



EXAMENSARBETE I SAMHÄLLSBYGGNAD 300 HP, AVANCERAD NIVÅ
STOCKHOLM, SVERIGE 2016

Pressometer

EN IN SITU-METOD FÖR SVERIGES FRIKTIONSJORDAR

PATRIC HANKE
JOHAN MATINI



KTH KUNGLIGA TEKNISKA HÖGSKOLAN

SKOLAN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNAD

Förord

Examensarbetet är avslutningen av civilingenjörsprogrammet inom samhällsbyggnad, 300 hp, på avdelningen för jord- och bergmekanik, Kungliga Tekniska högskolan. WSP Sverige AB har tillhandahållit data till analys och utrustning för fältexperiment.

Ett stort tack riktas till hela geoteknikavdelningen på WSP, framför allt *David Nilsson* som frivilligt utförde fälttester, *Mikael Johansson* och *Jakob Vall* som agerade handledare och bollplank samt *Linda Hafslund*, avdelningschef på WSP geoteknik i Stockholm. Vi vill också tacka professor *Stefan Larsson*, som genom intressanta kurser väckt vårt intresse för geoteknik.

Slutligen vill vi tacka våra studiekamrater på samhällsbyggnadssektionen för alla oförglömliga kvällar i B-huset.

Patric Hanke

Johan Matini

Stockholm, januari 2016

Sammanfattning

Fältgeotekniska undersökningar är en viktig del av geotekniken och används vid nästan alla byggprojekt för att utreda markförhållanden och skapa underlag för dimensionering av konstruktioner. För att optimera grundläggningsdesign önskas ofta flera fältmetoder eftersom metodernas olika tillvägagångssätt kan resultera i skilda resultat och parametrar, vilka tillsammans möjliggör undersökningar i alla tänkbara jordförhållanden. En metod erkänd utomlands för sin höga tillförlitlighet och användningsbredd är pressometern, en metod som är på väg att glömmas bort i Sverige.

Syftet med examensarbetet var att studera pressometerns potential och användningsområde i Sverige. Pressometern som metod bygger på radiell expansion och mäter jordens volymförändring genom trycksättning. Förfaringssättet som pressometern belastar jorden på liknar situationen som jorden kommer att utsättas för under byggnation. Pressometerförsök resulterar i metodspecifika hållfasthets- och deformationsparametrar, från vilka särskilda beräkningsmodeller för uppskattning av bärförmåga och sättningar har utvecklats. Målet var att förse svenska geotekniker med en referens för att förhålla sig till pressometerresultat och -modeller.

Ett intressant område för pressometern i Sverige är friktionsjordar där ett behov av pålitliga in situ-metoder har identifierats. Beräkningsmodellerna baserade på pressometerresultat har utvärderats och jämförts med beräkningsmodeller för hejarsondering vilken är en vanlig sonderingsmetod i friktionsjord. Vidare har empirisk data från projekt där båda metoderna använts, analyserats och empiriska samband utvärderats mellan dem. Beräkningsmodellerna tolkades sedan mot det empiriska sambandet. Slutligen utfördes ett fältexperiment med de båda metoderna, som tyvärr misslyckades.

Dataanalysen visar på ett tydligt empiriskt samband mellan hejarsondering och pressometerförsök, dock grundade sig den empiriska analysen på endast 14 observationer och hög standardavvikelse iaktogs. Beräkningsmodellerna för vardera metod visade sig skilja markant. Gällande beräknad vertikal bärförmåga kunde visas att för konstruktioner med stort relativt grundläggningsdjup beräknas den vertikala bärförmågan högre med pressometermodellen än hejarmodellen. För sättningsberäkningar ger pressometermodellen gynnsammare uppskattad sättning vid ökad plattbredd än hejarmodellen.

Sammanfattningsvis visar studien på att pressometern har ett tydligt användningsområde i Sverige med bra beräkningsmodeller men att klara regler och normer saknas och borde förtydligas. Pressometern är en in situ-metod som i praktiken kantas av problem i utförandet men att den teoretiska grunden och behovet av verklighetsnära fältmetoder ändå skapar utrymme för metoden i svenska friktionsjordar.

Abstract

Geotechnical field investigations are an important part of geotechnology, used in almost all construction projects to analyze soil conditions and provide data for the design of structures. To optimize the foundation design several field investigation methods are often preferred, since the methods' different approaches may result in a range of results and parameters, to allow for investigations in all possible soil conditions. A method acclaimed abroad for its reliability and being versatile, is the pressuremeter, a method about to be forgotten in Sweden.

The aim of this thesis was to study the Pressuremeter's potential and use in Sweden. Pressuremeter as a method, is based on radial expansion and measures the Earth's volume change by pressurizing it. The procedure replicates the situation soil will be exposed to during planned construction. Based on the specific soil parameters obtained by the pressuremeter, there are specific models for estimating the ultimate bearing capacity and settlement. The goal of this thesis was to help Swedish geotechnical engineers to relate to the Pressuremeter results and -models.

An interesting area for the Pressuremeter is cohesionless soil where the need for reliable in-situ methods has been identified. The Pressuremeter calculation models have been evaluated and compared with calculation models for Ram sounding (hejarsondering) which is a common probing method in cohesionless soil. Historical data from previous cases, where the two methods were used, have been analyzed and empirical relationships between them identified, whereupon the calculation models were interpreted together with the empirical relationship. Finally a field experiment was performed, involving the two methods, which unfortunately failed.

The data analysis shows an empirical correlation between Ram sounding and the Pressuremeter, with wide variation. The calculation models for each method were found to differ significantly. Regarding the ultimate bearing capacity, the Pressuremeter model calculates a higher capacity for structures with relatively large foundation depth than does the Ram sounding model. Regarding settlement calculations, the Pressuremeter model provides favorable estimated settlements for wider foundations than does the Ram sounding model.

In summary, the study shows that the Pressuremeter has a clear use in Sweden with good calculation models, however regulation and standards regarding the method should be made clearer. The Pressuremeter is an in-situ method that in its practical execution is associated with problems but that the theoretical basis and need for effective field investigation method still creates space in Swedish cohesionless soils.

Innehållsförteckning

1. Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte och mål	1
1.3 Avgränsning	2
2. Litteraturstudie	3
2.1 Geotekniska fältundersökningar	3
2.1.1 Allmänt	3
2.1.2 Sonderingsmetoder	3
2.1.3 Provtagningsmetoder	4
2.1.4 In situ-metoder	4
2.1.5 Geofysiska metoder	5
2.2 Pressometer	6
2.2.1 Historia	6
2.2.2 Pressometermetoder	7
2.2.3 Användning	9
2.2.4 Pressometerteori	12
2.3 Hejarsondering	27
2.3.1 Bakgrund	27
2.3.2 Metod	27
2.3.3 Utvärdering parametrar	28
2.4 Sammanfattning	30
3. Metod	31
4. Fält	32
4.1 Planering av fältexperiment och fältstudie	32
4.1.1 Fältexperiment – Tullinge flygfält	32
4.1.2 Fältstudie - Packningskontroll	33
4.2 Utförande av fältexperiment och fältstudie	34
4.2.1 Fältexperiment – Tullinge flygfält	34
4.2.2 Fältstudie – Packningskontroll	34
5. Analys & resultat	35
5.1 Pressometerprojekt i Sverige	35
5.2 R_d , Vertikal bärförmåga	37
5.2.1 Exempel; Platta på sand	39

5.2.2 Modellsamband mellan N'_{20} och P_{LM}^*	40
5.2.3 Empiriskt samband	43
5.2.4 Dimensioneringskonsekvenser.....	44
5.3 E-modul och sättningar.....	45
5.3.1 Empiriska samband.....	46
5.3.2 Dimensioneringskonsekvenser.....	47
5.3.3 Exempel platta på sand.....	48
5.3.4 Beräkning på heterogen jord	49
5.3.5 Elasticitetsmodul	51
6. Diskussion och slutsats	53
6.1 Kritisk reflektion	54
7. Förslag till fortsatta studier.....	56
Referenslista	57
Muntliga källor	59
Bilaga A – Loggbok Fältexperiment	60
Tullinge flygfält	60
Tullinge flygfält andra försöket	62
Bilaga B – Data.....	63
Analyserade fall	63
Databearbetning	64

Nomenklatur

A	Fundamentarea (m ²)
B	Fundamentbredd (m)
D	Grundläggningsdjup (m)
E	Sättningsmodul/Youngs modul (MPa)
E_M, E_{PMT}, E_{MPM}	Menardmodul (MPa)
E_R	Återbelastnings modul (MPa)
E_α	Konverterad Youngs modul från menardmodul
G	Skjuvmodul (MPa)
HfA	Hejarsondering
N_{20}	Slag av hejarsondering/0.2m
N'_{20}	Nettoslag av hejarsondering/0.2m
K_o	Konverteringsfaktor (-)
k, N_p	Bärighetsfaktor (-)
$MPM, (PMT)$	Menard pressometer (förborrad)
p_f	Tryck där sträckgräns uppnås (MPa)
P_{LM}	Menards gränstryck (MPa)
P_{LM}^*	Menard nettogränstryck (MPa)
R_D	Vertikal bärförmåga (MPa)
r	Radie pressometer (mm)
Δr	Ökning av radie (mm)
s	Sättning (mm)
q	Tilläggslast på fundament (MPa)
V_o	Initial volym pressometer (cm ³)
ΔV	Ökning av volym (cm ³)
V_D	Vertikal last (MPa)
$V_{r,HfA/MPM}$	Prediktionstal (-)
α	Reologisk/Geologisk koefficient (-)
ε_r	Radiell töjning (-)
$\gamma_{Rd,HfA/MPM}$	Modellosäkerhetsfaktor (-)
γ_m	Partialkoefficient (-)
λ_d, λ_c	Formfaktorer (-)
φ'	Inre friktionsvinkel (°)
σ_{ho}	In situ totalt horisontell spänning (MPa)
σ_v'	Effektiv vertikal spänning (MPa)
ν	Poissons konstant (-)
σ_{vo}	Initial vertikal spänning (MPa)
σ_{ho}	Initial horisontell spänning (MPa)
τ	Skjuvspänning (MPa)

1. Inledning

1.1 Bakgrund

Geotekniska fältundersökningar utförs för att fastställa jordens mekaniska egenskaper och utförs ofta i första skedet med sondering. Sondering ger information som jordlagerföljd, relativ fasthet samt djup till fast botten. Egenskaper kan också bestämmas genom att skicka jordprover till laboratorium. Det sker som omrörda, störda eller ostörda prover, där egenskaperna kan förändras under transporten (Zubaidi, 2013). Genom *in situ*-undersökning bestäms istället jordens hållfasthet- och deformationsegenskaper direkt på plats. En korrekt uppskattning av jordens egenskaper är centralt vid projektering för att skapa en hållbar grundläggning och konstruktion.

En typ av *in situ*-metod är pressometer. ”Bästa förfararsättet att inhämta en modul av en jord, är att mäta direkt med ett test som replikerar situationen som jorden kommer att utsättas för under planerad byggnation” (Briaud, 2013).

Pressometersonden är en mätkropp som förs ned i jorden och expanderas vid trycktillsättning. Genom att avläsa volymförändring i förhållande till tryck, utvärderas jordens egenskaper i pressometerparametrar. Utifrån parametrarna används egna beräkningsmodeller unika för pressometern för uppskattning av bärförmåga, sättningar, friktionsvinkel et cetera.

Pressometer är en etablerad metod i Europa men används i begränsad omfattning i Sverige (IEG, 2011). Någon etablerad praxis existerar därför inte. ”Det som saknas i Sverige är pressometern jämfört med andra metoder” (Massarsch, 2015).

Geotekniker i Sverige saknar erfarenhet av att förhålla sig till de moduler som erhålls från pressometern. WSP är numera den enda aktören som kan utföra och utvärdera pressometerförsök i Sverige, som anses vara komplext och kräver erfaren personal. Det är relevant att fråga sig varför pressometern inte används mer i Sverige och om det finns utrymme för pressometern på den svenska marknaden. Författarna har sökt svaren genom att undersöka och jämföra pressometerberäkningsmodellerna med andra vedertagna beräkningsmodeller.

1.2 Syfte och mål

Pressometern är en etablerad metod som används framgångsrikt utomlands. Stor teoretisk och empirisk bakgrund utmärker pressometern varför den borde kunna användas i Sverige. Syftet är att finna pressometerens potential i Sverige och bidra till en ökad förståelse för användningen av pressometer. Målet är att förse svenska geotekniker med en referens för att förhålla sig till pressometerresultat och -modeller. Detta görs genom en omfattande litteraturstudie, analys av beräkningsmodeller och tidigare projekt samt genomförande av eget fältexperiment.

1.3 Avgränsning

Arbetet omfattar endast pressometer enligt Menard (MPM), vilket är den metod som finns att tillgå i Sverige idag och vars rådata står till underlag för analys. Övriga pressometermetoder presenteras endast i sin korthet.

Författarna har identifierat friktionsjordar som främsta potentiella området för pressometern. Även om pressometern går att använda i kohesionjord finns det andra in situ-metoder, bland annat CPT. Tidigare forskning har redan redogjort för förhållanden mellan CPT och pressometer i kohesionjord. CPT är både snabbare och billigare i denna typ av jord, men kan inte alltid användas i friktionsjordar.

Jämförelser med annan undersökningsmetod begränsas till hejarsondering. Hejarsondering är den metoden där det finns mest jämförelsebar data. Inhämtad data till analysen görs endast på projekt utförda i Sverige då arbetet fokuserar på hur pressometern lämpar sig i friktionsjordar i Sverige.

2. Litteraturstudie

2.1 Geotekniska fältundersökningar

2.1.1 Allmänt

Geotekniska fältundersökningar syftar till att utreda berg-, jord- och grundvattnets förhållanden och egenskaper. Fältundersökningens resultat ligger till underlag för utvärdering av marken, så att planerad grundläggning kan ske på ett fördelaktigt sätt med lämplig placering. Dimensionering av grundläggning, förstärkningsmetoder, tjälproblem med mera bestäms utifrån dem geotekniska fältundersökningarna. När grundläggningen är bestämd och problem identifierade kan en kostnadskalkyl upprättas (SGF, 2013).

En konstruktion som utformas efter jordparametrar som är överskattade mot de faktiska förhållanden, kan resultera i brott, ras eller skred och få katastrofala följder. Underskattas egenskaper, kan konstruktionen istället överdimensioneras. Vid större byggnationer kan överdimensioneringen resultera i en helt annan typ av grundläggning som är betydligt dyrare. En djupgående undersökning är därför viktig i många projekt.

I fält fastslås till en början relativ fasthet och djup till berg genom sondering. Sonderingarna kompletteras ofta med en annan undersökningsmetod. ”Valet av undersökningsmetod och omfattningen av undersökningarna bestäms av en mängd olika faktorer: jordart, grundvattenförhållanden, syftet med undersökningen, krav på noggrannhet i dimensionering och beräkningar” (SGF, 2013). Hårdare jordar har i regel färre metoder att välja mellan.

2.1.2 Sonderingsmetoder

Sondering kan delas upp i statisk- och dynamisk sondering, se tabell 2-1. Statisk sondering innebär en kontinuerlig belastning och dynamisk sondering innebär att sonden drivs ned genom slag. Problematiken kring sonderingar är att statisk sondering inte kan utföras på större djup medan en dynamisk sondering, som kan utföras på stora djup, inte är lika noggrann i urskiljning av fasthetsvariation (SGF, 2013). Detta innebär att vid större grundläggningsdjup är en noggrannare uppskattning av deformation- och hållfasthetsegenskaper svårare att erhålla med enbart sonderingar.

Tabell 2-1. Typer av sonderingar

Statisk sondering	Dynamisk sondering
Spetstryckssondering (TrS)	Hejarsondering (HfA)
Trycksondering (Tr)	Slagsondering (Slb)
Viktsondering (Vi,Vim)	SPT-sondering
JB-totalsondering (Jb-tot)	Jord- bergsondering (Jb1/2/3)

2.1.3 Provtagningsmetoder

Provtagning är ett tillägg till sondering när en mer precis bestämning av jordlagerföljden krävs. Provtagning innebär att jordprov hämtas ur jorden genom stansning eller skruvborrning. Proverna skickas in till laboratorium för att närmare undersökas och fastställa jordens egenskaper. En norm är att prov skall tas av karakteristiska lager som identifieras vid sondering. Vid likartade jordförhållanden krävs inte lika många prover som vid växlande jordförhållanden (Bergdahl, 1984). Provtagning kan delas upp ostörd, störd och omrörd enligt tabell 2-2:

Tabell 2-2. Provtagningsmetoder

	Förklaring	Exempel på metod
Ostörd	orörd jordlagerföljd och bibehållna mekaniska egenskaper	Kolvprovtagning (Kv)
		Folieprovtagning (Fo)
		Torvprovtagning
Störd	orördjordlagerföljd men förändrade mekaniska egenskaper	Provgrop
		Provtagning med spets (Ps)
		Skruvprovtagning (Skr)
Omrörd	förändrad jordlagerföljd och förändrade mekaniska egenskaper	Spadprovtagning (Sp)
		Jalusiprovtagning (Js)
		Kannprovtagning (K)

Vid jordartsklassificering räcker störd eller omrörd provtagning. Efterfrågas däremot hållfasthets- och deformationsegenskaperna hos jorden fordras ett ostört prov. Ostört prov är svårt att ta för friktionsjord. Provet påverkas dels av provtagaren vid neddrivning, dels av att större partiklar ej ryms i kolvprovet och dels av den dåliga sammanhållningen i friktionsjorden. Även fasta leror och siltig gyttja är inte lämpliga för bra prover. (Bergdahl, 1984). När jordförhållanden för provtagning inte är lämplig kan in situ-metoder med fördel användas.

2.1.4 In situ-metoder

In situ undersökningar innebär en mer direkt väg att mäta jordens egenskaper jämfört med sondering eller upptagning av jordprover. Större jordvolym testas än vid sondering och laborierprov, som medför att in situ-metoder är mindre känsliga för lokala avvikelser (Bergdahl, 1984).

Bland de vanligaste in situ-metoderna är vingförsök och Cone Penetration Test (CPT). Vingförsök används framför allt för att mäta hållfasthetsegenskaper i lera och inte i friktionsjord. Sonderingar mäter också jordens egenskaper på plats, men ofta särskiljs det mellan sonderingar och in situ-metoder. CPT är en typ av spetstryckssondering som ofta definieras som en in situ-metod (Larsson, 2015). Den utförs främst i sten- och blockfria jordar eftersom sondens konstruktion försvårar forcering av hinder. Det finns även andra metoder: dilatometer och pressometer (MPM) som är ovanligare i Sverige. MPM lämpar sig i samtliga jordtyper inklusive löst berg.

2.1.5 Geofysiska metoder

Till de nyare metoderna hör georadar (GPR), *ground penetration radar*, vilken principiellt fungerar som ett ekolod med elektromagnetiska vågor mellan 10-2000 MHz. Lägre vågor ger längre räckvidd men sämre upplösning. Den lägsta frekvensen ger ett penetrationsdjup på ca: 25 m i morän. Pågående forskning utvecklar denna metod för att i större grad kunna tillämpa den inom geotekniken (Fondelius, 2006). Fördelar med GPR är främst: snabb datainsamling, kontinuerlig information och flera mätningar som ger en detaljerad planritning samt att utrustningen är enkel att hantera. Begränsningar finns i att; elektriska ledningar och objekt i omgivning kan påverka resultat, begränsat penetrationsdjup samt att mätningar i salt- och mineralrika miljöer inte ger önskvärda resultat.

Seismiska metoder bygger på refraction- och reflektionseismik, och mäter en vågs restid från en seismisk källa, till exempel fallvikt, explosion eller slag. Vågens utbredningshastighet beror på mediet som den färdas i. Utifrån uppmätt tid, sträcka och amplitud på den alstrade vågen evalueras jordens egenskaper.

2.2 Pressometer

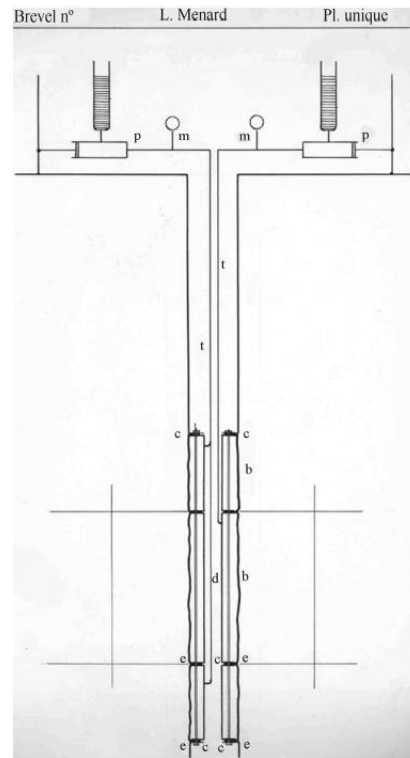
2.2.1 Historia

Pressometerns föregångare presenterades 1933 av F. Kogler (Zubaidi, 2013). Tekniska begränsningar gjorde dock att mätningen av volymen inte registrerades korrekt och metoden blev aldrig etablerad inom geotekniken (Benoît & Howie, 2014). Dagens pressometer utvecklades istället av Louis Ménard i Frankrike år 1954, med ett studentarbete på Exole Nationale des Ponts et Chaussées i Paris (Zubaidi, 2013). Ménard åkte senare till University of Illinois och förfinade då pressometern under hans masterprojekt "An Apparatus for Measuring the Strength of Soils in Place". Verktøget benämndes "Pressiometer" och beskrevs enligt slutsatsen:

"a) The pressiometer is a very precise method of subsurface exploration;

b) The bearing capacity increases with the modulus of elasticity of the soil"

Utifrån den ursprungliga pressometern som visas i figur 1 skulle det förborrade hålet vara 140 mm, vilket senare reducerades till 50 mm (Cassan, 2005) som tillsammans med andra modifikationer möjliggjorde att metoden kunde användas på avsevärt större djup och under högre tryck. Idag kan metoden användas på över 500 meters djup (Equiregroup, 2013). Ménard insåg dock begränsningarna i den teoretiska bakgrunden och framförde senare empiriska regler vid utvärdering av resultaten av testen. Sedan dess har det skett ständig förbättring av de empiriska sambanden, främst i Frankrike där pressometer är den dominerande fältundersökningsmetoden. Där används pressometern i både lera, sand och mjukt berg. I Sverige däremot har användning främst skett i hård jord och morän där andra in situ-verktyg har svårt att penetrera marken och samtidigt få ut eftersökta parametrar.



Figur 1. Schematisk beskrivning av första pressometern (Gauthier, et al., 1954)

2.2.2 Pressometermetoder

2.2.2.1 Förborrad pressometer

Den första och fortfarande vanligaste typen av pressometer är en förborrad pressuremeter (PMT/ PBP/PBPM/PMP). Det är viktigt att det förborrade hålet stör jorden så lite som möjligt. Borrtyp måste väljas beroende på jordförhållanden enligt tabell 2-3. Jorden bör inte tryckas in åt sidorna utan föras upp. Borrningen bör ske med mindre än 60 varv per minut för att minska störningen (Combarieu & Canépa, 2001). Är hålet för stort kan det vara omöjligt att volymökningen ger jordens gränstryck (SGF, 2013). Är hålet däremot för litet kommer sonden som förs ned att skapa tryck i jorden redan innan mätningen har börjat. Det rekommenderas även att testet sker inom 15 minuter från förborringen. Finns risk att borrhålet kollapsar, vilket är vanligt vid friktionsjord, kan bentonit eller foderrör användas (J&W, 1980). Avläsningen sker ovan marknivån analogt eller digitalt med hjälp av automatisk avläsning.

Tabell 2-3. Rekommenderad håltagningsmetod (J&W, 1980)

Jordart	Nedpressning av sonden utan förborring	Förborring med skruvborr	Förborring med skruv och bentonitspolning	Nedslagning av skruv och förborring	Förborring av slitsrör utan slitsrör	Förborring (jb) och nerslagning av slitsrör, bentonitspolning	Direktborring med slitsrör
Fast Lera		X	X				
Lös Lera		X	X				
Silt och sand, löst lagrad under GW	X		x				
Silt och sand, halvfast och fast lagrad under GW			X	X			
Silt och sand, mycket fast lagrad under GW			X	X		X	
Silt och sand, löst, halvfast och fast lagrad över GW		X		X	X		
Silt och sand, mycket fast lagrad över GW		X		X	X		
Grus				X		X	
Morän, blockfattig				X	X	X	
Morän, normalblockig					X	X	
Morän, (stor- och) rikblockig					x	x	X

X - Mycket lämplig

x - Tillämplig

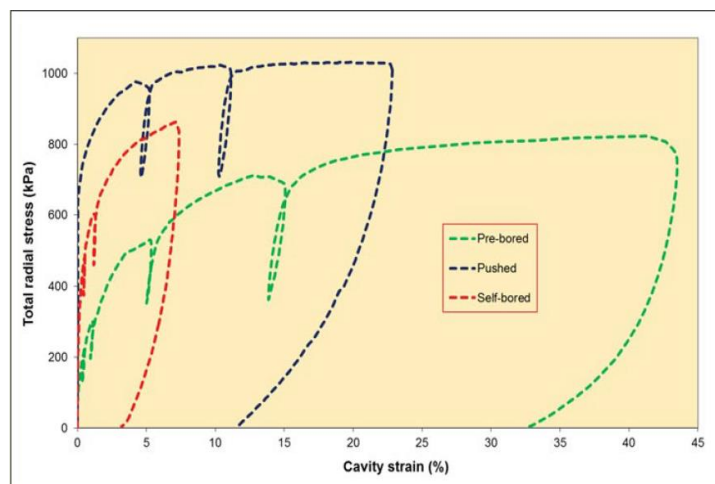
2.2.2.2 Självborrande pressometer

För att minska störningen i jorden vid förborraningen utvecklades den självborrande pressometern (SBP/SBPM) 1970. Sonden förs ned genom en självgrävande maskin som spolrar upp jorden till marknivån, likt en liten tunnelbormaskin (TBM). När eftersökt djup är nått utfälls membranet och trycket, volymförändring samt porvattentrycket mäts automatiskt kontinuerligt och ger effektiva spänningsparametrar. Sonden består endast av en mätcell och inga skyddsceller. Det finns varierande versioner av SBP och vissa kan även mäta permeabiliteten och består av 6 volymförändringssensorer och innehåller tre inklinometerar (Cambridge Insitu Ltd, 2015). SBP används vid varierande typer av mark, från lös sand, mjuk- till hård lera samt svagt berg. Grus och annat material kan dock skada skärbladen och är därför inte lämpligt (Cambridge Insitu Ltd, 2015) för SBP. Forskningsresultat visar att den störning som sker av självborrandet ligger inom det elastiska intervallet av materialet. Vid mjuk lera är det möjligt att den självborrande apparaturen är tillräcklig för att penetrera marken självmant med endast en ställning som stöd, vid hårdare jordar kan dock ytterligare verktyg behövas så som bormaskin. Minsta intervall för tester är en meter och kan ske på över 60 meters djup (Cambridge Insitu Ltd, 2015). SBP kräver stor skicklighet och erfaren operatör, den är också väldigt kostsam och används ytterst sällan i Sverige.

2.2.2.3 Push-in pressuremeter

En annan typ av pressometern är så kallad push-in (PIPM), där sonden helt enkelt pressas eller slås in. PIPM används främst off-shore och utvecklades 1982. En variant av push-in metoden är *Cone-Pressuremeter* (CPM). Det är en pressometer monterad på en CPT. Nedpressningen orsakar störningar i jorden. Gränstrycket nås oftast vid ca 15 % hålutvidning. Deformationsparametrar härleds från kontraktionskurvan och styvhetsparametrar ur återbelastning av jorden. Fördelen med CPM är att den är snabb och kan användas i alla material där en kon kan tryckas ned. En nackdel är att det krävs stor kraft för att trycka ned sonden i hård mark, 10 ton-stötningar är inte ovanliga (Cambridge Insitu Ltd, 2015).

Push-in kritiserar eftersom den stör jorden signifikant och ändrar jordegenskaperna. Jorden packas när sonden trycks ned, och högre värden uppnås ofta än vid för- eller självborrande pressometrar, se figur 2.



Figur 2. Spänning och töjning av olika metoder (Cambridge, 2015)

En full-displacement pressuremeter (FDPM) är ytterligare en typ av push-in från Kanada. Denna metod används i Sverige för att bestämma egenskaper i ås-, grus- och krossmaterial då det finns få andra metoder att använda sig av. Sonden kläs med ett metallslitrör som skall skydda membranet mot punktering vid neddrivning. Standarder kring pressometer anger att push-in endast skall användas då alla andra alternativ har uteslutits. Hansbo (1994) menar på att detta är en överdrift med tanke på kostnaden i varje misslyckat försök. I Sverige har denna metod snarare blivit regeln mer än undantaget. Sättningsberäkningar utifrån push-in resultat har visat sig stämma väl överens med de observerade sättningarna (Hansbo, 1994).

2.2.2.4 Val av pressometer

Som beskrivet finns det olika pressometermetoder som var och en har sina för- och nackdelar. Den förborrade pressometern (PMT) gör att sonden kan föras ned i nästan alla jordtyper för undersökning. Här har de flesta andra in situ-metoder en nackdel; om ett block påträffas som inte kan penetreras med sonden, går inte undersökningen att utföra under blocket. Om möjligt bör gärna självborrande pressometer utföras då den stör jorden minimalt. Se tabell 2-4 för guide av val.

Tabell 2-4. Val av pressometer (Clarke, 1995)

Jordtyp	PBPM	SBPM	PIPM
Mjuk lera	A	A	A
Hård lera	A	A	A
Lös sand	B med stöd	A	A
Hård sand	B med stöd	B	C
Grus	C med drivning	N	N
Svagt berg	A	B	N
Starkt berg	A	N	N

A: Mycket bra B: Bra C: Godkänt N: Ej möjligt

2.2.3 Användning

2.2.3.1 Standard

Pressometerstandarder har historiskt utvecklats vid Central Des Ponts et Chaussées, vilket är franska motsvarigheten till Trafikverket. Dessa har sedan justerats innan de antogs i Eurokod 7 (EN 1997) – Dimensionering av geokonstruktioner, som består av två delar. Del ett (EN 1997-1), Allmänna regler, nämner kort pressometern. Istället presenteras den tydligare i del två (EN 1997-2), Marktekniska undersökningar. Den senare delen innehåller beskrivningar av pressometern, med tillhörande bilaga E, räkneexempel på:

- * Bärförmåga med platta (ingår även i del ett)
- * Sättningar med platta
- * Pålars bärförmåga

Implementeringskommissionen för Europastandarder inom Geoteknik (IEG), angav år 2010 att räkneexemplet vid bärförmåga med platta inte skall tillämpas i Sverige. Detta ledde till att den nationella bilagan (NA), EKS 10 (2015), som ges ut av boverket där varje land anpassar Eurokoderna till nationella förhållanden, anger att den informativa bilaga E skall frångås. Den nationella bilagan hänvisar däremot endast till del ett av Eurokod 7. Det finns inte någon NA till del två. Här råder otydligheter på vad som egentligen gäller. Boverket hänvisar även till den nationella bilagan, EKS 10, som enbart är i tillägg till Eurokod 7 del ett, vid bestämmandet av faktorer i den mån de presenteras där, annars antas värden som finns direkt i Eurokod 7. Gällande utförande hänvisas det till följande ISO-dokument:

EN ISO 22476-4 för MPM

EN ISO 22476-6 för SBP

EN ISO 22476-8 för FDP

De två senare är under utveckling och inte tillgängliga i skrivande stund (januari 2016). Utförande av pressometern finns väl beskriven i ISO-standarderna samt i svenska fälthandböcker och rapporter. Utvärdering av pressometerresultat saknas emellertid i normgivande litteratur, till exempel i TK Geo.

2.2.3.2 Områden

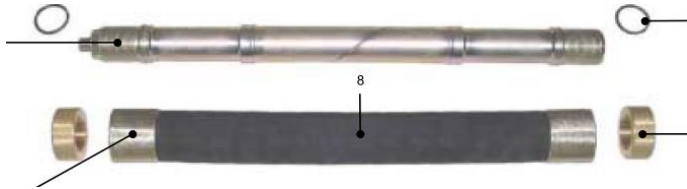
Tillämpningen av PMT inkluderar design av djupgrundläggning vid horisontella och vertikala laster, design av ytnära grundläggning och framtagning av jordprofil med mera (Briaud, 2013). Fördelar med PMT är att den kan användas i både jord och berg, undersöker en större jordvolym än andra metoder och ger ett komplett spänning-töjningsdiagram av jorden in situ (inklusive cyklisk av- och pålastning). Den mångsidiga funktionen hos pressometern gör att den är användbar i många situationer. Utöver de nämnda i Eurokod anger SGF att pressometern lämpar sig vid packningskontroll. PMT är däremot inte rekommenderad att använda vid släntstabilitet och sponter (Briaud, 2013). Dessa beräkningar utgår i från friktionsvinkel och kohesion som i huvudsak inte mäts av PMT.

2.2.3.3 Utförande

Eftersom det i Sverige idag främst används menards pressometer (MPM) (Hansbo, 1994), är det denna som beskrivs i resten av rapporten. Sonden består av en cylindrisk metall som omges av ett gummimembran, så att det bildas tre separata celler. Ytterst sitter två skyddsceller som är gasfyllda och är i direkt anslutning till gastrycket. Mätropparnas storlek varierar mellan 32, 44 och 60 mm i diameter, se tabell 2-5.

Tabell 2-5. Varierande storlekar av PMT

Diameter (mm)	Mätcellens längd (mm)	Startvolym, V_0 (cm ³)
32	165	130
44	370	535
60	210	535



Figur 3. Pressometersond (bild: APAGEO, 2004)



Figur 4. Pressometeravläsare (bild: Hanke & Matini, 2015)

Gummimembranet kan ha olika tjocklek beroende på vilken jord som skall undersökas. Tjockare gummi bör användas vid större risk för punktering. Är risken mycket stor för punktering används metallslitsrör ovanpå membranet (FDPM). För 32 och 44 mm mätcell används slitsrör med måtten 44 respektive 60 mm i ytterdiameter. Vid beräkningar används då slitsrörets startvolym som V_0 . Idag finns det digitala avläsare, se bild figur 4, som sköter registrering automatiskt (APAGEO, 2004). I äldre modeller som fortfarande används måste avläsning och trycksättning ske manuellt, se figur 4. Det finns då en ökad risk för felavläsning och hantering.

Kalibrering måste göras innan utförande. Pressometerdata korrigeras för system-, membran- och metallslitsrörsmotstånd, därmed tas endast tillfört tryck på jorden i beaktande och inte utrustningens beteende vid ökat tryck. Kalibreringen delas upp i tre typer:

Givarkalibrering kalibreras i laboratorium för att säkerställa att mätarna och givare av tryck och volymförändring fungerar korrekt. Detta görs på både sond och avläsningsutrustning (Swedish Standards Institute, 2012).

Tryckförlust/membrankalibrering sker genom att sonden blåses upp ovan markytan. Trycket som krävs att blåsa upp membranet, samt eventuellt metallslitsrör, benämns membranstyvhet. Membranstyvheten subtraheras sedan från applicerat tryck i test för att påvisa nettotryck som jorden krävde för töjning. Denna typ av kalibrering tillämpas på alla typer av MPM då ett membran byts ut. Relativt låg tryck krävs vid denna typ av kalibrering.

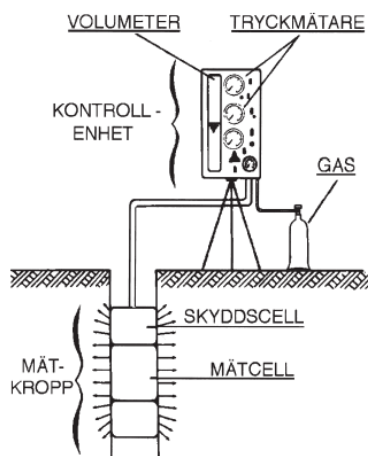


Figur 5. Systemkalibreringsrör (bild: Hanke & Matini, 2015)

Systemkalibrering görs på grund av volymförändring i testutrustning (till exempel slang) och sker genom att sonden placeras i ett tjockare metallrör, se figur 5, och trycksätts. Tryck uppnås till ungefär 25 MPa. Skall test utföras i berg skall även tjockleksförändring i membranet mätas separat och användas för korrigerings.

2.2.4 Pressometerteori

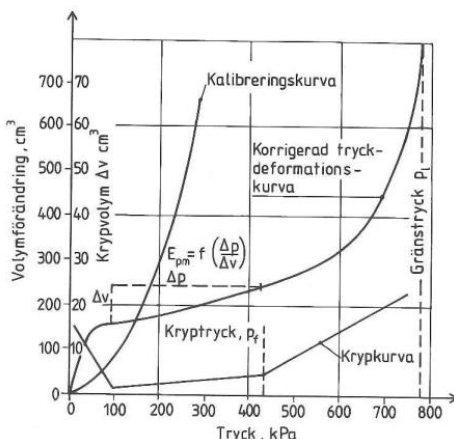
2.2.4.1 Generella principer



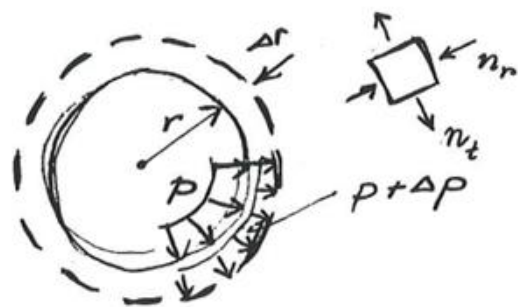
Figur 6. Pressometer principskiss (SGF, 2013)

Grundläggande parametrar inom geoteknik kan hämtas ur ett pressometertest; Skjuvmodul (G), icke-linjär styvhetsprofil, total horisontell spänning och odränerad skjuvhållfasthet för lera. Mätkroppen som förs ned, enligt tidigare beskrivning, består i huvudsak av en skyddscell, mätcell samt ytterligare en skyddscell, se figur 6. Samtliga celler täcks av ett gummimembran som kan expandera. Skyddscellerna trycks sätts konstant till ett tryck strax under mätcellens tryck för att skydda mätcellen och säkerställa att expansionen sker i radiell riktning. Pressometern expanderas sedan likt en ballong och förhållandet mellan tryck- och volymökning skapar ett diagram där jordens egenskaper kan utvärderas i pressometerparametrar (Menard, 1970).

När pressometern befinner sig på önskat djup, trycksätts den under konstant tryck i 60 sekunder (SGF, 2013). Volymen registreras med bestämda intervall innan trycket ökas till nästa nivå. Genom att registrera volymen under konstant tryck framkommer kryp som också illustreras i samma diagram, figur 7. Ur det framtagna diagrammet extrapoleras sedan gränstryck (P_{LM}) fram (Baguelin, et al., 1978). Värt att notera är att endast jordens egenskaper vinkelrätt mot hålet som mäts och i verkligheten kan ingen sond föras ned utan att störa jorden i någon utsträckning (Hansbo, 1994). Exempelvis: 0,5 mm expansion av en 76 mm diameters pressometer representerar endast 1,3% töjning ($\Delta r/r_0$ där r_0 är den initiala hålradien och Δr förändring i radie). En SBPM expanderar typiskt endast 10-15 % av hålradien (Cambridge Insitu Ltd, 2015), små störningar under installationen av sonden kan således ha stora effekter på utmätt expansionskurva.



Figur 7. Pressometerkurva (Bergdahl, et al., 1993)



Figur 8. Utvidgning av ett cylindriskt hål av en tillskottslast (bild: WSP, 2015)

2.2.4.2 Menard Modul, E_M

Den radiella deformationen av ett cylindriskt hål, Δr , är i ett homogent elastiskt beroende av tryckökningen Δp enligt:

$$\frac{\Delta r}{r} = \frac{1}{2} * G * \Delta p \quad (1)$$

Elasticitetsmodulen E definieras i sin tur av G och kontraktionstalet ν :

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

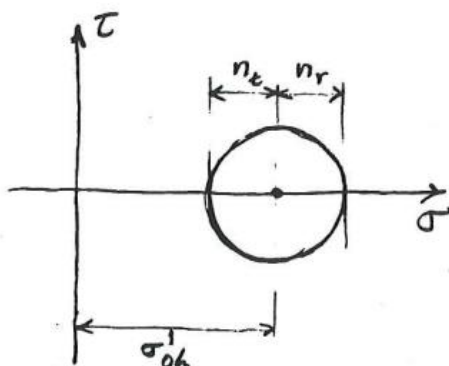
Elasticitetsteori förutsätter (Baguelin, et al., 1978):

- Linearitet mellan spänning och deformation
- Samma beteende när materialet utsätts för dragning som för tryck
- Sambanden mellan spänningen och deformationen är reversibla
- Tid har ingen inverkan

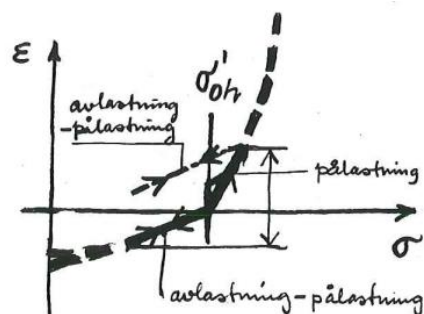
Om ett cylindriskt hål i jorden expanderas beskrivs spänningsförändringen i den kringliggande jorden av en cirkel i Mohr's diagram vars mittpunkt ligger i centrum av huvudspänningarna i radiell och tangentiell led, vanligen vilojordtrycket σ'_{h0} .

Det spänningstillstånd som uppkommer runt det cylindriskt utvidgade hålet uppfyller inga av de nämnda elasticitetsteoretiska förutsättningarna; framför allt inte reversibilitet och tidsberoende förutom att jord inte kan förutsättas ta upp några dragspänningar (Briaud, 1992).

För begränsade deformationer visar sig dock förutsättningarna stämma, jorden uppför sig *pseudoelastiskt*. Det är viktigt att jordens spänningshistoria tas med vid värderingen, vilket visas tydligt av figur 10. Den uppskattade elasticitetsmodulen av avlastning är större än vid pålastning.



Figur 9. Mohrs diagram (bild: WSP, 2015)



Figur 10. Spänning-töjningsdiagram (bild: WSP, 2015)

Inom det givna deformationsintervallet överensstämmer ett pressometerförsök med ett vanligt skjuvförsök, där modulen E_M bestäms av quasi-linjära delen av kurvan inom ett intervall som definieras av två punkter, (p_1 och p_2). p_1 motsvarar jordens horisontella vilotryck och p_2 (p_f) är kryptrcket. Ekvation (2) gäller alltså även för pressometer enligt:

$$E_M = 2(1 + \nu)G_M \quad (3)$$

Ekvation (1) och ekvation (2) läggs in i ekvation (3):

$$E_M = (1 + \nu) \cdot \frac{r}{\Delta r} \cdot \Delta p \quad (4)$$

För ett cylindriskt hål med höjden h , är volymen:

$V = 2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot h$; som efter logaritmering och derivering ger:

$$\frac{\Delta V}{V} = 2 \cdot \Delta r/r \quad (5)$$

där $V = (V_0 + V_M)$; därmed definieras pressometermodulen som:

$$E_M = 2(1 + \nu)(V) \left(\frac{\Delta p}{\Delta V} \right) \quad (6)$$

där

E_M är pressometermodulen

ν är Poissons konstant, vanligen: 0,33

V_0 är initial volymen vid ouppblåst sond

V_M är den korrigerade volymökningen av initial volymen

Δp är korrigerade tryckökningen i den linjära delen av kurvan

Δv är korrigerade volymökningen i den linjära delen av kurvan d. v. s.

$\Delta p / \Delta v$ är lutningen i den pseudoelastiska delen

I deformationsanalyser som grundar sig på linjär-elasticitet där en modul efterfrågas bör Menards modul, E_M , multipliceras med en faktor på 5 till 10 om den skall användas som Youngs modul, E , (Gambin, et al., 1996). Dock påpekas ofta i annan forskning att "The modulus derived from pressuremeter test is strictly only a 'pressuremeter modulus'" och att den inte bör användas som E . Baguelin (Baguelin, et al., 1978) ger däremot en tabell för att konvertera E_M till E , utifrån empiriska resultat, som fortfarande används, se tabell 2-6. Ingen distinktion görs mellan dränerat eller odränerat förhållande. Den reologiska faktorn definieras som $E_M/E = \alpha$.

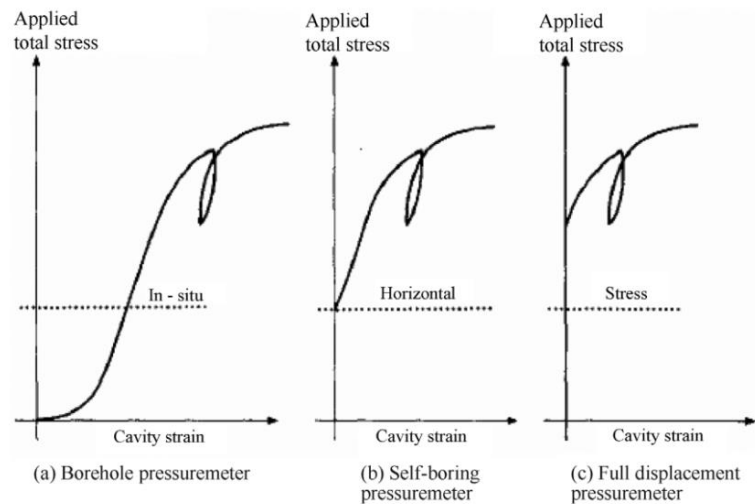
Tabell 2-6. Geologisk faktor, α (Baguelin, et al., 1978)

Typ av jord	Torv	Lera	Silt	Sand	Sand och grus
Överkonsoliderad	-	1.00	0.67	0.50	0.33

Normalkonsoliderad	1.00	0.67	0.50	0.33	0.25
--------------------	------	------	------	------	------

2.2.4.3 Återbelastningspressometermodul, E_R

Genom att avlasta och sedan återbelasta jorden, kan elasticitetsskjuvmodulen erhållas. Återbelastning är ej rekommenderat då krypning uppträder (Combarieu & Canépa, 2001). Återbelastning sker även i andra undersökningsmetoder så som: plattförsök, djupgrundläggningsbelastningstest och ödometer.



Figur 11. Pressometerns återbelastningsdiagram bildkälla: Benoît & Howie, 2014

Combarieu & Canépa (2001) menar på att ett samband mellan E och återbelastningsmodulen, E_R , existerar enligt tvetydig forskning. Genom att återbelasta jorden erhålls E_R som direkt kan likställas med E . Enligt teorin är E_R oberoende av pressometerns neddrivning i jorden, eftersom cyklerna sker utanför den jorden som eventuellt blivit störd (Benoît & Howie, 2014) som illustreras i figur 11.

Cykeln bör starta vid $p_c \approx p_f \approx \frac{P_{LM}}{2}$ och omfattning av cykel, $\Delta p \approx p_c/2$

E_R beräknas likt E_M med hjälp av:

$$E_R = 2.66 \cdot \Delta p \cdot \frac{V}{\Delta V} \quad (7)$$

där:

$$\Delta p = p_c - p_d$$

$$\Delta V = V_c - V_d$$

$$V = V_S + \frac{(V_c - V_d)}{2}$$

V_S = mätcellens volym (cm^3),

V_c, V_d är korrigerade volymen motsvarande korrigerade trycket p_c och p_d

Användning av E_R istället för E ger goda resultat och är tillräcklig för beräkning av sättningar av geotekniska konstruktioner enligt Combarieu & Canépa (2001). Tester har även utförts med avlastningen i olika intervall jämfört med direkt avlastning. Inga märkbara skillnader kunde fastställas (WSP Norra länken, 2005).

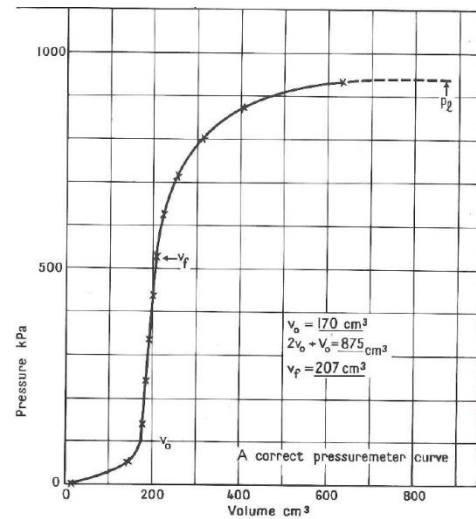
2.2.4.4 Gränstryck, P_{LM}

Gränstryck kan alltid utvärderas direkt från ett pressometerförsök. Gränstrycket definieras av det tryck som leder till plastiskt deformation av jorden, vilket för ett pressometerförsök teoretiskt motsvarar oändlig expansion av sonden. I verkligheten nås aldrig ett så högt tryck att jorden bringas i plasticitetstillstånd på grund av pressometersondens utformning och gränstrycket antas därför vara det tryck där hålet har fördubblats i volym (Swedish Standards Institute, 2012). I vanliga fall är det tillåtet att extrapolera fram gränstrycket.

Extrapoleringen kan ske med hjälp av flera olika metoder. Den enklaste, och vanligaste enligt Baguelin et al. (1978), är att göra det med ögonmått från pressometerens spänning-töjningsdiagram, vilket även rekommenderas enligt Eurokod 7.

Det finns även andra matematiska metoder att använda: log-log metod, ”*upside down curve method*” eller relativa volymmetoden framtagna av Baguelin et al. (1978) Förslagsvis ska metoderna användas när gränstrycket är ca 30 % från det sista registrerade trycket från pressometertestet (Baguelin, et al., 1978). De matematiska metoderna skiljer sig vanligtvis inte mer än fem till tio procent från en okulär extrapolering.

I Sverige ska ISO-standarden för pressometer följas där tre olika metoder är beskrivna och som skiljer sig från beräkningsmodellerna presenterade av Baguelin et al. (1978). I första hand ska linjär extrapolering göras till den dubblerade volymändringen om sonden har uppnått erforderlig volym på sista tryck- och volymregistreringen. Om så inte är



Figur 12. Korrigerad pressometerkurva (Baguelin, et al., 1978)

fallet ska ”*Reciprocal (1/V) method*” och ”*Double hyperbolic method*” användas vilka bygger på linjär regression samt hyperbolisk tangentialanalys (SIS, 2012) Därefter ska vardera metodens prognostiserade förhållande mellan tryck och volym jämföras mot testets registrerade värden och den metoden med minst genomsnittlig avvikelse antas för att beräkna gränstrycket (SIS, 2012)

Tabell 2-8. Menardmodul och gränstryck för olika jordtyper

Soil Type	E_{PMT} (bars)	p_L (bars)
Mud, Peat	2 – 15	0.2 – 1.5
Soft clay	5 – 30	0.5 - 3
Medium clay	30 – 80	3 – 8
Stiff clay	80 – 400	6 - 20
Marl	50 – 600	6 - 40
Loose silty sand	5 – 20	1 – 5
Silt	20 – 100	2 - 15
Sand and gravel	80 – 400	12 - 50
Sedimentary sands	75 – 400	10 - 50
Limestone	800 - 200,000	30 – over 100
Recent fill	5 – 50	0.5 – 3
Old fill	40 – 150	4 - 10

2.2.4.5 Vertikal bärförmåga, R_d

En utspridd last över jorden av tillräcklig storlek kan bringa jorden till ett brottillstånd. I kohesionsjordar uppträder det ofta i form av skjuvbrott medan brott för friktionsjordar beror på olika typer av kornomlagringar. ”Vilken typ av brott som uppträder beror av jordens lagringstäthet och det relativa grundläggningsdjupet” (Bergdahl, et al., 1993). Jordens dimensionerande vertikala bärförmåga, R_d , måste vara större än den dimensionerande vertikala lasten, V_d . Pressometer beräknar R_d med hjälp av en methodspecifik semiempirisk modell istället för den generella bärighetsekvationen som annars gäller för både friktions- och kohesionjord. Plattgrundläggningshandboken och Eurokod 7 anger metoder som liknar varandra. IEG (2011) hänvisar till den förstnämnda. Plattgrundläggningshandboken anger följande formel för sand och fast överkonsoliderad lera:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} [A_{ef}(q_d + N_p P_{LM}^*)] \quad (8)$$

där

$$P_{LM}^* = \frac{p_{lk}^*}{\gamma_m}$$

γ_{Rd} är *modellosäkerhet* och är mellan 1,5 – 2

γ_m är *partialkoefficient* och är 1,3

N_p är *bärighetsfaktorn* och är mellan 0,8 – 8, se figur 13

Eurokod 7 anger följande ekvation:

$$\frac{R}{A'} = \sigma_{v0} + k(P_{LM} - p_0) \quad (9)$$

Eurokods formel är principiellt samma som plattgrundläggningshandbokens formel, med skillnaden att N_p benämns k och hämtas från en separat tabell, se tabell 9-2.

Vertikal bärförmåga från pressometerförsök beräknas ur gränstrycket, P_{LM} . Eftersom pressometersonden verkar i horisontell riktning måste P_{LM} konverteras till en vertikal riktning. Detta görs genom att subtrahera det horisontella vilotrycket från P_{LM} och därigenom erhålla nettogränstrycket, P_{LM}^* ;

$$P_{LM}^* = P_{LM} - p_{ho} \quad (10)$$

där

p_{LM} är *gränstryck*

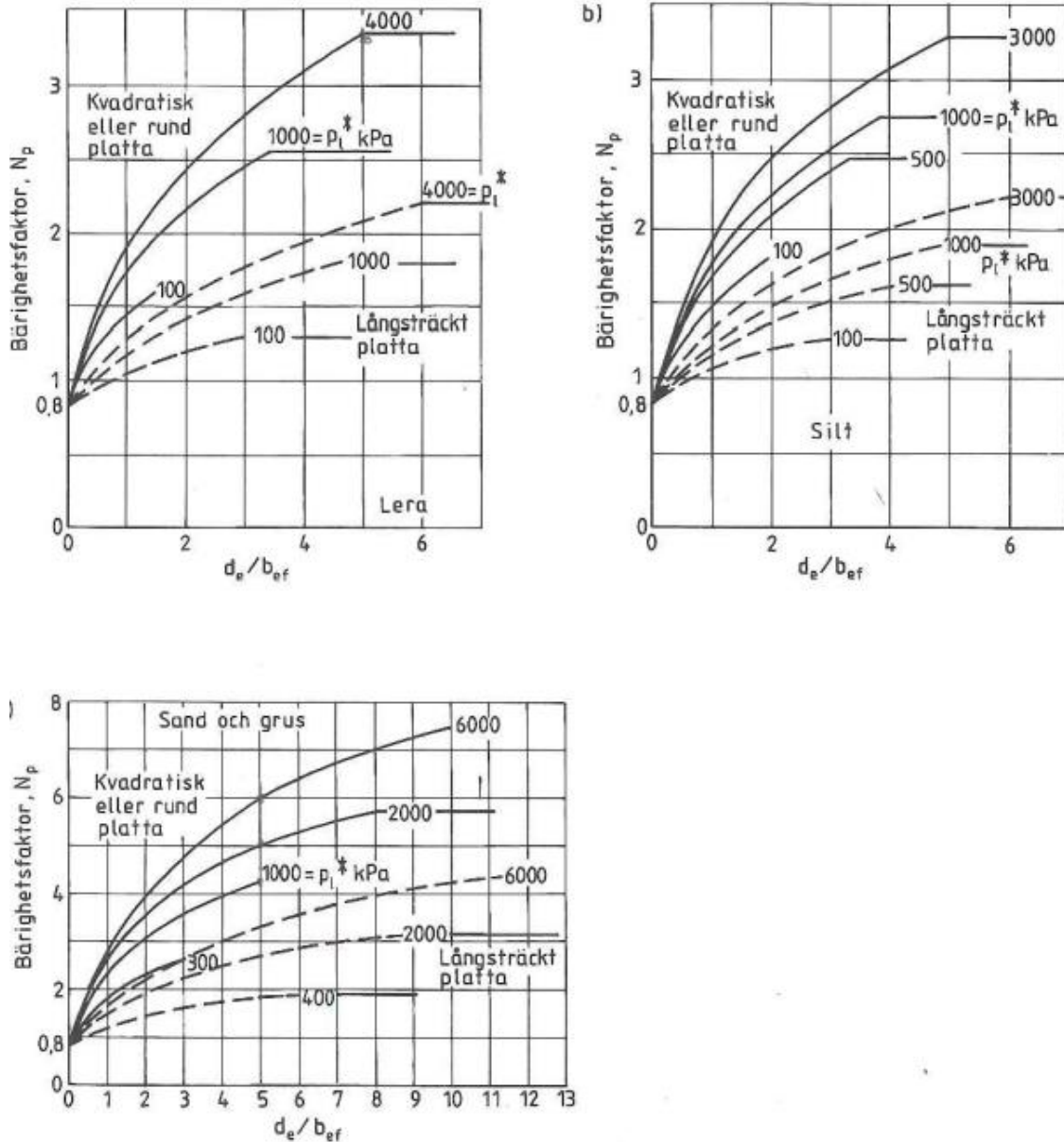
p_{ho} är *initialt totalt horisontalt jordtryck*, $[(\gamma - u)z]K_0 + u$

p_{ho} bör vara samma som trycket vid v_0 (σ_{ho}) men kan vara svårt att bestämma ur testdata då det kan ha skett störning av jorden vid installationen av pressometern (Baguelin, et al., 1978). Istället beräknas den med K_0 uppskattad till 0,5.

Se tabell 2-9 för intervall av P_{LM} och E_M .

För att erhålla den vertikala bärförmågan adderas sedan det vertikala vilotrycket. P_{LM}^* måste först multipliceras med en korrektionsfaktor k . Det är k som konverterar P_{LM}^* till R_d . Faktorn beror på relativt grundläggningsdjup, jordtyp, grundläggningsinstallationsmetod och P_{LM}^* . Att det relativa grundläggningsdjupet och grundläggningsinstallationsmetod har betydelse är sedan tidigare välkänt (Bustamente & Gianceselli, 1981). Detta kan förklaras med att mantelfriktion uppstår mellan alla geokonstruktioner och jorden. Med ökande mantelarea ökar mantelfriktionen. Vidare har konstruktionsmaterialet som jorden är i kontakt med betydelse. Tabellerna från Baguelin et al. (1978) är avsedda för platsgjutna betongkonstruktioner men tabeller har även tagits fram till drivna och borrarade stålplålar. Att korrektionsfaktorn beror på jordtyp kan ifrågasättas. Själva pressometertestet borde själv ta jordtyp i beaktelse då det är en in situ-metod. En förklaring kan vara att pressometern enbart verkar mot det passiva jordtrycket och att pressometersonden är fysiskt liten, relativt geokonstruktioner (Baguelin, et al., 1978).

Flera forskare har tagit fram egna tabeller för hur k ska bestämmas. Samtliga tabeller är framtagna empiriskt och skiljer sig från varandra. Förutom Baguelin et al. (1978) och Eurokod 7:s tabeller som presenteras ovan, har Bustamente och Gianceselli (1981) samt Menard (1975) presenterat egna tabeller.



Figur 13. Bärighetsfaktorer, N_p (Bergdahl, et al., 1993)

Tabell 2-9. Bärighetsfaktorn k , (CEN, 2007)

Soil category	p_{LM} category	p_{LM} MPa	k
Clay and silt	A	<0,7	$0,8[1 + 0,25 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
	B	1,2–2,0	$0,8[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
	C	>2,5	$0,8[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
Sand and gravel	A	<0,5	$[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
	B	1,0–2,0	$[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
	C	>2,5	$[1 + 0,80 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
Chalk			$1,3[1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$
Marl and weathered rock			$[1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) \times D_e/B]$

2.2.4.6 Sättningsberäkning, s

Vanligaste anledningen till sättningar är en ökad belastning på jorden och att underliggande jordlager komprimeras. Pressometerns sättningsberäkningar lämpar sig bäst för grunda fundament (Briaud, 1992). Pålar grundläggs oftast i pålgrupper och sättningarna kan därmed beräknas som ett fundament. Menard och Rousseau (1962) utvecklade sättningsberäkningarna som Eurokod 7 ger som räkneexempel. Även plattgrundläggningshandboken anger samma semiempiriska beräkningsmetod (CEN, 2007). Vid homogen jord rekommenderas:

$$s = (q - \sigma_{v0}) \times \left[\frac{2B_0}{9E_M} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_M} \right] \quad (11)$$

där

s är total sättning (m)

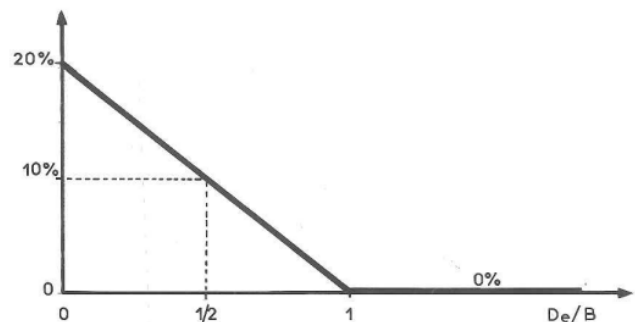
B_0 är referensbredd; 0,6 (m),

B är fundamentbredd (m),

α är reologisk faktor som beror på kvoten av E_M/P_{LM}^* (-),

λ_d, λ_c är formfaktorer (-),

q är designat normaltryck på fundamentet (MPa),



σ_{v0} är totala initiala vertikala trycket vid grundläggningsdjupet (MPa)

Om djupet av fundamentet är mindre än B , ökas s med en faktor från diagram i figur 14. För en grundläggning på markytan bör alltså den totala sättningen ökas med 20 %.

Figur 14. Sättningsfaktor vid relativt grunda fundament (Bergdahl, et al., 1993)

Den första termen i ekvation (11)

motsvarar, s_d , deformation av skjuv- eller formändring. Den andra termen, s_c , motsvarar sättningar från volym- eller konsolideringsdeformationer.

Skjuvmodulen G_M och kompressionsmodulen K_M kan introduceras till båda dessa termer. G_M är $E_M/2,66$ (Menard, 1970). K_M är E_M/α :

$$s_d = (q - \sigma_{v0}) \times \left[\frac{2B_0}{9E_M} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha \right] = (q - \sigma_{v0}) \times \frac{1}{12G_M} \times B_0 \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha \quad (12)$$

$$s_c = (q - \sigma_{v0}) \times \left(\frac{\lambda_c B \alpha}{9E_M} \right) = (q - \sigma_{v0}) \times \frac{B}{9K_M} \quad (13)$$

Vid heterogen jord behövs hänsyn tas till de varierande modulerna i djupet. För de båda termerna bestäms separata parametrar: E_c och E_d för s_c respektive s_d . Jorden delas upp i 16 fiktiva lager, se figur 15, där lager 1 är direkt under fundamentet. E_c motsvarar E_M i normalspänningarnas andel (sättning av volymändring) (Bergdahl, et al., 1993). E_d är ett viktat harmoniskt medelvärde av uppmätta pressometermoduler till djupet av $8B$ under grundläggningsnivån.

$$E_d = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}}} \quad (14)$$

Respektive moduler används då istället för E_M från Ekvation (11) enligt:

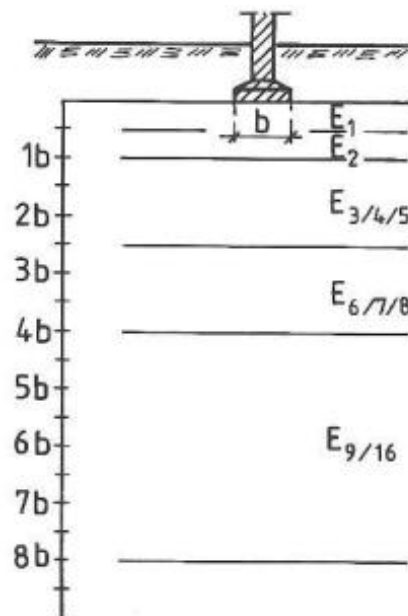
$$s = (q - \sigma_{v0}) \times \left[\frac{2B_0}{9E_d} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_c} \right] \quad (15)$$

Sättningen avser en tidsperiod på 10 år.

Beräkningen kan delas in i två termer. Menard räknar med konsolidering i enbart det övre lagret (andra termen) och sedan elastiska sättningar i samtliga 16 lagren (andra termen). Detta skiljer sig markant mot den klassiska metoden att beräkna sättningar på. Menards formel, vilket ges som exempel i Eurokod och plattgrundläggningshandboken, bygger på G (vilket är vad som mäts med pressometer), medan klassiska sättningsberäkningar bygger på kompressionsmodul K (eller M), som förslagsvis tas ut med hjälp av ödometer.

Briaud (2013) anger även flera beräkningsmodeller för hur pressometern kan användas för att beräkna sättningar. Likaledes för att beräkna specifikt kryp lämpar sig pressometern ypperligt.

I flera storskaliga försök och projekt, där sättningar beräknats utifrån flera in situ-metoder, förutspår pressometern den verkliga sättningen bättre än andra metoder, som ofta överskattar sättningarna (Failmezger & Anderson, 2006).



Figur 15. Fiktiv skiktindelning vid sättningsberäkning av pressometer (Baguelin, et al., 1978)

Tabell 2-10 Formfaktorer λ_d, λ_c (CEN, 2007)

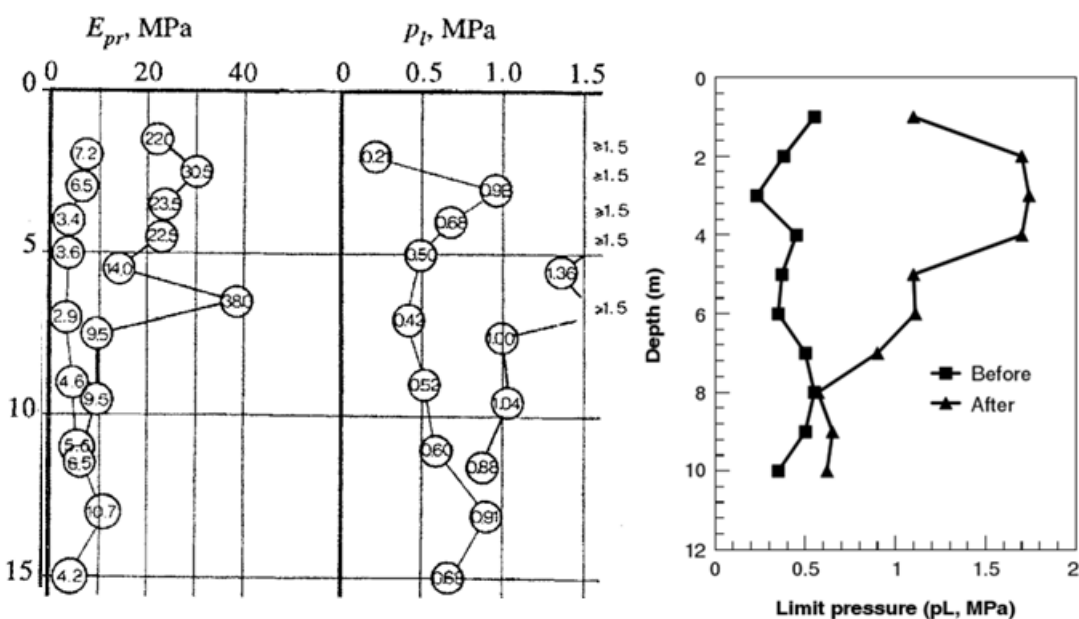
L/B	Cirkel	Kvadrat	2	3	5	20
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Tabell 2-11 Reologisk faktor, α (CEN, 2007)

Jordart	Beskrivning	E_M/p_{LM}	α
Torv			1
Lera	Överkonsoliderad	<16	1
	Normalkonsoliderad	9-16	0,67
	Vittrad och/eller omrörd	7-9	0,5
Silt	Överkonsoliderad	>14	0,67
	Normalkonsoliderad	5-14	0,5
Sand		>12	0,5
		5-12	0,33
Sand och grus		>10	0,33
		6-10	0,25

2.2.4.7 Packningskontroll

Syftet vid packning är att uppnå så hög densitet som möjligt (minska tomrum) av jorden. Hög densitet är oftast relaterad till goda tekniska egenskaper. Packning på ytnära nivåer sker ofta med hjälp av tunga och/eller vibrerande maskiner. Den vanligaste kontrollmetoden vid ytnära packning är baserad på resultat från densitets tester (Briaud, 2013). Packning på djupare nivåer genomförs förslagsvis med hjälp av fallviktspackning (SGF, 2003), som ofta krediteras till Menard (Briaud, 2013), vibrationer eller genom sprängning. Utvärdering av denna packning är mer komplicerad och utförs för att verifiera att packning skett i enlighet med givna specifikationer. En grov uppskattning av resultat fås genom att observera sättning av jordytan under packningen (relativa kompressionen). Önskas däremot jordens egenskaper krävs mer sofistikerade metoder. I detta fall lämpar sig in situ-metoder. Figur 16 visar utvärderingar från packningskontroller med hjälp av pressometern. Även SPT (eller hejarsondering) är en vanlig metod. (Briaud, 2013).



Figur 16. Pressometervärden hämtade före och efter packning (Hansbo, 1994), (Briaud, 2013)

Gällande dynamisk packning är förbättringstalet f , definierat som kvoten mellan gränstryck efter dynamisk packning och gränstryck efter dynamisk packning, varierande med djupet och mäts vanligtvis med någon in situ-metod som pressometer eller CPT. Även SPT kan används vid packningskontroller. Varaksin (2009) föreslår följande formel för variering av f under djupet:

$$f = f_1 + (f_2 - f_1) \left[\frac{z}{D} \right]^2 \quad (16)$$

f_1 och f_2 är förbättringstalet vid markytan respektive djupet D , z är djupet där f utvärderas (Varaksin, et al., 2009).

I Sverige har pressometern används vid packningskontroll som komplement till andra metoder. Packning ger upphov till ökade horisontella spänningar som bäst mäts med pressometer eller dilatometer. Vid packningskontroll genom metoder som endast mäter egenskaper i vertikal riktning, till exempel CPT kan packningseffekten därmed underskattas och leda till att ytterligare grundläggning krävs (Massarsch, 2015).

2.2.4.8 Bärförmåga – pålar

För att överföra last från ovanliggande konstruktion ner till bärkraftigare jord (eller berg) används pålning. Lasterna överförs till omgivande jord via spetsen, manteln eller i kombination. Eftersom pressometern mäter jordens egenskaper horisontellt, har forskning visat att gränstrycket som mäts kan likställas direkt till horisontella bärförmågan och den horisontella förskjutningen motsvarar pressometerkurvan (Baguelin, et al., 1978). Eurokod ger exempel på hur pålars bärförmåga, Q , kan beräknas med hjälp av PMT. Samtliga exempel från Eurokod gällande pressometern

är från ”French Ministère de l'équipement du Logement et des Transport” och är inte krav eller ens rekommendationer.

$$Q = A \cdot k \cdot (PLM - P_0) + P\Sigma[q_{si} \cdot z_i] \quad (17)$$

där

A är pålens area

k är bärförmågefaktor från tabell 2 – 10

P är pålens omkrets

q_{si} är bärförmåga för jordlager i som ges av figur 17 och tabell 2 – 13

z_i är mäktighet av jordlager i

Tabell 2-12. Värden på bärförmågefaktor, k , vid axiellt lastade pålar (CEN, 2007)

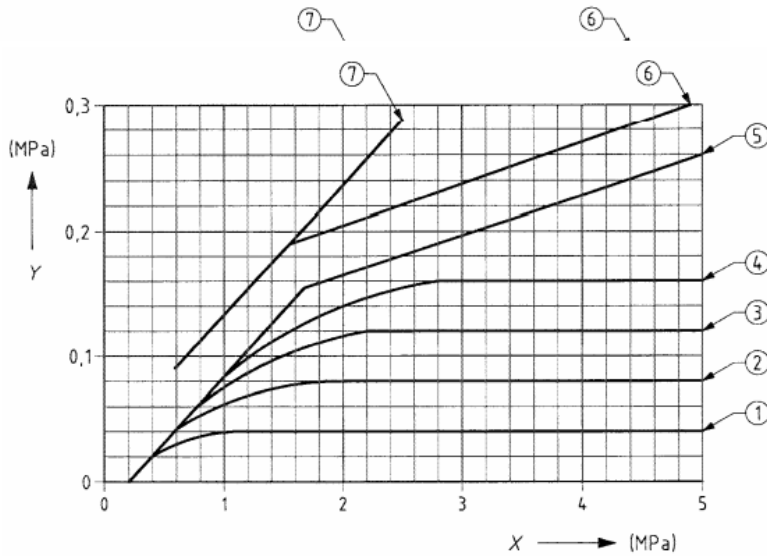
Soil category	p_{LM} category	p_{LM} MPa	Bored piles and small displacement piles	Full displacement piles
Clay and silt	A	<0,7	1,1	1,4
	B	1,2–2,0	1,2	1,5
	C	>2,5	1,3	1,6
Sand and gravel	A	<0,5	1,0	4,2
	B	1,0 – 2,0	1,1	3,7
	C	>2,5	1,2	3,2
Chalk	A	<0,7	1,1	1,6
	B	1,0–2,5	1,4	2,2
	C	>3,0	1,8	2,6
Marl	A	1,5–4,0	1,8	2,6
	B	>4,5	1,8	2,6
Weathered rock	A	2,5–4,0	^a	^a
	B	>4,5		

a) Choose k for the closest soil category.

Tabell 2-13. Val av design kurva för bärförmåga (CEN, 2007)

Soil category		Clay and silt			Sand and gravel			Chalk			Marl		Weathered rock
p_{LM} category		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Pile type													
Bored piles and caissons	No support	1	1/2	2/3	—	—	—	1	3	4/5	3	4/5	6
	Mud support	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	3	4/5	3	4/5	6
	Temporary casing	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	2	3/4	3	4	—
	Permanent casing	1	1	1	1	1	2				2	3	—
Hand-dug caisson		1	2	3	—	—	—	1	2	3	4	5	6
Displacement piles	Closed end steel tube	1	2	2	2	2	3				3	4	4
	Prefab. concrete	1	2	2	3	3	3				3	4	4
	Driven cast in-situ	1	2	2	2	2	3	1	2	3	3	4	—
	Coated shaft (concrete driven steel ^a)	1	2	2	3	3	4				3	4	—
Grouted piles	Low pressure	1	2	2	3	3	3	2	3	4	5	5	—
	High pressure	1	4	5	5	5	6	—	5	6	6	6	7

a) A preformed steel pile of tubular or H-section, with enlarged shoe, is driven with simultaneous pumping of concrete (or mortar) into the annular space.



Figur 17. Bärformåga för vertikalt belastad påle (CEN, 2007)

där X är gränstrycket (P_{LM}) och Y är bärformåga (q_{si}) och 1 till 7 är designkurvor från tabell 2-13.

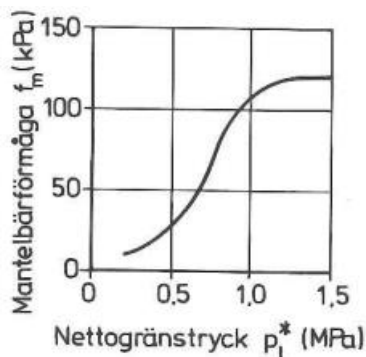
Det finns även svenska exempel och rekommendationer. Sellgren (1985) föreslår nedanstående metoder för att beräkna bärformåga för en enskild påle utifrån pressometerförsök, (endast för sand):

Mantelbärformåga hämtas ur dimensioneringsdiagram figur 18. Spetsbärformågan, f_s , beräknas ur:

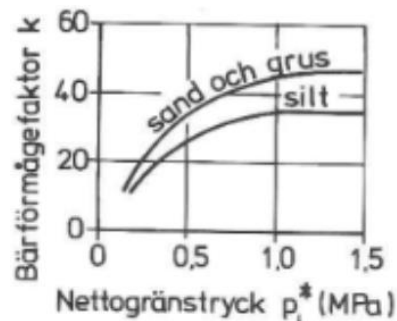
$$f_s = \sigma_0 + k \cdot P_{LM}^* \quad (18)$$

där

σ_0 är totalt överlagringstryck vid pålspetsen
 k är bärformågefaktor som hämtas ur figur 19



Figur 18. Dimensioneringsdiagram för mantelbärformåga (Sellgren, 1985)



Figur 19. Dimensioneringsdiagram för bestämning av bärformågefaktor k (Sellgren, 1985)

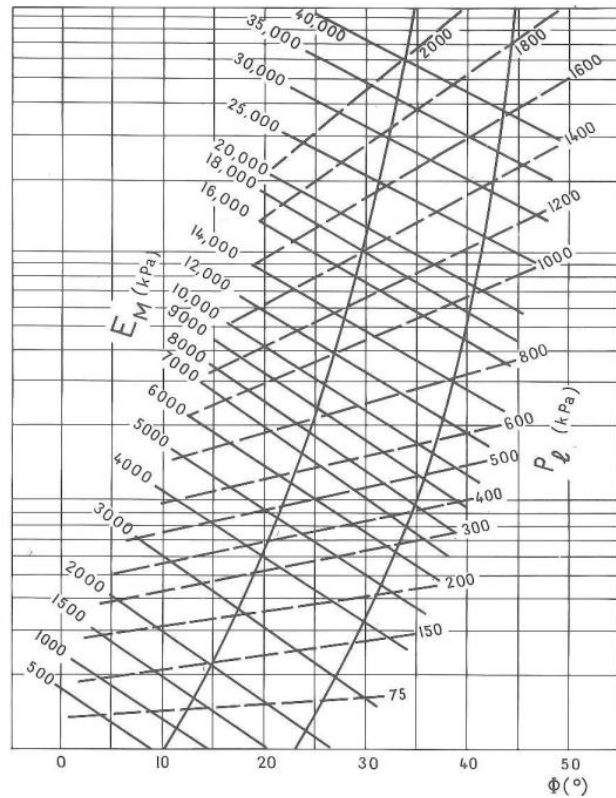
2.2.4.9 Friktionsvinkel, ϕ'

Enligt Menard (1970) kan friktionsvinkeln, ϕ' , beräknas genom;

$$P_t = 2,5 * 2 * (\phi - 24) / 4$$

Friktionsvinkeln kan också beräknas genom Calhoons diagram som grundas på empiriska resultat och friktionsvinkeln tas fram som en funktion av gränstrycket, P_{LM} , och E_M .

I jämförelser mot triaxalförsök hamnade Calhoon 7° i skillnad, Menards var så mycket som 16° fel i medel, och nästintill motsatta förhållandet i andra tester. Slutsatsen är att "en erfaren geotekniker antagligen kan gissa friktionsvinkeln bättre". (Baguelin, et al., 1978).



Figur 20. Calhoon friktionsvinkel (Baguelin, et al., 1978)

2.3 Hejarsondering

2.3.1 Bakgrund

Historiskt sett har hejarsondering spelat en viktig roll för Sveriges geotekniska undersökningstekniker eftersom principen är enkel och den kunde användas manuellt utan borrhvagn (SGF, 2013). Likt pressometern används hejarsondering i grovkorniga friktionsjordar när man önskar ta fram deformations- och hållfasthetsegenskaper (SGF, 2013). Hejarsonderingens starka fäste och utbredning i Sverige kan vara en grundläggande anledning till varför pressometern inte används i någon större omfattning. I arbetet med att kartlägga pressometerns tillämpningsområden tar författarna hänsyn till hejarsondering och jämför metoderna.

2.3.2 Metod

Principiellt utför man en hejarsondering genom att slå ner en konformad sondspets i jorden samtidigt som antal slag och sondens djup registreras. Sonden som slås ner i marken ska vara cylindrisk med diametern 45 mm och ha en konisk ände. Slagen (impulsen) till sonden utförs med en frifallshejare. Genom sondstänger överförs kraften från hejaren till sonden. Hejarens vikt ska vara 63,5 kg och fallhöjden ska vara 50 cm (Bergdahl et al. 1996). Detta resulterar i en stötvågskraft om ca 50-60 kN som förs ner i jorden. Dessutom ska en slagdyna finnas som mellanlägg. Under normalt utförande enligt ISO 22476-2 räknar man antal slag per tjugo centimeter penetreringsdjup. Idag används i regel en borrhvagn med MWD-instrument (measure while drilling) som elektroniskt mäter slag och penetreringsdjup för att utföra metoden. Eurokod 7 (CEN, 2007) beskriver 5 olika metoder. Den som benämns *DPSH-A*, är ”nära nog identisk med tidigare svensk hejarsondering, metod HfA.” (SGF, 2013)



Figur 21: Borrhvagn med hejarsondering (bild: knutpunktget, 2011)

2.3.3 Utvärdering parametrar

Förutom en undersökning av jordlagerföljder, utvärderas ofta E samt den inre friktionsvinkeln (φ). Hejarsonderingsutvärdering grundar sig enbart på empiriska samband och har jämfört med pressometern en nackdel i detta avseende.

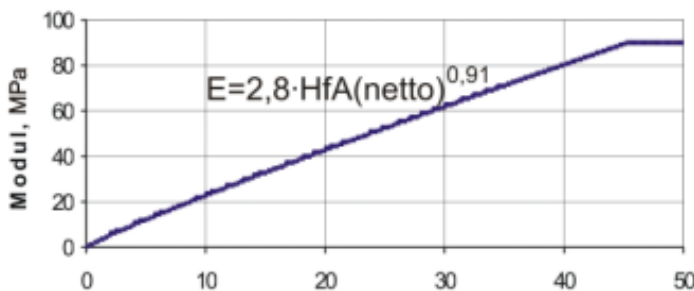
2.3.3.1 Nettoslag, $HfA_{(netto)} / N'_{20}$

Vid utvärdering justeras ofta antal slag, till nettoslag: $HfA_{(netto)}$ (alternativt N'_{20}), enligt (Bergdahl & Dahlberg, 1973):

$$HfA_{(netto)} = HfA - 0,04 \cdot \text{Vridmoment}$$

2.3.3.2 Sättningsmodul, E

Sättningsmodulen och φ' beräknas enligt norm utefter Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner – TK Geo 13 (Trafikverket, 2014). Figur 22 visar diagrammet E ur sonderingsresultat för sand.



$$E = 2,8 * N'_{20}{}^{0,91} \quad (19)$$

Figur 22. E av hejarsondering enligt Trafikverket (Trafikverket, 2014)

Enligt Trafikverket (2014) är hejarsondering en säkrare metod än viktsondering men sämre än CPT vid utvärdering av elasticitetsmodulen.

2.3.3.3 Sättningsberäkning, s

Från N'_{20} kan sättningar beräknas enligt plattgrundläggningsboken:

$$s = \frac{0,3 \cdot q \cdot b}{N_{20}} \quad (20)$$

där

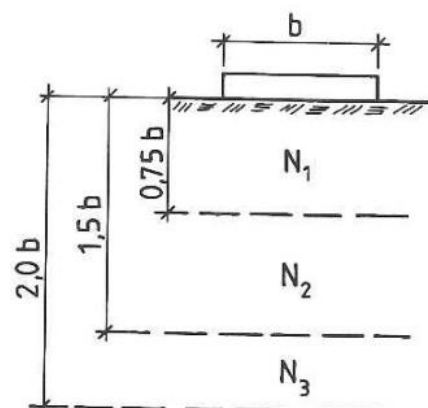
q = medelgrundtryck (MPa)

b = fundamentbredd (m)

N_{20} = Viktat medelvärde ($\overline{HfA_{(netto)}}$)

$$\overline{HfA_{(netto)}} = \frac{1}{6} (3N_1 + 2N_2 + N_3)$$

N_1 , N_2 och N_3 är medelvärde av skikt, se figur 23



Figur 23. Skiktindelning för beräkning av sättningar (Bergdahl & Dahlberg, 1973)

2.3.3.4 Vertikal bärförmåga, R_d

I sand och grus beräknas R_d enligt IEG (2011) och plattgrundläggningshandboken (1993) efter Meyerhof:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{A_{ef} 3N'_{20d} b_{ef} \left(1 + \frac{d_d}{b_{ef}}\right)}{90} \quad (21)$$

där

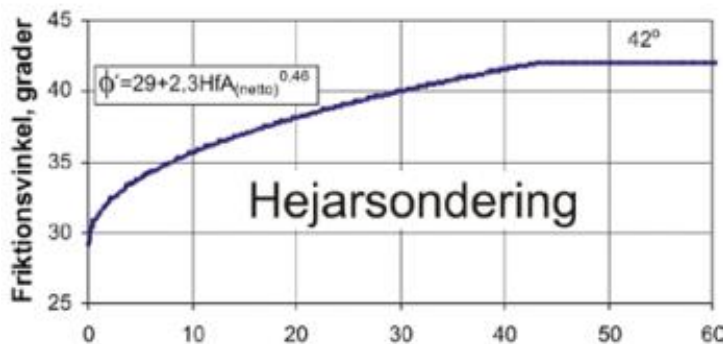
$$N'_{20d} = \frac{N'_{20k}}{\gamma_m} \quad (N'_{20d} \text{ som i resten av arbetet skrivs } N'_{20})$$

Likt pressometern är partialkoefficienten, γ_m , 1,3 medan modellosäkerheten, γ_{Rd} , är lägre och antas vara i storlek 1,2-1,7.

IEG (2011) refererar till Plattgrundläggningshandboken som i sin tur har använt beräkningsformler från Meyerhof för vertikal bärförmåga och Parry (1977) för sättningssuppskattningar (Bergdahl, et al., 1993). Gemensamt för formlerna är att de ursprungligen är framtagna för Standard Penetration Test (SPT). Flera andra forskare har tagit fram modeller för att beräkna sättningar och vertikal bärförmåga för SPT, bland annat Peck (1973), Webb (1978) och Berardi et al. (1991) och Lutenegeger & DeGroot (1995).

2.3.3.5 Friktionsvinkel, φ'

Friktionsvinkeln för hejarsondering har tagits fram med hjälp av empiriska samband och norm är att utgå från Trafikverket – TK Geo (Trafikverket, 2014), se figur 24.



Figur 24. Friktionsvinkel av hejare enligt Trafikverket (Trafikverket, 2014)

$$\varphi' = 29 + 2,3 \cdot N'_{20}{}^{0,46} \quad (22)$$

För grus görs ett tillägg på 2° och för silt ett avdrag på 3°.

Vid utfylld eller packad jord divideras först sonderingsmotståndet med 1,2 före utvärdering av friktionsvinkel. Friktionsvinkeln har ett maximalt värde på 42° för att inte överskatta vinkeln.

2.4 Sammanfattning

Litteraturstudien redogör för pressometern och de olika pressometertyper som finns. Utförandet har beskrivits och användningsområden klarlagts. De två pressometerparametrarna E_M och P_{LM} har förklarats samt beräkningsstegen för att erhålla dem. Vidare har litteraturstudien belyst beräkningsmodeller för sättningar och vertikal bärförmåga, utifrån pressometerparametrarna, som fortsättningsvis kommer analyseras närmare. Dessutom har en referensmetod, hejarsondering, förklarats och beskrivits i syfte att ge underlag för jämförelse mellan pressometer och hejarsondering.

3. Metod

Författarna kunde under litteraturstudien identifiera två områden där pressometern har gedigen teoretisk grund och där den rekommenderas att användas enligt tidigare forskning, nämligen uppskattning av bärförmåga och sättning. Dessutom var författarna med i ett av WSP:s projekt inkluderande pressometer med packningskontroll varför även detta studerades och lyftes fram. En teoretisk analys av de beräkningsmodeller som står till förfogande gjordes i relation till referensmodeller för hejarsondering. Syftet var att undersöka hur pressometermodellerna och gängse beräkningsmodeller i Sverige skiljer sig. För att tydligt påvisa modellskillnaderna söktes empiriska samband mellan metodernas parametrar.

De empiriska sambanden har utvecklats genom dataanalys från tidigare projekt utförda av WSP det senaste decenniet, där pressometern användes tillsammans med hejarsondering. Enbart de borrhål där samma jordtyp och spänningsförhållande rådde valdes att antas till datainsamlingen. Författarna analyserade för varje borrhål avståndet mellan metoderna samt aktuell jordlagerprofil. Samma spänningsförhållande antogs råda där både pressometerförsök och hejarsondering utförts.

För att stärka datainsamlingen har ett fältexperiment utförts, vilket till författarnas besvikelse misslyckades. Genom att välja en homogen sand som experimentplats hade författarna förhoppningar om att ge datainsamlingen observationer av högre kvalitet än de tidigare projekten eftersom författarna hade möjlighet att medverka och kontrollera utförandet. Fältexperimentets syfte var att dels kontrollera det empiriska sambandet från tidigare analys, dels att tillföra ny data till datainsamlingen. Om datan från fältexperimentet hade avvikit starkt från de tidigare projektens resultat skulle enbart fältexperimentdatan användas och de tidigare projekten förkastas. Dessutom skulle fältexperimentet att ha givit data för att jämföra metodernas interna standardavvikelse. För att kunna svara på hur osäkerhetsfaktorer borde relateras mellan de båda metoderna föreställde sig författarna en spridningskvot som kan uttryckas: S_k ;

$$S_k = \frac{S_{MPM}}{S_{HfA}} \quad (23)$$

där

S_{MPM} är standardavvikelsen för pressometerresultat i olika punkter på samma djup
 S_{HfA} är standardavvikelsen för hejarsonderingsresultat i olika punkter på samma djup

Analysen var av deduktiv natur där befintliga teorier analyserades mot empirisk data. Författarna antog ett ontologiskt ställningstagande av positivistisk karaktär som är vanligt vid den här typen av studier.

4. Fält

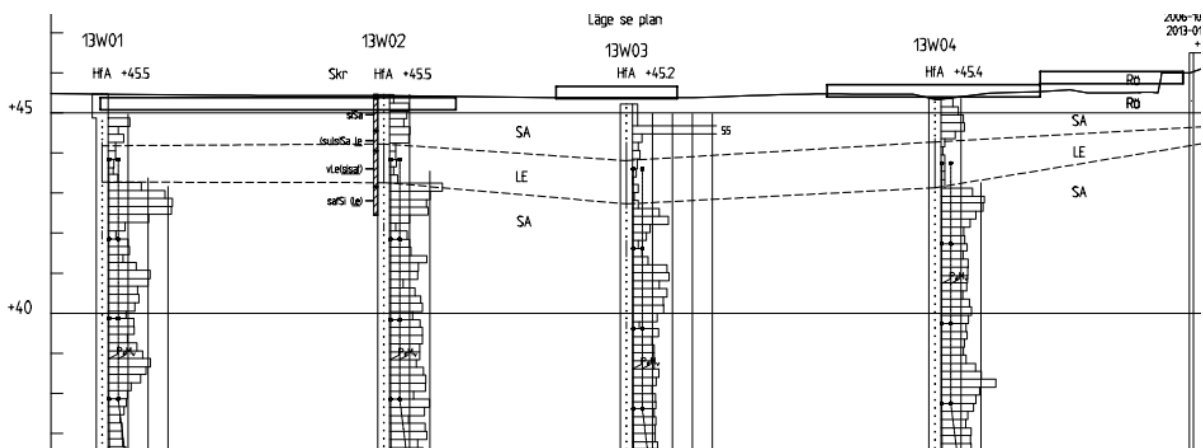
4.1 Planering av fältexperiment och fältstudie

4.1.1 Fältexperiment – Tullinge flygfält

Pressometer och hejarsondering planerades att utföras i ett fältexperiment där båda metoderna skulle användas under samma jordförhållanden. Genom ett eget fältexperiment var tanken att testa det praktiska utförandet av pressometer. Testerna skulle genomföras på Tullinge flygfält, ett sedan 2004 nedlagt militärt och civilt flygfält, som ligger 20 km söder om Stockholm. Området arrenderas för jordbruk samt exploateras även av PEAB som bygger bostäder. I skrivande stund läggs flera ledningar i området. I samband med byggnation av flygfältet täcktes en sjö igen av Skånska cementgjuteri (idag känt som Skanska). Sjön antogs inte ligga i närheten av där testerna skulle utföras.

Marknivån är jämn och ligger på +45 m enligt höjdsystem RH00 (± 10 cm) inom testområdet. Omfattande sonderingar (HfA, Skr, Slb, Vim m.fl.) gjorda 2013 visar att området består av:

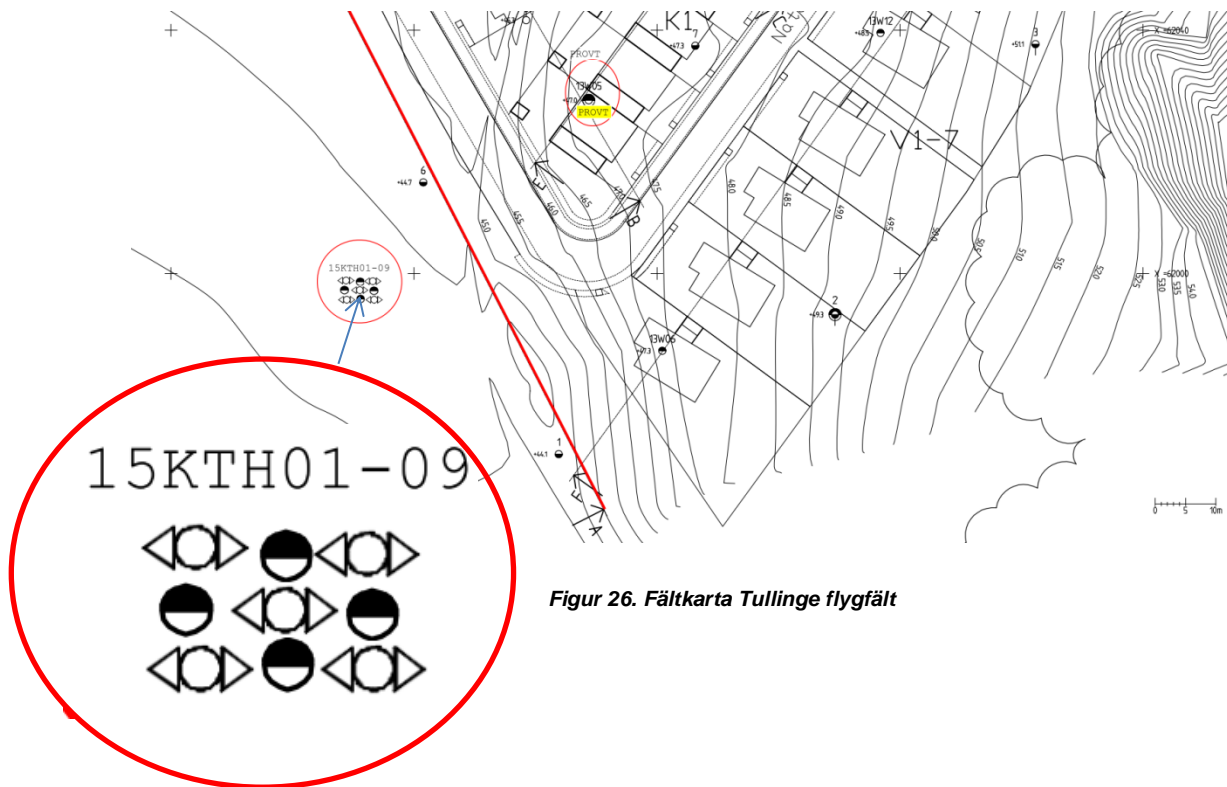
- 1 m sand
- 1 m leråder
- 25-30 m sand till berg



Figur 25. Jordprofil utifrån tidigare sondering (WSP, 2013)

Grundvattennivån (*gw*) uppmättes 2006-10-02 till nivå +25,1, alltså 20 m under markytan. Då ingen större förändring har skett gällande terräng, antogs *gw* fortfarande ligga under den jord som planerades att testas. Testerna skulle utföras under lerådern för att undvika heterogenitet så att de empiriska formlerna för R_D från både hejarsondering, som gäller för överkonsoliderad lera och sand, samt pressometern, som gäller för sand och grus, kunde tillämpas i utvärderingen. Materialet antogs även vara naturligt lagrad vilket minimerade risk för komplikationer. Testet skulle visa hur pressometern förhåller sig till en annan

fältmetod. Genom att testa flera punkter nära varandra antogs jorden inneha samma egenskaper. Två bormaskiner, modell GM75 skulle användas, där en maskin skulle utföra hejarsonderingar och ta skruvprovtagningar för att verifiera samt skapa en profil av jorden. Den andra maskinen skulle användas för att utföra fem pressometerförsök. Hålen var planerade att ligga i ett rutnät 3x3 med 1,2 m avstånd från varandra. Avståndet valdes genom en avvägning mellan att ha ett så litet avstånd som möjligt för att säkerställa homogenitet och att ha tillräckligt stort avstånd för att testerna inte skulle påverka varandra.



Figur 26. Fältkarta Tullinge flygfält

Pressometerförsöken planerades på 3 m samt 5 m djup. Sonden skulle föras ned genom "push-in" där sonden kläds med ett metallslitrör för att undvika punktering genom fyllningen. Alternativet att förborra hålen valdes bort då tidigare tester främst utförts med push-in och metallslitröret. Det planerades även att utföra cykliska försök för att kunna jämföra E_R med E från hejarsonderingarna och E_a från Baguelins tabell.

4.1.2 Fältstudie - Packningskontroll

För att ge indata till utvärdering av sättningar under pågående byggnation av befintligt trapphus, planerades pressometerförsök i packad bergkross. Under byggnation sprängdes mer av underliggande berg än vad som var angivet. Bergkrossen var upp till 100 mm i storlek. Det spränga berget packades, men det antogs att packningen var otillräcklig och ojämnt packad nära färdigställandet av byggnationen. Pressometerförsök skulle utföras i syftet att undersöka om nuvarande

förhållanden är tillräckliga eller om grundläggningen måste kompletteras med injektering. Fem punkter planerades, placerade i närheten av bärande yttervägg, mitten av plattan samt under hisschakt för att kontrollera packningen.

4.2 Utförande av fältexperiment och fältstudie

4.2.1 Fältexperiment – Tullinge flygfält

Fältexperimentet utökades till två hela dagar, där totalt tre borrhögar användes. Bilaga A – Loggbok Fält, innehåller en tidsbeskrivning av hur fältexperimentet utfördes. Fyra lyckade hejarsonderingar och två skruvprovtagningar utfördes. Dessvärre resulterade inte fältexperimentet i lyckade pressometertester trots upprepade försök. Totalt testades två borrhögar med pressometern där punktering, problem med tryckluftsslang och det slitsade metallröret orsakade att inga värden kunde mätas, övriga anledningar var följande:

- Testområdet fick flyttas strax innan utförande => jordprofilen avvek mot antagen.
- Införingsmetoden borde ha anpassats till förborrat hål.
- Sonden böjdes, utan att reservsonder fanns att tillgå.
- Problem uppstod vid kalibrering, oklart varför.

Vid pressometerförsök är det viktigt att det finns reservsonder att tillgå och möjlighet att anpassa installationen av sonden beroende på jordförhållanden. Även om jordprofilen var annorlunda mot förmodade förhållanden, är pressometern egentligen en bra metod att använda då den lämpar sig för morän, friktionsjord och fyllningsmassor (Massarsch, 2015).

4.2.2 Fältstudie – Packningskontroll

Pressometerförsöken utfördes utan förborring och istället genom neddrivning av pressometern i slitsat metallrör för att förhindra punktering vilket är vanligt vid friktionsjord. Totalt påbörjades tester i 11 hål. Cykliska försök utfördes där det var möjligt. Pressometern som användes hade: diameter 44 mm, mätcell-längd 370 mm, skyddscell-längd 110 mm, spets 150 mm, gummimembran. Fyra stycken punkter gav lyckade resultat utan förhinder med neddrivning eller punktering. Tester utfördes också i förborrade hål. Detta misslyckades dock på grund av att borrhögan var 80 mm (medan pressometern med metallslitsröret är 60 mm) och därmed blev det förborrade hålet för stort för att pressometern skall kunna användas effektivt. Resultatet av hela undersökningen var huvudunderlag vid beslut om hela byggnationen behövdes injektera för att stabilisera grundläggningen eller om bergkrossen hade packats tillräckligt.

5. Analys & resultat

Kapitlet analyserar modellsamband mellan s och R_d utifrån tidigare presenterade beräkningsmodeller mot empiriska samband framtagna från tidigare utförda pressometerförsök och hejarsonderingar av WSP.

5.1 Pressometerprojekt i Sverige

Endast åtta projekt där pressometern har använts de senaste 15 åren kunde identifierats. I projekten har cirka 100 tester utförts, fördelade på 21 stycken borrhål. Pressometern har använts främst i grus och sand (åsmaterial). Vid en tredjedel av testerna uppstod punktering, böjd sond eller annat problem. Det finns äldre rapporter att tillgå (Larsson, 1997), där pressometern utvärderats i jämförelse med andra in situ-metoder, främst CPT med goda resultat. Nyare rapporter saknas däremot.

Utifrån WSPs samtliga projekt involverande pressometer, identifierades fyra fall där även hejarsondering utförts mycket nära pressometerförsöken i önskad jordart. Projekten är spridda över landet. För att erhålla tillräcklig dataomfång för analys accepterades även tester som utförts i grusig sand eller sandigt grus och inte enbart sand. Totalt 14 observationer inkluderades till analysen (Tabell 5.1). För ingående data hantering, se Bilaga B. Säkerhetsfaktorer har inte tagits med i beräkningar.

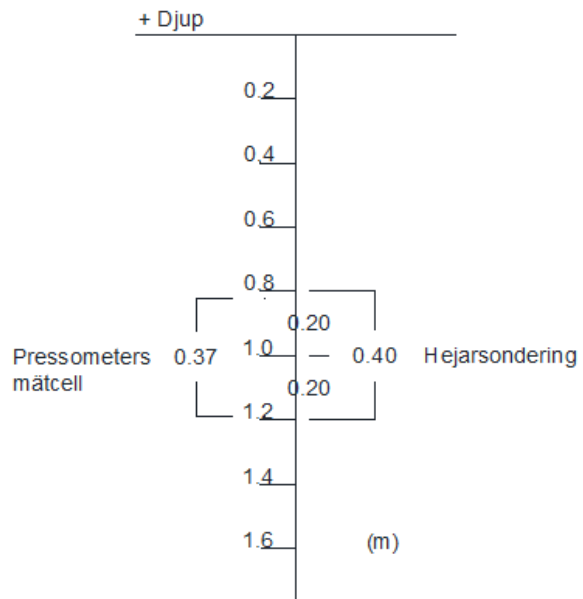
Tabell 5-1. Indata för empirisk analys

Projekt	D	Jordart	Pressometer		Hejarsondering	
			E_M	P_{LM}^*	N'_{20}	Antal hål
Södertälje	3	Sa	1,7	0,16	7,9	1
Södertälje	3,5	Sa	2,1	0,15	5,0	1
Södertälje	4,5	Gr o Sa	2,5	0,36	2,0	1
Södertälje	5,5	Gr o Sa	6,8	0,85	1,6	1
Södertälje	9	Gr o Sa	4,7	0,91	3,1	1
Botniabanan 38	7,08	Sa	6,4	0,58	11,6	4
Botniabanan 38	9,08	Gr o Sa	17,5	1,42	20,2	4
Botniabanan 38	10,1	Gr o Sa	16,2	1,42	16,6	4
Botniabanan 38	11,1	Mor	40,5		25,9	4
Botniabanan 39	6,4	Sa	7,4	0,67	23,1	3
Botniabanan 39	7,4	Sa	21,7	2,09	22,2	3
Botniabanan 39	9,1	Gr o Sa	82,3	4,50	37,0	3
Slussen	10	Sa	34,3	2,05	10,3	3
Slussen	11	Sa	34,8	1,80	20,9	3

Hejarsondering ger resultat var 20:e cm medan en pressometers mätcell är mellan 16,7-37 cm. Kläs sonden dessutom med ett metallslitsrör påverkas motståndet över en större längd. För att kunna jämföra resultaten av hejarsondering och pressometer har därför ett medelvärde tagits fram för N'_{20} av slagen över en längd på 40 cm i utvärderingen som illustreras i figur 27 och tabell 5-2.

Tabell 5-2. Exempel medel nettoslag-hejarsondering

Djup	N_{20}			N_m	N'_{20}
0.8	3			2	3
1.0		12		3	12
1.2			8	4	8
1.6		3		4	3



Figur 27. Förklaring av pressometer på 1 m och antal N'_{20} av hejarsondering över samma längd.

Om ett pressometer test är på 1,0 m djup (mitten av mätcellen), beräknas ett medel antal slag/20cm av hejarsondering från 0,8-1,2 m. Hejarslagen från "1,0" och "1,2" används alltså, som i tabell 5-2 ovan skulle resultera i $N'_{20} = 10$ att använda i utvärderingen. När flera hejarsonderingar finns att tillgå som ligger i närheten av varandra och ger mycket liknande jordprofil har samtliga sonderingar tagits i beaktning och ett medelvärde av antal slag har räknats ut för att sedan användas i beräkningarna.

Tabell 5-3 Exempel medel N'_{20} av flera hejarsonderingar

Djup	Hejarsonderingar									Medel $N'_{20}^*_{medel}$
	BB458			BB459			39-27			
	N_{20}	N_m	N_{20}^*	N_{20}	N_m	N_{20}^*	N_{20}	N_m	N_{20}^*	
6.4	29	41	27.4	31	48	29.1	32	181	24.8	27.1
6.6	19	72.8	16.1	20	38.4	18.5	22	201	14	16.2

5.2 R_d , Vertikal bärförmåga

IEG (2011) har i ett tillämpningsdokument för Eurokod 7 presenterat beräkningsmetoder på vertikal bärförmåga för plattgrundläggning vilka skall ersätta modellerna enligt Eurokod. En metod som presenteras utgår ifrån P_{LM} , som fås ur pressometerförsök. En annan metod som presenteras utgår ifrån N'_{20} , vilket utvärderas från hejarsonderingar. Båda metoderna är hämtade från plattgrundläggningshandboken som i sin tur refererar till Baguelin et al. (1978) för pressometermetoden och till Meyerhof för hejarsonderingsmetoden. IEG (2011), liksom plattgrundläggningshandboken, skriver att båda metoderna är användbara i sand. Värt att notera är att Meyerhof ursprungligen utformade sin beräkningsmetod till SPT-försök (Standard Penetration Test), Plattgrundläggningshandboken har sedan gjort likställanden mellan SPT och HfA.

Nedan presenteras båda formlerna i originalform:

Pressometer;

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} [A_{ef}(q_d + N_p P_{LM}^*)] \quad (7)$$

Hejarsondering;

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{A_{ef} 3N'_{20d} b_{ef} \left(1 + \frac{D}{B}\right)}{90} \quad (13)$$

Utifrån de två formlerna borde ett modellsamband finnas mellan P_{LM} från pressometern och N'_{20} från hejarsondering;

$$R_{d,MPM} = R_{d,HfA}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{\gamma_{Rd,HfA}} \cdot \frac{A_{ef} 3N'_{20} B \left(1 + \frac{D}{B}\right)}{90} = \frac{1}{\gamma_{Rd,MPM}} [A_{ef}(q_d + N_p P_{LM}^*)] \quad (24)$$

Därefter kan ett indirekt förhållande räknas fram;

$$N'_{20} = \frac{\gamma_{Rd,HfA}}{\gamma_{Rd,MPM}} * \frac{30 * (q_d + k * P_{LM}^*)}{B \left(1 + \frac{D}{B}\right)} \quad (25)$$

där

$P_{LM}^* = P_{LM} - p_0$ är nettogränstryck från pressometern

$\gamma_{Rd,MPM}$ är en modellosäkerhetsfaktor för pressometern

$\gamma_{Rd,HfA}$ är en modellosäkerhetsfaktor för hejarsondering

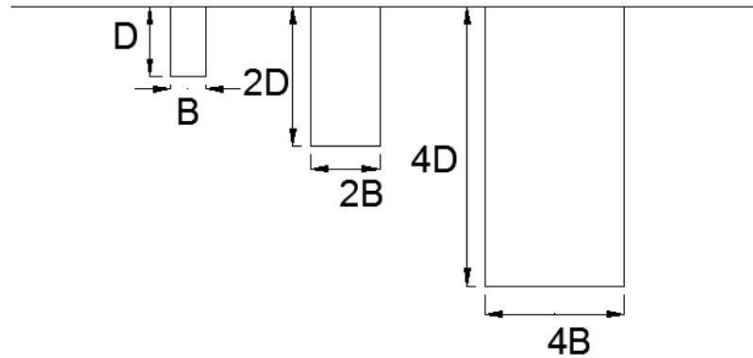
q_d är det totala överlagringsstrycket på grundläggningsnivån

B är plattbredden

D är grundläggningsdjupet

$k = N_p$ är en korrektionsfaktor

för pressometern beroende på jordtyp och relativt grundläggningsdjup



$$\begin{array}{lll} R_{D1-HfA} & R_{D2-HfA} = 2 \cdot R_{D1-HfA} & R_{D3-HfA} = 4 \cdot R_{D1-HfA} \\ R_{D1-MPM} & R_{D2-MPM} = R_{D1-MPM} & R_{D3-MPM} = R_{D1-MPM} \end{array}$$

Figur 28. R_d vid olika D och B av hejarsondering och pressometer

Från uttrycket kan enbart den effektiva arean för plattan elimineras. Flera andra faktorer blir kvar och innebörden blir att sambandet

mellan nettogränsstryck från pressometern och effektivt antal slag från hejarsondering beror på plattbredd, grundläggningsdjup, överlagringstryck och korrektionsfaktorn för pressometern. Detta kan delvis förklaras med att pressometermodellen tar ut korrektionsfaktorn från det relativa grunddjupet, D/B . Hejarsonderingsmodellen presenterad av Meyerhof väger in djup och bredd som en simpel additionsfaktor, $(D+B)$. Följden blir stora skillnader i beräknad vertikal bärförmåga. Figur 28 illustrerar tre olika grundläggningskonstruktioner med samma beräknade vertikala bärförmåga för pressometermodellen men dubblerande bärförmågor för hejarsonderingsmodellen.

För att vidare förenkla uttrycket från ekvation (25) bearbetas överlagringstrycket och korrektionsfaktorn k . Överlagringstrycket kan uttryckas som;

$$q_d = g * \rho * d_d + u \quad (26)$$

där

ρ är jordens skrymdensitet

u är porvattentrycket

Korrektionsfaktorn k är en omvandlingsfaktor för pressometern som används för att konvertera gränstryck till bärförmåga. I Sverige har grafen från Baguelin et al.(1978) använts men det finns andra sätt att ta fram k . Eurokod 7 har exempelvis en tabell som skiljer sig från Baguelin et al. Som tidigare nämnts i litteraturstudien 2.2.4.5 beror korrektionsfaktorn k på fundamentform, jordtyp, plattbredd och grundläggningsdjup med mera. Genom att anta bestämda grundläggningsförhållanden borde ett exakt teoretisk samband mellan P_{LM}^* och effektivt antal slag vara möjligt.

5.2.1 Exempel; Platta på sand

En kvadratisk eller rund platta på sand ska grundläggas. Förhållanden antas enligt tabell 5-4;

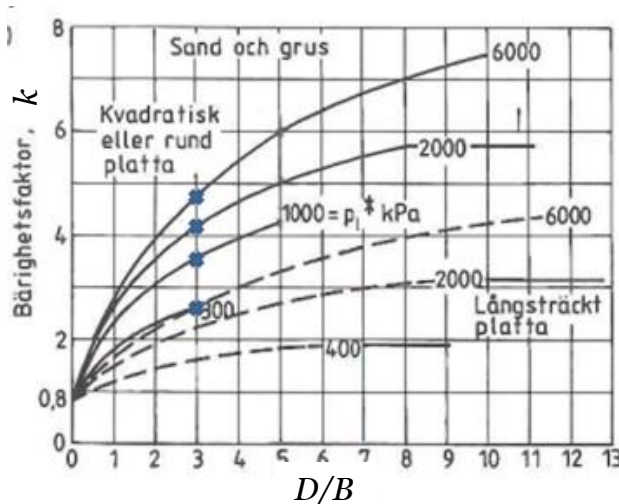
Tabell 5-4. Data för exempelberäkning

Indata			
beteckning	värde	enhet	beskrivning
D/B	3	(-)	Relativt grundläggningsdjup
ρ	1,9	(ton/m ³)	Skrymdensitet sand
q_d	$\rho * D * g$	(MPa)	Totalt överlagringstryck på grundläggningsdjup
u	0	(MPa)	Porvattentryck
$\gamma_{Rd,MPM}$	1,7	(-)	Modellosäkerhet (1,5-2)
$\gamma_{Rd,HfA}$	1,7	(-)	Modellosäkerhet (1,2-1,7)

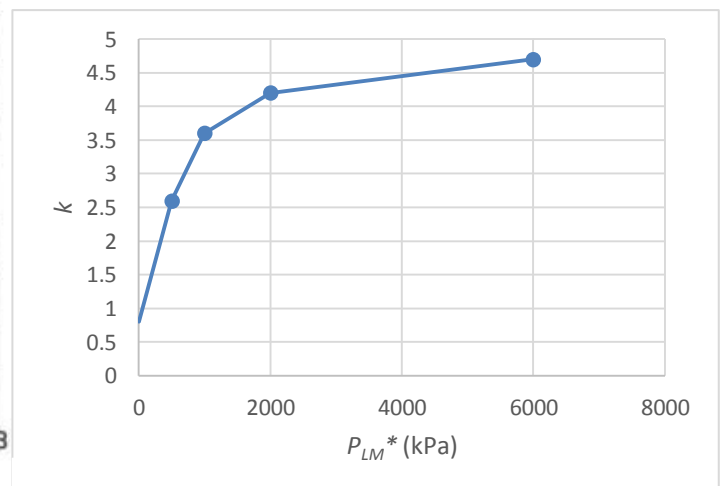
Med given indata kan ekvation (25) skrivas om;

$$N'_{20} = \frac{30 * (0,19D + k * P_{LM}^*)}{D(1 + 3)} \quad (27)$$

k kan för olika P_{LM}^* läsas av i grafen från Baguelin et al. (1978) för $D/B=3$ från figur 30. Författarna antar en linjär interpolering mellan de olika givna värdena från figur 30 med antaget minivärde för k på 0,8, se figur 29.



Figur 30. Bärighetsfaktor beroende på D och P_{LM}^*



Figur 29. Linjär interpolering för k ($D/B=3$)

Förhållandet från Baguelin et al. visar att k beror på P_{LM}^* som linjära funktioner med givna intervall vilka kan uttryckas på formen;

$$k = S * P_{LM}^* + M \quad (28)$$

Tabell 5-5 ger en sammanställning på k från P_{LM}^* ;

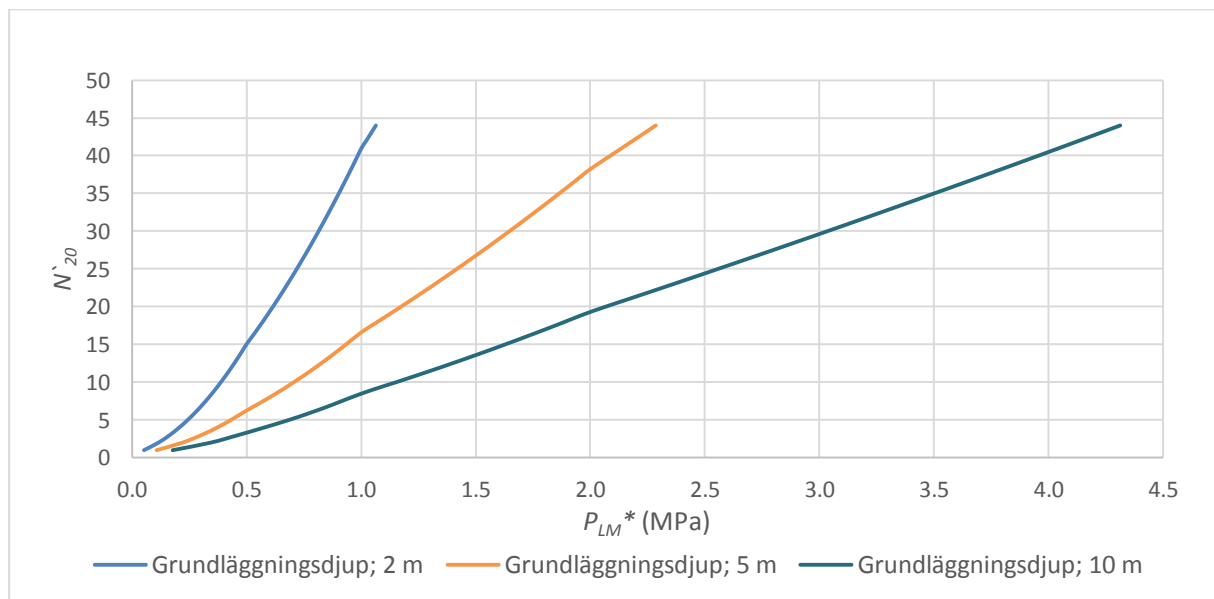
Tabell 5-5. Värden för konstanter till uttrycket för bärighetsfaktorn, k

Intervall P_{LM}^* (MPa)	S	M	$k = S * P_{LM}^* + M$
0-0,5	3,6	0,8	$3,6P_{LM}^* + 0,8$
0,5-1	2	1,6	$2P_{LM}^* + 1,6$
1-2	0,6	3	$0,6P_{LM}^* + 3$
2-6	0,125	3,95	$0,125P_{LM}^* + 3,95$

Genom att ersätta k med funktionen definierad i ekvation (28) kan ekvation (27) skrivas om till;

$$N'_{20} = \frac{30 * (0,019D + S * P_{LM}^{*2} + M * P_{LM}^*)}{\frac{D}{3}(1 + 3)} \quad (29)$$

Figur 31 är en grafisk visualisering av det samband beräkningsmodellerna ger mellan P_{LM}^* och N'_{20} för tre olika grundläggningsdjup. Som synes tycks förhållandet vara beroende av konstruktionsparametrar så som bredd och djup vilket är ologiskt.



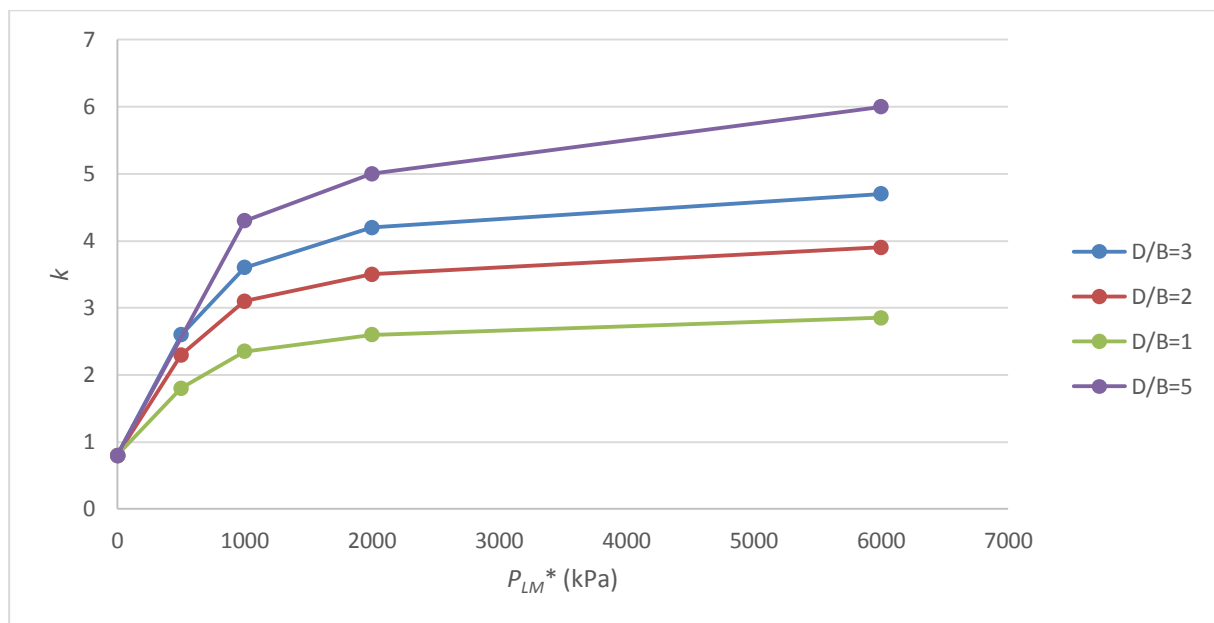
Figur 31. Förhållande mellan P_{LM}^* och N'_{20} för olika grundläggningsdjup, från beräkning av R_d

5.2.2 Modellsamband mellan N'_{20} och P_{LM}^*

I analogi med exemplet från stycke 4.3.1 borde ett generellt samband kunna fastställas mellan N'_{20} och P_{LM}^* utifrån beräkningsmodellerna, förutsatt att R_d är identisk, oberoende av undersökningsmetod. För att ta hänsyn till beräkningsmodellernas begränsningar måste avgränsningar göras till modellsambandet. Med Baguelin et al., Meyerhof, Plattgrundläggningshandboken och IEG:s tillämpningsdokument som utgångspunkt fastställer författarna följande avgränsningar för ett modellsamband mellan P_{LM}^* och N'_{20} ;

- Sambandet gäller enbart för friktionsjord och, i synnerhet, enbart för sand
- Sambandet gäller enbart för runda och kvadratiska plattor
- Sambandet gäller enbart för jämnt fördelade ytlaster

För att generalisera ekvation (29) till att omfatta flera relativa grundläggningsdjup, D/B , antas linjära förhållanden för samtliga relativa grundläggningsdjup utifrån Baguelin et al. figur 30. Nedan följer en sammanställning för några olika relativa grundläggningsdjup. Noterbart är att k ökar med större relativa grundläggningsdjup vilket i sin tur ger högre R_d .



Figur 32. Linjär interpolering för k för olika relativa grundläggningsdjup

Genom att anta k som funktion av P_{LM}^* beroende på relativt grundläggningsdjup erhålls följande samband mellan P_{LM}^* och N'_{20} ;

$$N'_{20} = \frac{\gamma_{Rd,HfA}}{\gamma_{Rd,MPM}} * \frac{30 * (g * \rho * D + u) + S * P_{LM}^{*2} + M * P_{LM}^*}{B \left(1 + \frac{D}{B}\right)} \quad (30)$$

Eller det omvända förhållandet;

$$P_{LM}^* = \left[\frac{\gamma_{Rd,MPM} * N'_{20} * B \left(1 + \frac{D}{B}\right) - (g * \rho * D + u)}{\gamma_{Rd,HfA} * 30} \right] / (S * P_{LM}^* + M) \quad (31)$$

Vilket är en andragradsekvation med enbart en positiv rot. P_{LM}^* som funktion av N'_{20} kan därför skrivas;

$$P_{LM}^* = -\left(\frac{M/S}{2}\right) + \sqrt{\left(\frac{M/S}{2}\right)^2 + \left[\frac{\gamma_{Rd,MPM} * N'_{20} * B \left(1 + \frac{D}{B}\right)}{\gamma_{Rd,HfA} * 30} - (g * \rho * D + u)\right] / S} \quad (32)$$

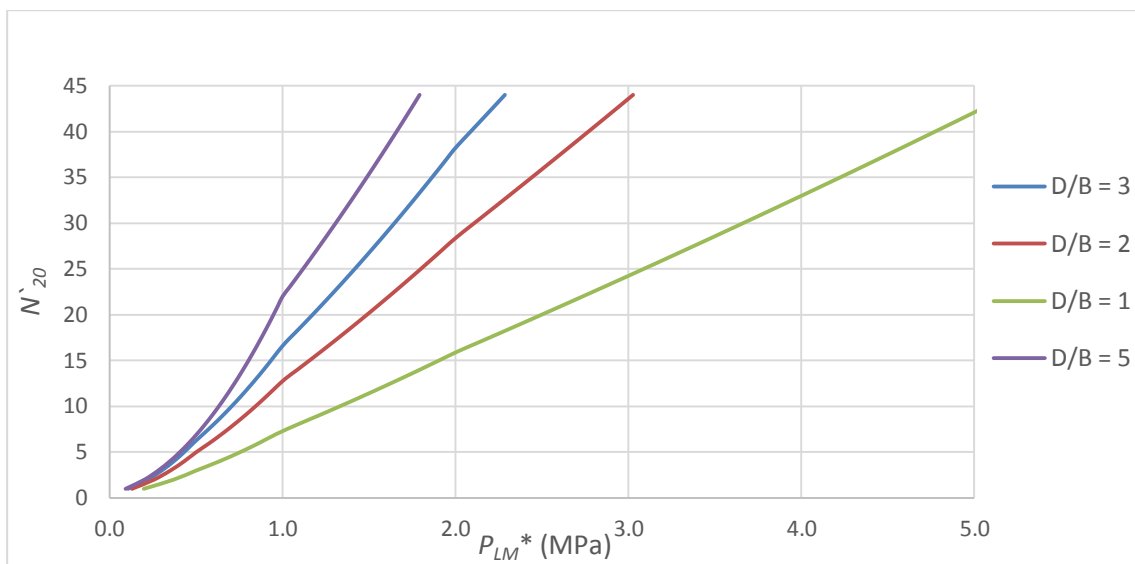
där

M och S är parametrar som beror på det relativa grundläggningsdjupet

ρ är sandens skrymdensitet

I grafen nedan visualiseras förhållandet för olika D/B under förutsättningarna;

$g * \rho = 19 \text{ kN/m}^3$ $D=5 \text{ m}$ $u=0 \text{ kPa}$ $\gamma_{Rd,MPM} = \gamma_{Rd,HfA}$



Figur 33. Förhållande P_{LM}^* och N'_{20} för olika relativa grundläggningsdjup

Figur 33 beskriver ett icke-linjärt förhållande mellan N'_{20} och P_{LM}^* som förklarar när båda parametrarna ger lika stor beräknad vertikal bärförmåga. En alternativ tolkning av graferna skulle vara att det finns ett förhållande mellan P_{LM}^* och N'_{20} som beror på föreställd grundläggningsdjup och plattbredd. Detta förkastar författarna och menar istället på att de två olika beräkningsmodellerna har vägt in grundläggningsdjup och plattbredd på olika sätt varför de aldrig kunde elimineras som oberoende parametrar.

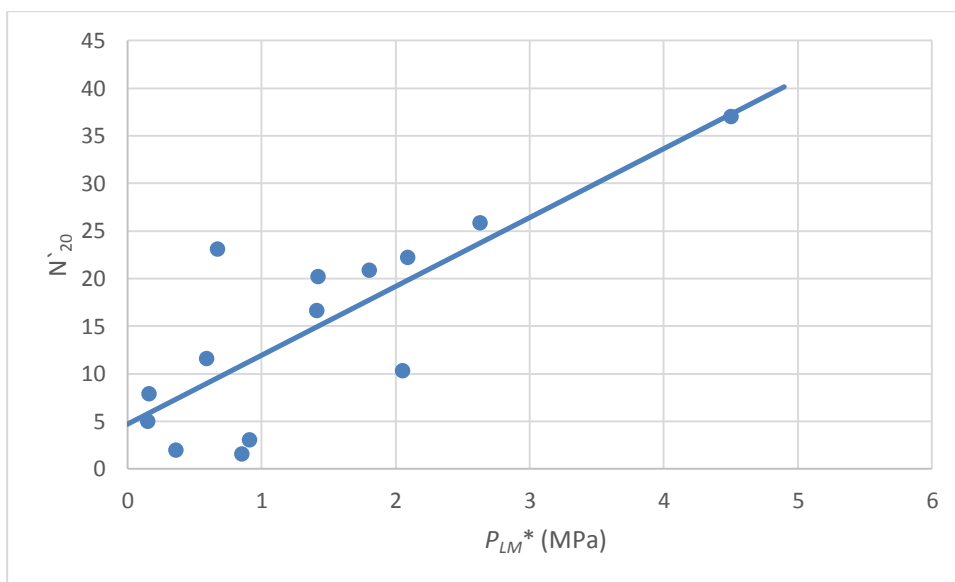
Graferna visar på att det relativa grundläggningsdjupet tolkas olika för de två beräkningsmodellerna. Förutsatt ett bestämt grundläggningsdjup kommer en ökad plattbredd att ge en gynnsammare vertikal bärförmåga med beräkningsmodellen för hejarsondering i jämförelse med pressometermodellen. Ökas däremot relativa grundläggningsdjupet kommer den vertikala bärförmågan att vara mer gynnsam om pressometermodellen används.

5.2.3 Empiriskt samband

Modellerna för att beräkna R_d är båda godkända enligt IEG(2011) och boverket (BFS 2015:6). Författarna har i föregående stycke redogjort för hur två geotekniska fältundersökningar kan vara olika fördelaktiga att använda för att beräkna R_d beroende på grundläggningsform och djup. Att grundläggningsdjup och bredd påverkar R_d är sedan länge erkänt, se litteraturstudie 2.2.4.5, dock framgår det att de två modellerna behandlar dem olika. En naturlig följdfråga är vilken metod som närmast stämmer in på verkligheten. På grund av examensarbetets omfattning har detta inte analyserats, istället riktas fokus mot konsekvenserna av skillnaderna i modellerna.

Ur en geokonstruktörs perspektiv kan modellskillnaden få stora konsekvenser på grundläggningen. Ifall ett faktiskt samband finns mellan hejarsondering och pressometer borde det vara möjligt att förutsäga när vilken metod är mest fördelaktig. Författarna har därför valt att jämföra tidigare försök utförda av WSP Sverige AB för att undersöka om ett samband finns mellan P_{LM}^* och N'_{20} .

Utifrån projekten Södertälje, Slussen, Botniabanan Stöd 38 och Botniabanan Stöd 39 presenteras nedan för samtliga djup nettogränstrycket, P_{LM}^* , och effektivt antal slag, N'_{20} , där pressometerförsök och hejarsondering har gjorts i närheten av varandra. Vidare har ett antal extrempunkter förkastats och medlingen av hejarsonderingar justerats efter extrema värden. För ingående datahantering, se Bilaga B.



Figur 34. Regressions analys av P_{LM}^* och N'_{20} i grus och sand

Även om resultaten visar på stor spridning är en positiv korrelation tydlig vilket är rimligt, fler registrerade slag från en hejarsondering borde resultera i högre nettogränstryck från ett pressometertest. Genom regressionsanalys kan en linjär funktion definieras som;

$$N'_{20} = 7,23P_{LM}^* + 4,69 \quad (33)$$

Resultaten visar på stor spridning och funktionen är baserad på enbart 14 värden vilket är få observationer och korrelationskoefficienten, r^2 , beräknades till 65%. Dessutom går det att ifrågasätta funktionen teoretiskt eftersom den skär y-axeln på 4,69. Detta innebär att om hejarsonderingen ger ett värde på under fem N'_{20} så är P_{LM}^* negativt vilket är omöjligt. Författarna väljer att anta funktionen given i ekvation (33) trots den stora spridningen i resultaten, under villkoret att: $N'_{20} > 5$.

5.2.4 Dimensioneringskonsekvenser

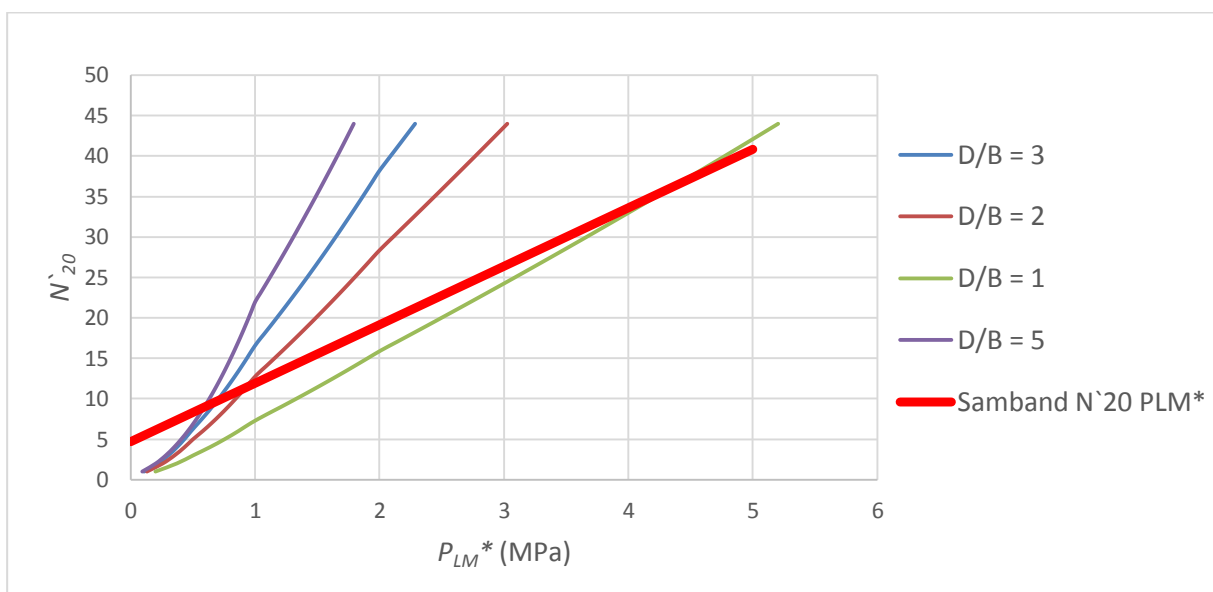
En förutsägelse kan ges för olika grundläggningskonstruktioner om vilken fältgeoteknisk undersökningsmetod som kommer att resultera i högst beräknad R_d med modellsambandet och det empiriska sambandet som grund. Genom att kombinera den empiriska funktionen given i ekvation (33) tillsammans med det sambandet givet i ekvation (32) kan ett prediktionsvärde, V_r , definieras som;

$$V_{r,MPM} = \left[\frac{\gamma_{Rd,HfA}}{\gamma_{Rd,MPM}} * \frac{30 * (g * \rho * D + u) + S * P_{LM}^{*2} + M * P_{LM}^*}{b_{ef} \left(1 + \frac{D}{B}\right)} \right] - (7,23P_{LM}^* + 4,69) \quad (34)$$

eller omvänt;

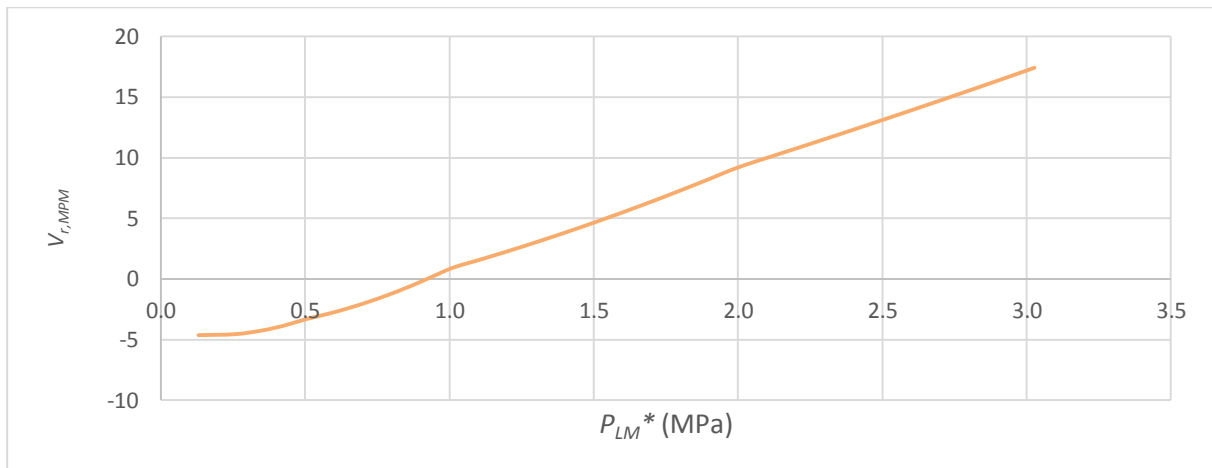
$$V_{r,HfA} = \left\{ -\left(\frac{M/S}{2}\right) + \sqrt{\left(\frac{M/S}{2}\right)^2 + \left[\frac{\gamma_{Rd,MPM} * N'_{20} * b_{ef} \left(1 + \frac{D}{B}\right)}{\gamma_{Rd,HfA} * 30} - (g * \rho * D + u) \right] / S} \right\} - (0,138N'_{20} - 0,649) \quad (35)$$

Där ett positivt $V_{r,MPM}$ visar på att pressometerförsök sannolikt kommer ge en högre beräknad vertikal bärförmåga. Är $V_{r,MPM}$ istället negativt är det sannolikare att hejarsondering ger en högre beräknad bärförmåga. Detta visualiseras grafiskt från exemplet från 4.3.2 i figur 35;



Figur 35. Förhållande mellan P_{LM}^* och N'_{20} från beräkningsmodeller samt empiriskt vid olika relativa grundläggningsdjup

En visuell tolkning av resultaten i figur 35 visar att om funktionens linje för det empiriska sambandet ligger ovanför linjerna för modellsambandet blir följden att $V_{r,MPM}$ är negativt vilket innebär att R_d sannolikt beräknas högre med hejarsondering. Om den empiriska linjen däremot ligger under linjerna för modellsambandet blir följden att $V_{r,MPM}$ är positivt vilket innebär att R_d beräknas högre med pressometerförsök. Där funktionen för det empiriska sambandet skär modellsambandet under definierade förhållanden borde sannolikt den beräknade vertikala bärförmågan bli samma oavsett vilken av de två fältgeotekniska metoderna som utförs. I figur 36 redovisas $V_{r,MPM}$ mot P_{LM}^* för $D/B = 2$ och $D = 5$ m.



Figur 36. Prediktionstalet $V_{r,MPM}$ för $D/B=2$; $D=5$ m;

5.3 E-modul och sättningar

Genom liknande metodik som för vertikal bärförmåga kan också sättningsberäkningar analyseras utifrån N'_{20} och E_M . Från litteraturstudien 2.2.4.6 kombineras den förenklade sättningsberäkningsmodellen för pressometern, ekvation (9);

$$S_{MPM} = q * \left[\frac{2B_0}{9E_M} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_M} \right]$$

Med Parrys (1973) sättningsberäkningsekvation för hejarsondering, ekvation (20);

$$S_{HfA} = \frac{0,3 \cdot q \cdot B}{N_{20}}$$

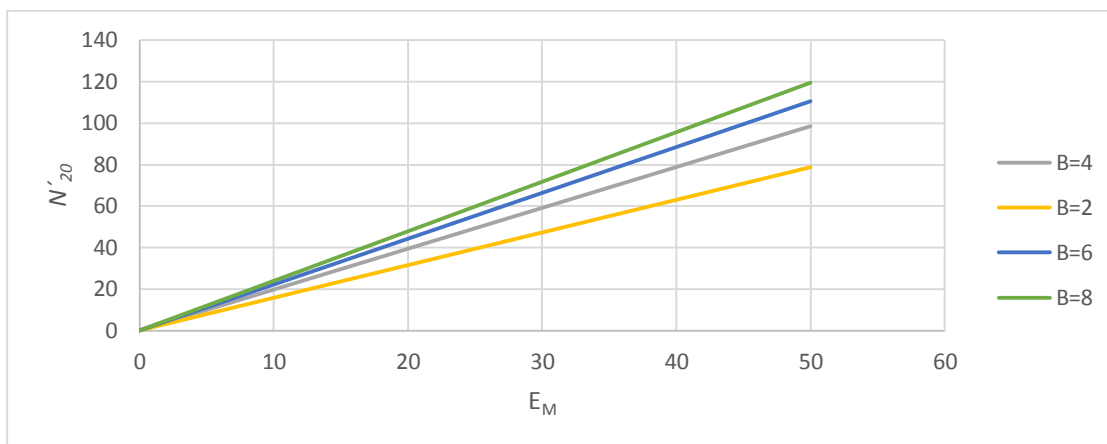
Vilket ger;

$$S_{MPM} = S_{HfA} \rightarrow q * \left[\frac{2B_0}{9E_M} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_M} \right] = \frac{0,3 \cdot q \cdot b}{N_{20}} \rightarrow$$

$$N'_{20} = \frac{2,7 * E_M}{1,2 * B^{\alpha-1} * \left(\lambda_d/0,6\right)^\alpha + \alpha * \lambda_c} \quad (36)$$

Ser man till ekvation (36) kan grundläggningslasten elimineras från uttrycket vilket visar att båda sätttningsmodellerna väger grundläggningslast på samma sätt. Formfaktorerna och den reologiska faktorn är kvar i uttrycket eftersom bara pressometermodellen tar hänsyn till dessa. Fundamentbredden är kvar i uttrycket vilket tyder på att modellerna väger det olika. I grafen nedan visualiseras förhållandet för olika B under förutsättningarna;

$$\lambda_d=1,12 \quad \lambda_c = 1,2 \quad \alpha=0,5$$

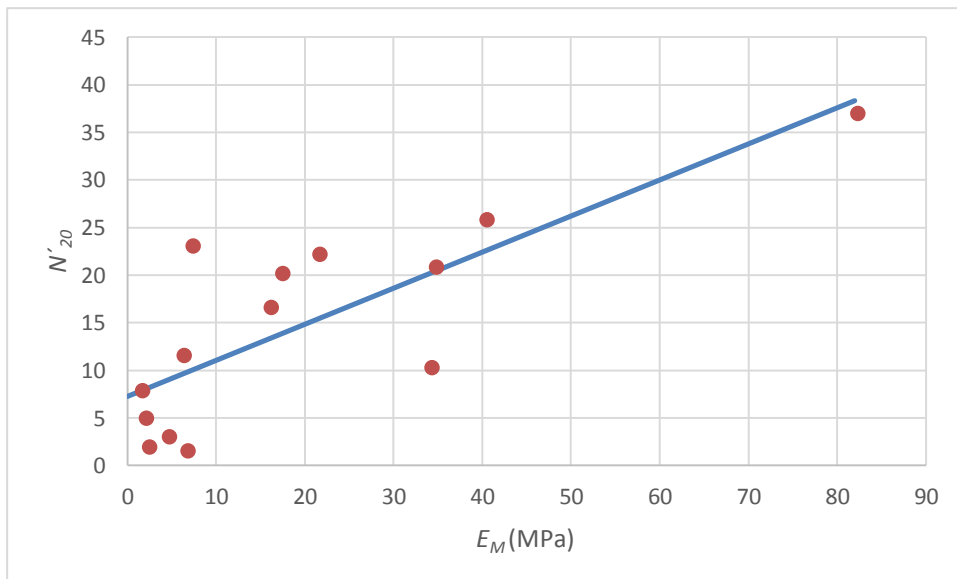


Figur 37. Förhållande mellan E_M och N'_{20} , utifrån sätttningsberäkningsmodeller

Figur 37 beskriver ett linjärt förhållande mellan N'_{20} och E_M som förklarar när parametrarna ger lika stora beräknade sättningar. I exemplet har värdena på formfaktorer och reologisk faktor valts för att beskriva ett vanligt grundläggningsfall. Det betyder att om ett empiriskt samband råder mellan N'_{20} och E_M vore det möjligt att bestämma en exakt plattbredd för vilken sätttningsberäkningarna ger samma resultat för de båda geotekniska metoderna.

5.3.1 Empiriska samband

Utifrån tidigare projekt utförda av WSP Sverige AB har författarna analyserat resultat från pressometerförsök och hejarsonderingar för att ge ett empiriskt samband mellan N'_{20} och E_M . För databearbetning, se Bilaga B. Figur 28 visar en sammanställning av de data som har bearbetats;



Figur 38. Empiriskt förhållande mellan E_M och N'_{20}

Vilket genom regressionsanalys ger funktionen;

$$N'_{20} = 0,39E_M + 7,27 \quad (37)$$

Resultaten visar på stor spridning och r^2 beräknades till 63%. De valda data indikerar en positiv korrelation mellan N'_{20} och E_M vilket är logiskt. Likt fallet med R_d har få observationer används som underlag till regressionsanalysen, 14 stycken. Funktionen kan också ifrågasättas teoretiskt eftersom den skär N'_{20} -axeln positivt. Det innebär att ett lågt N'_{20} motsvarar en negativ pressometermodul. Författarna väljer, trots den stora spridningen, att anta funktionen under villkoret $N'_{20} > 7$.

5.3.2 Dimensioneringskonsekvenser

Genom att subtrahera det empiriska sambandet från förhållandet kan ett prediktionsvärde, V_s , bestämmas. Det definieras som;

$$V_s = \frac{2,7 * E_M}{1,2 * B^{\alpha-1} * \left(\lambda_d/0,6\right)^\alpha + \alpha * \lambda_c} - (0,39E_M + 7,27) \quad (38)$$

Prediktionsvärdet ska tolkas som ett värde på hur sannolikt det är att ett pressometertest ger högre beräknad sättning än hejarsondering. Om värdet är positivt är det sannolikt att ett pressometertest ger högre beräknad sättning och tvärtom om värdet är negativt.

5.3.3 Exempel platta på sand

En kvadratisk platta på sand ska grundläggas. Följande förhållanden antas;

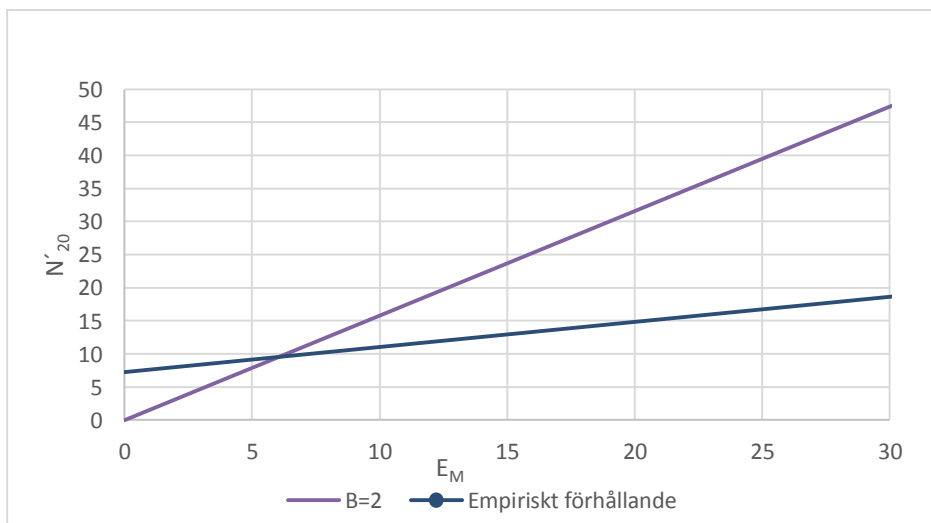
Tabell 5-6. Data för räkneexempel

Indata			
beteckning	värde	enhet	beskrivning
B	2	(m)	Fundamentbredd
λ_d	1,12	(-)	Formfaktor för platta
λ_c	1,2	(-)	Formfaktor för platta
α	0,5	(-)	Reologisk faktor sand
Q	3	(MPa)	Ytlast

Ekvation (38) kan nu förenklas, utifrån värdena i tabell 5-6, till;

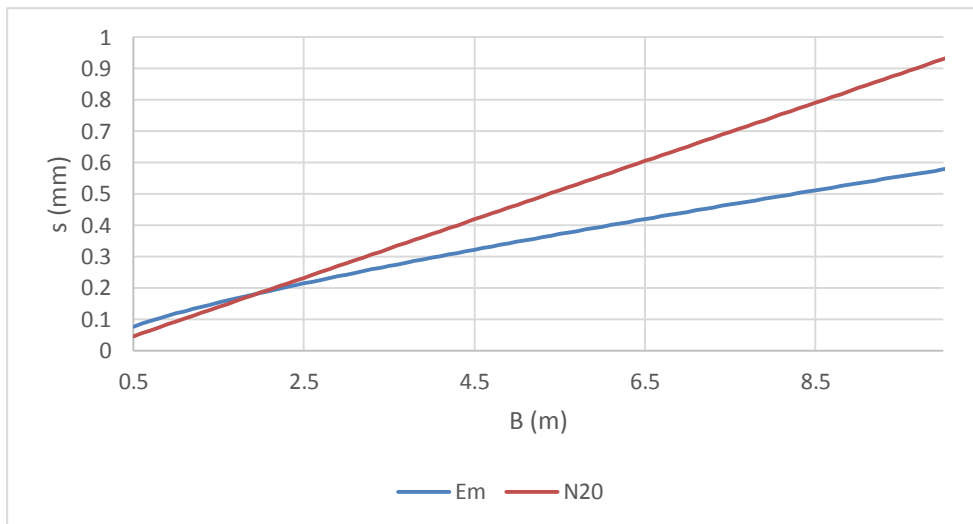
$$N'_{20} = 1,57 * E_M \quad (39)$$

Utvärderar man kurvan från ekvation (39) mot det empiriska förhållandet, ekvation (37), ser man skärningspunkten i $E_M = 6,2$ MPa vilket motsvarar $V_s = 0$, det sannolika värde där båda geotekniska metoderna ger samma beräknade sättningar.



Figur 39. Modellsamband och empiriskt förhållande mellan E_M och N'_{20} , för $B = 2$ m

Låter man istället bredden variera får man följande beräknade sättningar för metoderna efter det empiriska förhållandet, $E_M = 6,2$ MPa; $N'_{20} = 9,6$;



Figur 40. Beräknad sättning beroende på B och metod

5.3.4 Beräkning på heterogen jord

När skilda menardmoduler erhålls från pressometerförsök ska sättningsberäkningarna anpassas till harmoniska medelvärden enligt Baguelin et al. (1978) vilket har beskrivits i litteraturstudien 2.2.4.6;

$$s = q^* \times \left[\frac{2B_0}{9E_c} \times \left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9E_d} \right] \quad (40)$$

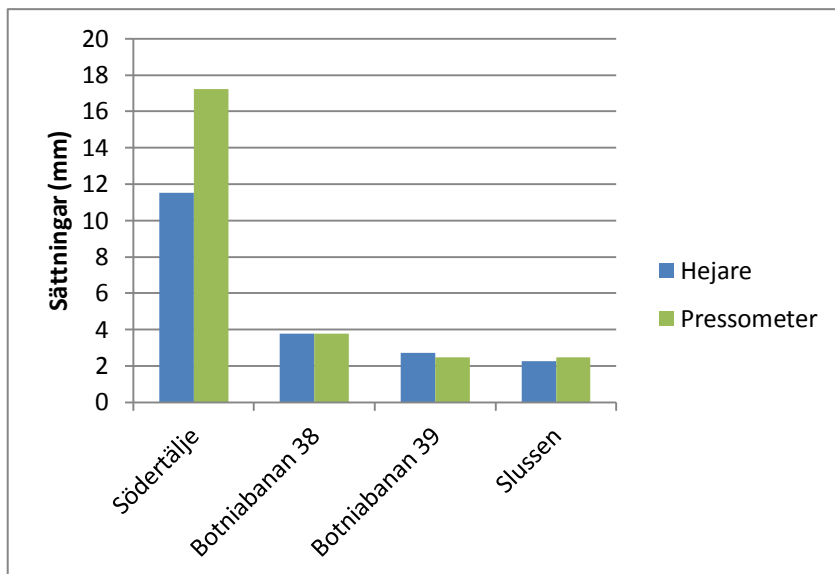
Nedan visas sättningar beräknade med pressometermodellen tillsammans med sättningar från beräkningsmodellen för hejarsondering. Undersökningarna har utförts på olika djup, därför har grundläggningsdjupet anpassats för att få med menardmoduler i alla skikt. I de situationer där E_M saknas i ett skikt har en elasticitetsmodul antagits till samma värde som skiktet innan. Detta görs endast fyra gånger i de lägre skikten och har försumbar påverkan. Två fall med olika grundläggningsbredder och tilläggslaster har använts i analysen. Tilläggslasterna har valts till 0,2 och 0,4 MPa då värdena har använts vid tidigare uppdrag av sättningsberäkningar av trapphus (WSP, 2015).

Tabell 5-7. Grundläggningsdjup

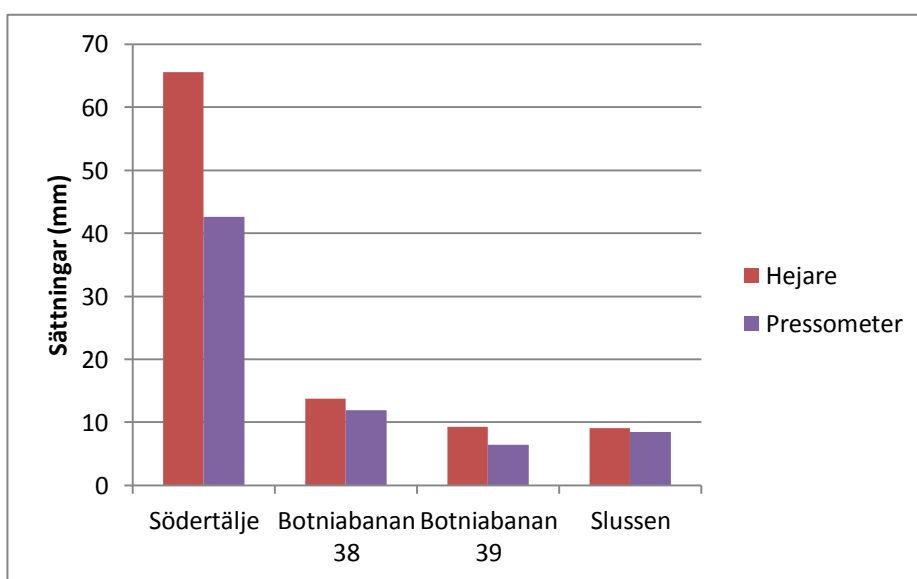
Namn	D (m)
Södertälje	3,0
Botniabanan - 38	6,2
Botniabanan -39	6,2
Slussen	10,0

Tabell 5-8. Grundläggningsbredd och tilläggslast

	B (m)	q* (MPa)
Fall 1	1	0,2
Fall 2	2	0,4



Figur 41. Sättning där fundamentbredd är 1 m, och tilläggslast är 0,2 MPa



Figur 42. Sättning där fundamentbredd är 2 m, och tilläggslast är 0,4 MPa

Hejarsonderingens beräkning av sättning, tar ett djup av två gånger fundamentbredden med i beräkningarna. Pressometermodellen tar däremot upp till åtta fundamentbredder av djupet med i sättningsberäkningarna. Trots det blir sättningarna högre av bredare fundamentet i samtliga fall med hejarsondering. Detta stämmer väl överens med fallet i homogen jord.

5.3.5 Elasticitetsmodul

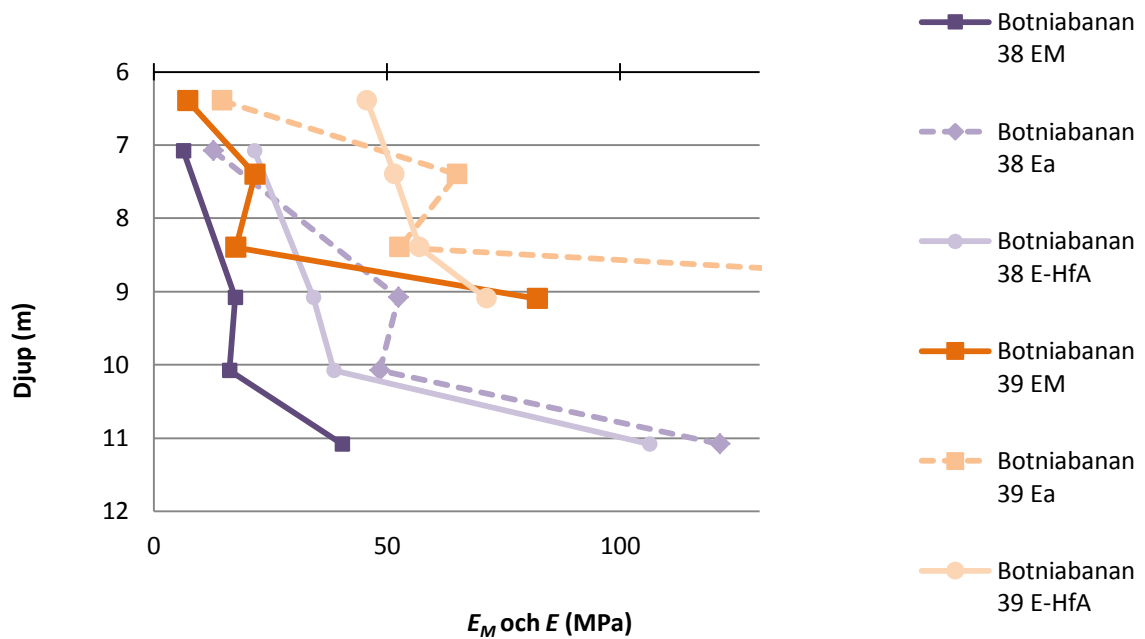
E_M önskas ofta att ställas i relation till E . Genom konvertering med hjälp av α och genom att omvandla hejarsonderingar till nämnd modul, med hjälp av Trafikverkets givna formel, ekvation (19) kan de båda Elasticitetsmodulerna jämföras.

$EM =$ pressometermodul;

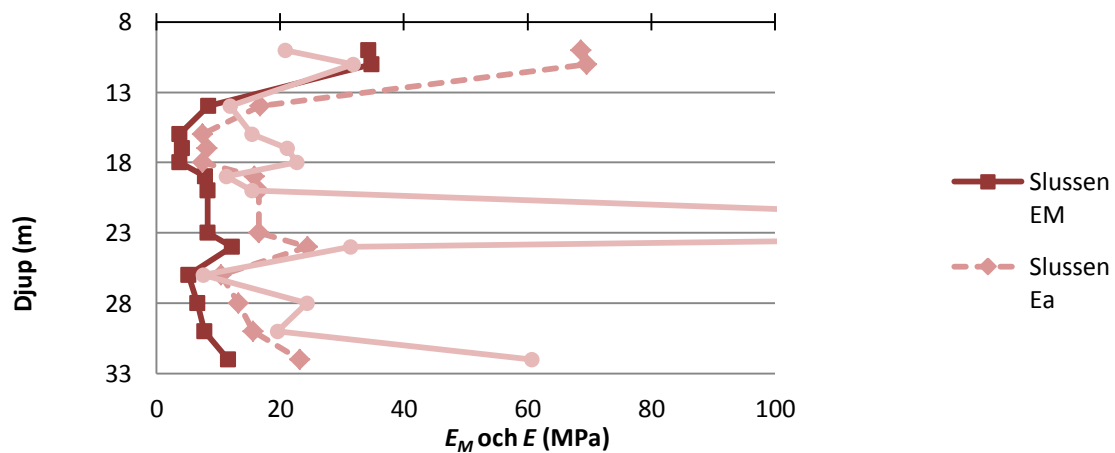
$Ea =$ konverterad pressometermodul till E

$E-HfA =$ Youngs modul utvärderad från hejarsondering med ekvation (7)

Resultat redovisas i figur 43 och figur 44.



Figur 43. Elasticitetsmodul över djup - Botniabanan



Figur 44. Elasticitetsmodul över djup - Slussen

Från figur 43 och figur 44 kan ingen tydlig relation mellan modulerna observeras vilket också överensstämmer med vad tidigare forskning pekat på, se litteraturstudie 2.2.4.6. Vidare ska beaktas att hejarsondering rimligtvis inte är en optimal referensmetod för att studera förhållandet mellan E och E_M , då hejarsondering som metod inte direkt mäter elasticitetsmodul utan istället använder empirisk framtagen formel utifrån N'_{20} . Gällande hejarsondering, har E räknats fram som ett medelvärde från flera borrhål i Södertälje och Botniabanan. Detta gör att det inte är lika stor variation i värdena. Utan att räkna ett medeltal av hejarsonderingarna framkom det under analysen, och som syns i fallet slussen där endast en hejarsondering använts, har jordparametrar en större fluktuation. Detta sammanfaller med att pressometer testar en större jordvolym och inte är lika känslig för lokala avvikelser (Bergdahl, 1984).

6. Diskussion och slutsats

Pressometern har det senaste decenniet inte används i någon större omfattning i Sverige. En anledning konstateras vara de praktiska svårigheter som pressometerförsök medför; krav på erfaren personal, omfattande arbete med utrustning samt att ett pressometerförsök är tidskrävande och kostsamt. Slutsatsen dras av det egna fältexperimentet som utfördes under två dagar utan resultera i något bidrag till datainsamlingen. Vidare erhåller pressometern egna jordparametrar som medför metods specifika beräkningsmodeller för att uppskatta s och R_d . I kohesionsjordar finns redan etablerade in situ-metoder, till exempel vingförsök och CPT. Även om pressometern går att använda i kohesionsjordar ser ändå författarna en större potential i friktionsjordar för pressometeranvändning.

Vad bör då pressometern användas till? Författarna vill med litteraturstudien belägga att det finns beprövade semiempiriska modeller för att direkt ur pressometerparametrarna (E_M och P_{LM}) beräkna horisontell och vertikal bärförmåga samt sättningar. Dessa har visat sig stämma väl med fullskaliga försök. Det finns även flera förslag på hur man skall konvertera pressometerparametrar till konventionella deformations- och hållfasthetsparametrar för att kunna utföra beräkningar med vedertagna metoder, till exempel allmänna bärighetsekvationen eller släntstabilitet. Författarna menar, på grund av den otydlighet som råder kring konverteringsförslagen, att resultaten från pressometerförsök bör användas med pressometerens egna beräkningsmodeller.

Författarna argumenterar för att det saknas standarder och normer i Sverige gällande beräkningsmodellerna. Eurokod 7 beskriver tre modeller för pressometerberäkningar, varav boverket(2015) har avvisat en i skrivande stund. IEG(2011) är också återhållsamma och beskriver två beräkningsmodeller, för specifika jordlager, trots att pressometermodellerna egentligen kan tillämpas på alla jordarter. Det praktiska utförandet är däremot väl beskrivet i ISO-standarder och fälthandboken varför författarna anser att standarder för främst pressometermodeller bör utvecklas.

Genom analys av tidigare fall och olika beräkningsmodeller har författarna med hjälp av hejarsondering som referensmetod givit vägledning i pressometeranvändning. Då hejarsondering används i samma jordtyp där författarna menar på att pressometern bör användas i Sverige, har uppskattning av sättning och vertikal bärförmåga jämförts. Författarna kan konstatera att beräkningsmodellerna för vertikal bärförmåga och sättningar skiljer sig mycket mellan hejarsondering och pressometer. Pressometermodellerna tar hänsyn till fler aspekter, exempelvis fundamentetsutformning. Vidare vägs djup och bredd av grundläggningen in olika i resultatet. Konsekvensen blir att konstruktioner med stora bredd och djup kommer att erhålla en högre uppskattad vertikal bärförmåga samt lägre uppskattad sättning från hejarsonderingsmodellen i jämförelse med pressometermodellen. För att ge klarhet i hur modellerna beräknar detta olika har författarna tagit fram

prediktionsvärden som visar hur modellerna skiljer sig under olika grundläggningsförhållanden. Prediktionsvärdet har utgått från empirisk data i sand. Det empiriska sambandet lyder:

$$(37) \quad N'_{20} = 0,4E_M + 7,3$$

och

$$(33) \quad N'_{20} = 7,2P_{LM}^* + 4,7$$

Författarna menar på att detta ger ett fingervärde på hur metoderna förhåller sig mot varandra. I syfte att kontrollera rimligheten av ekvation (37) och ekvation (33) jämfördes kvoten mellan E_M och P_{LM}^* mot schablonintervall från tabell 3 i litteraturstudien, eftersom båda beror på N'_{20} . Kvoten från de empiriska sambanden sammanfaller väl med schablonintervallen från tabell 3, vilket ger stöd till rimligheten av de framtagna empiriska sambanden.

Sammanfattningsvis ser författarna potential i pressometern och ett tydligt användningsområde i Sverige, nämligen i friktionsjordar för komplicerade grundläggningar. Det var författarnas önskan att ge ett yttrande om pressometerens felmarginaler och därmed även kunna kommentera modellosäkerheten. Ett fältexperiment var tänkt att ge data till detta men misslyckades. Trots ihärdigt arbete med reparation av sonder, trasiga maskiner och felaktiga kalibreringar, vilket visserligen har varit representativt för hur pressometerförsöken har gått under tidigare projekt författarna deltagit, lyckas författarna inte erhålla någon data.

Den fältgeotekniker som förmodligen utfört flest pressometerförsök i Sverige, John Alskär, sammanfattar pressometern väl enligt författarna: ”Det är ganska svårt, man måste vara noggrann och mest arbete går åt till att reparera. Men i sand och grus är pressometern den enda metod som ger bra värden. Annars är det bara hejaren, men det är ingen riktig metod!”

6.1 Kritisk reflektion

De två empiriska sambanden framtagna av författarna kan ifrågasättas statistiskt på grund av det ringa urvalet av försök som låg till underlag. Endast 14 punkter kunde användas och författarna höll sig inte enbart till den jordart de ämnade studera eftersom det fanns inslag av grus och morän i tillgänglig data. Vidare borde även valet av regressionsmodell ifrågasättas teoretiskt. Författarna antog en regressionsmodell på formen $y = kx + m$, trots att det teoretiskt är rimligare med formen $y = kx$. Författarna reserverar sig för detta genom att ange bestämda intervall för sina samband.

Fältexperimentets misslyckade kunde undvikits genom att preparera fler sonder i förväg, och genomfört en noggrannare undersökning vid val av plats. Författarna borde även anpassat plats för experimentet efter första dagens misslyckande när mer information om jordförhållanden uppdagades.

Slutligen kan författarna kritiseras i termer av ren *sensemaking* då en fullständigt empirisk metod korrelerats med en semiempirisk metod utan att kunna jämföra med verkligt sanna värden, alltså den verkliga sättningen eller vertikala bärförmågan. Vidare har författarna i litteraturstudien redogjort att pressometer borde vara en mer precis metod gällande utvärdering av parametrar än hejarsondering. Ingen reflektion har gjorts kring vilken modell som närmast beskriver verkligheten. Tyvärr fanns inte möjligheten att utföra fullskaliga försök. Författarna försvarar valet av referensmetod med att hejarsondering är den som utförts mest i sammajordarter som pressometern. Författarna hade inte för avsikt att granska metoderna, utan istället ge riktvärden för tolkning av pressometerresultat och modeller.

7. Förslag till fortsatta studier

Pressometern borde kunna testas i fullständig horisontell riktning eller i olika vinklar. Detta skulle eventuellt kunna vara ett sätt att bestämma K_0 i förslagsvis järnvägsbankar där horisontella spänningar är viktiga.

Upprepade gånger nämns hur viktigt det är att jorden inte störs, däremot påpekar Hansbo att "push-in" metoden resulterar i mycket korrekta resultat vid sättningsberäkningar. Dessutom finns flera olika typer av pressometerar. En jämförelse av olika installationsmetoder och pressometertyper i Svenska jordar bör utföras.

Nya grundläggningsmetoder tillkommer och något som inte använts i Sverige är expanderande stålrörspålar (expander body). Då expanderande stålrörspålar verkar radiellt på ett sätt som liknar pressometersonden, borde potential finnas för dimensionering grundat på pressometerförsök. Särskilt med tanke på att pressometermodeller redan existerar för påldimensionering.

Referenslista

- APAGEO. (2004). *Tout le matériel*. France.
- Baguelin, Jézéquel, & Shields. (1978). *The Pressuremeter*. Pennsylvania: Trans Tech Publications.
- Benoît, J., & Howie, J. (2014). A View of Pressuremeter Testing in North America. *Soils and Rocks*, 37(3), 211-231.
- Bergdahl, U. (1984). *Geotekniska undersökningar i fält. Information 2*. Linköping: SGI.
- Bergdahl, U., & Dahlberg, R. (1973). *Utveckling av den svenska hejarsonderingsmetoden. Rapport 1973:72*. Stockholm: Statens Inst. för Byggnadsforskning.
- Bergdahl, U., Ottosson, E., & Malmberg, B. (1993). *Plattgrundläggning*. Solna: Svensk byggtjänst.
- Briaud, J.-L. (1992). *The Pressuremeter*. Rotterdam: Brookfield.
- Briaud, J.-L. (2013). *Geotechnical Engineering: Unsaturated and saturated soils*. Hoboken, New Jersey: Wiley.
- Bustamente, M., & Gianceselli, L. (1981). Portance Reelle et Portance Calculee des pieux Isoles., 16. Paris.
- Cambridge Insitu Ltd. (2015). *Using pressuremeters*. Cambridge: Cambridge Insitu Ltd.
- Cassan, M. (2005). *Historique des Pressiomètres*. Paris, France: Proceedings of the International Symposium 50 Years of Pressuremeters.
- CEN. (2007). *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing (EN 1997-2)*. Brussels: European committee for standardization.
- Combarieu, O., & Canépa, Y. (2001). The unlead-reload pressuremeter test. *Bulletin des laboratoires des points et chaussées*, 233, 37-67.
- Equiregroup. (2013, March). *The Geotechnica*. Retrieved 11 10, 2015, from http://www.equipegroup.com/pdfs/theGeotechnica_March_2013.pdf
- Failmezger, R., & Anderson, J. B. (2006). Flat Dilatometer Testing. Washington D.C: Proceedings from the second international flat dilatometer conference.
- Fondelius, S. (2006). *Examensarbete. Användning av georadar som hjälpmedel vid presoecktering av grus- och bergtäkter*. Luleå: LTU.

- Gambin, M., Boulon, M., & Flavigny, E. (1996). *Le module pressiométrique: Historique et modélisation*. Gdansk, Poland: XI Colloque Franco-Polonais en Mécanique des Sols et des Roches Appliquée.
- Gauthier, A., Gonin, H., & Ménard, L. *Travail de fin d'étude*. Ecole Nationale des Ponts et CHaussées, Paris, France.
- Hansbo, S. (1994). *Foundation Engineering*. Stockholm: Elsevier.
- IEG. (2011). *Rapport 10:2010. EN 1997-2, Dimensionering av geokonstruktioner - Del2: Marktekniska underökningar: Tillämpningsdokument* (Digital ed.). Stockholm: IEG.
- J&W. (1980). *Presentation av pressometern*. Stockholm: J&W.
- Larsson, R. (1997). *Investigations and load tests in silty soils: Results from a series of investigations in silty soils in Sweden, Report 54*. Linköping: SGI.
- Larsson, R. (2015). *CPT-sondering, en in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord, Information 15*. Linköping: SGI.
- Lutenegger, A., & DeGroot, D. (1995). *Settlement of shallow foundations on granular soil*. Massachusetts: Massachusetts Transportation Center.
- Mair, R. J., & Wood, D. M. (1987). *Pressuremeter Testing - methods and interpretation*. London: Butterworths.
- Masoud, Z., Akbar, A., & Hassan Khan, A. (2013). High quality and cost effective drilling system for prebored pressuremeter testing. *Soils and Foundations*, 2013;53(6):903-909.
- Menard, L. (1970). *Détermination de la Poussée Exercée par un Sol sur une Paroi de Soutènement*. France.
- Menard, L. (1975). *The Menard Pressuremeter: Interpretation and application of pressuremeter test results to foundation design*. Paris: General Memorandum.
- Monnet, J. (2015). *In Situ Tests in Geotechnical Engineering*. London: ISTE Ltd.
- Sellgren, E. (1985). Prediction of the behavior of friction piles in non-cohesive soils. *11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco*, 3, 1463-1468.
- SGF. (2003, 02 27). *Metodblad: Jordförstärkningsmetoder*. SGF.
- SGF. (2013). *Geoteknisk Fälthandbok*. Göteborg: SGF.
- Swedish Standards Institute. (2012). *SS-EN ISO 22476-4: 2012: Geoteknisk undersökning och provning - Fältprovning - Del 4: Pressometerförsök enligt Ménard*. Stockholm, Sweden: Swedish Standards Institute.

Trafikverket. (2014). *Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner - TK Geo 13*. Borlänge: Trafikverket.

Varaksin, S., Klotz, U., & Menge, P. (2009). *Construction Processes*. Alexandra: IOS Press.

Zubaidi, R. M. (2013). Development of Pressuremeter Test. *Advanced Materials Research, 718-720*, 1129-1135.

Muntliga källor

Alskär, J., 2016. *Telefonintervju* (4 januari 2016).

Johansson, M., 2016. *Intervju* (8 januari 2016).

Massarsch, R., 2015. *Telefonintervju* (11 oktober 2015).

Bilaga A – Loggbok Fältextperiment

Tullinge flygfält

2015-12-15

Temperatur: -2°C

Strax innan planerat utförande, flyttas platsen p.g.a. ny kännedom av ledningar.

 BOTKYRKA KOMMUN

A } Fornlämning
B }



Området antogs bestå av liknande jordprofil.

Skala 1:3200

© Botkyrka kommun

0 50 100 150 200m

Figur 45. Nytt område att utföra testerna på, vid Tullinge flygfält (bild: PEAB, 2015)

06.00 – Pressometerutrustning hämtas i Kungsängen på WSPs förråd.

07.00 – Två borrhjuggar med tillhörande lastbilar hämtas på Geomek i Årsta, Stockholm. Hejarsonderingsutrustning monterades på en av maskinerna.

09.00 – På plats på Tullinge flygfält.

09.00-09.30 – Etablering och utsättning.

09.15-10.00 – Skruvtagning tas på två punkter, så en jordprofil kan skapas, vilken skiljer sig mot förväntad profil. Okulär bedömning av jordprofilen ger:

Tabell 0-1. Jordprofil h

Djup (m)	JB
0-0.3	F
0.3-0.8	Sa <u>si</u>
0.8-1.2	saSi
1.2-1.9	grSa
1.9-3.0	sigrSa
3.0-3.4	siSa
4.0-5.0	Le
5.0-6.0	Le
6.0-7.0	leSa
7.0-8.0	siSa

10.10 – Jb testas en bit bort från etablering för att se om jordprofil skiljer sig från den redan framtagna profilen.

10.27 – Pressometerutrustning avlastas och ställs upp.

11.00 – Två Jb utförda. Berg påträffas efter 3 m.

12.00- 12.30 Lunch.

13.00 – Pressometern systemkalibreras. Sonden sprängs vid 15 MPa. Ny sond testas och kalibreringen avviker starkt från tidigare kalibreringar. Systemet misstänks innehålla luft. Upprepade kalibreringar utförs tills tillfredställande resultat uppnås.

13.40 – Volymkalibrering påbörjas. Liknande problem som systemkalibreringen.

14.00 – Upprepade försök av volymkalibreringen misslyckas.

14.20 – Besluts fattas att utföra tester på redan etablerat område. Hejarsondering påträffar block vid 2 m i 15KTH01. Ny borrhål testas i närheten, 15KTH01B.

16.00 – Kalibrering klar av pressometern och test påbörjas.

16.29 – Första pressometerhål, 15KTH02 testas. Alla fyra hejarsonderingar klara.

16.58 – Inmätning av samtliga nya punkter.

17.09 – Pressometern punkteras i mark.

18.05 – Avetablering färdig och avfärd.



Figur A-1. Fältundersökning med två borrhisar (bild: Hanke & Matini, 2015)

Tullinge flygfält andra försöket

2015-12-23

Temperatur: +8°C

Ytterligare en fältdag utfördes då första dagen ej resulterade i lyckade pressometerförsök. Sonderna reparerades dagen innan, endast två sonder fanns att tillgå.

06.00 – Fältingeoteknikerns buss från Uppsala var inställd och den nämnde hämtades i Enköping.

07.00 – Systemkalibrering påbörjas, sonden nr 1 läcker vätska. Sonden antas vara för böjd för att kunna användas i fält.

07.45 – Systemkalibrering klar av sond nr 2.

08.30 – Borrmaskin, samma som tidigare modell GM 75, hämtas vid Geomek i Årsta.

09.00 – Etablering Tullinge flygfält.

09.30 – Volymkalibrering av sond. Inga problem.

10.00 – Sond förs ned med nytt metallslitsrör. Motstånd påträffas vid 2 m och hamras med 400 kN. Punktering upptäcks i systemet och sonden förs upp.

11.00 - Sonden lagas men är för böjd för att föras ned i ett nytt metallrör. Den testas istället till maximalt tryck. Intressant är att det är skyddscellerna som sprängs, då ingen vätska läckte efter sprängning.



Figur A-2. Fältkarta Södertäljeåsen (bild: Hanke & Matini)



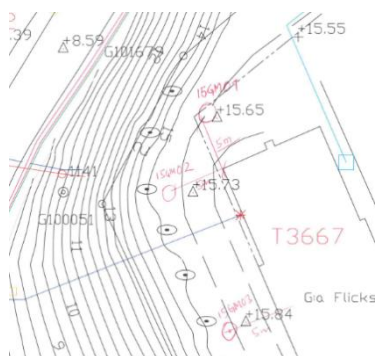
Figur A-3. Fältkarta Södertäljeåsen (bild: Hanke & Matini)

Bilaga B – Data

Analyserade fall

Södertäljeåsen, 2015

Juni 2015 utfördes både pressometertester och hejarsondering i Södertäljeåsen söder om Stockholm. En stödkonstruktion behövs införas för att slänten ej skall överstiga 1:1,5 vid exploatering av området. Stödkonstruktionen kan vara en spont, slitsmur eller med sekantpålevägg som eventuellt skulle bli en del av den permanenta väggkonstruktionen. Grundvattnet ligger under denna nivå. Egenskaper hämtades tidigare från hejarsondering och störd provtagning:

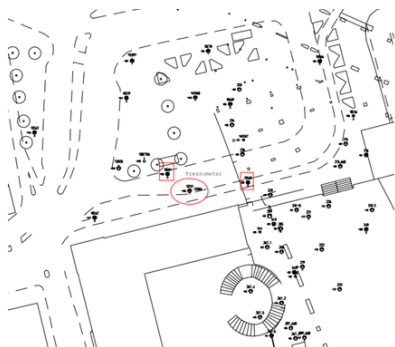


Figur B-1. Fältkarta Södertäljeåsen

Tabell B-0-1. Södertälje

	Pressometer	Hejarsondering
Antal försök	2	1
Djup (m)	3-9,5	0-11
Antal test	9	-

Slussen, 2012



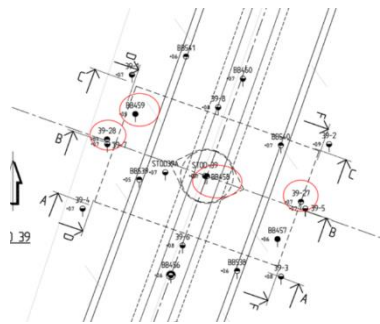
Figur B-2. Fältkarta Slussen

Slussen har undersökt genomgående med hjälp av flera metoder inklusive pressometern 2012. Testet utfördes på södermalmstorg mellan 10 och 32m djup med foderrörsborrning. Utifrån tidigare sonderingar består jorden av varierande friktionsjord.

Tabell B-0-2. Slussen

	Pressometer	Hejarsondering
Antal försök	1	3
Djup (m)	10-32	0-40
Antal test	14	-

Botniabanan, 2007



Figur B-3. Karta Botniabanan

Pressometern utfördes maj 2007 i samband med byggnation av brostöd över Umeälv vid brostöd 38 och 39. Materialet består av sand, grus och sand, samt morän.

Tabell B-0-3. Botniabanan

	Pressometer	Hejarsondering
Antal försök	2	7
Djup (m)	7-11	0-12
Antal test	9	-

Databearbetning

Ur de projekt där data fanns tillgänglig från både pressometer och hejarsondering valdes de tester ut som utförts i enbart sand, samt grus och sand. Friktionsjord tog inte med eftersom det är för oklart vilken typ av jordart och därmed kan de teoretiska modellerna inte appliceras. Nedan redovisas de observationer som togs med i analysen.

Tabell B-0-4 Tillgänglig data

Projekt	D	E _M	E _R	E _α	P _{LM}	P _{LM} *	N' ₂₀	jordart	använd	kommentar
Södertälje	3	1,7	-	3,5	0,4	0,16	7,9	Sa	x	
Södertälje	3,5	2,1	-	4,4	0,5	0,15	5,0	Sa	x	
Södertälje	4	-	-	-	-	-	8,4	-	-	punktering
Södertälje	4,5	2,5	-	5,2	0,8	0,36	2,0	Gr o Sa	x	
Södertälje	5,5	6,8	11	14,1	1,4	0,85	1,6	Gr o Sa	x	
Södertälje	6,5	9,9	22	20,5	1,3	0,64	1,0	Fr		
Södertälje	7,5	9,9	22	-	0,7	-	4,0	Fr		
Södertälje	8,5	-	-	-	0,8	-	5,0	Sa		
Södertälje	9	4,7	9	9,5	1,8	0,91	3,1	Gr o Sa	x	
Botniabanan 38	7,08	6,4	-	1,5	0,7	0,59	11,6	Sa	x	
Botniabanan 38	9,08	17,5	-	36,3	1,6	1,42	20,2	Gr o Sa	x	
Botniabanan 38	10,08	16,2	-	33,6	1,6	1,42	16,6	Gr o Sa	x	
Botniabanan 38	11,08	40,5	-	83,9	2,8	2,61	25,9	Mor	x	
Botniabanan 39	6,4	7,4	-	1,7	-	-	27,1	Fr		
Botniabanan 39	7,4	21,7	-	45,0	0,8	0,67	22,2	Sa	x	
Botniabanan 39	8,4	17,6	-	36,5	2,2	2,09	37,0	Gr o Sa	x	
Botniabanan 39	9,1	82,3	-	170,6	4,6	4,50	37,0	Gr o Sa	x	
Slussen	10	34,3	105	7,8	2,2	2,05	10,3	Sa	x	
Slussen	11	34,8	121	7,9	1,9	1,80	20,9	Sa	x	
Slussen	14	8,4	31	1,9	1,0	0,87	9,6	Block		
Slussen	16	3,7	13	0,8	0,6	0,46	6,6	Gr		punktering
Slussen	17	4,1	15	0,9	0,6	0,42	9,6	Gr		
Slussen	18	3,7	13	0,8	0,6	0,39	11,1	Gr		
Slussen	19	7,9	23	1,8	1,1	0,94	18,6	Gr		
Slussen	20	8,3	27	1,9	1,1	0,87	15,8	Stenigt		
Slussen	22	-	-	-	-	-	20,6	Fr		punktering
Slussen	23	8,3	28	1,9	1,0	0,73	35,0	Fr		
Slussen	24	12,2	41	2,8	1,5	1,21	27,5	Fr		punktering
Slussen	26	5,2	25	1,2	0,6	0,33	6,1	Fr		
Slussen	28	6,6	25	1,5	0,7	0,40	11,0	Fr		trasig slang
Slussen	30	7,8	30	1,8	0,8	0,47	11,0	Fr		
Slussen	32	11,6	45	2,6	1,5	1,15	36,7	Fr		