan inget förkonsolideringstryck anges och därmed styr $\nu=0,35$ både pålastning och konsolidering. Genom att kontrollera vid vilken spänning som "Cap points" fås i Hardening Soil och Soft Soil och sedan jämföra detta med figuren nedan konstateras att "Cap HS" och "Cap SS" är korrekt modellerade.

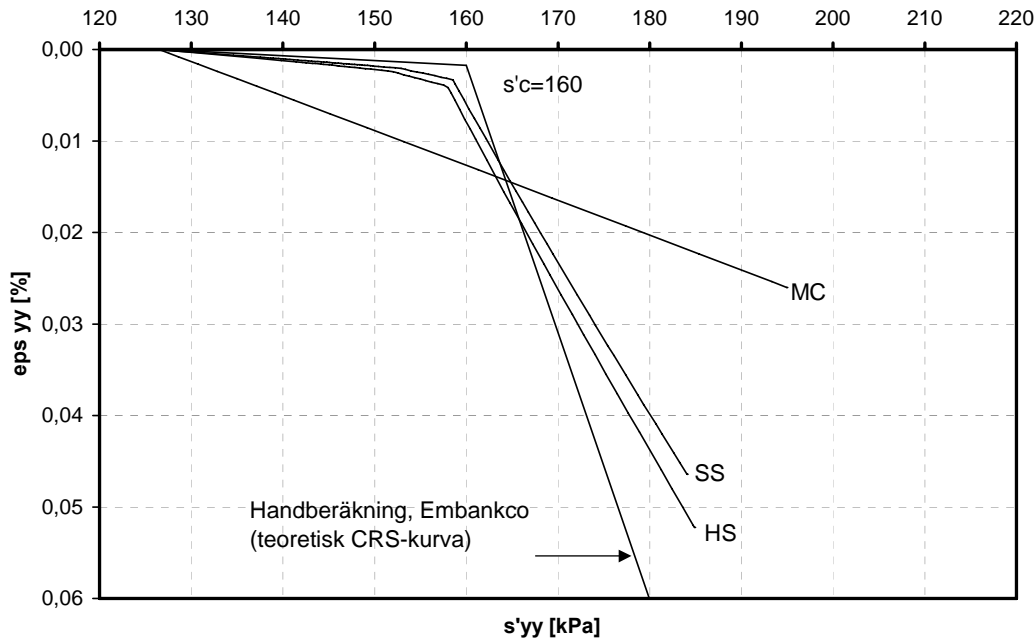


Figur 37 Spänningsvägar för last med oändlig utbredning, dränerad analys

5.1.3 Moduler

I detta kapitel jämförs först vilka moduler som har använts i de olika beräkningsmetoderna och sedan jämförs data från körningarna i Plaxis med de indata som lagts in i respektive jordmaterialmodell. Jämförelsen de olika beräkningsmetoderna emellan görs i spänning-töjning diagram, medan jämförelsen jordmaterialmodellerna i Plaxis emellan görs dels i p-q diagram, dels i modul-spänning diagram.

För att se hur lika modulerna som används i de olika beräkningsmodellerna är, har vertikalspänningen plottats mot töjningen i vertikalled. Kurvan gäller för en punkt rakt under vägbanksmitt på djupet 15 m, där förkonsolideringstrycket är 160 kPa. Figur 38 visar att de moduler som används i handberäkningen och i Embankco är väldigt lika de som Plaxis använder i Hardening Soil och Soft Soil. Kurvan från Mohr Coulomb visar att modelleringen i denna modell skiljer sig från de övriga. Observera att i figuren har endast en liten del av den ursprungliga CRS-kurvan plottats (kurvan finns i sin helhet i figur 24, kapitel 4.1.2.1).



Figur 38 Jämförelse av använda tangentmoduler för beräkning i punkt A

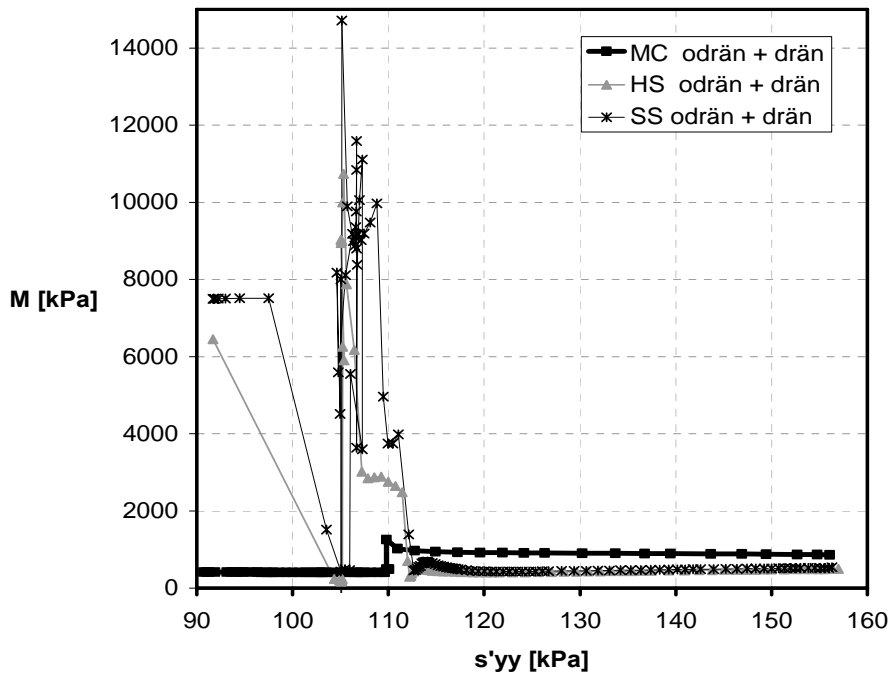
För att jämföra de moduler som används i de olika jordmaterialmodellerna i Plaxis har tangentmodulen beräknats enligt ekvation 36. Detta ger endast en approximation av den modul som används då töjningar även uppstår i x- och z-led. Modulen som räknas fram kan endast jämföras med det värde på E_{oed} som anges i Plaxis. Att titta på modulerna E_{50} och E_{ur} anses inte vara nödvändigt, då sättningarnas storlek i huvudsak styrs av E_{oed} (ödometermodulen).

$$M = \frac{\Delta \sigma'_{yy}}{\Delta \varepsilon_{yy}} \quad (36)$$

Figur 39 visar hur modulen varierar med ökad spänning i en punkt mitt under vägbanken på ett djup av 10 m (punkt A). I denna punkt är $\sigma'_{v0} = 91,7$ kPa. Jordprofilen är odränerad under pålastningen och sedan konsoliderar leran. Modulen för kurvan ”SS odrän+drän” är hög fram till dess att spänningarna träffar kappan vid $s'_{yy} = 105$ kPa. Därefter blir modulen låg för att sedan stiga igen till dess att spänningarna träffar kappan igen vid $s'_{yy} = 110$ kPa. Från $s'_{yy} = 113$ kPa konsolideras leran och modulen är låg (ca 500 kPa, vilket motsvaras av λ^* ungefär 0,2). I ett litet område minskar s'_{yy} , för att sedan öka igen.

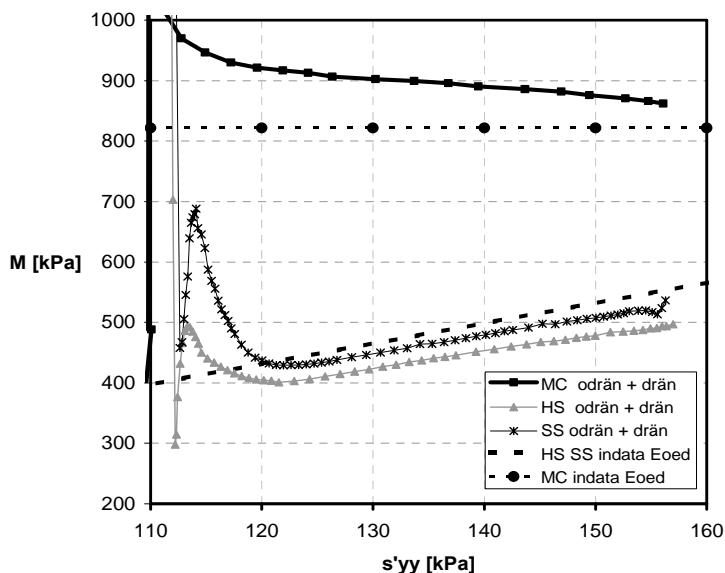
Kurvan ”HS odrän+drän” träffar K_0^{nc} -linjen direkt och modulen är väldigt låg (E_{50}) till en början. Sedan ökar modulen kraftigt och är hög fram till dess att leran börjar konsolidera vid $s'_{yy} = 112$ kPa.

Modulen i jordmaterialmodellen Mohr Coulomb ligger på drygt 400 kPa fram till $s'_{yy} = 109$ kPa, därefter ökar modulen för att sedan variera mellan 1 260 kPa och 860 kPa.



Figur 39 Tangentmodulens variation med ökad spänning för punkt A, odränerad lastpåläggning

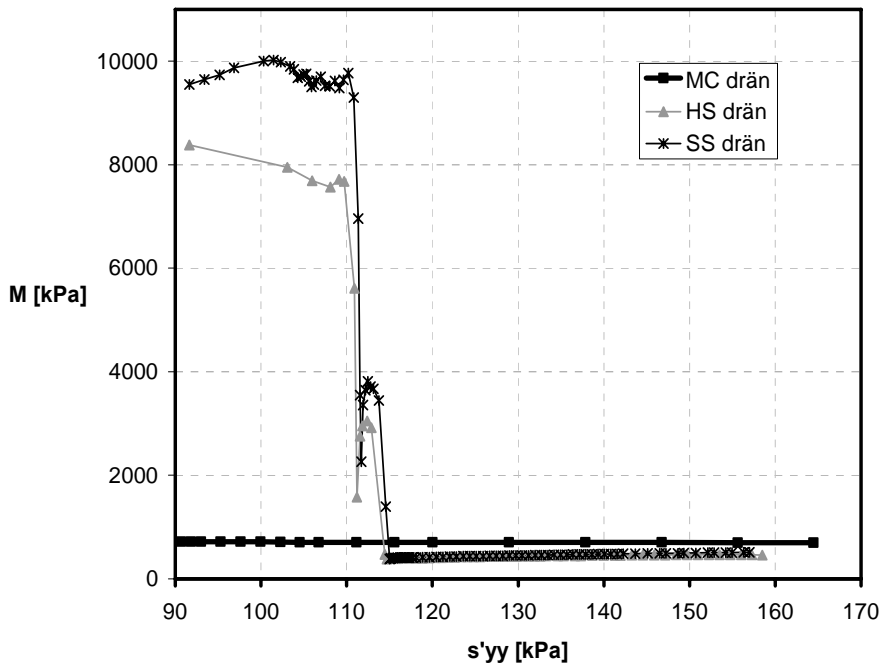
I figur 40 syns en förstoring av området $s'_{yy}=110$ kPa till $s'_{yy}=160$ kPa. Jämförs den streckade linjen ”HS SS indata Eoed” konstateras att både Hardening Soil och Soft Soil använder den modul som angivits i indata. Den modul som används i Mohr Coulomb avviker dock från det angivna värdet på E_{oed} , ”MC indata Eoed”.



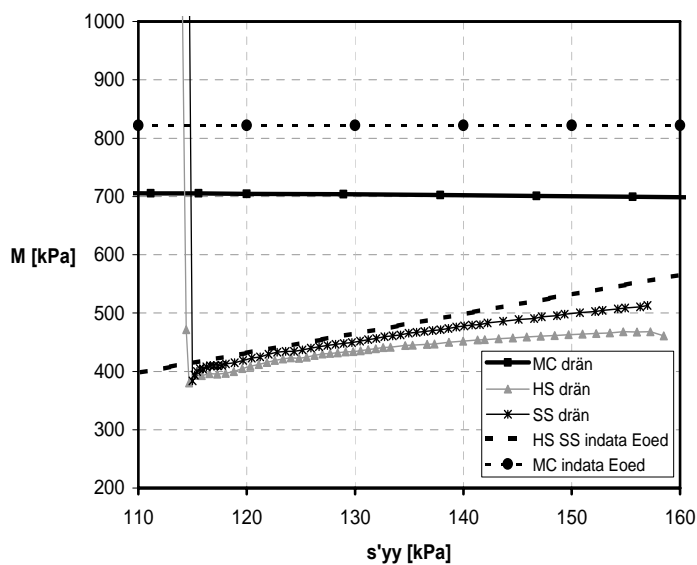
Figur 40 Tangentmodulens variation med ökad spänning för punkt A, odränerad lastpåläggning (förstoring)

Figur 41 visar hur modulen varierar med ökad spänning i en punkt mitt under vägbanken på ett djup av 10 m (punkt A). Jordprofilen är dränerad under hela simuleringen, det vill säga inga porövertryck byggs upp under det att lasten påförs. I figuren syns tydligt att modulen är hög för beräkningen i Hardening Soil och Soft Soil, ”HS drän” och ”SS drän”, fram till dess att spänningarna träffar kappan (vid $s'_{yy}=111$ kPa respektive $s'_{yy}=112$ kPa). Därefter sjunker

modulen och jämförs denna med E_{oed} eller λ^* som angivits i Plaxis, "HS SS indata E_{oed} ", har den ungefär samma värde och följer samma tendens att öka som "HS SS indata E_{oed} " (se figur 41). Modulen som angivits i Mohr Coulomb, "MC indata E_{oed} ", är obetydligt högre (ca 820 kPa) än den modul som framräknats med ekvation x, "MC drän".

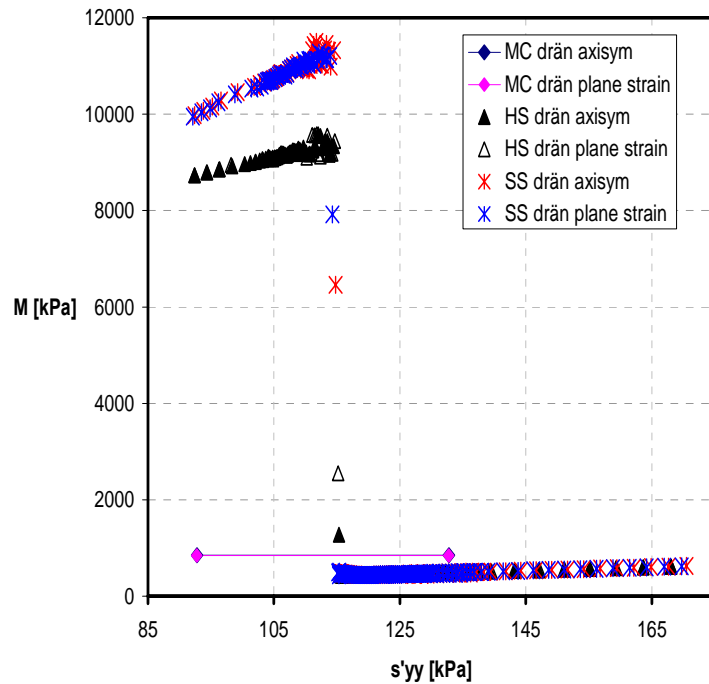


Figur 41 Tangentmodulens variation med ökad spänning för punkt A, dränerad lastpåläggning



Figur 42 Tangentmodulens variation med ökad spänning för punkt A, dränerad lastpåläggning (förstoring)

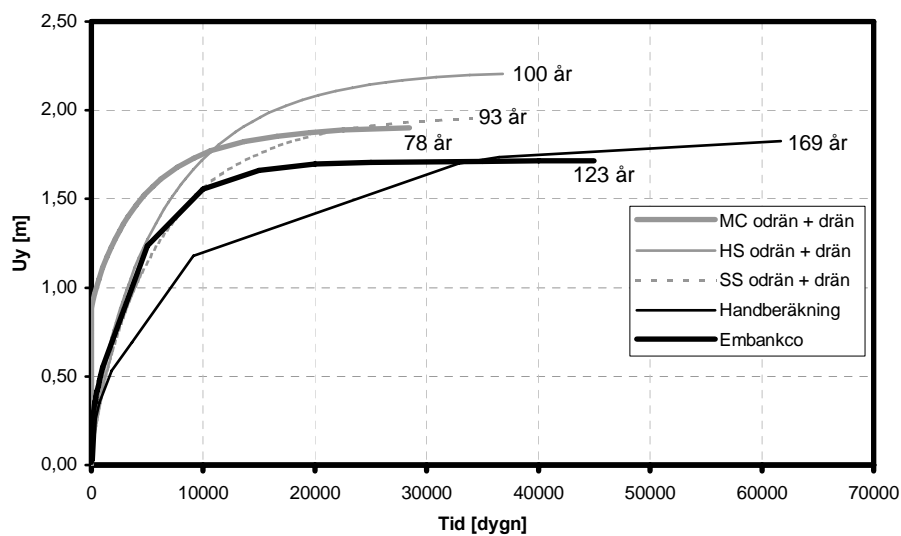
Figur 43 visar hur modulen varierar med vertikalspänningen, s'_{yy} för beräkningen av en last med oändlig utbredning. Anmärkningsvärt är att modulen i Soft Soil är högre än den i Hardening Soil fram till förkonsolideringstrycket, trots att värden på κ^* och λ^* är framräknade ur indata som används i Hardening Soil. Modulen i Mohr Coulomb ligger på 845 kPa, vilket är väldigt nära det värde som angivits i indata.



Figur 43 Tangentmodulens variation med ökad spänning för punkt på ca 10 m djup, dränerad analys för last med oändlig utbredning

5.1.4 Sättning – tid

Figur 44 redovisar sättningarnas tidsberoende. Värt att notera är att de momentana sättningarna i Plaxis Mohr Coulomb är större än i de övriga beräkningsmodellerna. Dessutom visar jämförelsen tydligt att konsolideringsförloppet är betydligt längre i handberäkningen, jämfört med de övriga beräkningarna. Embankco, Hardening Soil och Soft Soil har ett mycket likt beteende i början av konsolideringsförloppet.

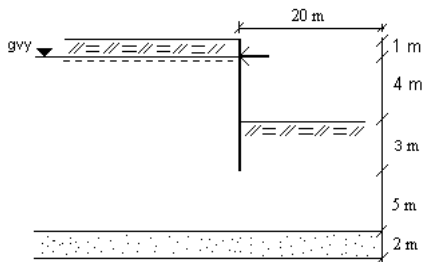


Figur 44 Konsolideringsförloppets tidsberoende

5.2 Resultat och jämförelse av spontberäkningar

För spontberäkning har stagkraft, maxmoment, säkerhetsfaktor, modul, jordtryck, horisontella rörelser, glidytor, rotation samt sättning vid sponten på aktiva sidan jämförts. Figur 45 visar jordprofilen som använts vid spontberäkning.

Beräkningssätten har olika möjligheter att presentera resultat, där Embankco endast ger säkerhetsfaktor, spontlängd och glidyta. Av det skälet finns inte Embankco med i alla resultat och jämförelser som kapitlet behandlar.



Figur 45 Profil för spontberäkning

5.2.1 Resultat från spontberäkningar

Tabell 16 visar framräknade resultat från de olika programmen och modellerna.

Tabell 16 Resultat, spontberäkningar

| Typ | Spontlängd [m] | Stagkraft [kN/m] | Maxmoment [kNm/m] | Fc |
|-----------------------------------|----------------|------------------|-------------------|-------|
| Slope | 8 | - | - | 2,35 |
| Plaxis MC 3*250*cuk fi = 0 c= 35 | 8 | 66 | 25 | 2,18 |
| Plaxis MC 250*cuk fi = 0 c= 35 | 8 | 83 | 50 | 2,2 |
| Plaxis HS fi = 0 c = 35 | 8 | 79 | 49 | 2,2 |
| Plaxis MC E50 fi =35 c = 3,5 | 8 | 84 | 68 | 1,92 |
| Plaxis MC Eur fi = 35 c = 3,5 | 8 | 73 | 52 | 1,92 |
| Plaxis HS fi = 35 c = 3,5 | 8 | 82 | 92 | 1,92 |
| Handberäkning (brottgräns) | 8 | 48,4 | 109 | ~1 |
| Plaxis HS fi = 0 c = 22 | 8 | 122 | 129 | 1,11 |
| Plaxis MC 3*250*cuk fi = 0 c = 22 | 8 | 102 | 72 | 1,125 |

Det maximala momentet från handberäkningen visade sig ligga på nivån 11 m, och för beräkningarna i Plaxis på nivåer mellan 11,25-11,75 meter. Se tabell 17.

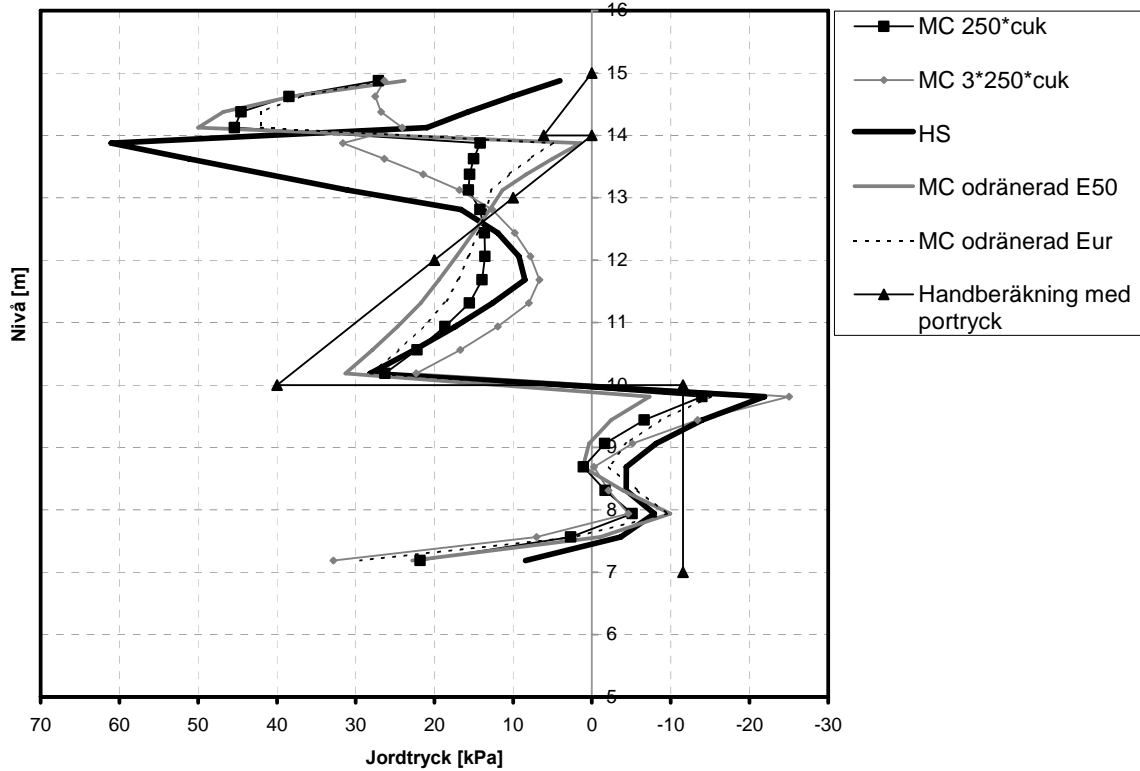
Tabell 17 Läge för momentmax

| | nivå [m] |
|--|----------|
| Hardening Soil effektiva parametrar | 11,5 |
| Mohr Coulomb 250*cuk effektiva parametrar | 11,25 |
| Mohr Coulomb 3*250*cuk effektiva parametrar | 11,75 |
| Mohr Coulomb E50 effektiva parametrar | 11,25 |
| Mohr Coulomb Eur effektiva parametrar | 11,5 |

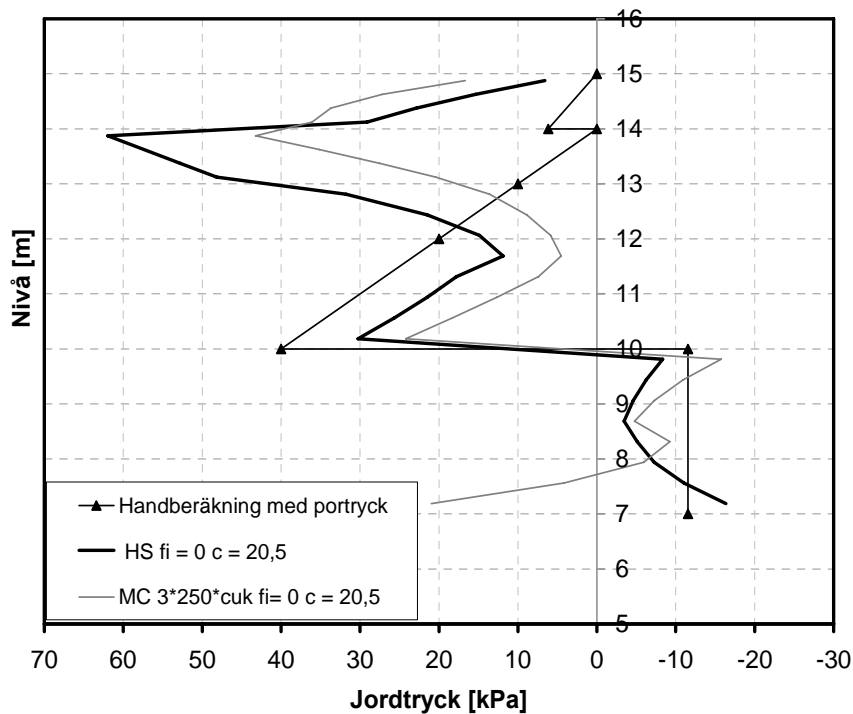
Bottenuppträckning har kontrollerats och är enligt beräkningarna tillfredsställande. Spontens utförande har beräknats och spont Pu 8 har valts. Hydraulisk bottenuppträckning har kontrollerats men klarar, med handberäkning, inte det uppsatta kriteriet, se ekvation 30. Om partialkoefficienten, γ_{Rd} sätts till 1, beräknas hydraulisk bottenuppträckning på samma sätt som i Plaxis. Därför valdes att behålla de indata som tidigare tagits fram. Samtliga handberäkningar har utförts enligt Sponthandbokens rekommendationer.

5.2.2 Jordtryck

Jordtryck mot sponten har beräknats och jämförts för handberäkning, samt Hardening Soil och Mohr Coulomb i Plaxis. Vid beräkning av jordtryck i handberäkning har enkel tabellform använts se ekvation 26-28. För att kunna ta fram jordtrycket i beräkningarna som gjorts i Plaxis har tvärkraften i sponten deriverats. Figur 46 visar att jordtrycket på sponten vid nivån 12,5-11m, är betydligt lägre för beräkningar i Plaxis än för handberäkningen. Samma beräkning utfördes med parametrar för brottgränstillstånd, $\Phi = 22$, och $c = 2$ (figur 47). Då noterades ett liknande beteende, med lägre jordtryck vid nivå 12,5-11 m, som från beräkningen i brukgränstillstånd.



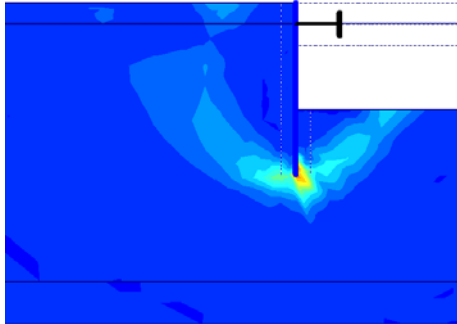
Figur 46 Jordtryck i bruksgränstillstånd



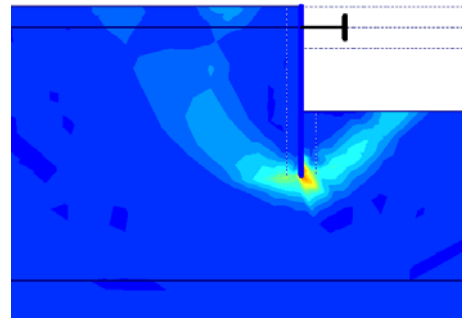
Figur 47 Jordtryck i brottgränstillstånd

5.2.3 Glidyta

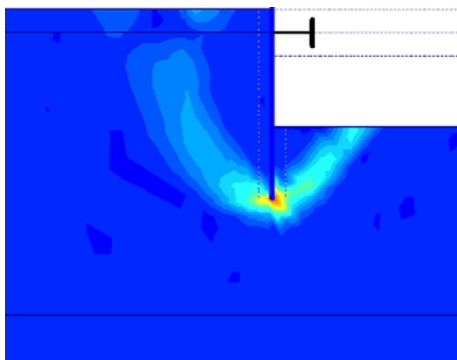
Glidytor som jämförts är resultat från Slope och modellerna Mohr Coulomb och Hardening Soil i Plaxis. Glidyta för modellerna Mohr Coulomb och Hardening Soil med effektiva och odränerade parametrar redovisas i figur 48a till 48e. Vald modul för beräkning i Mohr Coulomb är $E = 3 \cdot 250 \cdot c_{uk}$.



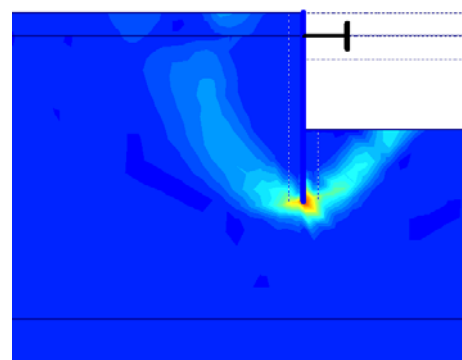
Figur 48 a Mohr Coulomb $\phi = 0$



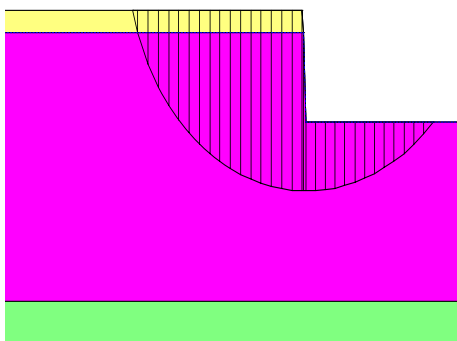
b Hardening Soil $\phi = 0$



c Mohr Coulomb $\phi = 35$



d Hardening Soil $\phi = 35$

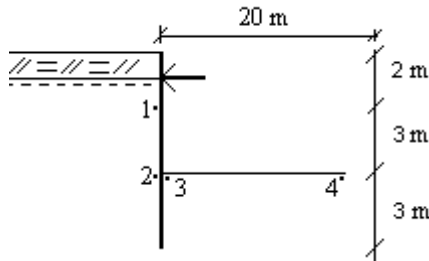


e Slope

5.2.4 Rotation

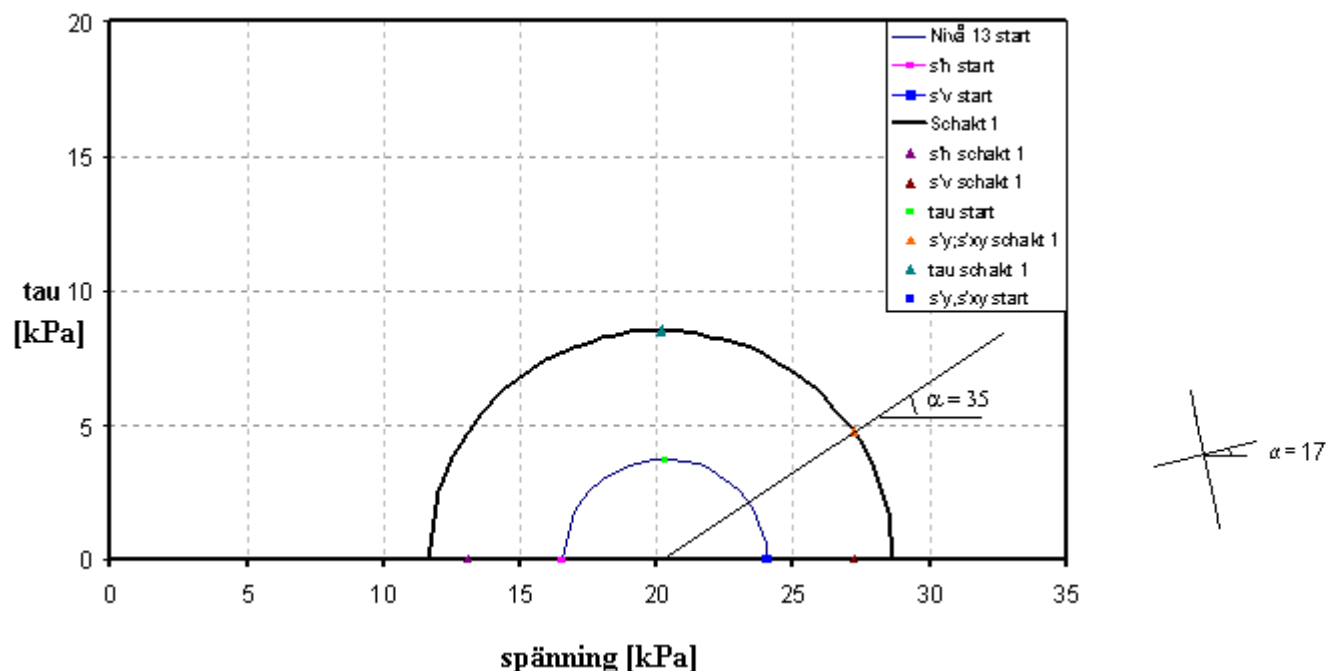
På grund av svårigheter att tyda skjuvmodul G , med anledning av att modulens lutning ändras beroende på vilken spänning som är störst, undersöktes om rotation i jorden uppstår och hur det i så fall påverkar spänningsvägarna. Därmed plottades σ'_1 , σ'_h , σ'_3 , och σ'_v

Beräkning av rotation utfördes i fyra punkter, se figur 49.



Figur 49 Redovisning av punkter för beräkning av rotation

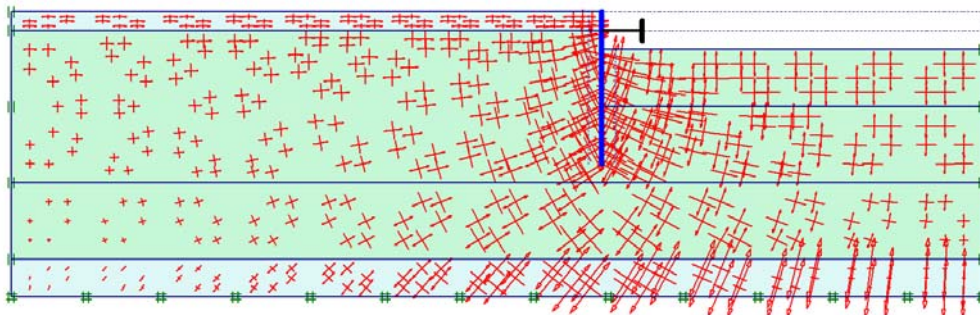
Nedan visas ett exempel på tillvägagångssättet för beräkning av rotationsvinkeln. Mohr Coulomb har använts som modell med modul $3 \cdot 250 \cdot \text{cuk}$. Detta visar att i de olika beräkningsstegen roterar jorden olika mycket. Vald punkt för redovisning av rotation i jorden är punkt 1, nivå 13 på aktiva sidan, en meter under stämpets placering. Figur 50 visar framräknad rotation enligt metod som tidigare nämnds i kapitel 4.2.7. α beräknades till 17° då stämpet monteras och 35° i slutschakten.



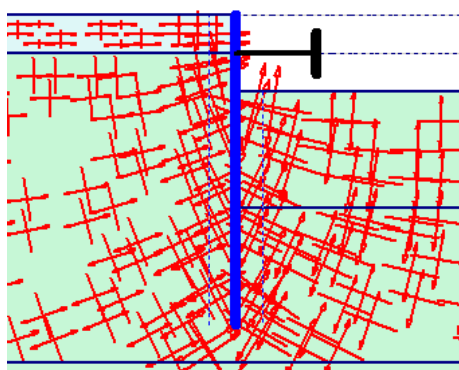
Figur 50 Rotationsvinkel för huvudspänning

En jämförelse med Plaxis visar att framräknad rotationsvinkel, α stämmer bra överens med beräkning från Plaxis. Figur 51a-b och figur 52a-b visar töjningarnas vridning taget från Plaxis och stämmer väl överens i jämförelse med framräknad huvudspänningsrotation i figur 50. Huvudspänningsriktningen och töjningens huvudriktning är samma enligt

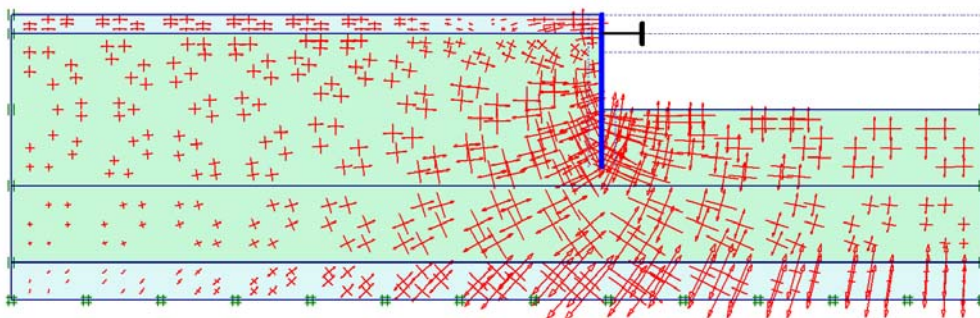
Byggnadsmekanic Hållfasthetslära (1993). Figur 51a visar töjningarnas rotation i jorden efter att stämp monterats.



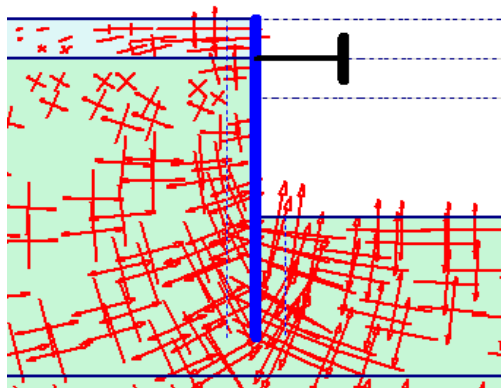
Figur 51a Rotation efter stämpets placering



Figur 51b Förstoring av figur 50a

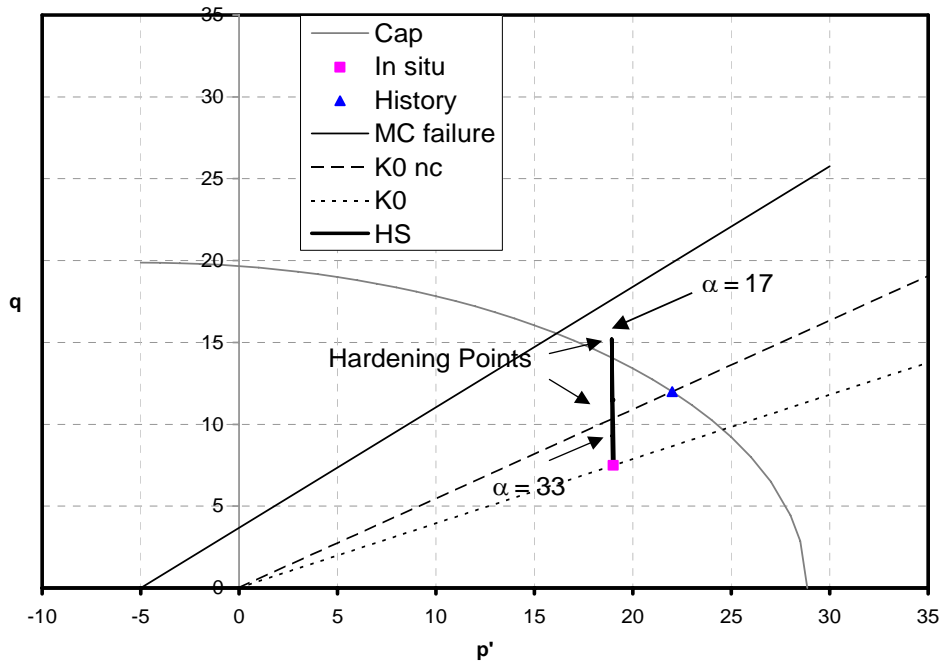


Figur 52a Rotation efter sista schaktningen



Figur 52b Förstoring av figur 52a

Figur 53 visar, ett exempel från beräkning med modellen Hardening Soil, var i spänningvägen rotation uppstår. Framräknade rotationsvinklar när stämp placeras är $\alpha=17^\circ$ och vid slutet på sista schaktetapp är $\alpha=33^\circ$. Spänningarna träffar K_0^{nc} -linjen vid $q=10,2$ kPa och då förväntas modulen byta från E_{ur} till E_{50} . Se figur 53. Hardening points uppstår mellan pilspetsarna.

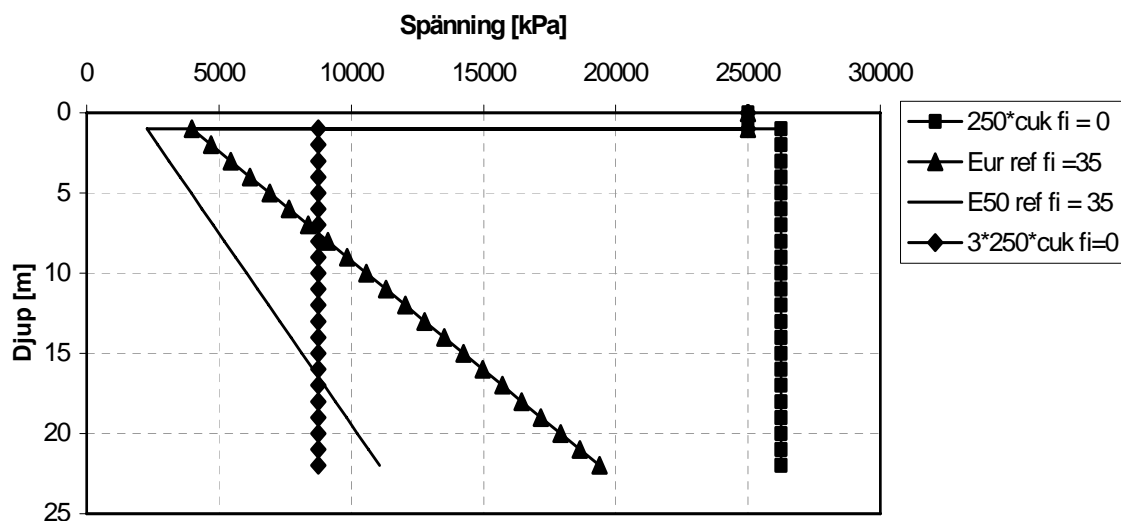


Figur 53 Rotation i spänningvägen

Rotation för samtliga beräkningar uppvisade liknande rotation för huvudspänningarna.

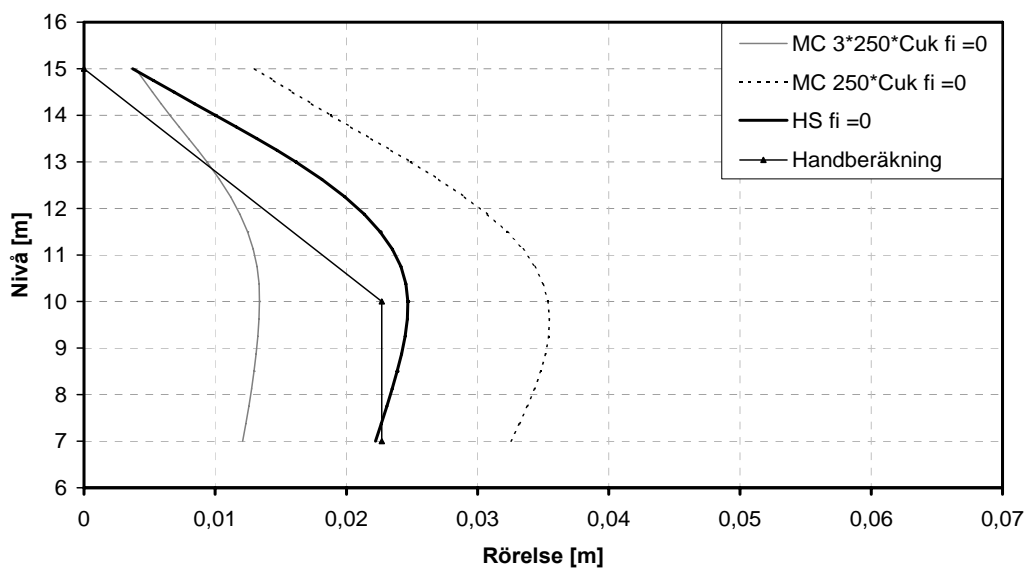
5.2.5 Horisontalrörelse

I detta kapitel redovisas horisontella rörelser dels med konstant modul och dels med varierande modul mot djupet. Figur 54 visar de valda modulerna i Mohr Coulomb.



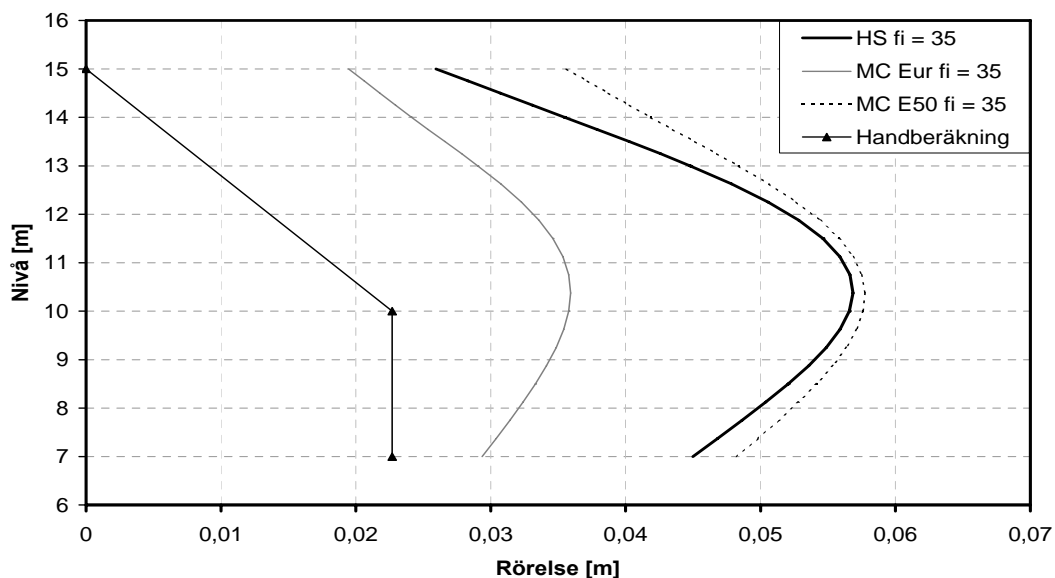
Figur 54 Modulernas variation mot djupet

Figur 55 visar rörelser i sponten efter sista beräkningssteget. I Hardening Soil har beräkningen utförts med odränerade parametrar ($\phi=0$), på så sätt varierar inte modulen med djupet och blir jämförbar med Mohr Coulomb där konstanta moduler beaktas.



Figur 55 Spontens rörelse med odränerade parametrar

Figur 56 visar spontens rörelser i odränerad körning, men med effektiva parametrar ($\phi = 35$), vilket medför att modulen i Hardening Soil varierar med djupet. Även moduler i Mohr Coulomb väljs att variera mot djupet. Se figur 54.



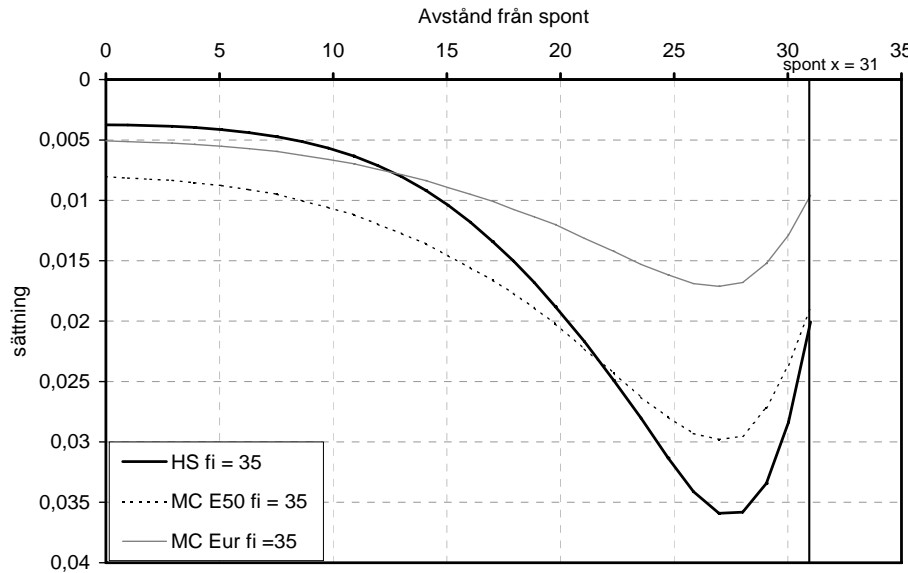
Figur 56 Spontens rörelse med effektiva parametrar

Större rörelser uppstår då modulen varierar med djupet. Se figur 56.

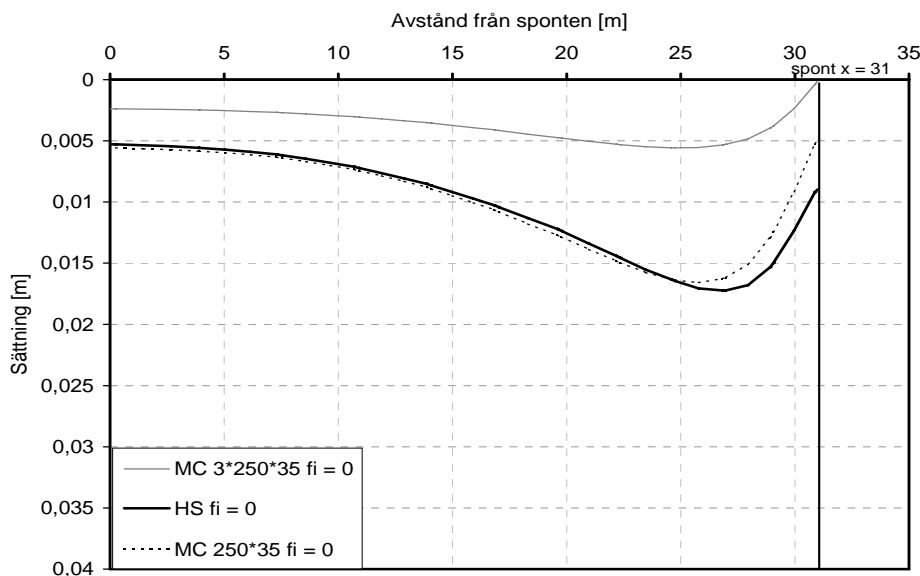
5.2.6 Sättning vid spont

Sättning för handberäkningen invid sponten uppgick till 5 cm och på avståndet 12,5 m från schakten är sättningarna försumbara. Ekvation 31 och 32 har använts för handberäkning av sättning.

Figur 57 och 58 visar sättningen för samma beräkningsmodeller och parametrar som användes för jämförelse av horisontella rörelser. Sponten är placerad vid $x = 31$.



Figur 57 Sättning bakom spont med effektiva parametrar



Figur 58 Sättning bakom spont med odränerade parametrar

Vid en jämförelse av horisontella rörelser och sättning utläses att i beräkning med effektiva parametrar ($\varphi = 35$) stämmer Hardening Soil och Mohr Coulomb, figur 55 med modul E_{50} , väl överens som även kan tydas från figur 54. Dessutom utläses att Hardening Soil och Mohr Coulomb med modul $250 \cdot c_{uk}$ med dränerade parametrar ($\varphi = 0$) stämmer väl överens i figur 56, däremot skiljer sig de horisontella rörelserna åt betydligt, figur 54.

6 ANALYS AV RESULTAT

6.1 Sättning

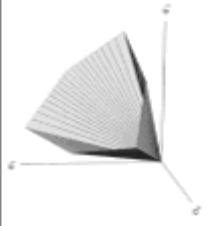
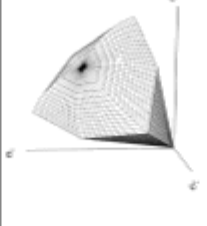
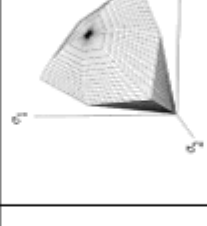
Fördelarna med handberäkningen är att den är tidseffektiv att genomföra och att endast ett CRS-försök krävs för att ta fram de materialparametrar som behövs. Därmed är den ekonomiskt fördelaktig ur två synvinklar, dels tidsmässigt och dels på grund av att ett CRS-försök är en relativt kostnadseffektiv undersökningsmetod. Nackdelen är att resultaten kan vara på den osäkra sidan om 2:1-metoden används för att ta fram lastspridningen, då denna ibland underskattar tillskottspänningen. Dessutom kan inte hänsyn till krypning tas på ett enkelt sätt.

Embankco använder sig av elasticitetsteoretisk lastspridning och därmed bör sättningarnas storlek i förhållande till verkligheten bli mer korrekt än i handberäkningen, detta är dock något som inte har kunnat verifieras i de utförda beräkningarna. Även beräkningar i Embankco är tidseffektiva och kräver endast CRS-försök för att ta fram materialparametrar. I Embankco kan hänsyn till krypning tas.

FE-analyserna i Plaxis kräver mer av användaren än de ovan diskuterade beräkningsmetoderna, men öppnar samtidigt upp för en mängd olika möjligheter att analysera sättningsproblem. Jordmaterialmodellen Mohr Coulomb i Plaxis begränsas av att inget förkonsolideringstryck kan anges, vilket påverkar beräkningen av sättningarna mycket då detta medför att endast en modul används genom hela beräkningen. Därmed bör endast sättningar för helt normalkonsoliderad jord beräknas med denna modell. För att ta fram de parametrar som behövs krävs att ett K_0 -ödometer alternativt ett CRS-försök utförs. Om endast CRS-försök görs, måste en uppskattning av K_0 och v göras.

Jordmaterialmodellen Hardening Soil kräver störst förståelse av de jordmaterialmodeller som utvärderats i detta arbete. Dels är framtagningen av erforderliga parametrar krävande och dyr, då antingen ett aktivt dränerat triaxialförsök eller ett K_0 -ödometer försök med av- och pålastning behövs. Att ett K_0 -ödometer försök, som ger K_0 , v , M_{ur} och v_{ur} , är tillräckligt beror på att sekantmodulen E_{50} inte har betydande inverkan på sättningarnas storlek vid vägbanksanalys. Fördelen med Hardening Soil är att modulerna är spänningsberoende och att förkonsolideringstryck kan anges. Beräkningarna i denna modell simulerar därmed ett beteende innan förkonsolideringstrycket nås (elastiskt beteende, E_{ur}) och ett efter (plastiskt beteende, E_{oed}).

Den tredje jordmaterialmodellen som jämförs i detta arbete är Soft Soil, vilken bygger på den modifierade Cam Clay modellen. Parametrarna som erfordras till denna modell utvärderas antingen ur ett K_0 -ödometerförsök med av och pålastning eller ur ett CRS-försök med uppskattning av K_0 och v_{ur} . Även i denna modell är modulerna spänningsberoende och ett förkonsolideringstryck kan anges.

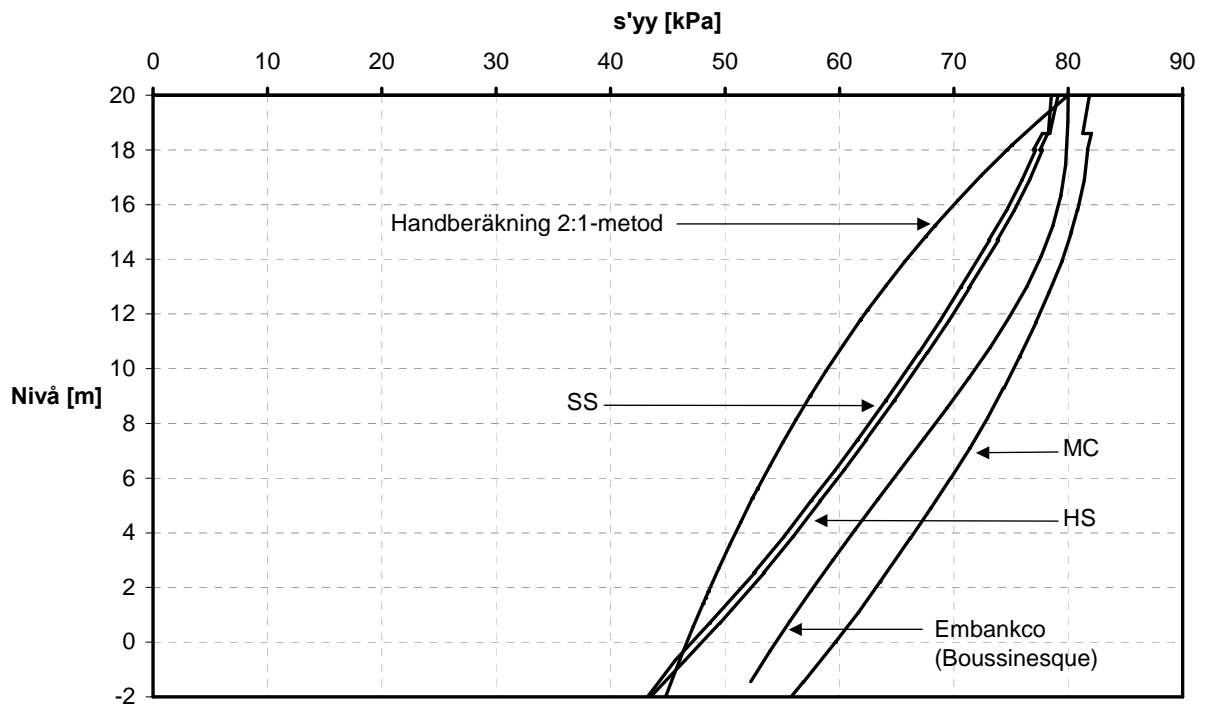
| | Handberäkning | Embankco | Plaxis MC | Plaxis HS | Plaxis SS |
|--|---|---|--|---|---|
| Allmänt | Bilinjär materialmodell | Bilinjär materialmodell | Linjär elastoplastisk materialmodell | Spänningsberoende (skjuvning och kompression) | Spänningsberoende (kompression) |
| Erforderliga parametrar | σ'_c, σ'_L M_0, M_L, M' K | σ'_c, σ'_L M_0, M_L, M' $K, (\theta_k)$ | K_0 E_{ocd} alt. G, ν c, ϕ, ψ K | K_0 $E_{ocd}, E_{so}, E_{ur}, \nu$ c, ϕ, ψ, K σ'_c | K_0 λ^*, κ^*, ν c, ϕ, ψ, K σ'_c |
| Erforderliga laboratorie-försök | CRS-försök | CRS-försök | K0-ödometer alt. CRS-försök med uppskattning av K_{0nc} och ν | Dränerat aktivt triaxialförsök med av- och pålastning | K0-ödometer alt. CRS-försök med uppskattning av K_{0nc} och ν |
| Lastspridning | 2:1-metod | Boussinesque (elasticitetsteori) | Elasticitetsteori | Elastoplasticitetsteori | Elastoplasticitetsteori |
| Flytvillkor | | |  |  |  |
| Begränsningar | Som Plaxis MC. Dessutom ej 2D-analys av sättningar. | Som Plaxis MC. Dessutom ej 2D-analys av sättningar. OBS: Möjligt att ta hänsyn till krypning. | Som HS, dessutom: Kan ej ange förkonsolideringstryck. Endast en modul. | Tar ej hänsyn till att jorden blir mindre styv pga dilatans. Kan ej simulera hystereres-effekter. Ej krypning | Som HS, dessutom ej tillförlitlig vid schakt/spont-analys. OBS: Med Soft Soil Creep kan hänsyn till krypning tas. |
| Resultat | Medelsättning under banken, konsolideringsförlopp. | Maximal sättning, konsolideringsförlopp, krypning. | Maximal sättning, sättning i respektive nod, lastspridning, konsolideringsförlopp. | Maximal sättning, sättning i respektive nod, lastspridning, konsolideringsförlopp. | Maximal sättning, sättning i respektive nod, lastspridning, konsolideringsförlopp. |

6.1.1 Totalsättning

Sättningarnas storlek i de olika beräkningarna skiljer sig inte speciellt mycket från varandra. Störst skillnad fås mellan Embankco (1,7 m) och Plaxis HS med odränerad lastspridning (2,25 m). Jämförs Embankco med de dränerade analyserna i Plaxis (1,9-2 m) är det desto mindre skillnad, ca 5 procent.

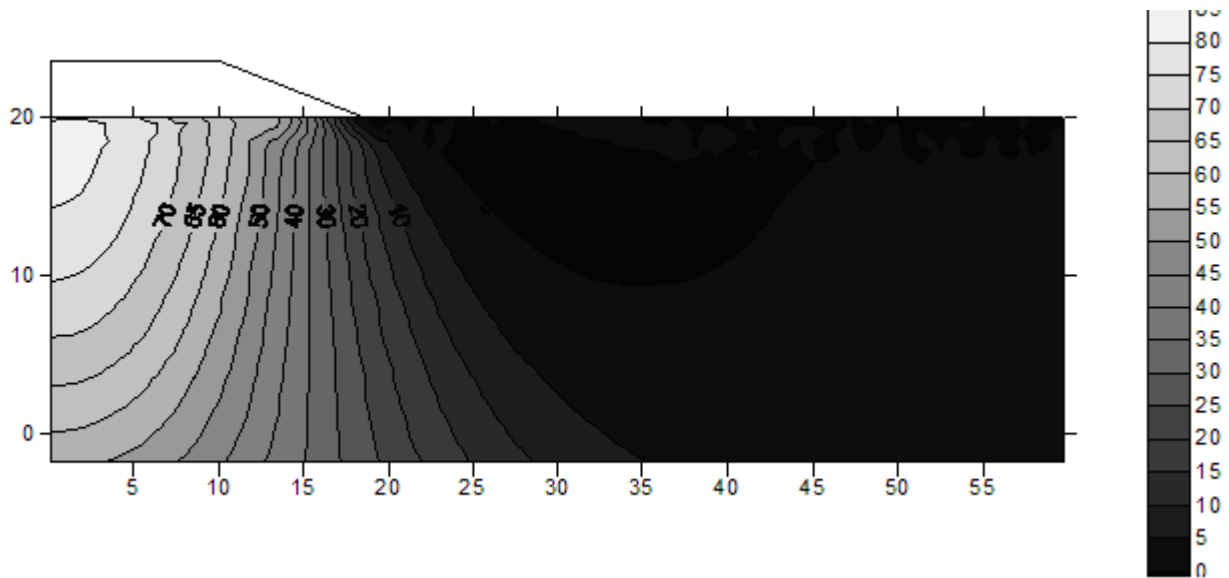
Att sättningarna är mindre för handberäkningen än för de övriga beräkningarna beror delvis på att lastspridningen beräknas med hjälp av 2:1-metoden istället för elasticitetsteoretisk lastspridning. Med 2:1-metoden underskattas värdet på tillskottspänningen då jorddjupet är litet i förhållande till fundamentbredden och därmed blir storleken på sättningarna på den osäkra sidan, Sällfors (1995). En annan orsak är att det uträknade värdet i handberäkningen inte är maximal slutsättning, utan medelvärde på slutsättningen under banken.

Figur 59 visar tillskottspänningen i ett snitt rakt under vägbanksmitt för handberäkningen, Embankco samt Mohr Coulomb, Hardening Soil och Soft Soil i Plaxis. Lastspridningen i horisontalled är större vid beräkning med 2:1-metoden än för de övriga beräkningarna som bygger på elasticitetsteori.

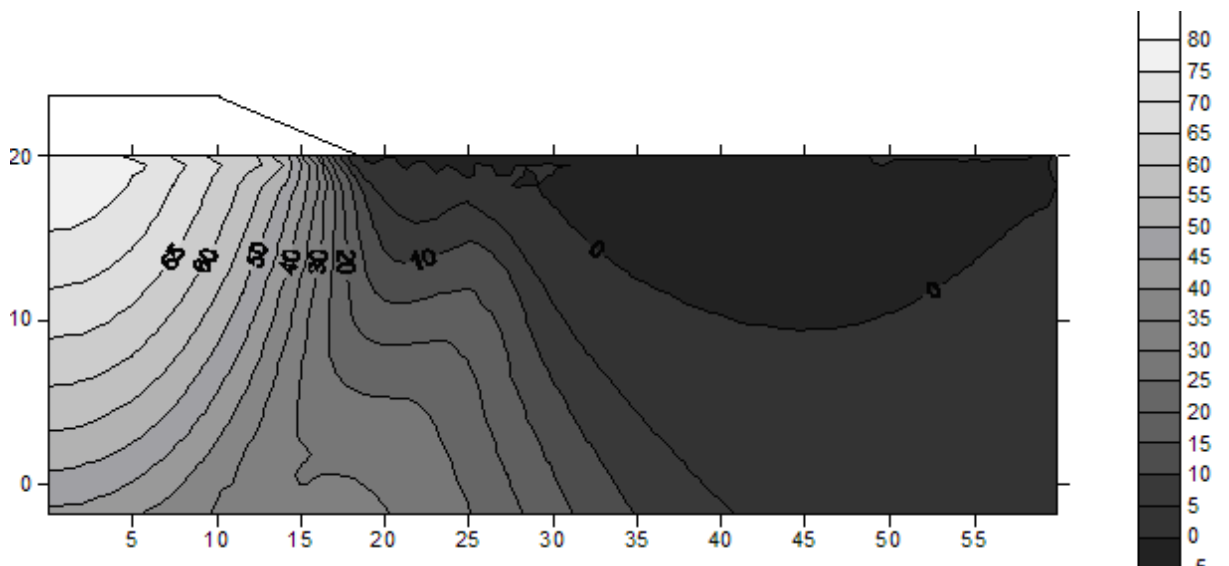


Figur 59 Tillskottspänning rakt under vägbanksmitt

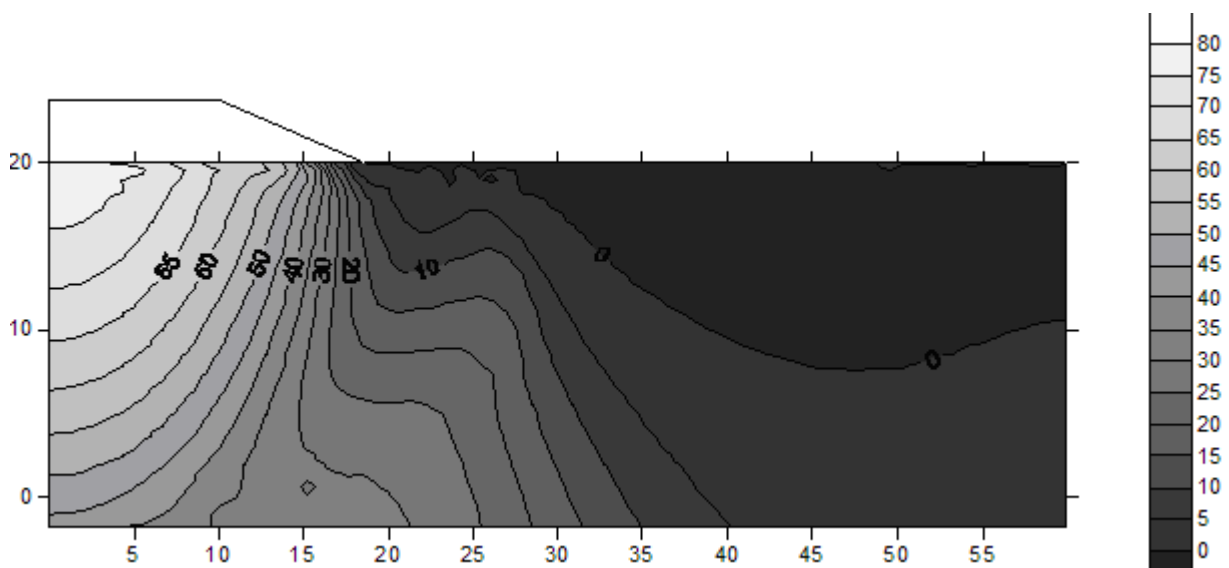
Figur 60a, 60b och 60c visar tillskottspänningen, $\Delta\sigma$ orsakad av vägbanken för de dränerade beräkningarna i Plaxis med Mohr Coulomb, Hardening Soil respektive Soft Soil. Lastspridningen för Mohr Coulomb i horisontalled är mindre än för Hardening Soil och Soft Soil. Att lastspridningen är större i dessa jordmodeller beror på att delar av spänningarna i jordprofilen inte har nått kappan (Cap points) och därmed fortfarande har en hög modul (E_{ur}).



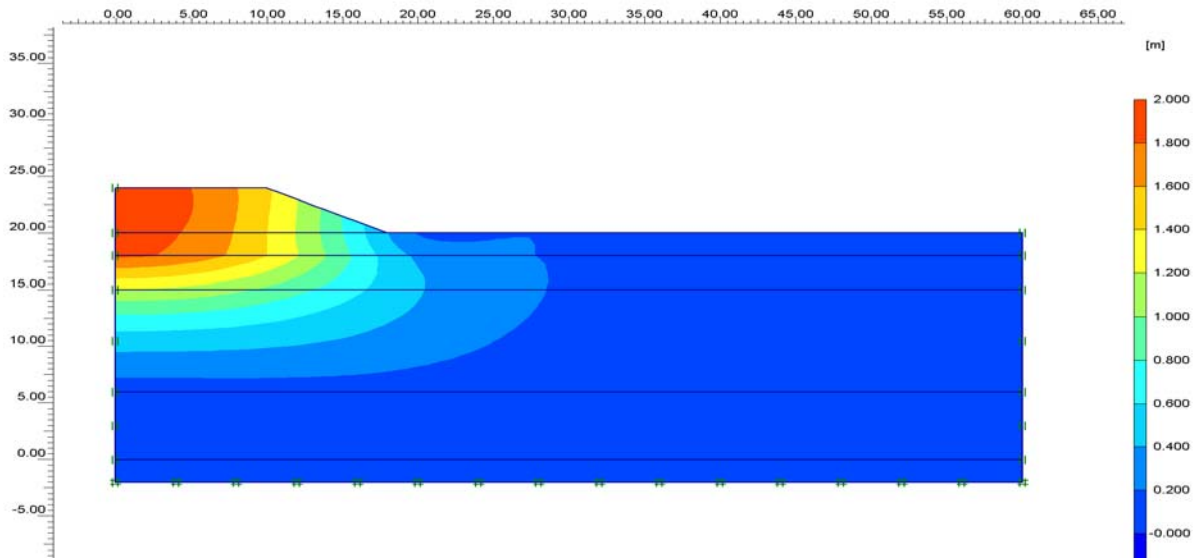
Figur 60a Mohr Coulomb tillskottslast $\Delta\sigma_y$



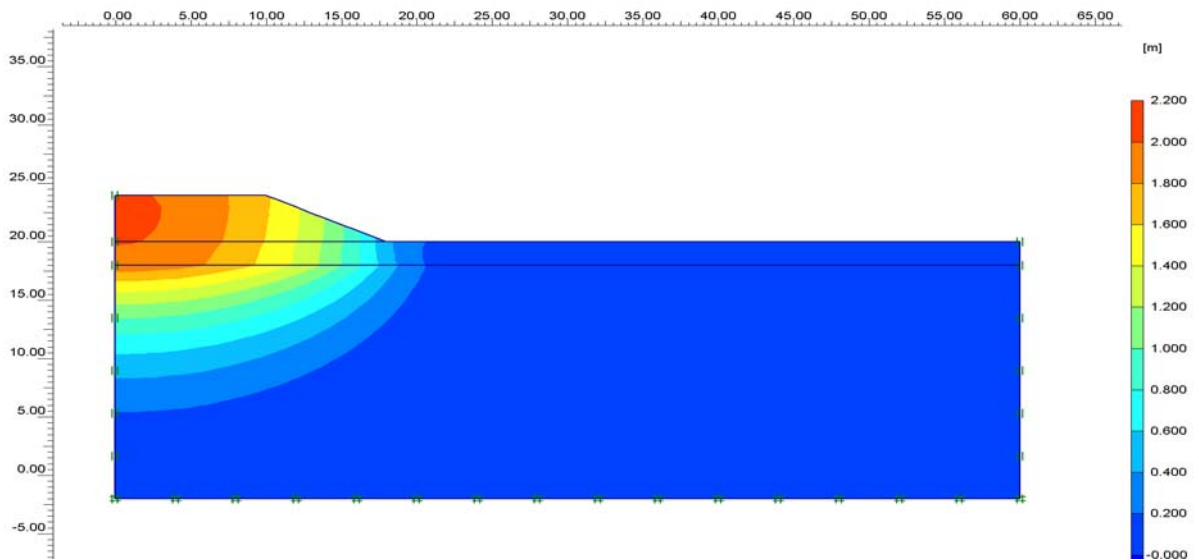
Figur 60b Hardening Soil tillskottslast $\Delta\sigma_y$



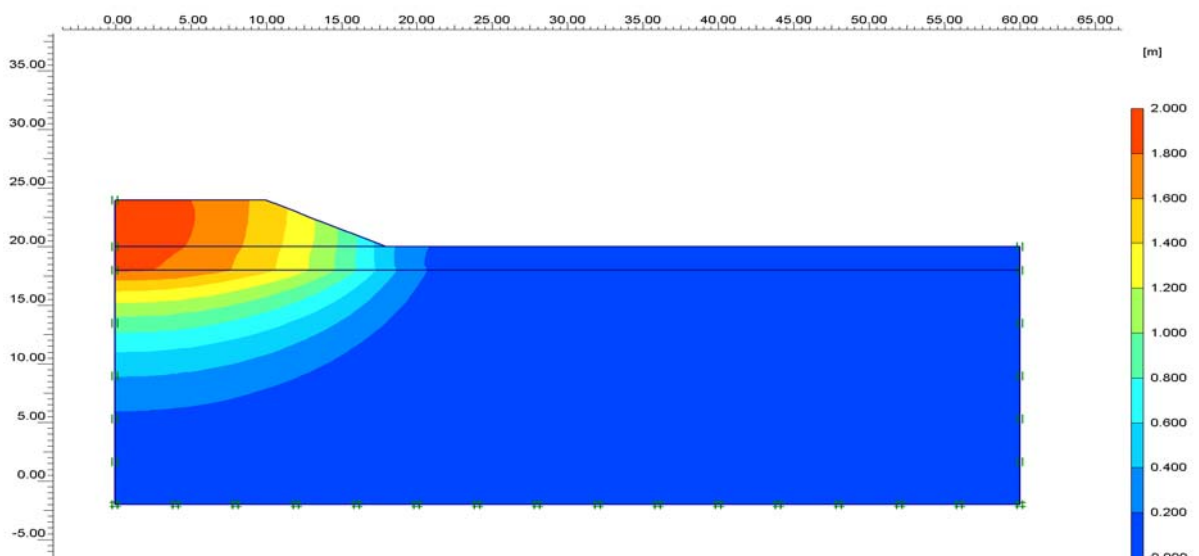
Figur 60c Soft Soil tillskottslast $\Delta\sigma_y$



Figur 61a Mohr Coulomb sättningar



Figur 61b Hardening Soil sättningar

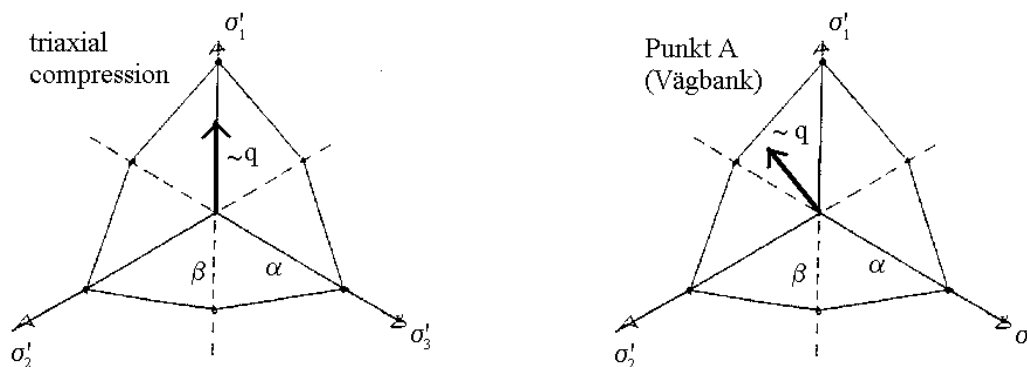


Figur 61c Soft Soil sättningar

Figurerna 61a, 61b och 61c på föregående sida visar sättningarna i jordprofilen för de dränerade beräkningarna i Plaxis. Som nämnts tidigare har Hardening Soil och Soft Soil högre moduler i de områden där spänningarna inte nått kappan (förkonsolideringstrycket) och därmed avtar sättningarnas utbredning i horisontalled fortare i dessa modeller än i Mohr Coulomb.

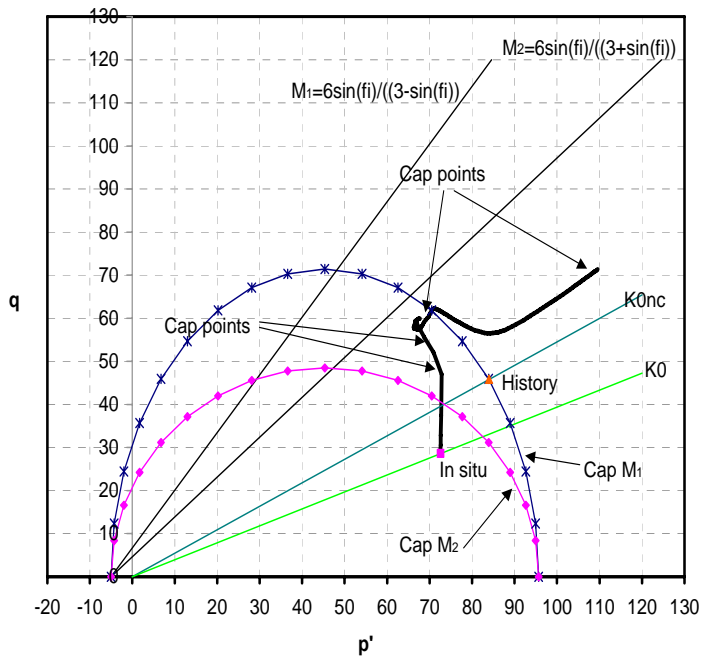
6.1.2 Spänningsvägar

Initiellt antog författarna att en punkt rakt under vägbanksmitt skulle kunna anses likna en triaxial-situation där $\sigma'_2 = \sigma'_3$. Efter att ha studerat spänningar och deformationer konstaterades dock att detta var en alltför grov approximation. Figur 62 visar, till vänster, hur deviatorspänningen ökar i en triaxial situation, då σ'_1 ökar och $\sigma'_2 = \sigma'_3$. Till höger syns hur deviatorspänningen ökar då $\sigma'_1 > \sigma'_2 > \sigma'_3$, vilket är fallet för punkt A rakt under vägbanksmitt. Eftersom $\beta < \alpha$, är förhållandet mellan q och q_f (q brott) mindre i vägbanksfallet än i triaxialfallet vid samma ökning av q . Detta medför att avståndet från in situ spänningen till kappan i Hardening Soil och Soft Soil är mindre i vägbanksfallet än i triaxialfallet och spänningarna träffar således kappan tidigare. Detta bekräftar även när bildandet av "Cap points" studeras i Plaxis för beräkningarna i Soft Soil, se exempel i figur 63.



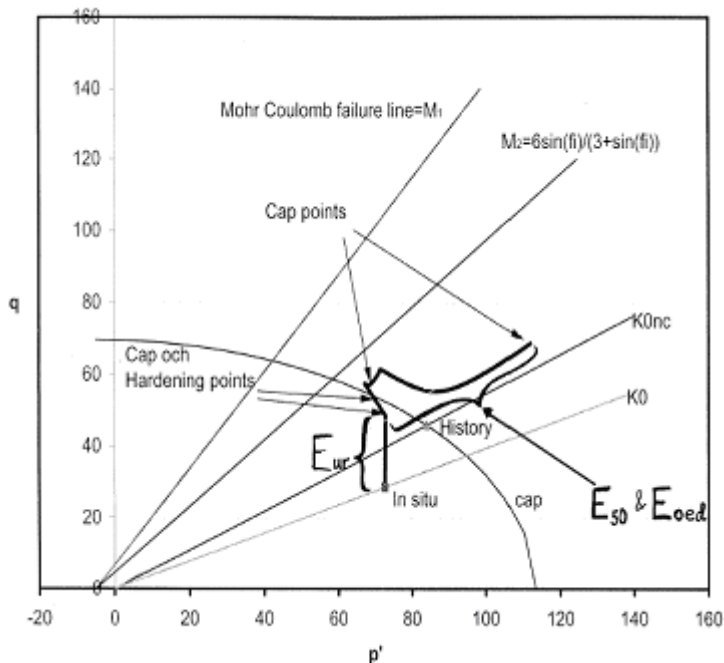
Figur 62 Vänster: deviatorspänning då σ'_1 ökar och $\sigma'_2 = \sigma'_3$. Höger: deviatorspänning då $\sigma'_1 > \sigma'_2 > \sigma'_3$

Pilarna i figur 63 visar inom vilka områden "Cap points" bildas. En rätt modellerad ellips för vägbanksfallet skulle gå genom den spänningssituation då den första "Cap point" bildas. Denna ellips skulle hamna mellan "Cap M1" och "Cap M2".



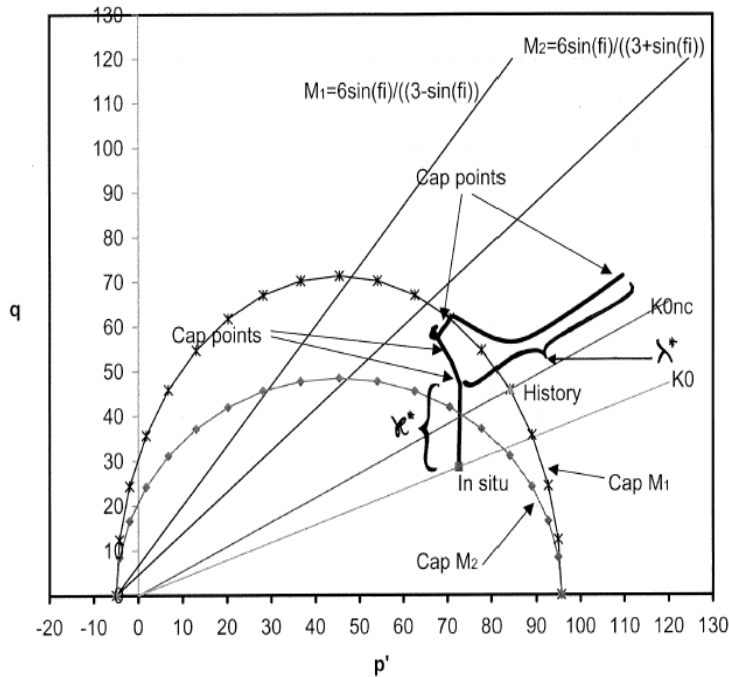
Figur 63 Modellering av Soft Soil beräkning

På samma sätt skulle ”cap”-ytan gå genom den spänningssituation då den första ”Cap point” bildas i Hardening Soil, se figur 64. Den modul som används i Plaxis under pålastningen och sedan konsolideringen är iritade i samma figur. För sättningarna under vägbanken har E_{oed} störst betydelse efter det att kappan passerats.



Figur 64 Modellering av Hardening Soil beräkning

Figur 65 visar vilket index κ^* (elastiska området) eller λ^* (plastiska området) som styr sättningarnas storlek i Soft Soil.



Figur 65 Modellering i Soft Soil

6.1.3 Moduler

Modulerna som används i handberäkningen är allmänt vedertagna och validerade gentemot verkligheten. Detta gäller även för beräkningen i Embankco. Modelleringen i Mohr Coulomb begränsas av att endast en modul och ingen överkonsolideringsgrad kan anges. I ett försök att efterlikna handberäkningen användes en ekvivalentmodul som indata i denna modell, vilket i efterhand inte kan anses vara en bra ansats. Denna ekvivalentmodul bygger på att lastspridningen för Mohr Coulomb i Plaxis och för handberäkningen är samma, vilket inte är ett korrekt antagande enligt figur 59. En testberäkning i Mohr Coulomb med $E_{oed} = M_L = 340$ kPa visade sig ge en slutsättning på 4,7 m, vilket inte är rimligt, se tabell 13, även om sättningen reduceras med avseende på överkonsolideringsgrad.

Figur 38 visar att modulen i Mohr Coulomb ökar efter $s'_{yy} = 109$ kPa, vilket är märkligt då endast en modul som inte är spänningsberoende anges i Mohr Coulomb. En förklaring kan vara att vägbanksanalysen inte kan liknas vid ett CRS-fall. Plottas istället medeffektivspänningen p' mot volymtöjningen, ϵ_v blir tryckmodulen, K konstant.

6.1.4 Sättning – tid

Att de momentana sättningarna blir större i Mohr Coulomb än i de övriga modellerna beror till stor del på att värdet på modulen inte är tillförlitligt. Att modulen påverkar sättningarnas tidsberoende mycket beror på att $c_v = \frac{M \cdot k}{\gamma_w}$.

Konsolideringsförloppet är mycket längre i handberäkningen än i övriga beräkningar. Detta beror dels på att den använda diagrammetoden är baserad på en triangulär porttrycksprofil,

figur 59 visar att detta är en grov förenkling. Dessutom har portrycksprofilen i Plaxis högre värden i leran närmast markytan, vilket gör att vattnet har närmre väg att gå vid portrycksutjämning.

6.2 Spont

Handberäkningen, som utförts med hjälp av Sponthandboken, är en tidseffektiv beräkning som endast kräver ett CRS-försök för erforderliga parametrar. Handberäkningen utifrån Sponthandboken har ej möjlighet att betrakta säkerhetsfaktor eller glidyta.

Även Slope är en tidseffektiv beräkning som endast kräver ett CRS-försök. Slope illustrerar glidyta och säkerhetsfaktor med ger inga deformationer.

FE-analyserna i Plaxis kräver mer förståelse av användaren, men medför betydligt fler möjligheter till analys av stabilitetsproblemet. Jordmaterialmodellen Mohr Coulomb begränsas med att modulen inte är spänningsberoende, och medför att endast en modul används genom beräkningen. För användning av modellen Mohr Coulomb krävs ett K_0 -ödometer alternativt ett CRS-försök. Om endast ett CRS-försök utförs krävs en uppskattning av K_0 och ν .

Modellen Hardening Soil i Plaxis kräver ett aktivt dränerat triaxialförsök alternativt ett K_0 -ödometer med av - och på lastning. Dessa försök ger en E_{50} modul, vilken erfordras i beräkningen med modellen Hardening Soil. Fördelen med modellen Hardening Soil är att modulen är spänningsberoende samt att ett förkonsolideringstryck kan anges.

Analysen för spont delas in i analys av utdata, jordtryck, modul och spänningsvägar, rotation samt rörelse och sättning vid spont. Förklaring och analys redovisas i de fall där det varit möjligt att ges.

6.2.1 Analys av utdata för spontberäkningar

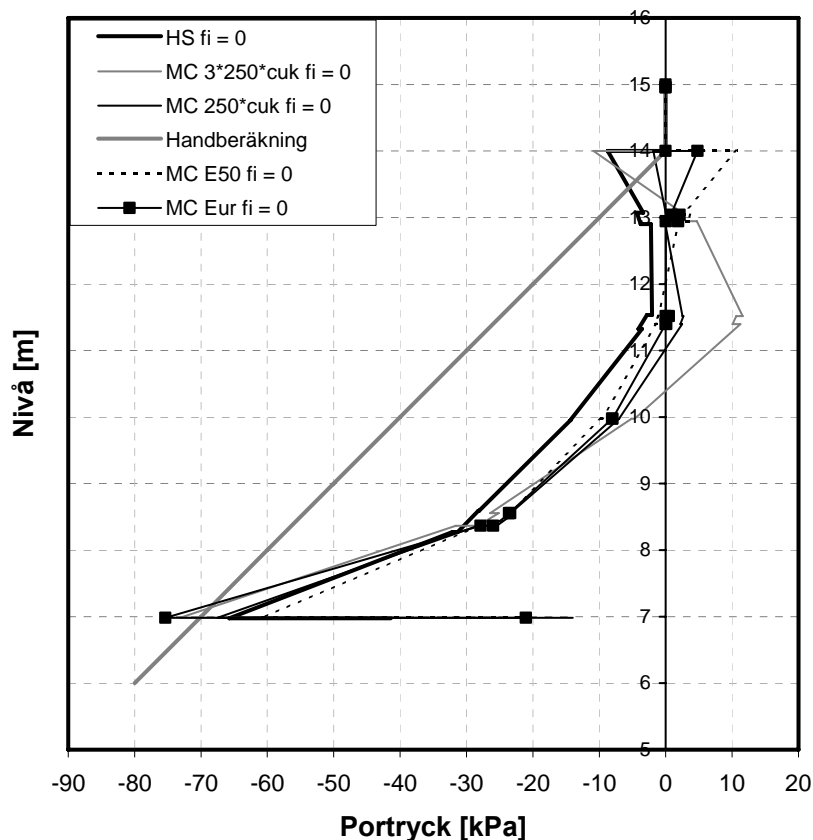
Kraften i stämpet i beräkningarna gjorda i Plaxis ligger i samtliga fall högre jämfört med handberäkningen. Figur 46 visar att Plaxis beräknar vilojordtrycket, vilket ger ett högre jordtryck jämfört med handberäkningen. Detta medför i sin tur att stämpkraften blir högre.

Vid jämförelse av handberäkningen och de beräkningarna från plaxis som motsvarar brottgränstillstånd ($\varphi = 22^\circ$, $c=2$ kPa) framgår det att moment och kraft i stämpet varierar betydligt. Figur 46 tydliggör att variationen av jordtrycket modellerna emellan är stor, vilket medför stor variation av momentet. Beräkningarna med samma φ och c ger inte heller några liknande resultat i stämpkraften eller maxmomentet. Vilket kan hänvisas till jordtryckvariationen.

Framräknade säkerhetsfaktor och glidytor för utförda beräkningar såsom Slope, Hardening Soil och Mohr Coulomb för Plaxis, visar på liknande resultat.

6.2.2 Analys av jordtryck

Figur 46 och 47 visar att vid nivå 12,5-11 m är jordtrycket betydligt lägre i samtliga fall jämfört med handberäkningen och portryck. En granskning av σ_h , σ'_h samt portrycket, u , visar att vid betraktad nivå uppstår ett sug av portrycket istället för tryck på sponten. De negativa portrycken förklarar de låga värdena på jordtrycket. I handberäkningen beräknas det värsta fallet som kan uppstå, vilket är om fritt vatten bildar en vattenspalt bakom sponten. På grund av vattenspalt bakom sponten fås ett högre tryck, likaså bildas ett högre jordtryck på sponten på grund av att skjuvhållfastheten inte mobiliseras i full utsträckning. För att vara på säkra sidan bör därför vattentrycket mot sponten beaktas vid beräkning av jordtryck. Värt att ha i åtanke är att i de flesta fall simuleras grundvattenytan manuellt. Detta medför en grundvattensänkning i friktionsjorden under leran. Figur 66 visar portryckets variation med djupet. Beräkningar för portrycket i brottgränstillstånd har utförts och tenderar på samma sätt att sjunka vid nivå 12 m.



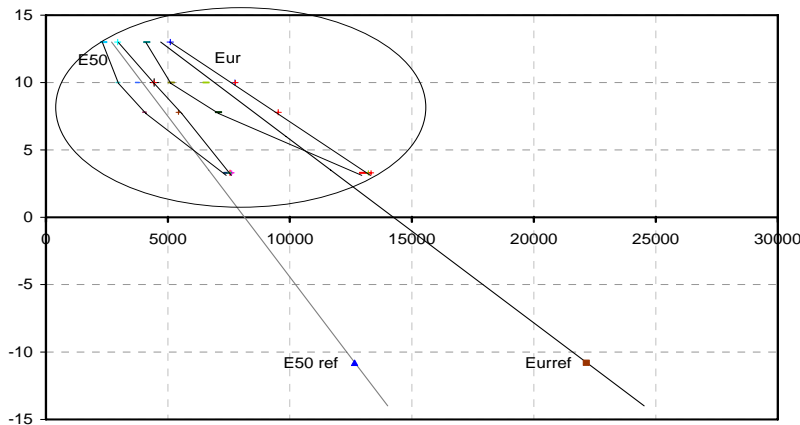
Figur 66 Portryckets variation med djupet

Utifrån jordtrycksdiagrammet i figur 46 är det svårt att tyda vilken modul i Mohr Coulomb som bäst stämmer överens med Hardening Soil. I följande kapitel beskrivs därför ytterligare undersökningar för att fastställa detta.

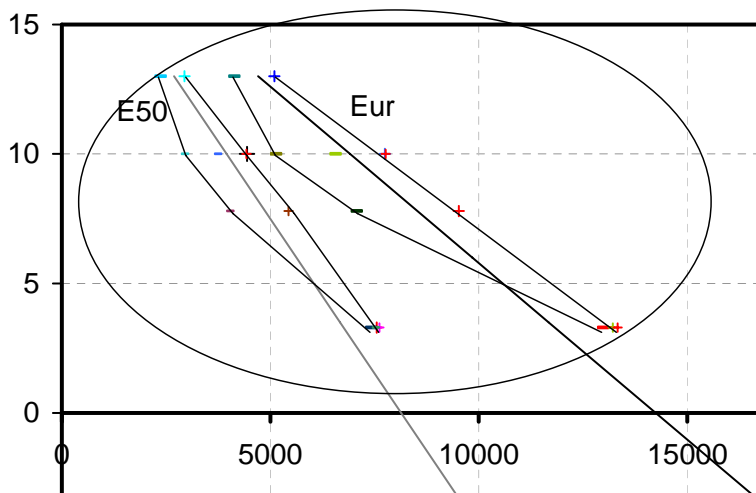
6.2.3 Analys av modul och spänningsvägar

Variation av modulerna har undersökts genom att spänningar i Hardening Soil har framtagits ur Plaxis. Därefter har, beroende på spänningens storlek, en högsta respektive lägsta modul beräknats. Detta ger följande variation på modul för olika djup.

Figur 67 visar E_{50} och E_{ur} samt var E_{50}^{ref} och E_{ur}^{ref} befinner sig. Symbolerna + och - visar modulens variation på olika nivåer, för de olika beräkningsstegen, framräknade för högsta respektive lägsta σ'_3 . Detta visar att modulerna skiljer sig för de olika modellerna i samma punkt och på så sätt kommer detta att påverka de resultat som jämförs för spontberäkning.

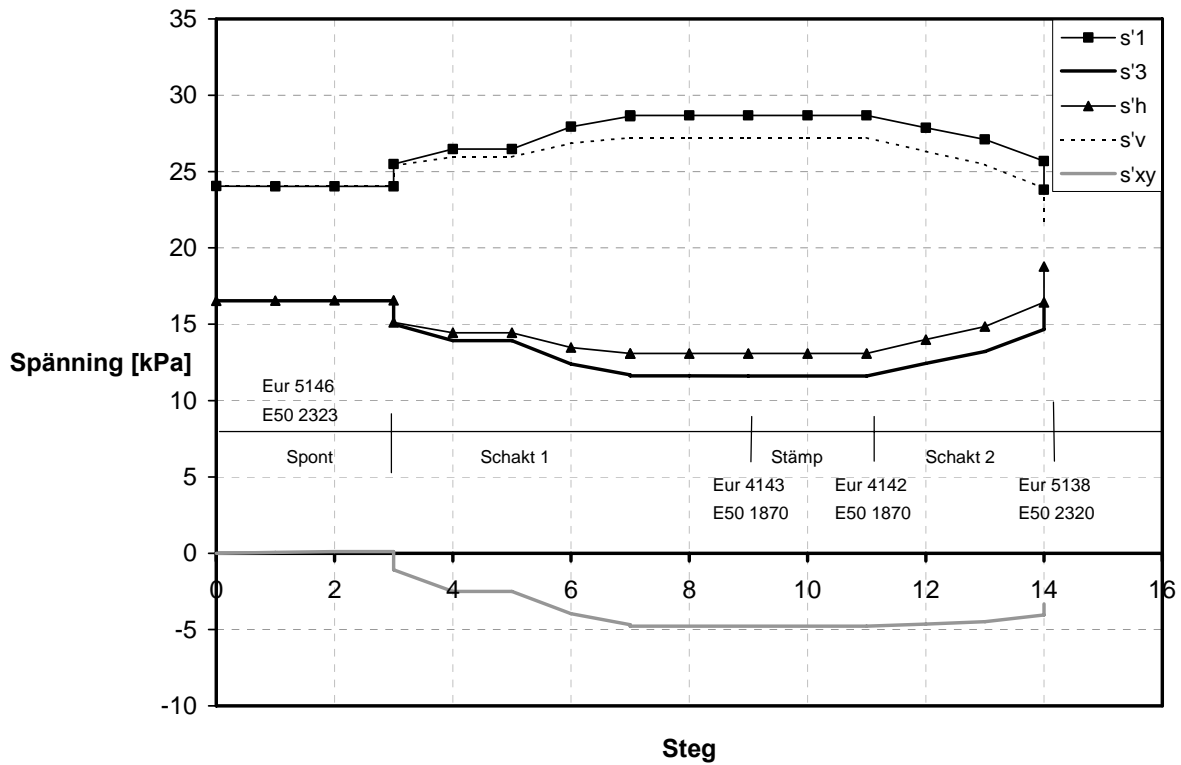


Figur 67a Modulernas variation för olika djup



67b Förstoring av figur 67a

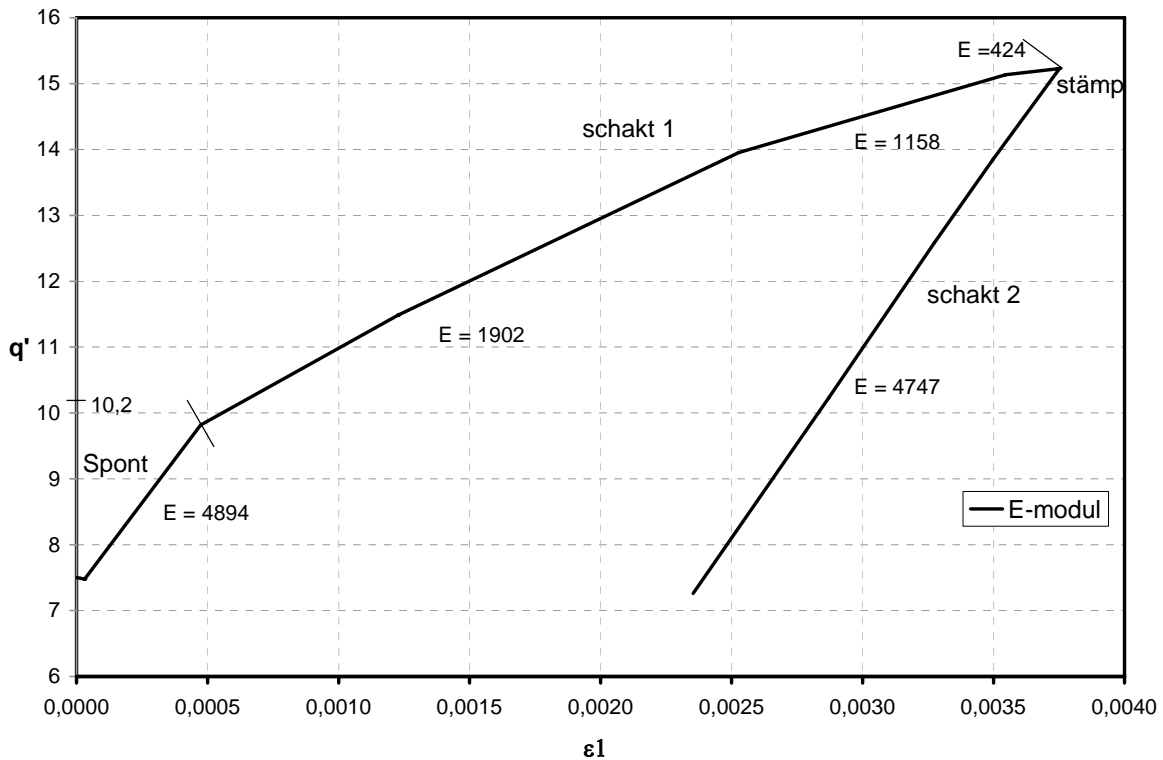
Figur 68 visar spänningar i de olika stadierna av schaktningen, nivå +13 m invid sponten på aktiv sida redovisas som exempel. σ'_3 sjunker i de inledande beräkningsstegen och därmed också modulen. Under schakt 3 ökar spänningen och med detta, även modulen. Hardening Soil, odränerad analys med effektiva parametrar $\phi = 35^\circ$ har valts att redovisas. E_{ur} och E_{50} framräknades enligt ekvation 37.



Figur 68 Modulens variation med avseende på spänning

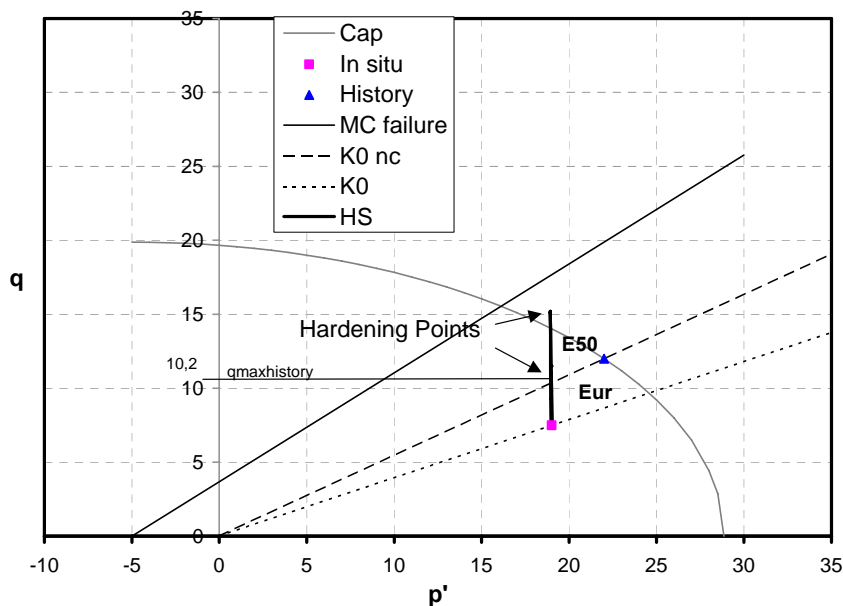
Plaxis använder antingen E_{50} eller E_{ur} vid beräkning och för att undersöka vilken modul som används, plottas deviatorspänningen, q , mot töjningen, ε_1 . Modulen, det vill säga lutningen på kurvan, beräknades enligt ekvation 37. Beräkningen redovisas i figur 68, där samtliga moduler kan utläsas under beräkningens gång.

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1} \tag{37}$$



Figur 69 Framräknad modul beroende på kurvans lutning

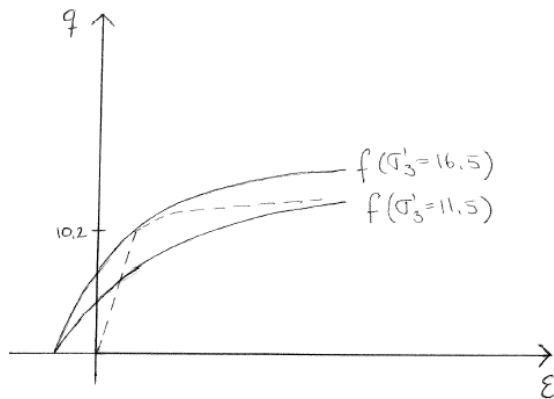
Plaxis använder E_{ur} då $q < q_{max\ history}$, det vill säga när spänningvägen befinner sig under K_0^{nc} linjen och använder E_{50} när spänningvägen passerar K_0^{nc} linjen, $q > q_{max\ history}$. Figur 70 visar att spänningvägen först rör sig i området där E_{ur} dominerar, och förflyttar sig sedan till området där E_{50} dominerar, och efter sista schaktningen används E_{ur} . Detta stämmer väl överens med framräknade moduler, se figur 69.



Figur 70 Modul i förhållande till spänningvägen

Spänningvägen i p-q diagrammet träffar K_0^{nc} linjen där $q=10,2$ kPa, vilket medför att modul E_{50} därefter används i beräkningen istället för E_{ur} . I en jämförelse med framräknade moduler,

se figur 69, urskiljs att dessa moduler stämmer bra överens med förväntad modul. Skiss nedan visar författarnas teori om hur modulen (lutningen på kurvan) varierar beroende av värdet på spänningen, σ'_3 . Den streckade linjen passas först till kurvan för $f(\sigma'_3 = 16,5 \text{ kPa})$ där den sedan passas till $f(\sigma'_3 = 11,5 \text{ kPa})$.



Figur 71 Modulens variation beroende av värdet på spänningen, σ'_3

Till skillnaden från Hardening Soil är modulen i Mohr Coulomb inte spänningsberoende, och därmed konstant på en beaktad nivå oavsett spänningsökning. Detta är en orsak till varför modellernas resultat skiljer sig från varandra.

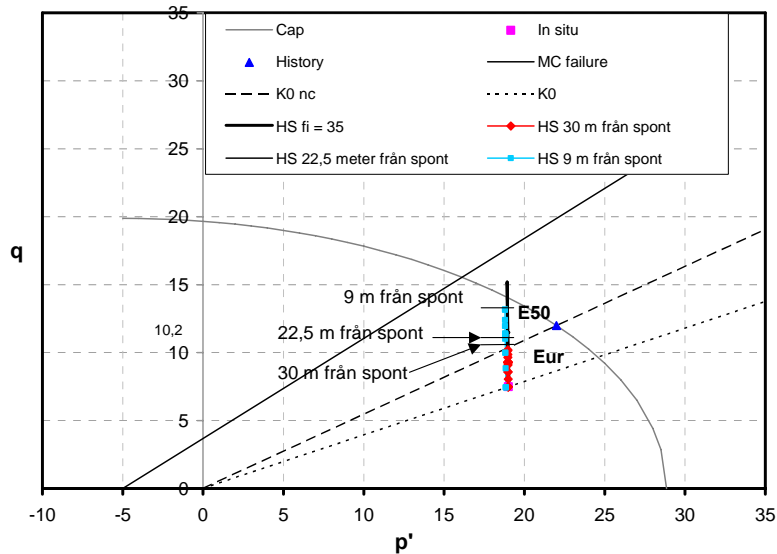
Hardening points uppstår redan vid första avlastningen och det utläses även från Plaxis att vid första schaktningen har spänningvägen passerat K_0^{nc} -linjen. Se figur 70. Spänningvägens beteende stämmer alltså väl överens med att E_{ur} används i beräkningen, för att sedan byta till E_{50} och slutligen övergå till E_{ur} igen.

6.2.4 Analys av rörelse och sättning vid spont

Eftersom beräkningarna med konstant modul ger en högre modul närmare markytan är det rimligt att också de horisontella rörelserna är mindre. En varierande modul innebär lägre modul vid markytan, vilket medför större rörelser.

Plastiska punkter har studerats och det framgår att plastiska punkter (Hardening Points) uppstår, vilket medför en mindre styv modul.

En jämförelse av horisontella rörelser och sättning visar att i beräkningen med effektiva parametrar ($\bar{\nu}=35$) stämmer Hardening Soil och Mohr Coulomb (E_{50}) väl överens, vilket även figur 57 illustrerar. Sättningarnas beteende invid sponten följer Mohr Coulomb (E_{50}) och längre bort från sponten sammanfaller beteendet med Mohr Coulomb (E_{ur}), vilket överensstämmer med förväntat beteende. Figur 69 visar hur spänningvägarna rör sig utefter q- axeln och därmed också vilken modul som används. Figur 72 bekräftar att programmet använder modulen E_{50} intill sponten och E_{ur} längre ifrån.



Figur 72 Spänningsväg och moduler beroende på avstånd från spont

En frågeställning som uppstod vid iakttagelsen av sättningar för konstant modul (se figur 58) var att Hardening Soil och Mohr Coulomb ($250 \cdot c_{uk}$) stämmer väldigt bra överens med varandra. I Hardening Soil bör modulen E_{ur} först användas i beräkningen och efter kontakt med K_0^{nc} linjen bör modulen E_{50} användas. I detta fall förefaller det som om E_{50} beräknas utefter hela profilen eftersom Hardening Soil stämmer så väl överens med MC $250 \cdot c_{uk}$, som kan ses som en modul motsvarande E_{50} . En hypotes var dock att sättningen skulle uppträda på ett liknande sätt som för sättningen med varierande modul.

Vid analys av figur 58, där modulen är konstant, ses att Mohr Coulomb ($250 \cdot c_{uk}$) och HS stämmer väl överens. Som tidigare tagits upp i kapitel 5.2.6 bör sättningens totala volym vara densamma som den horisontella sättningen på grund av odränerade förhållanden. Utifrån figur 55 ses att de horisontella rörelserna inte stämmer bra överens med varandra. En frågeställning är var denna volym tagit vägen? En förklaring kan vara att masstransport har uppstått i den undre delen av modellen.

Beräkning av sättning på den aktiva sidan gav, vid samtliga fall i Plaxis, en sättning med oändlig utbredning. Om modellen istället varit kortare skulle det ha medfört en större sättning vid sponten, och i sin tur en mindre sättning vid sponten med en längre modell. Det är således av stor betydelse hur stor utbredning modellen har i längdled. Resultatet från handberäkningen som gav ett värde på sättningens utbredning på 12,5 m känns mer rimlig till verkligheten. Hardening Soil liknar det verkliga beteendet bäst.

7 SLUTSATSER

Genom att jämföra resultat från handberäkning, Embankco alternativt Slope W och FE-programmet Plaxis (Mohr Coulomb, Hardening Soil och Soft Soil) har målsättningen med detta examensarbete varit att dra slutsatser kring betydelsen av beräkningsmodellens komplexitet på resultaten.

Allmänt kan det konstateras att handberäkningar ger tillförlitliga resultat vid enkla sättning- och stabilitetsproblem. Att använda FE-programmet Plaxis är resurskrävande och bör först användas vid mer komplexa problem och då främst för att ge information om jordens beteende snarare än kvantitativa resultat. Risken med Plaxis är användaren ”köper” resultaten utan närmare reflektion, då det är ett användarvänligt program som presenterar resultat i färgglada illustrationen. Samtidigt är en av fördelarna med Plaxis, för den insatta geoteknikern, just att resultaten är lättillgängliga i figurer, tabeller och grafer.

För att ta fram de materialparametrar som erfordras till beräkningsmodellerna i Plaxis krävs dyra undersökningar och risken är att grova förenklingar görs när tillgång till resultat från denna typ av undersökningar inte finns.

7.1 Sättning

Som tidigare nämnts ovan har målet varit att dra slutsatser kring betydelsen av beräkningsmodellens komplexitet på resultaten. För analysen av sättningarna orsakade av vägbanken har det visat sig att en enkel handberäkning kan ge tillförlitliga resultat. Skillnaden mellan handberäkning och det mer komplexa beräkningsverktyget Plaxis är liten, beräkningarna som genomförts visar på en skillnad av 5 procent. Denna skillnad skulle lika väl kunna uppstå i framtagningen av materialparametrar för de olika beräkningsmetoderna som i beräkningen.

Att det är lastspridningen och modulen som har störst betydelse för sättningarnas storlek är allmänt känt. Modulerna som används i handberäkningen och Embankco är lätta att ta fram genom utvärdering av CRS-försök, medan framtagningen av modulerna som används i FE-programmet Plaxis kräver mer av geoteknikern. Lastspridningen i Plaxis och Embankco (elasticitetsteori) är en bättre modell av verkligheten än lastspridningen i handberäkningen (2:1-metoden). Ett sätt att få en enkel handberäkning mer tillförlitlig är att använda lastspridningen enligt Boussinesque, vilken lätt kan fås från Embankco eller Plaxis Mohr Coulomb.

Vad gäller Plaxis bör jordmodellen Mohr Coulomb endast användas till helt normalkonsoliderade leror eftersom inget förkonsolideringstryck kan anges. De utförda beräkningarna visar att för jordmaterialmodellen Hardening Soil har sekantmodulen, E_{50} som endast kan utvärderas ur ett dränerat aktivt triaxialförsök, i princip ingen betydelse för sättningarna under en vägbank. En annan slutsats från resultaten av beräkningarna är att en punkt rakt under en vägbank inte alltid har samma randvillkor som ett CRS-fall, utan $\sigma_2 \neq \sigma_3$.

För att validera att de parametrar som läggs in i FE-programmet Plaxis verkligen är de som används i beräkningen gjordes en dränerad simulering med en last med oändlig utbredning i horisontalled. Denna simulering visade att tvärkontraktionstalet, ν styr spänningsvägarna i simuleringen i Mohr Coulomb, medan Hardening Soil och Soft Soil i det elastiska området

styrts av tvärkontraktionstalet för av – och pålastning, v_{ur} och sedan i det plastiska området av K_0^{nc} .

Värt att nämna är att ovan slutsatser är dragna utan hänsyn till krypning.

7.2 Spont

Beräkningarna gjorda med handberäkning, Slope och FE-analys i Plaxis ger, trots olika komplexitet i beräkningsprogrammen, små skillnader på resultatet. Säkerhetsfaktor som är ett mått på totalstabiliteten ger i princip samma resultat för samtliga beräkningar, trots olikheter i framtagningen av faktorn. På grund av likheterna i resultaten kan det vara fullt så god beräkningsmetod att använda Slope vid beräkning av säkerhetsfaktor.

Skillnaderna i jordtrycksberäkningarna var stora, beroende på att programmet Plaxis inte simulerar en vattenspalt bakom sponten. Istället läggs ett vilojordtryck på sponten nära markytan i beräkningen. Detta gav även skillnader i maxmoment och stämpkraft. Därav kan det vara av vikt att diskutera rimligheten för beräkningssättens framtagning av jordtrycket, dels i handberäkningen och dels i Plaxis.

Programmet Plaxis fördel är möjligheten för användaren att studera jordens och spontens beteende för samtliga beräkningssteg. Det behöver inte vara slutsteget som är mest kritiskt, och det kan därför vara av intresse att undersöka händelseförloppet i samtliga steg.

För spontberäkning i jordmodellen Hardening Soil i Plaxis har det framgått att modulen E_{50} är av stor betydelse. Framtagningen av E_{50} kräver ett dränerat aktivt triaxförsök, vilket är dyrt och, åtminstone i Sverige, ett ovanligt försök. Genom att anta ett K_0 -värde krävs endast ett CRS-försök för beräkning i Mohr Coulomb, som därför är en jordmaterialmodell som i allmänhet används oftare vid spontberäkning. En fördel med modellen Hardening Soil är att modulen är spänningsberoende och på så sätt uppträder mer som förväntat i förhållande till verkligheten.

En bra kombination för att lösa ett enklare stabilitetsproblem är att dimensionera enligt Sponthandboken och sedan fastställa säkerheten mot brott med hjälp av Slope.

7.3 Rekommendationer för fortsatt arbete

I detta examensarbete har endast sättningar under en vägbank och en enkel spontkonstruktion analyserats och jämförts. Samma jämförelse beräkningsmodeller emellan bör utföras för bärighet och släntstabilitet.

Vad gäller sättningar är det av vikt att göra en fördjupad analys, där hänsyn även tas till krypning.

Jordtrycken, som påverkas av portrycken, mot spontkonstruktionen bör analyseras djupare, då dessa skiljer sig åt markant för de olika beräkningsmetoderna.

Allmänt bör framtagningen av relevanta moduler till beräkningar i FE-programmet Plaxis undersökas ytterligare, då denna process idag är tidskrävande.

REFERENSER

Tryckta källor

Barbour S., Krahn J. (2004): Numerical Modelling – Prediction or Process. *Geotechnical News* December 2004, s 44-52

Benz T. et al. (2003): *On the practical use of advanced constitutive laws in finite element foundation analysis*. FONDSUP 2003 International Symposium

Bowles, Joseph E. (1995): *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill Science/Engineering/Math

Larsson R. (1994): *Deformationsegenskaper i jord*. Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Rapport B 1994:6, Göteborg.

Larsson R., Bengtsson P-E., Eriksson L. (1994): *Sättningsprognoser för bankar på lös finkornig jord*. Tryck-Center, Linköping.

Ryner A. et al. (1996): *Sponthandboken*. Ljunglöfs Offset AB, Stockholm.

Samuelsson A., Wiberg N-E. (1993): *Byggnadsmekanik Hållfasthetslära*. Studentlitteratur, Lund

Schanz et al. (1999): *The hardening soil model: Formulation and verification*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXI. Balkerna, Rotterdam.

Sällfors G. (2002): *Geoteknik, jordmateriallära, jordmekanik*. Vasastadens Bokbinderi, Göteborg.

Sällfors G. et al (2002): *Scientific Problem Solving*

Muntliga källor

Anders Kullingsjö, doktorand GEO institutionen, Chalmers tekniska högskola

Göran Sällfors, professor GEO institutionen, Chalmers tekniska högskola

Elektroniska källor

<http://www.plaxis.com/index.php?cat=manuals&mouse=Plaxis%20V8>. *Material Models Manual* (2005-04-01)

<http://www.plaxis.com/index.php?cat=manuals&mouse=Plaxis%20V8>. *Reference Manual*. (2005-04-01)

<http://www.plaxis.com/index.php?cat=manuals&mouse=Plaxis%20V8>. *Scientific Manual*. (2005-04-01)