



Svensk Djupstabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Rapport 8

Djupstabilisering med kalkcementpelare – metoder för produktionsmässig kvalitetskontroll i fält

Morgan Axelsson

Svensk Djupstabilisering

Svensk Djupstabilisering (SD) är ett centrum för forskning och utveckling inom djupstabilisering med kalk-cementpelare. Verksamheten syftar till att initiera och bedriva en branschsamordnad forsknings- och utvecklingsverksamhet, som ger säkerhetsmässiga, funktionsmässiga och ekonomiska vinster som tillgodoser svenska intressen hos samhället och industrin. Verksamheten baseras på en FoU-plan för åren 1996 – 2000. Medlemmar är myndigheter, kalk- och cementleverantörer, entreprenörer, konsulter, forskningsinstitut och högskolor.

Verksamheten finansieras av medlemmarna samt genom anslag från Byggforskningsrådet, Svenska byggbranschens utvecklingsfond och Kommunikationsforskningsberedningen.

Svensk Djupstabilisering har sitt säte vid Statens geotekniska institut (SGI) och leds av en styrgrupp med representanter för medlemmarna.

Ytterligare upplysningar om verksamheten lämnas av SD:s projektledare Göran Holm, tel: 013-20 18 61, 070-521 09 39, fax: 013-20 19 14, e-post: goran.holm@swedgeo.se

Swedish Deep Stabilization Research Centre

The Swedish Deep Stabilization Research Centre coordinates research and development activities in deep stabilization of soft soils with lime-cement columns. A joint research programme based on the needs stated by the authorities and the industry is being conducted during the period 1996 – 2000. Members of the Centre include authorities, lime and cement manufactures, contractors, consultants, research institutes and universities.

The work of the Swedish Deep Stabilization Research Centre is financed by its members and by research grants.

The Swedish Deep Stabilization Research Centre is located at the Swedish Geotechnical Institute and has a Steering Committee with representatives chosen from among its members.

Further information on the Swedish Deep Stabilization Research Centre can be obtained from the Project Manager, Mr G Holm, tel: +46 13 20 18 61, fax: +46 13 20 19 14 or e-mail: goran.holm@swedgeo.se



Svensk Djupstabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Rapport 8

Djupstabilisering med kalkcementpelare – metoder för produktionsmässig kvalitetskontroll i fält

Morgan Axelsson

Denna rapport är även publicerad som Licentiate Thesis 2069
Division of Soil and Rock Mechanics
Department of Civil and Environmental Engineering
Royal Institute of Technology

TRITA-AMI LIC 2069
ISSN 1400-1292
ISRN KTH/AMI/LIC--2069--SE

Linköping 2001

FÖRORD

Svensk Djupestabiliserings (SD) verksamhet, som baseras på en FoU-plan med fem delområden, genomförs bl a som doktors- eller licentiatprojekt. Föreliggande rapport redovisar ett sådant projekt inom delområdet ”Kontroll”. Projektet är också ett led i SD:s strävan för kompetensutveckling inom djupestabilisering.

Linköping i februari 2001

Göran Holm
Projektledare för SD

Rapport	Svensk Djupestabilisering c/o Statens geotekniska institut 581 93 Linköping
Beställning	Tel: 013-20 18 42 Fax: 013-20 19 14 E-post: birgitta.sahlin@swedgeo.se
ISSN	1402-2036
ISRN	SD-R--01/8--SE
Upplaga	200

FÖRORD

Föreliggande licentiatavhandling behandlar metoder för kvalitetskontroll av kalkcementpelare i fält. Arbetets inledande del har utförts som en litteraturstudie, bland annat när det gäller historik och metodik i andra länder.

Därefter har utveckling och framtagande av kontrollmetoder och försöksutrustning skett. I den avslutande delen har fält- och laboratorieförsök genomförts för att jämföra befintliga metoder med metoder under utveckling samt bedöma deras tillämpbarhet och tillförlitlighet.

Arbetet har utförts på Institutionen för anläggning och miljö, avdelningen för jord- och bergmekanik, vid Kungliga Tekniska Högskolan i Stockholm. Projektet har även ingått i Svensk Djupstabilisering som är en branschgemensam FoU-satsning i Sverige. Projektet har finansierats av Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond (SBUF), Svensk Djupstabilisering, LC Markteknik, Hercules grundläggning, Stabilator och KTH.

Ett varmt tack riktas till min handledare lektor Sven-Erik Rehnman och professor Bengt Broms, min kollega Stefan Larsson samt referensgruppen för deras engagemang i projektet. Slutligen ett stort tack till personal och kollegor på avdelningen för jord- och bergmekanik.

Morgan Axelsson
Stockholm, september 2000

INNEHÅLL

SAMMANFATTNING	7
SUMMARY	9
1 INLEDNING.....	11
1.1 BAKGRUND	11
1.2 SYFTE.....	11
1.3 OMFATTNING	11
2 KVALITETSKONTROLL AV KALKCEMENTPELARE.....	13
2.1 ALLMÄNT.....	13
2.2 BEGREPPEP KONTROLL ENLIGT SVENSK PRAXIS.....	13
2.3 VILKA PARAMETRAR BÖR KONTROLLERAS?	14
2.4 DETALJERINGSGRAD OCH KÄNSLIGHET HOS PARAMETRAR.....	17
2.4.1 Singulära pelare, stabilitetshöjande funktion	18
2.4.2 Singulära pelare, sättningsreducerande funktion	21
2.4.3 Pelarskivor, block och gitter.....	21
2.5 KONTROLLMETODER FÖR KALKCEMENTPELARE I NORDEN.....	22
2.5.1 Sverige	22
2.5.2 Finland.....	29
2.5.3 Norge	30
2.6 KONTROLLMETODER FÖR CEMENT- OCH KALKCEMENTPELARE I JAPAN.....	31
3 IDAG ANVÄNDA METODER FÖR KONTROLL AV PELARE I FÄLT.....	35
3.1 STATISKA SONDERINGSMETODER.....	35
3.1.1 Traditionell pelarsondering	35
3.1.2 Omvänd pelarsondering.....	40
3.1.3 Pelarvingsond	42
3.1.4 Spetstrycksond.....	43
3.2 MATERIALPROVTAGNING OCH OKULÄRBESIKTNING.....	44
3.2.1 Allmänt.....	44
3.2.2 Framschaktning av pelare	44
3.2.3 Kärnbörning	44
3.2.4 Upptagning av hela eller sektioner av pelare.....	45
3.3 BELASTNINGSFÖRSÖK.....	46
3.4 BEDÖMNING AV MÅTBARHET MED BEFINTLIGA KONTROLLMETODER.....	47
4 MÖJLIGA METODER FÖR KVALITETSKONTROLL I FÄLT.....	49
4.1 SEISMISKA METODER.....	50

4.2	RESISTIVITETSMÄTNING.....	58
4.3	VALDA KONTROLLMETODER FÖR STUDIER I FÄLT.....	59
	4.3.1 Allmänt.....	59
	4.3.2 Minisond.....	60
	4.3.3 KTH-sond.....	63
	4.3.4 Pelarvingsond.....	64
	4.3.5 Traditionell pelarsondering.....	64
	4.3.6 Omvänd pelarsondering, förinstallerad (FOPS).....	64
	4.3.7 Provtagning med Hollow Stem Auger.....	64
5	FÄLT- OCH LABORATORIEFÖRSÖK.....	67
5.1	FÄLTFÖRSÖK.....	67
	5.1.1 Försökslokal.....	67
	5.1.2 Provpelare.....	69
	5.1.3 Översikt, försök utförda i fält.....	71
	5.1.4 Upptagning av pelare.....	73
5.2	LABORATORIEFÖRSÖK.....	77
	5.2.1 Bestämning av odränerad skjuvhållfasthet.....	77
	5.2.2 Modul och brottdeformation.....	84
	5.2.3 Densitet och vattenkvot.....	86
	5.2.4 Bindemedelshalt.....	87
6	RESULTAT OCH DISKUSSION.....	95
6.1	HÄLTAGNING I PELARE.....	95
	6.1.1 Borring.....	95
	6.1.2 Hål vid pelartillverkning.....	96
6.2	SONDERINGAR I PELARE.....	98
	6.2.1 Allmänt.....	98
	6.2.2 Traditionell pelarsond.....	99
	6.2.3 Omvänd pelarsond, förinstallerad (FOPS).....	106
	6.2.4 Pelarvingsond.....	108
	6.2.5 KTH-sond.....	111
	6.2.6 Minisond.....	115
	6.2.7 Provtagning med Hollow Stem Auger.....	123
6.3	JÄMFÖRELSE MELLAN OMVÄND OCH TRADITIONELL PELARSONDERING.....	124
	6.3.1 Omvänd och traditionell pelarsondering i samma pelare.....	124
	6.3.2 Omvänd och traditionell pelarsondering i olika pelare.....	126
6.4	TRYCKFÖRSÖK PÅ PELARSEGMENT I FÄLT, INVERKAN AV PROVSKALAN.....	130
6.5	MÄTNINGAR MED FÄLTPENETROMETER.....	132
6.6	VISUELL BEDÖMNING AV BINDEMEDELSSPRIDNING.....	136

7	OMFATTNING AV KONTROLL OCH REGLER FÖR ACCEPTANS.....	143
7.1	ALLMÄNT.....	143
7.2	BEFINTLIGA RIKTLINJER FÖR KONTROLLENS OMFATTNING.....	144
7.3	BEFINTLIGA ACCEPTANSREGLER.....	148
8	SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER.....	151
8.1	ALLMÄN KONTROLLFILOSOFI.....	151
8.2	FÖRSÖK I FÄLT.....	151
8.3	ÖVRIGT.....	153
9	FORTSATT ARBETE.....	155
	REFERENSER.....	157
APPENDIX I	DIMENSIONERINGSMODELL ENLIGT SVENSK PRAXIS	
APPENDIX II	SAMMANFATTNING AV TILLVERKNINGSDATA, PROVPELARE	
APPENDIX III	SAMBAND MELLAN CAO-HALT OCH VATTENKVOT	
APPENDIX IV	SAMBAND MELLAN CAO-HALT OCH TRYCKHÅLLFASTHET	
APPENDIX V	EXEMPEL PÅ FILTRERADE SIGNALER FRÅN MÄTNINGAR MED MINISOND	
APPENDIX VI	EXEMPEL PÅ FREKVENSSPEKTROGRAM FRÅN MÄTNINGAR MED MINISOND	
APPENDIX VII	SKJUVHÅLLFASTHET UTVÄRDERAD FRÅN MÄTNINGAR MED MINISOND	
APPENDIX VII	TREAXLIGA TRYCKFÖRSÖK	

SAMMANFATTNING

Djupstabilisering med kalkcementpelare har använts med framgång sedan senare delen av 1970-talet för grundläggning av såväl väg- och järnvägsbankar som broar och byggnader på lös mark.

Föreliggande licentiatavhandling utgör slutrapportering av del II i forskningsprojektet *Kontrollmetoder vid djupstabilisering med kalkcementpelare* inom Svensk Djupstabilisering. Projektet behandlar metoder för kontroll av kvalitén hos de färdiga kalkcementpelarna i fält. Syftet med avhandlingen är främst att ta fram/vidareutveckla metoder för kontroll av kalkcementpelare men även ge en översikt över de kontrollmetoder som används idag i Sverige och övriga världen.

Metoder för kontroll har successivt utvecklats från vanliga geotekniska undersökningsmetoder till speciella metoder för kalkcementpelare. Fortfarande finns dock osäkerheter när det gäller bland annat metodernas korrelation till hållfasthet. Det finns även en mängd problem som främst beror på att pelarna inte är homogena över tvärsnittet. Vidare saknas regler för acceptans och konsekventa regler för omfattning av kontroll. I avhandlingen kommer dessa frågor att diskuteras och på vissa föreslås en lösning.

Efter den inledande litteraturstudien, där bland annat pågående försök och utvecklingsarbete i övriga världen studerades, valdes fem olika metoder ut för provning i fält. Några av dessa är metoder som tagits fram/vidareutvecklats inom projektet. Ett 50-tal provpelare installerades på ett av Svensk Djupstabiliserings provfält i närheten av Arboga. Där provades de fem huvudsakliga metoderna samt ytterligare några vid två tillfällen, 30 respektive 60 dagar efter pelarinstallationen. Därefter togs 15 pelare upp hela med hjälp av ett upptagningsrör och mobilkran för att verifiera egenskaper genom provtagning, dokumentation, försök i fält m.m. I laboratorium utfördes bl.a. en- och treaxliga tryckförsök, analys av bindemedelshalt samt bestämning av vattenkvot och densitet på de upptagna proverna från pelarna.

Huvuddelen av avhandlingen behandlar erfarenheter och resultat från fält- och laborieförsöken och rekommendationer ges för utförande och ytterligare förbättringar. Bland annat visar försöken att sonderingar i pelare ger en god bild av hållfasthetens fördelning med djupet, om de utförs noggrant och med föreslagna förbättringar. En metod att skapa ett centrumhål i pelaren direkt vid tillverkningen föreslås vilket skulle möjliggöra val av flera sonderingsmetoder samt sondering av längre och fastare pelare. Det skulle även ge pelarna en bättre funktion tack vare förbättrad permeabilitet.

Pelarsondering med mer böjstyva (44 mm) sonderingsstänger och separat spetstrycksmätning rekommenderas. Traditionell pelarsondering fungerade bra men vid utvärdering enligt praxis, under antagande att materialet är ett kohesionsmaterial, tenderar skjuvhållfastheten att överskattas nära markytan.

Sonderingar med traditionell (KPS) och omvänd pelarsond (FOPS) i *samma* pelare visar tydligt att metoderna ger samma resultat i samma material. Däremot visar

sonderingar med traditionell och omvänd pelarsond i *olika* pelare att pelare tillverkade med FOPS inte är representativa för övriga pelare. En metod för att få dem representativa föreslås.

Resultaten från KTH-sonden visar på en tydlig koppling till pelarmaterialets skjuvhållfasthet. Sonderingsmotståndet blir jämnare och utan de höga toppar som uppkommer vid traditionell pelarsondering. Mätningar med den seismiska sonden Minisond fungerade bra praktiskt men någon överensstämmelse har inte kunnat konstateras mellan mätresultat från Minisond och laboratorieresultat eller andra sonderingsmetoder. Fysikaliska studier på materialets dynamiska egenskaper behövs innan vidare utveckling av metoden.

Variationen i bindemedelshalt över pelarnas tvärsnitt är stor vilket gör fåtalsprovning mycket riskabel oavsett om det gäller sonderingar, tryckförsök eller upptagning av pelare. Avhandlingen visar också att regler för omfattning av kontroll och acceptans av pelare är bristfälliga/saknas och bör arbetas fram. Några rekommendationer ges för allmän kontrollfilosofi där det bland annat rekommenderas att enbart verifierade egenskaper hos pelarna ska utnyttjas.

SUMMARY

Deep stabilization by lime cement columns has been extensively used since the late 70's. The method has been used for foundations of embankments for road and railroad, as well as for foundation of buildings and bridges on loose ground.

This licentiate thesis constitutes the final report in the research project *Methods for quality control of lime cement columns* within the *Swedish Deep Stabilization Research Centre*. The main object of the thesis is to develop and test methods for checking the quality of the finished columns in situ, but also to give a summary of present methods in Sweden and in the rest of the world. Methods for checking the quality of lime cement columns has gradually been developed from ordinary geotechnical sounding methods to more specific methods. There are still uncertainties concerning, for example, the correlation with strength properties. There are also several problems associated with the inhomogeneity of the cross-sections of the columns. Furthermore, there are a lack of regulations for acceptance of the columns and the extent of the checking.

The literature study includes the history and background of testing lime and lime cement columns. Moreover, several ongoing projects worldwide are described in detail. Different feasible methods are discussed and five methods were selected for further development and field testing. Approximately 50 test columns were installed in a test field near Arboga in Sweden. The five main test methods were evaluated at two occasions, 30 and 60 days after the installation. In order to verify the actual dimensions and material properties of the columns, 15 whole columns were extracted by a split tube sampler. A large number of samples were collected and analyzed in laboratory regarding, for example, binder content and strength properties.

The main part of the thesis is focused on the experiences obtained from the field- and laboratory studies. Some recommendations are given on performance of sounding tests and further development of the equipment. The results show that column penetration tests can give a good picture of the strength properties due to the depth, if performed thoroughly and with proposed modifications. A method of manufacturing a center hole in the columns during production is presented. This would make it possible to choose from a variety of control methods such as inclinometer and pressiometer measurements, and allow column penetration tests in longer and stiffer columns. It would also involve an improved function of the columns owing to a higher permeability.

Column penetration tests are recommended to be performed with more rigid rods (e.g. 44 mm) and with the point resistance recorded separately. Conventional (KPS) and reversed (FOPS) column penetration tests performed in the same column clearly show that the two methods display the same result in the same material. The two column penetration tests performed in different columns show on the other hand that columns installed with FOPS are not representative for all columns. A way of making them representative is proposed.

The results from the new “KTH penetration test” clearly show a correlation with the shear strength of the column material. The penetration resistance produces a smooth curve, without the very high peaks appeared during the conventional penetration tests.

The tests with the new PS-logging equipment, Miniprobe, were quite easy to perform but the results did not show any agreement with other field methods or laboratory tests. There is a lack of knowledge with regard to the correlation between the wave velocities and the strength properties in lime cement stabilized soils.

The variation in binder content over the cross-sections of the columns is large, which makes it extremely difficult to draw conclusions from a small number of samples or tests. The thesis also concentrates on the present regulations for the extent of the control and the acceptance of columns. The regulations are incomplete and needs an extensive review. Some recommendations are given on quality assessment in general. Furthermore, it is recommended that only verified properties of the column should be utilized.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Djupstabilisering med kalkcementpelare har använts sedan mitten på 1970-talet för grundläggning av såväl väg- och järnvägsbankar som broar och byggnader på lös mark. Metoden i dess helhet beskrivs bl.a. av Broms (2000a). Erfarenheterna är överlag mycket goda och de senaste åren har man börjat utnyttja pelarna på ett djärvare men effektivare sätt. Det är då av allt större vikt att man vet vilka egenskaper de färdiga pelarna har. Metoder för kontroll i fält har successivt utvecklats från vanliga geotekniska undersökningsmetoder till speciella metoder för kalkcementpelare. Fortfarande finns dock osäkerheter när det gäller metodernas korrelation till exempelvis hållfasthet. Vid långa pelare, pelare med hög hållfasthet och pelare som är mycket heterogena finns betydande problem och osäkerheter med kontrollmetoderna och deras utvärdering.

En utveckling mot funktionsupphandling av entreprenader förstärker ytterligare behovet av tillförlitliga metoder för att kunna verifiera att de ställda kraven på förstärkningen uppnåtts.

1.2 Syfte

Föreliggande licentiatavhandling utgör slutrapportering i forskningsprojektet *Kontrollmetoder vid djupstabilisering med kalkcementpelare* inom Svensk Djupstabilisering. Projektet behandlar metoder för kontroll av kvalitén hos de färdiga pelarna i fält. Syftet med avhandlingen är att identifiera relevanta parametrar för kontroll av kalkcementpelare, ge en översikt över de kontrollmetoder som används idag samt prova nya metoder och metoder under utveckling.

Forskningsprojektet behandlar produktionsmässiga metoder för kvalitetskontroll i fält. Metodernas principer, utvärderingssätt samt fördelar och begränsningar diskuteras. Underlaget till rapporten har utgjorts bl.a. av litteraturstudier, fält- och laboratorieförsök samt en riktad intervju till personer med erfarenheter av kontroll av kalkcementpelare. Tyngdpunkten i projektet ligger på fältförsöken och jämförelser grundade på resultat från dessa.

1.3 Omfattning

Med kontrollmetoder avses i avhandlingen sådana metoder som främst är avsedda att användas för kontroll av kvalitén hos de färdiga kalkcementpelarna. I rapporten behandlas begreppet kontroll av kalkcementpelare och vilka parametrar kontrollen bör omfatta. Kalkcementpelare tillverkade enligt dagens dimensioneringsmodeller och med idag vedertagna tillämpningar behandlas. Detta innebär bland annat att pelarmaterialet anses

som ett kohesionsmaterial med högsta skjuvhållfasthet 150 kPa för att dimensioneringsmodellerna skall fungera tillfredsställande. Vidare förutsätts full samverkan mellan pelare och omgivande jord.

De i särklass vanligaste tillämpningarna är förstärkning vid grundläggning av väg och järnväg på lös lera. Övriga tillämpningar är exempelvis grundläggning av byggnader, ledningsgravar och förstärkning av slänter. Förstärkningens avsedda funktion kan bl. a. vara sättningsreducerande, stabilitetshöjande, deformationsreducerande eller vibrationsdämpande. Vanligast är dock att förstärkningen fungerar både sättningsreducerande och stabilitetshöjande. Detta gäller vid nästan 2/3 av samtliga förstärkningsarbeten i Sverige (Edstam 1997).

2 KVALITETSKONTROLL AV KALKCEMENTPELARE

2.1 Allmänt

Kontroll av kalkcementpelare i fält utförs för att säkerställa att pelarna uppfyller uppställda krav och för att verifiera dimensioneringsförutsättningarna. Val av parametrar vid projekteringen görs ibland efter inblandningsförsök i laboratorium med den aktuella jorden. Vid större projekt händer det också att ett antal provpelare i fullskala utförs på platsen för pelarinstallationen. Även om detta gjorts, finns ett behov av att kontinuerligt kontrollera den uppnådda kvalitén och jämnheten hos pelarna. En mängd geologiska förutsättningar såsom jordtyp, skjuvhållfasthet, vattenkvot, sensitivitet, m.m. inverkar på den uppnådda förstärkningseffekten (Okumura 1996) och blandningens jämnhet. Samtliga dessa parametrar varierar normalt både med djupet och i plan. Geologiska undersökningar, materialprovtagning och provinblandningar är oftast utförda relativt glest. En ytterligare faktor som gör det svårt att prediktera pelarnas egenskaper från laboratorieinblandningar är att förutsättningarna vid inblandning i laboratorium och fält skiljer sig väsentligt. Enligt en sammanställning av Larsson (2000) framgår att hållfastheten i fält kan bli såväl väsentligt högre som lägre än vid laboratorieinblandningar.

Inte heller en dokumenterat identisk pelartillverkning kan garantera att kvalitén hos kalkcementpelarna blir densamma. Det krävs alltså någon typ av verifiering för att visa att avsedda egenskaper hos förstärkningen har uppnåtts.

Vid planering av kontrollprogram och val av kontrollmetoder är det viktigt att man ställer sig rätt frågor (efter Byle & Borden 1995): Vad är syftet med förstärkningen? Vilka mätbara förändringar i egenskaper förväntas? Vilka metoder kan mäta dessa förändringar? Hur ska mätningarna utvärderas? Vilka är kriterierna för acceptans? Vilka konsekvenser har en misslyckad förstärkning? Vad är kostnaden för kontrollen? Hur passar kontrollen in i byggskedet? m.m.

2.2 Begreppet kontroll enligt svensk praxis

Enligt den svenska vägledningen för projektering, utförande och kontroll, SGF Rapport 4:95 (Carlsten & Ekström 1995) delas kontrollen in i *grundkontroll* och *tilläggskontroll*. Grundkontrollen innebär dokumentation av att arbetet utförs korrekt med avseende på bl.a. placering, längd och inblandad mängd stabiliseringsmedel. Tillverkningsdata såsom rotations- och stigningshastighet, utmatningstryck etc. skall även registreras. Grundkontrollen utförs av entreprenören som dokumenterad egenkontroll och redovisas för beställaren.

Tilläggskontrollen är kontroll utöver grundkontroll som *kan* bli aktuell beroende på topografi, jordlager, förstärkningens utformning och syfte. Tilläggskontrollen är objektsspecifik men *kan* enligt vägledningen bestå av moment som

- sättningsuppföljning
- kontroll av rörelser och portryck
- kontroll av pelares kontinuitet och fasthet

I det senare kapitlet avses kontroll av pelarnas *hållfasthetsegenskaper* och *”homogenitet”*. Under kapitlet *kontrollmetod* ställs även krav på att *fördelningen av stabiliseringsmedlet över tvärsnittet* skall kontrolleras. Det nämns även hur pelarnas *permeabilitet* kan kontrolleras.

Med hållfasthet menas här pelarens odränerade skjuvhållfasthet och med homogenitet bör avses variationen i egenskaper i alla punkter, d.v.s. längs pelaren och över tvärsnittet. Det finns inget explicit mått för homogenitet utan den måste beskrivas som variation i exempelvis hållfasthetsegenskaper. Utöver dessa parametrar ställs idag inga uttalade krav på kontroll av kalkcementpelarna. Allmänna rekommendationer för kontrollens omfattning vid olika förutsättningar ges, se Avsnitt 7.1. Tilläggskontrollen utförs antingen av byggherren eller av entreprenören beroende på upphandlingsform.

2.3 Vilka parametrar bör kontrolleras?

Olika krav ställs på kalkcementpelarna beroende på i vilket syfte de används. Enligt Kamon (1996) kan syftet med förstärkningen delas in i kategorierna *mekaniska problem*, *hydrologiska problem* och *miljömässiga problem*. I Sverige används nästan uteslutande förstärkning för mekaniska problem vilka kan vara ökning av stabilitet, minskning av sättningar/deformationer, jordtrycksreduktion m.m. I Tabell 2-1 listas de tillämpningar som använts i Sverige (Edstam 1997) och vilket som då är pelarnas främsta funktionssätt.

Tabell 2-1 Funktionssätt vid olika tillämpningar av kalkcementpelare.

<i>Tillämpning</i>	<i>Främsta funktionssätt</i>
Förstärkning under bankar	Stabilitetshöjande, sättningsreducerande
Förstärkning av schakter, skärningar och slänter	Stabilitetshöjande, sättningsreducerande
Förstärkning för byggnader	Stabilitetshöjande, sättningsreducerande
Förstärkning för ledningsgrundläggning	Stabilitetshöjande, sättningsreducerande
Vibrationsdämpning	Styvhetshöjande
Dränering	Permeabilitetshöjande

Enligt Edstam utgjorde *förstärkning under bankar* över 80 % av de utförda projekten i Sverige mellan 1985 och 1995 och funktionssättet var i ca 70 % av dessa fall både *stabilitetshöjande* och *sättningsreducerande*.

Nedan följer en sammanställning av designparametrar, förutsättningar och antaganden som görs enligt dagens dimensioneringsmodell, se Appendix I, uppdelat på stabilitetshöjande och sättningsreducerande funktion.

Tabell 2-2 Designparametrar och förutsättningar vid dimensionering för stabilitets-
höjande funktion.

Parameter	Bestämt vid dimensionering/ förutsättning	Baserat på inblandningsförsök i laboratorium eller provpelare	Baserat på empiriska samband med andra pelaregenskaper	Baserat på empiriska samband med den oförstärkta lerans egenskaper
Odränerad skjuvhållfasthet	•	(•)		(•)
Dränerad skjuvhållfasthet			•	
Diameter	•			
Längd	•			
c/c-avstånd	•			
Lutning	•			
Bindemedlets fördelning över tvärsnittet	•			
Övre del av pelare, sämre egenskaper	•			
Zon under pelare med störd lera	•			
Pelare spetsbärande eller ej	•			

Tabell 2-3 Designparametrar och förutsättningar vid dimensionering för sättningsreducerande funktion.

Parameter	Bestämt vid dimensionering/ förutsättning	Baserat på inblandningsförsök i laboratorium eller provpelare	Baserat på empiriska samband med andra pelaregenskaper	Baserat på empiriska samband med den oförstärkta lerans egenskaper
Kompressionsmodul		(•)	•	
Permeabilitet				•
Diameter	•			
Längd	•			
c/c-avstånd pelare	•			
Bindemedlets fördelning över tvärsnittet	•			
Övre del av pelare, sämre egenskaper	•			
Dränerande lager under pelare eller ej	•			

I Tabell 2-2 och Tabell 2-3 framgår att några parametrar bedöms utifrån empiriska samband eller erfarenhetsvärden, föreslagna i vägledningen. De övriga parametrarna och förutsättningarna fastslås vid dimensioneringen och bör därför verifieras på något sätt. I dimensioneringsmodellen anges inte "kontinuitet" som en uttalad förutsättning. Kontinuitet förutsätts dock i och med att man bestämmer pelarens längd, diameter och hållfasthet. Vid *stabilitetshöjande funktion* bör alltså följande parametrar och förutsättningar verifieras på pelare:

- Odränerad skjuvhållfasthet
- Diameter (definierad som den diameter där avsedda egenskaper uppnåtts)
- Längd (definierad som den längd där avsedda egenskaper uppnåtts)
- Sämre egenskaper i övre del, ej längre ned än antaget (0,5-1 m)
- Zon under pelare med störd lera, ej större än antaget
- Pelare spetsbärande eller ej?
- c/c-avstånd (genomsnitt)
- Lutning
- Bindemedlets fördelning över tvärsnittet (jämn fördelning antagen)

Ovanstående parametrar gäller både för pelare placerade singulärt, i skivor samt andra mönster. Vad som skiljer något är prioriteringen av de olika parametrarna (se Avsnitt 2.5).

Vid *sättningsreducerande funktion* bör följande parametrar och förutsättningar verifieras hos pelare:

- Diameter (definierad som den diameter där avsedda egenskaper uppnåtts)

- Längd (definierad som den längd där avsedda egenskaper uppnåts)
- Sämre egenskaper i övre del, ej längre ned än antaget (0,5-1 m)
- Dränerande lager under pelare eller ej?
- c/c-avstånd (genomsnitt)
- Bindemedlets fördelning över tvärsnittet (jämn fördelning antagen)

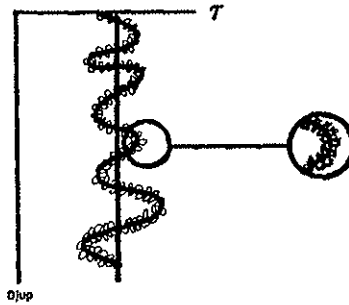
Observera att *kompansionsmodulen* och *permeabiliteten* hos pelarna enligt ett strikt synsätt inte behöver verifieras eftersom de enligt dagens dimensioneringsregler fastslås genom empiriska samband med andra parametrar. De uppskattningar som görs är dock ganska grova och resultaten i fält kan vara svåra att förutsäga. Ofta underskattas modulen i fält medan pelarnas permeabilitet överskattas vilket i sin tur kan ge en dålig prediktering av konstruktionens sättningsförlopp.

2.4 Detaljeringsgrad och känslighet hos parametrar

För att kunna bestämma vilka parametrar som är viktigast att kontrollera vid olika tillämpningar, lastfall, pelarplacering etc. krävs en omfattande teoretisk analys. Här diskuteras översiktligt känsligheten hos några av parametrarna samt vilken detaljeringsgrad som erfordras vid kontroll.

Konsekvensen av en avvikelse i pelarförstärkningens tänkta egenskaper beror bl.a. på förstärkningens funktionssätt och i vilken zon avvikelsen finns. Med dagens dimensioneringsmodell används kalkcementpelare i stabilitetshöjande syfte främst i aktiv zon och i skjuvzon, d.v.s. direkt under konstruktionen samt i det område utanför konstruktionen där en tänkt glidyta går som djupast. I sättningsreducerande syfte används kalkcementpelare uteslutande i aktiv zon.

Eftersom materialet i kalkcementpelare är heterogent har skalan av betraktelse en väsentlig betydelse. I en liten skala kommer materialet alltid att uppträda heterogent medan en större skala ger en mer homogen bild. Detta gäller för alla sökta egenskaper i en kalkcementpelare. När man väljer metoder för kontroll bör man därför klart definiera i vilken skala kontrollen ska utföras så att "rätt" variation beskrivs. För att kunna beskriva variationer som är av intresse, d.v.s. skilja på vad i variationen som är en trend och vad som är brus (Figur 2-1) bör metoder som summerar egenskaperna över en "lagom" stor volym användas. Om undersökningsmetoden mäter över en mindre volym än den som är av intresse får man en överskattning av variansen (Olsson 1986). En fastställd skala begränsar exempelvis den minsta relevanta storleken vid provtagning eller upplösningen vid sondering.



Figur 2-1 Skillnad mellan brus och trend. Det som är trend i en skala är brus i en annan (Olsson 1986).

2.4.1 Singulära pelare, stabilitetshöjande funktion

När kalkcementpelare används i stabilitetshöjande syfte utsätts de huvudsakligen för axiell belastning i aktiv zon och lateral belastning i skjuvzon. Vid axiell belastning bör ett tänkt idealt skjuvbrott bero på egenskaperna inom ett pelaravsnitt på 1-1,5 pelardiametrar beroende på materialets inre friktionsvinkel. Med den vanligaste pelardiametern 600 mm bör upplösningen vid bestämning av egenskaperna i detta fall helst vara ca. 60-90 cm. Mätningen bör alltså ge ett genomsnittsvärde inom detta intervall.

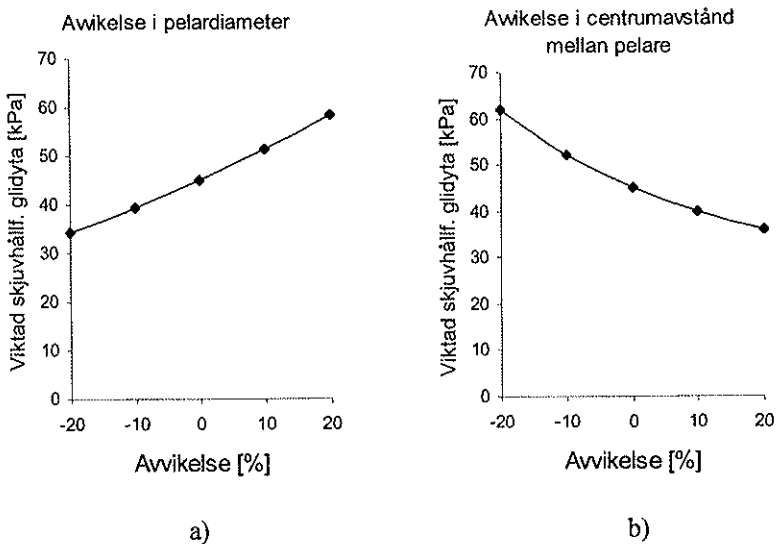
Ett tunnare horisontellt skikt (några cm) med låg hållfasthet bör inte ha någon större inverkan vid stabilitetshöjande funktion i aktiv zon. Ligger det svaga skiktet på samma djup i samtliga pelare kan det däremot ha en väsentlig inverkan i direkt skjuvzon. En plan glidyta kan då utbildas längs det svaga planet. För att upptäcka dessa tunna skikt med sämre egenskaper skulle kontrollen behöva en upplösning på endast någon cm. För att konstatera pelarnas verkliga längd samt eventuell anslutning till fast botten bör det räcka med en upplösning på 10-20 cm.

Vad gäller avvikelser i egenskaper över pelarnas tvärsnitt har dessa stor betydelse. I dimensioneringsmodellerna viktas den förstärkta jordmassans hållfasthet utifrån den volymandel som kalkcementpelarna utgör. Har pelarna en mindre area som uppnår den dimensionerande hållfastheten så minskar jordmassans hållfasthet i samma utsträckning. Den sammanvägda hållfastheten av oförstärkt jord och kalkcementpelare kommer att variera enligt Figur 2-2 och Figur 2-3 vid 20% avvikelse av parametrarna odränerad skjuvhållfasthet hos jord och hos pelare, centrumavstånd mellan pelare och pelardiameter. Med karakteristiska parametrar valda enligt exempel i figurtext ger en variation på +/-10% i pelardiameter en minskning resp. ökning på 13 resp. 14%. Diametern är alltså en känslig parameter. I Carlsten & Ekström (1995) anges idag inga toleranser för avvikelse i pelarens tvärsnittsarea.

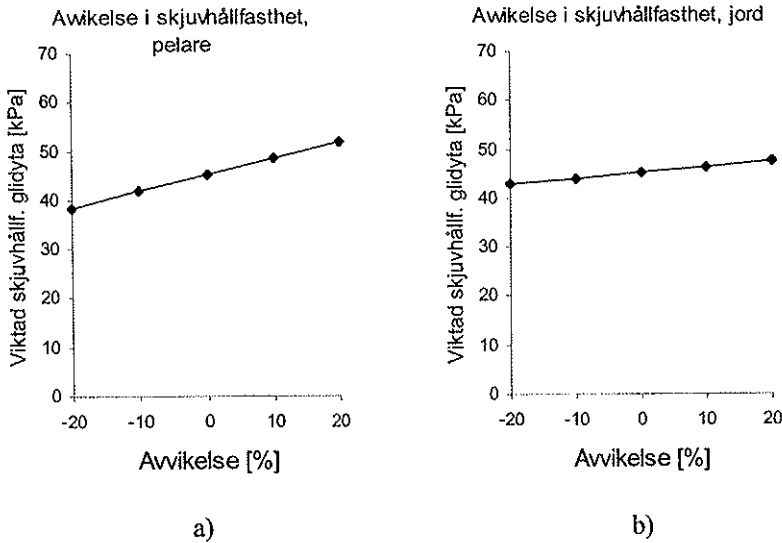
Studeras en avvikelse i centrumavstånd, s , mellan pelare på samma sätt ger en ökning av avståndet med 10% en minskad hållfasthet med 12% och en minskning av avståndet ger en ökning med 16%. Känsligheten ökar dessutom vid högre täckningsgrad (mindre s).

Även denna parameter är alltså teoretiskt sett känslig. Det bör dock inte vara något större problem med avvikande centrumavstånd då dessa bör jämnas ut sig inom förstärkningen som helhet. För att avvikelser ska vålla problem ska dessa egenskaper gälla utmed hela den tänkta glidytan genom förstärkningen.

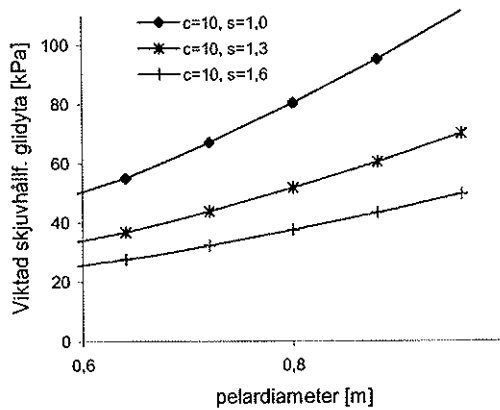
Effekten av den odränerade skjuvhållfastheten i pelarna (Figur 2-3a) uppträder linjärt och ger vid en avvikelse på 10% en sammanvägd hållfasthet som är ca 7% högre resp. lägre. Den sammanvägda hållfastheten varierar alltså mindre än variationen i pelarna vilket gör parametern mindre känslig. Man kan dock konstatera att även variationer i hållfasthet hos pelarna slår något hårdare vid en förstärkning med högre täckningsgrad, då pelarna står för en större del av jordmassans egenskaper (Figur 2-4). Detsamma gäller när större pelardiametrar används (Figur 2-4).



Figur 2-2 Variation i viktad skjuvhållfasthet hos förstärkt jordmassa när pelardiameter och centrumavstånd varierar +/- 20 %. Som karakteristiska värden har valts: $s=1,5\text{ m}$; $d=0,8\text{ m}$; $c_{u,pelare}=150\text{ kPa}$; $c_{u,jord}=10\text{ kPa}$.



Figur 2-3 Variation i viktad skjuvhållfasthet hos förstärkt jord, a) när odränerad skjuvhållfasthet hos pelare varierar, b) när odränerad skjuvhållfasthet hos oförstärkt jord varierar +/- 20 %. Som karakteristiska värden har valts: $s=1,5$ m; $d=0,8$ m; $c_{u,pelare}=150$ kPa; $c_{u,jord}=10$ kPa.



Figur 2-4 Variation i viktad skjuvhållfasthet hos förstärkt jordmassa vid olika pelardiameter och centrumavstånd (s). Känsligheten (linjens lutning) för variation av diametern ökar med större pelardiameter och vid ökad täckningsgrad (mindre s).

Normalt förutsätts att pelarna har samma egenskaper över hela tvärsnittet. Enligt dagens dimensioneringsmodell har det dock ingen betydelse vilken del av tvärsnittet som bidrar till hållfastheten, bara medelvärdet av tvärsnittets hållfasthet motsvarar det

dimensionerande värdet. Enligt det nya tankesättet med olika typer av brottmekanismer beroende bl.a. på pelarnas läge relativt glidytan (Kivelö 1998, Broms 1999) inverkar pelarnas momentkapacitet väsentligt. För momentkapaciteten har det avgörande betydelse om enbart pelarens inre eller yttre delar bidrar till hållfastheten.

2.4.2 Singulära pelare, sättningsreducerande funktion

Vid en förstärkning med sättningsreducerande funktion är det i huvudsak pelarnas genomsnittliga egenskaper som ger den resulterande sättningen. Ett tunnare dåligt parti har därför en mindre inverkan på förstärkningens funktion. Vid kontroll av pelare bör därför kontrollen grunda sig på ett genomsnittligt värde, helst av en större sektion eller av hela pelaren. Allmänt gäller att egenskaperna högre upp i pelarna har större betydelse än djupare ned. Ett skikt med oförstärkt lera mellan pelare och fast botten har därför mindre inverkan medan avståndet mellan markeytan och pelarnas överkant är väsentligt för sättningarnas storlek. Variationer i pelardiameter och bindemedlets fördelning över tvärsnittet spelar också en mindre roll så länge medelvärdet är det avsedda.

2.4.3 Pelarskivor, block och gitter

De parametrar som bör kontrolleras är desamma oavsett om pelarna är placerade singulärt, i rader eller andra formationer såsom block eller gitter. Vad som skiljer är prioriteringen hos de olika parametrarna. När det gäller hållfasthet och modul har variationer i dessa en mindre betydelse när pelarna är placerade i överlappande mönster, som vid skivor, block etc. än vid placering singulärt (Broms 2000a). Vid pelare placerade i skivor som ska belastas lateralt är det speciellt viktigt att kontrollera hållfastheten i överlappningszonen och pelarnas placering, d.v.s. att pelarna överlappar varandra ordentligt. Det normala vid pelartillverkning i skivor är att sätta pelarna i enkla rader med en överlappning på minst 50 mm (Broms 2000a) vilket ger en "skiva" som är mycket känslig för små avvikelser i pelarnas placering i plan. Den nominella överlappningen rekommenderas dock vara 0,2d (120 mm) för 600mm pelare och 0,1d (80 mm) för 800 mm (Carlsten & Ekström 1995). För pelare med 800 mm diameter blir då den avsedda bredden på överlappningszonen då 28-36 cm bred och för pelare på 600 mm ca 24-38 cm. Vid placering singulärt har varje pelares individuella placering inte alls lika stor betydelse så länge förstärkningens täckningsgrad är densamma.

Även pelarnas lutning har större betydelse vid placering i överlappande mönster. Enligt Carlsten & Ekström (1995) kan pelarna tillåtas luta maximalt 15 mm/m i en riktning vilket motsvarar 150 mm för en pelare med längden 10 m. Detta innebär att pelare i skivor inte kan förväntas överlappa varandra mer än ned till ett djup på ca 4 m ($15 \text{ mm/m} \times 2 \times 4 \text{ m} = 120 \text{ mm}$) om inte hårdare krav ställs på lutningen. Å andra sidan är det viktigast för skivornas funktion att de är sammanhängande i de övre delarna. Längre ned bör en del av lasterna successivt ha överförts till den omgivande jorden. I Vähäaho (2000) rapporteras om ca 20 m långa pelare tillverkade med våt metod i ett komplext mönster av skivor och bågar. Den genomsnittliga avvikelsen på ca 2,5 % eller 45 cm (max 72 cm) vid pelarnas

underkant gjorde att pelarna inte överlappade varandra i det avsedda mönstret. Inga rapporter finns om svenska erfarenheter av pelarnas verkliga lutning. I Tabell 2-4 visas en sammanställning av erfarenhetsmässiga bedömningar av parametrarnas prioritering. I litteraturen finns idag inte utrett hur exempelvis fördelningen av bindemedlet över pelarens tvärsnitt inverkar på funktionen hos förstärkningen.

Tabell 2-4 Erfarenhetsmässig bedömning av parametrarnas prioritering som diskussionsunderlag.

1 = Mycket viktigt, 2 = Viktigt, 3 = Mindre viktigt. Tabellen är uppdelad på stabiliserande funktion (stab.) och sättningsreducerande funktion (sättn.).

Egenskap	Parameter	Karakteristiskt värde		Variation längs pelare		Variation över pelartvärsnitt	
		Stab.	Sättn.	Stab.	sättn.	stab.	sättn.
Placering	Läge i plan	2 ^I	2 ^I				
Geometri	Pelardiameter	1	2	1	3		
"	Lutning	1 ^{II}	3				
"	Längd	1	1				
"	Avstånd mellan markyta och ök pelare	1	1				
"	Avstånd mellan ök pelare och fast botten	1	2				
Inblandning	Fördelning av bindemedel			?	?	?	?
Hållfasthet	Odränerad skjuvhållfasthet	1	2 ^{III}	1	3	2	3
"	Dränerad skjuvhållfasthet	1	2	1	3	2	3
"	Störd zon under pelare?	1	3				
Dränering	Finns dränerande skikt under pelare?	3	2				
"	Permeabilitet	3	1				
Styvhet	Kompressionsmodul	3	1	3	1	3	2

2.5 Kontrollmetoder för kalkcementpelare i Norden

2.5.1 Sverige

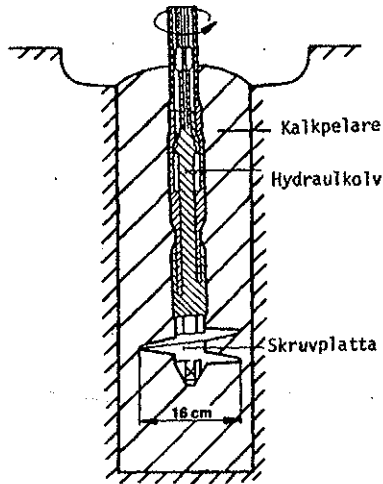
När man började med pelarstabilisering av lösa jordar i Sverige i början på 70-talet användes enbart kalk som bindemedel och förstärkningsmetoden kallades då kalkpelare (Broms & Boman 1975). Pelarna var relativt mjuka, med skjuvhållfastheter på 40-50 kPa, och betedde sig som en styv jord. För att kontrollera att pelarna var kontinuerliga och hade fått en hållfasthetstillväxt kunde därför vanliga geotekniska fältmetoder i viss mån

^I Förutsätter att medelvärdet är det avsedda, annars 1.

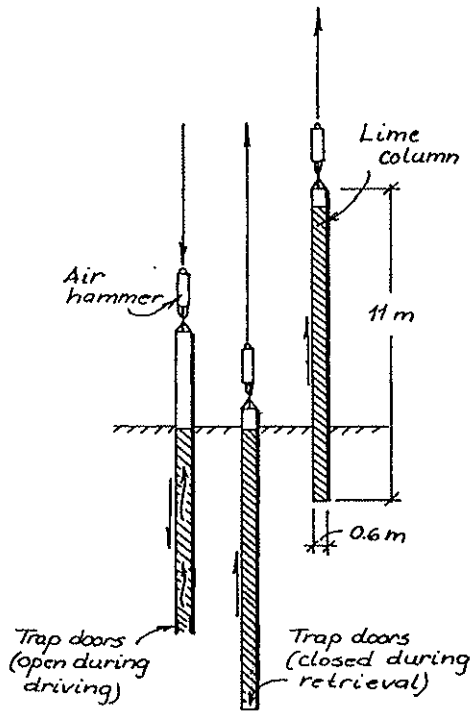
^{II} Vid placering i överlappande mönster, annars 2.

^{III} Hållfastheten måste vara så hög att flytspänningen inte överskrids.

användas. Enligt Boman & Broms (1975) kunde en grov uppskattning av kalkpelarnas kvalitet erhållas med manuell viktsondering och något bättre med statisk trycksondering, som även gav en viss uppfattning om pelarnas skjuvhållfasthet. Även plattförsök med skruvkompressometer (Figur 2-5) användes (Broms & Boman 1975). I forskningssyfte utfördes tidigt upptagning av hela pelare, 10-12 m långa, med en s.k. kalkpelarprovtagare (Figur 2-6) samt belastnings- och skjuvförsök på framgrävda pelare (Boman 1979, Broms 1979).

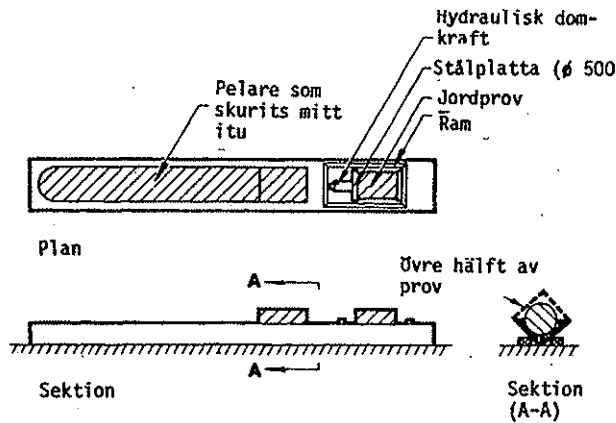


Figur 2-5 Skruvkompressometer, hydraulisk, för belastningsförsök i vertikalled (Broms 1984).



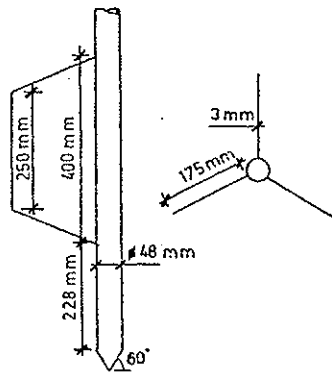
Figur 2-6 Kalkpelarprovtagare för upptagning av hela eller delar av pelare. Upptagaren med pelaren i lyfts upp med hjälp av en mobilkran (Boman et al. 1979).

Vid pilotprojekt utfördes även enaxliga tryckförsök på hela pelarsegment med 50 cm i diameter, i fält (Boman et al. 1979), se Figur 2-7.



Figur 2-7 Utrustning för enaxliga belastningsförsök på segment av pelare i fält. Pelaren ligger kvar i upptagningsröret (Boman et al. 1979).

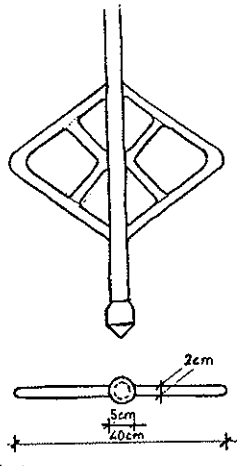
Det visade sig snart att det kalkstabiliserade materialet var mycket heterogent och pelarna hade ett hål eller en försvagning i pelarcentrum efter blandningsverktygets centrumstång (kellestång). Kvalitetsprovning med tryck- och viktsönder, som har en diameter på bara några få cm gav därför stora spridningar i resultatet beroende på var sondspetsen befann sig. Boman et al. (1979) konstaterade därför att tryck- och viktsönderingar inte var lämpliga metoder för kontroll av kalkpelare. Man försökte då ta fram metoder som mäter egenskaper i en större skala eller ger ett värde som är representativt för en större del av pelartvårsnittet. Holm (1979) beskriver hur en speciell sond, "kalkpelarsond" (ä. kallad "vingsond") använts i kv. Myren i Huddinge (Figur 2-8). Sonden var i princip en trycksond försedd med tre plåtvingar på $17,5 \times 25$ cm och en total area på $0,25 \text{ m}^2$ som monterats på sonderingsstången för att ge ett mer representativt värde på pelarens fasthet. Sonden kom senare att kallas för kalkpelarsond typ I (Broms 1984).



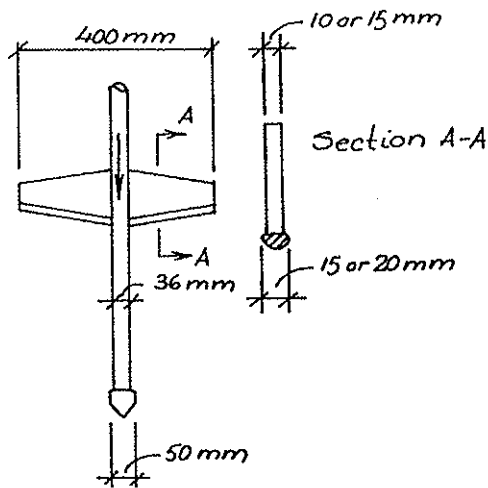
Figur 2-8 "Vingsond" eller "kalkpelarsond typ I" (Broms 1984).

Holm nämner även att laterala belastningsförsök, pressometerförsök, har utförts på flera nivåer i kalkpelare och en skjuvhållfasthet utvärderats utifrån gränstrycket. Några få försök har också utförts med en "jättevingborr" på 50×50 cm (Boman 1979).

Boman (1979) beskriver hur man haft problem med att få kalkpelarsonden att hålla och med att mobilisera tillräckliga krafter för sondering i fastare kalkpelare. Därför konstruerade Linden-Alimak under ledning av B-A Torstensson en ny sond med vingar av 20 mm rundstål istället för plåtar (Torstensson 1980). Den nya sonden kallades för "bygelsond" (Figur 2-9) och hade en bredd på 40 cm och en förstorad spets på 50 mm för att minska mantelfriktionen längs sonderingsstången (Boman 1979). Den nuvarande utformningen av den traditionella pelarsonden, (kalkpelarsonden), se Figur 2-10, beskrivs av Holm et al. (1981). Sonden har då fått vingar av kraftig stålplåt med en tjockare kam (15-20 mm) i nerkanten.

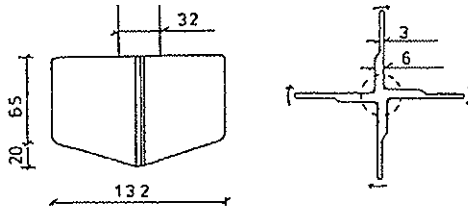


Figur 2-9 Bygelsond för kontroll av kontinuitet hos kalkpelare (Boman 1979)



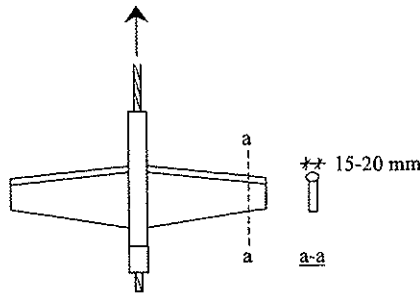
Figur 2-10 Traditionell pelarsond (kalkpelarsond) för kontroll av kontinuitet och uppskattning av skjuvhållfasthet hos kalkcementpelare (Broms 1984).

Figur 2-11 visar en vingborr, ”pelarvingsson”, med geometri och vingtjocklek anpassad för kalkpelare som togs fram i början på 80-talet (Halkola 1983). Vingsonden har ännu inte använts i någon större utsträckning i Sverige.



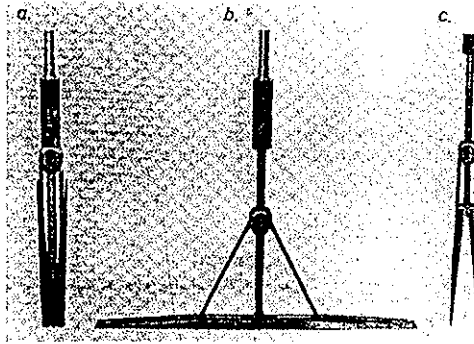
Figur 2-11 Pelaringsond för kalk- och kalkcementpelare (Halkola 1983)

En vidareutveckling av den traditionella pelarsonden utfördes på Chalmers under 80-talet under ledning av J. Ekström. Sondens utformning behölls men sonderingsriktningen ändrades till att ske uppåt i pelaren. En av fördelarna var att man då kunde mobilisera större kraft och därför klara längre pelare med högre hållfastheter. Den största fördelen var att sondering kunde utföras med mindre risk att sonden gick på sidan om pelaren. Den första modellen av den omvända pelarsonden trycktes ner i den nytillverkade pelaren med hjälp av foderrör. Senare togs ett blandningsverktyg fram av LC Markteknik med vilket man kan installera sonden samtidigt som pelaren tillverkas (Holmqvist 1992). Metoden kom då att kallas förinstallerad omvänd pelarsondering, FOPS (Figur 2-12).



Figur 2-12 Förinstallerad omvänd pelarsond (LC Marktekniks utformning)

Liknande försök pågick på SGI med en "kalkpelariskymeter" (Åhnberg & Holm 1986). Idén var att sonden skulle vara hopfälld vid nedtryckning för att ge minsta möjliga motstånd och styra bättre. Sondering skulle ske vid uppdragning av sonden då vingarna fälldes ut. Förebilden för dessa pelarsonder var SGI's Iskymeter som utvecklades redan i slutet av 1930-talet (Kallstenius 1961) och var avsedd för bestämning av hållfasthet i lös jord ner till stora djup (Figur 2-13).

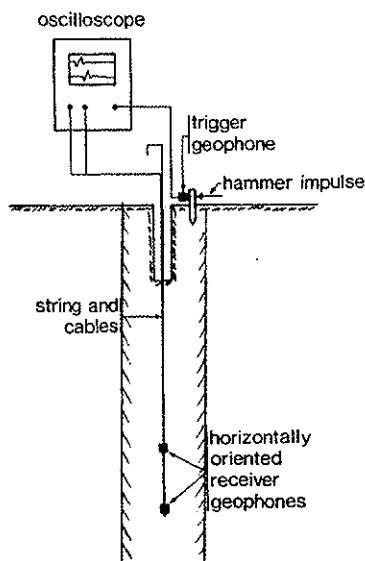


Figur 2-13 SGI's Iskymeter för sondering i lös jord. a) hopfällt läge vid nedtryckning b) utfällt läge vid sondering c) vid överbelastning (Kallstenius 1961)

Utvecklingen har successivt gått från de mjukare pelarna med enbart kalk som bindemedel mot pelare med högre hållfastheter. Det har gjort att de traditionella metoderna för kontroll inte alltid fungerat tillfredsställande. Under en period från mitten på 80-talet till en bit in på 90-talet användes även pelare med enbart cement som bindemedel (Edstam 1997) vilket gav mycket höghållfasta pelare. I dessa pelare provades även olika typer av kärnborring för att få upp ostörda materialprover (bl.a. Ekström 1994).

I samband med olika projekt har även andra metoder provats på kalkcementpelare, bl.a. ytterligare en "kalkpelarprovtagare", en utveckling av kolvprovtagaren för provtagning i kalkcementpelare (Vilkenas et al. 1984). Ekström (1994) provade också mätning med bl.a. dilatometer, jordbergsondering och borrhålslogg. Borrhålsloggen är en typ av mindre pelarsond för sondering i borrhål i hårda kalkcementpelare. I ett examensarbete av Axelsson (1996) provades också en "downhole-metod" för mätning av skjuvvågors utbredningshastighet i kalkcementpelare (Figur 2-14).

I Sverige idag utförs produktionskontroll av kalkcementpelare i huvudsak med hjälp av de olika statiska sonderingsmetoderna (se Avsnitt 3.4). Dessa kompletteras ibland med okulärbesiktning i samband med framschaktning av pelare (provgrop) eller i sällsynta fall vid upptagning av hela pelare. Material tas då vanligtvis in på laboratorium för bestämning av främst hållfasthet genom enaxliga tryckförsök.



Figur 2-14 Downhole-metod för bestämning av skjuvvågshastighet (efter Andréasson 1979). I Axelsson (1996) installerades givare på motsvarande sätt i kalkcementpelare direkt efter tillverkningen.

2.5.2 Finland

Även i Finland tillverkas pelare nästan uteslutande med den torra metoden och då främst med kalk och cement som bindemedel. Vid förstärkning under bankar delas pelarna in i fasta, halvfasta och mjuka pelare med skjuvhållfastheter på över 150 kPa, upp till 150 kPa respektive upp till 100 kPa (Finska Vägverket 1999).

De metoder man använder för att kontrollera kvalitén hos pelarna i fält liknar till stor del de metoder som används i Sverige. Enligt Viatak (1997) utförs normalt kontroll av pelarnas hållfasthet med traditionell pelarsond eller pelarvingborr. Den traditionella pelarsonden, avsedd för mjuka till halvfasta pelare, har även försetts med tre vingar för att få bättre styrning och därmed bättre stanna kvar i pelaren vid sondering (Halkola 1999). Materialprovtagning görs genom framgrävning eller upptagning av hel pelare, max ca 10 m långa och analys av bindemedelshalt och hållfasthet hos materialprover kan göras i laboratorium. Tidigare kontrollerades även modulen med skruvplattförsök, liksom i Sverige.

Även kärnborrning har använts i Finland sedan början på 90-talet för att ta upp ostörda prover. Enligt Halkola (1999) har man dock haft betydande problem med att få proverna ostörda. Speciellt i mjukare pelare där vattenspolningen riskerar spola bort de svagaste partierna. Utrustningar finns med dubbla och tredubbla rör som skall störa provet mindre. Bäst resultat har nåtts med S-Geobor som är en borrarutrustning med stor diameter, 160 mm, och tredubbla väggar. Försök har också gjorts med en enkel rörprovtagare, utan

vattenspolning, som fått upp kontinuerliga, måttligt störda, prover (ϕ 60-95 mm) även från pelare med låg hållfasthet.

För fasta pelare, med hållfastheter över ca 150 kPa fungerar inte de traditionella metoderna, för kontroll av mjuka pelare, bra. Den mest använda metoden för fasta pelare i Finland är vanlig spetsstrycksondering (CPT) med elektrisk registrering av spetsmotståndet. Den lilla arean hos spetsen (1000 mm²) gör att en sonderingsbandvagn med mothåll orkar sondera dessa hårda pelare. Det praktiska maxdjupet för metoden är enligt Halkola (1999) ca 7 m. Man har dock problem med att sonden vill gå ur pelaren redan efter ett fåtal meter. Därför kräver man 10 lyckade sonderingar, d.v.s. där sonden går i pelaren i hela dess längd, för att få utvärdera pelarkvalitén. Därefter hanterar man resultaten från CPT-sonderingarna med enkla statistiska verktyg som medelvärde och standardavvikelse (Halkola 1999), se Kapitel 8.

När pelarna är så fasta att inte ens trycksondering går att utföra kan en trycksondering kombinerad med rotation/slag användas. En spets på 45 mm roteras konstant under nedtryckning i pelaren tills maximal tryckkraft uppnås. Då används slag för att komma igenom det hårda partiet. Därefter återgår man till enbart tryck och rotation. Trots stora svårigheter med att bestämma spetsmotståndet, beroende på mantelfriktionen, anser man det möjligt att bestämma pelarens hållfasthet utifrån empiriska samband.

Övriga konventionella metoder som provats är exempelvis SPT (Standard Penetration Test) och MWD-borring (Measurement While Drilling, jfr Rotary Penetration Test, Tabell 2-5). Försök har också utförts med DYLA-mätning, en typ av stötvågsmätning med datamodellering av pelarens modul utifrån den elastiska vågens reflektion (Tarkkala 1995). Inget finns publicerat om den sistnämnda metodens tillämpbarhet.

2.5.3 Norge

I Norge har främst svenska och finska entreprenörer utfört förstärkningar med kalkcementpelare varför främst deras metoder och kontrollfilosofier dominerat. Enligt Braaten et al. (1999) har främst förinstallerad omvänd pelarsondering (FOPS) använts. Den stora beställaren, Statens Vegvesen, anser det dock inte helt acceptabelt att entreprenören känner till i förväg vilka pelare som ska kontrolleras. I ett projekt har man därför provat ett par andra metoder (Braaten et al. 1999). Den första är en vingsond med standardmått, 40×80 mm, modifierad för kalkcementpelare. Den andra är en NGI 54 mm provtagare. Provtagningen sker i 1-2 dagar gamla pelare varefter proverna lagras 7, 14 eller 28 dagar innan enaxliga tryckförsök utförs på laboratorium. Erfarenheterna av provtagningen var goda ner till ca 9 m. Problemet är att man inte har någon uppfattning om var från tvärsnittet provet är taget. Provtagningen har på försök även utförts lutande, genom en pelarskiva och visat på överlappningszoner mellan pelarna (10-30 cm) med till synes förstärkt lera.

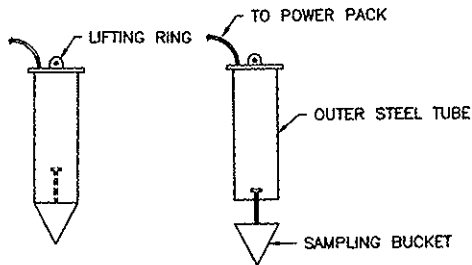
Erfarenheterna från vingsonden var inte lika goda. Sonden styrde ur pelaren redan efter 3-8 m. Resultaten från omvänd pelarsondering, vingsonderingar och tryckförsöken på

prover tagna med 54 mm provtagaren uppvisar stora spridningar men relativt lika hållfasthetsnivåer.

2.6 Kontrollmetoder för cement- och kalkcementpelare i Japan

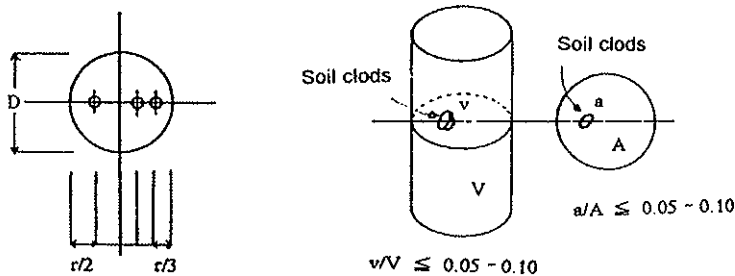
I Japan används pelarstabilisering med både torr metod, under t.ex. namnet *dry jet mixing*, och våt metod, ofta kallad *deep cement mixing* (Porbaha 1998). Den torra metoden med bindemedel i pulverform ger pelare med egenskaper liknande de svenska medan den våta metoden, där bindemedlet tillförs i form av cementslurry, kan ge pelare med mycket högre hållfastheter. Den exaxliga tryckhållfastheten kan variera från några hundra kPa till tiotals MPa (Kohata et al. 1997) beroende på bl.a. jord och bindemedelsmängd.

Avsikten är att kvalitén hos pelarna ska styras främst genom att utveckla och anpassa ett lämpligt tillverknings sätt och genom ett väl kontrollerat utförande med registrering av tillverkningsdata. Kontroll av de färdiga pelarna utförs nästan uteslutande genom kärnbörning efter 2-3 veckor och exaxliga tryckförsök på kärnproverna (Hosoya et al. 1997). Det förekommer också att prover tas med en speciell provtagare (Figur 2-15) direkt efter tillverkningen och lagras i 28 dagar innan exaxliga tryckförsök utförs (Taki & Bell 1998). Resultaten från tryckförsöken redovisas i många fall som ett medelvärde av den odränerade tryckhållfastheten med en variationskoefficient.



Figur 2-15 Exempel på provtagare för störda prover av det våta nytillverkade pelarmaterialet. Amerikansk hydraulisk modell avsedd för provtagning i väggar av "soilcrete" (Bahner & Naguib 1998).

Kontinuiteten hos pelarna bedöms visuellt eller genom att beräkna ett RQD-värde på de upptagna kärnorna. Värdet beräknas som procentandelen hela sammanhängande borrkärnor med full diameter och med en längd större än 10 cm (Hosoya et al. 1997). Kravet är att RQD-värdet ska vara minst 90 % i kohesionsjordar och att arean av klumpar av oförstärkt jord i ett tvärsnitt inte är större än 5-10 % (Taki & Bell 1998). Se Figur 2-16 för princip och placering av kärnborrhål.



Figur 2-16 Föreslagen placering av kärnborrhål och princip för kvalitetskrav (Taki & Bell 1998).

Även andra metoder än kärnbörning används i viss utsträckning. Metoderna är i stort sett desamma som används för geoteknisk undersökning av oförstärkt jord. I Tabell 2-5 har Hosoya et al. (1997) sammanställt de metoder som används eller har testats i Japan. Man kan se att flertalet metoder såsom kärnbörning, SPT, CPT, RPT, endast undersöker pelaren i en lokal punkt som motsvarar en mycket liten del av tvärsnittet. Spetsen hos CPT-sonden är ofta 50 mm i diameter vilket endast motsvarar en 400-del eller 0,2 % av arean hos en pelare med den vanligaste diametern 1000 mm. Borrkärnan vid kärnbörning har vanligen en diameter på mellan 50 och 100 mm vilket är något bättre men utgör fortfarande bara upp till 1 % av pelarens area. De metoder som beskriver pelarens egenskaper i en större, mer relevant, skala är pressometermätningar, belastningsförsök och de dynamiska mätningarna som bygger på vågutbredningshastigheten. De senare är dock fortfarande på försöksstadiet och någon entydig koppling till hållfasthetsparametrar har inte erhållits.

Inga sonderingsmetoder likt de pelarsonder vi använder i Sverige har använts enligt litteraturen. En anledning kan vara att pelare med cement som bindemedel används huvudsakligen och dessa normalt har för höga hållfastheter för att den typen av sonder ska fungera.

Tabell 2-5 Sammanställning av kontrollmetoder i Japan, utöver kärnborrning. Efter Hosoya et al. (1997). Jämförelser med odränerad skjuvhållfasthet avser enaxliga tryckförsök på kärnborrade prover.

Typ av test	Metod	Beskrivning av metod	Kommentar av Hosoya et al. (1997)
Sondering	SPT (Standard Penetration Test)	Fallvikt 67,5 kg släpps från 75 cm. Antal slag, N, för 30 cm sjunkning av sonden.	Vanlig metod för naturlig jord. Viss tillämpning på stabiliserad jord. Viss korrelation med odränerad skjuvhållfasthet.
	Dynamisk CPT (Cone Penetration Test)	Fallvikt 5 kg släpps från 50 cm. Antal slag, N _d , för 10 cm sjunkning av sonden.	Enkel att hantera och transportera. Användbar för tryckhållfastheter på ca 200-500 kPa. Empirisk formel för utvärdering av tryckhållfasthet finns.
	CPT (Cone Penetration Test)	Sondering med konstant hastighet och kontinuerlig mätning av spetsstryck, lokal mantelfriktion och skapat portryck.	Användbart för mätning av förstärkningseffekt i pelare med låg hållfasthet. Ej användbart för hårda pelare.
	RPT (Rotary Penetration Test)	Borrning med speciell borrkrona och vattenspolning. Registrering av matningstryck, vridmoment och spolvattentryck för observering av materialets fasthet.	Smidigare utrustning än kärnborring. Hållfasthet in-situ kan bedömas, korrelationen måste dock bestämmas för varje lokal.
Tester i borrhål	Kompressions-/skjuvvägsloggning	Mätning av hastigheten hos kompressions- och skjuvvågor. Därefter beräkning av modulen hos den stabiliserade jorden. Två metoder: "down hole" och nedsänkbar sond.	Det finns viss koppling till enaxlig tryckhållfasthet, dock inte entydigt. Metod med borrhålssond bättre för utvärdering av stabiliserad jord.
	Elektrisk resistivitetsmätning	Elektrisk ström sänds genom förstärkt jord och resistiviteten beräknas. Även testat som tomografi i några fall.	Korrelationen med enaxlig tryckhållfasthet är liten.
	Densitetsloggning	Sond emitterar gammastrålar. Data konverteras till densitet.	Mätning påverkas av håldiameter och vattnet i borrhålet varför kalibrering är viktig. Ingen korrelation med enaxlig tryckhållfasthet
Belastningsförsök	Pressometer	Borrhållsväggen belastas lateralt stegvis. Tryck och deformation registreras varefter en modul kan beräknas.	Deformationsmodul snarare än hållfasthet utvärderas. Vertikala belastningsförsök är kostsamma så den laterala modulen anses representativ för den stabiliserade jorden.
	Plattbelastningsförsök	Cirkulär platta (φ 30 cm) placeras på pelartopp och belastas stegvis. Lastkapaciteten och deformationsegenskaperna kan direkt utvärderas ur last-deformationskurvorna.	Lastkapaciteten och deformationsegenskaperna kan utvärderas direkt. Värdena kan dock enbart anses representativa ned till 2-3 plattdiametrar.
	Plattbelastningsförsök på hel pelare	Cirkulär platta med samma diameter som pelaren placeras på pelartoppen och belastas stegvis. Lastkapaciteten och deformationsegenskaperna kan direkt utvärderas ur last-deformationskurvorna	Lastkapaciteten och deformationsegenskaperna kan utvärderas direkt. Försöken är dock dyra och antalet försök därför begränsat.
Oförstörande provning	Integritetstest	Stötvåg exciteras på toppen av pelare med hammare. Den reflekterade vågen registreras med accelerometer installerad på pelartoppen. Längd och diskontinuiteter hos pelaren utvärderas.	Enkel metod att utföra. Standardiserat utvärderingssätt för kalkcementpelare inte framtaget ännu.
	Elastisk vågutbredning	S och P-vågor exciteras för att mäta hastighetsfördelningen i den förstärkta pelaren. Mätning av skjuvvågor är att föredra.	Stabiliseringens kondition uppskattas utifrån S-vågens hastighetsfördelning. Mätning utförs vid markyta eller i borrhål. Tomografi kan användas för bättre noggrannhet.
Övrigt	Penetrometer	Fickpenetrometer för mätning av penetreringsmotstånd i framschaktad pelare. Tryckhållfasthet kan uppskattas.	Enkel och snabb metod. Många försök kan utföras. Dock kan bara ytans egenskaper undersökas.

3 IDAG ANVÄNDA METODER FÖR KONTROLL AV PELARE I FÄLT

3.1 Statiska sonderingsmetoder

De befintliga sonderingsmetoderna är enligt Edstam (1997) *traditionell pelarsondering* (tidigare kalkpelarsondering, KPS) och *omvänd pelarsondering*. Traditionell pelarsondering kan även utföras förborrad eller försonderad. Omvänd pelarsondering finns i två olika utföranden men med samma princip: *förinstallerad* (FOPS) respektive *efterinstallerad* omvänd pelarsondering. Av de två utförandena dominerar den förinstallerade helt idag.

Som komplement till ovanstående kontrollmetoder används i någon utsträckning även fältundersökningsmetoder (Axelsson 1998) som spetstryckssondering (CPT), viktsondering, pelarvingssondering och trycksundering. Nedan beskrivs metoderna och deras för- och nackdelar. Vidare egna värderingar av metoderna utifrån fältförsöken i föreliggande projektet återfinns i Kapitel 6.

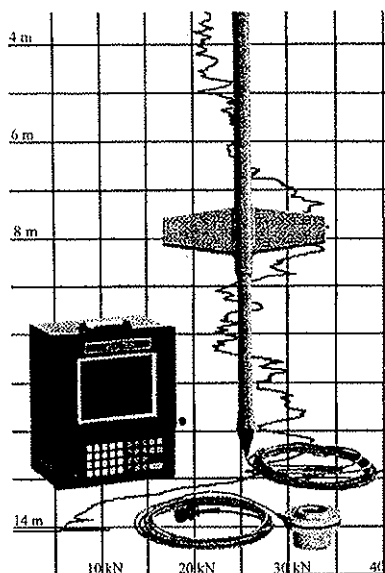
3.1.1 Traditionell pelarsondering

Princip

Traditionell pelarsondering utförs med en speciell pelarsond, tidigare även kallad kalkpelarsond. Sonden består i princip av två fastsvetsade stålvingar på en sonderingsstång med diameter 36 mm (Figur 2-10, Figur 3-1).

Sonden togs ursprungligen fram för att kontrollera kvalitén på kalkpelare, se avsnitt 2.6. Traditionell pelarsondering används idag även på kalkcementpelare för kontroll av pelarens kontinuitet och uppskattning av den odränerade skjuvhållfastheten längs pelaren. För utformningen av sonden finns en rekommendation bl.a. i vägledningen för kalkcementpelare (Carlsten & Ekström 1995). Utformningen är identisk med den som presenterades i Holm et al. (1981).

Den vingförsedda sonden (Figur 3-1) trycks ned i pelarens centrum med konstant hastighet varvid en kontinuerlig penetreringskraft erhålls. Ett empiriskt samband används för översättning av kraften mot sondens vingar till odränerad skjuvhållfasthet för pelarmaterialet (Ekvation 1). Normalt används en bärighetsfaktor på 10.



Figur 3-1 Traditionell pelarsond med mätning av nettotryck mot vingar och spets. Registrering sker i Geologg (Geotech AB).

$$\tau_f = \frac{\sigma_i}{N} = 0,1 \frac{P}{A} \quad (1)$$

där

τ_f = skjuvhållfastheten hos pelaren

σ_i = nettotrycket mot sonden

P = nettokraften vid sondering

N = bärlighetsfaktor

A = sondens tvärsnittsarea i sonderingsriktningen

Grundidén är att sonden ska vara så bred som möjligt för att täcka största möjliga del av pelarens tvärsnitt. Vid sondering skall sonden ha en bredd som är 100 mm mindre än pelarens diameter (Carlsten & Ekström 1995). På detta sätt ger sonderingen ett visst medelvärde över pelartvärsnittet. Hänsyn tas dock inte till om sonderingsmotståndet mot vingarna skapas av en hårdare kärna, en hårdare yttre del eller av hela tvärsnittet. Sondens konstanta tjocklek gör också att den representerar pelarens inre delar bättre än de yttre, vilka utgör den större delen av tvärsnittet.

Huvudsakligen används dock en sond med bredden 400 mm och med en vintjocklek på 20 mm. Skälet till detta är framförallt att det är svårt att mobilisera tillräcklig mothållande kraft vid sondering med de bredare sondaerna. Då sonden är framtagen för kalkpelare har metoden vissa begränsningar vid sondering i kalkcementpelare som vanligen har högre hållfasthet. Metoden kan enligt Ekström (1994) normalt användas för kalkcementpelare med hållfastheter upp till ca 150 kPa och max 8-10 m längd.

För att öka det möjliga sonderingsdjupet och klara av sondering i pelare med högre hållfasthet kan en försondering eller förborring utföras. På detta sätt skapas en styrning för sonden och risken att den skall styra ur pelaren minskar. Metoden kallas då även *försonderad kalkpelarsondering* och är möjlig att använda i pelare med en maximal längd på ca 12-15 m (Ekström 1994) och med en maximal skjuvhållfasthet på 300-350 kPa (Carlsten & Ekström 1995).

Försonderingen utförs med sonderingsstång försedd med 50 mm konisk spets och sondering sker med både rotation och tryck. Förborring kan enligt Carlsten & Ekström (1995) också utföras med samma stång försedd med en borrhänsa med diametern 50–65 mm.

Vid kalkcementpelare med högre hållfastheter än 300 kPa kan även ännu smalare sonder med tunnare vingar användas. Vingarna skall då vara 15 mm tjocka och sondens bredd 200-400 mm. Denna metod kan också utföras med försondering. Resultatet med denna metod blir dock inte representativt för hela pelarens tvärsnitt.

Ett annat sätt att få bättre styrning i pelaren kan vara att förse sonden med tre istället för två vingar (Halkola 1999). Ska sonden täcka lika stor del av pelarens bredd ökar dock sondens area och därmed sonderingskraften med 50%. Några publicerade resultat från sådana mätningar finns ej.

Bakgrund till utvärdering

Ursprungligen togs sambandet för utvärdering av pelarens skjuvhållfasthet från sonderingsmotståndet fram för SGI's Iskymeter (Figur 2-13). Iskymeterns tvärsnittsarea är densamma som pelarsonden, 100 cm², men den togs fram för sondering i lösa jordar. Ett omfattande "kalibreringsarbete" utfördes mellan slutet av 1930-talet och mitten av 1950-talet (Kallstenius 1961). Kalibreringen gjordes med varierande tvärsnittsarea (30, 100 och 200 cm²), olika sonderingshastigheter (0,002 – 170 mm/s) och i jordar med olika sensitivitet. Skjuvhållfastheten jämfördes bl.a. med vingsond och fallkonförsök.

De första kalibreringarna gjordes med det förenklade sambandet för jordens skjuvhållfasthet

$$\tau_f = \frac{\sigma_i}{N} = \frac{P}{N \cdot A} \tag{2}$$

där

τ_f = skjuvhållfastheten hos jorden

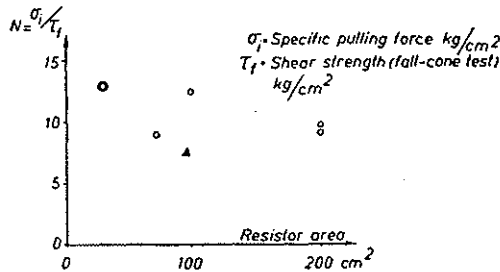
σ_i = nettotrycket mot sonden

P = nettokraften vid sondering

N = bärlighetsfaktor

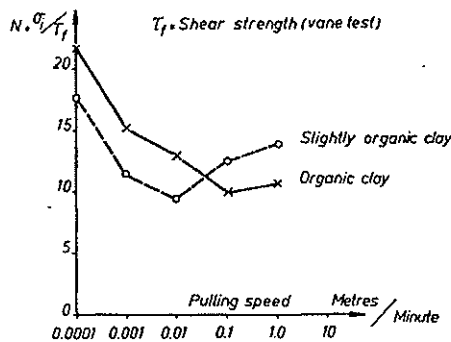
A = sondens tvärsnittsarea i sonderingsriktningen

Jämförelser med fallkonförsök visade på en bärlighetsfaktor mellan 8 och 13 för tvärsnittsareor mellan 30 och 200 cm² (Figur 3-2). Spridningen var stor men en bärlighetsfaktor kring 10 kunde konstateras för en sond med arean 100 cm².



Figur 3-2 Kalibrering av Iskymeter med olika tvärsnittsarea. Nettotrycket mot sonden jämfört med skjuvhållfastheten från konförsök. (Kallstenius 1961)

Sondering vid olika hastigheter (Figur 3-3) visade att variationen i bärlighetsfaktor var stor vid mycket små sonderingshastigheter men inte har någon större betydelse vid normala hastigheter (0,5-2 m/min = 8-30 mm/s).



Figur 3-3 Kalibrering av Iskymetern vid olika sonderingshastighet. Nettotrycket mot sonden jämfört med skjuvhållfastheten från konförsök. (Kallstenius 1961)

Omfattande jämförelser med vingsondering visar också på en bärlighetsfaktor kring 10 men med stor spridning i vissa lager vilket man antog berodde på jordens sensitivitet. Slutligen togs ett "halvempiriskt" samband fram för en sond med tvärsnittsarea 100 cm² (Ekvation 3) som gav en mindre spridning på runt 10 %.

$$\tau_f = \frac{0,092P}{\left(1 + \frac{2}{S_i}\right)A} + \frac{0,06 \cdot \gamma \cdot h \left(1 - \frac{1}{S_i}\right)}{1 + \frac{2}{S_i}} \quad (3)$$

där

τ_f = skjuvhållfastheten hos jorden

P = nettokraften vid sondering

γ = densitet \times g

h = djup under markytan

S_1 = jordens sensitivitet

A = sondens tvärsnittsarea i sonderingsriktningen

Vid stora värden på sensitiviteten och små djup under markytan närmar sig uttrycket

$$\tau_f \approx \frac{0,092P}{A} \quad (4)$$

vilket motsvarar en bärlighetsfaktor på knappt 11. När det gäller kalkcementpelare är det svårt att diskutera begreppet sensitivitet eftersom materialet inte är ett rent kohesionsmaterial och resthållfastheten därför även beror på spänningssituationen. Boman (1979) visade att det förenklade sambandet i Ekvation 2 kunde användas med en bärlighetsfaktor på 10 för en bygelsond med tvärsnittsarea 100 cm² i kalkpelare.

Sedan dess har vanligen en bärlighetsfaktor på 10, eller uttryckt som en faktor, $\alpha=1/N$, på 0,1 använts (bl.a. Carlsten & Ekström 1995). Holm et al. (1981) och Broms (1984) visade dock att en faktor på 0,09 (1/11) stämde bättre vid jämförelser med bl.a. pressometermätningar.

Utvärdering

I Carlsten & Ekström (1995) anges att den odränerade skjuvhållfastheten i kalkcementpelarna kan uppskattas som 0,1 gånger nettotrycket mot sondens vingar och spets. Alltså samma uttryck som Ekvation 2 med bärlighetsfaktor $N=10$.

Först måste nettokraften mot sondens spets och vinge uppskattas. Bäst är om kraftgivare för separat mätning finns inbyggd i utrustningen (se Figur 3-1). Normalt utvärderas dock mantelfriktionen längs sondstängerna utifrån sonderingsdiagram precis då sonden gått genom pelarens underkant. Då missar man den del av motståndet som utgörs av att sonderingsstången böjer ut vid stora spetsmotstånd. Ofta bortses helt från stångfriktionens bidrag till sonderingskraften (Broms 2000b) vilket kan ge stora fel. Vilkenas et al. (1984) visade att pelarens skjuvhållfasthet i värsta fall kan överskattas med en faktor 2 och föreslog att en glappkoppling kunde användas för att minska problemet. Enligt Carlsten och Ekström (1995) rekommenderas att 5-10 % av antalet sonderingar utförs i oförstärkt lera för att få en uppfattning om stångfriktionens storlek. Det är mycket tveksamt om detta kan ge någon information om friktionen i pelarmaterialet.

Nettokraften beräknas som den totala neddrivningskraften vid sonderingen reducerad med den utvärderade stångfriktionen. Nettotrycket blir då nettokraften dividerad med sondens tvärsnittsarea i sonderingsriktningen. Vid eventuell förborring reduceras arean med den del av sonden som går fritt i styrhålet.

Det är också viktigt att rätt tvärsnittsarea används vid utvärderingen om en hållfasthet ska uppskattas. Normalt antas att arean är 100 cm². Sondernas verkliga area varierar dock

mellan ca 87 cm² för en sond med måtten 500x15 mm till 102 cm² för 600x15. Så länge sondens verkliga area är mindre än den antagna blir dock uppskattningen av skjuvhållfastheten på säkra sidan.

För-/nackdelar

Fördelar med metoden är bl.a. att utrustningen är mycket enkel och billig. Vid sondering krävs emellertid oftast mothåll i form av grävmaskin eller motsvarande vilket fördyrar.

Metoden fungerar normalt bra i pelare med hållfasthet upp till ca 150 kPa och med en längd på maximalt 5-8 m (Ekström 1994). I längre eller hårdare pelare är det mycket vanligt att sonden går ur pelaren, helt eller delvis. Det är därför ofta svårt att bedöma om pelaren har en låg hållfasthet eller om sonden har gått ur. Det blir lätt att "förklara bort" låga sonderingsmotstånd med att sonden har gått ur pelaren. Det faktum att man aldrig vet om sonden befunnit sig exakt i mitten av pelaren gör att spridningen mellan sonderingsresultat blir stor och det är svårt att göra en riktig utvärdering av skjuvhållfastheten. Är spridningen hos materialet så stor eller ligger spridningen i kontrollmetoden?

3.1.2 Omvänd pelarsondering

Princip

Omvänd pelarsondering utförs enligt samma principer som traditionell pelarsondering med skillnaden att sondering sker nedifrån och upp genom pelaren. Metoden togs fram för att säkerställa att sonden går i pelaren hela vägen. Sondens består av motsvarande vinge som kalkpelarsonden men är fäst vid en vajer för att kunna dras upp.

Den första modellen av den omvända pelarsonden installeras efter att pelaren tillverkats, medan pelaren fortfarande är mjuk. Sondens trycks, med hjälp av en stång, ned i centrum av pelaren tills det att sondens vingar befinner sig 1-2 m under pelarens botten. Om sondering skall utföras vid låg ålder vrids sonden 90 grader för att den, när den dras upp, skall gå i en ostörd del av pelaren. Problem med att trycka ned sonden i pelarens fulla längd har rapporterats (Ekström 1994). Vid sondering dras sonden upp med hjälp av en sonderingsbandvagn varvid den totala kraften registreras.

En variant som ersatt den omvända pelarsonden är den *förinstallerade omvända pelarsonden (FOPS)*. Skillnaden är att sonden installeras av pelarmaskinen, vid tillverkning av pelaren. Detta förfarande garanterar att sonden och dess vajer befinner sig i centrum av pelaren. För att förhindra vajern från att brinna fast i kalkcementpelaren bör vajern dras upp ett kort stycke några dagar efter tillverkningen (Carlsten & Ekström 1995).

Utvärdering

Utvärdering sker liksom för traditionell pelarsondering utifrån sonderingsdiagrammens registrerade sonderingsmotstånd. Mantelfriktionen hos vajern uppskattas normalt som

motståndet efter lossdragning men innan sondens vingar träffar pelarens underkant. Vanligen antas att mantelmotståndet avtar linjärt till noll vid markytan. Enligt Ekström (1994) kan motsvarande vajer, men utan vinge, installeras för att bättre bestämma mantelmotståndet. I (Carlsten & Ekström 1995) föreskrivs att 5-10 % av antalet sonder installeras på detta sätt. Mantelmotståndet har i Ekström (1994) visats vara konstant upp till ca 4 m under markytan. Denna tolkning ger en utvärdering av skjuvhållfastheten som ligger på säkra sidan, d.v.s. något lägre.

Uppskattningen av den odränerade skjuvhållfastheten sker på samma sätt som för den traditionella pelarsonden (se Avsnitt 3.2). Först beräknas nettokraften som den totala sonderingskraften reducerat med mantelmotståndet. Därefter beräknas den odränerade skjuvhållfastheten som 0,1 gånger nettotrycket mot sondens vinge. Observera att tvärsnittsarean är något mindre än för motsvarande traditionell pelarsond. Den kan dock enligt Carlsten och Ekström (1995) antas vara densamma.

Oklarhet råder om pelarna är representativa för övriga pelare. Rapportering finns som visar att resultaten från den förinstallerade omvända sonden skulle ge högre värden på hållfastheten än från den traditionella sonden. Axelsson & Larsson (1994) visar i en studie av ett stort antal pelare (80 + 120) på två olika platser och vid olika ålder på pelarna, hur den förinstallerade sonden i genomsnitt gav ca 70% högre sonderingsmotstånd än den traditionella. Det har spekulerats i att detta skulle kunna bero på läckage kring vajern vid installationen. En möjlig anledning skulle kunna vara att vajern hindrar bindemedelsströmmen, se vidare Avsnitt 7.6.

För-/nackdelar

En mycket stor fördel med förinstallerad omvänd pelarsondering (FOPS) jämfört med traditionell är att sonden garanterat befinner sig i centrum av pelaren under hela sonderingen. Man kan därför lita betydligt bättre på resultat från större djup än från andra metoder. Sonderingen är dessutom mycket enkel att utföra och kräver inte extra mothåll i form av exempelvis grävmaskin. Sondering kan dessutom utföras genom t.ex. en utlagd arbetsbädd eller låg bank.

En invändning som brukar göras mot metoden är att det bestäms innan tillverkningen vilken pelare som skall kontrolleras. Detta kan dock inte ha någon inverkan om maskinens registrerade tillverkningsdata överensstämmer med övriga pelare eftersom man normalt litar på dessa. "Noggrannare" tillverkning av kontrollpelare är inte heller intressant för entreprenören då de inte idag inte är ansvariga för pelarnas egenskaper och funktion utan enbart ska tillverka dem med angivna bindemedelsmängder, rotationshastigheter, stighastighet etc.

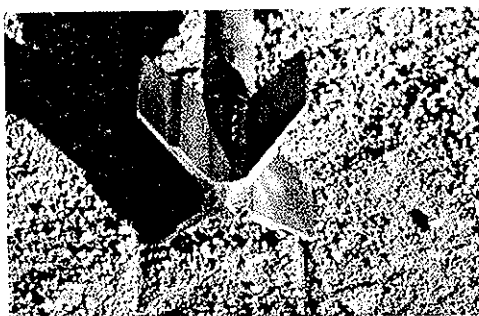
Däremot går det inte att välja pelare för kontroll i efterhand, där man misstänker sämre kvalitet eller efter t.ex. ett skred, vilket är en nackdel. Installationen kräver också byte av verktyg på maskinen och att man manuellt matar in sondens vajer i kelleystången. Om installation av samtliga pelare med FOPS sker efter tillverkningen av övriga pelare slipper

man flera verktygsbyten. Å andra sidan finns då risken att systematiska avvikelser byggs in.

3.1.3 Pelarvingsond

Princip

Vingsondering används normalt för bestämning av kohesionsjordars skjuvhållfasthet i fält. Vid sondering vrids en fyrbladig vinge tills skjuvbrott uppstår i jorden. Det maximalt uppkomna vridmomentet utnyttjas för att bestämma materialets odränerade skjuvhållfasthet. Denna vingsond har modifierats med en större diameter för att skjuvningen ska ske i en större skala i ett heterogent material som kalkcementpelare. Vingarna har också gjorts tjockare för att klara den större påfrestning som sondering i kalkcementpelare innebär. Metoden kallas då *pelarvingsondering* och kan klara pelare med hållfastheter upp till ca 250 kPa (Halkola 1998).



Figur 3-4 Pelarvingsond. Vingsond avsedd för mätning i kalkcementpelare.

Vingsonderingen kan utföras på önskade nivåer i pelaren. En använd metod är att placera sonden på ett avstånd av halva radien ut från centrum och utföra mätning exempelvis varje hel meter. Sonderas även motsatta sidan av pelaren kan mätningarna utföras ”överlappande”, dvs på 0,5 1,5 etc. m djup. Ett annat tillvägagångssätt som använts är att utföra mätningar diagonalt genom pelaren. På detta sätt anser man sig kunna få indikationer om pelarens tvärsnitt är homogent eller ej. Enligt Axelsson & Larsson (1994) kunde vingsondering i regel utföras till fullt djup, 8-10 m, i pelarna.

Utvärdering

För utvärdering av skjuvhållfasthet för en standardsond med höjd/bredd-förhållandet 2 gäller sambandet

$$\tau_{su} = \frac{6}{7} \cdot \frac{M_{\max}}{\pi D^3} \quad (5)$$

där

D = vingens bredd

M_{\max} = maximalt moment vid skjuvning

För vingar där höjd/bredd-förhållandet avviker från 2 måste en konstant tas fram empiriskt som beror på den aktuella vingens mått. Skjuvhållfastheten kan då utvärderas som

$$\tau_{fu} = k \cdot M_{\max} \quad (6)$$

För en sond framtagen av Viatek OY med måtten 132×85 mm är $k = 345$ (Viatek 1997). Eldrivna instrument för vingsondering i kohesionsjord kan användas upp till ca 200 Nm vilket enbart motsvarar 70 kPa i kalkcementpelare med Viateks vinge. Vid hållfastheter upp till ca 150 kPa kan sonden vridas manuellt m.h.a. en större momentnyckel.

3.1.4 Spetstrycksond

Princip

Spetstrycksondering eller CPT-sondering (Cone Penetration Test) utförs med en cylindrisk sond med konisk spets. Vid neddrivning av sonden registreras motståndet mot spetsen och på CPT-sonden även den lokala mantelfriktionen strax ovanför spetsen samt registrering av portryck (jämviktsportryck + genererat portryck).

Syftet är att få en bild av jordlagerföljden och variationer i jordens egenskaper. Resultaten används främst för relativ jämförelse men kan även ge en uppskattning av materialets skjuvhållfasthet. Sondens kan användas i alla typer av jord men nedträngningsförmågan är sämre i friktionsmaterial (Svenska Geotekniska Föreningen 1993). Sonder finns för upp till 20 tons belastning (Svenska Geotekniska Föreningen 1993).

CPT-sonden har en liten tvärsnittsarea (10 cm^2) varför en mycket liten volym kontrolleras vid sondering. Sondens mäter spetstrycket kontinuerligt med mycket fin upplösning vilket medför att heterogeniteter i pelaren ger stora utslag i resultatet.

CPT används inte som enda kontroll av kalkcementpelare. Den har däremot använts i vissa fall komplement till andra metoder, exempelvis då pelarna varit för hårda för att pelarsonderna ska fungera (Axelsson 1998). Enligt försök utförda på kalkcementpelare (Ekström 1994) är spetstrycksondering en osäker metod för kontroll. Sondens styrde i allmänhet ur pelarna på 5-8 m djup vid en ålder av upp till 20 dygn. Spetstrycksonden gick ofta ur pelarna tidigare än kalkpelarsonden och ansågs inte vara en lämplig metod för kontroll av kalkcementpelare med 500-800 mm diameter.

I Larsson (1998) har CPT-sondering använts på försök i kalkcementpelare placerade i skivor. Sondering utfördes diagonalt genom skivorna för att sondens skulle passera överlappningszonen mellan pelarna. I detta fall var den fina upplösningen lämplig och resultaten indikerade att zoner med lägre hållfasthet fanns i överlappningszonerna.

Utvärdering

Metoden är framförallt lämplig för relativa jämförelser men en uppskattning av skjuvhållfastheten hos materialet kan göras med följande samband:

$$\tau_{pel} = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (7)$$

där

q_c = spetsmotstånd

σ_{v0} = totalt vertikalltryck

N_k = bärlighetsfaktor

Det råder skilda uppfattningar om bärlighetsfaktorns storlek. Enligt Ekström (1994) kan dock en bärlighetsfaktor på 20 användas för en grov uppskattning av skjuvhållfasthet i normalhårda kalkcementpelare medan den i mycket fasta pelare kan vara väsentligt högre.

3.2 Materialprovtagning och okulärbesiktning

3.2.1 Allmänt

Materialprovtagning kan utföras som störd eller ostörd. Vad gäller störd provtagning kan materialprov tas med exempelvis skruvprovtagare. Här beskrivs dock enbart metoder för ostörd provtagning.

3.2.2 Framschaktning av pelare

Framschaktning av pelare, så kallad provgröp, görs för att okulärt kontrollera pelarnas övre del samt för materialprovtagning. Anledningen till schaktningen kan vara kontroll vid oväntade rörelser eller vid osäkerheter i sonderingsresultat. I Carlsten & Ekström (1995) föreskrivs grävning av provgröp för kontroll av bindemedlets spridning över tvärsnittet.

Schaktning med grävmaskin bör kunna utföras ned till ett djup av ca 3 m innan stabilitets- eller dräneringsproblemen blir för stora. Då pelaren schaktats fram kan tvärsnittet studeras avseende färg, form, konsistens etc. Med hjälp av "ficksonder" såsom vingsond eller penetrometer kan en uppfattning fås om fasthetens variation (Carlsten & Ekström 1995). I samband med provgroppen tas ofta ostörda materialprov upp (Axelsson 1998). Segment av pelaren kan då grävas upp med grävmaskin för att trimmas vidare för hand för laboratorieförsök.

3.2.3 Kärnbörning

Kärnbörning har i enstaka fall använts för kvalitetskontroll av pelare i fält. Framförallt vid mycket fasta kalkcementpelare eller cementpelare.

Metoden innebär att man borrar med någon typ av kärnborrutrustning och tar upp kärnor kontinuerligt längs pelaren. Kärnborrutrustning finns i flera olika utföranden,

enkel-, dubbel- resp. trippelväggiga. De som fungerar bäst är de trippelväggiga (ex. S-Geobor). Kärnorna är vanligen runt 50 mm i diameter.

Det har ofta visat sig svårt att ta upp kärnor p.g.a. att materialet i pelaren varit för heterogent och kärnorna därför inte håller ihop. En vanlig tendens är sprickbildning och urspolning av material. Kärnförlusten kan ligga runt 20-30 % vid borring i kalkcementpelare (Ekström 1994). De delar av kärnorna som är intakta kan trimmas till provkroppar. Normalt utförs enaxliga tryckförsök på proverna för bestämning av skjuvhållfastheten. Även treaxliga tryckförsök och bestämning av bindemedelshalten kan utföras. Kärnorna ger även en möjlighet att okulärt besikta materialet i pelaren.

Man kan dock inte bestämma den exakta lokaliseringen av hålet på pelarens tvärsnitt. Även om kärnborrhålets lutning och riktning bestäms så tillåts pelaren luta upp till 15 mm/m enligt Carlsten & Ekström (1995). Metoden är kostsam och inte särskilt produktionsmässig. För extrema situationer eller i forskningssyfte kan den dock fylla sitt syfte.

Hosoya et al. (1997) diskuterar i en sammanställning av 84 japanska artiklar från de senaste 10 åren de problem man har med kärnborring i cement- och kalkcementpelare samt med tryckförsök på proverna. Det beskrivs hur kvalitén på borrkärnorna varierar kraftigt beroende på den förstärkta jordens hållfasthet, typ av kärnborrustrustning, kärnornas diameter och skickligheten hos den som utför borringen m.m. Störda prover med sprickor ger en till synes lägre hållfasthet och det är mycket svårt att avgöra om sprickorna uppkommit vid borringen eller funnits i materialet. Ett oundvikligt resultat är att enbart de bästa bitarna av kärnproverna provas med tryckförsök. Därför fås en skev bild av den verkliga hållfasthetsfördelningen. Man konstaterar därför också svårigheten att på ett statistiskt riktigt sätt utvärdera resultaten.

Man diskuterar även inverkan av provets storlek. Saito et al. (1982) har utfört kärnborring med diametrar mellan 50 mm och 400 mm. Där framgår hur den enaxliga tryckhållfastheten minskar med ökad provdiameter. Vid en provdiameter över 150 mm har minskningen oftast avtagit. RQD-värdet ökar vid större diameter vilket tyder på en minskad störning av provet vid större diametrar. Hosoya et al. (1997) rekommenderar därför att kärnborring ska utföras med en diameter på minst 150 mm.

3.2.4 Upptagning av hela eller sektioner av pelare

För upptagning av hela, eller delar av pelare kan ett upptagningsrör, eller tidigare kallad *kalkpelarprovtagare*, användas. Metoden har använts bl.a. i Boman (1979), Johansson & Jons (1995) och Holm et al. (1999). Provtagaren består av ett slitsat stålrör med en diameter på ca 0,9 m och längden 10-11 m som slås eller vibreras ned kring en pelare. När röret befinner sig på önskat djup stängs klaffarna i rörets botten och provtagaren med hela, eller del av pelaren, lyfts upp med hjälp av en mobilkran. Därefter öppnas provtagaren och okulärbesiktning kan utföras. Önskade sektioner eller provbitar för laboratorieundersökningar kan sedan tas ut. Även så kallade ficksonder såsom vingsond, penetrometer o.d. kan användas på pelaren in situ.

Metoden är kostsam men har stora fördelar. Upptagning av pelare har främst utförts i forskningssyfte och med prototyper. Om utrustningen modifieras och man får rutin på upptagningen bör metoden kunna bli billigare. Den stora kostnaden är hyra av mobilkran och vibro med kringutrustning.

En annan metod som provats är framgrävning av pelare m.h.a. sänkbrunn eller inom foderrör. Pelaren grävs då fram inom ett foderrör av stål (ϕ 1000 mm) som slagits ned över en kalkcementpelare. Metoden har fungerat ned till 7-8 m (Tränk & Johnson 1998). Försök har även gjorts med grävning inom brunnsringar av betong, vilka sjunker varefter grävningen når djupare. Vid grävningen tas ostörda bitar av pelarmaterial upp för provtagning etc.

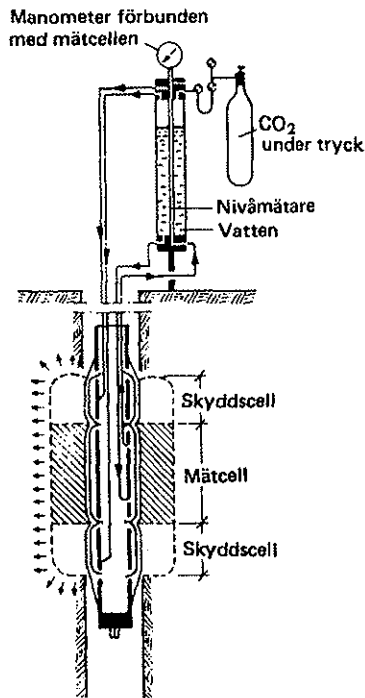
Pelare med bra kvalitet och kontinuitet har dessutom kunnat dras upp med mobilkran i samband med provbelastningsförsök med LC Marktteknik's MOPS (Åbjörn & Linnér 1995).

3.3 Belastningsförsök

Ett flertal provbelastningsförsök har utförts på kalk- och kalkcementpelare med olika metoder (bl.a. Boman et al. 1979, Kivelö 1994 och Baker et al. 1997). Dessa har främst utförts i forskningssyfte eller för bestämning av dimensioneringsparametrar. Av de mer produktionsmässiga kan nämnas LC Marktteknik's MOPS där en platta installeras med samma teknik som den omvända pelarsonden, FOPS. Plattan fungerar sedan som ankare vid belastningen som sker via vajern genom pelaren.

Ett annat exempel är Pressometerförsök som är en typ av lateralt belastningsförsök. Det inre trycket hos pressometerens mätkropp ökas samtidigt som den materiella förskjutningen registreras, se Figur 3-5.

Från försöken bestäms skjuvmodulen (G) som sedan kan uttolkas som en typ av elasticitetsmodul (E_p). Det finns två skilda typer av utrustningar där den ena är självborrande och den andra, Menard, kräver förborring för att mätkroppen skall kunna placeras i mätobjekt. Den senare metoden skulle kunna utnyttjas för produktionskontroll. Dock ger den en belastningssituation som inte motsvarar pelarnas funktionssätt. I Japan har pressometerförsök använts som ett billigare alternativ till fullskaliga belastningsförsök (Hosoya et al. 1997). Provbekastningsförsök behandlas inte vidare i rapporten då de idag inte i kan anses särskilt produktionsmässiga.



Figur 3-5 Principiellt utförande av pressometerförsök av typen Menard i borrhål (Handboken Bygg, G).

3.4 Bedömning av mätbarhet med befintliga kontrollmetoder

I Tabell 3-1 nedan har en gradering gjorts av hur väl parametrarna kan bestämmas eller uppskattas med de befintliga kontrollmetoderna (se Avsnitt 3.1). Som framgår av tabellen är det främst pelarnas utbredning i djupled och en uppskattning av den odränerade skjuvhållfastheten som kan göras. Ingen av dessa metoder kan bestämma moduler, variationer över tvärsnittet eller pelarnas diameter.

Tabell 3-1 Bedömning av mätbarhet med befintliga kontrollmetoder. Viktiga parametrar enligt Tabell 2-4. Bedömningen förutsätter att metoderna fungerar som avsett. Gradering av mätbarhet: 0=ingen, 1=viss, 2=god.

	Parameter	Traditionell pelar-sondering	Försonderad pelar-sondering	Förinstallerad omvänd pelar-sondering	Spetstrycks-sondering (CPT)
Kontinuerlig mätning		Ja	Ja	Ja	Ja
Karakteristiskt värde	Pelardiameter	0	0	0	0
	Lutning	0	0	0	0
	Längd	1	2	1	1
	Avstånd mellan markyta och ök pelare	2	2	2	2
	Avstånd mellan uk pelare och fast botten	2	2	0	1
	Odränerad skjuvhållfasthet	2	2	2	1
	Dränerad skjuvhållfasthet	0	0	0	0
	Störd zon under pelare	0	0	0	1
Kompressionsmodul	0	0	0	0	
Variation längs pelare	Pelardiameter	0	0	0	0
	Odränerad skjuvhållfasthet	2	2	2	1
	Dränerad skjuvhållfasthet	0	0	0	0
	Fördelning av bindemedel	0	0	0	0
	Kompressionsmodul	0	0	0	0
Variation över pelartvårsnitt	Odränerad skjuvhållfasthet	0	0	0	0
	Dränerad skjuvhållfasthet	0	0	0	0
	Fördelning av bindemedel	0	0	0	0
	Kompressionsmodul	0	0	0	0

Jämför man de parametrar vi kan mäta med de befintliga metoderna (Tabell 3-1) med de önskvärda (Tabell 2-4) ser man att ingen av dagens metoder klarar av att mäta pelarnas modul, tvärsnittsarea eller fördelning av bindemedel. Tvärsnittsarean och fördelningen av bindemedlet är av hög prioritet när det gäller stabilitetsökning medan uppgifter om kompressionsmodulen är viktiga vid sättningsreduktion. Pelarnas hållfasthet uppskattas idag som ett lokalt värde längs pelaren med en upplösning på enbart ett par cm vid alla tillämpningar. Vid axiellt belastade pelare vore det önskvärt med en mer genomsnittlig bestämning (se Avsnitt 2.5).

4 MÖJLIGA METODER FÖR KVALITETSKONTROLL I FÄLT

För att hitta andra metoder som kan bestämma parametrar vi idag inte klarar eller som bättre kan bestämma vissa parametrar har områden med liknande problematik studerats. Exempel på sådana är jordinjektering, jetpelare, slitsmurar, grävpålar, m.m. Även metoder för klassificering av naturlig jord har studerats. Tabell 4-1 nedan visar en sammanställning av Byle & Borden (1995) av vilka metoder som anses kunna användas vid olika former av ”injektering” i geotekniska sammanhang.

Tabell 4-1 Användbarhet hos metoder för kontroll av Soil Mixing och Jet Grouting, efter Byle & Borden (1995).

Syfte	Allmänt användbar	Ibland användbar	Användbar i särskilda fall
Hållfasthetsökning	■	▣	□
Sättningsreduktion	●	○	○

Metod	Jet Grouting	Soil Mixing	I sand, allmänt	I lera, allmänt
CPT	□		■ ●	■
SPT			■ ●	■
Sondering/provtagning			■	■
Kärnbörning	■	■	□	
Provgrop			■	■
Dilatometer			□ ●	□ ●
Pressometer			□ ●	□ ●
Extensiometer		●	○	○
Plattsättningsmätare	●	●	●	●
Densitetssond			▣ ○	▣ ○
Belastningsförsök	▣ ○	▣ ○	□ ●	□ ●
Seismiska metoder	□ ○	□ ○	□ ●	□ ●
Resistivitet/ konduktivitet				
Markradar			○	

Tabell 4-1 visar att injekteringsarbeten i lera eller sand normalt kan kontrolleras med hjälp av olika typer av trycksonderingar eller materialprovtagning med avseende på hållfasthetsökningen. För kontroll av sättningsegenskaper anses främst belastningsförsök och sättningsmätningar vara lämpade. Byle & Borden (1995) anser inte resistivitets- eller markradarmätningar vara särskilt lämpliga metoder. Seismiska metoder anses dock kunna tillämpas i speciella fall, både för bestämning av sättningsegenskaper och hållfasthet.

Av de tillämpliga metoderna i Tabell 4-1 ovan har samtliga utom seismiska, resistivitets- och radarmetoder använts för kontroll av kalkcementpelare i Sverige.

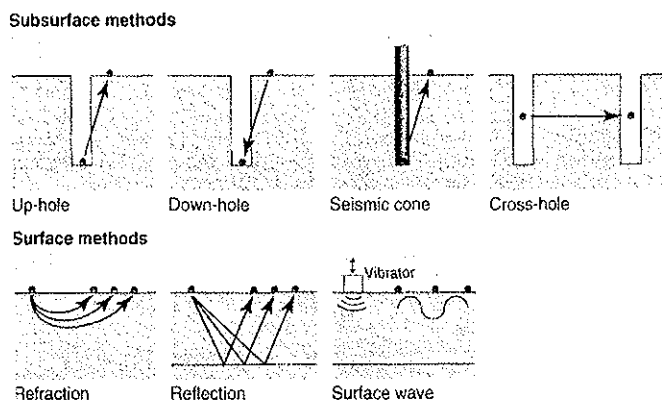
Seismiska och resistivitetsmetoder är inte särskilt kända i Sverige varför de beskrivs allmänt i avhandlingen. Radarmätning, exempelvis borrhålsradar, som också är en elektrisk metod likt resistivitetsmätning, används främst för egenskapsbestämning i djupa borrhål i berg. Metoden beskrivs inte här beroende på att de utrustningar som finns tillgängliga idag är mycket dyra (miljonklassen) och endast 1-2 utrustningar finns tillgängliga. Förutsättningarna att använda metoden för kalkcementpelare bör dock vara ungefär desamma som för resistivitetsmätning.

4.1 Seismiska metoder

Seismiska undersökningsmetoder har funnits åtminstone sedan 1950-talet bl.a. för olje-prospektering (Summers 1958) och tillståndskontroll hos betong (Schmidt 1951). De används idag allmänt för bestämning av in situ-egenskaper även hos berg och jord m.m. Metoderna är många men bygger på samma principer. Mekaniska vågor alstras genom materialet och vågornas utbredningshastighet mäts. Är hastigheten känd kan istället avståndet bestämmas. Utifrån hastigheten och med kännedom om materialets densitet kan kompressionsegenskaper bestämmas. Med hjälp av empiriska samband bestämda för det aktuella materialet kan även skjuvhållfastheten uppskattas.

En fördel med seismiska metoder är att de är oförstörande och kan upprepas i samma punkt vid flera tillfällen. Jämfört med materialprovtagning och egenskapsbestämning på laboratorium är det även en fördel att spänningssituationen bibehålls och risken för störning av materialet är mindre. Seismiska metoder är ofta möjliga även där kärnborrade prover inte gått att få upp ostörda (Hiraide et al. 1996). En avsevärd fördel är också att mätningen ger ett genomsnittligt värde som inte påverkas av lokala variationer. Upplösningen kan anpassas efter storleken på de anomalier man söker efter genom att variera bl.a. frekvens och avstånd mellan sändare och mottagare.

Metoderna kan delas upp mellan "ytmetoder", där alstring och mottagning av vågorna sker på markytan och metoder där alstring och/eller mottagning av vågorna sker under mark. Normalt är ytmetoder billigare att utföra då de inte kräver installation av givare i marken men ger en grövre upplösning och förutsätter att materialen i marken har en stor horisontell utbredning. Ytmetoder är således inte applicerbara på stabilisering i pelarform. De kan dock vara lämpliga för stabilisering i blockform. En förenklad indelning i metoder utifrån var vågkälla och mottagare är placerade kan ses i Figur 4-1.



Figur 4-1 Principiell indelning av seismiska metoder i "undermarks"- och "ytmetoder" utifrån var vågkälla och mottagare är placerade (Hooker 1998).

De vågtyper som vanligtvis utnyttjas är kompressionsvågor (P-), skjuvvågor (S-) eller Rayleighvågor (R-). Vågornas principiella form och partikelrörelse visas i Figur 4-2. För samtliga vågor gäller det allmänna sambandet för vågutbredningshastigheten, c , (Richart et al. 1970)

$$c = f \cdot \lambda \quad (8)$$

där f =frekvens

λ =våglängd

Vid små relativa töjningar ($<10^{-3}$ - 10^{-4}) förutsätts elasticitetsteorin gälla. Då kan materialets initiella eller maximala skjuvmodul, G_0 , respektive kompressionsmodul, M_0 , tecknas (Richart et al. 1970)

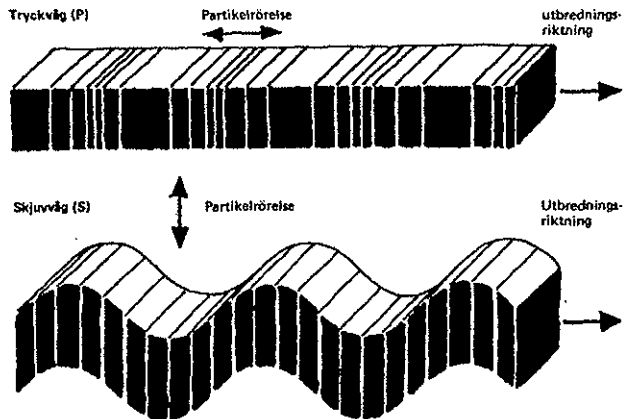
$$G_0 = \rho \cdot c_s^2 \quad (9)$$

$$M_0 = \rho \cdot c_p^2 \quad (10)$$

där ρ =densiteten

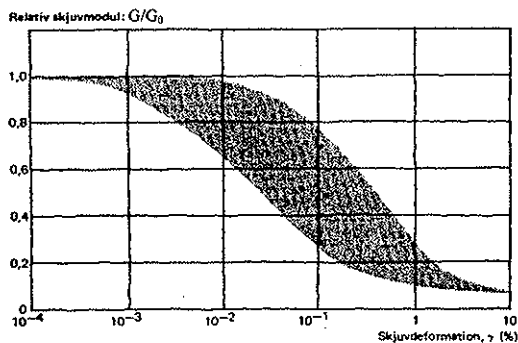
c_s =skjuvvågshastigheten

c_p =kompressionsvågshastigheten



Figur 4-2 Principiellt utseende hos a) tryckvåg (kompressionsvåg) b) skjuvvåg (Svedinger 1979.)

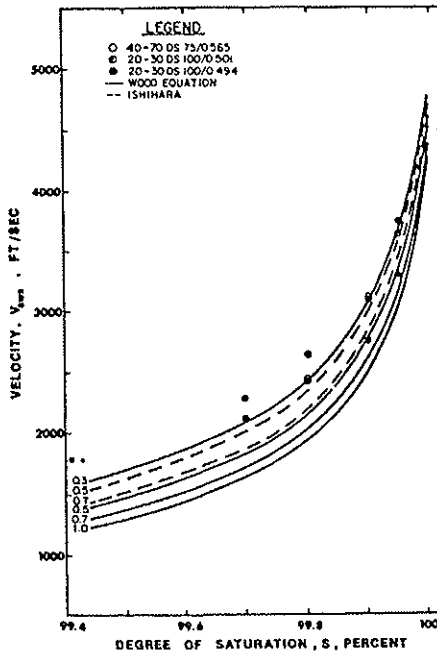
Med kännedom om förhållandet mellan skjuvmodulen vid stora töjningar och den initiella skjuvmodulen (G/G_0) för det aktuella materialet kan modulen vid statiska belastningar, G , uppskattas (se Figur 4-3). Normalt kan kvoten 0,1 användas för grova uppskattningar i jord (Larsson 1999).



Figur 4-3 Principiellt utseende på G/G_0 -diagram, sambandet mellan skjuvmodul och skjuvdeformation (Svedinger 1979).

Enligt Richart et al. (1970) påverkas skjuvmodulen av ett flertal faktorer. Exempelvis effektivspänningen, portalen, vattenmättnadsgraden, spänningshistorien, materialkornens form och egenskaper, jordstrukturen och temperaturen (ex. frysning). Flera av dessa parametrar, som portal och vattenmättnadsgrad, tas hänsyn till genom bestämning av materialets densitet. Skjuvvågens hastighet påverkas mycket lite av portal och vattenmättnadsgrad eftersom vågen enbart kan utbreda sig i kornskelettet då vatten och luft inte

har någon skjuvhållfasthet. Kompressionsvågens hastighet påverkas däremot avsevärt av dessa parametrar. I material som är fullt vattenmättade kommer vågen istället att utbreda sig i vattnet och hastigheten hamna kring 1500 m/s (Figur 4-4).



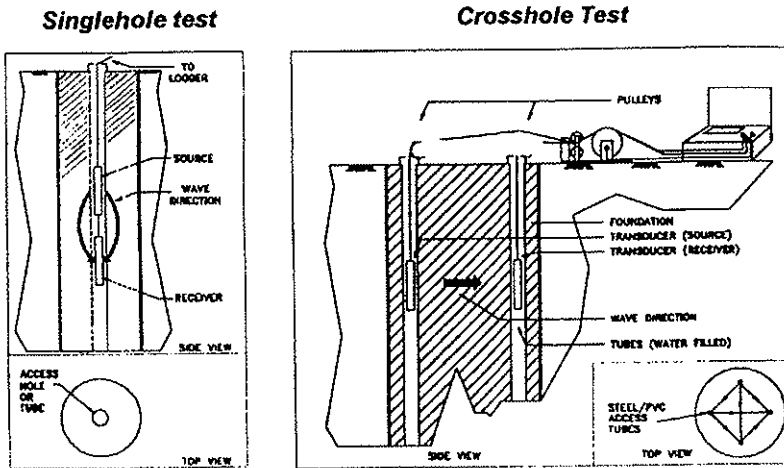
Figur 4-4 Variation av P-vågshastighet i sand med olika grad av vattenmättad (Silver 1981). (Anm. 1 ft/sec \approx 0,3 m/s)

Det behövs inte mycket luft i materialet för att hastigheten ska påverkas markant. Enligt Richart et al. (1970) kan en inblandning av enbart 0,1 % luft i jorden sänka P-vågshastigheten med en faktor 4! Kompressionsvågen är därför inte lämplig för utvärdering av materialegenskaper i vattenmättade material med låga utbredningshastigheter eller i material med okänd vattenmättnadsgrad. Då bör istället metoder som utnyttjar skjuvvågor användas.

Det finns en uppsjö av olika metoder, med namn som Seismic Echo, Ultrasonic Pulse Velocity, Ultrasonic Echometer, Impulse response, som bygger på kompressionsvågor (Bodare 1999). Dessa kallas ofta integritetstester (Figur 4-5) och används främst för bestämning av kontinuitet och längd hos grävpålar och liknande betongkonstruktioner. En liknande utrustning, Koden Echometer, har även använts med framgång av bl.a. Bruce et al. (1989) för att bestämma tjockleken hos en mycket djup slitsmur i en dammkropp.

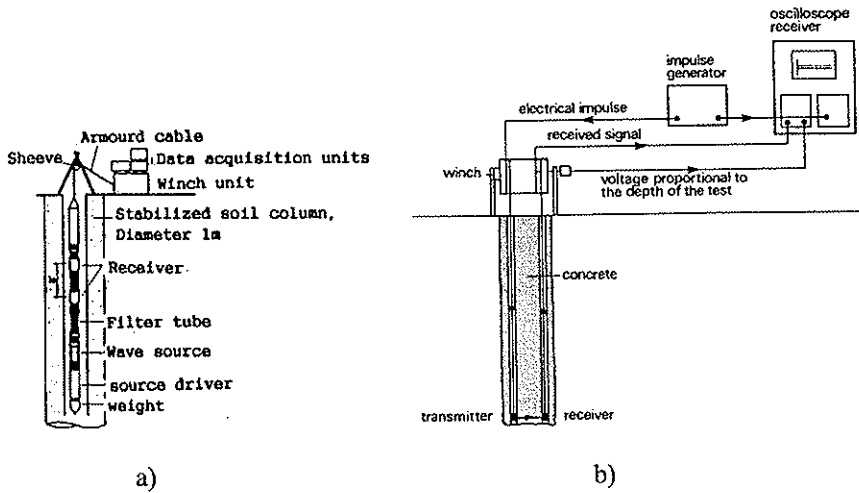
Stötvågmätning (ex. Pulse Echo Method), som också är en typ av integritetstest, används regelmässigt vid kontroll av bl.a. betongpålar. Den bygger på att en vågpuls alstras på toppen av pålen och den reflekterade vågen registreras varefter längd och kontinuitet kan beräknas utifrån en antagen vågutbredningshastighet. Stötvågmätning av

samma typ har även provats på höghållfasta Jet-pelare i sand och siltig lera med goda erfarenheter (bl.a. Fang et al. 1994). Samband mellan P-vågshastighet och enaxlig tryckhållfasthet (2-20 MPa) togs fram med relativt god överensstämmelse.



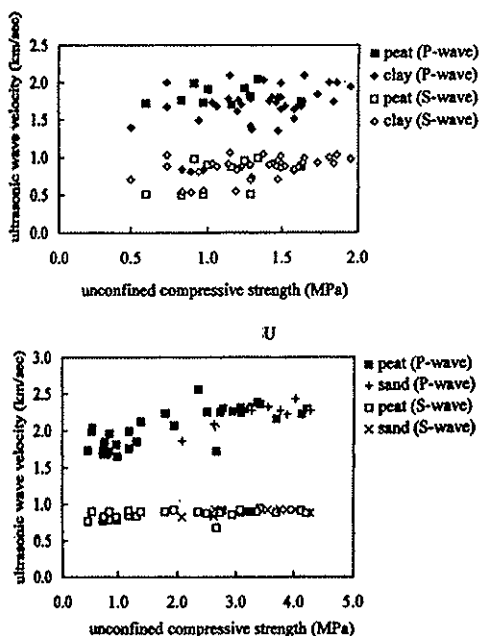
Figur 4-5 Exempel på integritetstester för grävplålar etc. för användning i ett eller flera borrhål eller foderrör (Fugro odat.).

Det finns även ett antal metoder som bygger på skjuvvågshastigheten. Exempel på sådana är downhole-mätning, crosshole-mätning eller PS-logging, som mäter både P- och S-vågens hastighet, se Figur 4-1 och Figur 4-6. En enkel metod för downhole-mätning har provats på kalkcementpelare i Axelsson (1996). Lägesgivare installerades på två nivåer i nytillverkade pelare. Pelarna testades efter hårdnande genom excitering med slägga vinkelrätt mot pelartoppen. Man hade problem med exakt registrering av pulsens ankomst men fick indikationer om högre skjuvvågshastighet i pelarna efter längre tid. Metoden i försöken gav en grov genomsnittlig uppskattning av pelarnas skjuvhållfasthet mellan de två givarna och pelartoppen. I försöken installerades givarna med handkraft ca 2,5 resp. 5,5 m under markytan.

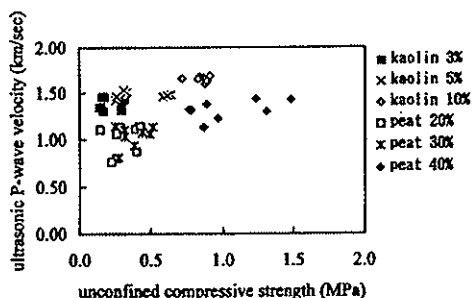


Figur 4-6 a) "Suspension method" eller "PS-logging" där sond med både källa och mottagare sänks ned i borrhål (Hiraide et al. 1996).
 b) "Ultrasonic cross hole" där sändare resp. mottagare sänks ned i borrhål eller foderrör (Bruce et al. 1989).

I Japan har seismiska metoder för förstärkt jord utvecklats och provats i ett flertal projekt (Nishikawa et al. 1996; Hiraide et al. 1996, Unami & Shima 1996 m.fl.). I Nishikawa et al. (1996) har en omfattande studie gjorts av lämpligheten att utvärdera hållfasthet hos pelarstabilisering med PS-logging. Ur pelare i fält kärnborrades prover och togs in på laboratorium där våghastigheter mättes varefter de provades med enaxliga tryckförsök. I fält mättes P- och S-våghastigheter med en ej namngiven utrustning. Sambanden mellan tryckhållfasthet och P- och S-våghastigheter visas i Figur 4-7. Diagrammen uppvisar enligt författarna en tendens till högre hastigheter vid högre hållfastheter. Sambanden är dock mestadels svaga (liten lutning) och spridningen är relativt stor. Mätningar av våghastigheter utfördes även på mer homogena laboratorieblandade prover av kaolin respektive torv (Figur 4-8). Sambanden är dock inte starkare än de från de kärnborrade proverna från fälttillverkade pelare.

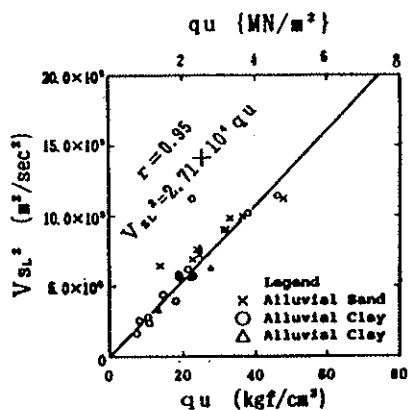


Figur 4-7 Samband mellan tryckhållfasthet och vågutbredningshastighet för kärnborrade prover från pelare i fält (Nishikawa et al. 1996).



Figur 4-8 Samband mellan tryckhållfasthet och vågutbredningshastighet för laboratorietillverkade prover av kaolin och torv med olika mängd cement (Nishikawa et al. 1996).

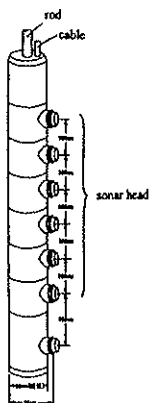
I ett annat projekt (Hiraide et al. 1996) erhöles fina samband mellan skjuvvågshastighet och tryckhållfasthet (Figur 4-9). Längden på sonden som användes var 7,9 m vilket gör att den i det utförandet inte är lämplig för kalkcementpelare med längder på 10-15 m. Det framgår inte av i något av fallen ovan om man borrar hål i pelarna eller installerat foderrör. Relativt god överensstämmelse mellan skjuvvågshastighet och tryckhållfasthet har även rapporterats av Unami & Shima (1996).



Figur 4-9 Samband mellan tryckhållfasthet och skjuvvågshastigheten i kvadrat för kärnborrade prover från pelare i fält (Hiraide et al. 1996).

En metod för stötvågsmätning kallad Pulse Echo Method har provats av Toshiyoshi et al. (2000) på kalkcementpelare tillverkade med våt metod och med hållfastheter på ca 2-20 MPa. Metoden som enbart bygger på kompressionsvågens utbredningshastighet användes främst för att bestämma längden hos pelarna. Längden kan dock bara bestämmas om pelaren är sammanhängande. Annars bestäms längden bara ned till pelarens första avbrott. Ett samband togs fram mellan tryckhållfasthet och skjuvvågshastighet. Sambandet var svagt då en hastighet på t.ex. 2700 m/s kunde innebära en hållfasthet på 1-8 MPa. Metoden kunde användas ned till en hållfasthet på ca 1 MPa då hastigheten var ca 1500 m/s.

Enligt Tamura (1996) pågår även arbete med att konstruera en vridbar sond som enbart bygger på reflekterade kompressionsvågor med vilken man ska kunna bestämma dimensioner på kalkcementpelare och jetpelare m.m. (Figur 4-10).

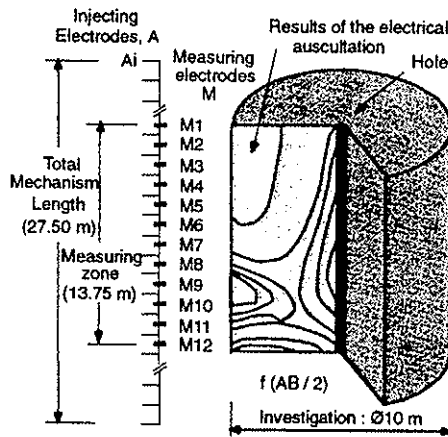


Figur 4-10 Tänkt sond för bestämning av förstärkningens utbredning utifrån reflekterade kompressionsvågor (Tamura 1996).

4.2 Resistivitetmätning

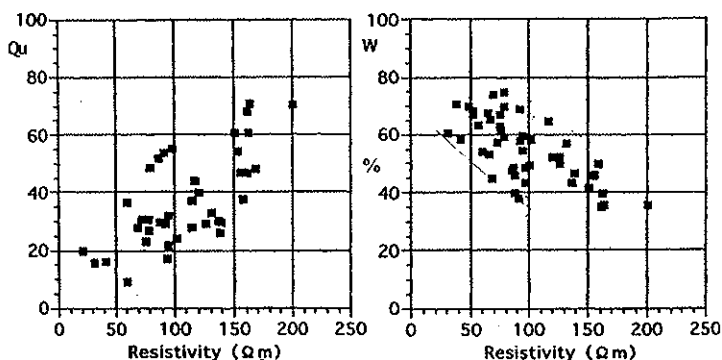
Genom att sända ut en ström i marken och mäta det elektriska motståndet eller resistiviteten kan man få en tvådimensionell bild av markens struktur utifrån de elektriska egenskaperna.

Egenskaper som har stor inverkan på resistiviteten är porositeten, vattenmättnadsgraden, ledningsförmågan hos porvattnet och i mindre utsträckning materialkornens ledningsförmåga. För undersökning av resistivitetsvariation med djupet i marken är det lämpligt med metoder där elektroder placeras på markytan med uppställning enligt exempelvis Wenner eller Schlumberger (Bodare 1999). För mer lokal mätning av resistiviteten med en högre upplösning finns sonder för mätning i borrhål (Figur 4-11). Ett fåtal försök utförda i Japan finns publicerade där resistivitetmätning utförts med borrhålsmetoder i injekterad jord och jetpelare i mestadels sand och silt (Imamura et al. 1996; Komine & Nishi 1996; Tarumi et al. 1996). Man har även provat med resistivitetmätning i injekteringsverktyget för momentan mätning av injekteringsförloppet (Fujisawa & Kuwabara 1996).



Figur 4-11 Princip för tomografisk mätning av resistivitet kring borrhål (Gouvenot 1996).

Man har funnit att utsträckningen av jordförstärkningen går att bestämma relativt bra om skillnaden i resistivitet mellan injekteringsmedlet (vattenglas, cement) och den naturliga jorden är minst 1/10 (Komine & Nishi 1996). Användning i närheten av saltvatten är alltså utesluten. Sambandet mellan resistivitet och vattenkvot är välkänt men man har även funnit ett samband mellan resistiviteten och tryckhållfastheten hos kärnborrade prover från fält, se Figur 4-12.



Figur 4-12 Samband mellan resistivitet och tryckhållfasthet från kärnborrade prover från cementinjekterad sand och silt (Imamura et al. 1996).

Möjligheten att använda metoden i samband med kalkcementpelare är svårt att uttala sig om då fysikaliska studier på kalkcement-materialets elektriska egenskaper inte har utförts. Utbredningen av pelaren borde gå att tolka som ett område med lägre vattenkvot. Om hållfastheten hos kalkcementförstärkt jord har ett samband med vattenkvoten borde det även vara möjligt att grovt uppskatta hållfasthet med metoden.

4.3 Valda kontrollmetoder för studier i fält

4.3.1 Allmänt

I projektet har ett antal metoder valts ut i samråd med referensgruppen för studier i fält. De befintliga metoderna *traditionell* respektive *omvänd pelarsondering* har valts ut med avsikten att studera tillförlitligheten hos dessa och eventuella skillnader i resultat mellan metoderna. Detsamma gäller *pelarvingsonden* som används i Finland men endast provats vid enstaka tillfällen i Sverige.

Några metoder som är under utveckling har valts ut för att bedöma deras tillämpbarhet och möjligheter att bättre bestämma vissa av pelarnas egenskaper. *Minison*d har valts för att bedöma dess möjlighet att bestämma främst pelarmaterialets modul, vilket inte kan bestämmas idag, men även skjuvhållfastheten, mätt i en större skala än med dagens metoder. *KTH-sonden* har tagits fram för att studera möjligheten att bättre bestämma pelarnas skjuvhållfasthet, speciellt vid höga hållfastheter. Avsikten är även att bestämma hållfastheten i en större skala än med den traditionella pelarsonden. Utöver dessa har några försök med att ta upp ostörda materialprover med hjälp av en *Hollow Stem Auger* med kontinuerlig provtagare utförts. För att kunna använda Minisonden, som är en borrhålls-sond, krävs rena, raka borrhål i centrum av pelarna. En borrhålls-sond, *kontinuerlig auger*, provades för detta ändamål.

Av praktiska skäl kan enbart ett fåtal metoder provas vid en studie. Att en viss metod inte är utvald innebär inte att den är olämplig. Dock har vissa metoder

valts bort av den anledningen. Viktsondering samt spetstryckssondering eller CPT har inte tagits med beroende på att metoden kontrollerar en mycket liten del av tvärsnittet och därför inte är lämplig i ett heterogent material som kalkcementpelare. Det konstaterades bl.a. i Boman et al. (1979).

En del metoder, såsom Pressometerförsök och kärnborrning, har använts vid ett antal tidigare försök och erfarenheter från dessa finns rapporterade. Vidare har inte belastningsförsök av hela pelare tagits med, främst av ekonomiska skäl.

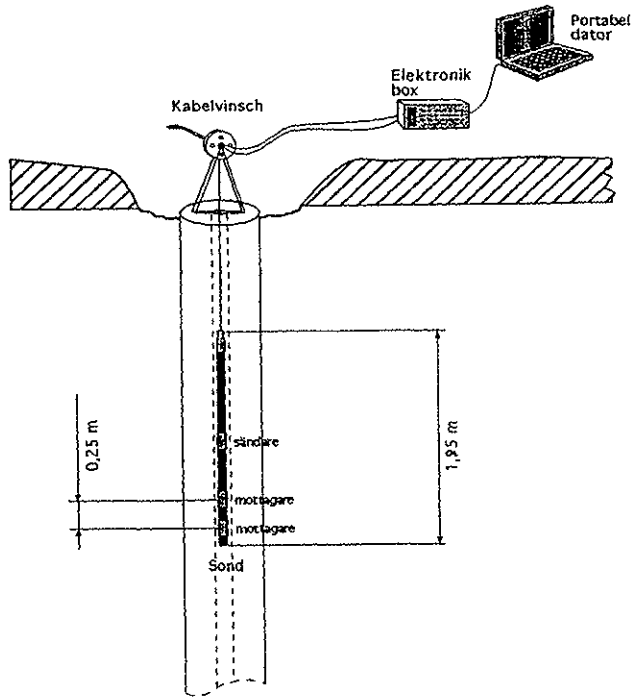
4.3.2 Minisonde

En seismisk borrhålssonde med arbetsnamnet ”Minisonde” har valts ut för att testa möjligheten att bestämma skjuvmodulen och uppskatta hållfastheten hos kalkcementpelare i en större skala. Mätningen kräver ett hål i centrum av pelaren på ca 60-75 mm, se Figur 4-13. Mätning sker samtidigt som sonden långsamt vinschas upp eller ned i det vattenfyllda borrhålet. De genomsnittliga egenskaperna bestäms inom ett intervall av ca 0,75 cm.

Sonden är en prototyp med samma princip som de japanska sönerna (Avsnitt 4.1) och mäter utbredningshastigheten hos kompressions- och skjuvvågor. Den är en förkortad och ombyggd version av den ungerska sonden KAS-2-43 som används för mätningar i bergborrhål (Okko 1996). Den första prototypen till Minisonden togs fram i ett tidigare projekt (Gereben 1995a). Utprovning har hittills utförts i bl.a. sand och gips-pelare i Ungern. Provmätningar i kalkcementpelare har även utförts i samband med en provbank i Norrala (Gereben 1995b och Larsson 1999).

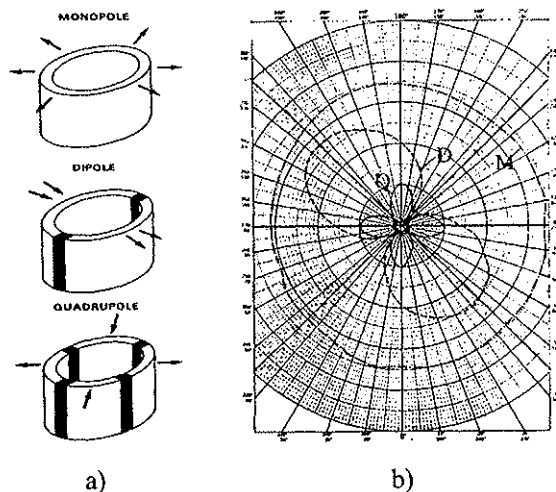
Sonden är konstruerad med en sändardel och två mottagardelar som utgörs av ringformade piezokeramiska element av mono-typ (Figur 4-14). Elementens placering gör att de främst är känsliga för horisontella impulser. Tanken med att använda piezokeramiska element är att sändare/mottagare inte ska behöva ha fysisk kontakt med borrhålsväggen (Zemanek et al. 1991). Elementen exciterar vågimpulser ca 10 ggr/s med en huvudfrekvens av ca 2000 Hz. Kompressionsvågor som passerar vattenspalten i borrhålet, sänds ut radiellt i pelaren och sekundära skjuvvågor breder ut sig i axiell riktning. Genom att sonden har två mottagare med känt avstånd kan tidsdifferensen och därmed hastigheten hos de registrerade vågorna bestämmas. Kompressions- och skjuvvågor kan skiljas åt genom frekvensanalys och filtrering.

Våglängden, $\lambda=c_s/f$, där c_s =skjuvvågshastigheten och f =frekvensen. Med en skjuvvågshastighet på ca 300 m/s och en frekvens på ca 1000 Hz ger en våglängd på 0,30 m. Inträngningsdjupet för skjuvvågor från borrhålet kan grovt uppskattas som 1/3 – 1/2 skjuvvågornas våglängd vilket skulle innebära ett inträngningsdjup på 0,10-0,15 m. Kompressionsvågorna kan, beroende på materialets dämpning m.m., gå i pelaren ut till dess periferi och reflekteras. Den undersökta volymen kan alltså m.a.p. kompressionsvågor sägas vara större delen av ett pelarsegment med ca 75 cm längd.



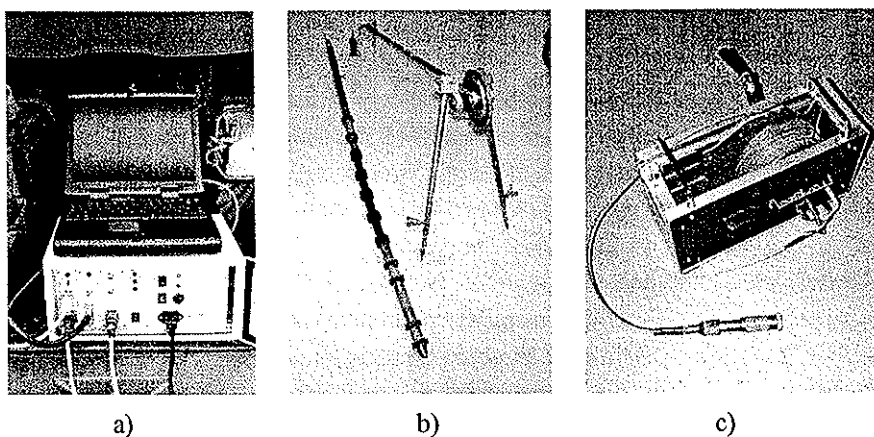
Figur 4-13 Princip för mätning med den seismiska sonden "Minisond" i kalkcementpelare (Gereben 1996).

I föreliggande projekt har den första prototypen modifierats efter erfarenheterna från mätningarna i Norrala. Borrhålen utförda med jb-sondering var inte tillräckligt rena och jämna för att få ned sonden och få en bra överföring av signalerna. Därför provades en annan borrarbete, se Avsnitt 7.1. Vidare var signalerna mycket svaga och överhöringen mellan sändare och mottagare (signal/brus-förhållandet) för stor. Sändardelen modifierades därför med ytterligare ett piezokeramiskt element (3 st) så att uteffekten ökade med ca 50 %. En ny sammanlänkning mellan sändare och mottagare konstruerades av mjuk gummislang fylld med akustiskt dämpmaterial och spiraliserade sladdar. Vidare byggdes en ny, kraftigare signalförstärkare in i sonden.



Figur 4-14 a) Olika typer av piezokeramiska element (Chen och Eriksen 1991).
 b) Radiellt vågmönster och amplituder för de tre typerna av vågkällor (Chen 1989).

Mätutrustningen består av sonden, en manuell vinsch, ett stativ med mät hjul för djupregistrering samt en kopplingsbox med strömförsörjning till sonden och a/d-omvandlare för sondens och djupmätningens signaler (Figur 4-15).



Figur 4-15 Utrustning för Minisondmätning, a) dator och kopplingsbox b) sond och stativ med mät hjul c) manuell vinsch med signal- och strömkabel till sonden.

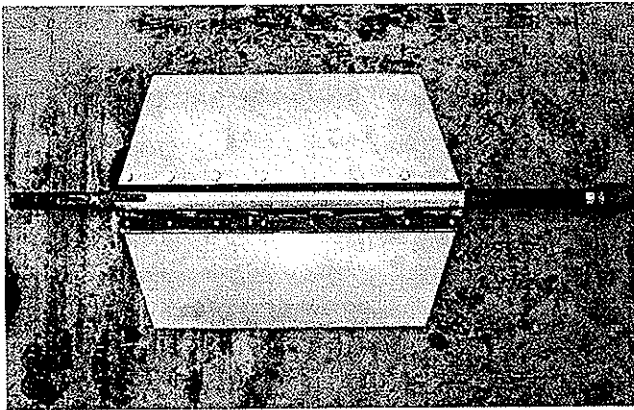
Vid sondering samlas mätdata in i en bärbar dator i ett enkelt Dos-baserat insamlingsprogram där även förstärkningseffekt m.m. ställs in. Bearbetning och tolkning sker sedan i ett Windowsbaserat program. Vid utvärderingen kan störningar etc. filtreras bort och frekvensanalyser göras. Resultatet kan fås som vågutbredningshastigheter, skjuvmodul eller elasticitetsmodul. Skjuvhållfastheten kan även uppskattas med kännedom om sambandet med vågutbredningshastigheten för materialet. Utvärdering kan

utföras under tak i fält. Vid fältarbetena användes ett elverk med 220 V för att driva dator och sondutrustning men bilbatterier kan också användas.

4.3.3 KTH-sond

För att få ett genomsnittligt värde på hållfastheten inom ett större intervall hos kalkcementpelarna tillverkades en sond av samma typ som Broms idé "vingsond" (Boman 1979) men större. Höjden av sondens vinge ska svara mot höjden av ett tänkt skjuvbrott vid axiellt belastade pelare (0,6-0,8 m) En prototyp tillverkades med två stålplåtar som vingar och en höjd på ca 50 cm. Därefter tillverkades 2 st prototyper med vingstorlek (b×h) 40×55 resp. 50×55 cm vilket ger arean 0,4 resp. 0,5 m². De senare konstruerades med vingar av rostfri plåt med tjockleken 3 mm, 44 mm sonderingsstång med $\phi 50$ mm spets och ca 30 cm lång styvspets. Sonden borde egentligen täcka en större del av pelarens bredd och ha 3 vingar istället för 2 för att bättre styra i centrum av pelaren. För att inte riskera att överskrida sonderingsbandvagnens tryckkapacitet valdes dock två vingar vid försöken.

Sondering utfördes enligt rekommendationer för *traditionell pelarsondering* (KPS) men skulle även kunna utföras med omvänt sonderingsförfarande och förinstallerad sond. Båda sonderna försågs med glappkoppling för uppskattning av mantelmotstånd. När sondering utförts till botten drogs sonderingsstången upp ca 0,25 m. Vid nedtryckning erhöles sedan motståndet från sonderingsstång + spets.



Figur 4-16 KTH-sond, prototyp försedd med två utbytbara vingar och glappkoppling för uppskattning av stångfriktion.

Utvärderingsmetodik är inte färdigutarbetad men antar man att materialet utgörs av kohesionsmaterial och sondens "spetsmotstånd" försummas kan skjuvhållfastheten förenklat anses vara omvänt proportionell mot sondens area enligt

$$\tau_f = \frac{P_n}{a \cdot A} \quad (11)$$

där P_n = nettokraften mot sondens vingar

A = sondens totala area

a = vidhäftningsfaktor, andel av materialets totala skjuvhållfasthet som mobiliseras mot bladen

Faktorn a bör bestämmas genom laboratorieförsök men en uppfattning om dess storlek kan fås genom fältförsök (se Avsnitt 7.2).

4.3.4 Pelarvingsond

Pelarvingsonden finns beskriven i Avsnitt 3.1.3. Pelarvingsonden togs med för att utvärdera om den kan mäta pelarens skjuvhållfasthet noggrannare än pelarsonderna. Den pelarvingsond som användes tillverkades enligt Viatek (1997) med sonderingsstång ϕ 36 mm och utan glappkoppling. För skjuvningen användes en större momentnyckel med kapacitet upp till 360 Nm vilket motsvarar en skjuvhållfasthet på 125 kPa. Det bedömdes räcka då den dimensionerande hållfastheten var 50 kPa. Något eldrivet instrument med så stor kapacitet fanns inte att tillgå.

4.3.5 Traditionell pelarsondering

Traditionell pelarsondering finns beskriven i Avsnitt 3.1.1. Traditionell pelarsondering utfördes dels för att kunna jämföra de andra sonderna med en känd metod, dels för att ”kalibrera” sondens utvärderingssätt mot laboratorieresultat.

Den traditionella pelarsonderingen utfördes enligt vägledningen (Carlsten & Ekström 1995) med skillnaden att böjstyvare 44 mm sonderingsstänger och en glappkoppling för utvärdering av stängernas mantelmotstånd användes. En sond med bredden 500 mm användes i 600-pelare och 600 mm i 800-pelare. Båda sonderna hade en tjocklek av 15 mm.

4.3.6 Omvänd pelarsondering, förinstallerad (FOPS)

Omvänd pelarsondering finns beskriven i Avsnitt 3.1.2. Omvänd pelarsondering togs med främst för att på ett vetenskapligt sätt kunna utvärdera om den visar samma resultat som den traditionella pelarsonden. Även den omvända sonderingen utfördes enligt vägledningen. Vingen som användes var 500 x 15 mm. Efter ca en vecka efterdrogs sonderarna ett par dm med grävmaskin för att hindra vajern från att brinna fast. Sonderarna installerades ca 1 m under pelarens botten för att möjliggöra utvärdering av vajerns mantelmotstånd.

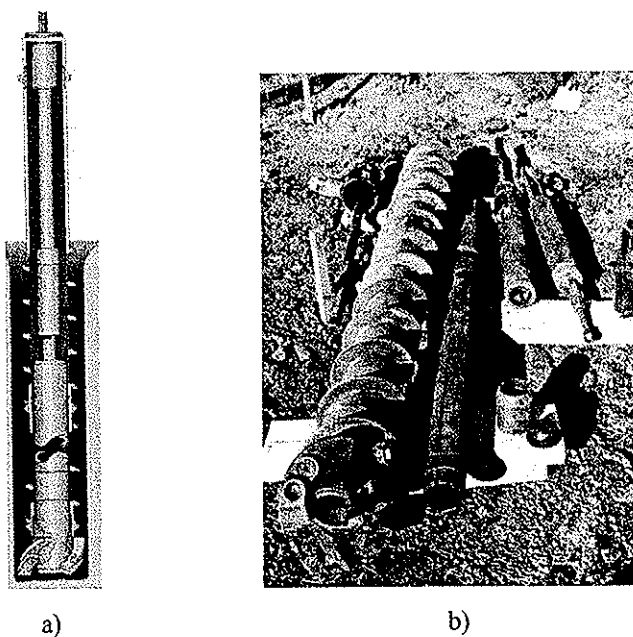
4.3.7 Provtagning med Hollow Stem Auger

Avsikten med Hollow Stem Auger var att kunna ta upp relativt ostörda materialprover från kalkcementpelare utan vattenspolning. Hollow stem auger är en typ av foderrörborring som introducerades redan 1954 i USA (Foremost Mobile 1997). Under borringen fungerar den yttre delen, med den kontinuerliga skruven, som ett foderrör och man när som helst under borringen stanna och komma åt materialet framför borrhuvudet. Borrhuvud, skär och provtagare finns med en mängd olika utformningar för användning i

alla typer av material från lös lera till morän och mjuk kalksten. Inne i centrumstången kan även en borrhkrona monteras om så behövs. Boringen kan utföras ned till djup på 90 m och kan användas med en vanlig sonderingsbandvagn (Foremost Mobile 1997). Metoden används ofta utomlands för montering av porttryckspetsar, stag och ankare, olika givare för miljöändamål samt för olika typer av provtagning. Eftersom boringen sker utan vattenspolning kan prover tas utan att förutsättningarna ändras eller material spolas bort.

Normalt vid boring i fastare kohesionsmaterial formar sig materialet till ett delvis stort "kärnprov" som kan tas upp. Vill man ha prover som är mindre störda används en invändig provtagare i centrumröret. Provtagaren stansar ut provet samtidigt som det friborras av det yttre borrhuvudet. Provtagare finns hela eller längsdelade och kan användas både med och utan plastfoder. En mängd olika justeringsmöjligheter finns, bl.a. hur nära provtagaren borrhkären ska friborra och hur långt framför eller bakom borrhuvudet provtagaren skall vara. Vid provtagning ska provtagaren stå stilla medan den yttre delen skruvas ned. Provtagaren hämtas upp och töms medan augern är kvar i marken.

Borr och provtagare finns i en mängd dimensioner. Den aktuella utrustningen har en ytterdiameter på ca 17 cm och en invändig provtagare som ger materialprover med en diameter på 60 mm. En delad provtagare med längden ca 80 cm utan foder användes (Figur 4-17).



Figur 4-17 a) Hollow Stem Auger med invändig provtagare för ostörd provtagning (Foremost Mobile 1997).
b) Provad utrustning med delbar provtagare, ϕ 60 mm (Geomek AB)

5 FÄLT- OCH LABORATORIEFÖRSÖK

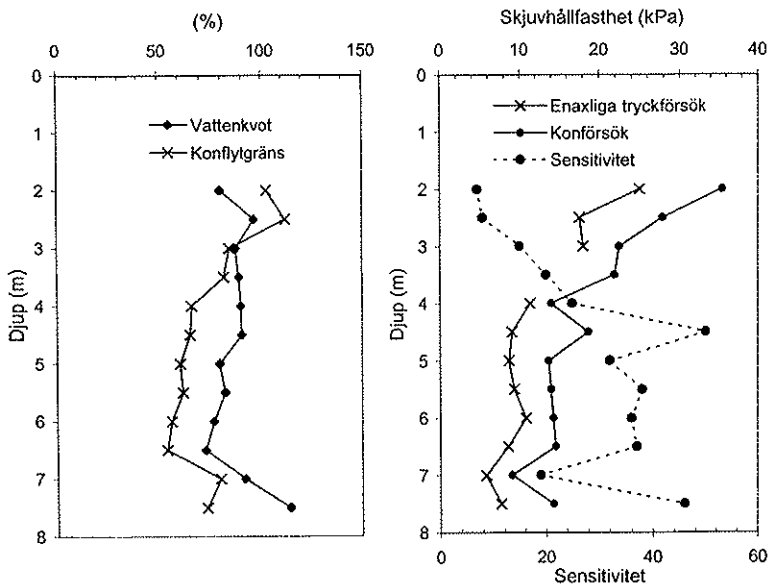
I projektet utfördes fältförsök med utvalda metoder för kvalitetskontroll av kalkcementpelare enligt Avsnitt 4.3. Både förbättrade befintliga metoder och metoder under utveckling ingick. Det huvudsakliga syftet med försöken var att bestämma de befintliga metodernas tillförlitlighet och bedöma tillämpbarheten hos några metoder under utveckling.

Först kontrollerades pelarnas kvalitet in-situ med valda metoder. Därefter lyftes ett 15-tal pelare upp med ett upptagningsrör för att kunna ta materialprover. Enaxliga tryckförsök på hela pelarsegment och mätningar med fältpenetrometer utfördes i fält på de upptagna pelarna. Resultat från sonderingar jämfördes sedan sinsemellan och med egenskaper bestämda i laboratorium.

5.1 Fältförsök

5.1.1 Försökslokal

Fältförsöken utfördes på ett av Svensk Djupstabiliserings provfält vid Gräsnäs, utanför Arboga. Provfältet ligger i anslutning till ombyggnaden av E 18 mellan Arboga och Köping. Jorden på platsen består av lös till mycket lös lera ner till ca 8 m. I vissa skikt är leran sulfidfläckig, vilket är typiskt för Mälardalen. Figur 5-1 visar fördelningen av de viktigaste jordegenskaperna med djupet. I Tabell 5-2 visas samtliga resultat från rutinundersökningarna.



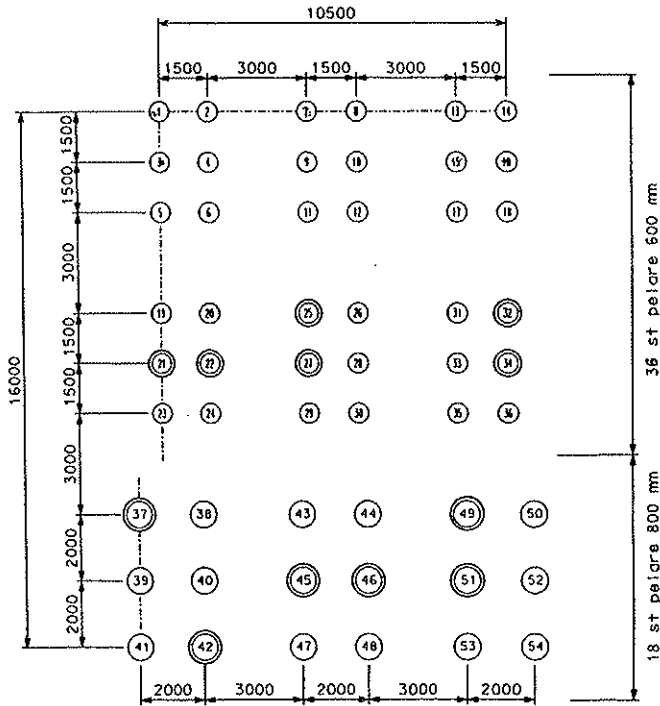
Figur 5-1 Jordegenskaper för försökslokal vid Gräsnäs, Arboga.

Tabell 5-2 Resultat från rutinundersökning på jord från försökslokal, Gräsås.
 Provtagning 980925, laboratorieundersökningar 981007.

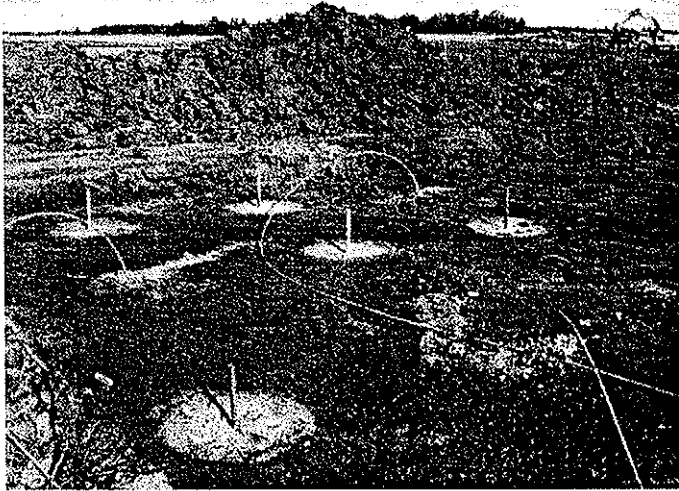
Djup	Benämning	Densitet	Naturlig vattenkvot	Konflyt-gräns	Stöflyt-gräns	Plasticitets-index	Sensitivitets-konförsök	Skjuvhållfasthet, tryckförsök	Skjuvhållfasthet, konförsök (ored.)	Rapiditet enl. Söderblom	Glödningsförlust (red.)
[m]		[t/m ³]	[%]	[%]	[%]	[%]		[kPa]	[kPa]		[%]
2,0	Brungrå lera (inslag av torskorpa)	1,49	79,8	102,8	103,9	62,1	7	25,0	36,5	3-4	-
2,5	Brungrå lera	1,51	96,4	112,3	108,4	74,5	8	17,6	27,9	3	3,5
3,0	Grå lera	1,49	87,1	84,2	85,2	53,5	15	18,1	22,5	-	4,2
3,5	Grå lera	1,54	88,6	81,5	92,3	-	20	-	21,9	5	-
4,0	Grå sulfidfläckig lera	1,49	89,6	65,9	66,2	35,0	25	11,3	14,0	5	1,3
4,5	Grå lera	1,46	90,0	65,3	67,5	38,1	50	9,0	18,7	-	-
5,0	Grå sulfidfläckig lera	1,53	79,4	60,7	60,9	-	32	8,6	13,7	6	-
5,5	Grå sulfidfläckig lera	1,54	82,0	61,9	65,0	34,6	38	9,2	14,0	-	-
6,0	Grå lera	1,56	76,5	56,6	56,8	29,9	36	10,8	14,3	6	0
6,5	Grå varvig lera	1,60	72,4	54,4	53,4	-	37	8,5	14,6	-	-
7,0	Grå varvig lera	1,49	91,5	79,6	74,0	51,7	19	5,7	9,0	-	-
7,5	Grå varvig lera	1,50	114,4	73,1	70,3	42,3	46	7,6	14,3	7	0,1

5.1.2 Provpelare

54 provpelare med diameter 600 och 800 mm tillverkades för fältförsöken (Figur 5-2). Pelarna installerades inom ett litet område för att få så lika geologiska förutsättningar som möjligt. Det ger också förhållandevis realistiska förutsättningar vad gäller temperaturutveckling etc. Pelarna är placerade i nio grupper om 6 pelare i varje. De huvudsakliga försöken utförs som trippelförsök (ett i varje grupp) för både 600 och 800 mm-pelare. Två pelare per grupp är markerade med ring. Dessa är slumpmässigt utvalda för installation av omvänd pelarsond (FOPS).



Figur 5-2 Placering av provpelare. 2 slumpmässigt valda pelare per grupp, markerade med ring, har installerats med omvänd pelarsond (FOPS).



Figur 5-3 Provpelare med överytan framschaktad.

Installationsdata

Kalkcementpelarna i fältförsöken utfördes på samma sätt som produktionspelarna i det närliggande vägprojektet. Detta för att dra nytta av deras erfarenheter av bindemedelsmängd etc. och för att provpelarna skall vara av normal kvalitet. Den tillsatta mängden bindemedel var relativt låg, 82 kg/m, beroende på att pelarna var dimensionerade för enbart 50 kPa i hållfasthet. Bindemedelsmängden motsvarar 23 kg/m för 600-mm pelarna och 41 kg/m för 800-mm pelarna. Samtliga pelare tillverkades med LC Marktekniks pinnborr av standardtyp (Figur 5-4) med en rotationshastighet runt 180 varv/min och en stigning på 20 mm/varv. Bindemedlet var 50% kalk och 50% cement.

Registreringen från tillverkningen visar på relativt små avvikelser i både utmatad mängd per meter pelare och rotationshastighet, se sammanställning i Appendix I. I samtliga pelare utom i några enstaka avsnitt är avvikelserna inom de föreskrivna 10 % per m pelare. Där avvikelser förekommer är den utmatade mängden något större.



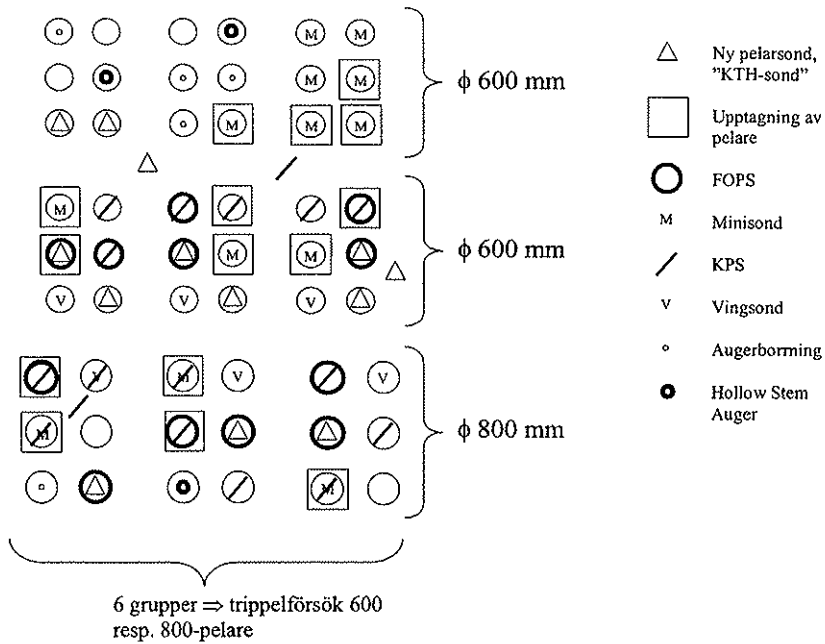
Figur 5-4 Använt blandningsverktyg. Pinnborr av standardtyp (LC Markteknik), diameter 600 resp. 800 mm.

5.1.3 Översikt, försök utförda i fält

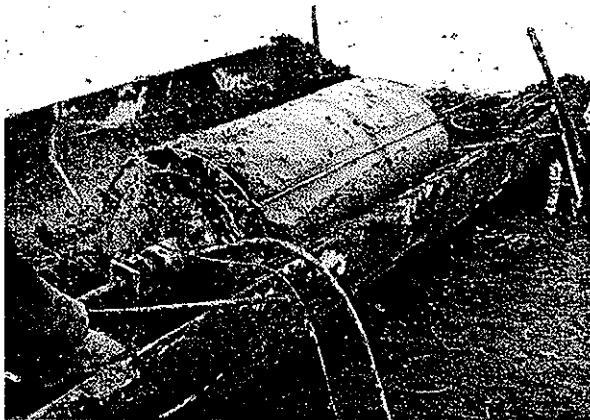
Sonderingar i pelarna utfördes vid två tillfällen, 4 resp. 8 veckor efter tillverkningen. Innan och mellan dessa tillfällen testades och förbereddes utrustningen. Den huvudsakliga provserien utgjordes av sonderingar med *traditionell pelarsond*, *omvänd pelarsond*, *pelarvingssond*, *KTH-sond* och *Minison*d, beskrivna i avsnitt 4.3. Övriga försök utfördes i mindre omfattning. Två olika typer av sondering utfördes i de flesta pelarna för att direkt kunna jämföra resultaten. Inom varje grupp valdes slumpvis vilken kombination av försök som skulle utföras i respektive pelare (Figur 5-5).

Försök utfördes även på de upptagna pelarna. På de pelare som var tillräckligt intakta utfördes mätningar med fältpenetrometer (ϕ 14 mm). Mätningar utfördes dels längs pelarna för att grovt se hållfasthetsfördelningen dels i ett kryssmönster över ett flertal tvärsnitt.

Några hela segment från 600 mm-pelare testades i fält med enaxliga tryckförsök. Utrustningen bestod av två ändplattor i stål och ett dragstag genom pelarsegmentet. Pelaren belastades axiellt via en domkraft på dragstaget och deformationen mättes på tre punkter med enkla extensiometrar (Figur 5-6).



Figur 5-5 Omfattning av sonderingar vid 1:a och 2:a sonderingstillfället samt upptagning av pelare vid fältförsök, Arboga.

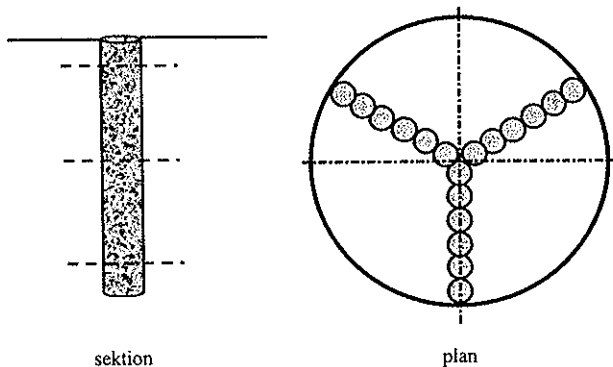


Figur 5-6 Enaxligt tryckförsök i på pelarsegment, ca 600 x 1400 mm.

Omfattande materialprovtagning utfördes med pelarna liggande i upptagningsröret. För en- och treaxliga tryckförsök i laboratorium togs stående bitar ut på ca ($\phi \times h$) 12 x 15 cm. I pelarnas hårdare partier kunde spade, yxa och såg användas medan kniv var lämpligt i de mjukare partierna. I framförallt de djupare partierna var materialet så mjukt och sprött/smuligt att endast ett fåtal bitar kunde tas ut trots stor försiktighet.

Samtliga prover plastades in i polyetenfolie för att hålla fukten samt tåla transport och hantering. De inplastade bitarna lades i plasthinkar med tättslutande lock och förvarades i klimatrum fram till provtryckning. Totalt togs ett 150-tal materialprover på detta sätt.

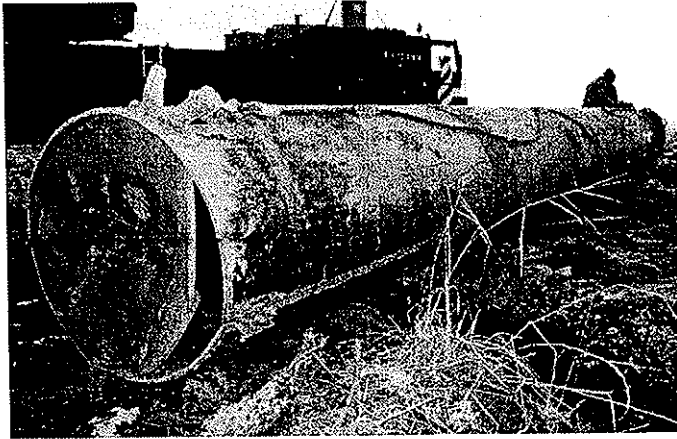
För bestämning av bindemedlets fördelning i pelarna gjordes en gemensam insats mellan detta och ett annat projekt inom Svensk Djupstabilisering som drevs av S. Larsson (Larsson et al. 2000). Även denna provtagning var tvungen att utföras med pelaren i upptagningsröret. Prover togs i tre riktningar över pelarnas tvärsnitt på tre olika djupnivåer i pelarna (Figur 5-7). I studien av Larsson et al. ingick bl.a. att studera inverkan av provskalan varför prover även togs i tre olika storlekar. I föreliggande studie har enbart den lilla provserien utnyttjats för att se hur bindemedelsspridningen skiljer sig mellan olika pelare och med djupet. I pelare med diametern 600 mm hade proverna en diameter på ca 50 mm och i 800-pelarna ca 67 mm. Samtliga hade en vikt på ca 25 g. De förvarades i burkar med tättslutande lock i klimatrum fram till analysen. I den föreliggande studien analyserades bindemedelshalten i ett 200-tal prover.



Figur 5-7 Provtagning för bestämning av bindemedelsspridningen i pelarna.

5.1.4 Upptagning av pelare

Direkt efter andra sonderingstillfället i november -98, ca 8 veckor efter pelarinstallationen, påbörjades upptagning av 14 hela pelare. Upptagningsröret, med diameter ca 0,9 m och längd ca 10 m, lånades från *Projekt Hälsingekusten*. Röret består av en längsdelad ståltub försedd med stängbara klaffar i neränden (Figur 5-8). Upptagaren vibrerades ned över pelaren med hjälp av en vibrator, ABI 625, varefter den lyftes upp med en mobilkran (Figur 5-9).

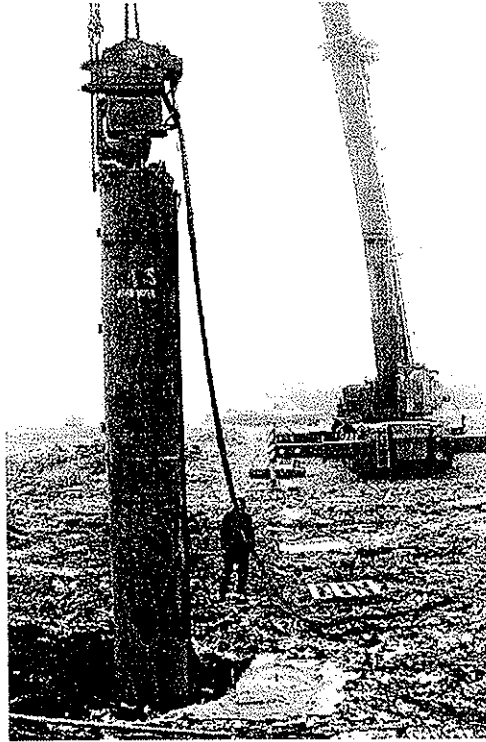


Figur 5-8 Slitsat upptagningsrör med stängningsklaffar.

Röret kompletterades med en tryckluftsledning som mynnade på insidan av röret nedanför klaffarna. Tryckluften kopplades på vid stängning av klaffarna, innan lyftet påbörjades. Vaccumet under pelaren som annars ger en negativ kraft ersattes med ett övertryck vilket minskade den erforderliga lossdragningskraften väsentligt. Möjligen skulle det räcka med enbart luftröret, utan tryckluft inkopplad, för att ersätta vaccumet men tidigare projekt har rapporterat om mycket höga lossdragningskrafter vilket vi ville undvika. Lossdragning skedde i regel samtidigt som stängningen av luckorna med det lilla vaderspelet (max 4 ton). Lyften skedde med det stora spelet kopplat till lyftöglor i röret. Största lasten var 12-13 ton när lufttrycket släppte, strax innan hela röret var uppe.

Vibron gick bra att ansluta med röret liggande på marken med överändan på en liten jordhög. Båda vaderspelen kopplades då fast i vibron som monterades horisontellt. Upptagningen fungerade bra tack vare duktiga maskinförare. Det som orsakade onödigt stor tidsåtgång var öppning och stängning av röret med hjälp av mutterdragare och bultförband. Dessa borde bytas till smidigare lösning med några av bultarna ersatta med koniska styrningar som styr rörhalvornas läge vid stängningen.

Förhoppningen vid arbetets början var att hela antalet pelare skulle tas upp löpande, plastas in och isoleras (frysrisk) och först därefter påbörja provtagning etc. Pelarna var dock alldeles för spröda för att kunna rullas ur upptagningsröret. Ett försök gjordes även med att skjuta in en halvcirkelformad vagga under en sektion av pelaren när den fortfarande låg i upptagningsröret. Inte heller detta klarade pelaren. Således fick all provtagning utföras mycket försiktigt med pelaren liggande i röret. Detta gjorde att



Figur 5-9 Upptagning av kalkcementpelare med upptagningsrör, 0,9 × 10 m.

kapaciteten på upptagningen minskade väsentligt. Vi kunde trots omfattande provtagning ta upp och hantera tre pelare per förlängd dag. En lösning på att ta ur pelaren ur röret med en spontplanka som stöd har också provats vid ett senare projekt (Hansson et al. 2000) utan större framgång. En lämplig lösning kan vara att tillverka ytterligare en eller två rörhalvor som är identiska med upptagningsrörets ena halva. Upptagningsröret öppnas med den utbytbara rörhalvan nedåt och lossas även på gångjärnssidan. Den upptagna pelaren kan då ligga kvar ostörd i rörhalvan för provtagning medan upptagningen fortsätter med en ny rörhalva. På det sättet borde 4-5 pelare kunna tas upp på en dag med samma maskinkostnad som för 2-3 stycken idag.

Röret borde också bättre anpassas till diametern på de pelare som skall tas upp. Det använda röret fungerade bra för de 800 mm-pelare det var avsett för. För 600 mm-pelare var då pelaren omgiven av ett 10-15 cm tjockt lager oförstärkt lera. Luckorna i upptagningsrörets botten slöt inte helt tätt vilket ledde till att den omgivande leran i ett par fall "rann" ur och pelaren sjönk ihop och till viss del krossades.

Längden på de upptagna pelarna minskades också beroende på att pelartoppen måste schaktas fram ett par dm för att synas ordentligt, den övre delen av pelaren (0,2-0,4 m) vibreras sönder av röret innan det börjat sjunka ordentligt samt ca 0,5-0,6 m av pelaren

kapas vid stängning av upptagningsrörets klaffar. Det var bara i enstaka fall som pelaren kunde fås fram intakt i hela sin längd. Det var också svårt att avgöra vilka skador och sprickor som uppkommit genom vibrering/upptagning och vilka som funnits i pelaren från början.



Figur 5-10 Upptagen pelare, 600 mm, intakt.

5.2 Laboratorieförsök

5.2.1 Bestämning av odränerad skjuvhållfasthet

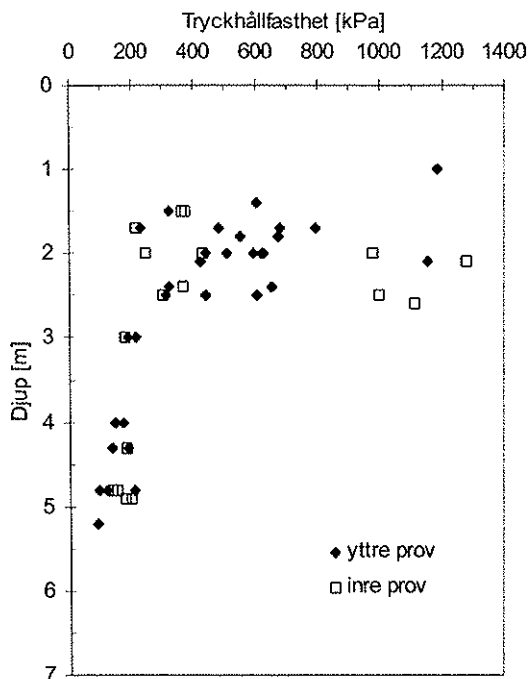
Enaxliga tryckförsök

För att få en typ av referensmetod vid jämförelser mellan olika sonderingsmetoder för pelare i fält bestämdes hållfasthetsegenskaper främst utifrån *enaxliga tryckförsök*. Materialet som tagits in från de upptagna pelarna trimmades först med bandsåg och därefter för hand, i en roterande jigg, ned till prover av standardstorlek för tryckförsök (50 × 100 mm). Proverna belastades med en hastighet av 0,5 mm/min och stålkula användes vid den övre ändplattan för att minska inverkan av icke-parallella ändtytor hos provkroppen.

Resultaten visas i Figur 5-11 som skjuvhållfastheten på det djup under markytan där provet är taget. De två serierna är prover tagna från yttre resp. inre halvan av pelarens radie. Där en skjuvhållfasthet nämns är den utvärderad som halva tryckhållfastheten, under antagande att den inre friktionsvinkeln, $\varphi=0^\circ$, vilket för närvarande (SGF Rapport 4:95) är praxis. I de aktuella försöken var den vanligaste brottypen en skjuvyta med en vinkel på ca 60° (Figur 5-12) utom för bitar med hög hållfasthet där spjälkning (dragbrott) eller tryckbrott vid ändtyorna skedde. En brottyta som lutar 60° mot minsta huvudspänningsriktningen motsvarar teoretiskt en inre friktionsvinkel, $\varphi=30^\circ$.

Det är tveksamt om man ska använda begreppet skjuvhållfasthet i ett så fast material som kalkcementpelare normalt är. De aktuella tryckförsöken visade dock i de flesta fall upp ett skjuvbrott snarare än ett tryck- eller spjälkningsbrott. I den här studien är avsikten att jämföra metoderna utvärderade enligt dagens praxis varför skjuvhållfasthet används vid jämförelser mellan sonderingar och "verkliga" materialegenskaper. Vid jämförelserna anses de enaxliga tryckförsöken som de "verkliga" egenskaperna beroende på att det är de enda direkta egenskaperna som uppmätts samt för att metodiken är välkänd och försöken enkla att utföra. Märk dock att hållfastheten in-situ är betydligt högre då materialet är ett $c-\varphi$ -material. Någon pålitlig metod för bestämning av egenskaperna in-situ att korrelera kontrollmetoderna mot finns inte. Treaxliga tryckförsök skulle beskriva egenskaperna i marken bättre. De är dock ca 10 ggr dyrare och skulle därför inte varit möjliga att utföra i samma omfattning.

Resultaten i Figur 5-11 visar tydligt en högre hållfasthet, 200-1300 kPa, i pelarna ned till knappt 3 m än materialet därunder som ligger mellan 90 och 200 kPa. Man kan inte se någon principiell skillnad i hållfasthet mellan prover tagna från den yttre resp. inre delen av pelarnas radie.

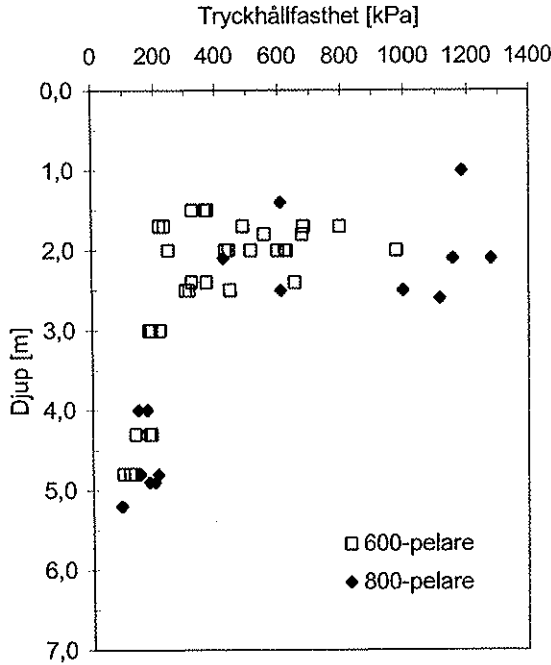


Figur 5-11 Tryckhållfasthet mot provtagningsdjup på material från upptagna proppelare. Försöken är både från 600- och 800-pelare och resultat från yttre och inre prov är åtskilda.



Figur 5-12 Vanlig brotttyp vid enaxliga tryckförsök på bitar från upptagna kalkcementpelare.

Inte heller mellan pelare tillverkade med eller utan omvänd pelarsond (FOPS) installerad, syns någon signifikant skillnad. Antalet prover tagna från pelare med FOPS är dock mycket mindre. Med försöken uppdelade utifrån pelardiametern, 600 eller 800 mm, (Figur 5-13) syns inte heller någon väsentlig skillnad. De fem högst uppmätta hållfastheterna kommer från 800-pelare.



Figur 5-13 Tryckhållfasthet mot provtagningsdjup på material från upptagna provpelare. Resultat från 600- och 800-pelare är åtskilda..

Resultaten visar på ett mycket heterogent material med stor spridning i de övre lagren. I Figur 5-14 visas spridningen i tryckhållfasthet på respektive djupnivå, uttryckt som en variationskoefficient

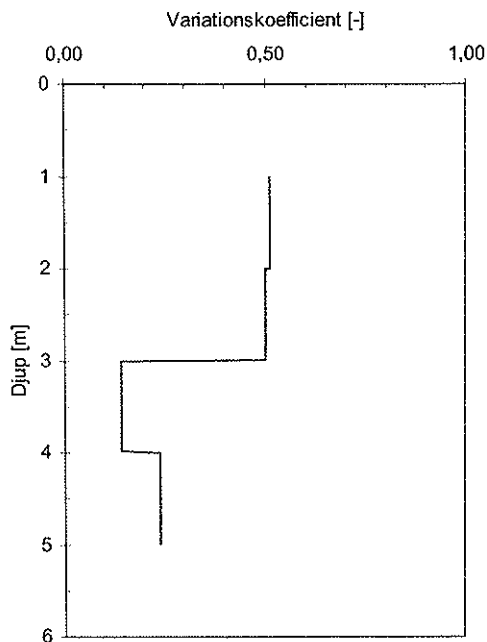
$$V = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (12)$$

där σ = standardavvikelsen

\bar{x} = provens medelvärde

beräknad för varje djupintervall om 1 m. Variationskoefficienten i intervallet 3-4 m är baserad på 6 tryckförsök medan den i de övriga intervallen är baserad på 10-20 försök.

Spridningen är betydligt större i de övre delarna än i de undre. Variationskoefficienten ned till 3 m djup ligger runt 0,5 vilket är högt. Under 3 m ligger den mellan 0,1 och 0,3 vilket bör vara relativt lågt för ett kemiskt stabiliserat material. Omine et al. (1998) menar att variationskoefficienten hos in-situblandad jord normalt ligger mellan 0,2 och 0,3. Larsson (2000) visar dock i en sammanställning av ett flertal studier, de flesta japanska, hur variationskoefficienten varierar mellan ca 0,15 och 0,60 vid tryckförsök på material från pelare i fält.

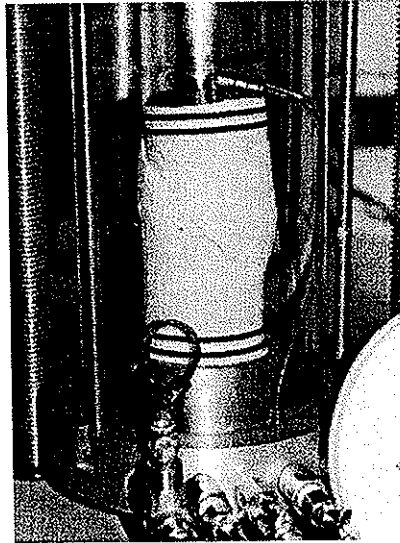


Figur 5-14 Spridningen i tryckhållfasthet hos pelarmaterialet, uttryckt som variationskoefficient beräknat per intervall om 1 m.

Antalet utförda försök är mindre på djupet på grund av att materialet där var mycket sprött och smuligt och i de flesta fall omöjligt att ta ut prover av. Det gör att redan själva provtagningen medför en skev bild av hållfasthetens fördelning. Fördelningskurvan och därmed medelvärdet förskjuts mot högre hållfastheter, då de lägre inte kommer med. Å andra sidan kan provkropparna vara mer eller mindre störda och därför uppvisa lägre hållfasthet än den verkliga. Man kan ibland även se hur brottet söker sig fram i lager med mycket bindemedel där materialet är smuligt (låg kohesion) och därför gå till brott tidigare än om det vore mer homogent. Sålunda kan man inte ens med omfattande provtagning och labförsök få en riktig bild av materialegenskaperna i fält.

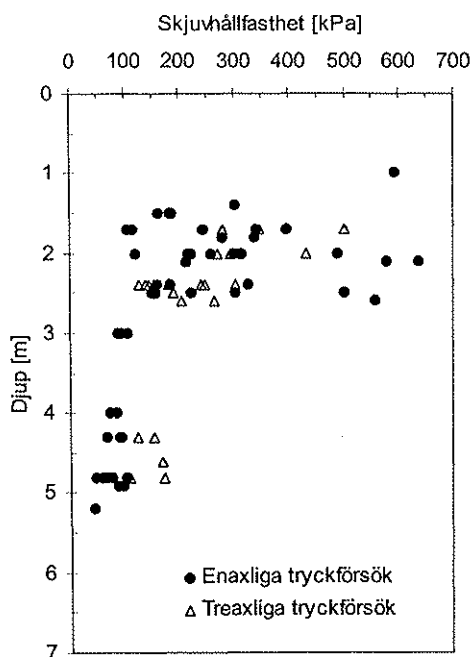
Treaxliga tryckförsök

För att mycket förenklat simulera hur materialet beter sig under en pålagd bank på ca 2,0 m utfördes några treaxliga odränerade tryckförsök som fått konsolidera isotropt i ca 8 h. Proverna var inte fullständigt vattenmättade, vilket de inte är i fält, varför inte några portryck gick att uppmäta i försöken. Den typiska brottfiguren var en skjuvyta med ca 45-50° vinkel mot minsta huvudspänningsriktningen (Figur 5-15).



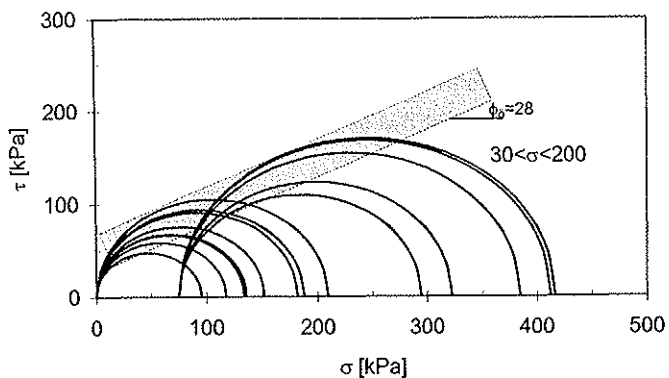
Figur 5-15 Typisk brottfigur vid treaxliga tryckförsök på pelarmaterialet.

Resultaten i Figur 5-16 visar ner till 3 m djup ingen skillnad i skjuvhållfasthet vid jämförelse med enaxliga tryckförsök. Den stora spridningen överskuggar förmodligen eventuella skillnader. På 4-5 m djup, i det mindre fasta materialet, är skjuvhållfastheten vid treaxliga försök nästan den dubbla mot vid enaxliga. Det kan dels bero på att materialet hunnit konsolidera något för den högre spänningen men bör främst bero på materialets inre friktionsvinkel. Resultaten i Figur 5-17 indikerar en genomsnittlig inre friktionsvinkel på ca 28° vilket är relativt lågt jämfört med Broms (2000 a) sammanställning som visar att den odränerade friktionsvinkeln i kalkcementpelare enligt ett flertal studier varierar mellan 30 och 45°.

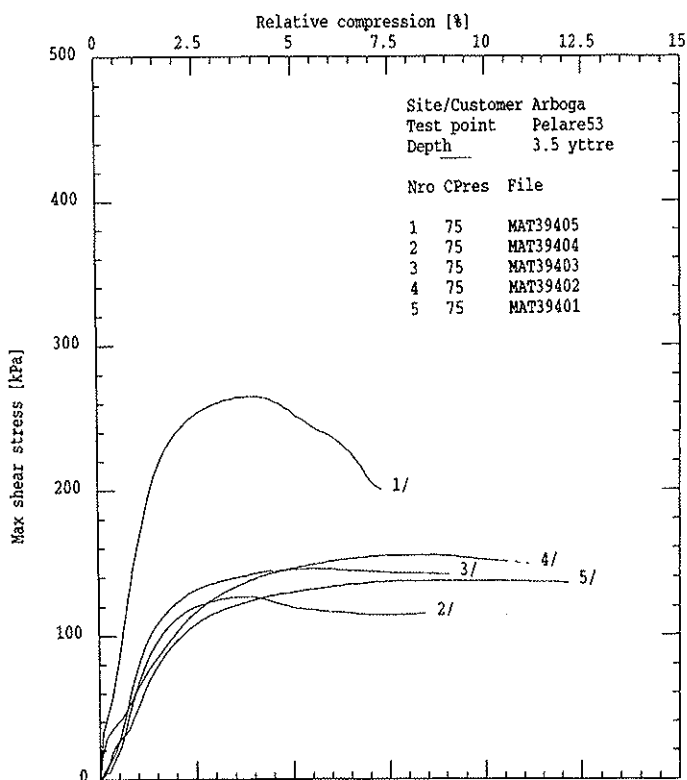


Figur 5-16 Skjuvhållfasthet utvärderad från en- och treaxliga tryckförsök (ϕ 50 mm) på material från upptagna kalkcementpelare.

Spännings-töjningsdiagrammen från de treaxliga tryckförsöken (Figur 5-18, Appendix 9) visar att materialet har en residualhållfasthet på mellan ca 50 och 100 % av maxvärdet vid en deformation på ca 10 %. De högsta värdena uppkommer vid tryckhållfastheter mindre än ca 150 kPa.



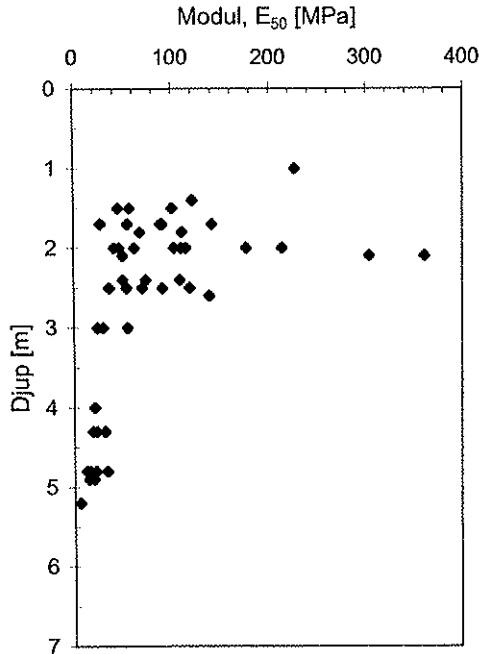
Figur 5-17 En- och treaxliga tryckförsök från 4-5 m djup uppritade som Mohrs spänningscirklar.



Figur 5-18 Exempel på spännings-töjnings samband från treaxliga tryckförsök. Pelare 53, 3,5-4 m djup.

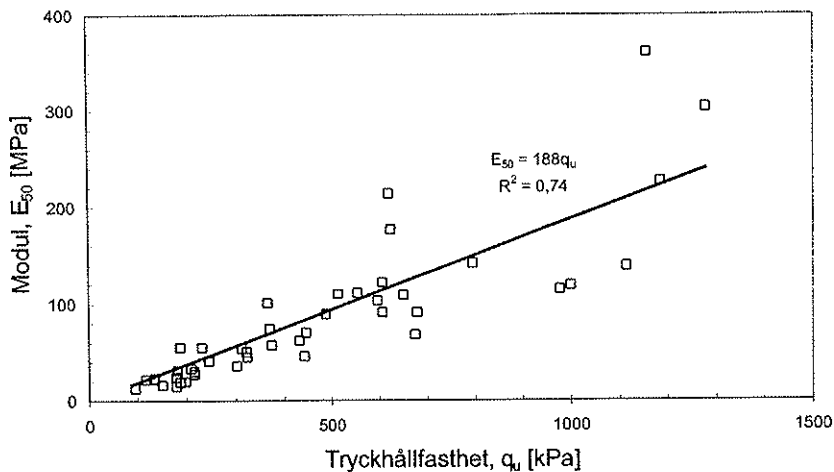
5.2.2 Modul och brottdeformation

Materialet har i de djupare partierna en elasticitetsmodul, E_{50} , utvärderad vid halva brottöjningen, på mellan 3 och 18 MPa medan de fastare, övre partierna, ligger mellan 15 och 150 MPa med enstaka värden på upp till 360 MPa (Figur 5-19).



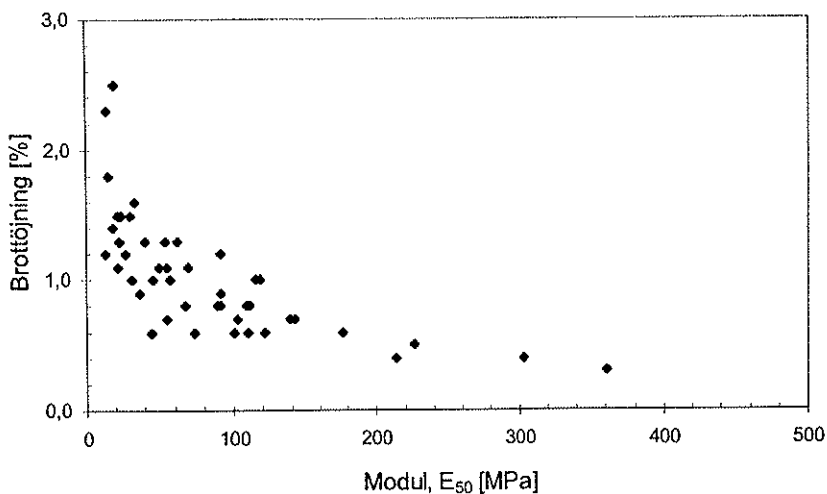
Figur 5-19 Samband mellan E_{50} -modul och provtagningsdjup.

Sambandet mellan E_{50} -modulen och tryckhållfastheten, q_u , (Figur 5-20) är ungefär $E_{50}=190q_u$ vilket motsvarar $E_{50}=380c_u$. Motsvarande storleksordning har bland annat Björkman och Ryding (1996) fått för kalkcementpelare från Norrala. Enligt vägledningen (Carlsten & Ekström 1995) kan $E_{50}=200c_u$ anses gälla vid dimensionering av kalkcementpelare. Försöken visar att man i fält kan få betydligt högre moduler än man räknar med vid dimensioneringen. Resultatet av detta är bland annat att beräknad sättning är mycket större än den verkliga. Det kan därför vara svårt att räkna hem en förstärkning med kalkcementpelare där sättningen är kritisk.

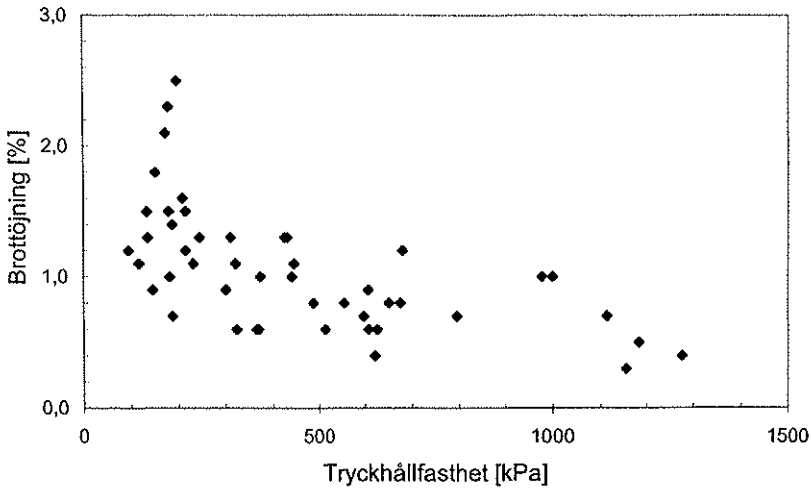


Figur 5-20 Samband mellan E_{50} -modul och tryckhållfasthet vid enaxliga tryckförsök på pelarmaterialet.

Deformationen vid brott för de enaxliga tryckförsöken är mellan 0,3 och 2,5 % (Figur 5-22) med ett medelvärde på låga 1,1 %. För de treaxliga försöken varierar brottdeformationen mellan ca 1 och 12 % med ett medelvärde på 4,8 %.



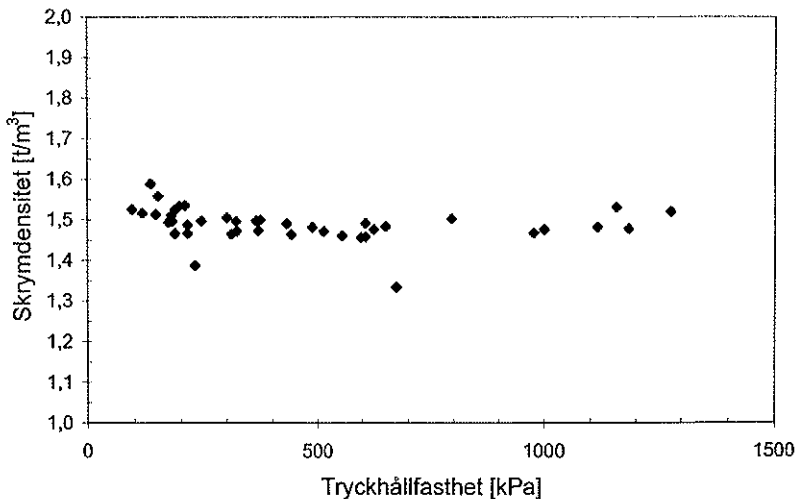
Figur 5-21 Samband mellan brottöjning och E_{50} -modul från enaxliga tryckförsök på pelarmaterialet.



Figur 5-22 Samband mellan brottöjning och tryckhållfasthet från enaxliga tryckförsök på pelarmaterialet.

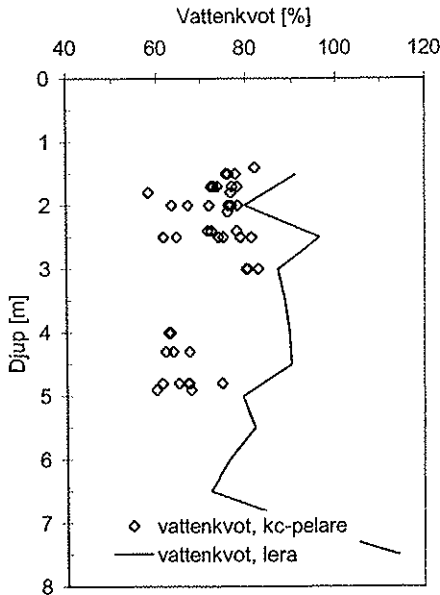
5.2.3 Densitet och vattenkvot

Skrymdensiteten hos pelarmaterialet beräknades genom mätning och vägning av de noggrant handtrimmade provkropparna innan de utsattes för tryckförsök. Figur 5-23 visar att densiteten är ungefär konstant, oberoende av materialets hållfasthetsnivå. Medelvärdet av densiteten är ca $1,5 \text{ t/m}^3$ vilket är mycket nära den naturliga lerans medelvärde.



Figur 5-23 Samband mellan densitet och tryckhållfasthet för pelarmaterialet.

Efter provtryckning torkades proverna och vattenkvoten bestämdes. Vattenkvoten i det förstärkta materialet jämfört med lerans naturliga vattenkvot visas i Figur 5-24. I genomsnitt minskade vattenkvoten i proverna med 15 %.



Figur 5-24 Vattenkvot i prover tagna från pelare i fält jämfört med lerans naturliga vattenkvot.

5.2.4 Bindemedelshalt

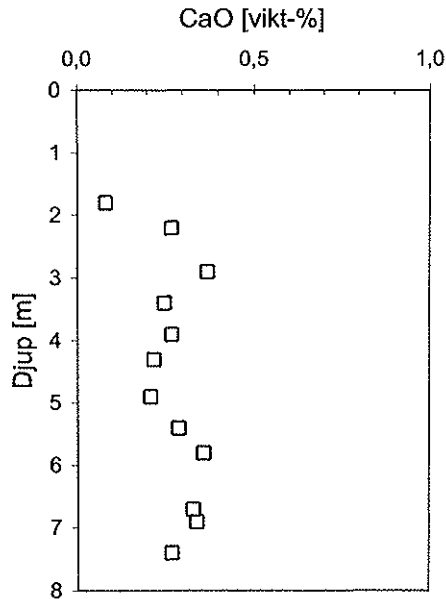
Analys

Bindemedelshalten i proverna tagna från de upptagna pelarna analyserades med hjälp av OES-ICP (Atomemissionsspektroskopi med induktivt kopplad plasma) där kalciumjonkoncentrationen (Ca^{2+}) bestämdes. Efter vattenkvotsbestämning enligt SS 02 71 16 pulvriserades och homogeniserades hela provet innan en liten mängd togs för själva analysen. Provet löstes därefter upp i saltsyra så att samtliga kalciumjoner från det tillförda bindemedlet och de som ingick i jorden från början frigjordes. Den analyserade kalciumjonkoncentrationen räknades därefter om till CaO-halt utifrån molmassorna. Den nominella mängden bindemedel i provpelarna, 82 kg/m^3 , motsvarar en CaO-halt på ca 7 % omräknat enligt Tränk & Johnsson (1997). Provingen ger främst en bild av den relativa spridningen av bindemedel i radiell led. Det är riskabelt att göra uppskattningar av den totala mängden bindemedel i pelaren då proven representerar olika stora areor och den initiella CaO-halten i kalk/cement-blandningen är osäker.

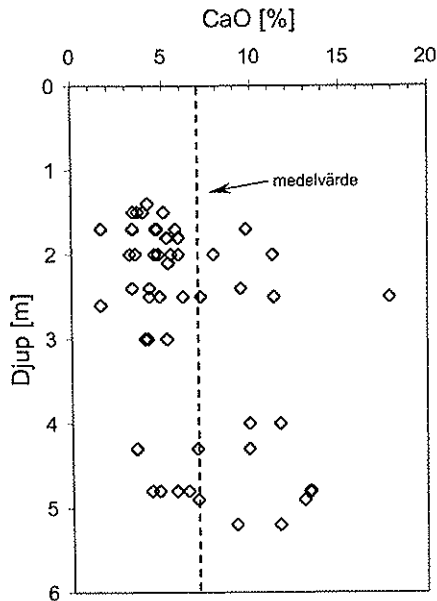
För att uppskatta noggrannheten hos analysmetoden utfördes ett antal trippelförsök. Dessa visar att CaO-halten kan bestämmas med en felmarginal på ca $\pm 0,2$ %-enheter vid halter över 5 %. Bakgrundshalten av kalciumjoner i jorden analyserades till mellan 0,1 och 0,4 % omräknat till CaO-halt (Figur 5-25) varför den kan bortses från vid jämförelser med tillsatt mängd. I Figur 5-27, Figur 5-28 och Figur 5-29 visas analyserade CaO-halter från tvärsnitt tagna på tre olika djup i 600- resp. 800-pelare tillverkade med och utan omvänd pelarsond, FOPS.

I Appendix III visas samband mellan CaO-halt och vattenkvot medan Appendix IV visar samband mellan CaO-halt och tryckhållfasthet för de prover som provtryckts. Varje diagram visar en jämförelse mellan prover tagna från samma pelartvärsnitt, d.v.s. där de naturliga jordegenskaperna, som vattenkvot etc. är lika. Diagrammen visar att det inte finns något entydigt samband mellan CaO-halt och vattenkvot eller tryckhållfasthet i proverna. Flera andra parametrar än de kemiska reaktionerna spelar in såsom pelarens packningsgrad, konsolideringsgrad, randeffekter och provtagningsmetodik (Larsson 2000).

Figur 5-26 visar bindemedelshalten omräknad till CaO-halt i de bitar (ϕ 50 mm) som utsatts för tryckförsök. Spridningen av bindemedelsinnehållet är något mindre på större djup. Variationerna är stora, med halter från nära 0 upp till 18 % vilket ger en variationskoefficient för samtliga prover på 0,53. Medelvärdet, 6,9 %, är dock i samma storleksordning som den avsedda halten bindemedel.



Figur 5-25 Naturlig kalciumjonkoncentration i oförstärkt jord omräknad till ekvivalent CaO-halt.



Figur 5-26 Bindemedelshalt i bitar från kalkcementpelare (ϕ 50 mm), omräknad till CaO-halt.

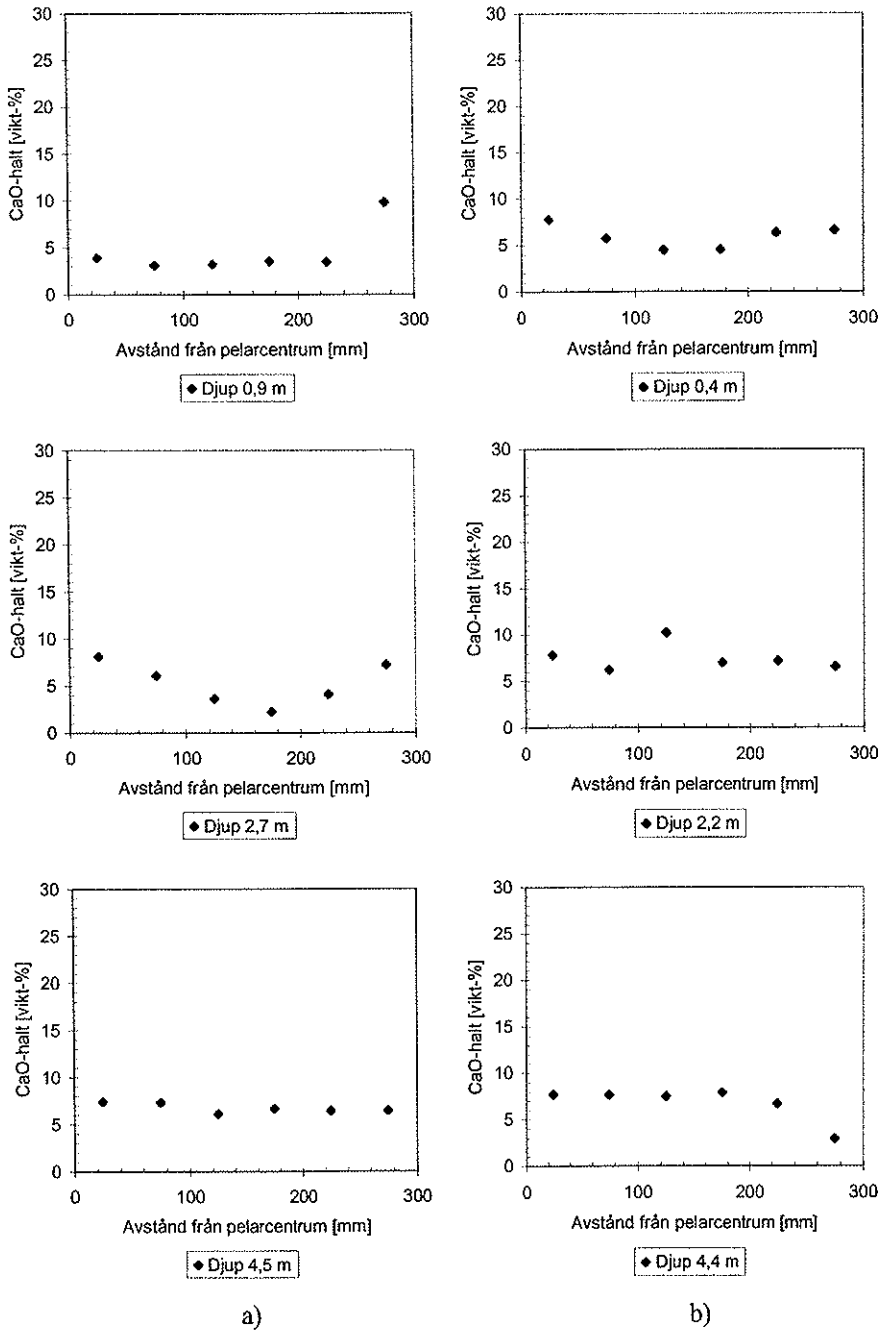
Bindemedelsfördelning i olika typer av pelare

Exempel på fördelningen av bindemedlet över pelarnas tvärsnitt visas i Figur 5-27, Figur 5-28 och Figur 5-29. I Larsson et al. (2000) konstaterades att spridningen av bindemedel var likartad i prover tagna i tre riktningar över pelarnas tvärsnitt. I föreliggande studie ansågs därför prover tagna i enbart en riktning vara representativa. Av analyserna kan man se att fördelningen i de vanliga 600-pelarna är relativt jämn. Trots det kan man konstatera att avvikelser från den nominella halten på ca 7 % är stora, i vissa punkter över 200 % i både vanliga pelare och pelare med FOPS. I pelare där omvänd pelarsond (FOPS) varit installerad är spridningen över tvärsnittet större. I pelarnas inre delar är koncentrationen av bindemedel betydligt högre än i de vanliga pelarna. I Figur 5-30 framgår att även variationskoefficienten är högre för FOPS-pelarna på samtliga djupnivåer.

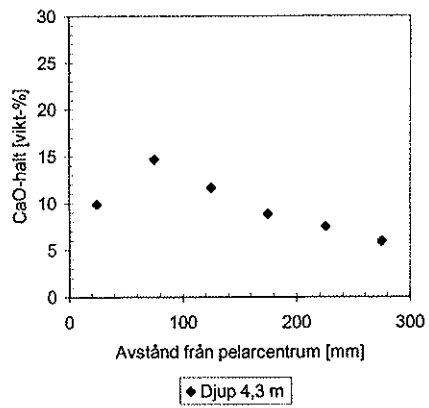
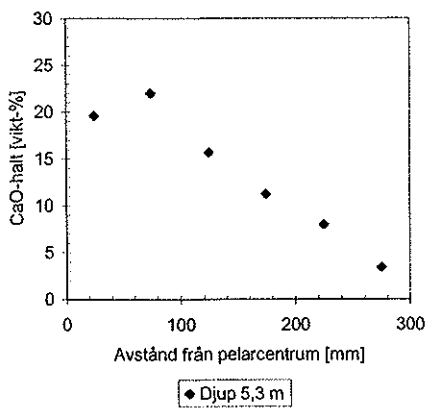
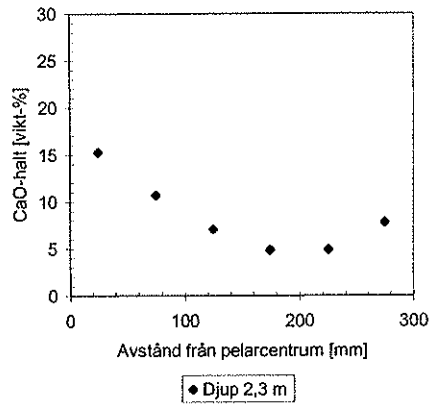
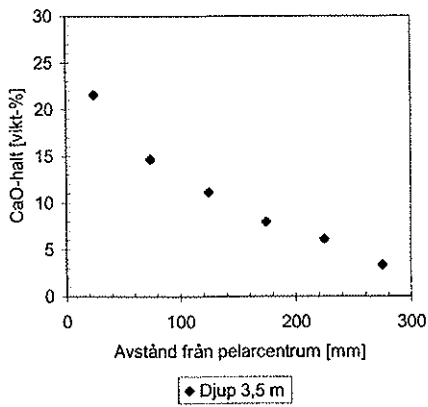
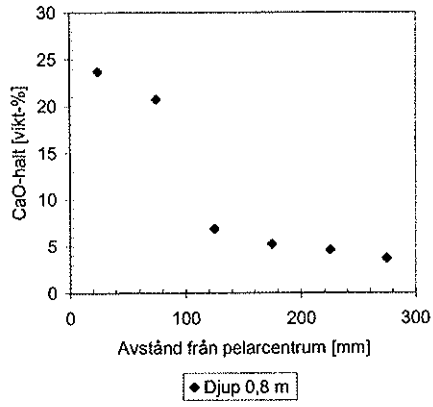
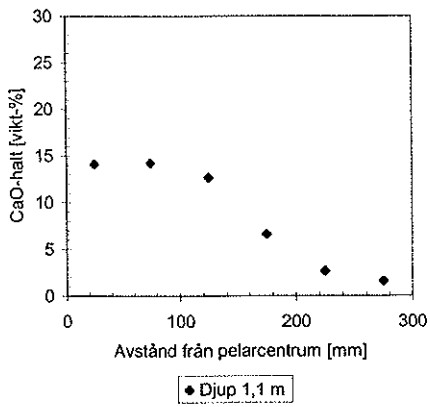
När det gäller 800-pelare är skillnaderna inte lika uppenbara. I en FOPS-pelare, nr 45, har en normal bindemedelsfördelning konstaterats. Den är dock inte representativ för de övriga då den uppvisade betydligt lägre sonderingsmotstånd än samtliga andra. Även i vanliga 800-pelare, t.ex. nr 43, har mycket höga halter konstaterats i pelarnas centrala delar vilket ger höga värden på variationskoefficienten. Allmänt för de undersökta 800-pelarna gäller att bindemedlet har svårare att nå ut till pelarens periferi än i 600-pelare.

I vägledningen (Carlsten & Ekström 1995) finns inget angivet om tillåten avvikelse i bindemedelshalt över pelartvårsnittet, bara per längdmeter pelare. Dock förutsätts bindemedlet vara jämnt fördelat över tvärsnittet vid utvärdering av hållfasthet från pelarsonderingar. Med tanke på de stora avvikelserna som förekommer även i "normala" pelare bör man noggrannare utreda inom vilka gränser den inblandade bindemedelsmängden kan få variera utan att förstärkningens funktion påverkas.

Kontrollen av pelarnas kvalitet försvåras betydligt av att de har varierande egenskaper i radiell led. En mycket liten avvikelse i placering av en sond kan ge helt skilda resultat. Det är en mycket viktig uppgift för maskintillverkarna att utveckla blandningsprocessen så att pelarna motsvarar den produkt som är avsedd. Det är inte rätt att utveckla kontrollmetoder utifrån att pelarna har tillverkningsfel. Är pelartvårsnittet hos pelarna någorlunda homogent kan kontrollen utföras i slumpmässigt "vald" punkt vilket ger helt andra möjligheter till kontroll.



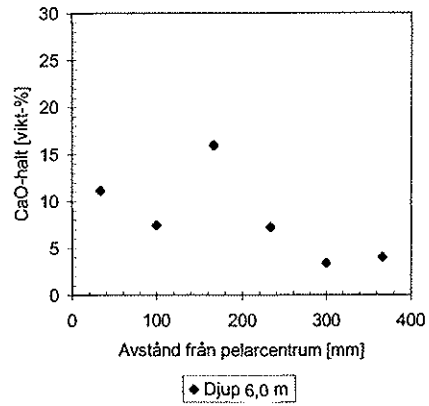
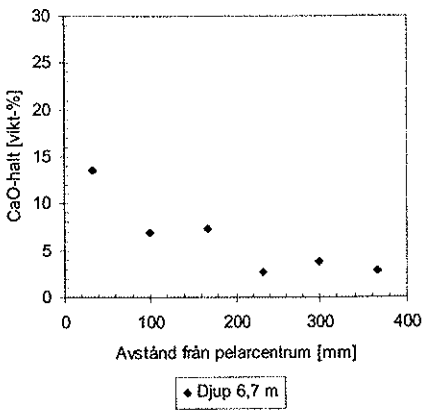
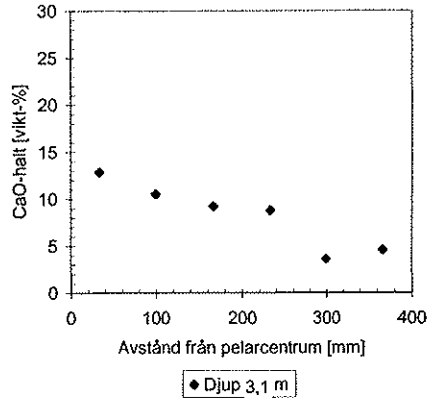
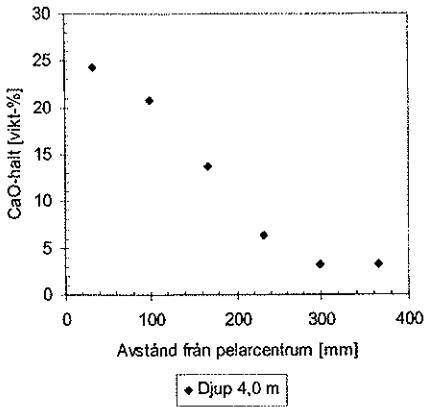
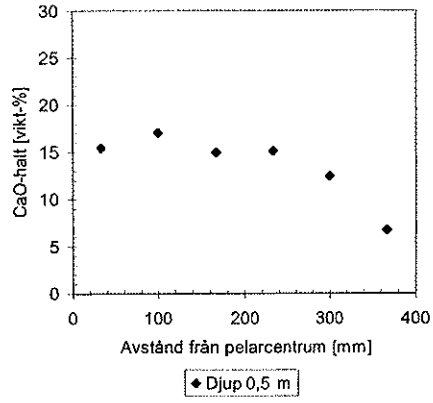
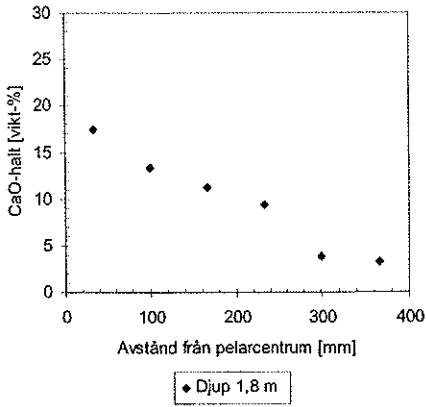
Figur 5-27 Bindemedlets fördelning över pelarvärnsnittet, uttryckt i CaO-halt.
 Kolumn a) Nr 16, vanlig pelare, 600 mm.
 Kolumn b) Nr 26, vanlig pelare, 600 mm.



a)

b)

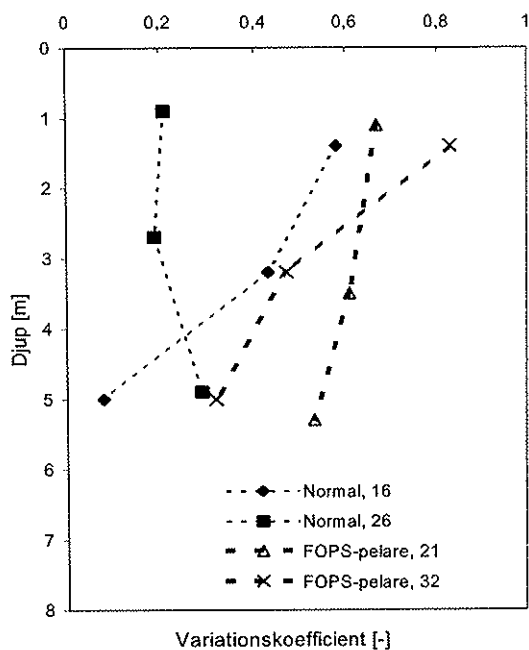
Figur 5-28 Bindemedlets fördelning över pelartvärsnittet, uttryckt i CaO-halt.
 Kolumn a) Nr 21, FOPS-pelare, 600 mm.
 Kolumn b) Nr 32, FOPS-pelare, 600 mm.



a)

b)

Figur 5-29 Bindemedlets fördelning över pelartvårsnittet, uttryckt i CaO-halt.
 Kolumn a) Nr 37, FOPS-pelare, 800 mm.
 Kolumn b) Nr 53, vanlig pelare, 800 mm.



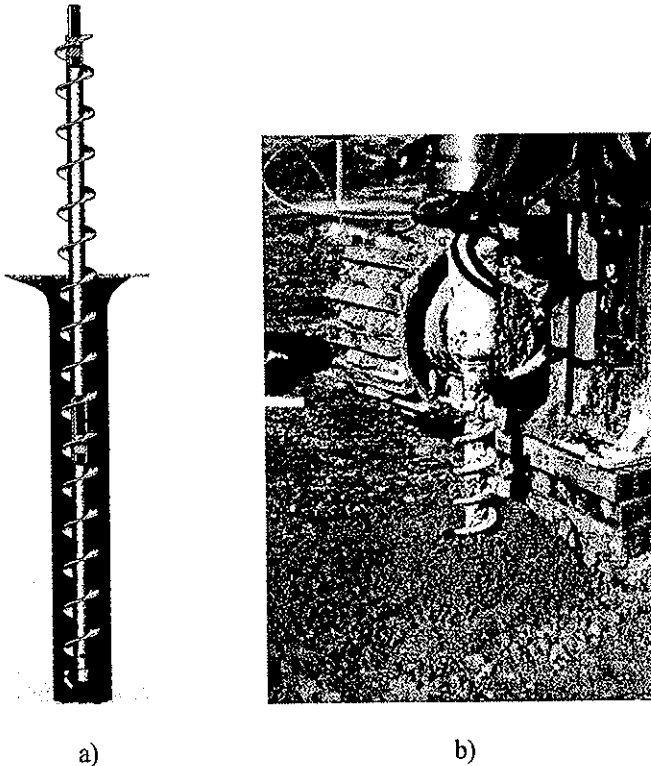
Figur 5-30 Variation i bindemedelshalt över pelarens radie, uttryckt som variationskoefficient. Beräkningen är utförd i tvärsnitt från tre djupnivåer i "vanliga" och "FOPS-pelare" med diameter 600 mm.

6 RESULTAT OCH DISKUSSION

6.1 Håltagning i pelare

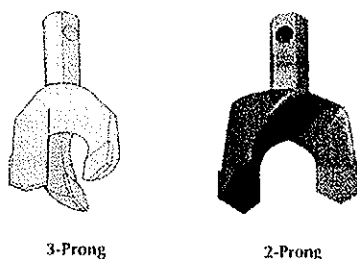
6.1.1 Borring

Borringen av hål i centrum av pelare, för mätning med Minisonnd och som styrning för pelarsonder, utfördes med en kontinuerlig auger med diametern 75 mm (Figur 6-1). Den valda diametern passar bra för Minisonndmätning men är onödigt stor för styrning av pelarsonder. Diametrar finns från 57 mm (Foremost Mobile 1997) och borring kan utföras med vanlig sonderingsbandvagn. Borringen utfördes med en hög rotationshastighet och lågt matningstryck.



Figur 6-1 a) Kontinuerlig auger med skärande borkrona för geoteknisk borring.
b) Håltagning i centrum av pelare med hög rotationshastighet och låg matningshastighet.

En borrhkrona av typen 2-Prong (Figur 6-2) med hårdmetallskär användes med bra resultat. Det låga matningstrycket och den skärande kronan gjorde att augern styrde vertikalt trots en del glapp i skarvkopplingarna. Ingen vattenspolning används och hålet hålls rent från borrhax vilket gör att kalkcementpelaren utsätts för mycket lite störning.



Figur 6-2 Borrhkronor av typen "Prong", lämpliga för borrhning i kalkcementpelare (Foremost Mobile 1997).

Borrhålen lodades efter borrhningen och hade ingen synbar avvikelse från lodlinjen. Vid kontroll av borrhålets läge i botten av de upptagna pelarna konstaterades att avvikelser från centrum av pelaren var maximalt ca 10 cm på 8 m pelare. En del av avvikelserna (2-5 cm) härrör från fel vid ansättningen av borret på pelartoppen. Man kan dock inte veta om pelarna var installerade helt vertikalt. Enligt Carlsten & Ekström (1995) tillåts de avvika 10 cm från lodlinjen per 10 m pelare men det går inte att kontrollera. Borrhningen är relativt tidskrävande men med vana bedöms det vara möjligt att borra ca 10 pelare á 10 m per dag.

6.1.2 Hål vid pelartillverkning

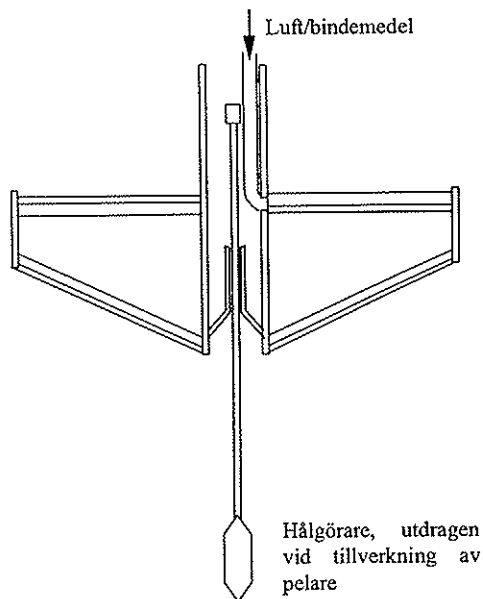
Hur noga än borrhning från markytan utförs så kommer lutning hos pelare och borrhålsavvikelse göra att borrhålet avviker från pelarens centrum på större djup. Om tillåten pelarlutning (1 %) och bedömd borrhålsavvikelse med augerborrhning (ca 1 %) sker åt olika håll i en 600-pelare kommer borrhålet att vara ute helt ur pelaren efter 15 m. För att en pelarsond, med bredden 10 cm mindre än pelardiametern, fortfarande ska befinna sig inom pelartvärsnittet på en 600 mm-pelare får inte hålet befinna sig utanför halva radien. Det gör att man inte kan förlita sig på borrhning djupare än ca 8 m.

För att lösa problemet med att få ett borrhål som följer pelarens centrum i hela dess längd förefaller det enklast att låta tillverkningsverktyget lämna ett styrhål eller en försvagning efter sig. Det skulle möjliggöra att pelarsonderingar kunde utföras på ett större djup med mindre risk att sonden styr ur pelaren. Om hålet inte skulle bli helt öppet skulle det ändå vara möjligt att borra upp ett hål med försvagningen i pelarcentrum som styrning.

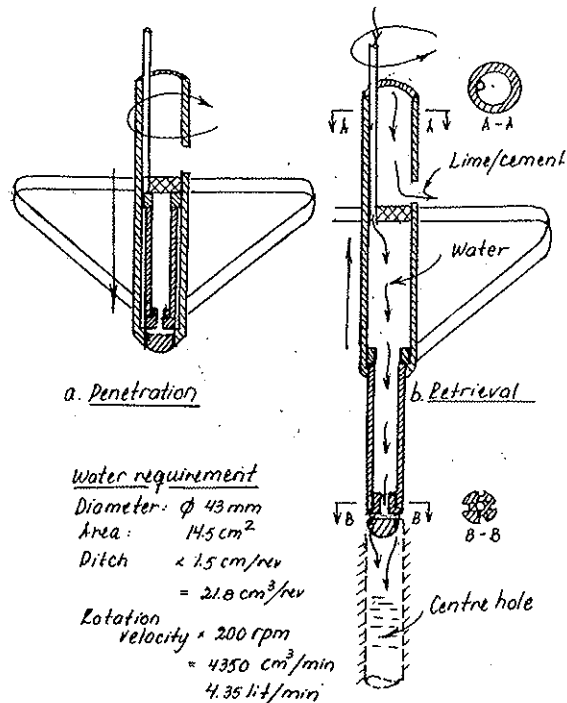
Ett centrumhål skulle även göra det möjligt att välja mellan flera kontrollmetoder, exempelvis pressometermätning eller borrhålssonder. Det skulle också ge en helt ny

möjlighet att kontrollera förstärkningar med överlappande pelare, som t.ex. skivor. De ingående pelarnas lutning skulle kunna kontrolleras med hjälp av inklinometermätning i hålen för att konstatera om pelarna överlappar varandra som avsett. Samtidigt skulle den dränerande funktionen hos samtliga pelare förbättras väsentligt och sättningen därmed tas ut snabbare och bli lättare att förutsäga.

I sin enklaste version skulle en inskjutbar stålsond (ϕ 40-60 mm) kunna dras efter pelarverktyget vid pelartillverkningen (Figur 6-3). Stången skulle vara så lång att släckningen av kalken hinner stabilisera leran så pass mycket att hålet står öppet. Om stången är ca 1,5 m och stigningen är 15 mm/varv roterar verktyget 100 varv på 1,5 m. 200 varv/min ger att materialet hinner reagera i $\frac{1}{2}$ min. Räcker inte stabiliteten efter $\frac{1}{2}$ min så skulle tryckluft, som redan finns på maskinen, kunna användas för att ersätta eventuellt vaccum och stabilisera hålet. Figur 6-4 visar även ett förslag av Broms (2000) där vatten injiceras för att ge hålet stabilitet. Vattnet skulle även kunna vara positivt för kalk/cementreaktionerna i jordar med låg vattenkvot, exempelvis ovan grundvattenytan.



Figur 6-3 Förslag på metod att skapa centrumhål i kalkcementpelare vid tillverkningen.



Figur 6-4 Förslag på metod att skapa centrumhål i kalkcementpelare vid tillverkningen. Vatten injiceras för att hålla hålet öppet (Broms 2000b).

En annan lösning på problemet kunde vara att lämna kvar ett perforerat rör eller en strumpa i pelarcentrum som skulle fungera dränerande på samma sätt som ett hål. Materialet skulle inte vara kraftigare än att det gick att sondera genom det vid användning som styrhål. Nackdelar är att ytterligare ett moment tillkommer vid tillverkningen samt kostnaden för materialet.

6.2 Sonderingar i pelare

6.2.1 Allmänt

Pelarsonderingarna har utvärderats på det sätt som SGF's vägledning föreskriver (Avsnitt 3.1.1) med skillnaden att sondernas tvärsnittsarea har beräknats exakt (Tabell 6-1), inte förenklat antagits vara $10\,000 \text{ mm}^2$. Vid förborring har sondens area minskats med arean hos den del av sonden som går i borrhålet. Vid sondering efter omvänd sondering (FOPS) har arean från centrumstången, $\varnothing 36 \text{ mm}$, räknats av.

Tabell 6-1 Beräknade tvärsnittsareor vid pelarsondering.

Sond	Area [mm ²]
KPS 500×15 mm	8713
KPS 500×15 mm, förborrad 75 mm	6375
KPS 500×15 mm, efter FOPS	7696
KPS 600×15 mm	10214
KPS 600×15 mm, förborrad 75 mm	7875
KPS 600×15 mm, efter FOPS	9196
FOPS 500×15 mm	7823

Både vid ansättning av sönerna och under sonderingen kontrollerades med vattenpass att nedtryckningen skedde vertikalt. Samtliga pelarsonderingar utfördes med en enkel glappkoppling med en frigång på ca 25 cm. När sonderingen var utförd till botten backades sonderingsstången 25-30 cm och trycktes ned igen varvid sondens vinge stod still och det registrerade sonderingsmotståndet utgjordes enbart av stängernas mantelmotstånd. Det registrerade mantelmotståndet drogs sedan av från det totala sonderingsmotståndet under antagande att det avtog linjärt upp till markytan. I de pelare där förborring hade använts var mantelmotståndet i princip noll, stången sjönk av sin egen vikt.

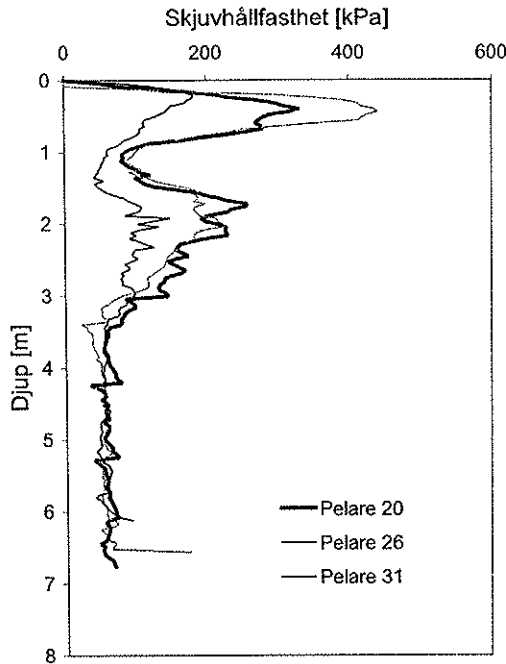
Vid användande av de tunnare sonderingsstänger (ϕ 36 mm) som föreskrivs i vägledningen (Carlsten & Ekström 1995) kan en stor del av det totala sonderingsmotståndet utgöras av stängens utböjning vid stora spetsmotstånd. Vid sonderingarna användes genomgående grövre stänger (ϕ 44 mm) med tjockare gods, avsedda för bl.a. jord-bergsondering. Dessa har väsentligt större böjstyvhet och böjer inte ut lika lätt vid stora spetsmotstånd. Vid sonderingarna sågs inga sådana tendenser trots 4-5 tons belastning. Stängerna är också längre och har en snabbare gänga (Repgäng 32 mm) än de vanliga, vilket gör dem effektivare att jobba med.

6.2.2 Traditionell pelarsond

Sonderingen fungerade bra men extra mothåll från grävmaskin krävdes redan vid första sonderingstillfället, efter 4 v. Detta trots att en större sonderingsbandvagn av typ Hafo användes. Sonderingsmotståndet uppgick då till över 4 ton vid traditionell pelarsondering.

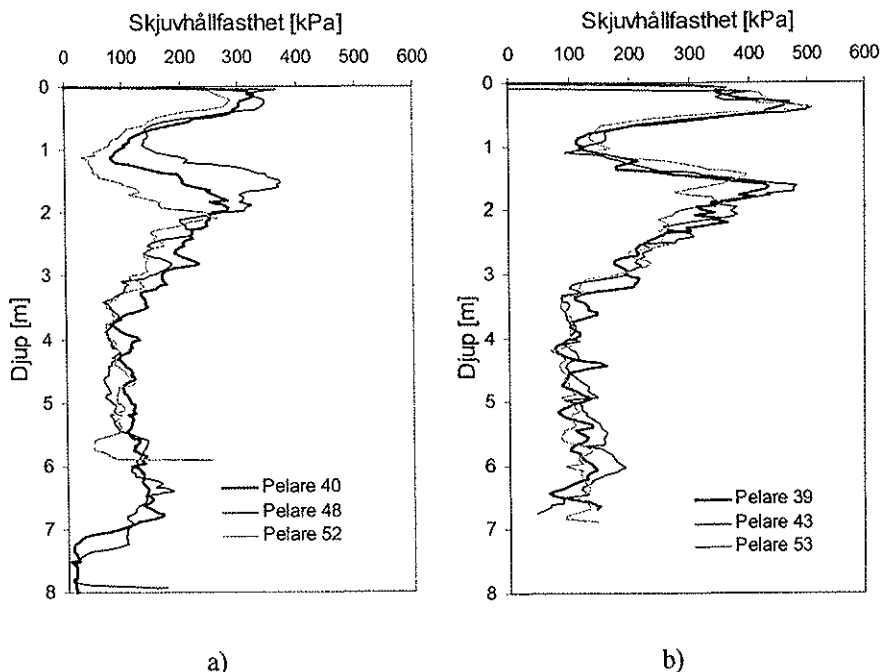
Sonderingsresultaten, Figur 6-5 och Figur 6-6, indikerar att skjuvhållfastheten är upp till 4-8 ggr högre i pelarnas övre delar än i de nedre, men att den avsedda skjuvhållfastheten, 50 kPa, verkar vara uppnådd även i de partierna redan efter 4 v. Utmatningsdiagrammen från pelartillverkningen visar att mängden bindemedel per m pelare håller sig inom de tillåtna avvikelserna med få undantag. Den stora skillnaden i

hållfasthet bör alltså bero på att jordegenskaperna skiljer. Bland annat är jordens skjuvhållfasthet under 10 kPa i de djupare lagren medan den är över 20 kPa högre upp.



Figur 6-5 Skjuvhållfasthet utvärderad från traditionell pelarsondering (KPS) med 500 mm bredd i 600-pelare efter 4 veckor.

I Figur 6-6 framgår tydligt att 800-pelarna inte ansluter till fast botten som avsett utan har ett ca. 0,5 m avsnitt med markant lägre hållfasthet. 600-pelarna har inte detta tydliga avbrott. Sonderingarna visar på en högre hållfasthet i de djupare delarna hos 800-pelarna än hos 600-pelarna. D.v.s. i de 600 mm av pelaren där sonden går. Studeras bindemedlets spridning över tvärsnittet i pelarna (Larsson 2000) ser man att de analyserade 800-pelarna har höga halter i centrum och låga i periferin. Skillnader i sonderingsresultaten kan alltså betyda att 800-pelarna har en mycket låg hållfasthet de yttre 10 cm, som utgör en mycket stor del av pelarens area (44 %!) och genomsnittet därför kan vara detsamma. Slutsatsen är att sondens vinge bör täcka hela pelarens bredd för att ge ett någorlunda rättvisande värde. Medelvärde blir ändå missvisande med avseende på pelartvärsnittets genomsnittliga hållfasthet eftersom sonden bättre representerar pelarens inre delar än de yttre. Ett sätt att få en indikation om pelarnas inhomogenitet är att utföra sondering med två vingbredder, en som täcker större delen av pelardiametern och en som exempelvis täcker hälften.



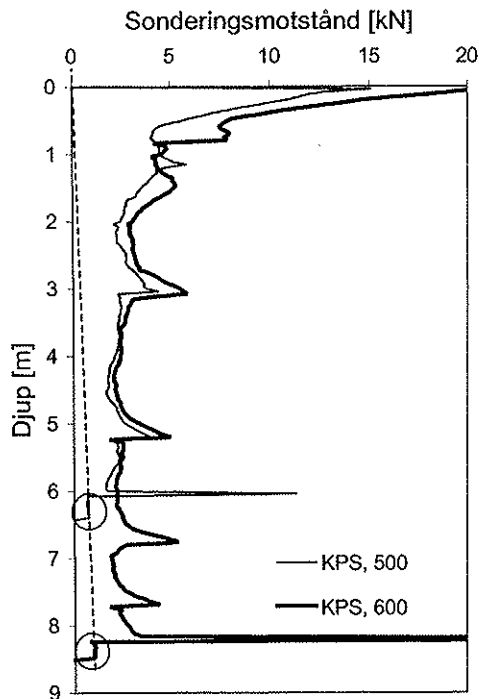
Figur 6-6 Skjuvhållfasthet utvärderad från traditionell pelarsondering (KPS) med 600 mm bredd i 800-pelare a) efter 4 veckor, b) efter 8 veckor.

Jämförs resultaten för 800-pelare från 4 och 8 v (Figur 6-6) har hållfastheten ökat i de övre lagren medan den är densamma i de undre partierna. Spridningen mellan de olika pelarna verkar dock vara mindre efter 8 v än efter 4.

I Figur 6-7 visar resultat från traditionell pelarsondering utförd i oförstärkt jord med 500 och 600 mm bredd. De lägre "toppar" som uppträder i diagrammet diskuteras i Avsnitt 7.4. I slutet av respektive sondering uppträder en högre topp då sonden träffar fast botten. Därefter syns mantelmotståndet utvärderat med hjälp av glappkopplingen. Det registrerade sonderingsmotståndet är enbart från sonderingsstängerna då vingen står still, efter det att stängens backats ca 0,3 m. Den inlagda streckade linjen är ett antaget mantelmotstånd som ökar linjärt från markytan. De uppmätta mantelmotstånden på olika djupnivåer visar på god överensstämmelse. Det linjära mantelmotståndet uppgår till ca 0,13 kN/m i oförstärkt lera. Försöken visar att glappkopplingen fungerar bra för uppskattning av stängens friktion.

Mantelmotståndet utvärderat på samma sätt i kalkcementpelare visar på att det vanligen ligger runt 0,5 kN/m men även ibland kan uppgå till 1 kN/m. Då förborring med augerborr använts är motståndet i princip noll. Bortsett från eventuella utböjningseffekter hos stängens vid stora spetsmotstånd, är mantelmotståndet

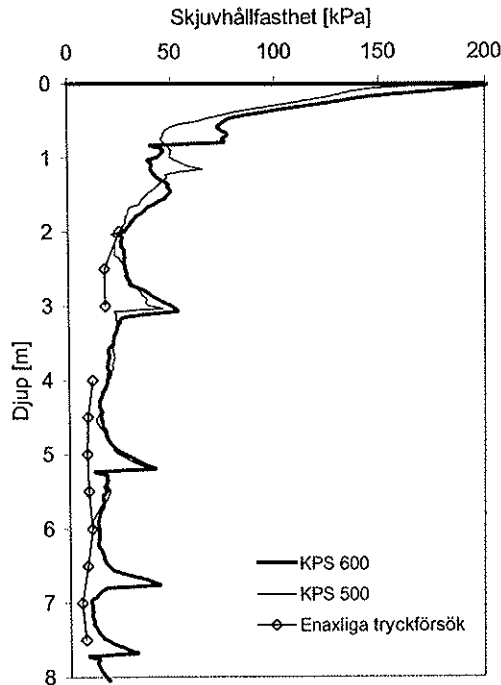
proportionellt mot arean och lerans skjuvhållfasthet. Antas 20 % av lerans skjuvhållfasthet mobiliseras mot stängen blir motståndet ca 0,3 kN/m för en sonderingsstång med diameter 44 mm i lera på 10 kPa. Att det uppmätta värdet är ändå lägre beror på att leran närmast stängen blir omrörd och därför får betydligt lägre hållfasthet. Görs samma uppskattning i kalkcementpelare med 100 kPa fås 2,8 kN/m vilket också är högt jämfört med uppmätta värden. Enligt vägledningen (Carlsten & Ekström 1995) ska 5-10 % av antalet sonderingar utföras i oförstärkt lera för uppskattning av mantelmotståndet i pelarna. Att använda sonderingar i *oförstärkt lera* för att uppskatta mantelmotståndet i *kalkcementpelare* ställer jag mig mycket tvekan till. Användning av elektronisk spetstrycksmätning är det säkraste sättet att ta hänsyn till mantelmotståndet. Den använda glappkopplingen tillsammans med böjstyva sonderingsstänger fungerade även väl i de aktuella försöken. Att använda schablonvärdet 1 kN/m ligger på säkra sidan men kan vid låga hållfastheter och stora djup kraftigt underskatta pelarnas hållfasthet som därför kan hamna under det dimensionerande värdet.



Figur 6-7 Traditionell pelarsondering i oförstärkt jord med 500 och 600 mm bredd. Inlagd streckad linje motsvarar ett linjärt ökande mantelmotstånd hos sonderingsstängerna på 0,13 kN/m.

Figur 6-8 visar den oförstärkta jordens skjuvhållfasthet utvärderad med traditionell pelarsondering (KPS) i fält jämfört med enaxliga tryckförsök på kolvprover i laboratorium. Pelarsonderingen är utförd med bredderna 500 och 600 mm. Mantelmotståndet är utvärderat med hjälp av glappkoppling och avdraget från sonderingsmotståndet. Hållfastheten har sedan utvärderats på vanligt sätt med en bärighetsfaktor på 10.

Sonderingarna visar på mycket hög hållfasthet i torrskorpan för att sedan successivt sjunka till knappt 10 kPa på 7 m djup. Resultaten från olika de olika sondbredderna är nära nog identiska vilket visar att utvärderingssättet fungerar bra. Kurvan uppvisar återkommande toppar med cirka dubbla hållfastheten. Dessa uppkommer vid sonderingen när nytt grepp tas i sonderingsstången och bör bero på att stången sugts fast i leran vid den lägre sonderingshastigheten innan omtag. De återspeglar alltså inte hållfastheten i dessa lager.

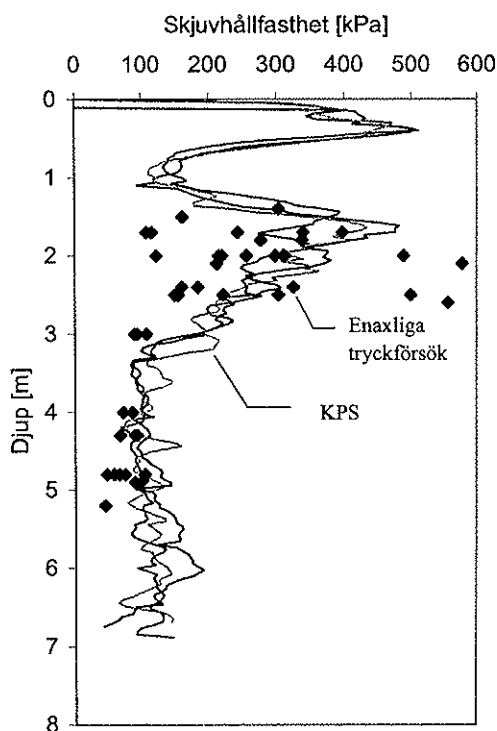


Figur 6-8 Skjuvhållfasthet hos oförstärkt jord, utvärderad med traditionell pelarsondering (KPS) och bärighetsfaktor 10 jämfört med enaxliga tryckförsök på kolvprover i lab.

Jämförs resultaten från pelarsonderingarna med enaxliga tryckförsök på leran visar tryckförsöken i genomsnitt 40 % lägre hållfasthet. För att resultaten från

pelarsonderingarna ska överensstämma med tryckförsöken blir den framräknade bärlighetsfaktorn ca 15 istället för 10.

I Figur 6-9 visas samma typ av jämförelse mellan utvärderade sonderingsresultat och enaxliga tryckförsök i laboratorium på det förstärkta materialet. I pelarnas övre delar är spridningen i hållfasthet från tryckförsöken för stor för att en direkt jämförelse ska kunna göras. Flertalet tryckförsök visar dock betydligt lägre hållfasthet än sonderingarna i intervallet. I de djupare delarna visar sonderingarna tydligt högre resultat än de enaxliga tryckförsöken. Detta trots att tryckförsöken är utförda några veckor senare och borde ha växt till något i hållfasthet. En god överensstämmelse fås även i det förstärkta materialet med en bärlighetsfaktor på 15.



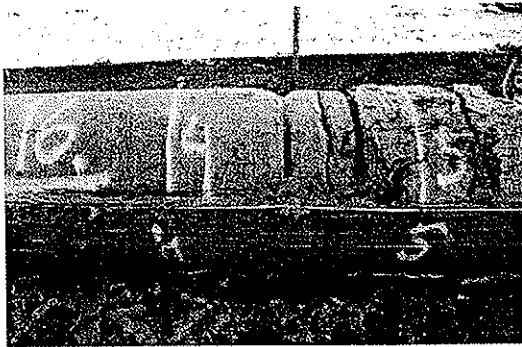
Figur 6-9 Jämförelse mellan skjuvhållfasthet utvärderad från enaxliga tryckförsök och traditionell pelarsondering utvärderad enligt praxis med en bärlighetsfaktor på 10.

Ovanstående gäller enbart om man vill korrelera pelarsonderingar med upptagna prover som utsätts för enaxliga tryckförsök. Eftersom materialet även har en friktionsandel så har pelarna en högre hållfasthet nere i marken beroende på det omgivande trycket. En eventuell bank ökar ytterligare pelarnas hållfasthet in-situ. Nära

markytan eller för pelare i passiv zon är dock jämförelsen med enaxlig tryckhållfasthet relevant, då normalspänningarna är små.

Jämförs intrycken från de upptagna pelarna med sonderingsresultaten kan man bl.a. konstatera att man inte kunde hitta några tydliga spår efter pelarsonden i någon pelare trots att sondering utförts bara några dagar tidigare. Däremot var borrade styrhål tydliga. Det tyder på att pelarna läker ihop bra och kan räknas med i förstärkningen. Även om de skulle vara kluvna på längden så skulle de ha en viss hållfasthet tack vare det omgivande trycket.

I tre av de 14 upptagna pelarna hittades skikt med oförstärkt lera. Två av dessa (Figur 6-10, Figur 6-11) var vanliga pelare och en FOPS-pelare (Figur 6-14). Skiktets tjocklek varierade mellan ca 5-20 cm.



Figur 6-10 Skikt med oförstärkt lera i pelare 16.



Figur 6-11 Skikt med oförstärkt lera i pelare 43.

Vid en jämförelse med sonderingsdiagrammen kan man konstatera att man möjligen med kännedom om de svaga skiktet i pelare 43 kan hitta igen det i diagrammet (Figur 6-6). Övriga variationer är av samma storleksordning och döljer därför eventuella svaga skikt. I pelare 16 finns ingen pelarsondering att jämföra med men sannolikt finns

ingen möjlighet att identifiera ett skikt på bara några få cm när det inte gick att urskilja ett skikt på ca 20 cm i pelare 43.

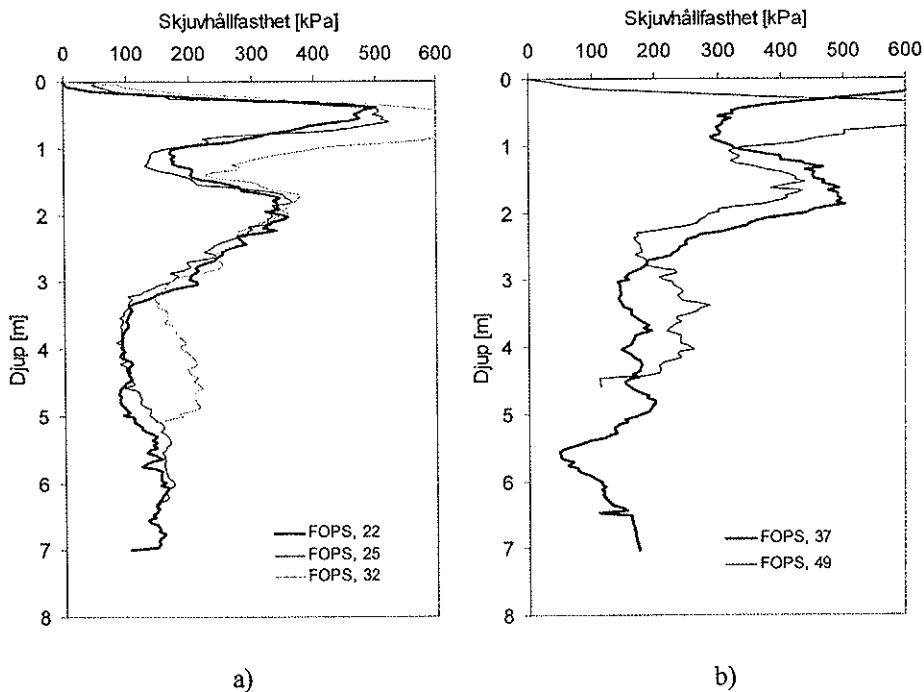
6.2.3 Omvänd pelarsond, förinstallerad (FOPS)

Det praktiska utförandet av den omvända pelarsonderingen fungerade mycket bra. Eftersom sonden förinstallerades ca 1 m under pelarens botten var det enkelt att utvärdera mantelmotståndet innan sondens vinge träffade pelarens underkant. Inget extra mothåll krävs vilket gör sonderingen billigare. Bedömningsvis är inverkan av den som utför sonderingen mycket mindre vid omvänd än vid traditionell pelarsondering. Vid omvänd pelarsondering måste man inte kontrollera och justera så att sonderingen sker vertikalt och det är lättare att hålla en konstant sonderingshastighet än vid traditionell pelarsondering.

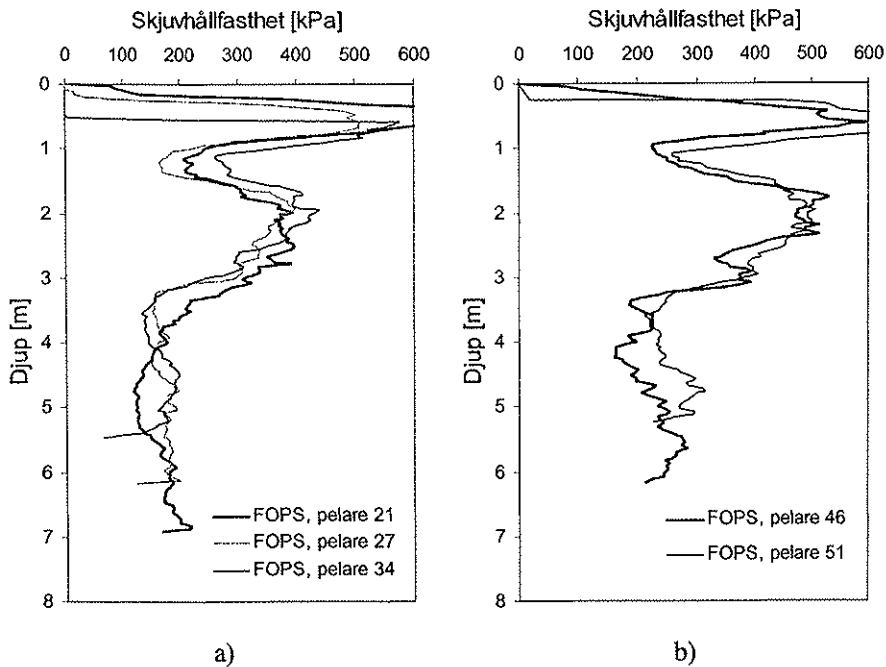
Utseendet på diagrammen (Figur 6-12, Figur 6-13), med högre hållfasthet i de övre delarna, känns igen från traditionell pelarsondering. Dock är det uppmätta sonderingsmotståndet högre, se Avsnitt 7.3. Liksom för traditionell pelarsondering verkar skillnader mellan pelarna ha jämnat ut sig något efter 8 v.

Mantelmotståndet hos sondvajern utvärderades enligt praxis som motståndet när sonden går genom den oförstärkta leran innan den träffar pelarens botten. I försöken uppmättes mantelmotstånden på detta sätt till runt 0,7 kN/m. Detta ger en viss överskattning beroende på att även vingens motstånd i leran (1-2 kN) räknas med. Metoden fungerar bra om sonden installeras tillräckligt långt under pelarens botten (0,7-1 m). Den tar även hänsyn till eventuell fastbrunnen cement på vajern. Ett annat bra sätt att uppskatta mantelmotståndet är att installera vajrar utan själva sondvingen monterad. Dessa dras upp vid samma tillfälle som sonderingen i pelarna. Den senare metoden bör ge ett något lägre motstånd beroende på att vingens motstånd i leran inte ingår.

Vid upptagning av pelare hittades även i en FOPS-pelare, nr 37, ett skikt med ca 15 cm oförstärkt lera (Figur 6-14). Vid en jämförelse med sonderingsdiagram från samma pelare (Figur 6-12) kan man konstatera att ett avsnitt med lägre hållfasthet, runt 40 kPa finns mellan 5 och 6 m djup.



Figur 6-12 Skjuvhållfasthet utvärderad från omvänd pelarsondering (FOPS) med 500 mm bredd efter 4 veckor i a) 600-pelare, b) 800-pelare.



Figur 6-13 Skjuvhållfasthet utvärderad från omvänd pelarsondering (FOPS) med 500 mm bredd efter 8 veckor i a) 600-pelare, b) 800-pelare.



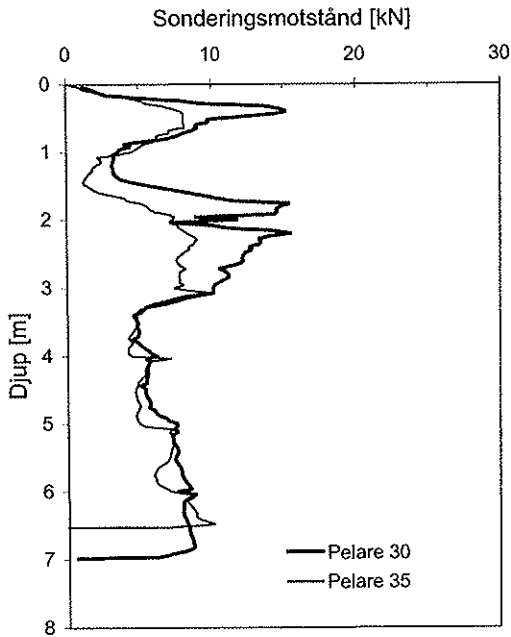
Figur 6-14 Skikt med oförstärkt lera i pelare 37.

6.2.4 Pelarvingsond

Även vingborrningen med "pelarvingsonden" visade på högre hållfasthet i partiet 2-3 m under markytan. Det var dock problem med att sonden ville gå ur pelaren, helt eller delvis, vilket kanske berodde på sonderingsstängerna med 36 mm diameter. I ett par fall gick sonden ur redan efter ca 2 m trots helt vertikal ansättning (Figur 6-17a). I cirka

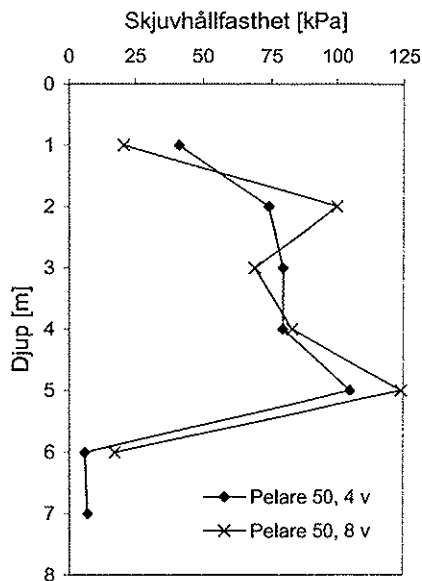
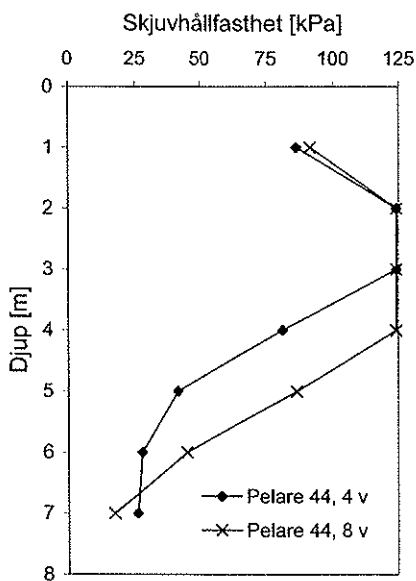
hälften av fallen stannade sonden kvar i pelaren i hela dess längd. Momentet överskred vid ett flertal sonderingar momentnyckelns maximala kapacitet, 360 Nm, vilket motsvarar minst 125 kPa skjuvhållfasthet. Med den valda storleken på vinge klarar man dock inte att vrida vingen med handkraft vid högre hållfastheter än så.

Redan vid nedtryckningen av vingsonden kunde man se pelarens principiella hållfasthetsfördelning (Figur 6-15). Kurvans utseende motsvarar KTH-sondens eftersom vingsonden vid nedtryckning fungerar på samma sätt. Den utvärderade skjuvhållfastheten visas i Figur 6-16 och Figur 6-17. Observera att hållfastheten är angiven till maximala 125 kPa när sondens kapaciteten överskreds. Hållfastheten där kan alltså vara betydligt högre.



Figur 6-15 Motstånd vid nedtryckning av pelarvingsond, 130×85 mm.

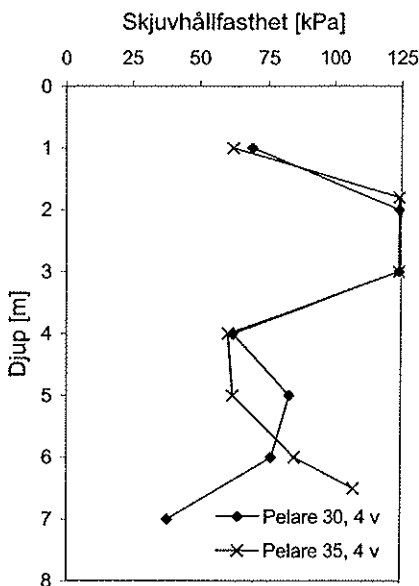
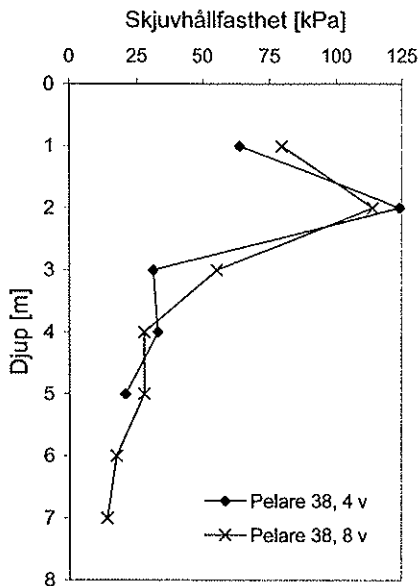
Sonderingar efter 4 resp. 8 v på motstående sida i samma pelare visar inte på någon hållfasthetstillväxt. En jämförelse med hållfastheten utvärderad från traditionell pelarsondering och enaxliga tryckförsök (Figur 6-18) visar att hållfastheten i de djupare delarna är av samma storleksordning (i de fall vingsonden inte gick ur pelaren). I de hårdare partierna verkar vingsonden kraftigt underskatta hållfastheten. Bedömningsvis beroende på att vingbladen spräckt upp det hårda och spröda pelarmaterialet redan vid nedtryckningen.



a)

b)

Figur 6-16 Skjuvhållfasthet utvärderad från pelarvingsond i a) 800-pelare, längd 7,6 m, efter 4 resp. 8 v. b) 800-pelare, längd 5,8 m, efter 4 resp. 8 v.

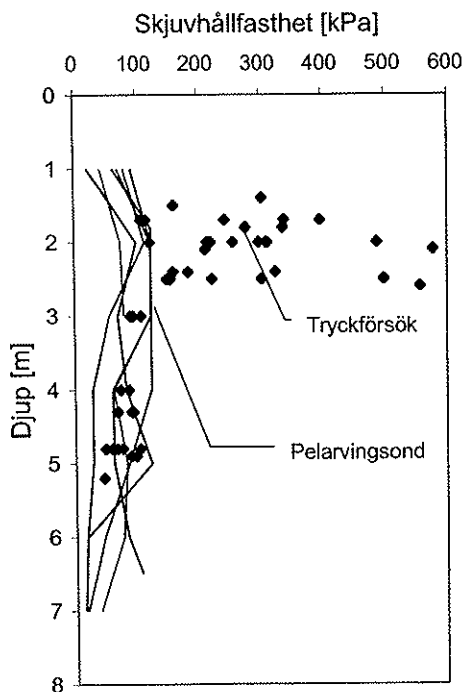


a)

b)

Figur 6-17 Skjuvhållfasthet utvärderad från pelarvingsond i a) 800-pelare, längd 7,9 m efter 4 och 8 v, b) 600-pelare, längd 7,5 och 7,2 m efter 4 v.

Jag bedömer metoden som mycket osäker. Den är tidskrävande att utföra, ger enbart information i diskreta punkter och högsta mätbara hållfasthet är ofta för låg. Även om man ökar kraften som vrider sonden är det tveksamt om ett sådant brott kan betecknas som ett skjuvbrott. Det är även svårt att konstatera en låg hållfasthet på djupet. Man kan alltid förklara dåliga resultat med att sonden gått ut ur pelaren. Informationen från nedtryckningen av sonden känns mera pålitlig än resultatet från skjuvningen. Möjligen skulle mekanisk vridning, grövre sonderingsstänger och förborring fungera bättre men det skulle fördyra metoden och fortfarande inte ge mer information än exempelvis traditionell pelarsondering.

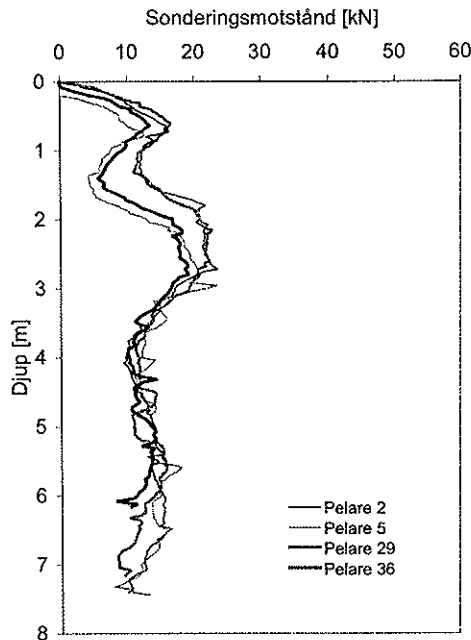


Figur 6-18 Skjuvhållfasthet utvärderad från pelarvingssond och enaxliga tryckförsök på laboratorium i 800-pelare efter 8 v.

6.2.5 KTH-sond

Det praktiska utförandet fungerade bra, likt traditionell pelarsondering. Med de första prototyperna, tillverkade i 3 mm stålplåt, var det ibland problem med att bladen hos sonden med 500 mm bredd vekte sig. Problemet uppstod inte med de senare vingarna av rostfritt stål. Dock är vingen känslig om man går emot maskinen vid avslutning av sonderingen.

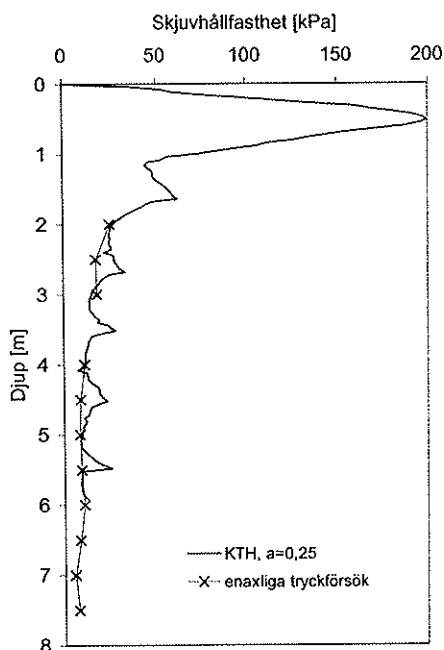
Diagrammen från sondering med KTH-sonden (Figur 6-19) visar på relativt lika egenskaper mellan pelarna. Likt resultaten från traditionell pelarsondering (Figur 6-5 och Figur 6-6) är sonderingsmotståndet större i de övre lagren. Skillnaden mellan ytliga och djupare partier är dock mindre. Det mycket höga sonderingsmotståndet i det allra översta skiktet uppträder inte alls. Toppar och svackor är utjämnade och kurvorna är mindre hackiga vilket visar att sonden mäter de genomsnittliga egenskaperna som avsett. Detta innebär också att den sonderingskraft som krävs för de aktuella sonderarna är upp till 30 % lägre än för motsvarande pelarsond med vanlig vinge. Utjämningen av extremvärden med KTH-sonden jämfört med FOPS i de hårdare partierna verkar vara större än enbart effekten av sondens höjd. Skillnader bedöms också bero på den annorlunda brottmekanism som uppträder kring sonden. När FOPS-vingen passerar pelarens hårda partier och brottet inte längre är ett skjuvbrott trängs materialet undan vilket ökar horisontalspänningarna kring sonden och därmed ger ett ökat motstånd. KTH-sondens blad skär genom pelaren med betydligt mindre materialundran vilket borde ge en mer rättvisande bild av hållfastheten i de hårda partierna. Å andra sidan kan det hårda materialet ge en lägre vidhäftning mot KTH-sondens blad än i mjukare material och därför ge en underskattning.



Figur 6-19 Sondering med KTH-sond med 400 mm bredd i 600-pelare efter 4 veckor. Mantelmotståndet avdraget.

Vid sondering i oförstärkt lera framträder samma fenomen med "toppar" i diagrammen vid omtag som vid traditionell pelarsondering.

I Figur 6-20 har KTH-sondens sonderingsmotstånd korrelerats mot hållfasthet vid sondering i oförstärkt jord där man känner till egenskaperna väl. Skjuvhållfastheten enligt Ekvation 11 har anpassats till skjuvhållfastheten bestämd vid enaxliga tryckförsök på kolvprover i laboratorium, vilket gav en faktor a på 0,25. Bortser man från topparna i sonderingsdiagrammet fås en god överensstämmelse på samtliga djup mellan KTH-sonden och enaxliga tryckförsök. Hållfasthetsnivån är dock låg i leran vilket gör att felet vid "kalibreringen" kan bli relativt stort. Man kan inte heller uttala sig om "vidhäftningsfaktorn" a vid sondering i kalkcementpelare utifrån försök i oförstärkt lera.

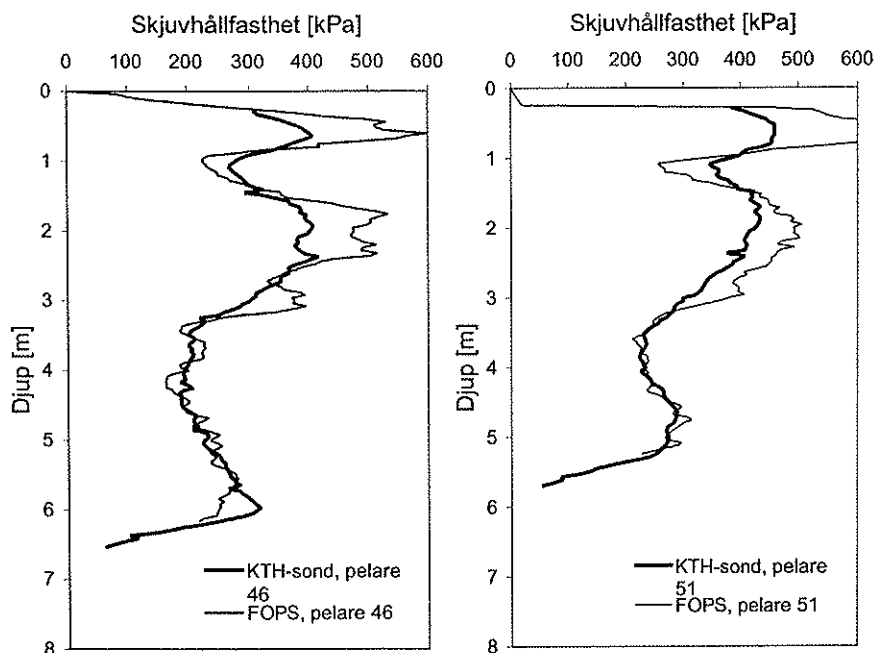


Figur 6-20 Skjuvhållfasthet i oförstärkt jord utvärderad från sondering med KTH-sond med 400 mm bredd jämfört med konförsök och enaxliga tryckförsök på kolvprover. Mantelmoiståndet avdraget.

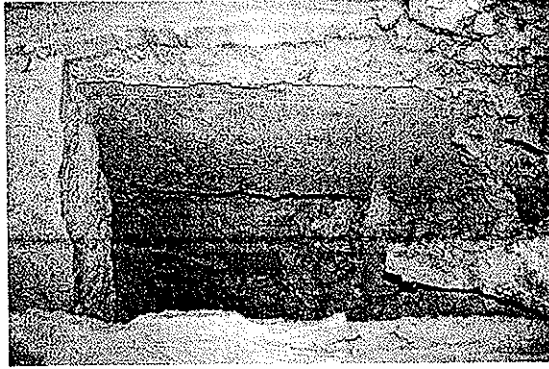
På samma sätt som med traditionell och omvänd pelarsondering, Avsnitt 7.3, har KTH-sond och omvänd pelarsondering utförts i samma pelare. KTH-sonden ansattes vriden 90° vinkel mot den riktning den omvända sonden kom upp. I Figur 6-21 visas resultaten utvärderade som skjuvhållfasthet efter att mantelmoiståndet dragits av. Den omvända sonderingen är utvärderad på vanligt sätt med en bärlighetsfaktor på 10 och KTH-sonden har anpassats till denna vilket gav en "vidhäftningsfaktorn" a på 0,18. För

att kalibrera sonden krävs vidare studier, med försök på väl kända material, förslagsvis i laboratorium. Vidare bör vidhäftningsfaktorns beroende av spänningssituationen utredas. Den föreliggande studien visar dock att det är en möjlig metod för att bestämma hållfastheten i kalkcementpelare i en större skala.

Till skillnad från den traditionella och omvända pelarsonden så syntes tydliga spår efter KTH-sonden i de upptagna pelarna. Ytan efter sondens passage var blank och hade inte läkt igen alls varför pelaren delades av sig själv längs spåret (Figur 6-22).



Figur 6-21 Sondring med FOPS, (500 x 15 mm) och KTH-sond (500 x 550 x 3 mm) i samma pelare. Utvärdering av skjuvhållfasthet med $\alpha=0,18$ för KTH-sond. a) pelare 46, 800 mm, b) pelare 51, 800 mm.



Figur 6-22 Spår efter borrar centrumhål och KTH-sondens vingar i upptagen 600-pelare.

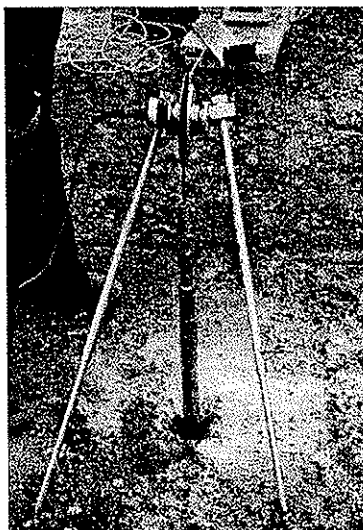
6.2.6 Minison

Det praktiska utförandet av mätningar med Minison fungerade tillfredsställande. Borrhålen var till synes rena och med släta väggar. I några borrhål var det problem att få ned sonden till pelarens botten. Bedömningsvis hade lös lera tryckts upp genom hålet i pelarnas underkant. Signalerna vid mätningarna var mycket starka och tydliga. Vid utvärderingen visade det sig att vi inte fått någon registrering av skjuvvågor. Utvärderingen grundar sig därför på en beräknad skjuvvågshastighet utifrån kompressionsvågornas hastighet enligt sambandet

$$\frac{c_p}{c_s} = \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \quad (13)$$

där c_p = kompressionsvågens hastighet
 c_s = skjuvvågens hastighet
 ν = Poisson's tal

Poisson's tal är antaget som 0,34 utifrån erfarenheter från tidigare bestämningar i kalkcementpelare (Gereben 1995b). Samma storleksordning på Poisson's tal har även uppmätts av bl.a. Nishikawa et al. (1996) och Hiraide et al. (1996). Tvärkontraktionstalet är inte högre trots mätningar vid odränerade förhållanden beroende på att materialet är permeabelt och inte fullt vattenmättat.



Figur 6-23 Mätning med Minisonde i vattenfyllt borrhål i kalkcementpelare.

De uppmätta och beräknade vågutbredningshastigheterna framgår av Figur 6-24. Hastigheterna uppvisar stora variationer men trenden är en konstant hastighet med djupet. Mätningarna visar också på en relativt konstant lägsta hastighet medan avvikelserna uppåt varierar. Mätningarna från de två tillfällena visar motsvarande resultat.

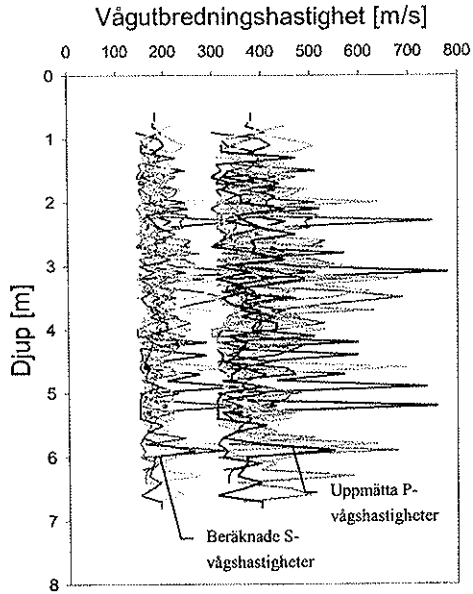
E-modulen kan enligt Richart et al. (1970) utvärderas som

$$E = G \cdot 2(1 + \nu) \quad (14)$$

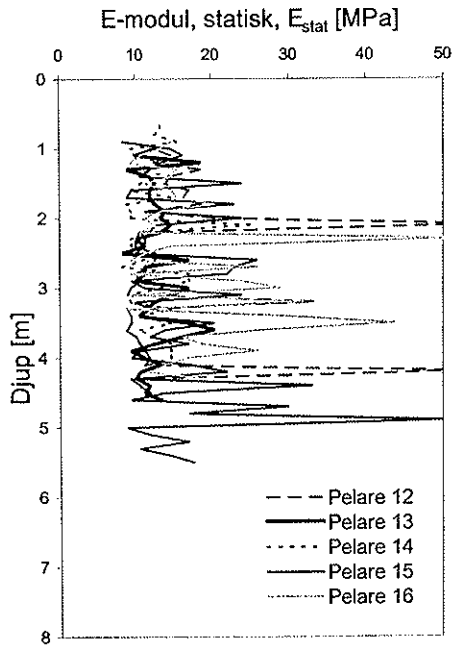
där G = Skjuvmodulen

ν = Poisson's tal

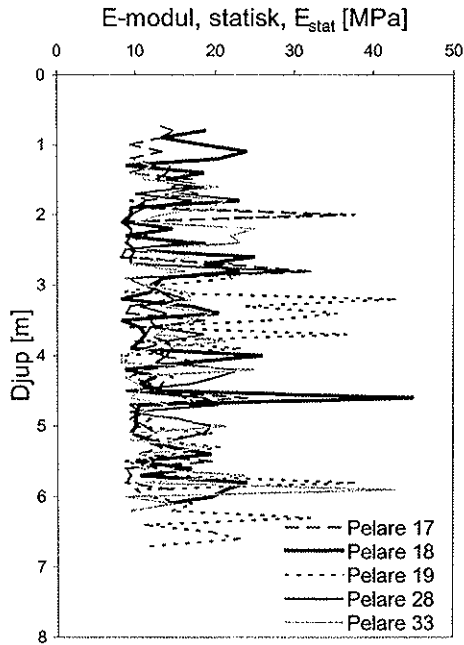
I Figur 6-25 till Figur 6-27 visas den utvärderade statistiska E-modulen under antagande att $G/G_0=1/10$. Modulen varierar i huvudsak mellan 10 och 20 MPa med enstaka värden upp till ca 50 MPa. Spridningen verkar vara mindre i 800- än i 600-pelarna. I Figur 6-28 visas en jämförelse mellan E-modulen utvärderad från Minisondmätning och från tryckförsök på laboratorium som E_{50} . E-modulen från Minisonde är i princip konstant medan labförsöken visar betydligt högre värden, speciellt i pelarnas övre, hårdare del.



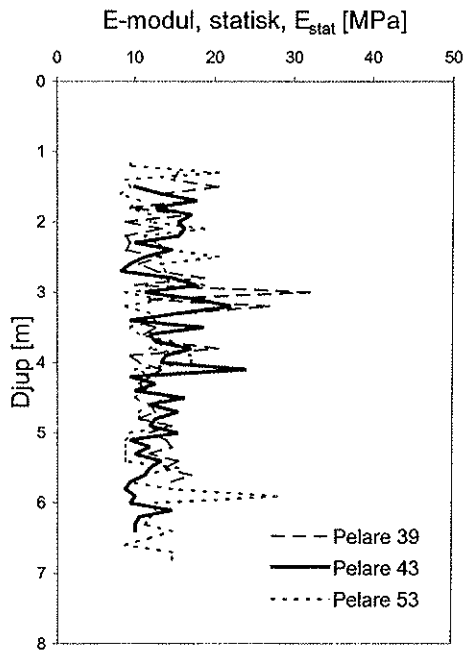
Figur 6-24 Vågutbredningshastigheter i kalkcementpelare, 600- och 800-pelare.



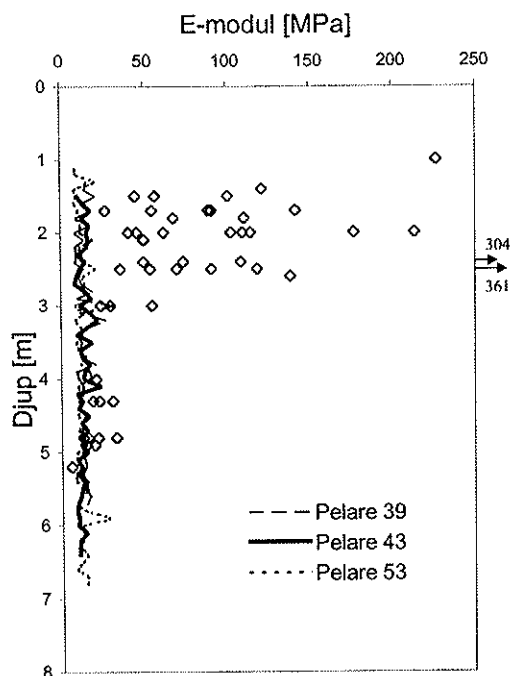
Figur 6-25 Beräknad statisk E-modul från mätning med Minisond, 600-pelare.



Figur 6-26 Beräknad statisk E-modul från mätning med Minisond, 600-pelare



Figur 6-27 Beräknad statisk E-modul från mätning med Minisond, 800-pelare

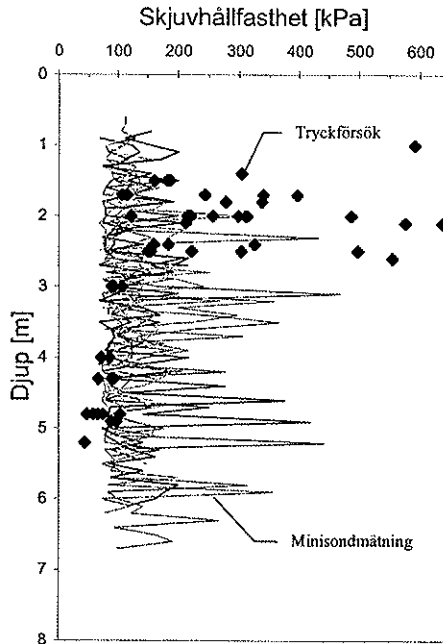


Figur 6-28 Jämförelse mellan E -modul utvärderad från Minisondmätning och från tryckförsök på laboratorium som E_{50} .

I Hiraide et al. (1996) uppskattades det empiriska sambandet mellan skjuvmodul och tryckhållfasthet till $G_0/q_u=400$ ($\rho=1,5 \text{ t/m}^3$) i pelare med tryckhållfasthet mellan ca 1 och 5 MPa. Sambandet mellan skjuvmodul och skjuvhållfasthet, G_0/τ_{fs} , för normalkonsoliderade leror har bestämts till ca 500 enligt Hansbo (1981) och till ca 440 enligt Andréasson (1979). I Appendix VII visas utvärderad skjuvhållfastheter från Minisonde-mätningen enligt Andréassons samband, $G_0/\tau_{fs}=441$. I Figur 6-29 och Figur 6-30 visas skjuvhållfastheten utvärderad från Minisonde-mätning jämfört med den från tryckförsök på laboratorium. Inte heller skjuvhållfastheten utvärderad från Minisonde visar någon överensstämmelse med övriga sonderingsmetoder eller laboratorieförsök på det upptagna pelarmaterialet.

Vad detta beror på är svårt att säga. Det finns flera möjliga förklaringar. Huvudanledningen är bedömningsvis att vi inte lyckats mäta skjuvvågshastigheten i pelarna och att den uppmätta kompressionsvågens hastighet inte återspeglar materialegenskaperna. Varför inte skjuvvågorna registrerats är inte klart. Enligt Chen (1989) kan dock inte en sond med monokälla registrera en skjuvvåg i ett vätskefyllt borrhål omgivet av en formation med en lägre S-vågshastighet än borrhålsvätskans P-vågshastighet. Enligt Snell's lag ska då inte finnas någon "kritiskt refrakterad" S-våg. Det innebär i så fall att pelarmaterialet måste ha en S-vågshastighet $> \text{ca } 1500 \text{ m/s}$

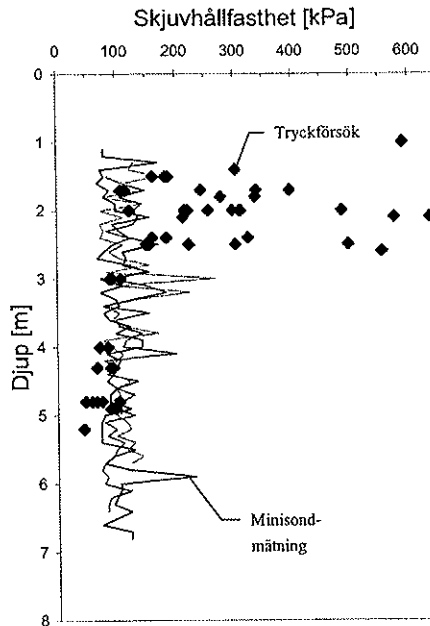
vilket enligt tidigare undersökningar kan motsvara en tryckhållfasthet på runt 1 MPa (Toshiyoshi et al. 2000).



Figur 6-29 Skjuvhållfasthet utvärderad från Minisonmätning och tryckförsök (E_{50}) på laboratorium. 600-pelare.

Chen visar däremot, både i laboratorium och i fält, att skjuvvågen tydligt kan registreras om man istället använder element av typen ”dipol” eller ”quattropol” (Figur 4-14) för att skapa och ta emot vågorna. Chen och Eriksen (1991) visar även att skjuvvågen kan registreras tydligare i ett hål med foderrör beroende på den bättre cirkelformen hos hålet. Även ett ojämnt borrhål kan alltså försämra förhållandena.

Andra anledningar skulle kunna vara att slam och lera i borrhålet dämpar för mycket för att några skjuvvågor ska skapas i pelaren. Vidare kan man inte utesluta att fel föreligger i något led i utvärderingen.



Figur 6-30 Skjuvhållfasthet utvärderad från Minisondmätning och tryckförsök (E_{50}) på laboratorium. 800-pelare.

Kompletterande provmätningar med Minisonde utfördes även i massförstärkt torv under en provbank i Enånger. Provbanken och markförhållanden beskrivs i Jelisic (1999). För att komma åt förstärkningen har foderrör alt. brunnar som går genom sprängstensbanken ned till den förstärkta torven använts. Rören var ibland krokiga vilket gjorde det praktiskt svårt att borra genom flera av dessa. Borring av 7 hål utfördes med skruvprovtagare med diametern 75 resp. 65 mm beroende på foderrörsdiametern.

Ett mycket lågt motstånd noterades vid nedskruvningen av skruvprovtagaren. Av det uppskruvade materialet kunde enbart mycket löst material med små korn av hårdare material konstateras. Ostörd snäckskalsera etc. noterades dock under torven. Hålen borrades genom den förstärkta torven och ända ned till fast botten men materialet kring hålen var ofta så löst att hålet delvis rasade igen. I fem av foderrören lyckades vi få ned sonden under banken. I dessa hål utfördes två mätningar i varje. Vid utvärderingen konstaterades att lagret med den förstärkta torven var betydligt tunnare än väntat. För att mätningar ska kunna utföras med Minisonden måste lagret med förstärkningen vara minst ca 1 m för att sondens sändare och båda mottagare ska befinna sig i lagret. Ett lager med 1,5 m tjocklek ger alltså 0,5 m mätresultat. Detta gjorde att endast 2 mätningar från ett ca. 0,75 m djupt intervall i "hål 5", (P8) kunde utvärderas.

Vid samma typ av sondering i kalkcementpelare med ca 100-200 kPa fungerade borrhålen mycket bra. Då användes dock en annan borrhäls teknik. Principen för

mätutrustningen och analysen av insamlade mätdata är anpassad till cirkulära pelare men vi via manuella beräkningar kunde ett begränsat antal mätningar utvärderas.

På frekvensspektrogrammen från mätningarna kunde en ”frekvenspuckel” vid ca 1300 Hz ses framträda. I detta intervall på ca 0,75 m bestämdes kompressionsvågens hastighet till mellan 400 och 650 m/s. Skjuvvågen har inte heller här kunnat registreras, möjligen beroende på att materialet inte har ett fast ”kornskelett” eller enligt tidigare resonemang. Den har istället räknats fram utifrån sambandet i Ekvation 21 och ett antaget Poisson’s tal, ν , på 0,34. Den framräknade skjuvvågen det förstärkta materialet hade en hastighet på mellan 190 och 320 m/s i materialet. Med $\rho=1,1 \text{ t/m}^3$ och ν på 0,34 gav det en dynamisk skjuvmodul på mellan ca 40 och 80 MPa. Den dynamiska E-modulen (E_d eller E_{max}) med $\rho=1,1 \text{ t/m}^3$ och ν på 0,34 varierade mellan ca 110 och 200 MPa. D.v.s. $E_{statisk}=11-20 \text{ MPa}$. Med antagandet att Andréassons (1979) föreslagna samband, $G_0/\tau_{fu}=441$, mellan dynamisk skjuvmodul och odränerad skjuvhållfasthet för leror även skulle gälla för stabiliserad torv, skulle τ_{fu} vara mellan ca 100 och 170 kPa. Vid denna provplats fanns inga pålitliga resultat från mätningar av materialegenskaper på upptaget material men bedömningsvis gäller slutsatserna angående resultaten från fältförsöken i Arboga även dessa försök.



Figur 6-31 Mätning med Minisonde i massförstärkt torv under provbank i Enånger.

Försök med motsvarande seismiska sonder pågår på flera ställen i världen. Både goda och dåliga erfarenheter finns. Det finns inget entydigt fysikaliskt samband mellan vågutbredningshastigheter och hållfasthet för förstärkt material. I studien av Nishikawa

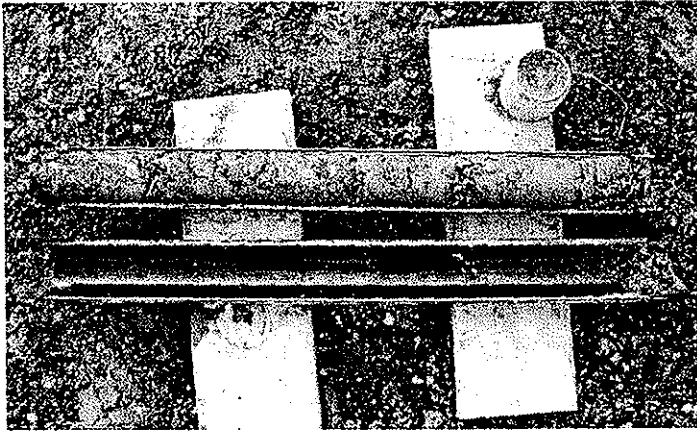
et al. (1996), som är en av de mest omfattande, framgår exempelvis att varken P- eller S-vågshastigheten i förstärkt torv, lera eller sand visar någon betydande ökning med ökad hållfasthet (Figur 4-7).

I studier utomlands har nästan samtliga försök utförts i pelare med hög hållfasthet, ca 2-10 MPa, där materialets P-vågshastighet överskridit vattnets, ca 1500 m/s. Inga studier finns i förstärkningar med skjuvhållfastheter i samma storleksordning som vi dimensionerar pelare för. Mycket arbete återstår således och möjligen måste en annan typ av piezokeramiska element, alternativt element som har fysisk kontakt med borrhålsväggen, användas. Dessutom måste först en omfattande fysikalisk studie i lab utföras på våra förstärkta material för att kunna bedöma om metoden är tillämpbar och för att ta fram eventuella empiriska samband mellan vågutbredningshastigheter och t.ex. hållfasthet.

6.2.7 Provtagning med Hollow Stem Auger

Ett par försök utfördes ned till knappt 3 m. Olika inställningar provades vad gäller avstånd mellan provtagare och borrhår, provtagaren framför/bakom borrhållan, olika rotationshastighet, matningstryck etc. Vid borrhållningen lyckades vi få upp ett fåtal kärnprover med en längd på ca 80 cm som var genombrutna av sprickor och håligheter (Figur 6-32). Tryckförsök på några av de mer homogena bitarna gav mycket låga värden, knappt högre än för den oförstärkta leran, vilket tyder på att även de proverna innehöll sprickor. Spår på provets yta visade att provtagaren, som skulle stå stilla under nedtryckningen, hade roterat vilket resulterade i att provet skjuvades av och packades in i provtagaren. Vid neddrivningen vibrerade också utrustningen en hel del vilket även bör ha stört provet.

Mycket arbete återstår således med att prova ut rätt kombination av inställningar på utrustningen och utförande. Det verkar, åtminstone i ett så sprött material som detta, vara mycket svårt att få upp helt ostörda kärnor. Fördelen jämfört med vanlig kärnboring är ändå att materialet i pelarnas svagare partier inte spolas bort av vattenspolningen utan kan tas upp.



Figur 6-32 Upptaget kärnprov från provtagning med Hollow Stem Auger i kalkcementpelare.

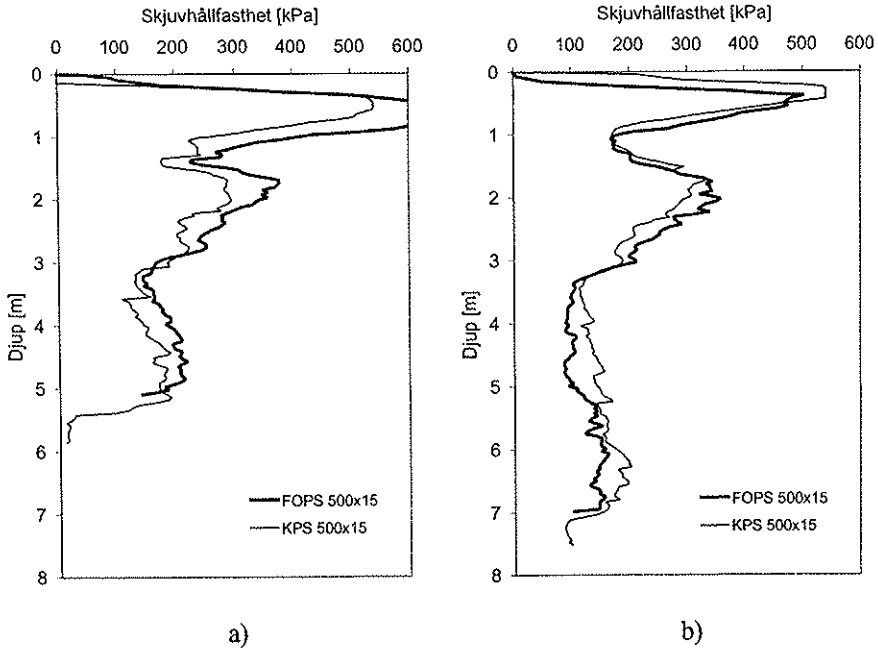
6.3 Jämförelse mellan omvänd och traditionell pelarsondering

6.3.1 Omvänd och traditionell pelarsondering i samma pelare

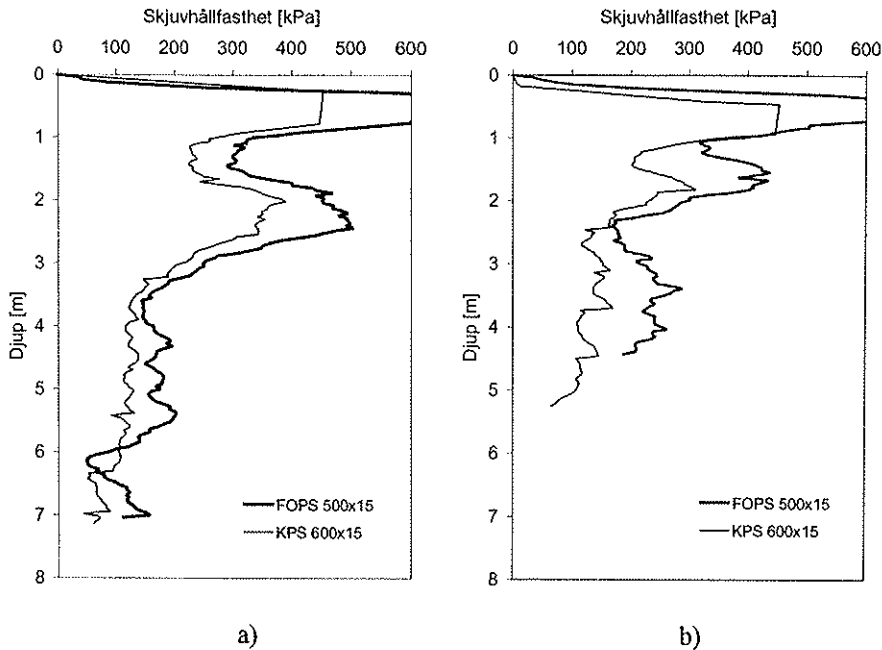
För att undersöka om traditionell och omvänd pelarsondering ger samma resultat trots något olika sonderingsförfarande utfördes båda typerna av sondering i samma pelare. Exempel på resultat från dessa försök visas i Figur 6-33 och Figur 6-34. I 600-pelarna, där sonderingarna utfördes med samma vingbredd, visar metoderna nästan identiska resultat. Den traditionella pelarsonden visar något lägre värde än den omvända vilket bör bero på att pelarna, åtminstone i de hårdare partierna, är uppspräckta efter den första sonderingen och därför ger ett något lägre sonderingsmotstånd. Utvärderingen gjordes på traditionellt vis med en bärighetsfaktor på 10. Tvärsnittsarean vid den efterföljande sonderingen med KPS reducerades med arean hos FOPS-sondens centrumstång (ϕ 36 mm). Beräknade tvärsnittsareor framgår av Tabell 6-1. KPS-sonden ansattes med vingen vriden 90° mot FOPS-sondens läge vid markytan vilket fungerade bra. Sonden gick inte in i det gamla spåret i något fall.

I 800-pelarna (Figur 6-34) var skillnaden mellan sonderingarna något större men resultaten fortfarande relativt lika. Det kan dels betyda att pelarna var något mer uppspräckta efter den omvända sonderingen, dels att de har olika egenskaper i olika riktningar över tvärsnittet. Vid jämförelsen användes en större vingbredd, 600 mm, för KPS-sonden. Den mest troliga orsaken är att den täckte en större del av pelartvärsnittet och pelarna hade en lägre hållfasthet längre från centrum. Det skulle då ge ett lägre genomsnittligt värde över sondens bredd.

Sammantaget visar jämförelsen att metoderna FOPS och KPS visar *samma resultat i samma material*. Inget systematiskt fel föreligger när det gäller lastmätning, utvärdering av mantelmotstånd etc.



Figur 6-33 Exempel på sondering med omvänd (FOPS) och traditionell pelarsondering i samma pelare, efter 4 v. a) pelare 32, 600 mm, b) pelare 22, 600 mm.



Figur 6-34 Exempel på sondering med omvänd (FOPS) och traditionell pelarsondering (KPS) i samma pelare efter 4 v. a) pelare nr. 37, 800 mm b) pelare 49, 800 mm.

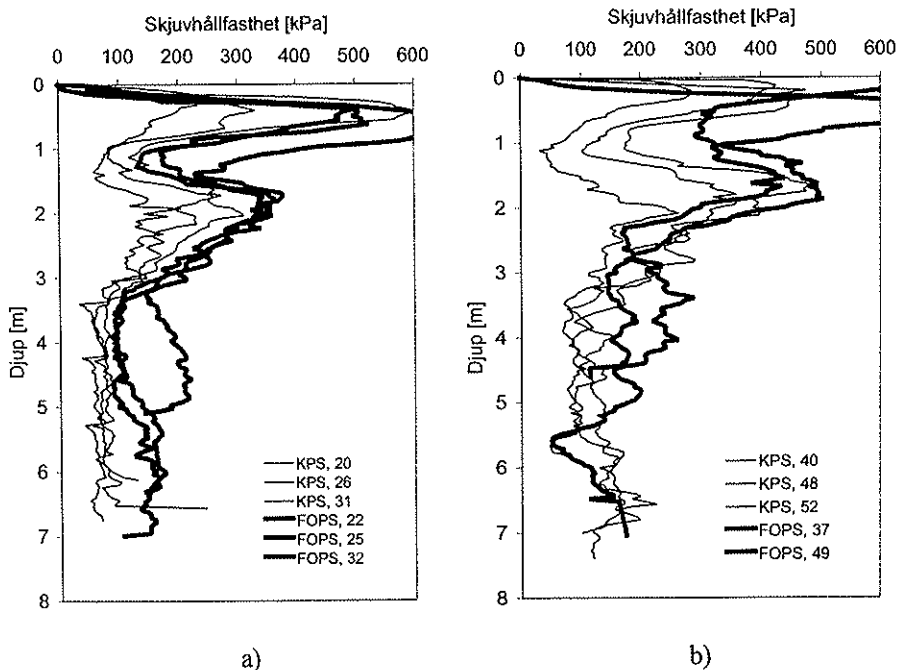
6.3.2 Omvänd och traditionell pelarsondering i olika pelare

Vidare har sonderingar med FOPS och KPS utförts i de två olika "typerna" av pelare, vanliga och sådana med FOPS installerad. Figur 6-35 visar exempel på resultat från dessa jämförelser. Trots en del spridning efter 4 v kan man konstatera att FOPS visar högre hållfasthet i både 600- och 800-pelare. Vid 8 v (Figur 6-36) är skillnaden tydligare då spridningarna är mindre.

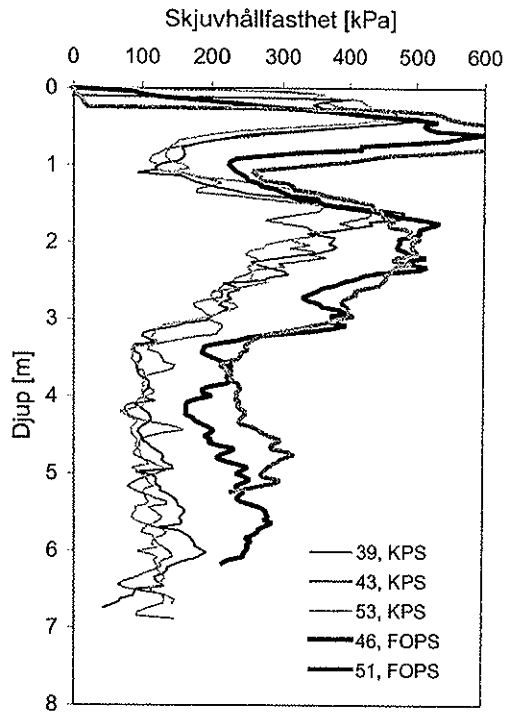
Tillsammans med resonemanget i avsnittet ovan kan man dra slutsatsen att pelarna inte ser likadana ut. Ytterligare belägg för att skillnader föreligger mellan de två pelartyperna kan man se i Figur 6-37 där traditionell pelarsondering utförts med samma vinge i 600-pelare efter 4 v. De sonderade pelarna är dels av normal typ, dels sådana som tidigare sonderats med omvänd pelarsond. Skillnaden är även här uppenbar.

Resultaten ovan visar att metoderna ger samma resultat när materialet är detsamma. Det visar också att pelarna som installerats med omvänd pelarsond (FOPS) ser ut på ett annorlunda sätt. De har inte samma hållfasthet inom den del av pelaren som täcks av sondens bredd. Ytterligare stöd för detta ger analysen av bindemedel i Avsnitt 6.4 som visar att pelare installerade med omvänd sond har större spridning i bindemedelshalt med högre halter i centrum av pelarna. De är alltså inte representativa för de vanliga produktionspelarna.

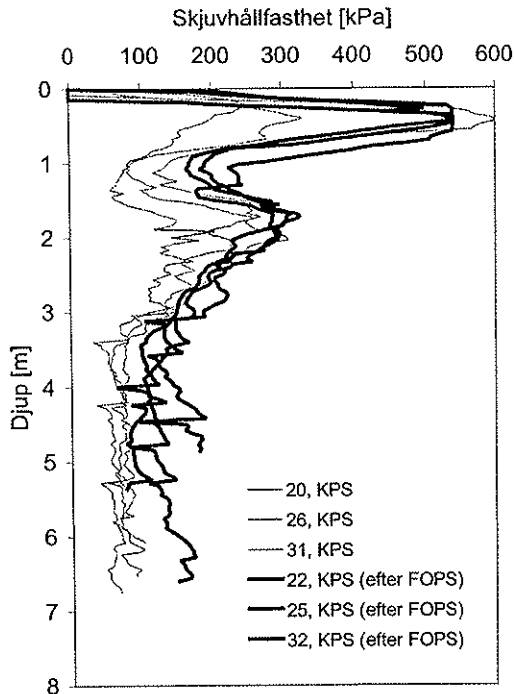
Vad skillnaden beror på är svårt att bestämma utifrån den här studien. En möjlig orsaker är att vajern, som går fritt inne i bindemedelsströmmen i kelleystången, hindrar flödet genom utblåsningshålet. Vajern går endast någon eller några cm innanför hålet. Det är troligt att strömmen störs och "strålen" sprids så att bindemedlet inte orkar ända ut till pelarens periferi utan koncentreras kring pelarens inre delar. En annan orsak skulle kunna vara att en viss mängd luft läcker kring vajerns passage genom botten av blandningsverktyget och en del bindemedel följer med ut kring vajern. Arealen på det lilla glappet som finns mellan vajern och metallbussningen som fungerar som tätning är dock väldigt liten jämfört med utblåsningshålets area. I Figur 6-38 visas förhållandet mellan areorna vid ett utblåsningshål på 40 mm och en bussning på 13,5 mm kring vajern som är 12,5 mm. Läckaget mellan vajer och bussning är då knappt 4 % av utblåsningshålets area. Det skulle alltså kunna ändra flöde och tryck med motsvarande storleksordning. Förmodligen varierar lufttryck och flöde vid tillverkningen normalt mer än så. Läckaget kring vajern skulle kunna inverka väsentligt om bussningen var utsliten eller lossat helt. I den föreliggande studien var dock bussningen ny.



Figur 6-35 Skjuvhållfasthet utvärderad från sondering med omvänd (FOPS) och traditionell pelarsondering i olika pelare efter 4 v. a) 600-pelare b) 800-pelare.



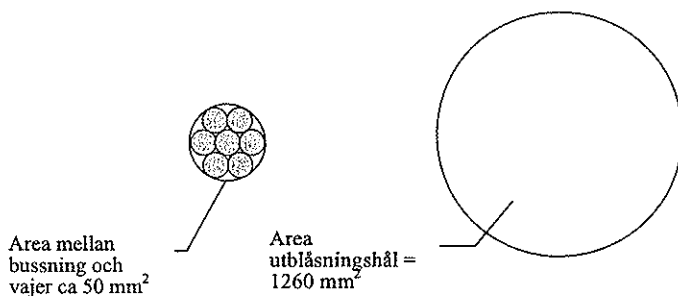
Figur 6-36 Skjuvhållfasthet utvärderad från sondering med omvänd (FOPS) och traditionell pelarsondering i olika 800-pelare efter 8 v.



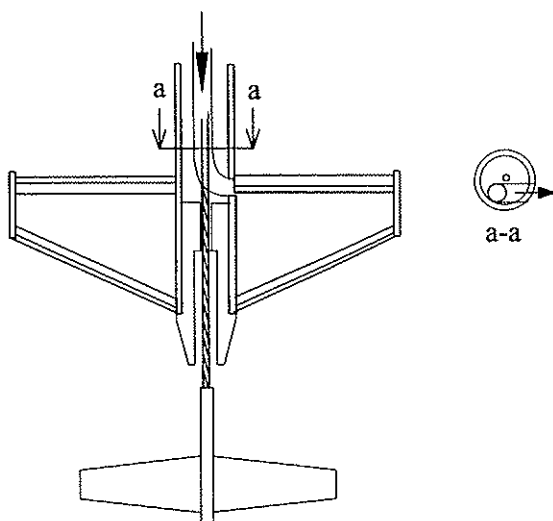
Figur 6-37 Skjuvhållfasthet utvärderad från traditionell pelarsondering (KPS) med 500 mm bredd i 600-pelare efter 4 veckor. Sonderingen är utförd i vanliga pelare och pelare där omvänd pelarsondering (FOPS) har utförts.

Förinstallerad omvänd pelarsondering (FOPS) har flera fördelar gentemot andra metoder. Den är idag den *enda* metoden med vilken man kan kontrollera kontinuiteten hos långa pelare i hela deras längd och även verifiera pelare av *låg* hållfasthet. Sonderingen är enkel att utföra och den har ett väl fungerande sätt för utvärdering av mantelmotståndet. Mina erfarenheter av den omvända sonden är mycket goda och nästa steg föreslås därför vara att modifiera installationsverktyget så att pelarna kan tillverkas så att de blir representativa för samtliga pelare.

Mitt förslag på lösning är separera vajern helt från bindemedlet. Med bindemedlet i en innerslang i kelleystången kan vajern gå antingen fritt i stången (Figur 6-39) eller i ett eget foderrör. För att slippa verktygsbyte skulle samma verktyg med ”plugg” i neränden kunna användas vid tillverkning av vanliga pelare.



Figur 6-38 Skalenlig illustration av tätning kring vajer ($\phi 12,5 \text{ mm}$) vid installation av FOPS samt utblåsningshål ($\phi 40 \text{ mm}$).



Figur 6-39 Förslag på verktyg för installation av omvänd pelarsond där vajern går fritt i kelleystången och bindemedlet i separat slang.

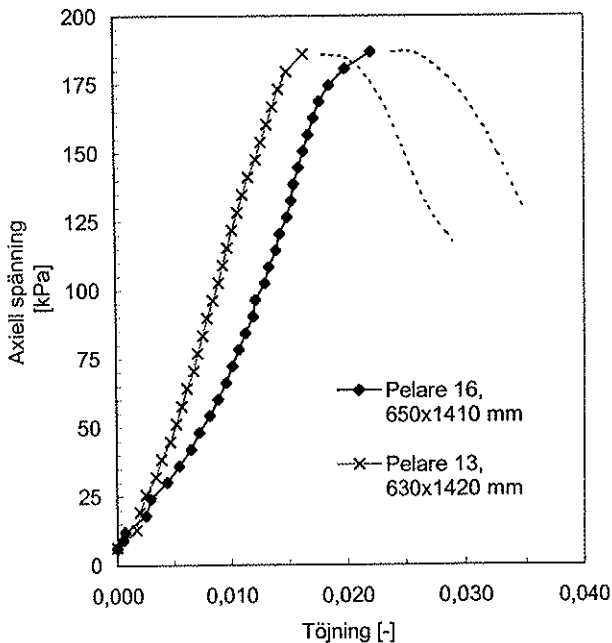
6.4 Tryckförsök på pelarsegment i fält, inverkan av provskalan

Resultaten från enaxliga tryckförsök i fält på hela pelarsegment från upptagna 600-pelare visas i Figur 6-40. Ett första försök gjordes även för att testa utrustningen. Pelarsegmenten valdes ut i det hårdaste partiet på ca 1,5 - 3 m djup, för att det var enda stället där det var möjligt att få så stora pelarbitar intakta. Segmenten på ca 700 kg trimmades för hand liggande i det öppna upptagningsröret.

Tryckhållfastheten vid försöken uppgick till knappt 190 kPa vilket skulle motsvara ca 95 kPa i skjuvhållfasthet beräknat enligt praxis som halva tryckhållfastheten. Brottet

var i samtliga fall ett spjälkningsbrott med längsgående sprickor och med en tendens till kraftigare uppsprickning vid ena ändplattan, se Figur 6-41.

Samma typ av brott vid tryckförsök på hela pelarsegment fick även Futaki et al. (1996). Tryckhållfastheten utvärderad vid enaxliga tryckförsök i laboratorium i liten skala (ϕ 50 mm) var mellan 200 och 1300 kPa i det aktuella intervallet. Traditionella pelarsonderingar i motsvarande intervall visade på skjuvhållfastheter mellan ca 200 och 450 kPa vilket skulle motsvara en tryckhållfasthet på 400-900 kPa. Det visar att hållfastheten utvärderad i laboratorium kan ge de högsta värdena men samtidigt störst spridning beroende på de små provkropparna. Därefter kommer pelarsonderingarna med något lägre värden och mindre spridning beroende på att den kontrollerade volymen är större. Lägst visade alltså tryckförsöken på hela pelarsegment där egenskaperna mätts i störst skala. Motsvarande resultat visade även Futaki et al. (1996) för cementpelare och Bryhn et al. (1988) för pelare stabiliserade med $\text{Al}(\text{OH})_{2,5}\text{Cl}_{0,5}$ vid jämförelse med små tryckförsök. Alto och Perkiö (2000) visade på motsvarande skaleffekt men vid olika dimensioner av små tryckförsök på kalkcementpelare.



Figur 6-40 Spännings-töjningssamband för enaxliga tryckförsök utförda i fält på segment av upptagna 600-pelare.



Figur 6-41 Enaxligt tryckförsök på pelarsegment, pelare 13, efter brott.

Av detta kan man dra slutsatsen att den undersökta skalan har betydelse för både hållfastheten och spridningen. I en stor skala kan hållfastheten vara betydligt lägre än i en liten men ha en mindre spridning. Det betyder att fåtalsprovning med tryckförsök i en liten skala (standard, 50 mm) praktiskt taget kan ge vilket resultat som helst. Tryckförsök borde utföras i en skala som är betydligt större för att fåtalsprovning ska kunna ge rättvisande resultat.

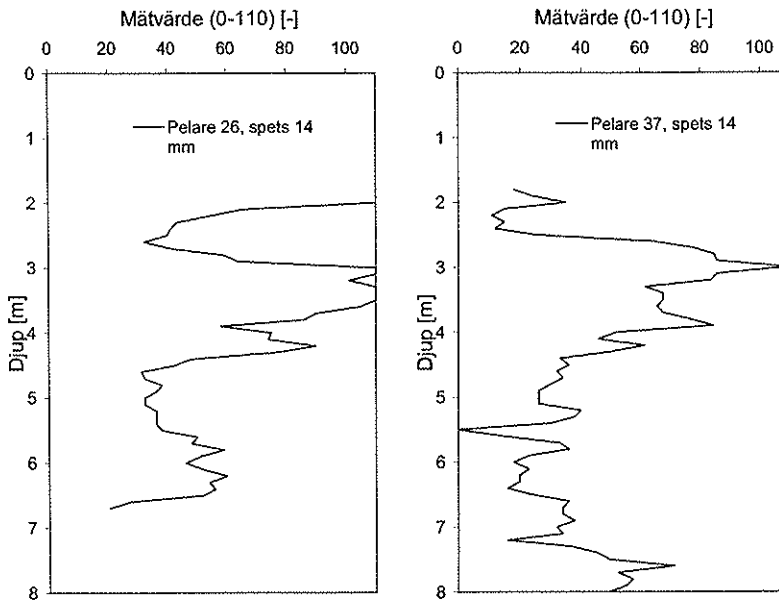
6.5 Mätningar med fältpenetrometer

På de pelare som var tillräckligt intakta utfördes mätningar med fältpenetrometer (ϕ 14 mm), se Figur 6-42 för att snabbt få en översiktlig bild av hållfasthetsfördelningen. Mätningar utfördes dels längs pelarna, dels i ett kryssmönster över ett flertal tvärsnitt. Mätningarna har inte utvärderats som en hållfasthet utan enbart använts för relativa jämförelser.

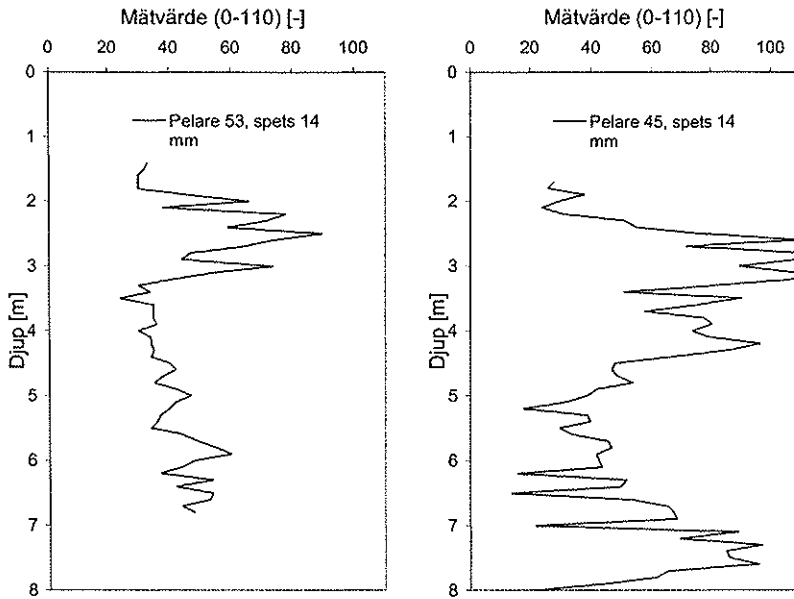
Resultaten i Figur 6-43 och Figur 6-44 uppvisar liknande utseende som pelarsonderingarna, med högre sonderingsmotstånd runt 2-4 m. Mätningen med penetrometer mäter dock enbart det yttersta skiktet på ca 5 cm. Flera pelare hade ett tydligt hårdare yttre skikt på några cm.



Figur 6-42 Mätning med fältpenetrometer längs upptagen kalkcementpelare.



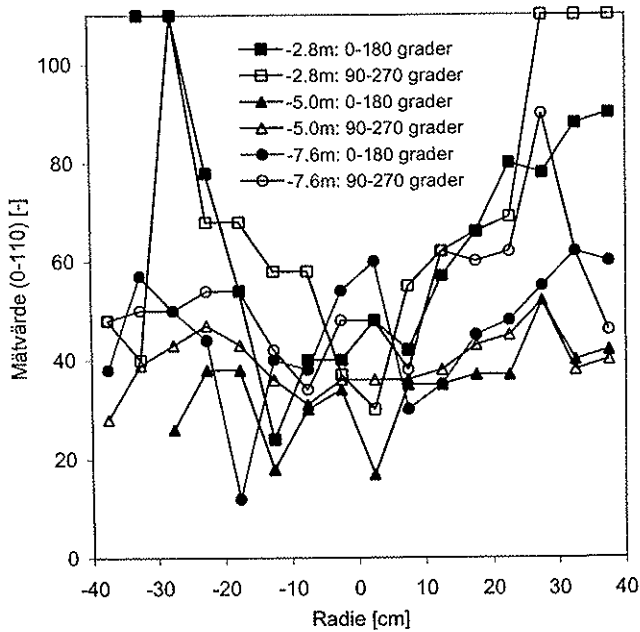
Figur 6-43 Exempel på mätningar med fältpenetrometer (spets ϕ 14 mm) längs upptagna pelare, 26 och 37.



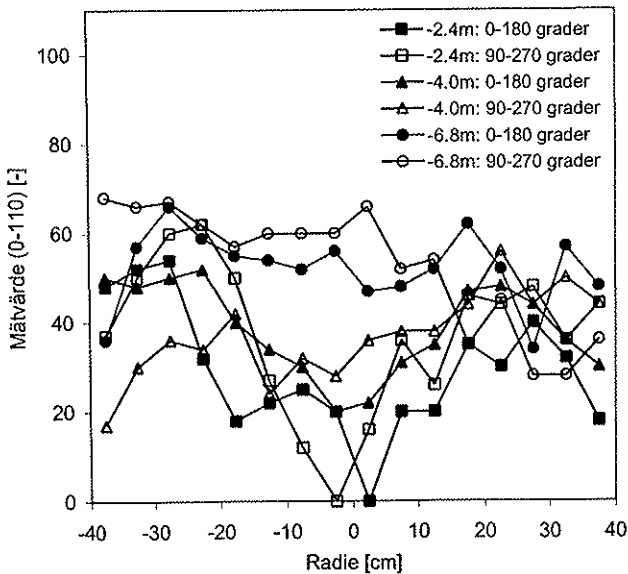
Figur 6-44 Exempel på mätningar med fältpenetrometer (spets ϕ 14 mm) längs upptagna pelare, 53 och 45.

Exempel på mätningar över tvärsnittet visas i Figur 6-45 och Figur 6-46. Flertalet mätningar uppvisar en ”måsvingeform” över tvärsnittet med lägre värden i centrum och i ytterkanterna. Liknande utseende på resultat från penetrometermätningar över tvärsnitt i kalkpelare fick Broms & Boman (1975), se Figur 6-47. I de flesta provade pelare var ett centrumhål borrarat. Vid mätning nära ytterkanten eller centrumhålet spjälkades materialet ofta sönder. De låga värdena bedöms därför till stor del bero på det spröda beteendet varför materialet egentligen har en högre hållfasthet. Vid mätningar i de djupare liggande tvärsnitten, där materialet hade betydligt lägre hållfasthet, fungerade mätningen bättre och gav i flera fall högre värden än i de mer ytligt liggande tvärsnitten, se Figur 6-46.

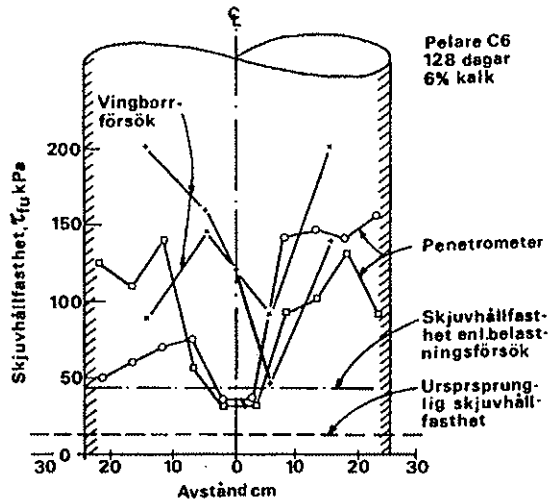
Penetrometermätningar bedöms därför inte vara lämpliga för bestämning av varken relativ eller absolut hållfasthet i spröda material eller material med hög hållfasthet. Inte heller blir mätningarna rättvisande nära ”kanter” där materialet inte får något sidostöd. Däremot är metoden användbar för att snabbt lokalisera mycket hårda eller lösa/oförstärkta avsnitt längs upptagna pelare.



Figur 6-45 Exempel på mätning med penetrometer över pelartvärnsnitt. Pelare 45, 3 djupnivåer. 0-180 resp. 90-270 motsvarar två vinkelräta riktningarna.



Figur 6-46 Exempel på mätning med penetrometer över pelartvärnsnitt. Pelare 53, 3 djupnivåer. 0-180 resp. 90-270 motsvarar två vinkelräta riktningarna.



Figur 6-47 Penetrometermätningar m.m. över tvärsnitt i kalkpelare (Broms & Boman 1975).

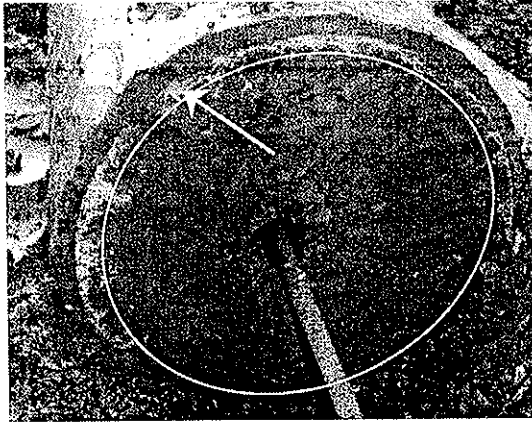
6.6 Visuell bedömning av bindemedelsspridning

När pelare friläggs i samband med grävning av provgrop eller upptagning av hela pelare ger synintrycket en första uppfattning om pelarnas kvalitet. De skillnader i färg och struktur som finns över tvärsnittet gör att man frestas dra slutsatser om bindemedlets spridning utifrån detta. I samband med upptagningen av ett flertal pelare, fick vi möjlighet att testa om man kan dra slutsatser om bindemedelsspridningen över tvärsnittet utifrån den visuella bilden. Fotografier av pelartvärsnitt, tillsammans med dokumentation har jämförts med den laboratorieanalys av bindemedelshalten (se Avsnitt 6.3) som gjorts på prover i samma tvärsnitt.

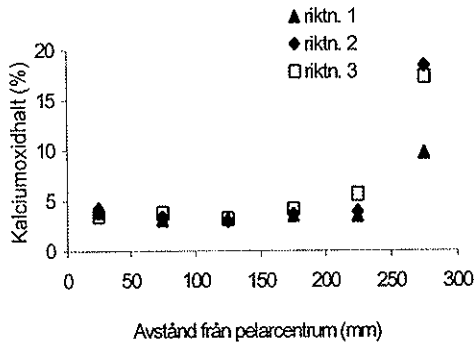
På fotografierna har vita eller mycket ljust grå partier skiljts ut från övriga ytan. På bilderna har vissa områden förtydligats med vita cirklar. Av färgen att döma utgör dessa ljusa partier främst spår av kalken i bindemedlet. Under förutsättning att kalk och cement fördelar sig lika över tvärsnittet så indikerar de ljusa partierna även fördelningen av cementen. Nedan redovisas fyra exempel på jämförelser i tvärsnitt från vanliga ”produktionspelare”.

Tittar man på fotot av pelare 16 (Figur 6-48) på nivån $-0,9$ m ser man en mycket tydlig vit marmorering i en ring, ca 1-5 cm bred, närmast pelarens periferi. De yttersta ca 3 cm på bilden tillhör inte pelaren utan är den zon *utanför* pelaren där vattenkvoten är markant lägre än omgivande lera. Detta behandlas i Larsson (2000). Resultaten från mätningen av kalciumoxidhalten över tvärsnittet visar (Figur 6-49) en jämn

bindemedelshalt på runt 5% ända ut till ca 25 cm från centrum. Där uppvisar resultaten en tydlig topp på ca 20%. Flera relativt ytliga tvärsnitt från andra 600 mm-pelare visar motsvarande utseende med tydliga vita spår i periferin. Där finns dock inte laboratorieanalyser att jämföra med.

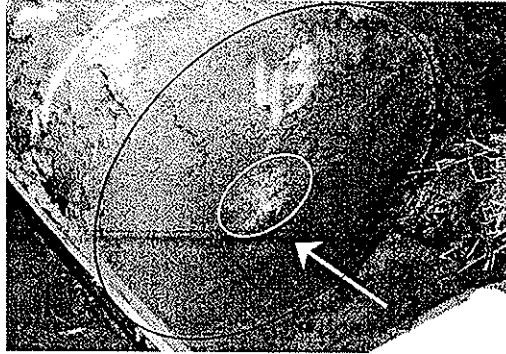


Figur 6-48 Fotografi av tvärsnitt, pelare nr 16, nivå -0,9 m, diameter 600 mm.

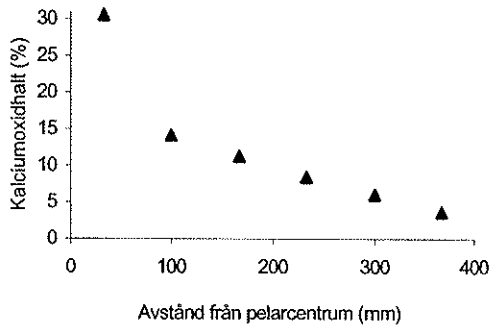


Figur 6-49 Bindemedelshalt i pelare nr 16, nivå -0,9 m. Diagrammet visar bindemedelsinnehållet uttryckt som kalciumoxidhalt i vikt-% (torrt material). Proverna är tagna i tre riktningar över tvärsnittet.

Fotot av ett djupare liggande tvärsnitt i pelare 43 (Figur 6-50), med diameter 800 mm, visar upp ett helt annat utseende. Tvärsnittet är här helt jämngrått med ett tydligt vitt mjukt och grynigt parti på ca 10 cm i centrum av pelaren. En jämförelse med analysen av bindemedel i samma tvärsnitt (Figur 6-51) visar upp en tydlig topp med mycket hög kalciumoxidhalt, 20-35%, ca 5 cm närmast centrum. Utanför avtar bindemedelshalten successivt ner till en halt på knappt 5%.

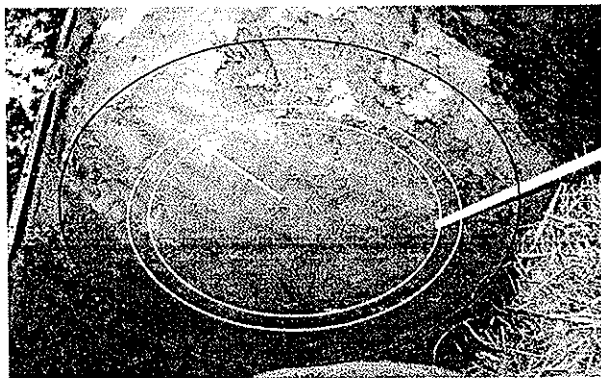


Figur 6-50 Fotografi av tvärsnitt i pelare nr 43, 5,2 m under markytan, diameter 800 mm.

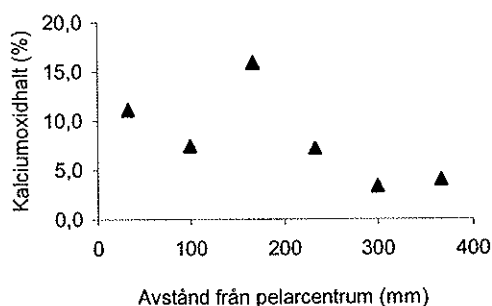


Figur 6-51 Bindemedelshalt i pelare nr 43, 5,2 m under markytan. Diagrammet visar bindemedelsinnehållet uttryckt som kalciumoxidhalt i vikt-% (torrt material).

Det tredje exemplet är från pelare 53, 6,0 m under markytan (Figur 6-52). Pelartvärsnittet är även här jämnt grått men med en ring av vitt grynigt material på ett avstånd av ca halva radien. Pelarmaterialet är sprött och smuligt, främst utanför ringen. En jämförelse med analysen av bindemedelshalt i samma tvärsnitt (Figur 6-53) visar att bindemedelshalten är låg, ca 3-4%, i de yttre delarna. Den vita ringen på pelartvärsnittets halva radie överensstämmer bra med en topp i kalciumoxidhalten på ca 17%.

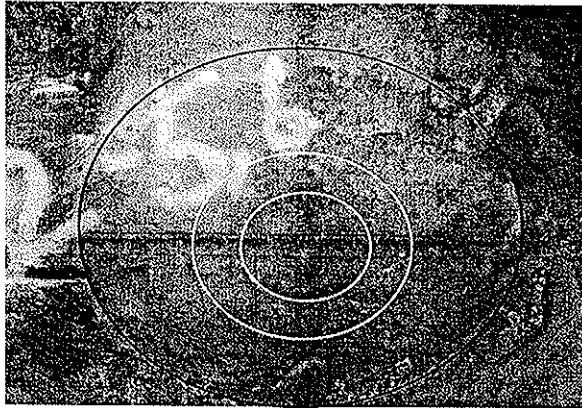


Figur 6-52 Fotografi av tvärsnitt i pelare nr 53, 6,0 m under markytan, diameter 800 mm.

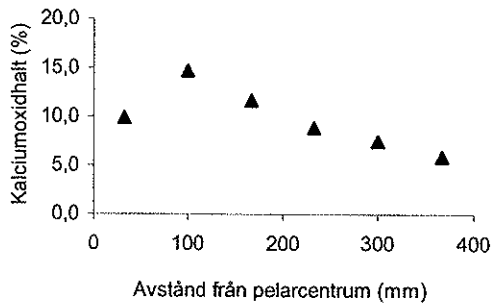


Figur 6-53 Bindemedelshalt i pelare nr 53, 6,0 m under markytan. Diagrammet visar bindemedelsinnehållet uttryckt som kalciumoxidhalt i vikt-% (torrt material).

Ett fjärde tvärsnitt, från pelare 32, visas i Figur 6-54. Pelartvärsnittet är mjukt och mycket smuligt. Inom en decimeterbred ring ca 15 cm från pelarens centrum finns en ansamling av vita korn som är några mm stora. En jämförelse med den analyserade bindemedelshalten (Figur 6-55) visar också att den är högst, 12-15%, mellan 10 och 20 cm från pelarcentrum. Skillnaden mot det övriga tvärsnittet, där halten varierar mellan ca 6 och 10%, är dock inte så stor.



Figur 6-54 Fotograf av tvärsnitt i pelare nr 32, 6,1 m under markytan, diameter 800 mm.



Figur 6-55 Bindemedelshalt i pelare nr 32, 6,1 m under markytan. Diagrammet visar bindemedelsinnehållet uttryckt som kalciumoxidhalt i vikt-% (torrt material).

Från jämförelserna ovan kan man konstatera att det verkar finnas ett samband mellan pelartvårsnittens ljusa (vita) partier och bindemedelsinnehållet. Låga och normala variationer i bindemedelshalt (<10%) verkar inte vara möjliga att bedöma visuellt. Samtliga områden där man kunnat konstatera ansamlingar av vita korn eller hela vita partier har bindemedelshalten varit onormalt hög, d.v.s. från ca 15% och upp till över 30%. Den beräknade teoretiska bindemedelshalten för de aktuella kalkcementpelarna är ca 7%. Utgår man från att den inblandade mängden bindemedel per meter pelare är den avsedda, bör man kunna anta att om vissa partier av tvärsnittet har för stor inblandad mängd så har övriga partier för liten mängd. Tittar man på utmatningsdiagrammen från tillverkningen av pelarna i exemplen ovan ser man att den utmatade mängden håller sig

inom toleranserna +/- 10% för alla pelarna och enbart pelare 32 har mängder som ligger mellan den nominella mängden och den undre toleransnivån.

Sammanfattningsvis kan man alltså säga att vita eller mycket ljust grå partier och ansamlingar av vita korn tyder på "onormalt" höga halter av bindemedel. I de aktuella tvärsnitten, en faktor 2-4 gånger den nominella halten. Vid lägre bindemedelshalter än 10-15% har det inte gått att se några färgförändringar. Det verkar också vara så att de vita partier som påträffas i pelarens yttre delar är hårda medan de i centrum av pelaren är mjuka och gryniga. Möjligen har detta att göra med blandningsverktygets högre hastighet i de yttre delarna.

7 OMFATTNING AV KONTROLL OCH REGLER FÖR ACCEPTANS

7.1 Allmänt

Att utforma statistiska regler för acceptans av kalkcementpelare är ett mycket svårt och omfattande arbete som lämpar sig väl för ett separat projekt. Här är avsikten främst att visa vilka regler som finns idag för acceptans och omfattning av kontroll samt belysa några av svårigheterna.

Målet vid kontroll av kalkcementpelare är vanligtvis att man utifrån resultatet av en stickprovsanalys skall acceptera eller förkasta pelarna, d.v.s. avgöra om grundläggningskonstruktionen har de avsedda egenskaperna. Om de inte är uppnådda kan målet vara att utifrån försöken utvärdera vilken dimensionerande hållfasthet som kan utnyttjas. En tredje anledning kan vara att kontrollera att inte "den mänskliga faktorn" gjort att pelarnas egenskaper helt hamnat utanför det förväntade intervallet.

Ur statistisk synpunkt finns två olika angreppssätt. Det första är att använda den klassiska *frekventistiska metodiken* (error statistics). Det andra är att använda *bayesiansk metodik*. Även om klassisk statistik är väl känd finns det mycket som talar mot dess användning. Den baseras enbart på uppmätta data. Erfarenhetsdata kan inte hanteras, alltså krävs ett stort provantal. Det är heller inte lätt att avgöra vilken konfidensnivå som skall användas.

Ett sätt att hantera fätalsproblematiken är att använda bayesiansk statistik i stället för frekventistisk. Den grundläggande skillnaden är att man vid bayesiansk statistik accepterar subjektiva sannolikheter, grundade på t.ex. erfarenheter, samt att en fördelnings parametrar betraktas som stokastiska variabler. Bayesiansk statistik beskrivs bl.a. av Ang och Tang (1984) samt tillämpat på geoteknik av Olsson (1986).

Bayesiansk metodik bygger på att en fördelning som innehåller all osäkerhet, även den statistiska, tas fram. Denna "bayesianska" fördelning har en större spridning än vad den underliggande fördelningen har då den innehåller en större del av osäkerheterna.

Acceptansregler och regler för kontrollens omfattning skulle kunna tas fram enligt bayesiansk statistik då det skulle ge möjlighet att både använda förhandskunskap och fätalsprovning på ett bra sätt, vilket inte är möjligt med klassisk statistik. För att det ska vara möjligt måste först utredas vilken underliggande fördelning kalkcementpelares olika egenskaper har vid olika förutsättningar (jordar, bindemedel, bindemedelsmängder etc.) och vilken spridning som kan förväntas. Det kan exempelvis göras genom studier av sonderingsresultat vid omfattande projekt. Metodens tillämpbarhet bör även utredas vad gäller fördelningar som inte är, men betraktas som, normalfördelade.

Regler för omfattning och acceptans bör lämpligen grunda sig på vilka noggrannhetskrav som ställs på förstärkningen i den aktuella tillämpningen. Förslagsvis skulle pelarna kunna delas in i noggrannhetsklasser på liknande sätt som vid Helsingfors stad (Halkola 1998): klass A, krävande tillämpning, klass B, normal och klass C, mindre krävande. Idén till klassindelning finns även i Carlsten & Ekström (1995) om än inte uttryckligen. Man anger där att högst noggrannhetskrav ska ställas vid förstärkningar i ledningsschakter och skärningar, normala krav vid stabilisering av bank och lägst krav vid enbart sättningsreduktion av bank.

7.2 Befintliga riktlinjer för kontrollens omfattning

Den föreliggande studien visar att det finns en mängd olika metoder för kontroll. Nedan beskrivs kortfattat vilka rekommendationer som finns vad gäller kontrollens omfattning i Sverige, Finland och Japan.

Enligt den svenska vägledningen för kalkcementpelare (Carlsten & Ekström 1995) ska antalet pelare som ska kontrolleras bedömas från fall till fall beroende på bl.a. syftet med förstärkningen, säkerhetsnivåer och förstärkningens omfattning. Några allmänna riktlinjer anges (Tabell 7-1). I riktlinjerna anges inte med vilken metod pelarna ska kontrolleras. Vad gäller minsta antalet sonderingar per "jordart" så anges 5 sonderingar normalt räcka för att ett "statistiskt säkert värde" på pelarnas hållfasthet ska erhållas.

Tabell 7-1 Omfattning av kontroll enligt svenska vägledningen (Carlsten & Ekström 1995). Tabellen avser förstärkningar med dimensionerande skjuvhållfasthet på max 100 kPa.

Säkerhet ostabiliserad bank + last	Omfattning, (m pelare)	Omfattning av kontroll	Förutsättning
$F_{ostab} > 1.0$	<5000	Ingen kontroll. Alternativt utökas förstärkningens omfattning	$w < 80\%$ oorganisk lera
$F_{ostab} > 1.0$	>5000	1% av pelarantalet	
$F_{ostab} > 1.0$	>50 000	>0.5% av pelarantalet	Förhållanden i jord och bank likartade inom förstärkningen
$F_{ostab} < 1.0$	Oavsett omfattning	2% av pelarantalet	

I Tabell 7-2 visas motsvarande rekommendationer från den finska vägledningen (Viatak 1997). De finska riktlinjerna är lika de svenska vad gäller traditionell pelarsondering när entreprenaden omfattar mer än 5000 m pelare och säkerheten för ostabiliserad bank och last är över 1,0. En väsentlig skillnad är dock att man ställer krav på att pelare ska tas upp vid stora jobb. Enligt Halkola (1998) används även CPT-

sondering för kontroll av hårda och medelhårda pelare. Vid CPT-sondering rekommenderas att minst 10 sonderingar ska utföras i pelarnas hela längd.

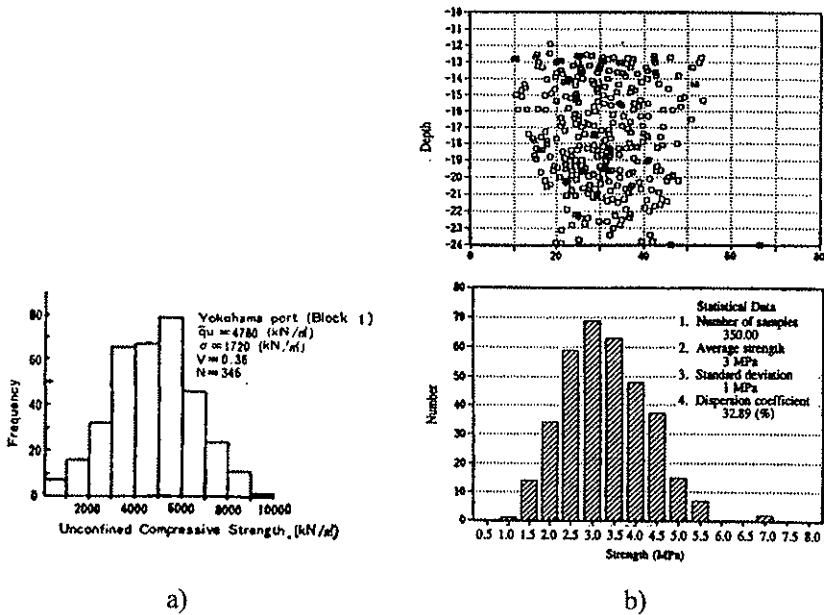
Tabell 7-2 *Omfattning av kontroll enligt den finska vägledningen (Viatak 1997).*

Kontrollmetod	Omfattning, m pelare	Omfattning av kontroll	Anmärkning
Traditionell pelarsond	<5000	2 % av pelarantalet	minst 5 sonderingar
	>5000	1 % av pelarantalet	minst 5 sonderingar
Vingsond	5000-40000	3-8 försök	
	>40000	min 8	
Skruvplatteförsök	5000-40000	2-3	
	>40000	min 3	
Upptagning av pelare	5000-40000	vid behov	
	>40000	min 2	

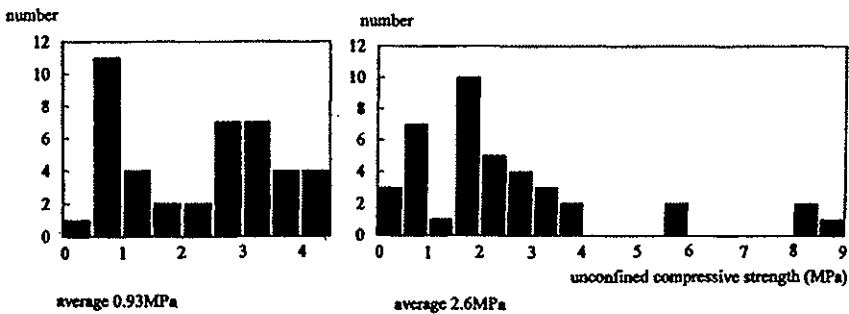
Omfattningen av kontroll i Japan är mindre styrd och anpassas "efter behov". De enda uttryckliga riktlinjer som går att finna i internationell litteratur är Yoshisawa (1997) och Okomura (1997) som anger att en (!) borrkärna tas upp per 3 000 m³ pelare för arbeten på land och en borrkärna per 10 000 m³ pelare vid marina arbeten. Det motsvarar ca 3800 resp. 12700 m pelare med den vanligaste diametern 1000 mm.

Enligt Boverkets handbok för verifiering genom provning (Boverket 1994) bör antalet prov anpassas med hänsyn till provningens art, variationen hos provkropparnas egenskaper och hur provningsresultaten ska bearbetas. Provning av enstaka provkroppar kan enbart komma i fråga i specialfall. Om frekventistisk statistik används krävs enligt Johnson (1994) normalt minst 20-25 prover vid produktionskontroll om populationen är normalfördelad och medelvärdet (μ) samt standardavvikelsen (σ) är okända. För kalkcementpelare skulle detta vara det minsta antalet sonderingar vid identiska jord- och lastförhållanden.

Det finns inga studier i Norden som har undersökt vilken fördelning hållfasthet eller andra parametrar hos kalkcementpelare har. I Japan har bl.a. Honjo (1982) undersökt cementpelare från flera platser och visat med hjälp av autokorrelationsfunktioner att de flesta populationerna kan anses vara normalfördelade men med mycket stora spridningar, se Figur 7-1. Variationskoefficienten varierade mellan 0,3 och 0,6 för de olika platserna. Honjo menar dock att variationskoefficienten för skjuvhållfasthet i naturlig jord ligger runt 0,3 och spridningen för förstärkt jord ofta är i samma storleksordning. Det finns även exempel på populationer i andra studier som inte alls kan anses vara normalfördelade, se Figur 7-2.



Figur 7-1 Exempel på histogram över tryckhållfasthetens fördelning i cementpelare som kan anses vara normalfördelade a) Honjo (1982) b) Hosomi et al. (1996).

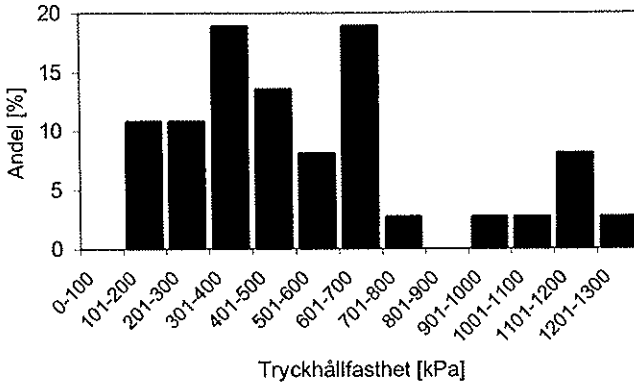


Figur 7-2 Exempel på histogram över tryckhållfasthetens fördelning i cementpelare som inte kan anses vara normalfördelade (Nishikawa et al. 1996).

I Figur 7-3 och Figur 7-4 har histogram ritats upp över tryckhållfasthetens fördelning vid enaxliga tryckförsök på bitar från de upptagna kalkcementpelarna i den föreliggande studien. Inte på någon av djupnivåerna verkar hållfastheten vara normalfördelad.

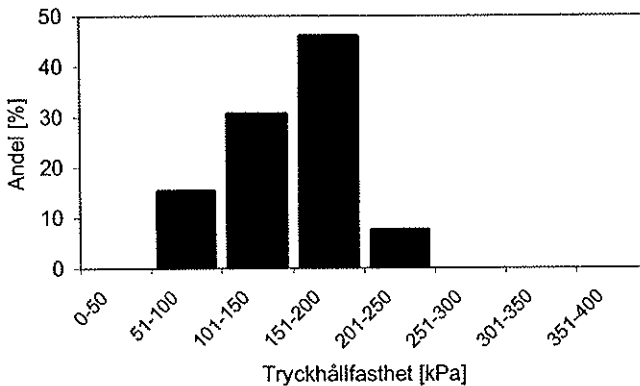
Om reglerna för omfattningen avser sonderingar borde dock även pelarnas underliggande fördelning bedömas utifrån sonderingsresultat. Sonderingsmetoderna har

normalt en större provskala varför man kan förvänta sig något mindre spridningar beroende på variansreduktionen. I min studie räckte inte antalet sonderingar, av samma typ och under samma förutsättningar, till för att detta skulle bli meningsfullt.



Figur 7-3 Histogram över tryckhållfasthetens fördelning vid enaxliga tryckförsök på prover från upptagna pelare, 1-3 m djup.

Antalet prover som behöver tas hänger starkt ihop med vilket statistiskt angreppssätt som används, frekventistisk metodik eller bayesiansk metodik. Inte i något av fallen ovan framgår hur reglerna är framtagna eller vilka antaganden de grundar sig på.

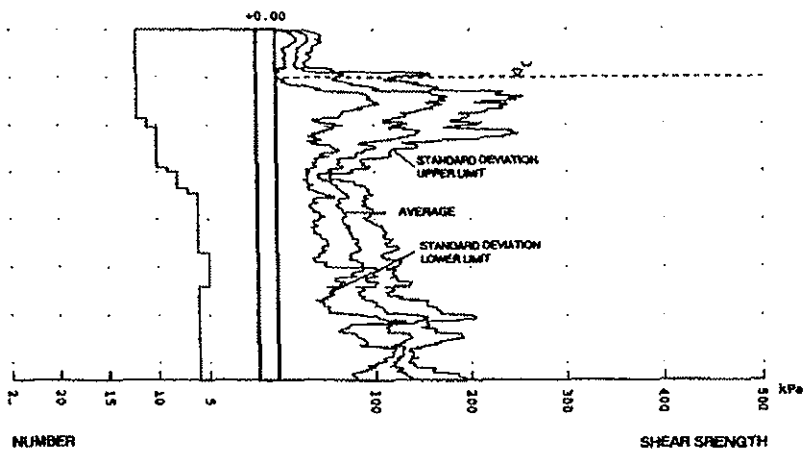


Figur 7-4 Histogram över tryckhållfasthetens fördelning vid enaxliga tryckförsök på prover från upptagna pelare, 4-6 m djup.

7.3 Befintliga acceptansregler

I Sverige finns idag inga kriterier för acceptans utöver utmatad bindemedelsmängd per m pelare. Om pelarnas uppnådda hållfasthet kan godtas eller inte och komplettering måste utföras, avgörs från fall till fall i samråd med beställaren.

I Finland finns heller inga regler i vägledningen (Viatak 1997). Enligt Halkola (1998, 1999) har dock vissa regler för statistisk utvärdering och kriterier för acceptans tagits fram inom Helsingfors Stad för CPT- och traditionell pelarsondering. För sonderingsresultaten tas medelvärde, standardavvikelse samt min- och maxvärden fram, se exempel Figur 7-5. Enligt Halkola (1998) delas pelarna in i tre klasser utifrån noggrannhetskraven. Vid krävande tillämpningar får inte medelvärdet vara lägre än det dimensionerande värdet på pelarnas hållfasthet. För normala eller enkla tillämpningar får medelvärdet vara ned till 70 % av det dimensionerande värdet på en sträcka som är max 10 % av pelarnas längd.



Figur 7-5 Statistisk utvärdering av CPT- eller traditionell pelarsondering. Till vänster om y-axeln visas antalet sonderingar som räknats med. Till höger visas den utvärderade skjuvhållfasthetens medelvärde och standardavvikelse. Halkola (1999).

Det är svårt att hitta några samlade regler för acceptans av pelare i Japan. Enligt Hosoya et al. (1997) kan kontinuiteten hos pelarna bedömas genom beräkning av ett RQD-värde på upptagna borrhärdar. Kravet är att RQD-värdet ska vara minst 90 % i kohesionsjordar och att arean av klumpar av oförstärkt jord i ett tvärsnitt inte är större än 5-10 % (Taki & Bell 1998). Enligt Futaki et al. (1996) används ofta regeln att hållfastheten hos pelarna ska vara större än designhållfastheten med 95-procentig säkerhet under antagande att hållfastheten är normalfördelad. Den tillåtna spänningen i pelarna fås sedan genom att dividera designhållfastheten med en hög säkerhetsfaktor på

exempelvis 3,0. I Nishikawa et al. anges en pelare vara godkänd, vid provtryckning av 5 kärnborrade prover per m pelare, om medelvärdet på hållfastheten minus halva standardavvikelsen överskrider designhållfastheten. I Saitoh et al. (1996) presenteras liknande, men mer omfattande, regler för acceptans av cementpelare, singulära och i skivor, grundade på klassisk statistik. Reglerna förutsätter att tryckhållfastheten utvärderad från kärnborrade prover är normalfördelad. Först bestäms F_c som

$$F_c = F \cdot q_u \quad (17)$$

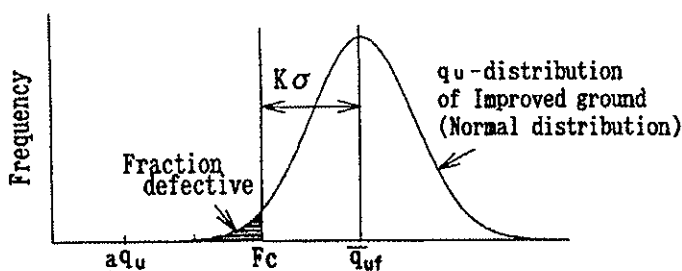
där F = säkerhetsfaktor (största av seismisk och normal)
 q_u = tryckhållfasthet från beräkningar

Medelvärdet på den odränerade tryckhållfasthet som måste uppnås vid provtryckning av kärnborrade prover är då (Figur 7-6)

$$\bar{q}_{uf} = F_c + K\sigma \quad (18)$$

där K = "normalavvikelsen"
 σ = standardavvikelsen

K väljs normalt mellan 1,0 och 1,6 (max 3,0) beroende på med vilken sannolikhet man vill riskera att hållfasthetsvärden understiger F_c . För pelare i skivor används en något annorlunda ekvation som även tar hänsyn till eventuell lägre hållfasthet i pelarnas överlappningszoner. Enligt Saito et al. (1996) har hållfastheten i övergången mellan två pelare uppmätts till ca 65-90 % av pelarnas hållfasthet.



Figur 7-6 Modell för acceptans av cementpelare enligt Saitoh et al. (1996).

Även reglerna för acceptans är idag röriga och ofullständiga. Den enda som verkar ha någorlunda konsekventa regler är Japan. Dock baseras de på klassisk statistik vilket gör att stora provserier krävs. Man har ingen nytta av erfarenheter av en viss jord etc. och man tvingas anta att hållfastheten är normalfördelad.

För att bringa ordning i detta i Sverige bör ett projekt inledas med en omfattande studie av sonderings- och labresultat från väldokumenterade större projekt för att till att börja med konstatera pelarnas underliggande fördelning vid olika jordar, bindemedel,

pelardiametrar m.m. Duger det att anta att pelarnas egenskaper alltid är normalfördelade? Först därefter kan statistiska regler arbetas fram utifrån de normer som finns och vilka risker man är villig att ta. Reglerna bör förslagsvis grunda sig på Bayesiansk statistik för att kunna dra nytta av tidigare erfarenheter och för att kunna tillämpa fåtalsprovning.

8 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

8.1 Allmän kontrollfilosofi

Filosofi för kontroll, d.v.s. val av metod och tidpunkt för kontroll m.m. har beskrivits bl.a. av Ekström (1994) och Carlsten & Ekström (1995). Att ta fram en heltäckande kontrollfilosofi är något som måste utarbetas av erfarna i branschen. Några personliga rekommendationer kan dock lämnas.

Min bedömning är att det största problemet idag vid kontroll av kalkcementpelare är att pelarsonder går ut ur pelaren, helt eller delvis, innan man nått pelarens fulla längd. Därför ser jag det nödvändigt att utveckla pelartillverkningen så att ett centrumhål skapas i samtliga pelare. Då finns möjlighet att på ett säkrare sätt använda traditionell pelarsondering i både längre och mer hållfasta pelare. Möjligheterna ökar ytterligare om mer böjstyva sonderingsstänger (t.ex. 44 mm) används. Med tanke på risken för stora variationer i egenskaper över pelarnas tvärsnitt borde sondens vinge täcka i stort sett hela pelarens bredd. För att klara den ökade sonderingskraften, beroende på sondens större tvärsnittsarea, utförs sonderingen vid tidigare tidpunkt än normalt. Vidare rekommenderas att separat mätning av motståndet från sondens vinge alltid ska användas.

För att bedöma lämplig tidpunkt för traditionell pelarsondering och för att inte riskera att pelarna får för hög hållfasthet för traditionell pelarsondering är det lämpligt att alltid komplettera med omvänd pelarsondering (FOPS), utförd enligt föreslagen metod. Om pelare inte skall tillverkas ned till fast botten kan enbart FOPS användas. Vid mycket långa pelare är sondering med FOPS den enda möjliga metoden att kontrollera kvalitén.

Vid förstärkning där stora krav ställs på noggrannheten kan det även vara lämpligt att ta upp hela pelare för att kontrollera uppnådd förstärkningseffekt i samtliga jordlager. I pelare upp till ca 11 m, där detta är möjligt, är det säkraste sättet. Med tanke på variationer även mellan olika pelare bör man aldrig nöja sig med endast en upptagning.

Vid utvärdering av förstärkningar med kalkcementpelare föreslås att enbart verifierade egenskaper utnyttjas. Kan man exempelvis inte visa att pelare ansluter till fast botten så bör man heller inte utnyttja det i beräkningarna. Detsamma bör gälla vid bedömning av kontinuitet och hållfasthet.

8.2 Försök i fält

Dagens sonderingsmetoder i pelare ger överlag en god bild av hållfasthetens fördelning med djupet, om de utförs noggrant och med vissa modifieringar. Dock finns en mängd

problem med metoder och oklarheter angående resultat mellan olika metoder. Huvudsakliga slutsatser och rekommendationer från försöken i fält sammanfattas nedan:

- Borring av centrumhål i pelare med kontinuerlig augerborr fungerade väl. Den maximala borrhålsavvikelsen uppskattades till ca 1 %. Man kan dock inte förlita sig på borrade styrhål längre än ca 8 m.
- En metod att skapa ett centrumhål i pelaren direkt vid tillverkningen föreslås. Det skulle möjliggöra val av flera sonderingsmetoder samt sondering av längre och fastare pelare. Det skulle även förbättra pelarnas permeabilitet varför sättningar skulle kunna tas ut snabbare.
- Pelarsondering med mer böjstyva (44 mm) sonderingsstänger innebär bättre styrning i pelaren och möjlighet att sondera djupare. Det ger även mindre mantelmotstånd p.g.a. utböjning och därmed lägre erforderlig tryckkraft.
- En glappkoppling för uppskattning av mantelmotstånd fungerade tillfredsställande vid utförande av pelarsonderingar. Dock rekommenderas att sonderingar utförs med elektronisk spetstryckmätning.
- Traditionell pelarsondering fungerade bra men vid utvärdering enligt praxis, under antagande att materialet är ett kohesionsmaterial, tenderar skjuvhållfastheten att överskattas jämfört med enaxliga tryckförsök. För bästa överensstämmelse användes en bärighetsfaktor på 15 istället för 10 normalt. Materialets friktionsvinkel och spänningssituationen i marken gör att överskattningen kan utgöra ett problem nära markytan.
- Sonderingar med traditionell (KPS) och omvänd pelarsond (FOPS) i *samma* pelare visar tydligt att metoderna ger samma resultat i samma material.
- Sonderingar med traditionell och omvänd pelarsond i *olika* pelare visar att pelare tillverkade med FOPS inte är representativa för övriga pelare. En metod för att få dem representativa föreslås.
- Sondering med pelarvingssond gick ofta ut pelaren och metoden tenderar underskatta materialets skjuvhållfasthet vid höga hållfasthetsnivåer. Metoden bedöms osäker.
- Resultaten från KTH-sonden visar på en tydlig koppling till pelarmaterialets skjuvhållfasthet. Sonderingsmotståndet blir jämnare och utan de höga toppar som uppkommer vid traditionell pelarsondering. Arbete återstår dock med kalibrering och utvärdering.
- Mätningar med den seismiska sonden Minisond fungerade bra praktiskt. Resultaten visar dock att skjuvvågor inte kunnat registreras och mätningarna därför grundats på kompressionsvågor. Ingen överensstämmelse har kunnat konstateras mellan mätresultat från Minisond och laboriemetoder eller andra sonderingsmetoder.

Fysikaliska studier på materialets dynamiska egenskaper behövs innan vidare utveckling av metoden.

- Materialprovtagning med Hollow Stem Auger är möjlig men problemen med störda prover är betydande.
- Upptagning av hela pelare kan fungera som produktionsmässig kontrollmetod om utrustningen förfinas.
- Enaxliga tryckförsök i fält på hela pelarsegment uppvisar lägre hållfasthet än den från pelarsondering och tryckförsök på laboratorium. Spridningen minskar dock med större "provstorlek". Provskalet har alltså en betydande inverkan och spridningen vid mindre provstorlek gör fåtalsprovning riskabel.

8.3 Övrigt

Nedan sammanfattas några av slutsatserna från laboratorieförsök och kontroll allmänt:

- Analyser av bindemedelshalt visar att vita eller ljusgrå partier och ansamlingar av vita korn i framgrävda kalkcementpelare indikerar onormalt höga halter av bindemedel. I studien hade de synliga partierna bindemedelshalter på ca 15 % (vikt) och uppåt.
- Variationen i bindemedelshalt över pelarnas tvärsnitt är stor. Med tanke på de stora avvikelserna i de analyserade pelarna bör man noggrannare utreda inom vilka gränser den inblandade bindemedelsmängden kan få variera utan att förstärkningens funktion påverkas.
- Spridningen av bindemedel över pelarnas tvärsnitt har olika utseende på olika djup och mellan olika pelare vilket gör att grävning av en enstaka provgrop säger mycket lite om samtliga pelare.
- Regler för omfattning av kontroll och acceptans av pelare är bristfälliga/saknas. Sådana bör tas fram, förslagsvis enligt Bayesiansk statistik då erfarenhetsdata kan hanteras och provningsfrekvensen därmed minskas.

9 FORTSATT ARBETE

Som framgår av avhandlingen ger dagens metoder en god bild av pelarnas hållfasthetsegenskaper om de förbättringar som föreslås genomförs. Dock återstår mycket arbete med utveckling av metoder för att kunna kontrollera *samliga* önskvärda parametrar hos kalkcementpelare.

Ett viktigt nästa steg är att praktiskt lösa den föreslagna metoden att skapa centrumhål i pelare vid tillverkningen. Även motsvarande arbete med att få pelare installerade med omvänd pelarsond (FOPS) representativa för övriga är viktigt. Ett lämpligt nästa steg är också att ta fram och prova en metod för bestämning av pelarens diameter. Inte minst för att kunna visa att 800-pelare har avsedd diameter. Vad gäller KTH-sonden så återstår mindre omfattande arbete med kalibrering och utvärderingsmetodik.

För att komma vidare med den seismiska metoden Minisonde måste en grundläggande fysikalisk studie utföras i laboratorium för att fastställa hur pelarmaterialets dynamiska egenskaper hänger samman med hållfasthet och modul. Först därefter kan utrustningen utvecklas vidare. Övriga provade metoder som pelarvingssond och Hollow Stem Auger har enligt min mening lägre prioritet. Andra områden som kräver stora insatser är, som tidigare nämnts, framtagande av regler för acceptans och omfattning av kontroll samt allmän kontrollfilosofi.

REFERENSER

Aalto, A. och Perkiö, K.

Model tests for constructing soil-cement columns by dry jet mixing method
Proc. of 4th Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems, Helsingfors, 2000, s 65-72

Ang, A. H-S. och Tang, W. H.

Probability concepts in engineering planning and design, Volume 1 – Basic principles
USA, 1975, 409 s

Axelsson, A och Larsson, S.

Provningsmetoder på kalkcementpelare, Svealandsbanan
Examensarbete Kungl Tekniska Högskolan 94/10, Stockholm, 1994

Axelsson, K.

Down hole-mätning i kalkcementpelare
Examensarbete Kungl Tekniska Högskolan 96/3, Stockholm, 1996

Axelsson, M.

Enkät kontrollmetoder kalkcementpelare
Kungl Tekniska Högskolan. Opubl., Stockholm, 1998

Axelsson, M. och Rehman, S-E.

Field methods for quality control at the dry jet mixing method
Proc. of Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, 1999

Bahner, E.W. och Naguib, A.M.

Design and construction of a deep soil mix wall for the Lake Parkway freeway extension
Soil Improvement for Big Digs. Proc. of Geo-congress 98, ASCE Special Publication 81, Boston, 1998

Baker, S., Liedberg, N.S.D. och Sällfors, G.

Deformation properties of lime cement stabilised soil in the working state
Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Hamburg, 1997, s 1667-1672

Björkman, J. och Ryding, J.

Kalkcementpelares mekaniska egenskaper
Examensarbete, 1/96, Kungliga Tekniska Högskolan, Avd. f. Jord- och Bergmekanik, Stockholm, 1996

Bodare, A.

Non destructive test methods for rock and stone
Publikation, Geoforum (www.geoforum.com), 1999

Boman, P.

Kontroll av kalkpelare, Del II, Resultat av en undersökning i Sollentunaholm.
Rapport, Kungl. Tekniska Högskolan, Inst. f. Jord- och bergmekanik, Stockholm, 1979, 21 s

Boman, P. och Broms, B.

Stabilisering av kohesionsjord med kalkpelare
Nordiskt Geoteknikermöte i Köpenhamn, 1975, s 265-279

Boman, P., Broms, B., Paus, K. och Söderlind, G.

Kalkpelarmetoden. Uppföljning i kv Myren, Huddinge
Byggforskningen, Rapport R138:1979, Stockholm

Braaten, A., Aaboe, R. och Oset, F.

Development of in-situ control methods for lime/cement columns
Proc. of Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, 1999

Broms, B.

Design of lime, lime/cement and cement columns, Keynote lecture
Proc. of Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, 1999

Broms, B.

Kalkpelarmetoden i praktisk tillämpning
Endag-seminarium, Tekniska Högskolan Stockholm, 1979

Broms, B.

Lime and lime/cement columns – summary and visions
Keynote lectures, NGM och 4th GIGS, Helsingfors, 2000, s 43-93

Broms, B.

Lime, lime/cement and cement columns – experience 1967-2000
Rapport, avd. f. Jord- och Bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, under tryckning

Broms, B.

Stabilization of soil with lime columns. Design handbook, 3^d edition
Lime Column AB, Kungsbacka 1984, 51 s

Broms, B. och Boman, P.

Kalkstabiliserade pelare – ny grundförstärkningsmetod vid vägbyggnad
Väg- och vattenbyggaren, nr 5, Stockholm, 1975, s 40-43

Broms, B. och Boman, P.

Stabilization of soil with lime columns. Design handbook
Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm 1978, 92 s

Bruce, D.A., De Paoli, B., Mascardi, C.

Monitoring and quality control of a 100 metre deep diaphragm wall
Proc. Int. Conf. on Piling and deep foundations, London, 1989, s 23-32

Bryhn, O. R., Løken, T. och Reed, M. G.

Stabilization of sensitive clays (quick clays) using $Al(OH)_3Cl_{0,5}$
Norges geotekniska institut, Publikasjon nr. 170, Oslo, 1988, 9 s

Carlsten, P. och Ekström, J.

Kalk- och kalkcementpelare - vägledning för projektering, utförande och kontroll
SGF. Rapport 4:95, Linköping, 1995, 103 s

Chen, S. T.

Shear-wave logging with quadrupole sources
Geophysics, vol 54, no. 5, s 590-597, 1989

Chen, S. T. och Eriksen, E. A.

Compressional and shear-wave logging in open and cased holes using a multipole tool
Geophysics, vol 56, no. 4, 1991, s 550-557

Edstam, T.

Erfarenhetsbank för kalkcementpelare
Svensk Djupstabilisering, Rapport 1, Linköping, 1997

Ekström, J.

Kontroll av kalkcementpelare - Slutrapport med redovisning av fältförsök i Ljungskile
Chalmers Tekniska Högskola, Rapport B 1994:3 (opubl.), Göteborg, 1994

Eriksson, U. B.

Kalk- och kalkcementpelare. Utförande och toleranser
Svensk Djupstabilisering, Linköping, 1998, 10 s

Fang, Y-S., Jong, J-J. och Lin, T-K.

Mechanical properties of jet grouted soilcrete
Quarterly Journal of Engineering Geology, 27, s 257-265, 1994

Finska Vägverket.

Dimensioneringsvägledning för djupstabilisering (Syvästabiloinnin mitoitushoje)
Översättning av Finska Vägverkets klarlägganden 18/1997, Arbetsrapport 10, Svensk Djupstabilisering,
Linköping, 1999, 42 s

Fugro – Mc Clelland Inc.

Produktblad, SG107-0296, odat.

Fujisawa, H. och Kuwabara, K.

Monitoring of chemical injection mode by Electrical Resistivity Method
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo,
1996, s 123-128

Futaki, M., Nakano, K. och Hagino, Y.

Design strength of soil-cement columns as foundation ground for structures
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo,
1996, s 481-484

Geotech AB

Inspection probes for lime/cement columns
Produktblad, odat., 1 s

Gereben, L.

Dynamiska provmetoder för kvalitetsbestämning av kalk- och kalkcementpelare i fält, Etapp 1
Delrapport 1, Elgete Consulting AB, Stockholm, 1995, 7+24 s

Gereben, L.

Dynamisk provmetod för kvalitetsbestämning av kalk- och kalkcementpelare i fält, Etapp 2
Slutrapport, Elgete Consulting AB, Stockholm, 1995, 6+14 s

Gouvenot, D.

State of the art in European grouting technologies
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo,
1996, s 833-850

Halkola, H.

In-situ investigations of deep-stabilized soil
Improvement of ground. European conference on soil mechanics and foundation engineering, 8. Proc.
Vol. 1, Helsingfors, 1983

Halkola, H.

Kontroll av KC-pelare i Finland
Nordiskt stabiliseringsseminarium – hur garantera ett gott stabiliseringsarbete?, Esbo, 1998

Halkola, H.

Quality control for dry mix methods, Keynote lecture
Proc. of Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, 1999

- Hansbo, S.*
Grundläggning av byggnader och maskinfundament
Rapport, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, 1981
- Hansson, T., Rogbeck, Y. och Sjöström, L.*
Undersökning i fält av stabiliseringsseffekt i organisk jord och lera
Svensk Djupestabilisering, Arbetsrapport 12, Linköping, 2000
- Hiraike, A., Baba, K.*
Quality assessment of cement stabilized soil by S-wave logging
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996, s 603-606
- Holm, G., Bredenberg, H. och Broms, B. B.*
Lime Columns as Foundation for Light Structures
Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, X, Stockholm, 1981, s 687-693
- Holm, G., Ruin, M. och Håkansson, S.*
Column penetration tests and extraction of lime/cement columns
Proc. of Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, 1999, s 311-314
- Holmqvist, L.*
Kalkpelarmetoden
Bygg & Teknik, nr. 7-8, 1992, s.40-44
- Honjo, Y.*
A probabilistic approach to evaluate shear strength of heterogeneous stabilized ground by deep mixing method
Soils and foundations, Vol. 22, No. 1, Japan, 1982, s 603-606
- Hooker, P.*
Seismic solution
Ground Engineering, feb. 1998, s.26-27
- Hosomi, H., Nishioka, S., Takei, S. och Chang Quing, C.*
Method of deep mixing at Tianjin Port, people's republic of China
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996, s 491-494
- Hosoya, Y., Ogino, T., Nasu, T., Kohata, Y., Hibi, Y. och Makihara, Y.*
An evaluation of the strength of soils improved by DMM. JGS TC Report
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 2, Tokyo, 1997
- Imamura, S., Nakajima, A. och Mitsuishi, S.*
Evaluation of soil improvement using borehole resistivity profiler
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996, s 613-618
- Jelusic, N.*
Masstabilisering
Lunds Universitet, Lunds Tekniska Högskola, Avd. för Geoteknik, Licentiatavhandling, Lund, 1999
- Johansson, C., Jons, A-K.*
Kalkcementpelartillverkning – en studie av hur olika produktionsfaktorer påverkar pelarnas homogenitet och hållfasthet
Examensarbete 1995:5, Chalmers Tekniska Högskola, Inst. för Geoteknik, Göteborg, 1995

Johnson, R. A.

Miller and Freund's probability and statistics for engineers
USA, 1994, 630 s

Kallstenius, T.

Development of two modern continuous sounding methods
Proc. of 5th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Paris, 1961

Kamon, M.

Effect of grouting and DMM on big construction projects in Japan and the 1995 Hyoogoken-Nambu Earthquake
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996

Kivelö, M.

Odränerade provbelastningar av kalkcementpelare i fält
Rapport 3002, Avd. för jord- och bergmekanik, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, 1994, 61 s.

Kivelö, M.

Undrained shear strength of lime/cement columns
Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Hamburg, 1997, s 1173-1180

Kivelö, M.

Stabilization of embankments on soft soil with lime/cement columns
Doktorsavhandling, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, 1998

Kohata, Y., Muramoto, K., Yajima, J., Maekawa, H. och Babasaki, R.

JGS TC Report: Deformation and strength properties of DM cement-treated soils
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 2, Tokyo, 1997

Komine, H. och Nishi, K.

Applicability limit of resistivity to evaluate improved region
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996, s 159-164

Larsson, S., Axelsson, M. och Rehnman, S-E.

On the assessment of the mixing quality when using the dry jet mixing method
Proc. of 4th Int. Conf. on Ground Improvement Geosystems, Helsingfors, 2000, s 65-72

Larsson, S.

Blandningsmekanismer och blandningsprocesser – med applikation till pelarstabilisering
Licentiatavhandling, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, 2000

Larsson, S. och Håkansson, S.

CPT-sondering i två pelarskivor efter skred
Kungl. Tekniska Högskolan. Opubl., Stockholm, 1998

Nishikawa, J., Tada, S. och Yamaguchi, S.

Strength evaluation based on logging in ground stabilized by Deep Mixing Method
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996, s 649-652

Okko, O.

Seismiska borrhålmätningar för modul- och permeabilitetsvärden
Nordiska Geoteknikermötet, Reykjavik, 1996, s 497-500

- Okumura, T.*
 Deep Mixing Method of Japan
 Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996
- Olsson, L.*
 Användning av β -metoden i geotekniken – illustrerad med spontberäkning
 Doktorsavhandling, Inst. För jord- och bergmekanik, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm, 1986
- Porbaha, A.*
 State of the art in deep mixing technology: part 1. Basic concepts and overview
 Ground Improvement 2 -98, s.81-92, UK, 1998
- Richart, F.E., Hall, Jr, J.R., Woods, R.D.*
 Vibrations of Soils and Foundations
 USA, 1970
- Schmidt, E.*
 A Non-destructive Concrete Tester
 Concrete, Vol 59, No 8, s. 34-35, 1951
- Silver, M. L.*
 Load, deformation and strength behaviour of soils under dynamic loadings
 State of the art, Int. Conf. on recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol 3, St Louis, 1981, s 873-895
- Svedinger, B.*
 Dynamiska parametrar och samband med andra materialegenskaper
 Byggnadsforskningsrådet, Rapport R135:1979, Stockholm, 1979, 150 s
- Svenska Geotekniska Föreningen*
 Rekommenderad standard för CPT-sondering
 SGF Rapport 1:93, Linköping, 1992
- Summers, G. C.*
 Velocity well logging
 U.S. Reissue, No 24, 1958
- Tamura, M., Futaki, M. och Abe, A.*
 Use of non-destructive method for the evaluation of reclaimed soil column
 Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996
- Tarkkala, J.*
 Kovien syvästabilointipilarien toimintapa ja laadunvarmistus (Mechanism of strong soil stabilisation and it's quality control)
 Rak. -50.155 Geotekniikan lisensiaattiseminaari, 1995, 29 s
- Tarumi, H., Iwasa, H. och Sekiguchi, N.*
 Evaluation of grouted zone by Resistivity Method
 Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996, s 225-230
- Torstensson, B-A.*
 The "BAT lime column probe" for in-situ testing of quality of lime columns
 Linden Alimak AB, Skellefteå, 1980

Tränk, R., Johnson U.

Undersökning av KC-pelare med avseende på dess "homogenitet"
Svensk Djupstabilisering, Arbetsrapport 4 (internrapport), Linköping, 1998

Unami, K. och Shima, M.

Deep Mixing Method at Ukishima Site of the Trans-Tokyo Bay Highway
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 1, Tokyo, 1996, s 777-782

Viatek OY

Deep stabilization guidebook
1997, 55 s

Vilkenas, A., Bredenberg, H. och Persson, O.

Kalkpelarprovtogare
BFR-rapport, Projekt nr 821340-0, Stockholm, 1984

Yoshisawa, H., Hosoya, Y., Okumura, R., Sumi, M. och Yamada, T.

Factors affecting the quality of treated soil during execution of DMM, JGS TC Report
Grouting and Deep Mixing. Proc. of 2nd Int. Conf. on Ground improvement Geosystems, Vol. 2, Tokyo, 1997, s 931-937

Zemanek, J., Williams, D. M. och Schmitt, D. P

Shear-wave logging using multipole sources
The Log Analyst, Maj-Juni 1991, Dallas, s. 233-241

Åhnberg, H. och Holm, G.

Kalkpelarmetoden. Resultat av 10 års forskning och praktisk användning samt framtida utveckling
SGI Rapport No 31, Linköping, 1986

APPENDIX I

Dimensioneringsmodell enligt svensk praxis

Den designmetod som används idag togs ursprungligen fram för kalkpelare (Broms 1978, 1984). Handboken har sedan reviderats för att omfatta även kalkcementpelare, med både kalk och cement som stabiliseringsmedel (Carlsten & Ekström, 1995). Den omfattar nu pelare med skjuvhållfastheter upp till 150 kPa och pelarna förutsätts ha full samverkan med omgivande jord. Kalkcementpelarna dimensioneras i bruks- och brottgränstillstånd med avseende på konstruktionens stabilitet och sättningar. Tumregler finns även när det gäller permeabilitet hos den förstärkta jorden. Vad gäller vibrationsdämpning nämns ännu inget i handboken.

Stabilitet

Stabilitetsberäkningen av bankar på förstärkt jord bygger på antagandet att full samverkan uppnås mellan pelare och omgivande jord, d.v.s. pelarna förutsätts fungera som en stel kropp tillsammans med leran. En sammanvägd hållfasthet mellan pelare och oförstärkt jord används därför i glidytns aktiva del. Den viktade odränerade resp. dränerade hållfastheten kan utvärderas som

$$\tau_{u,av} = \tau_{u,col}a + c_u(1-a) \quad (1)$$

$$\tau_{d,av} = \tau_{d,col}a + \tau_{d,soil}(1-a) \quad (2)$$

där a är täckningsgraden

$$a = \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot s^2} \quad (3)$$

och

$\tau_{u,col}$ = odränerad skjuvhållfasthet hos bankmaterialet

$\tau_{d,col}$ = viktad skjuvhållfasthet mellan pelare och ostabiliserad jord

c_u = odränerad skjuvhållfasthet hos ostabiliserad jord

$\tau_{d,soil}$ = dränerad skjuvhållfasthet hos ostabiliserad jord

d = diameter pelare

s = centrumavstånd mellan pelare vid kvadratisk placering

För att detta ska gälla förutsätts också att skjuvhållfastheten i pelare och lera mobiliseras vid samma töjning. Glidyteberäkningar (Figur I-1) utförs med kombinerad analys vilket innebär att det lägsta värdet av $\tau_{u,av}$ resp. $\tau_{d,av}$ används för varje avsnitt av glidytn. Säkerhetsfaktorn, F (Ekv. 3), ska vara tillfredsställande både för glidytor som går genom förstärkningen och under den.

$$F \leq \frac{R \sum (\Delta l_e \tau_e + \Delta l_{av} \tau_{av} + \Delta l_s c_u)}{\sum W_i x_i} \quad (4)$$

där

R = glidyttans radie

τ_e = skjuvhållfasthet hos bankmaterialet

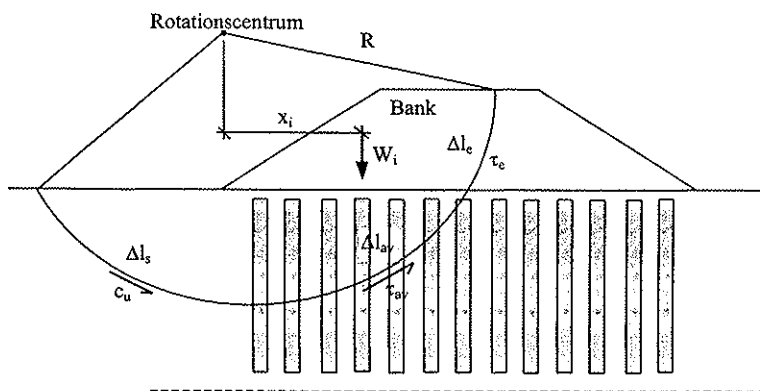
τ_{av} = viktad skjuvhållfasthet mellan pelare och ostabiliserad jord

c_u = odränerad skjuvhållfasthet hos ostabiliserad jord

Δl = längd på cirkelbåge inom respektive område

W_i = segmentets vikt, inkl. ytlast

X_i = momentarm till segment i

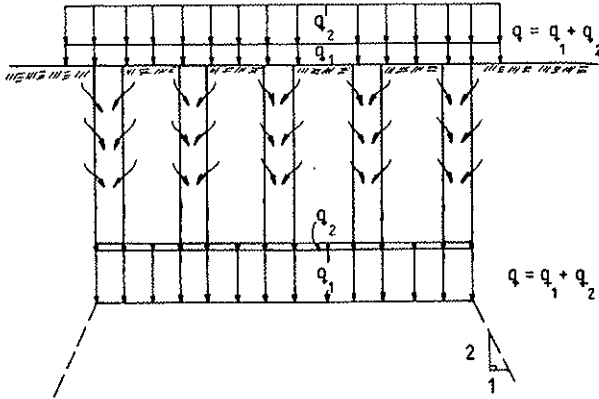


Figur I-1 Modell för stabilitetsberäkning av cirkulär brottyta vid bankfyllning.

Sättning

Sättningar i det pelarförstärkta området beräknas enligt Ekv. 4 och 5 under antagandet att lasten mellan pelare och oförstärkt jord fördelas så att sättningarna blir lika stora (Figur I-2).

Appendix I, 3(4)



Figur I-2 Antagen lastfördelning vid sättningsberäkning.

Vidare förutsätts att samtliga pelare i skiktet går ned till samma djup.

Sättningen i de stabiliserade pelarna beräknas som:

$$S_1 = \sum \frac{\Delta h}{a} \cdot \frac{q_1}{M_{pel}} \quad (5)$$

där

S_1 = sättning i pelare

Δh = lagertjockleken

q_1 = last på pelare enligt Figur I-2

a = täckningsgraden enligt Ekv. 2

M_{pel} = kompressionsmodulen i pelare

Sättningen i den ostabiliserade leran beräknas som:

$$S_2 = \sum \frac{\Delta h}{1-a} \cdot \frac{q_2}{M_{lera}} \quad (6)$$

där

S_2 = sättning i ostabiliserad jord

Δh = lagertjockleken

q_2 = last på ostabiliserad jord enligt Figur I-2

a = täckningsgraden enligt Ekv. 2

M_{pel} = kompressionsmodulen i pelaren

Vid beräkningen varierar lasterna tills sättningarna är lika, d.v.s. $S_1=S_2$. Sättningarna i underliggande lager beräknas på vanligt sätt.

Sättningarnas tidsförlopp

Tidsförloppet hos sätningarna i den förstärkta jorden beräknas enligt Ekv. 6 under antagandet att permeabiliteten hos kalkcementpelarna är 400-800 gånger högre än i den ostabiliserade leran.

$$U = 1 - \exp\left[\frac{-2 \cdot c_h \cdot t}{R^2 \cdot f(n)}\right] \quad (7)$$

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[\ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right) \right] + \left[\frac{n^2 - 1}{n^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{k_{lera}}{k_{pel}} \cdot L_D^2 \right] \quad (8)$$

där $n = \frac{R}{r}$ och

r = pelarnas radie

c = pelarnas centrumavstånd

L_d = pelarnas längd vid enkelsidig dränering, halva pelarnas längd vid dubbelsidig dränering

k_{lera} = permeabiliteten i den ostabiliserade leran

k_{pel} = permeabiliteten i pelarna

APPENDIX II

Sammanfattning av tillverkningsdata, provpelare

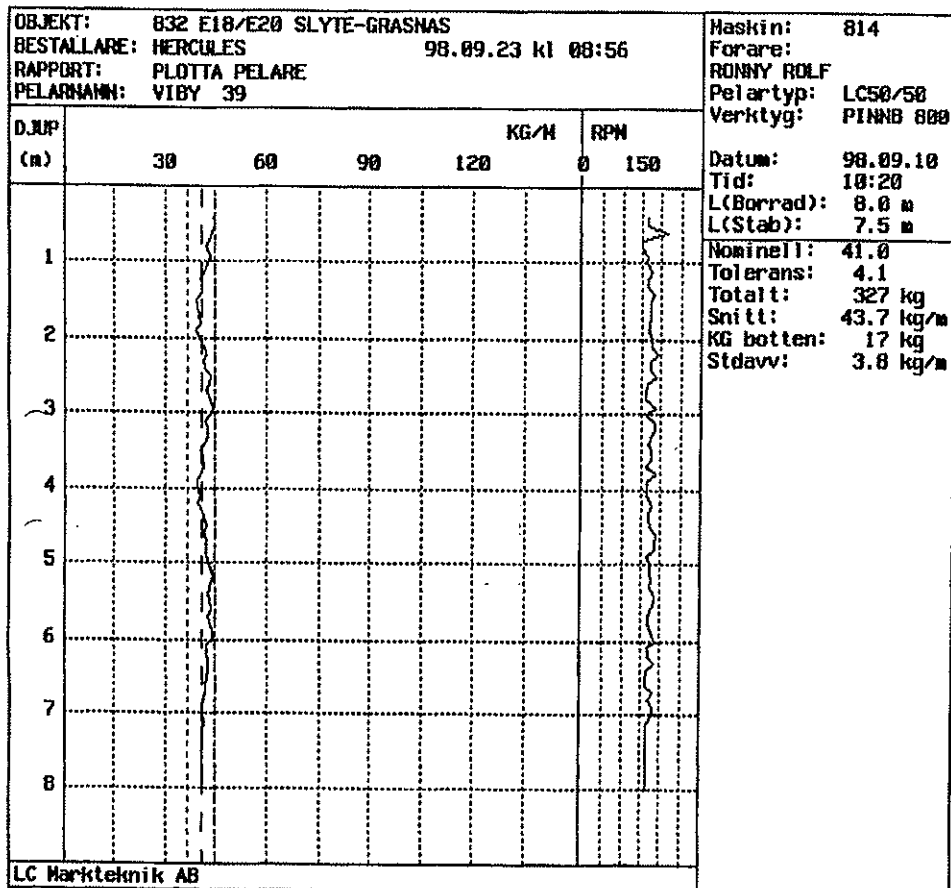
OBJEKT: 832 E18/E20 SLYTE-GRSNS
 kl 08:54 Sid: 1
 BESTÄLLARE: HERCULES
 RAPPORT: PRODUKTIONSLISTA
 MASKIN: 814
 PELARTYP:

98.09.

PELARNAMN	DATUM	TID	LB	LS	M+	M-	KG/LS	TANK
VIBY	1 98.09.09	17:01	7.9	7.5	4.8	0.0	27.3	
VIBY	2 98.09.09	17:10	7.4	7.0	5.0	0.0	27.2	
VIBY	3 98.09.09	17:12	7.7	7.2	3.9	0.0	27.9	
VIBY	4 98.09.09	17:15	7.5	7.0	1.2	0.0	24.5	
VIBY	5 98.09.09	19:38	8.0	7.5	0.7	0.0	22.6	
VIBY	6 98.09.09	19:42	7.8	7.3	1.0	0.0	24.4	
VIBY	7 98.09.09	19:46	6.8	6.4	1.8	0.0	25.9	
VIBY	8 98.09.09	19:50	6.8	6.3	0.0	0.0	24.4	
VIBY	9 98.09.09	19:53	6.8	6.4	0.0	0.0	23.5	
VIBY	10 98.09.09	19:56	7.3	6.9	0.5	0.0	24.3	
VIBY	11 98.09.09	19:58	7.1	6.5	0.6	0.0	25.7	
VIBY	12 98.09.09	20:01	7.0	6.5	0.0	0.0	25.1	
VIBY	13 98.09.09	20:04	6.4	5.9	1.9	0.0	25.3	
VIBY	14 98.09.09	20:08	6.0	5.5	0.0	0.0	24.7	
VIBY	15 98.09.09	20:11	6.8	6.3	1.6	0.0	24.9	
VIBY	16 98.09.09	20:14	6.6	6.1	0.0	0.0	25.2	
VIBY	17 98.09.09	20:17	6.8	6.4	1.0	0.0	25.6	
VIBY	18 98.09.09	20:19	6.1	5.6	0.0	0.0	22.6	
VIBY	19 98.09.09	20:22	8.8	8.3	1.6	0.0	25.8	
VIBY	20 98.09.09	20:28	8.0	7.5	0.0	0.0	24.3	
VIBY	23 98.09.09	20:31	8.0	7.5	0.0	0.0	25.0	
VIBY	24 98.09.09	20:35	8.0	7.6	1.3	0.0	24.7	
VIBY	26 98.09.09	20:39	7.4	6.9	1.7	0.0	25.6	
VIBY	28 98.09.09	20:43	7.7	7.2	0.6	0.0	25.9	
VIBY	29 98.09.09	20:46	8.0	7.5	0.0	0.0	24.1	
VIBY	30 98.09.09	20:49	7.5	7.0	0.7	0.0	24.7	
VIBY	31 98.09.09	20:52	7.3	6.8	0.0	0.0	23.2	
VIBY	33 98.09.09	20:55	6.9	6.4	0.0	0.5	23.1	
VIBY	35 98.09.09	20:59	7.2	6.7	0.0	0.0	23.1	
VIBY	36 98.09.09	21:02	6.8	6.3	0.0	0.0	23.2	
VIBY	34 98.09.10	07:43	6.0	5.5	2.2	0.0	25.2	
VIBY	32 98.09.10	07:50	5.9	5.4	0.7	0.0	25.6	
VIBY	27 98.09.10	08:05	7.0	6.5	0.6	0.0	23.0	
VIBY	25 98.09.10	08:09	7.1	6.6	1.0	0.0	23.6	
VIBY	22 98.09.10	08:24	7.8	7.3	0.8	0.0	23.5	
VIBY	21 98.09.10	08:28	7.7	7.3	1.3	0.0	24.1	
VIBY	38 98.09.10	10:15	8.0	7.5	2.5	0.0	44.3	
VIBY	39 98.09.10	10:20	8.0	7.5	0.0	0.0	43.7	
VIBY	40 98.09.10	10:26	8.0	7.4	0.0	0.0	43.1	
VIBY	41 98.09.10	10:30	8.0	7.5	0.0	0.0	44.7	
VIBY	43 98.09.10	10:35	7.6	7.1	0.9	0.0	44.7	
VIBY	44 98.09.10	10:44	7.6	7.1	0.0	0.0	43.7	
VIBY	47 98.09.10	10:49	8.0	7.5	0.0	0.0	42.3	
VIBY	48 98.09.10	10:53	8.0	7.5	0.9	0.0	42.7	
VIBY	50 98.09.10	11:01	5.8	5.3	1.6	0.0	47.7	
VIBY	52 98.09.10	11:05	6.8	6.3	0.0	0.0	43.5	
VIBY	53 98.09.10	11:08	7.8	7.3	0.0	0.0	45.2	
VIBY	54 98.09.10	11:13	7.2	6.7	0.0	0.0	44.4	
VIBY	51 98.09.10	11:44	6.2	5.8	1.3	0.0	41.2	
VIBY	49 98.09.10	11:48	5.5	5.0	0.0	0.0	42.3	
VIBY	46 98.09.10	12:02	7.0	6.5	0.0	0.0	42.0	
VIBY	45 98.09.10	12:06	7.7	7.3	0.0	0.0	40.8	
VIBY	42 98.09.10	12:17	8.0	7.5	0.0	0.0	41.7	
VIBY	37 98.09.10	12:25	7.7	7.1	0.0	0.0	46.3	
54			392.8				31.0	
				366.5				

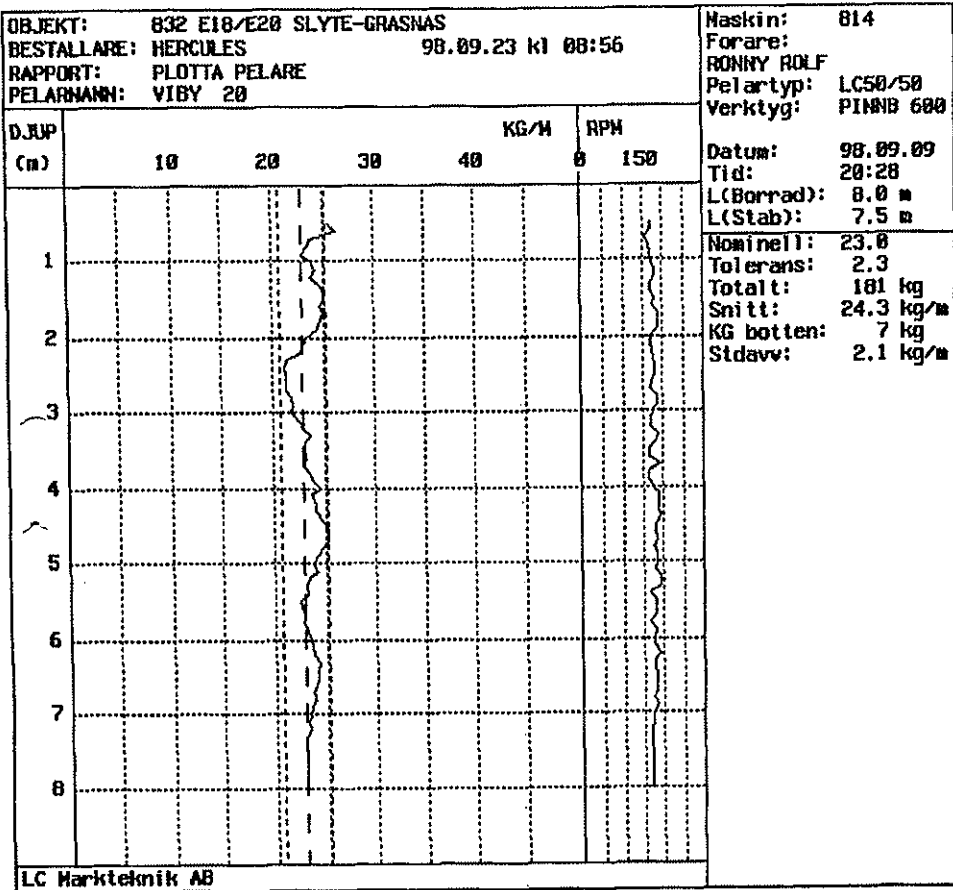
Appendix II, 2(3)

Exempel på utmatningsdiagram från 800 mm-pelare (nr 39)



Appendix II, 3(3)

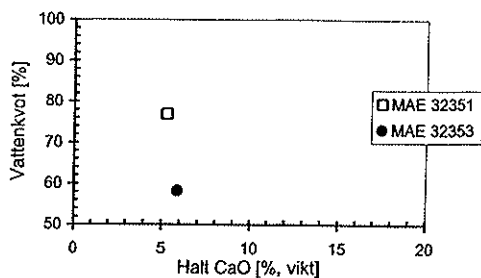
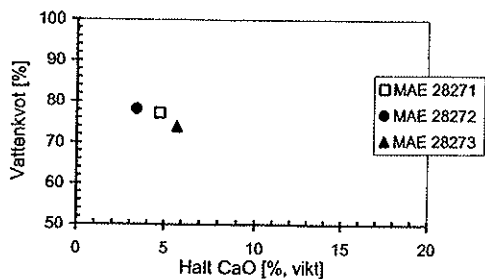
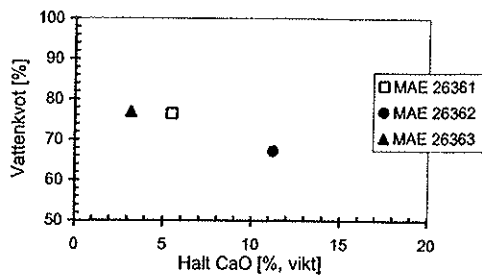
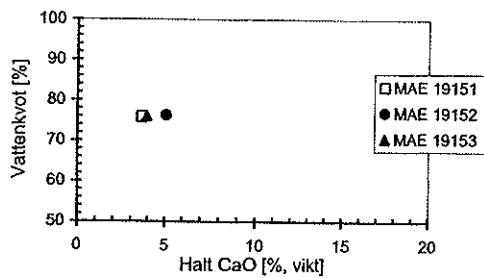
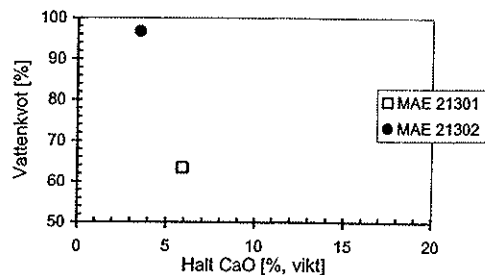
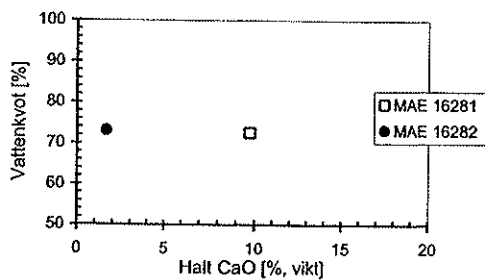
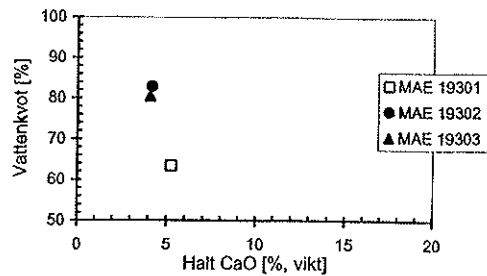
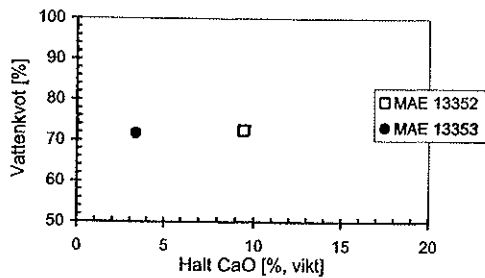
Exempel på utmatningsdiagram från 600 mm-pelare (nr 20)



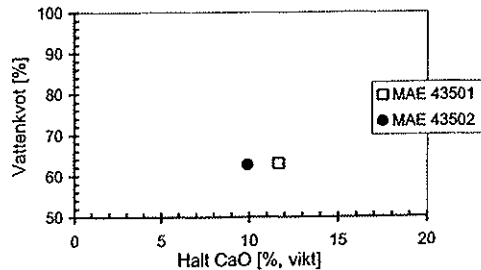
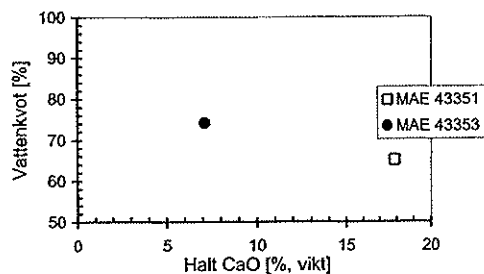
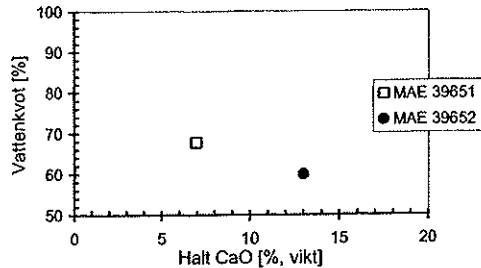
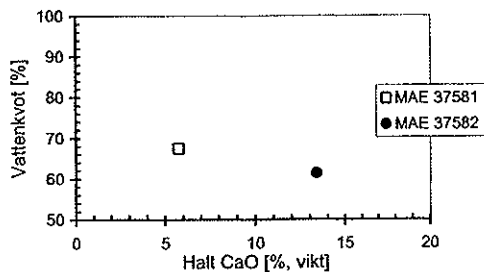
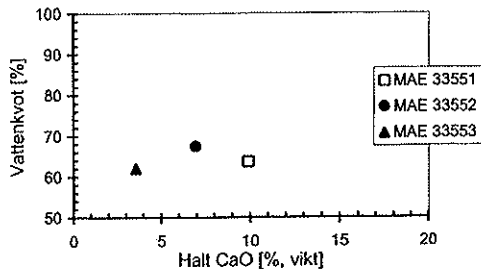
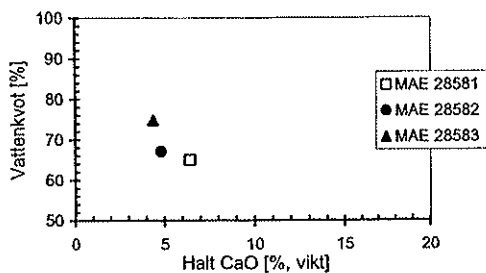
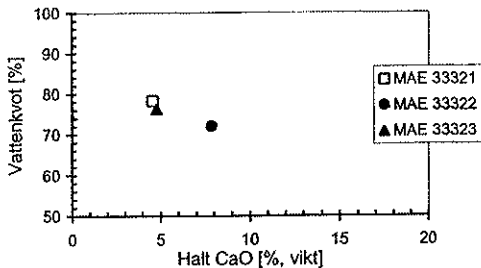
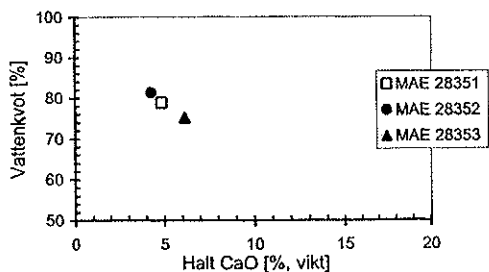
APPENDIX III

Samband mellan CaO-halt och vattenkvot

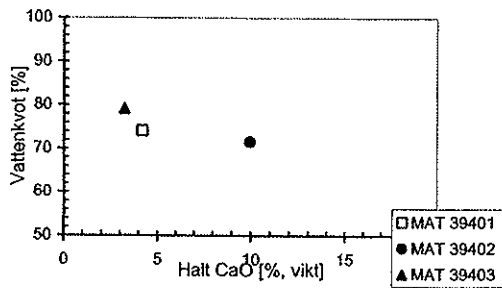
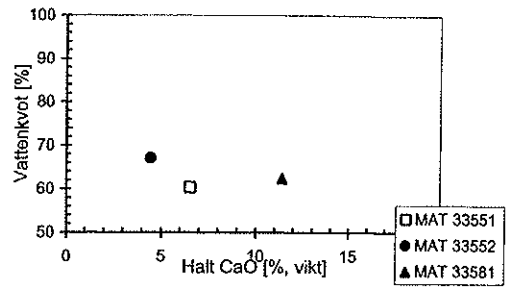
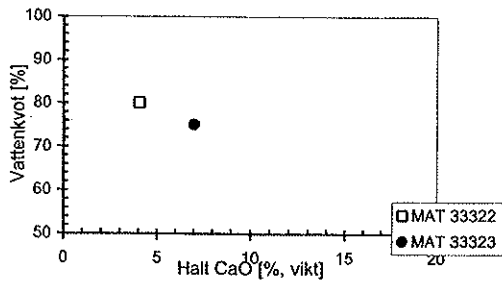
Samband mellan CaO-halt och vattenkvot för bitar tagna från kalkcementpelare i fält



Samband mellan CaO-halt och vattenkvot för bitar tagna från kalkcementpelare i fält



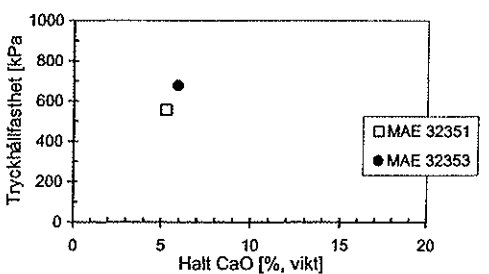
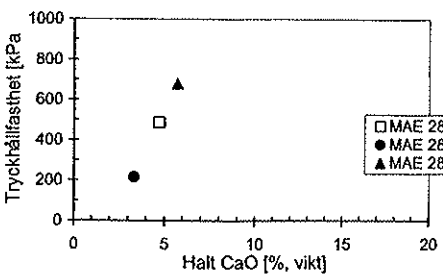
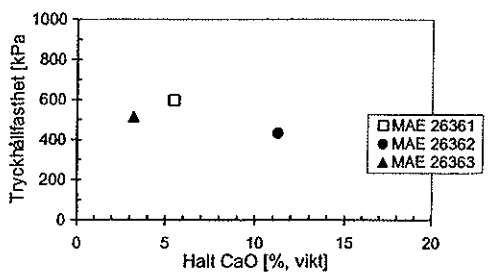
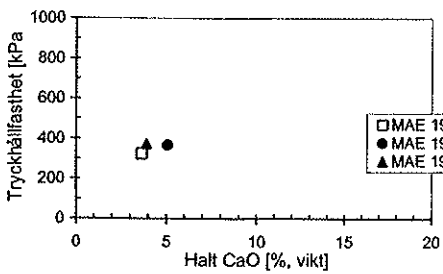
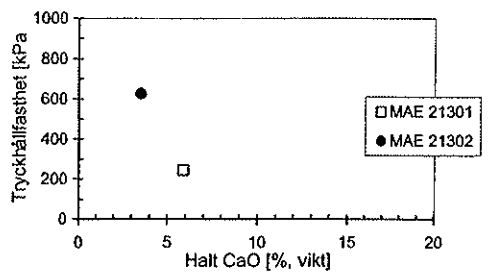
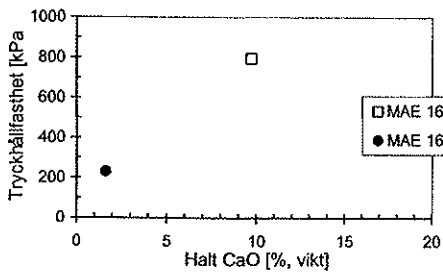
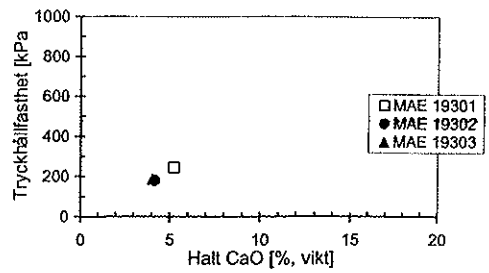
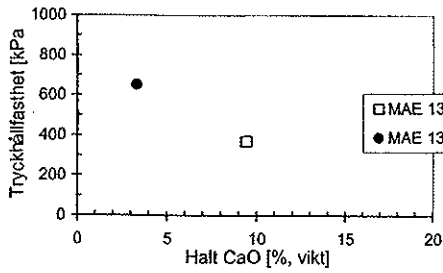
Samband mellan CaO-halt och vattenkvot för bitar tagna från kalkcementpelare i fält



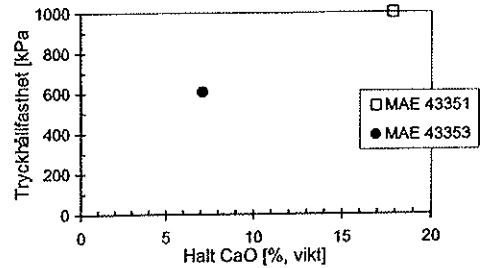
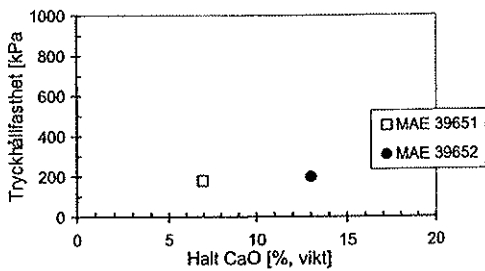
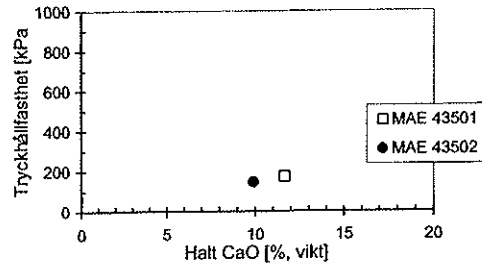
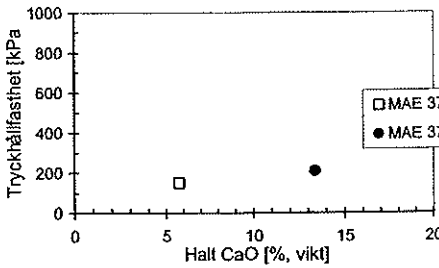
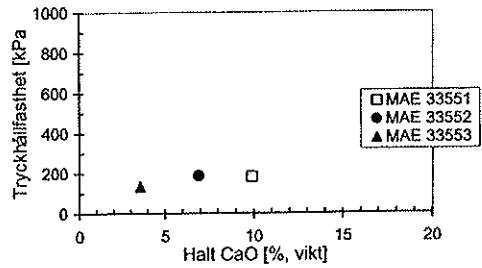
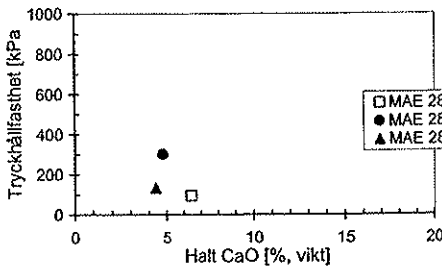
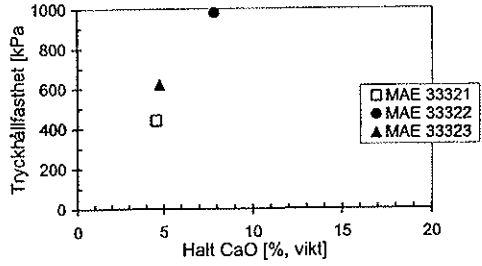
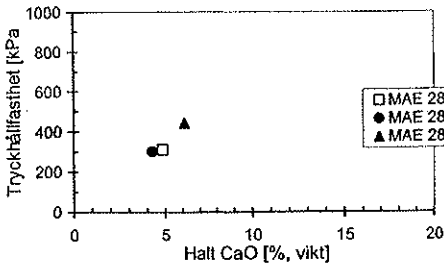
APPENDIX IV

Samband mellan CaO-halt och tryckhållfasthet

Samband mellan CaO-halt och tryckhållfasthet i bitar tagna från pelare i fält

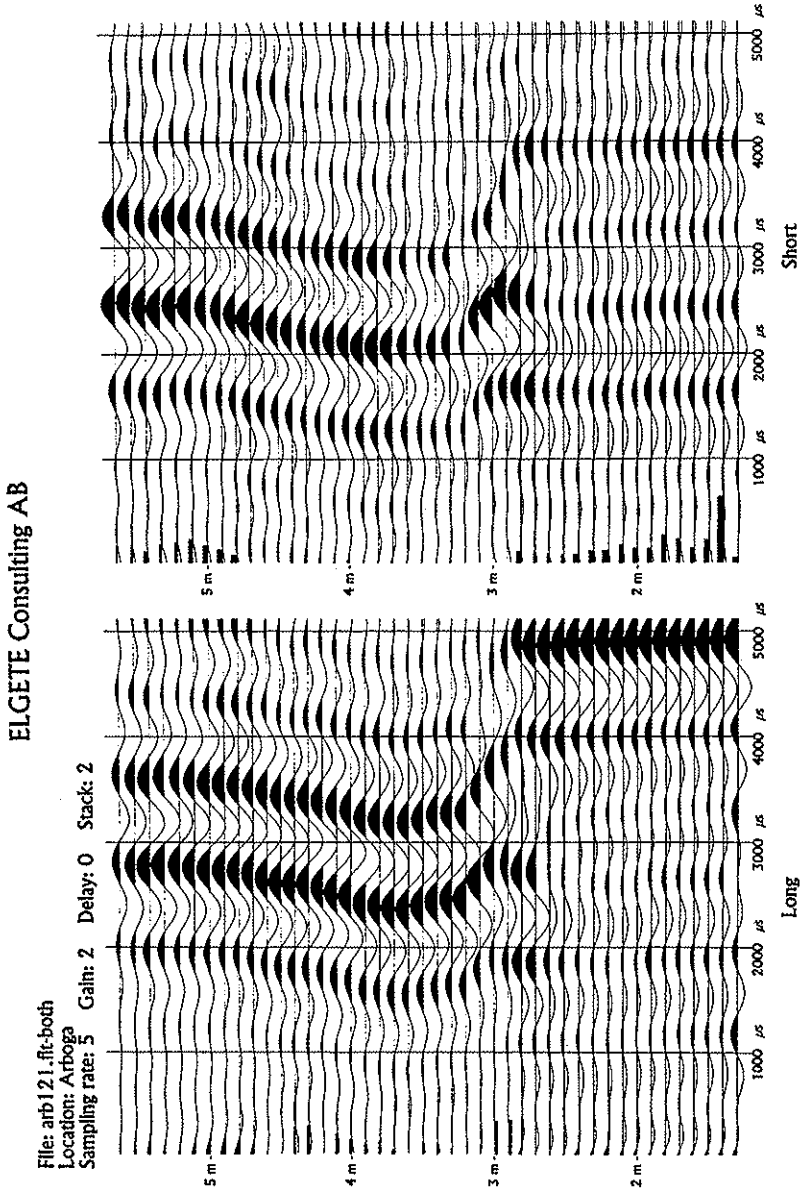


Samband mellan CaO-halt och tryckhållfasthet i bitar tagna från pelare i fält



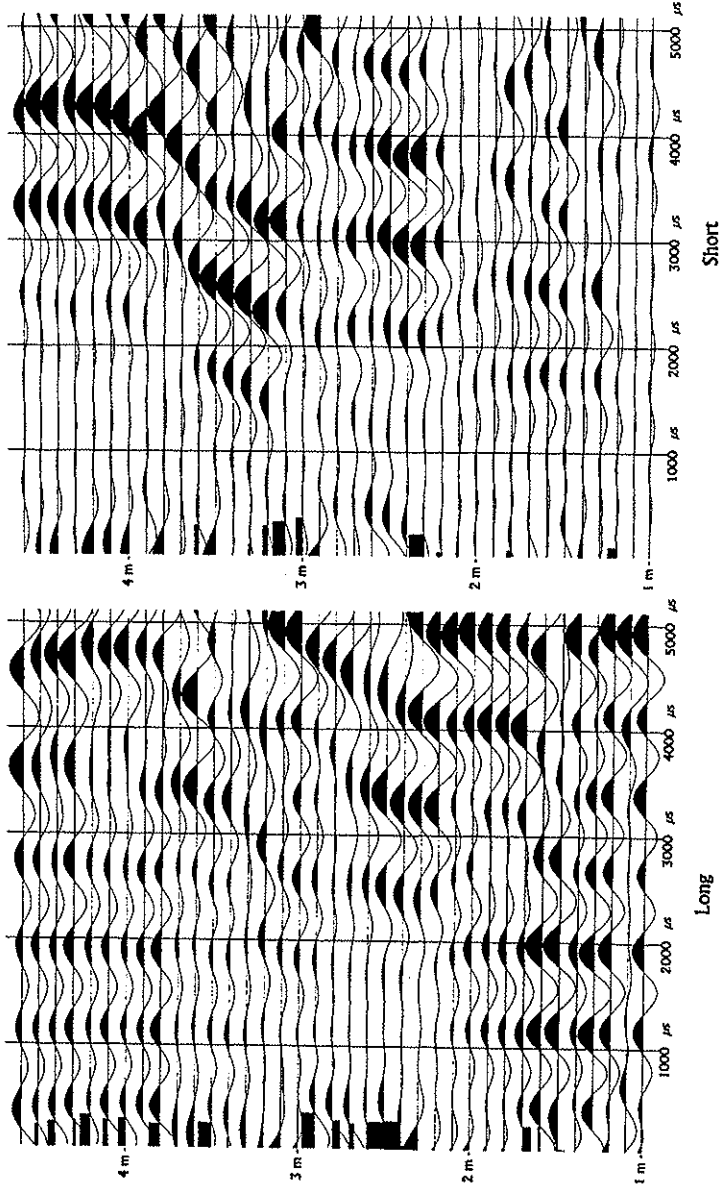
APPENDIX V

Exempel på filtrerade signaler från mätningar med Minisond



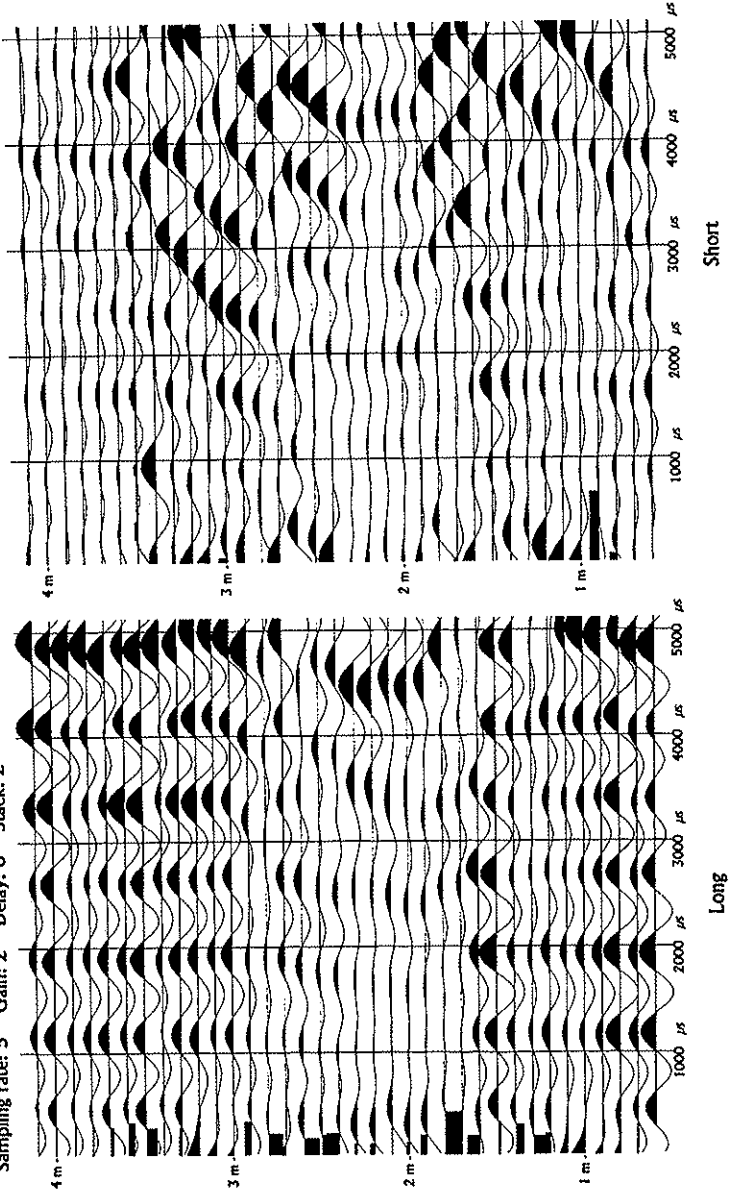
ELGETE Consulting AB

File: arb131.flc-both
Location: KTHProvfallt
Sampling rate: 5 Gain: 2 Delay: 0 Stack: 2



ELGETE Consulting AB

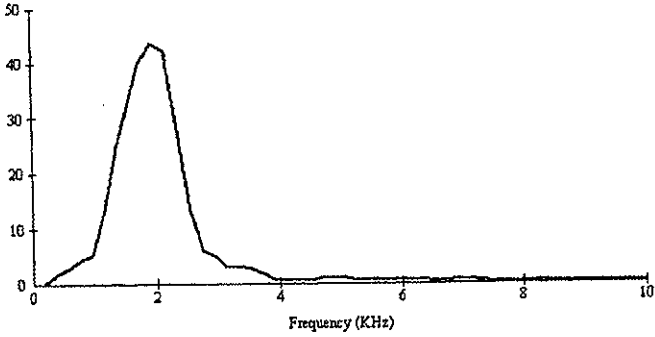
File: arb141.ftc-both
Location: KTHProvfallt
Sampling rate: 5 Gain: 2 Delay: 0 Stack: 2



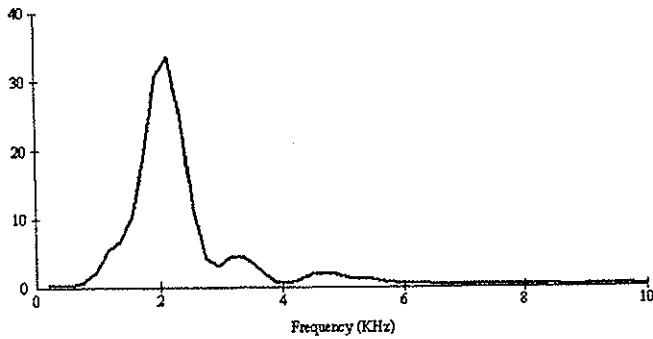
APPENDIX VI

Exempel på frekvensspektrogram från mätningar med Minisond

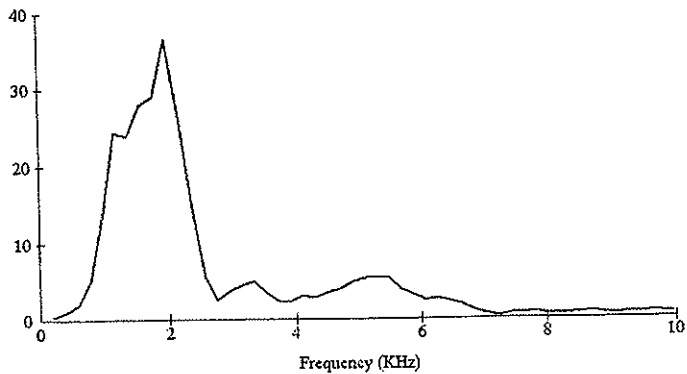
Record: arb191.mns-short, Spectrum in the depth of 4 m



Record: arb171.mns-short, Spectrum in the depth of 4 m



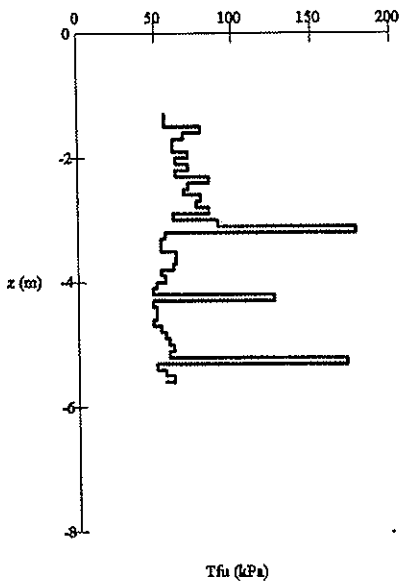
Record: arb131.mns-short, Spectrum in the depth of 4 m



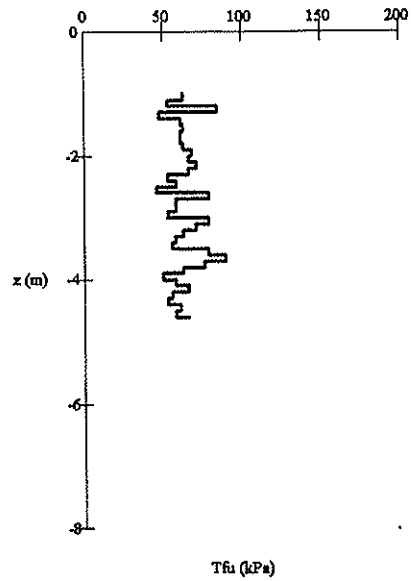
APPENDIX VII

Skjuvhållfasthet utvärderad från mätningar med Minisond

Exempel på mätningar med Minisond utvärderade som skjuvhållfasthet enligt det empiriska sambandet $G_0/q_u=441$ (Andréasson 1979).



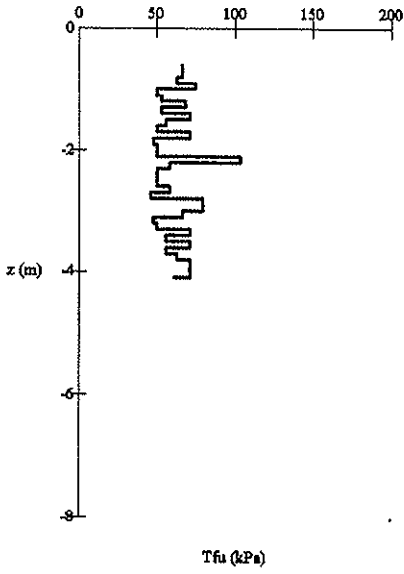
a)



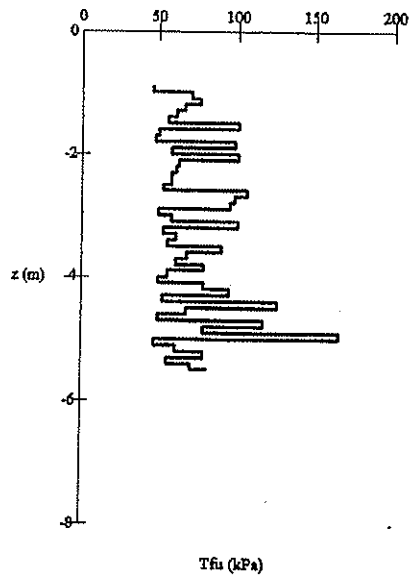
b)

a) 600-pelare, nr 12. b) 600-pelare, nr 13.

Appendix VII, 2(4)

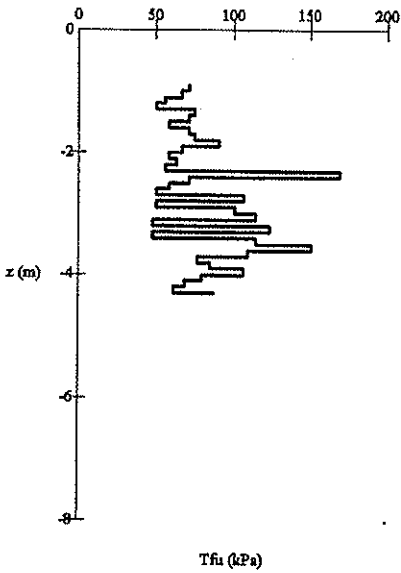


a)

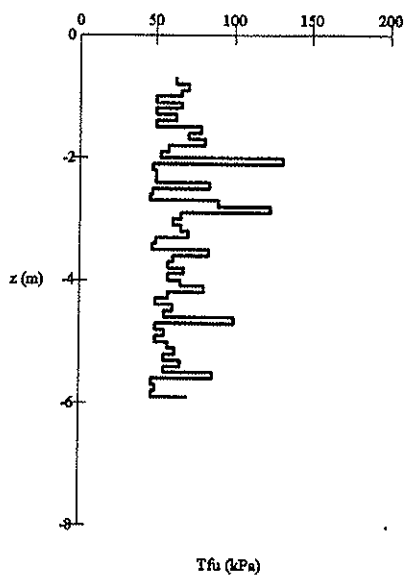


b)

a) 600-pelare, nr 14. b) 600-pelare, nr 15.



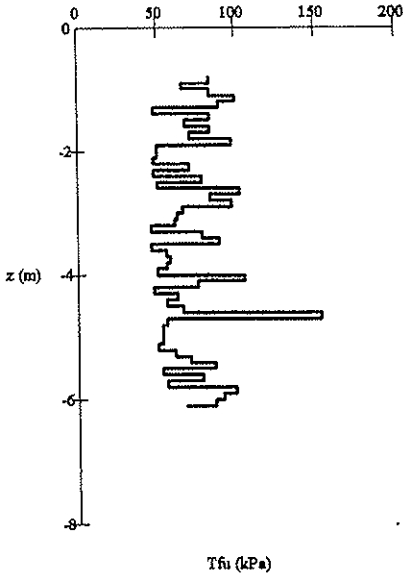
a)



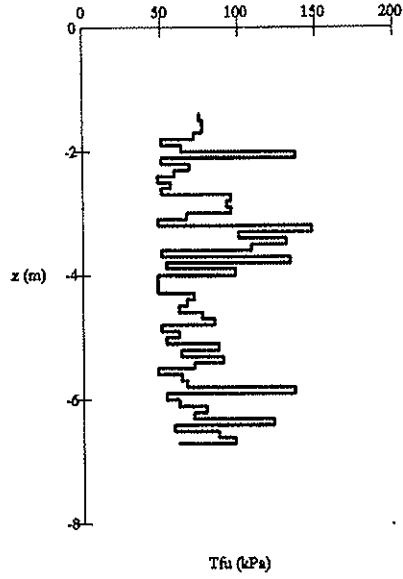
b)

a) 600-pelare, nr 16. b) 600-pelare, nr 17.

Appendix VII, 3(4)

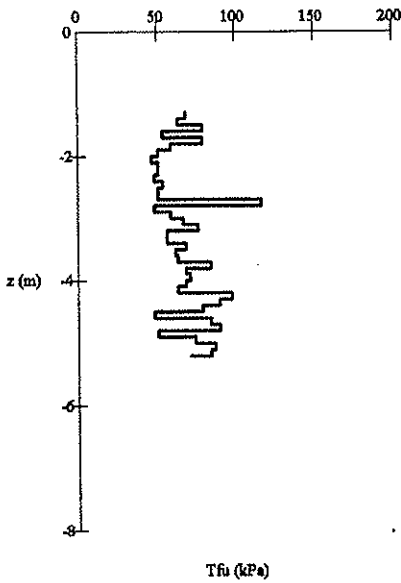


a)

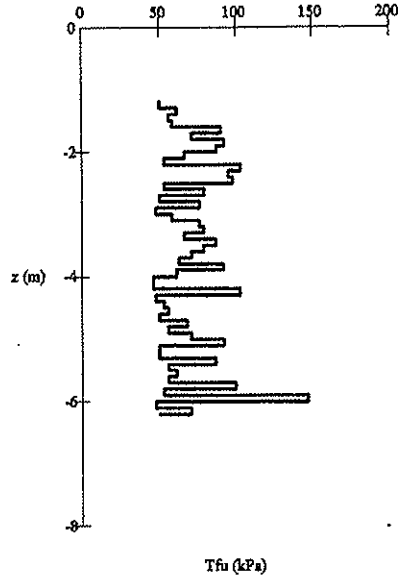


b)

a) 600-pelare, nr 18. b) 600-pelare, nr 19.

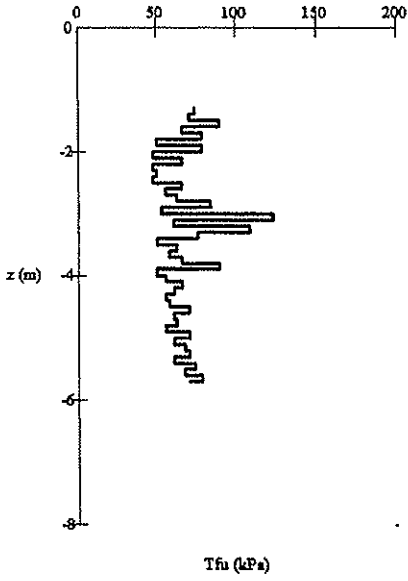


a)

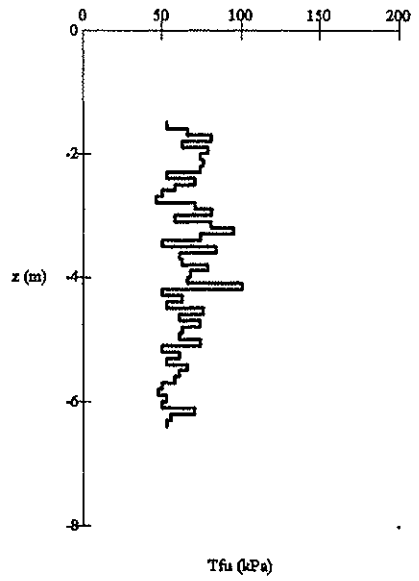


b)

a) 600-pelare, nr 28. b) 600-pelare, nr 33.

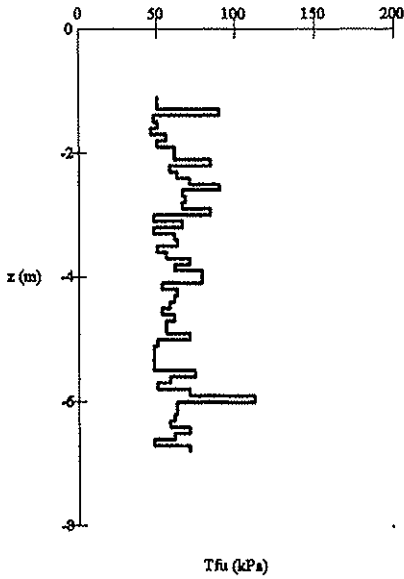


a)



b)

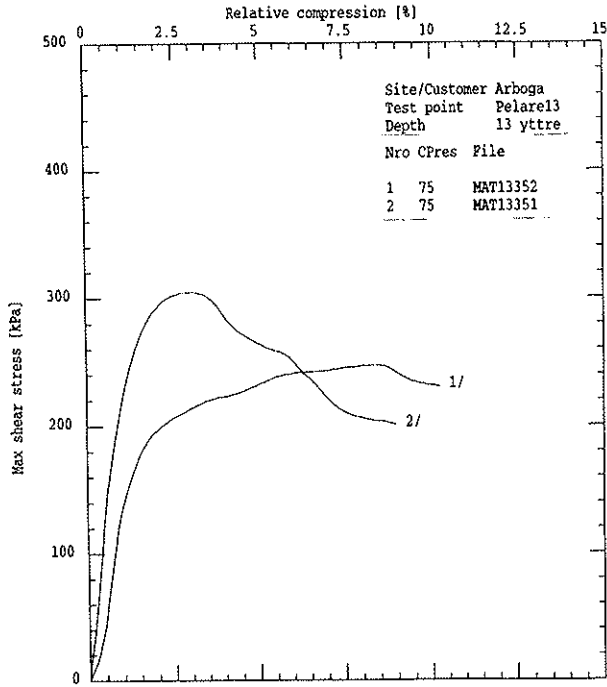
a) 800-pelare, nr 39. b) 800-pelare, nr 43.



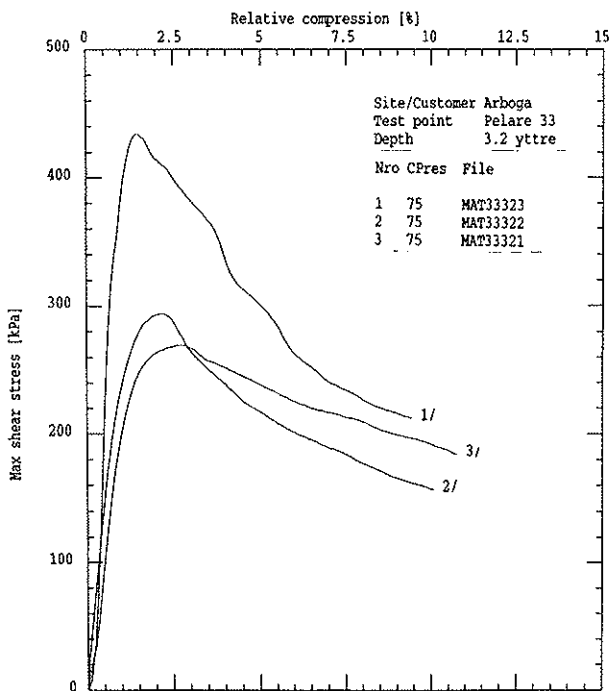
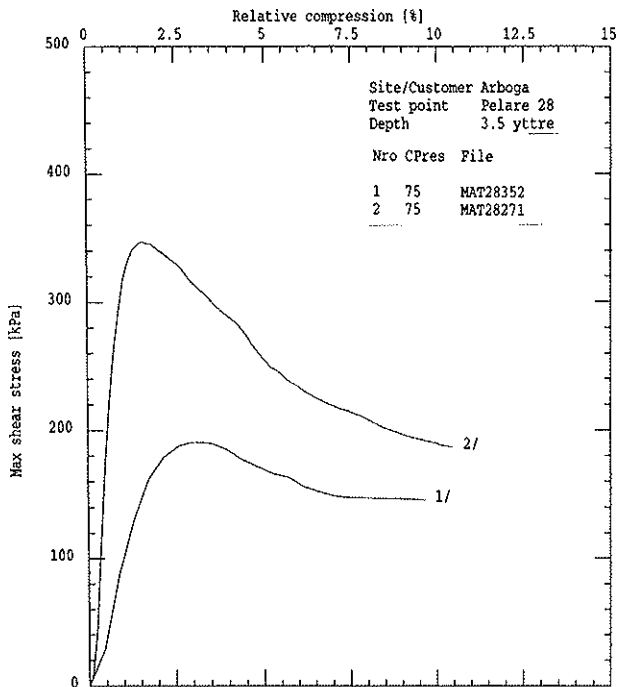
800-pelare, nr 53.

APPENDIX VIII

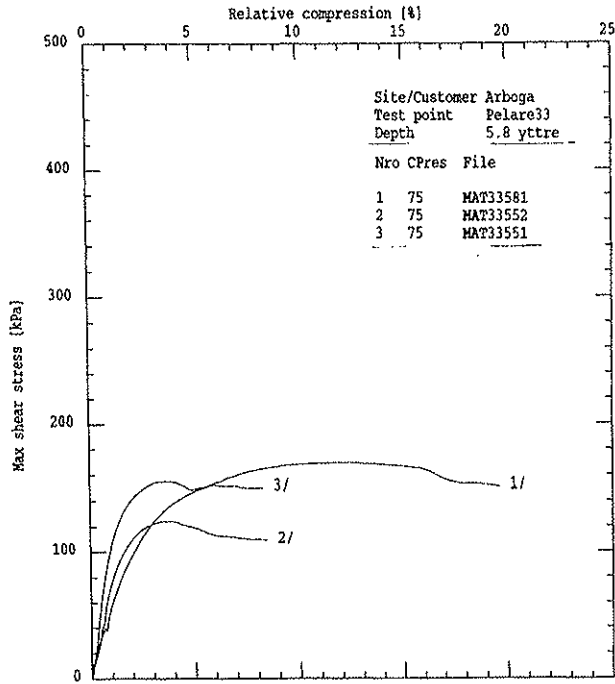
Treaxliga tryckförsök på material från upptagna pelare.



Appendix IIX, 2(3)



Appendix IIX, 3(3)



Publikationer utgivna av Svensk Djupstabilisering

Arbetsrapport

- 1. Arlandabanan, Norra Böjen. Sättningar hos järnvägsbank på kc-pelare.** 1998
Ulf Stjerngren, Jacobson & Widmark
- 2. KC-förstärkning för schakt inom spont, Filipstad Brygge, Oslo.** 1998
Phung Doc Long, Stabilator AB & Håkan Bredenberg, Stabilator AB
- 3. Inblandningsmekanismer vid djupstabilisering med kalk-, kalk/cementpelare och cementpelare** 1998
Stefan Larsson, Tyréns
- 4. Undersökning av KC-pelare med avseende på dess "homogenitet".** 1998
Roland Tränk, SGI
- 5. Bestämning av egenskaper i cellstabiliserad torv.** 1998
Nenad Jelusic, Vägverket Region Mitt, Torbjörn Edstam, SGI & Yvonne Rogbeck, SGI
- 6. Rörelser och portryck vid kalkpelarinstallation. Redovisning av mätresultat.** 1998
Åke Johansson, SGI
- 7. Masstabilisering av väg 590, Askersund.** 1998
Yvonne Rogbeck, SGI
- 8. KC-pelarförstärkning av instabil slänt. E4, delen Nyland - Ullånger, Västernorrlands län. Åtgärder och mätningar.** 1998
Leiv Viberg, SGI, Bertil Eriksson, Vägverket Produktion Mitt & Stefan Johansson, Vägverket Produktion Mitt
- 9. Grunnförsterkning med kalksementpelar.** 1999
Stein Christensen, Arnstein Watn, Steinar Nordal, Arnfinn Emdal, Torbjörn Lund & Thomas Kristiansen
- 10. Dimensioneringsvägledning för djupstabilisering.** 1999
Översättning av Finska Vägverkets klarlägganden 18/1997. ISSN 0788-3722, ISBN 951-726-344-9
- 11. Historik och svenska erfarenheter av kalkstabilisering av vägterrasser** 1999
Stefan Gustafsson, Scandiaconsult
- 12. Undersökning i fält av stabiliseringseffekt i organisk jord och lera** 2000
Tobias Hansson, Hercules Grundläggning AB, Yvonne Rogbeck, SGI, & Leif Säfström, Vägverket Region Mälardalen
- 13. Utvärdering av verksamheten inom Svensk Djupstabilisering** 2000
Vetenskaplig uppläggning. Måluppfyllelse av FoU-plan

- | | | |
|-----|---|------|
| 14. | Stabilisering av torv i laboratoriemiljö
– utveckling av referensmetod
Fredrik Larsson & Stefan Mårtensson, LTU | 2000 |
| 15. | Djupstabilisering med kalk-cementpelare – Provfält
Lars O Johansson, SGI | 2000 |
| 16. | Laboratorieunblandning för stabilisering av lera – Referensmetod
Torbjörn Edstam, SGI | 2000 |
| 17. | Kalkcementpelarförstärkning för bro – Funktionsuppföljning
Västkustbanan, delen Sätinge – Lekarekulle.
Bro över väg N359U (km 35/603)
Marius Tremblay | 2000 |

Rapport

- | | | |
|----|---|------|
| 1. | Erfarenhetsbank för kalk-cementpelare.
Torbjörn Edstam | 1997 |
| 2. | Kalktypens inverkan på stabiliseringsresultatet. En förstudie.
Helen Åhnberg & Håkan Pihl | 1997 |
| 3. | Stabilisering av organisk jord med
cement- och puzzolanreaktioner
Karin Axelsson, Sven-Erik Johansson & Ronny Andersson | 2000 |
| 4. | Provbänk på kalk/cementpelarförstärkt gyttja och
sulfidhaltig lera i Norrala
Rolf Larsson | 1999 |
| 5. | Masstabilisering
Nenad Jelusic | 2000 |
| 6. | Blandningsmekanismer och blandningsprocesser
– med tillämpning på pelarstabilisering
Stefan Larsson | 2000 |
| 7. | Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay
Sadek Baker | 2000 |

DISTRIBUTION:

Svensk Djupstabilisering

c/o SGI, 581 93 Linköping

Tel: 013- 20 18 42. **Fax:** 013-20-19 14. **E-post:** birgitta.sahlin@swedgeo.se



Svensk Djupstabilisering

c/o SGI, 581 93 Linköping
Tel: 013-20 18 61, Fax: 013- 20 19 14.
Internet: www.swedgeo.se/sd