



Svensk Djupstabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Rapport 5

Masstabilisering

Nenad Jelusic

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 5

Masstabilisering

Nenad Jelusic

Denna rapport är även publicerad som Litentiate Thesis
Lunds Universitet
Lunds Tekniska Högskola
Avdelningen för Geoteknik

ISRN LUTVDG/TVGT-1007-SE
ISBN 91-630-8364-7

Linköping 2000

FÖRORD

Svensk Djupstabiliserings (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 ”Förstärkningars funktionssätt” som ger ett vidgat tillämpningsområde för stabilisering av jord. Projektet är också ett led i SD:s strävan för kompetensutveckling inom djupstabilisering.

Linköping i november 2000

Göran Holm
Projektledare för SD

Rapport	Svensk Djupstabilisering 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--00/5--SE
Upplaga	200
Tryckeri	KFS i Lund AB, november 2000

FÖRORD

Denna avhandling analyserar hållfasthets- och deformationsegenskaper hos masstabiliserad jord, i första hand torv. Lämpliga fält- och laboratorieundersökningar har undersökts. Avhandlingen görs som ett projekt inom Svensk Djupstabilisering.

En stor del av undersökningen har finansierats genom anslag från Vägverket, Region Mitt och Svensk Djupstabilisering. Övrig finansiering har LTH, Merox, GeoPro samt Cementa svarat för. Mitt varma tack till alla mina finansiärer och ett stort tack till Vägverket, Region Mitt och avdelningschefen på tekniska avdelningen Håkan Wilhelmson för allt stöd.

Undersökningen har genomförts vid Avdelningen för Geoteknik, Institutionen för Geoteknologi, Tekniska Högskolan i Lund. Ett stort tack till min handledare adjungerad professor Jan Hartlén. Jag tackar även min andra handledare universitetslektor Bo S Malmberg.

Ett stort tack vill jag rikta till Mikko Leppänen, VIATEK i Esbo, Finland för all hjälp med insamling av alla möjliga och omöjliga uppgifter om utförda masstabiliseringsprojekt samt för mycket givande diskussioner.

Vidare vill jag även framföra mitt varma tack till Scandiaconsult Sverige AB i Sundsvall, VIATEK i Esbo (Finland) och Tyréns Infrastruktur AB i Sundsvall speciellt då Hans-Ola Engström och Per-Olof Sjödin för väl utförda arbeten samt Peter Carlsten, SGI i Linköping, för all hjälp.

Ett varmt tack även till min flickvän Agneta Berger för all uppmuntran.

Till sist vill jag tacka markägare Carl-Erik Tottie och Hudiksvalls kommun för deras vänlighet att upplåta mark och på så sätt göra min provbank möjlig.

Lund i juni 1999

Nenad Jelusic

Innehållsförteckning

Förord	I
Sammanfattning	IX
Summary	X
Parameterförteckning	XIV
Bakgrund och Syfte	1
1. Bakgrund	1
2. Syfte	2
3. Masstabilisering	3
3.1 Inledning	3
3.2 Utförande	5
3.3 Kontrollundersökningar	6
4. Masstabiliseringsprojekt	7
4.1 Masstabiliseringsprojekt i Finland	7
4.1.1 Veittostensuo, provbank	7
<i>Objektbeskrivning</i>	7
<i>Geoteknisk beskrivning</i>	7
<i>Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg</i>	7
<i>Bindemedel</i>	8
<i>Dimensionering</i>	10
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	11
<i>Sättningsmätning</i>	11
<i>Projektdiskussion</i>	11
4.1.2 Ring III	12
<i>Objektbeskrivning</i>	12

<i>Geoteknisk beskrivning</i>	12
<i>Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg</i>	13
<i>Bindemedel</i>	13
<i>Dimensionering</i>	13
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	14
<i>Sättningsmätning</i>	14
<i>Projektdiskussion</i>	14
4.1.3 Leppävaara (Alberga)	15
<i>Objektbeskrivning</i>	15
<i>Geoteknisk beskrivning</i>	16
<i>Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg</i>	16
<i>Bindemedel</i>	16
<i>Dimensionering</i>	16
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	19
<i>Sättningsmätning</i>	19
<i>Projektdiskussion</i>	20
4.1.4 Kirkkonummi, provbank	21
<i>Objektbeskrivning</i>	21
<i>Geoteknisk beskrivning</i>	21
<i>Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg</i>	21
<i>Bindemedel</i>	22
<i>Dimensionering</i>	22
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	22
<i>Sättningsmätning</i>	22
<i>Projektdiskussion</i>	23
4.1.5 Hamina hamn (Fredrikshamn)	23
<i>Objektbeskrivning</i>	23
<i>Geoteknisk beskrivning</i>	25
<i>Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg</i>	25
<i>Bindemedel</i>	25
<i>Dimensionering</i>	26
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	26
<i>Sättningsmätning</i>	26
<i>Projektdiskussion</i>	27
4.1.6 Andra masstabiliseringsprojekt	28
4.2 Masstabiliseringsprojekt i Sverige	29
4.2.1 Väg 601, Sundsvägen, Råneå	29
<i>Objektbeskrivning</i>	29
<i>Geoteknisk beskrivning</i>	29
<i>Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg</i>	29
<i>Bindemedel</i>	31
<i>Dimensionering</i>	31
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	32

Sättningsmätning.....	32
Projektdiskussion	33
4.2.2 Järnväg, Skyttorp – Örbyhus, Provisoriskt spår.....	33
Objektbeskrivning	33
Geoteknisk beskrivning	33
Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg	33
Bindemedel.....	34
Dimensionering	34
Geotekniska kontrollundersökningar	35
Sättningsmätning.....	35
Projektdiskussion	35
4.2.3 Väg 590, Askersund – Åmmeberg	36
Objektbeskrivning	36
Geoteknisk beskrivning	36
Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg	36
Bindemedel.....	37
Dimensionering	38
Geotekniska kontrollundersökningar.....	38
Sättningsmätning.....	38
Projektdiskussion	40
4.2.4 Järnväg, Skyttorp – Örbyhus, Dubbelspår	41
Objektbeskrivning	41
Geoteknisk beskrivning	41
Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg	41
Bindemedel.....	42
Dimensionering.....	43
Geotekniska kontrollundersökningar	44
Sättningsmätning.....	44
Projektdiskussion	44
4.2.5 Järnväg, Lidlund – Jörn.....	45
Objektbeskrivning	45
Geoteknisk beskrivning	45
Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg	46
Bindemedel.....	46
Dimensionering.....	46
Geotekniska kontrollundersökningar	47
Sättningsmätning.....	48
Projektdiskussion	48
4.2.6 Väg 272, Holmsveden.....	48
Objektbeskrivning	48
Geoteknisk beskrivning	48
Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg	49
Bindemedel.....	49

<i>Dimensionering</i>	50
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	51
<i>Sättningsmätning</i>	54
<i>Projektdiskussion</i>	55
4.2.7 Järnväg, Styvje – Söderhamn	56
<i>Objektbeskrivning</i>	56
<i>Geoteknisk beskrivning</i>	56
<i>Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg</i>	56
<i>Bindemedel</i>	57
<i>Dimensionering</i>	57
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	58
<i>Sättningsmätning</i>	59
<i>Projektdiskussion</i>	59
4.2.8 Väg 45, Arvidsjaur	59
<i>Objektbeskrivning</i>	59
<i>Geoteknisk beskrivning</i>	60
<i>Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg</i>	60
<i>Bindemedel</i>	60
<i>Dimensionering</i>	60
<i>Geotekniska kontrollundersökningar</i>	61
<i>Sättningsmätning</i>	61
<i>Projektdiskussion</i>	61
4.2.9 Andra masstabiliseringsprojekt	62
4.3 Erfarenheter av utförda projekt	63
4.3.1 Metod för inblandning – homogenitet	63
4.3.2 Bindemedel	63
4.3.3 Dimensionering	63
4.3.4 Skjuvhållfastheter och vertikala rörelser uppmätta i utförda projekt	64
4.3.5 Erhållna erfarenheter	64
5. Beskrivning av försökslokalen	66
5.1 Lokalens belägenhet	66
5.2 Lokalens geometri	66
5.3 Geoteknisk beskrivning	66
6. Utförande av masstabiliseringen	71
6.1 Inledning	71
6.2 Laboratorieundersökningar	71
6.3 Förprovning	75

6.4 Dimensionering.....	76
6.4.1 Stabilitetsberäkningar	76
6.4.2 Sättningsberäkningar.....	77
6.5 Masstabilisering i provytan.....	78
6.6 Förbelastning.....	81
7. Rörelse, portryck och temperatur	82
7.1 Inledning	82
7.2 Sättningspeglar.....	82
7.3 Slangsättningsmätare	82
7.4 Skruvsättningsmätare.....	86
7.5 Inklinometrar.....	88
7.6 BAT-portrycksmätare	89
7.7 Temperaturmätare	90
8. Hållfasthet och homogenitet enligt fältundersökningar	92
8.1 Inledning	92
8.2 Spetstrycksondering med portrycksmätning.....	92
8.3 Pelarvingssondering (sk. finsk vinge)	92
8.4 Pelarsondering.....	95
8.5 Provtagning med S-GEOBOR	96
8.6 SASW-mätningar	98
8.6.1 Allmänt om SASW-mätningar	98
8.6.2 Hur går det till	99
8.6.3 Varför använda SASW	99
8.6.4 Praktiskt utförande.....	100
8.7 Analys av bankens stabilitet.....	101
9. Hållfasthet, moduler och homogenitet enligt laboratorieundersökningar	103
9.1 Inledning	103
9.2 Triaxialförsök.....	103
9.3 Enaxliga tryckförsök	104

9.4 CRS-försök	104
9.5 Bestämning av bindemedelsmängd.....	105
10. Resultatdiskussion	108
10.1 Homogenitet.....	108
10.2 Hållfasthet	108
10.3 Skjuvmoduler	110
10.4 Rörelse	111
10.5 Portryck.....	112
10.6 Temperatur	112
11. Slutsatser och rekommendationer	113
11.1 Slutsatser	113
11.1.1 Utförande av masstabilisering	113
11.1.2 Rörelse, portryck och temperatur.....	114
11.1.3 Fält och laboratorieundersökningar	116
11.2 Rekommendationer	118
11.2.1 Utförande av masstabilisering	118
11.2.2 Rörelse, portryck och temperatur.....	121
11.2.3 Fält och laboratorieundersökningar	122
Referenser	124
Bilagor	128
1.1 – 1.6 Uppmätta sättningar i Askersund, väg 590.....	128
2.1 – 2.2 Uppmätta sättningar i Skytorp, dubbelspår	131
3.1 Uppmätta sättningar i slangställningsmätare SL 2	132
4.1 – 4.2 Uppmätta sättningar i skruvsställningsmätare SK2 och SK 3	133
5.1 – 5.2 Uppmätta horisontella rörelser i inklinometrar I2 och I3	135
6.1 – 6.8 Uppmätta spetstryck, mantelfriktioner och portryck enligt CPTU	136
7.1 – 7.7 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd enligt pelarvingssonderingar.....	144

8.1 – 8.7 Uppmäta sonderingsmotstånd enligt pelarsonderingar	148
9.1 – 9.5 Uppmäta skjuvmoduler enligt SASW-mätningar.....	152

SAMMANFATTNING

Metoder och metodik för att bestämma dimensioneringsparametrar för masstabiliserad torvjord med underliggande ostabiliserad jord har bestämts. Med parametrar avses hållfasthets- och deformationsegenskaper på såväl lång som kort sikt. Hur dessa egenskaper påverkas av överlagringstrycket vid bindemedlets härdning har studerats såväl i laboratorium (triaxialförsök) som i fält (provbank). Provbanken är lokaliserad till Enånger vilket erbjuder många fördelar. Det pågående vägprojektet E4, ger möjlighet att hålla kostnader för masshanteringen nere, samtidigt som möjlighet finns att låta provbanken växa om behov och önskemål härom uppstår, t ex inom Eurosoilstab.

Genom fältförsök i anslutning till uppförd provbank har studerats framför allt egenskapernas spridning i den stabiliserade jordmassan samt dessa egenskapers korrelation med provbankens uppförande i termer av kompression och skjuvrörelser. Pelarsondering och pelarvingsondering (sk. finsk vinge) har givit kvalitativa kunskaper om de mekaniska egenskaperna i den stabiliserade torvjorden, medan SASW-mätningar tillsammans med CPTU-sonderingar har givit kunskap om spridningen.

Projektets tyngdpunkt ligger inom undersökningsmetodiken med beaktande av beständighetsaspekter och en studie av tidigare utförda projekt.

SUMMARY

Introduction

Road and railway construction in Scandinavia is now carried out more frequently on soils with low bearing capacity, especially in coastal areas. In addition, the majority of new housing areas are located near city centres, where it has previously been almost impossible to construct due to economical and technical problems arising from difficult soil conditions. The traditional solution to problems arising from construction on peat, mud or soft clay areas is to use a soil replacement method. Excavated material is replaced by return transport by frictional materials or blasted rock, which have better bearing capacity properties.

The geotechnical properties of soft soils can be improved by, e.g., stabilization. Deep stabilization has been used in Scandinavia since the end of the 1970's. In the process of deep stabilization strengthened columns are formed by mixing in stabilizing agents. A new method for soil improvement is the mass stabilization method, where the whole mass is strengthened by transforming it into a homogeneous "block structure" that behaves like a dry crust. This method can even be applied to peat, which has not been possible to exploit earlier.

Mass stabilization is a new, environmentally friendly, soil improvement method where the stabilizer is mixed into peat, mud or soft clay. Mass stabilization is carried out by a mixing tool that has been installed onto an excavator machine. Mixing is carried out in both horizontal and vertical directions so that a homogeneous enforced soil block is formed through the effect of the stabilizer. Embankments can be founded on mass stabilized soil in the same way as on naturally firm soil layers, such as moraine or gravel. New stabilizing agents, produced as by-products of industrial processes, can be used for deep and mass stabilization, instead of traditionally used stabilizers, like lime and lime-cement mixtures. They can also be applied to the stabilization of organic soil and peat materials which have been difficult to stabilize earlier.

Stabilizing technology also meets the principles of environmental friendliness and sustainable development. Stabilizing agents produced by, e.g., Cementa and Merox in Sweden and Lohja Rudus in Finland are stabilizers that can be tailor-made for each stabilization application and soil type. The stabilizing agents are made from different activators (cement, lime and aggregates) and from industrial by-products (such fly ash, the end products of sulphur removal process and blast-furnace slag).

Much higher strength can be obtained by using these stabilizers instead of traditional agents, which also leads to significant cost-savings. Stabilizing agents available as by-products are much cheaper on a mass specific basis than the traditional lime-cement stabilizing agent. Approximately 60 - 70 % of the cost of a mass stabilization can be attributed to the cost of the stabilizing agent and in order to be competitive it is, therefore, important to minimise the stabilizing agent costs.

The future of the mass stabilization method looks quite encouraging. Results obtained from pilot projects clearly show that it is possible to construct embankments of a high quality (i.e., with sufficient stability and minor settlements afterwards) at a moderate price. Because of the environmental factors the new method is ideal for road and railway construction, and street construction in urban areas where soil replacement would otherwise cause inconvenience. The

active research to develop both more effective stabilizers and mixing tools has created new applications and has improved the competitiveness of this environmentally friendly technology.

Experience from performed projects

A number of different stabilizers were used for the different mass stabilization projects: Lohjamix V16, Lohjamix V17, cement and LCmix etc. The quantity of the stabilizer used was generally around 150 – 200 kg/m³.

The settlements were on average very small; from 0.25 to 0.50 m. One must consider that the peat was moved two times; firstly when it was prepared for the stabilization and secondly when the stabilizer was added. Air subsequently penetrated the peat, which made it swell. Such swelling caused the natural ground to be raised 0.20 to 0.50 m. If this raising is deducted from the total settlement measured during the studied projects, it can be seen that the total settlement was quite insignificant.

The trial embankment

The trial embankment (14 x 28 m²) is situated in the middle of Sweden on a peat bog near the road no. 673. The road connects to highway E 4 near Enånger, along the section: Söderhamn - Enånger.

The soil layer sequence consists of peat on top of gyttja and clay. Beneath the clay, there is till. The peat is about 3 m thick and is characterised as fibrous peat and medium decayed peat. The water content in the peat varies between 1090 and 1210 %. The peat has a shear strength of approximately 8 – 10 kPa. The thickness of the gyttja is about 0.5 m. The water content in the gyttja varies between 162 and 190 %. The gyttja is very soft and has a shear strength of approximately 6 – 7 kPa. The clay is about 3 m thick and is very soft with a shear strength of approximately 10 – 12 kPa. The water content in the clay varies between 52 and 54 %. The ground water level in the peat bog is 0 – 0.5 m below the ground surface.

The height of the embankment was 4.0 m and it was raised three times during construction. The embankment was raised 1.0 m (a pre-compaction embankment) for the first time directly after the stabilization. The second time (30 days after the stabilization) it was raised 1.5 m and the third time (70 days after the stabilization) it was raised h = 1.5. The embankment was heavily instrumented with 20 settlement gauges, 2 hose settlement gauges, 3 magnetic settlement gauges, 3 piezometers, 3 inclinometers and 3 thermometers.

Results and recommendations

The stabilizer used for mass stabilization was 80 % Merit 5000 with 20 % cement. The quantity of stabilizer used was 200 kg/m³. Unconfined compression tests on laboratory mixed samples gave shear strength values of 320 kPa in the fibrous peat and 290 kPa in the medium decayed peat. The designed shear strength was set to 200 kPa.

The settlements of the test embankment were quite small, 1.0 – 1.4 m (including 0.37 m swelling). The measured settlement values correspond quite well laboratory tests and calculations, which was done with the computer program EMBANKCO. The latest measurement of the settlement shows that it has almost stopped.

According to settlement gauges and hose settlement gauges, the major percentage of settlements (between 37 and 58 %, see Fig S1) developed during the period between 0 and 7 days (1 m high embankment). The majority of the settlement can be attributed to re-consolidation of the stabilized peat (the 0.37 m swelling) and the remaining to subsequent compression. The magnetic settlement gauges show, under the same period, a settlement of between 12 and 16 %. The settlements under the period between 7 and 30 days (1 m high embankment), for all types of settlement gauges, ranged between 4 and 13 %. The period between 30 and 70 days (2.5 m high embankment) gave settlements values in the order of 22 to 37 %, for all types of settlement gauges. Finally, the period after 70 days (4 m high embankment) gave a settlement, according to settlement gauges and hose settlement gauges, between 16 and 24 % and, according to magnetic settlement gauges between 41 and 43 %.

The measured horizontal movements, as detected by the inclinometer I1 (I2 and I3 did not function properly) is approximately the same as the measured vertical movements during the different periods (see Fig S1).

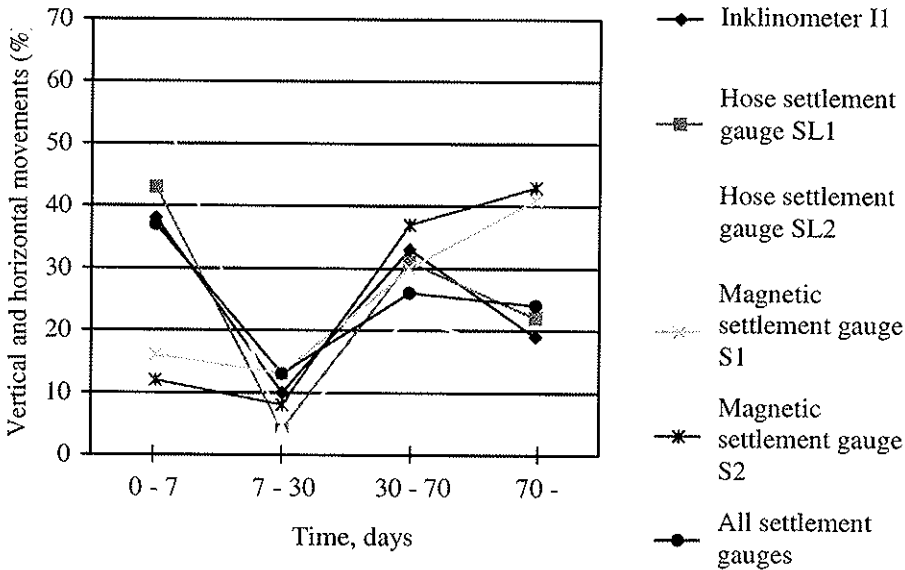


Figure S1 Percentage of vertical and horizontal movements in time

The results from the column tests show shear strengths between 10 and 357 kPa, although the majority were between 30 and 140 kPa. The results from field vane shear tests gave shear strengths ranging between 22 and 200 kPa, but mostly between 20 and 60 kPa. Furthermore, the results from cone penetration tests show shear strengths in the range between 5 and 87 kPa, but mainly between 5 and 60 kPa. The results show that the design strength of 200 kPa was not achieved. Comparisons between measurements (all tests) made 30 days and 90 days after installation indicate that there has been no change in strength during this interval. The field tests show that the mass stabilization is heterogeneous.

The samples, which were taken with continuous core drilling (S-GEOBOR), were disturbed. The best proof for this disturbance is that the unconfined compression tests on drill cores (S-GEOBOR), which were done in phase 1 (30 days after installation), gave a mean shear strength value of approximately 59 kPa. However, those that were done in phase 2 (90 days after installation), gave a mean shear strength value of approximately 10 kPa. It is also noteworthy that the 80 kPa (the 4 m high embankment) used in phase 2 should have lead to an increase in the strength of the stabilised peat of approximately 40 kPa, even without the 200 kg/m³ stabilizer used in the project.

The SASW-measurements (Spectral Analysis of Surface Waves) detected the stabilized peat with a medium stiffness. The shear strengths (55 – 91 kPa) obtained from the calculation of shear modules (25 – 40 MPa) are comparable with the total mean value of shear strength from the field vane share tests, phase 2, (78 kPa) and the column tests, phase 2, (96 kPa).

The field vane shear test together with the column test should be used to determine the shear strength and homogeneity of the stabilized peat.

Unless it is complemented with new information for obtaining an empirical relationship between cone penetration results and shear strength, the cone penetration test should not be used to determine the shear strength of stabilized peat.

S-GEOBOR should not be used to take undisturbed samples from the stabilized peat, because it disturbs the samples.

It is suggested that SASW-measurement (Spectral Analysis of Surface Waves) may be used to determine the stiffness of stabilized peat. With the help of shear modulus and empirical relationships (Hara, 1974 and Andreasson, 1979) the mean value of the shear strength of the total mass stabilized area can be estimated. In future projects the SASW-measurement should be performed before the stabilization, because it makes one secure judgement possible. The method should be tested in other mass stabilization projects before one can be sure that the results from SASW-measurements are good. Even then, empirical relationships between shear modules and shear strength, which was produced for clays, should be further controlled before it is clear that these relationships also work well for the stabilized peat.

PARAMETERFÖRTECKNING

Romerska bokstäver

CaO	kalciumoxid
d_2-d_1	geofon avstånd
E	elasticitetsmodul
f	frekvens
F_c	säkerhetsfaktor vid odränerade förhållanden
$gr\ CaO / kg$	gram CaO / kilogram torrt material
G	skjuvmodul
m_{torv}	torvens vikt
M	kompansionsmodul
M_g	10^6 gram
v_R	Rayleighvågens hastighet
v_S	skjuvvågens hastighet
z	djup
$WCaO$	vikt av CaO i ton per m^3 av stabiliserad jord
W_s	totalt vikt av all fast material

Grekiska bokstäver

ϵ	axiell brottdeformation
ϕ	friktionsvinkel
λ	våglängd för Rayleighvåg
ρ_{torv}	torvens densitet
σ_3	celltryck (minsta huvudspänning vid triaxialförsök)
$\sigma_1\ max$	axiell brottspänning
θ	fas skillnad
τ_{fi}	odränerad skjuvhållfasthet

Förkortningar

B	portrycksmätare
C	spetstrycksondering med portrycksmätning
CPTU	spetstrycksondering med portrycksmätning
I	inklinometer
LTH	Lunds tekniska högskola, Lund
P	pelarsondering
PV	pelarvingssondering
S	sättningspegel
SGI	Statens geotekniska institut
S-GEOBOR	kärnborrhuvtagning
SK	skruvsättningsmätare
SL	slangsättningsmätare
T	temperaturmätare

BAKGRUND OCH SYFTE

I. Bakgrund

Vägbyggande i stora delar av mellersta och norra Sverige innebär att vägsträckningen ofta löper över myrmarker. Det gängse förfaringssättet har varit urgrävning och återfyllning med sprängstensmassor. Urgrävda massor måste läggas på sidotipp samtidigt som användandet av sprängsten lämnar sår i det svenska naturlandskapet. Dessutom krävs, inte sällan, långa lastbilstransporter för att få fram sprängstensmassorna till arbetsplatsen, med allt vad det innebär för miljöbelastningen.

Sedan några år tillbaka utvecklas en alternativ metod vilken eliminerar flera av de nackdelar som en urgrävning/återfyllning innebär. Metoden kallas masstabilisering (termen blockstabilisering används också) och innebär att den organiska jorden lämnas kvar och att dess övre del stabiliseras genom inblandning av olika bindemedel. På detta sätt skapas ett styvt block med en tjocklek som varierar med bankhöjden, mellan 1 och 5 m. Metoden används i såväl Finland som Sverige med normalt gott resultat. Metodens ringa ålder gör dock erfarenheterna begränsade vad avser såväl funktion som utförande. Av särskild vikt är att kunna bestämma den färdiga vägens egenskaper på såväl kort som lång sikt baserat på laboratorie- och fältbestämningar av hållfasthets- och deformationsegenskaper med tillhörande beräkningsmodeller.

2. Syfte

Avsikten har varit att bestämma relevanta undersökningsmetoder för bestämning av hållfasthets- och deformationsegenskaper hos masstabiliserad jord genom fält- och laboratorieförsök, i anslutning till uppförd provbank. Av särskild vikt har varit att klargöra den stabiliserade jordens långtidsbeständighet. I beständighet innefattas krypdeformationer till följd av höga ansträngningsnivåer men även kemiska förändringar hos bindemedlet till följd av låga pH-värden, varierande temperatur och tid.

Förutom vad som angivits i första stycket har målsättningen varit att genom en genomgång av utförda masstabiliseringsprojekt i Finland och Sverige öka kunskapen om masstabilisering.

I licentiatavhandlingen behandlas undersökningsmetoder kopplade till erfarenheter erhållna vid anläggande av en provbank.

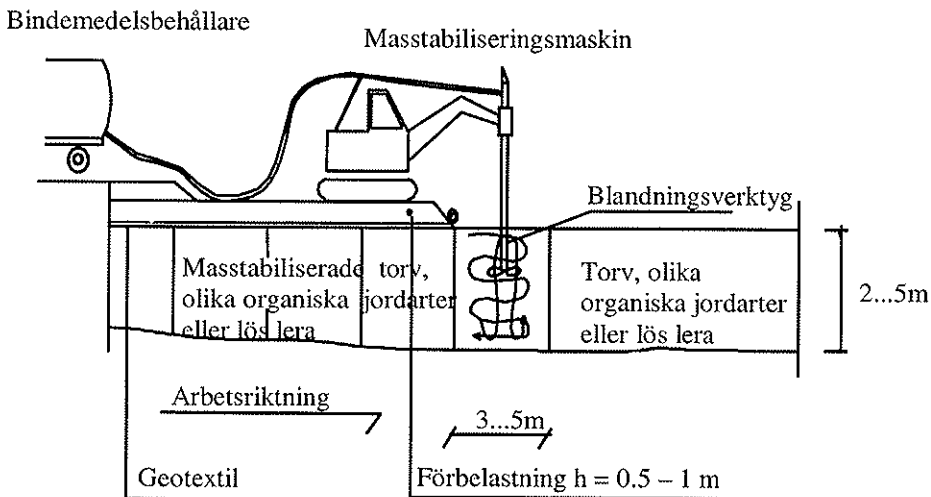
I blivande doktorsavhandlingen kommer beständighetsfrågorna att behandlas mer ingående, liksom tillämpliga beräkningsmetoder för masstabiliserad jord.

3. MASSTABILISERING

3.1 Inledning

Nuförtiden byggs vägar och järnvägar i Sverige mer och mer över mark med dålig bärighet. Det traditionella sättet att klara detta har varit urgrävning och återfyllning med sprängstensmassor. Sedan några år tillbaka utvecklas en alternativ metod vilken eliminerar flera av de nackdelar som en urgrävning/återfyllning innebär. Metoden kallas masstabilisering (termen blockstabilisering används också).

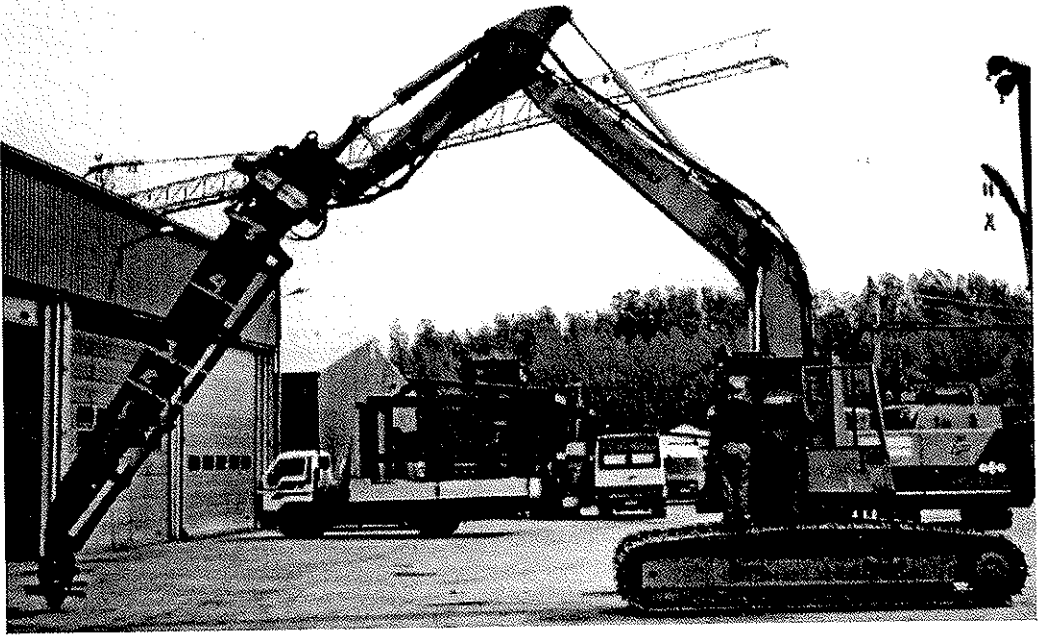
Masstabiliseringen är en miljövänlig stabiliseringsmetod där bindemedel blandas i olika organiska jordarter eller lös lera. Den utförs med ett blandningsverktyg som är installerat på en grävmaskin, se Figur 1, 2 och 3. Stabiliseringen görs i horisontell och vertikal riktning och på detta sätt skapas ett "styvt block", se Figur 4. Blockets tjocklek brukar variera med bankhöjden, mellan 1 och 5 m. Väg- och järnvägsbankar kan grundläggas på den masstabiliserade jorden på samma sätt som på morän eller grus.



Figur 1 Utförande av masstabilisering

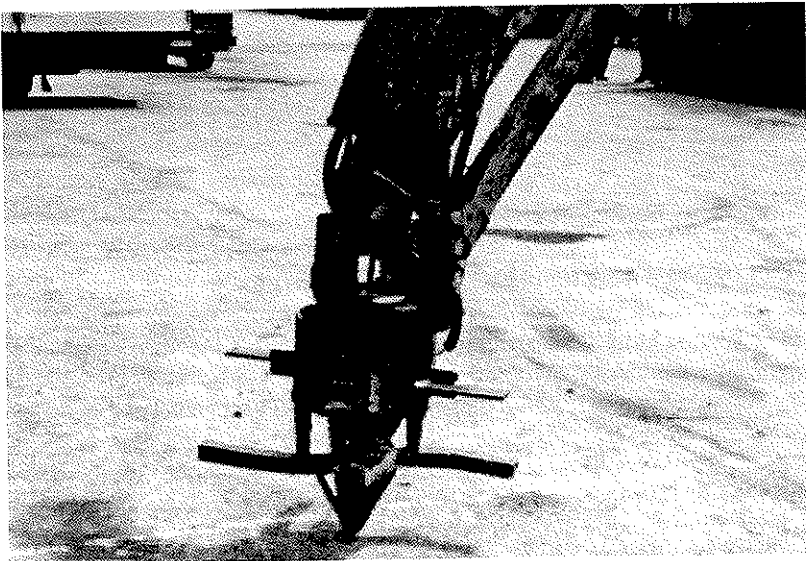
Utrustningen vid masstabilisering utgörs av en modifierad grävmaskinarm, se Figur 1 och 2, kompletterat med bindemedelsbehållare (20 m^3), kompressorstation och ett blandningsverktyg som är installerat på grävmaskinen, se Figur 1 och 3. Bindemedlet matas pneumatiskt och mängden av bindemedel mäts genom vägning. Diametern på ett blandningsverktyg är normalt 600 - 800 mm och rotationshastigheten är 80 - 100 varv/min.

Kalk eller kalk/cement har visat sig ge bra stabiliseringsegenskaper i oorganiska jordar men däremot sämre resultat i organiska jordar som torv och gyttja. Detta beror dels på kemisk inverkan av t. ex humussyror i det organiska materialet och dels att en av kalkens viktigaste reaktionsmekanismer – puzzolanreaktionerna – hämmas. Enbart cement har dock visat sig ge god stabiliseringseffekt även i organiska jordar (4).



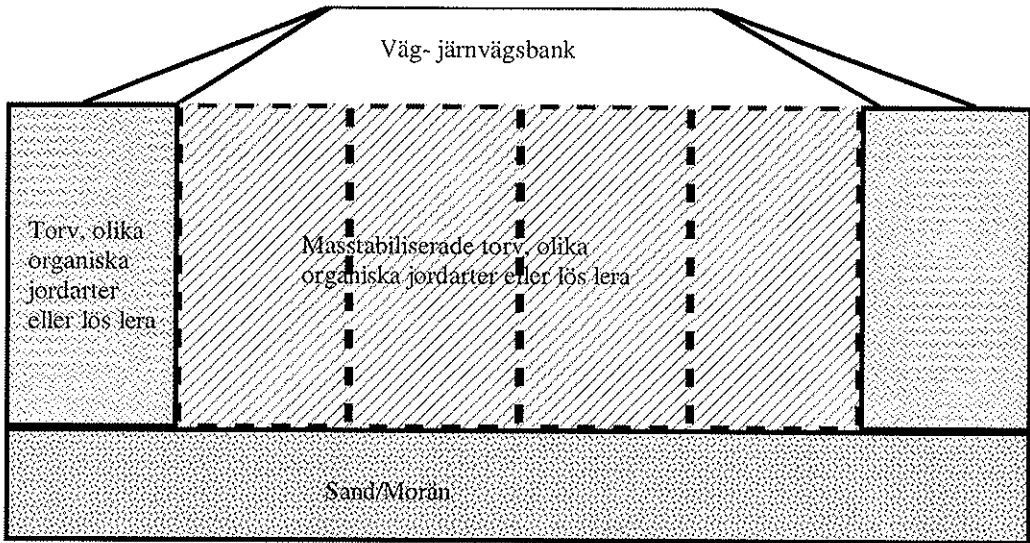
Figur 2 Masstabiliseringsmaskin (31)

Olika restprodukter från industrin kan användas som bindemedel för masstabiliseringen som alternativ till kalk eller kalk/cement. Bindemedel som tillverkas av CEMENTA och MEROX i Sverige och LOHJA RUDUS i Finland kan skräddarsys för varje projekt och jordart. Stabiliseringsmedel består av olika aktivatörer (cement, kalk,...) och från olika biprodukter (flygaska, masugnsslagg,...).



Figur 3 Blandningsverktyg (31)

Mycket högre hållfasthet kan fås med användning av dessa stabiliseringsmedel än med det traditionella stabiliseringsmedlet kalk/cement. Detta möjliggör stora besparingar. Stabiliseringsmedlen i form av restprodukter är också mycket billigare än de traditionella. Ca 60 – 70% av kostnaderna vid ett masstabiliseringsprojekt utgörs av bindemedelskostnad.



Figur 4 Masstabiliserat block

Masstabiliseringen kan också användas för:

- grundläggning av olje- och gasledningar
- grundläggning av vatten- och avloppsledningar
- grundläggning av byggnad
- stabilisering av urgrävda massor
- stabilisering av muddringsmassor
- stabilisering av tomtmark
- stabilisering av deponerat avfall
- i stället för sponter vid urgrävning av djupa schakt i jordar med dåliga hållfasthetsegenskaper
- i tätskiktets byggnation

3.2 Utförande

Erfarenhetsmässigt är arbetsordning för masstabiliseringsarbetet följande:

- röjning av träd, buskar, stubbar och överbyggnad och dylikt som stör stabiliseringsarbetet
- hela planerade stabiliseringsområdet delas in i delområden (lameller) (exempelvis 2 x 5 m eller 3 x 5 m) och delområden (lameller) markeras med käppar (6 st per ett delområde, lamell)
- utförande av masstabiliseringsarbete

- installation av geotextil, kortvarig draghållfasthet 50 kN/m (kortvarig töjningskrav max 10 % på dragspänning 20 kN/m)
- installation av sättningspeglar och slangstättningsmätare
- utläggning av $h = 1\text{ m}$ förbelastning [sprängstensmassor, grus, morän (materialtyp 2) $d \leq 200\text{ mm}$] snarast efter det att masstabiliseringen utförts dock inom 4 timmar. I speciella fall t ex med mycket liten hållfasthetstillväxt används $h = 0.5\text{ m}$ som förbelastning
- 30 dygns ligg tid (med pelarsondering, pelarvingssondering eller CPTU kontrolleras om kravet på dimensionerande hållfasthet är uppfyllt)
- slutlig vägbank utförs med etappvis fyllning (lagrens tjocklek max 1.0 m, ligg tid kontrolleras med sättningspeglar och slangstättningsmätare, ligg tid ca 20 dygn / fyllningsetapp)
- utläggning av överlast (om den behövs)

3.3 Kontrollundersökningar

Kontrollundersökningar utförs erfarenhetsmässigt enligt nedan.

Som ovan nämnts, installeras sättningspeglar och slangstättningsmätare direkt efter masstabiliseringen samt utförs den första mätningen av vertikala rörelser innan utläggningen av $h = 0.5 - 1\text{ m}$ överbyggnad utförs. Nästa sättningsmätning görs genast efter utläggning av $h = 0.5 - 1\text{ m}$ överbyggnad. Mätningarna av vertikala rörelser utförs dagligen under den första veckan efter utläggning av överbyggnad, därefter mätning en gång per vecka under den första månaden, därefter en gång per månad.

Ca 30 dygn efter det att masstabiliseringen har färdigställts kontrolleras hållfasthetstillväxt och homogenitet i den masstabiliserade jorden med hjälp av pelarsondering, pelarvingssondering eller CPTU.

Om mätningarna, efter ca 30 dygn, visar att de vertikala rörelserna har avstannat och de olika sonderingarna visar att hållfasthetstillväxten har nått till 30 dygns dimensionerande hållfasthetsvärde påförs nästa pålastning $h = 1.0\text{ m}$.

Slutlig vägbank utförs med etappvis uppfyllning, lagrens tjocklek max 1.0 m. Ligg tid kontrolleras med sättningspeglar och slangstättningsmätare. Ligg tiden är normalt 20 dygn / fyllningsetapp. Om mätningarna visar att rörelserna inte har avstannat förlängs ligg tiden.

Om det skall utföras kontrollsonderingar efter 90 dygn, avgörs från fall till fall.

4. MASSTABILISERINGSPROJEKT

I detta avsnitt beskrivs och studeras ingående 13 st masstabiliseringsprojekt från Finland och Sverige.

4.1 Masstabiliseringsprojekt i Finland

4.1.1 Veittostensuo, riksväg 12 mellan Jokue och Tillola, provbank

Objektbeskrivning

Veittostensuo är ett ca $2 \times 10^6 \text{ m}^2$ stort träskområde, mellan Kouvola och Lahti. En ny motorvägslinje planeras gå genom Veittostensuo på en sträcka av ca 1.2 km.

Ett område som har en längd på 13 m och bredd på ca 18 m stabiliserades. På den stabiliserade ytan byggdes en provbank 1.5 m hög. Provbanken är så placerad att den utgör en del av den projekterade sträckan.

Provbanken utfördes etappvis. Förbelastning gjordes direkt efter stabiliseringen med en 0.5 m hög bank. En månad senare påfördes ytterligare 1.0 m och sedan 11 månader efteråt påfördes en överlast på 1.0 m. Ett år efter påförandet togs överlasten bort och vägbanken utjämnades till planerad höjd 1.5 m.

Geoteknisk beskrivning

Jordlagerföljden består överst av 3 - 5 m torv på 10 - 20 m gyttjig lera. Torven är lågförmultnad till högförmultnad. Vattenkvoten hos torven varierar mellan 1253 - 1670 %. Den gyttjiga leran är normalkonsoliderad och har en vattenkvot mellan 52 - 283 %. Den är mycket lös till lös och har en skjuvhållfasthet mellan 7 - 15 kPa.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Stabiliseringen utfördes enligt två olika principer. Det ena området stabiliserades genom att masstabilisera torven och pelarstabilisera den underliggande leran, se Figur 5. Det andra området utfördes genom att pelarstabilisera såväl torv som lera.

För att lättare kunna undersöka stabiliseringen av leran utfördes en pelarstabilisering i lerlagret 10 m från provbanken.

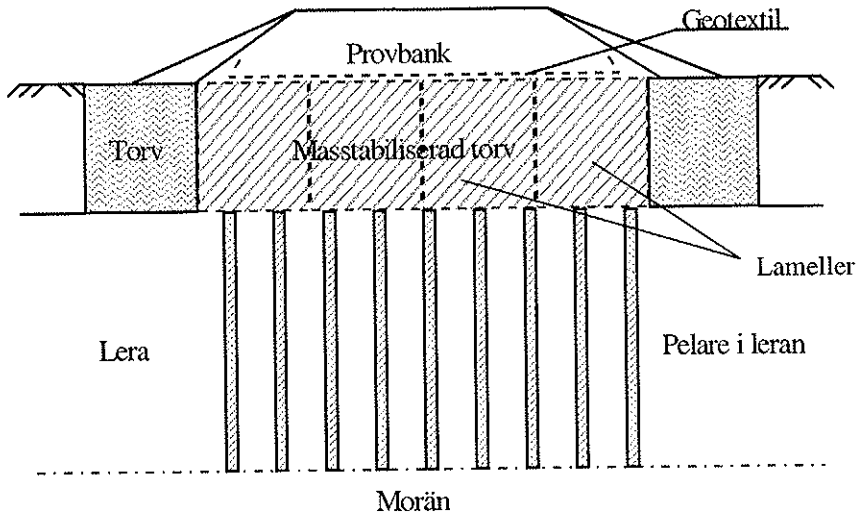
Pelarstabiliseringen av såväl lera som torv utfördes med ett KC-blandningsverktyg. Pelardiametern var $d = 700 \text{ mm}$, centrumavståndet 750 mm och pelarnas längd 15 m i leran och 3 m i torven.

Masstabiliseringen (1200 m^3) utfördes med ett propellerblandningsverktyg. Innan massstabiliseringen påbörjades, indelades området i lameller, vars yta var $3 \times 3 \text{ m}^2$.

Tabell 1 Geotekniska egenskaper i den planerade motorvägslinjen (10)

Djup (m)	pH	Vattenkvot W (%)	Densitet ρ (kg/m ³)	Svavel halt (mg/kg)	Ask halt (%)	Jordart
0.5 - 1		1390	840		1.9	Tl*
1 - 2	4.5	1280	790		3.8	Tm*
2 - 3		1253	1630		1.3	Tl
3 - 4	4.7	1670	1340		2.9	Tl
4 - 4.8		1550	1960		20.0	Th
4.8 - 5		283			89.8	gyLe
Djup (m)	pH	Vattenkvot W (%)	Densitet ρ (kg/m ³)	Svavel halt (mg/kg)	Organisk halt (%)	Jordart
5 - 5.5	5.3	73	1520	275	0.7	något gyLe
5.5 - 6	5.3	95	1490	227	2.3	gyLe
6 - 7	5.6	52	1510	86		gyLe
7 - 8	5.8	97	1640	334	1.6	något gyLe
11 - 12	6.4	109	1470	406	2.8	gyLe
17.5 - 18.5	6.7	91	1650	281	0.5	något gyLe

* Tl motsvarar grupp H1 - H4 och Tm motsvarar grupp H5 - H7 i von Posts skala, 1921.



Figur 5 Provbänk i Veittostensuo. Masstabilisering av torv och pelarstabilisering av lera

Stabiliseringsarbetena utfördes under våren 1993.

Bindemedel

Utgående från omfattande stabiliseringsförsök i laboratorium har man valt bindemedel, se Tabell 2 och 3. Deformationsegenskaper och hållfasthetstillväxt avgjorde valet av bindemedel.

Tabell 2 Resultat från inblandningsförsök, Torv 1 - 2 m, Veittostensuo (10)

Bindemedel	Tryckhållfasthet [kPa]					
	200 kg/m ³		250 kg/m ³		300 kg/m ³	
	30 dygn	80 dygn	30 dygn	80 dygn	30 dygn	80 dygn
Snabbcement + kalk 2:1	258	285				
Cement + kalk 2:1	86	161				
Finnstabi-B + kalk 1:1			48	52		
Finnstabi-B + snabbcement 1:1			175	200		
Cement	416	433				
Snabbcement + massungsslagg 1:1					613	520

Tabell 3 Resultat från inblandningsförsök, Torv 3 - 4 m, Veittostensuo (10)

Bindemedel	Tryckhållfasthet [kPa]					
	200 kg/m ³		250 kg/m ³		300 kg/m ³	
	30 dygn	80 dygn	30 dygn	80 dygn	30 dygn	80 dygn
Snabbcement + kalk 2:1	107	98				
Cement + kalk 2:1	57	121				
Finnstabi-B + kalk 1:1			15	33		
Finnstabi-B + snabbcement 1:1			144	158		
Cement	283	294				
Snabbcement + massungsslagg 1:1					445	385

Masstabiliseringen och pelarstabiliseringen i torven utfördes med två olika bindemedel:

1. 50% Finnstabi-B (biprodukt från industrin) + 50% snabbcement
2. Snabbcement 50% + 50% massugnsslagg (granulerad, omalen 0-5 mm)

Bindemedelsmängden för masstabiliseringen var 250 kg/m^3 för bindemedel nr 1 samt 300 kg/m^3 för bindemedel nr 2. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var $\pm 5 \text{ kg/m}^3$.

Bindemedelsmängden för pelarstabiliseringen i torven var 95 kg/m (ca 190 kg/m^3) för bindemedel nr 1 samt 114 kg/m^3 (ca 230 kg/m^3) för bindemedel nr 2. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var $\pm 1 \text{ kg/m}^3$.

Pelarstabiliseringen i leran under masstabiliseringen utfördes med ett bindemedel som innehöll: 50% Finnstabi-B + 50% kalk.

Bindemedelsmängden för pelarstabiliseringen i leran under masstabilisering var 48 kg/m (ca 100 kg/m^3). Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var $\pm 1 \text{ kg/m}^3$.

Pelarstabiliseringen i leran bredvid provbanken utfördes med två olika bindemedel:

1. 50% Finnstabi-B + 50% kalk
2. 25% Snabbcement + 75% kalk

Bindemedelsmängden för pelarstabiliseringen i leran bredvid provbanken var för båda bindemedel 125 kg/m (ca 250 kg/m^3). Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var $\pm 1 \text{ kg/m}^3$.

Dimensionering

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för mass- och pelarstabiliserad torv var satt till 50 kPa och för pelarna i leran till 120 kPa .

Stabilitetsberäkningarna (32) utfördes med cirkulär cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningarna togs varken hänsyn till bankmaterialets friktion eller skjuvhållfastheten hos den ostabiliserade torven. Med dessa antaganden fick man följande säkerhetsfaktorer:

- 1) $F_c = 1.94$ om hållfastheten hos leran under den stabiliserade torven antas vara naturlig dvs 10 kPa
- 2) $F_c = 2.31$ om hållfastheten hos leran under den stabiliserade torven antas fördelad i enlighet med relationen mellan arealen av pelare (120 kPa) och naturlig lera (10 kPa)

Total sättning (exkl. krypsättningar) av den 1.5 meter höga banken uppskattades bli $1.2 - 1.8$ meter utan förstärkningsåtgärder.

Sättningen hos masstabiliserad torv uppskattades på basis av laborieförsöken (Under härdningstiden i laboriet belastas torven normalt med en last motsvarande 1 m fyllning, dvs 18 kPa . Under en sådan last komprimeras den stabiliserade torven.) till $10 - 15 \%$ dvs

0.30 – 0.45 m.

Sättningen hos pelarstabiliserad lera beräknades till 0.18 m. Den totala sättningen, med förstärkningsåtgärder, beräknades bli 0.48 – 0.63 m.

Geotekniska kontrollundersökningar

Under stabiliseringsarbetet utfördes uppföljning av bindemedlets kvalitet och mängd samt hur utmatningen skedde.

Den masstabiliserade torven testades med hjälp av pelarsonderingar och pelarvingssonderingar. Sonderingarna utfördes 30 dygn efter stabiliseringsarbetet. Totalt gjordes 42 sonderingar i den stabiliserade torven och leran, dessutom gjordes några sonderingar i den ostabiliserade torven och leran.

Finnstabi-B + snabbcement gav skjuvhållfastheter mellan 45 - 70 kPa för den masstabiliserade torven och 45 - 55 kPa för den pelarstabiliserade torven. Motsvarande värden med snabbcement + massugnsslagg blev 60 - 155 kPa för den masstabiliserade torven och 90 - 150 kPa för den pelarstabiliserade torven.

Sättningsmätning

För uppföljningen av sättningar installerades direkt efter masstabiliseringen 12 st sättningspeglar och en skruvsättningsmätare med givare vid marknivå samt på 2, 4, 7 och 12 m djup.

Omedelbart efter stabiliseringen påbörjades sättningsmätningarna. I början gjordes mätningar dagligen och därefter har mätningar gjorts en gång per månad. De pågår ännu och de senaste mätresultaten är redovisade i Figur 6.

De uppmätta sättningarna är mellan 0.27 – 0.42 m efter drygt 6 år.

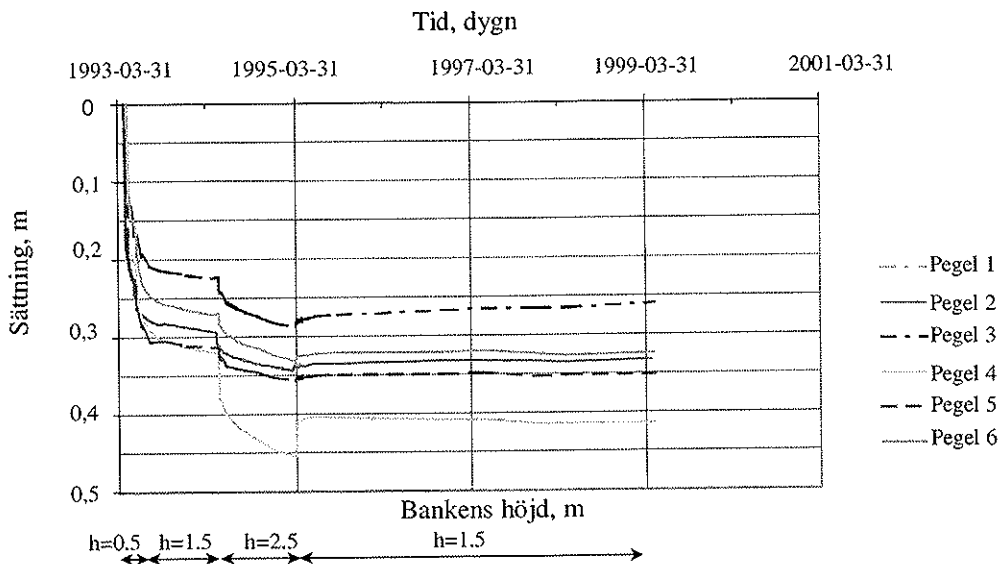
Projektdiskussion

Det är oklart varför jordarterna, se Tabell 1, som har densiteten 1340 – 1960 kg/m³ benämns torv. Om en jordart, i Sverige, skall benämnas torv måste den ha 1000 – 1100 kg/m³ densitet.

Enligt skjuvhållfasthetsmätningarna var skjuvhållfasthetens medelvärde över 50 kPa vilket motsvarade den dimensionerade skjuvhållfastheten. Bindemedelsmängderna (för den masstabiliserade torven) har däremot i vissa delar legat under kravet 250 – 300 kg/m³ som ställdes i projektet.

Det förekom ingen anmärkningsvärd skillnad mellan de olika områdena, utförda med olika stabiliseringsmedel, då det gäller sättningar.

Som tidigare har nämnts var den totala sättningen, efter drygt 6 år, mellan 0.27 – 0.42 m. Medan man i kalkyler hade räknat att den skulle bli 0.48 – 0.63 m. Efter att 1.0 m överlast togs bort, hade sättningarna praktiskt taget avstannat.



Figur 6 Uppmätta sättningar i Veittostensuo (24)

Även, undersökningar av kärnvattnet för att utreda lösligheten av stabiliseringsmedel har utförts (32). Laboratorieundersökningarna omfattande pH-mätning, AAS-analys (halt av Fe, Zn, Ti) och kromatografanalys (halt av Ca, S/SO₄). Resultaten visade att inga kemiska komponenter från bindemedlen har påträffats i omkringliggande vatten.

Det måste påpekas att detta var det första masstabiliseringsprojekt i Finland och förmodligen det första i världen och att projektet har lyckats mycket väl.

4.1.2 Ring III, Riksväg 50, Delen Bemböle - Vanhankartano

Objektbeskrivning

Projektet är en del av förbättringen av riksväg 50, dvs. Ring III, på sträckan Bemböle - Vanhankartano.

Masstabilisering av lera utfördes i stället för urgrävning för en planerad ramp vid Pihlajarinne korsning. Med detta projekt ville man undersöka masstabiliseringens användbarhet och ekonomi. Rampens vägbank är byggd av sand och har en höjd av 2 – 6 m.

Geoteknisk beskrivning

Marklagren på sträckan består överst av en tunn torrskorpa. Under torrskorpan finns det 4 - 5 m mycket lös lera som ligger över fast botten. Lerans skjuvhållfasthet varierar mellan 8 och 10 kPa. Vattenkvoten hos leran är ca 55 - 70 %. Sträckans längd är ca 90 meter.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Masstabiliseringen utfördes med ett propellerblandningsverktyg, till 4 – 5 m djup. Innan stabiliseringsarbetet påbörjades, delades det planerade stabiliseringsområdet upp i 36 delområden (lameller). Inblandningen av bindemedlet, totalt 690 Mg, utfördes med vertikala rörelser (observera att masstabilisering brukar utföras med både vertikala och horisontella rörelser) och en jämn hastighet. Direkt efter masstabiliseringen belastades det masstabiliserade området med 1 m hög bank.

Totalt masstabiliserades 8516 m³.

Stabiliseringen utfördes i oktober - november 1993, under ca 15 arbetsdagar.

Bindemedel

Från inblandningsförsök, se Tabell 4, valdes två olika typer av bindemedel Lohjamix K1 (den högsta skjuvhållfastheten) och K3 (den tredje högsta skjuvhållfastheten, K2 hade den andra högsta skjuvhållfastheten). Leran som användes i inblandningsförsöken grävdes upp med en grävmaskin från 1.7 – 2.2 m djup.

Bindemedelsmängden var 90 kg/m³ för Lohjamix K3 och 75 kg/m³ för Lohjamix K1. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var ± 5 kg/m³.

Tabell 4 Resultat från inblandningsförsök, Ring III (24)

Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{fu} [kPa]					
	100 kg/m ³			150 kg/m ³		
	21 dygn	30 dygn	60 dygn	21 dygn	30 dygn	60 dygn
Lohjamix K1	152		144	280		335
Lohjamix K2	105		80	192		170
Lohjamix K3	78		67	127		96
Lohjamix K4	5		5	9		9
Kalk + cement 1 : 1		39	46		73	82

Dimensionering

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserad torv var satt till 50 kPa för den lägre banken och 70 kPa för den högre banken.

Masstabiliseringen har dimensionerats (32) så att bankens säkerhetsfaktor är 2.1 med cirkulär cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningarna har man antagit 32° som bankmaterialets friktionsvinkel. Utanför det stabiliserade området har lerans skjuvhållfasthet antagits till 6 kPa.

Några sättningsberäkningar utfördes inte.

Geotekniska kontrollundersökningar

Det masstabiliserade området testades med olika typer av sonderingar: 8 st CPTU-sonderingar, 8 st pelarvingssonderingar och 8 st hejarsonderingar. Sonderingarna gjordes efter masstabiliseringen vid olika tidpunkter: pelarvingssonderingar efter 2 – 3 veckor, CPTU-sonderingar 3 – 4 veckor och hejarsonderingar 4 – 6 veckor. Enligt resultaten (32) hade masstabiliseringens övre del stabiliserats till ett djup av 1.5 – 2.5 m och under låg ett svagt skikt på 1 – 2 m, där stabiliseringen i regel inte hade ägt rum. Skjuvhållfastheten i det svaga lagret motsvarade hållfastheten av störd lera och naturlig lera som varierade mellan 1 och 20 kPa. Skiktets understa del hade däremot stabiliserats i någon mån.

Störda och ostörda provtagningar utfördes i bägge bindemedelsområdena. Deras syfte var att bestämma hur bindemedlet hade inblandats (homogenitet) och uppnådd skjuvhållfasthet.

Bindemedelsmängdbestämningarna visade att bindemedelshalten varierade mellan 2 – 20 viktsprocent (den planerade viktsprocenten för Lohjamix K1 var 7.5 % och 9 % för Lohjamix K3).

Skjuvhållfastheterna, på ostörda prover, bestämdes med enaxliga tryckförsök. De enaxliga tryckförsöken visade att områdena med de högsta skjuvhållfastheterna (över 180 kPa) låg på ca 1 m djup. Under 1 m djup var skjuvhållfastheterna klart lägre 10 – 40 kPa.

Under byggtiden gjordes en uppföljning av horisontella rörelser. Horisontella rörelserna som mättes upp med inklinometrar blev ca 10 mm stora. Det togs också vattenprover med hjälp av två grundvattenrör. Resultaten visade att inga kemiska komponenter från bindemedlen påträffades i omkring liggande vatten.

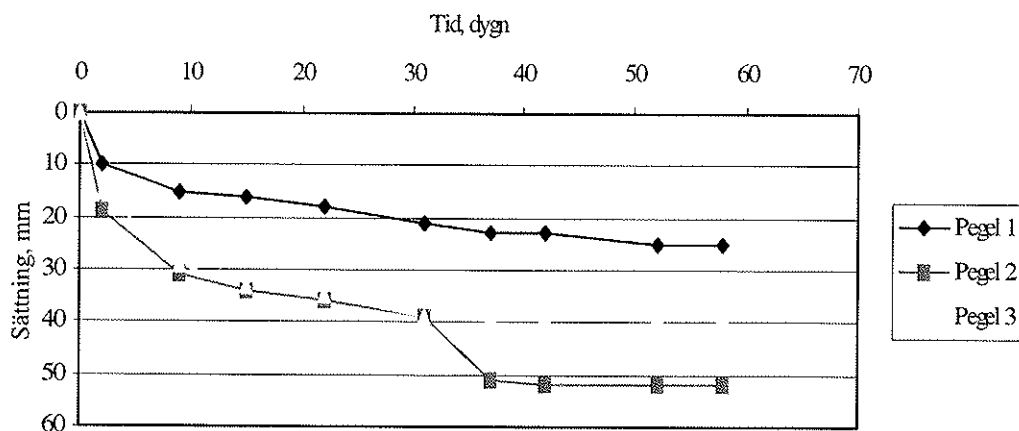
Sättningsmätning

Sättningsmätningarna påbörjades ca en månad efter det att masstabiliseringen hade färdigställts och innan den andra pålastningen påfördes. Största delen av sättningarna skedde inom en kort tid efter att en ny last hade påförts, varefter de avtog helt. Sättningarna blev enligt sättningspeglarna 0.025 – 0.052 m, se Figur 7.

Projektdiskussion

Vid de enaxliga tryckförsök som gjordes på prover i projekteringskedet erhöles mycket högre skjuvhållfastheter än på de som gjordes i byggskedet, undantaget är prover från ca 1 m djup.

Enligt resultaten från olika sonderingar hade masstabiliseringens övre del stabiliserats till ett djup av 1.5 – 2.5 m och under låg ett svagt skikt på 1 – 2 m, där stabilisering i regel inte ägt rum.



Figur 7 Uppmätta sättningar i Ring III (24)

Kontrollundersökningarna visar att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten (50 respektive 70 kPa) har inte uppfyllts.

Det finns stora inhomogeniteter i det stabiliserade området, dvs bindemedlet hade fördelats ojämnt (bindemedelshalt varierade mellan 2 – 20 viktsprocent. Planerad viktsprocent för Lohjamix K1 var 7.5 % och 9 % för Lohjamix K3). Den lägsta bindemedelshalten hade leran i den centrala delen på ca 3 – 4.5 m djup.

De uppmätta sättningarna var små, se Figur 7, men eftersom sättningsmätningarna påbörjades ca en månad efter det att masstabiliseringen hade färdigställts och eftersom inga sättningsberäkningar gjordes, är det inte möjligt att säga om sättningarna blev så stora som man hade väntat sig.

4.1.3 Leppävaara (Alberga)

Objektbeskrivning

Leppävaara (Alberga) är ett lokalt centrum i Esbo stad. I samband med en utvidgning av ett bostadsområde stabiliserades en ca 130 x 100 m² stor yta som är belägen i en korsning av två vägar. Mass- och pelarstabilisering användes för att stabilisera förläggningen av vatten- och avloppsledningar och en väg däröver. Vägen går på en 0.8 m hög bank.

Genom att mass- och pelarstabilisera jordmassor ville man åstadkomma en bra grund för gatubygget och rörnätet, samtidigt som man inte behövde använda särskilda stödkonstruktioner (sponter) vid urgrävningar. Mass- och pelarstabiliseringen av jordmassorna eliminerade också behov av ett omfattande massutbyte som skulle medföra dyra transporter i huvudstadsregionen.

Geoteknisk beskrivning

Marklagren på sträckan består överst av ca 6 m mycket lös lera med en skjuvhållfasthet på ca 6 – 9 kPa och en vattenkvot på ca 70 – 110 %. Torrskopan på sträckan sträcker sig till ca 1 m djup. Under leran finns det ca 6 - 11 m silt, sand och morän. Grundvattenytan ligger ca 1 m under markytan.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Stabiliseringsarbetet omfattar mass- och pelarstabilisering av lera. Arbetet utfördes i två steg. I det första steget installerades pelare från fast botten till 0.2 m in i den planerade masstabiliseringen och i det andra steget utfördes masstabilisering till 3 m djup.

Masstabiliseringen utfördes med ett propellerblandningsverktyg.

Pelarstabiliseringen utfördes på två olika sätt. Den största delen av pelarna installerades till fast botten med ett KC-blandningsverktyg och en mindre del av pelare installerades till 5 m djup med ett propellerblandningsverktyg.

Innan stabiliseringsarbetet påbörjades, grävdes torrskopan bort och det planerade stabiliseringsområdet delades i mindre ytor (ca 6 x 4 m²). På delytorna, testades inverkan av olika blandningsmönster (se Figur 8) på hållfasthet och homogenitet. Efter det att stabiliseringen var färdigställd packades de lösa massorna med grävmaskinens skopa och larvfötter samt påfördes och packades den borttagna torrskopan.

I projektet testades också, hur stor inverkan blandningsverktyget har på homogenitet och hållfasthet. Dessa tester utfördes vid sidan av det stabiliserade området, på tre ytor som hade storleken 10 x 10 m². Det var tre olika typer av blandningsverktyg som provades, se Figur 9, 10 och 11.

Stabiliseringsarbetena utfördes under tiden 1994-05-27 - 1994-06-21 och totalt masstabiliserades 3 500 m³.

Bindemedel

Bindemedlet för masstabiliseringen var Lohjamix K2 och K7.

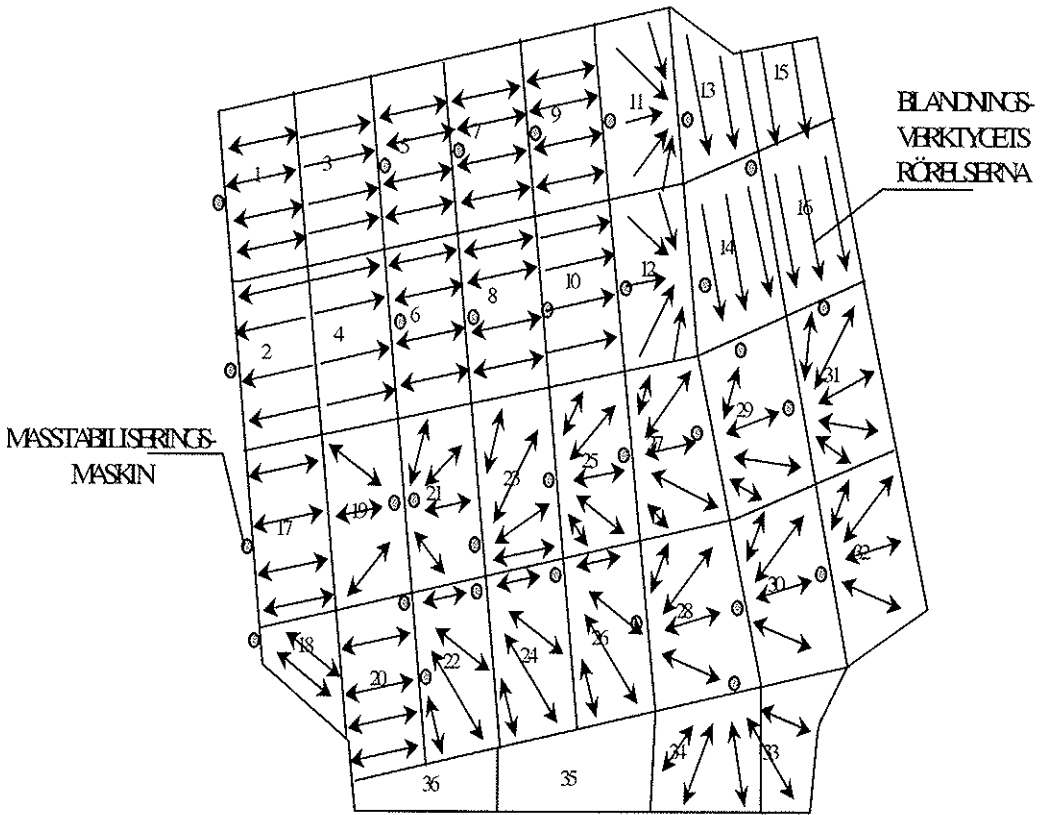
Bindemedlet för pelarstabiliseringen var Lohjamix K2.

Bindemedelsmängden för mass- och pelarstabiliseringen var 75 kg/m³. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var ± 5 kg/m³ respektive ± 1 kg/m³.

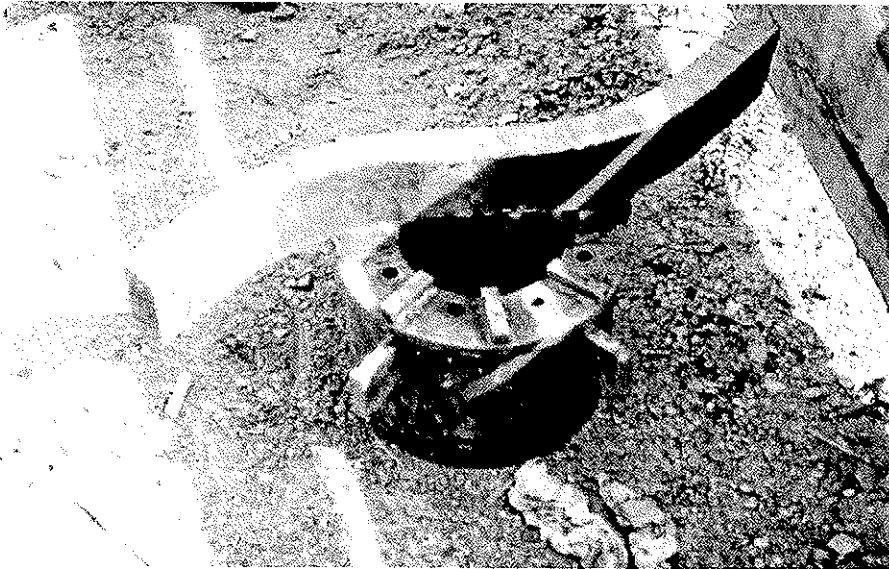
I Tabell 5 redovisas resultat från inblandningsförsök.

Dimensionering

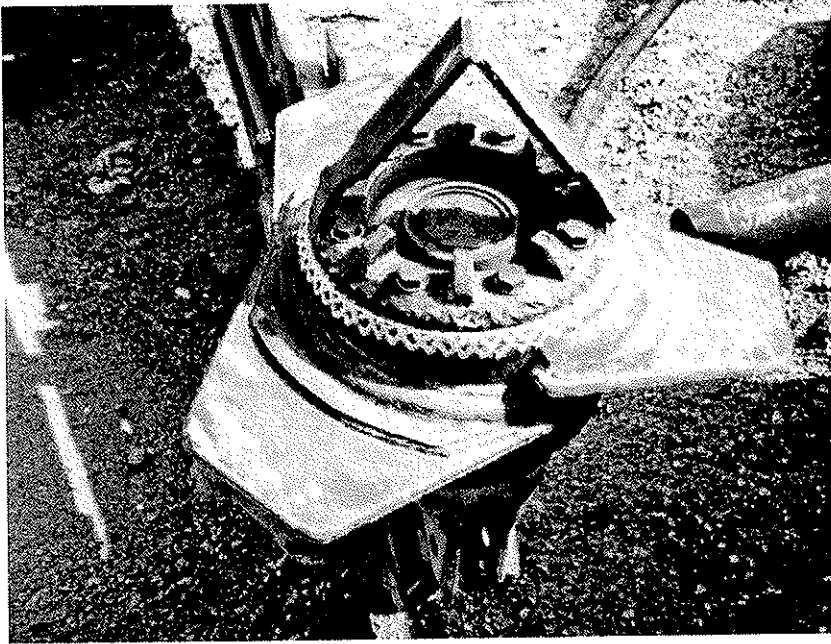
Den dimensionerande skjuvhållfastheten för mass- och pelarstabiliserad konstruktion var



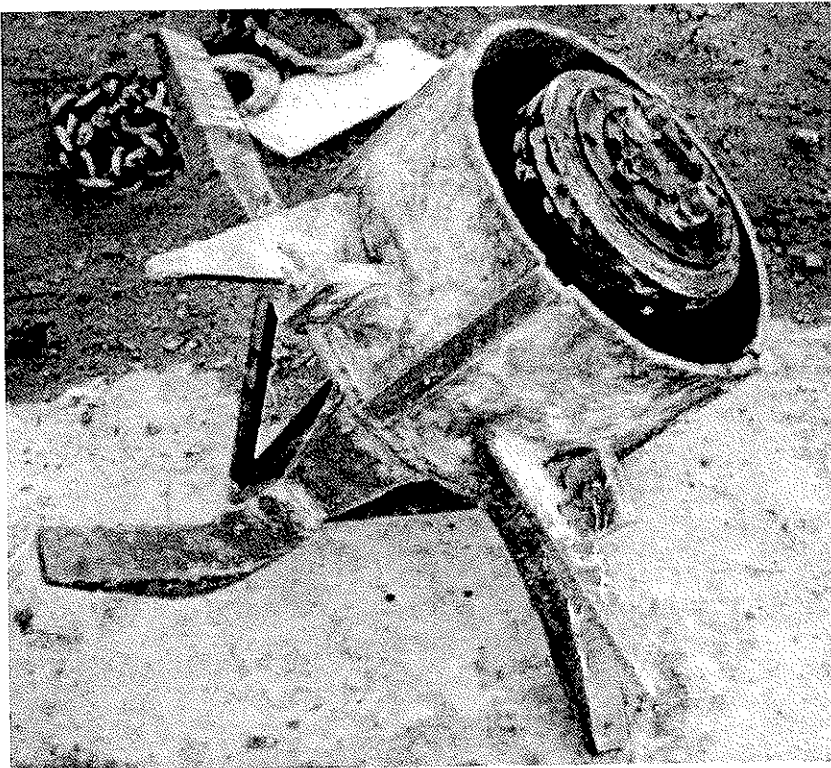
Figur 8 Blandningsmönster



Figur 9 Blandningsverktyg typ 1 (31)



Figur 10 Blandningsverktug typ 2 (31)



Figur 11 Blandningsverktug typ 3 (31)

satt till 40 kPa.

Några sättnings- och stabilitetsberäkningar utfördes inte.

Tabell 5 Resultat från inblandningsförsök, Leppävaara (Alberga) (24)

Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{fn} [kPa]			
	45 kg/m ³		90 kg/m ³	
	30 dygn	60 dygn	30 dygn	60 dygn
Lohjamix K1	30	31	70	75
Lohjamix K2	39	41	120	135
Lohjamix K5	31	36	80	113
Lohjamix K6	80	100	115	152
Lohjamix K7	37		140	
Lohjamix K8	60		160	
Kalk + cement 1 : 1	67	85	125	160

Geotekniska kontrollundersökningar

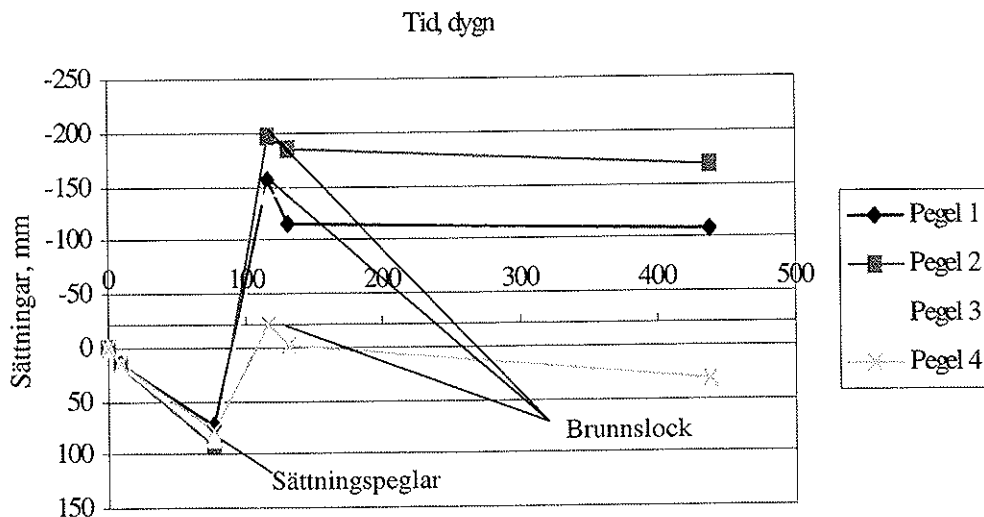
Geotekniska kontrollundersökningar utfördes med pelar- och pelarvingsondering 7, 30 och 150 dygn efter det att masstabiliseringen hade färdigställts. De visar att skjuvhållfastheten var lägst i masstabiliseringens nedre del, på ca 2.6 – 3.0 m djup. För att bestämma skjuvhållfastheten inom det masstabiliserade området användes också skruvplatteförsök.

De tre olika metoder som användes för bestämning av skjuvhållfastheten, 30 dygn efter stabiliseringen, uppvisade ganska stor variation i uppmätt skjuvhållfasthet. Från 0 - 1 m djup var skjuvhållfasthet 37 - 284 kPa, på 1 - 2 m var 18 - 206 kPa samt på 2 - 3 m var 12 - 185 kPa.

Sättningsmätning

Sättningsuppföljningen inom området gjordes först med hjälp av sättningspeglar och sedan med 4 st nyinstallerade brunnar. Brunnarnas lock användes som mätningpunkter. Den största delen av sättningarna utvecklades 3 månader efter det att masstabiliseringen hade färdigställts. Därefter hade sättningshastigheten avtagit. Den totala sättningen har blivit 0.10 – 0.14 m, se Figur 12.

Eftersom Lohjamix är billigare valdes det som bindemedel i stället för kalk + cement, oavsett att kalk + cement blandningen gav den högsta hållfastheten (se Tabell 5).



Figur 12 Uppmätta sättningar i Leppävaara (Alberga) (24)

Med hjälp av masstabiliseringen undveks behovet av kostsamma stödkonstruktioner (spontor) samt dyra transportkostnader.

Orsaken till att sättningmätningarna som utfördes med hjälp av brunnslock visar en hävning, är att brunnslocken var på en högre nivå än sättningseglarna.

Det visade sig att olika blandningsmönster inte hade någon inverkan på hållfasthet och homogenitet men att olika typer av blandningsverktyg hade stor inverkan. Den lägsta hållfastheten och den sämsta homogeniteten fick med blandningsverktyg typ 1. Den har längst vingar (blad), se Figur 9. Den bästa hållfastheten och den bästa homogeniteten erhöles med blandningsverktyg typ 2. Den har kortast vingar (blad), se Figur 10.

Blandningstiden hade störst påverkan på hållfasthet och homogenitet.

De uppmätta sättningarna blev små, se Figur 12, men eftersom det inte gjordes några sättningsberäkningar, är det inte möjligt att säga om sättningarna blev så stora som man hade väntat sig.

4.1.4 Kirkkonummi, provbank

Objektbeskrivning

En instrumenterad provbank uppfördes på ett mass- och pelarstabiliserat område i Kirkkonummi. Provbanks höjd varierar mellan 2 och 6 m och dess storlek är 26 x 43 m². Mass- och pelarstabilisering samt jordarmering utfördes istället för pålning.

Innan området stabiliserades installerades provpelare inom ett antal delområden nära provbanken. Det var tre olika entreprenörer som installerade provpelare och en av dessa fick uppdraget att mass- och pelarstabilisera provbanks området. Pelarstabiliseringen under provbanken utfördes med fyra olika bindemedel och masstabiliseringen med två.

Geoteknisk beskrivning

Marklagren på sträckan består överst av ca 0.9 m torv som överlagras ca 1.0 m gyttja. Under gyttjan finns det ca 7 m mycket lös till lös lera. Vattenkvoten hos gyttjan varierar mellan 90 - 200 % och 30 - 90 % hos leran. Lerans skjuvhållfasthet har registrerats som lägst till 8 kPa genom vingsonderingar.

Området är en gammal havsbotten.

En typisk jordarts profil för sträckan är redovisad i Tabell 6.

Tabell 6 Jordarts profil i Kirkkonummi (20)

Djup	Jordart	Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)	Vattenkvot w (%)
0 - 0.9	Torv		flera hundra
0.9 - 1.9	Gyttja		90 - 200
1.9 - 3.9	Lera	8	70 - 90
3.9 - 4.1	Lera		40
4.1 - 7.1	Lera	12 - 15	50 - 70
7.1 - 8.2	Lera	13 - 21	30
8.2 - 16.2	Sand eller siSa		

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Masstabiliseringen utfördes till ca 1.7 m djup med ett propellerblandningsverktyg. Pelarstabiliseringen utfördes med ett KC-blandningsverktyg.

Torven och gyttjan under den låga banken (2 m) masstabiliserades medan torven och gyttjan under den höga banken (6 m) grävdes bort och ersattes med stål nät armerade sprängstensmassor. Leran under den låga banken stabiliserades med 600 mm pelare och c/c - avståndet 1.50 m och den under den höga banken stabiliserades med 800 mm pelare och c/c - avståndet 1.70 m.

Mass- och pelarstabiliseringen utfördes i september - oktober 1996.

Bindemedel

Bindemedlet var snabbcement för masstabiliseringen och 50 % slagg + 50 % standardcement för pelarstabiliseringen. Det valdes med hjälp av inblandningsförsök samt kontrollsonderingar som utfördes i provpelare och masstabiliserat provområde.

Bindemedelsmängden för masstabiliseringen var 150 kg/m^3 . Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var $\pm 5 \text{ kg/m}^3$.

Bindemedelsmängden för pelarstabiliseringen var 60 kg/m (ca 120 kg/m^3) respektive 100 kg/m (ca 200 kg/m^3). Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var $\pm 1 \text{ kg/m}^3$.

Dimensionering

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserad torv och gytta var satt till 100 kPa för den låga banken och 200 kPa för den höga banken. Motsvarande värden för pelarstabiliseringen är 225 kPa och 500 kPa.

Stabilitetsberäkningarna som gjordes med cirkulär cylindriska glidytor gav en säkerhetsfaktor $F_c = 2.62$ för den låga banken och $F_c = 1.76$ för den höga banken.

Det gjordes inga sättningsberäkningar.

Geotekniska kontrollundersökningar

Kontrollundersökningar gjordes med: 10 st pelarsonderingar, 33 st CPTU-sonderingar och 2 st hejarsonderingar.

Dessutom har man utfört ett antal enaxliga tryckförsök på proven tagna från uppgrävda pelare.

Provbanken installerades med olika mätinstrument som mätte portryck, horisontella och vertikala rörelser osv. Bland dessa kan nämnas: portrycksmätare, jordtrycksmätare, inklinometer m.m. Mätningarna kommer att pågå fram till år 2000.

Sättningsmätning

För att följa sättningsutveckling installerades sättningspeglar och slang-sättningsmätare under provbanken i några sektioner.

Den totala sättningen är ca 0.24 – 0.32 m för den låga banken och ca 0.28 m för den höga banken. Orsaken till att sättningsmätarna som ligger under den låga banken visar på en större sättning än de som ligger under den höga banken är att både torven (ca 0.9 m) och leran (ca 1.0 m) som låg under den höga banken grävdes bort och ersattes med stål nät armerade sprängstensmassor.

Sättningsmätningen kommer att pågå fram till år 2000.

Projektdiskussion

Eftersom det inte gick att få tillgång till resultaten från inblandningsförsöken eller kontrollsonderingar är det inte möjligt att dra några slutsatser om homogenitet eller hållfasthetstillväxt.

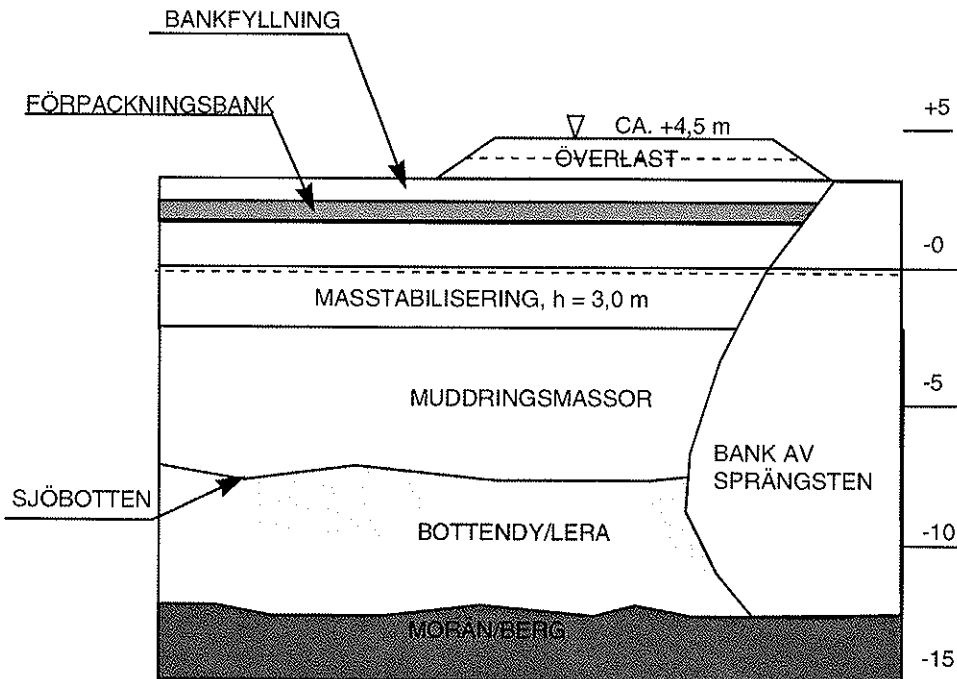
Det skall påpekas att den dimensionerande skjuvhållfastheten som används för pelarstabiliseringen (225 kPa och 500 kPa) är mycket större än den som brukar användas i Sverige (max 150 kPa).

Sättningarna blev väldigt små. Men, eftersom det är oklart när sättningsmätningarna påbörjades, direkt efter stabiliseringen eller senare, går det heller inte i detta avseende att dra några slutsatser.

4.1.5 Hamina hamn (Fredrikshamn) i Finland

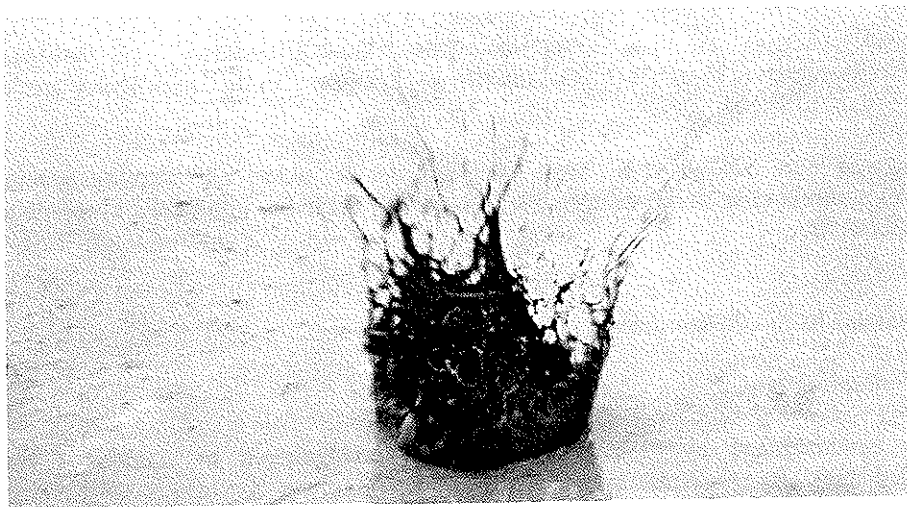
Objektbeskrivning

En ny containerdepå byggdes i samband med utvidgningen av hamnen i Hamina (Fredrikshamn). Byggnadsplatsen var en bassäng (omgiven av bankar av sprängsten), bestående av mycket lösa muddringsmassor av lera och dy som pumpades upp sommaren 1996. Figur 13 visar en sektion i Hamina hamn (Fredrikshamn). Objektet var en del av den EU-finansierade utvidgningen av hamnen, där ett område på över 1,6 ha (ca. 48 000 m³) masstabiliserades.



Figur 13 Sektion i Hamina (Fredrikshamn)

Masstabliseringen har tidigare använts i flera väg- och järnvägsprojekt samt för grundläggning av vatten- och avloppsledningar. I detta projekt används masstablisering, för första gången i masstabliserings sammanhang, för att förstärka mycket lösa muddringsmassor, se Figur 14.



Figur 14 De mycket lösa muddringsmassorna i Hamina hamn (Fredrikshamn) uppträder som vatten när en kastad sten träffar dess överyta (24)



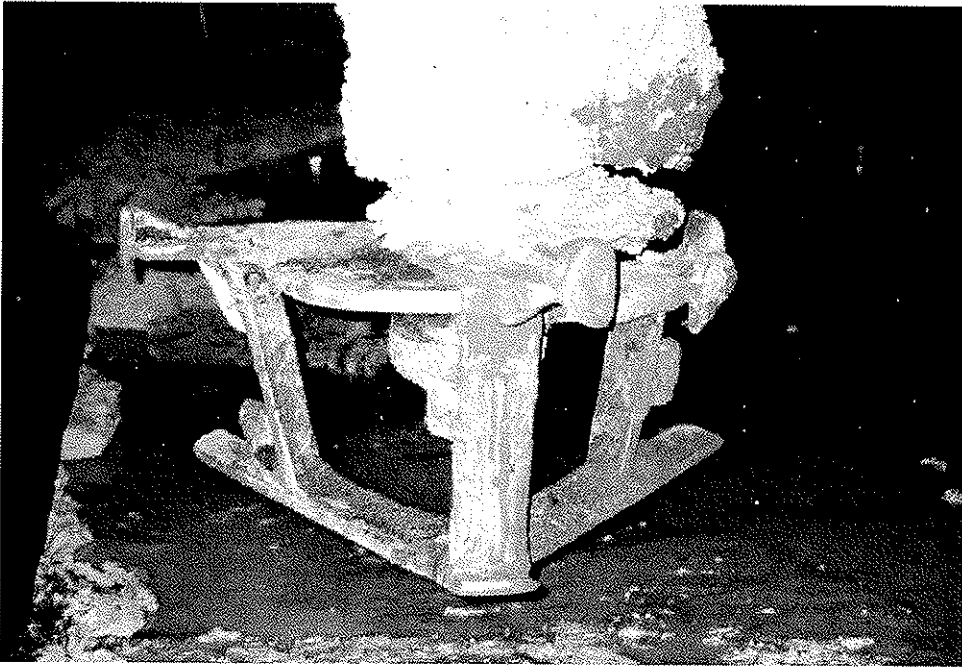
Figur 15 Ny typ av blandningsmaskin (24)

Geoteknisk beskrivning

Under muddermassorna, som har mäktighet från 7 till 9 m, ligger den förre detta havsbotten, på nivå -6 till -8 m. Den förre detta havsbotten består av mycket lösa lager av dy och lera, vars mäktighet varierar mellan 0.5 till 9 m. Muddringsmassornas skjuvhållfasthet, som bestämdes genom vingsondering, var väldigt låg, 1.5 – 3.5 kPa.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Masstabiliseringen utfördes med en ny typ av blandningsmaskin, se Figur 15, och en ny typ av blandningsverktyg, se Figur 16.



Figur 16 Ny typ av blandningsverktyg (31)

Masstabiliseringen gjordes till 3 m djup (nivå -2 till +1). Direkt efter varje stabiliserings-etapp, lades ut 0.8 m förbelastning (sprängstensmassor) som fungerade som arbetsbädd åt blandningsmaskinen. Då hela stabiliseringsarbetet var utfört, belastades det masstabiliserade området etappvis med till 4.5 m höga bankar. Överlasten 3.0 m togs bort våren 1998.

Stabiliseringen pågick från november 1996 till mars 1997.

Bindemedel

Det använda bindemedlet var snabbcement som valdes baserat på utförda inblandningsförsök, se Tabell 7, samt kontrollsonderingar som gjordes på ett masstabiliserat provområde. Bindemedelsmängden var 50 kg/m^3 . Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var ± 5

kg/m³. Inom ett begränsat område var man tvungen att öka bindemedelsmängden till 70 kg/m³.

Dimensionering

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserade muddringsmassor var satt till 30 kPa.

Det utfördes inga sättnings- och stabilitetsberäkningar.

Geotekniska kontrollundersökningar

Kontrollundersökningar utfördes i två faser. I den första fasen kontrollerade man homogenitet och hållfasthetstillväxt i byggskedet. På detta sätt fick man veta när nästa pålastning på det masstabiliserade området kunde påföras. I den andra fasen, 30 dygn efter stabiliseringen, kontrollerades om kravet på 30 dygns dimensionerande hållfasthet (30 kPa) uppnåts.

Kontrollundersökningarna som gjordes i den andra fasen visade på en skjuvhållfasthet i storleksordningen 30 – 120 kPa. Det tyder på att kravet på 30 dygns dimensionerande skjuvhållfasthet uppfylldes.

I fas 2 gjordes 3 CPTU samt 2 pelarvingssonderingar per 400 m².

Tabell 7 Resultat från inblandningsförsök, Hamina hamn (Fredrikshamn) (24)

Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{ft} [kPa]					
	30 kg/m ³		50 kg/m ³		70 kg/m ³	
	14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn
Cement	28	24	58	61		122
Snabbcement	31	38	84	90		142
Lohjamix H1		< 10		24		49
Lohjamix H2				41		
Lohjamix H3		26		63		

Sättningsmätning

Uppföljning av sättningar, som fortfarande pågår, görs med hjälp av slangsätningsmätare, 1st per 625 m². De installerade slangsätningsmätarna skyddades med en betongkonstruktion så att de inte skadades då sprängstensmassorna påfördes. Förutom slangsätningsmätarna används också sättningspeglar, 1st per ett område av ca 25 x 25m, totalt 23 st.

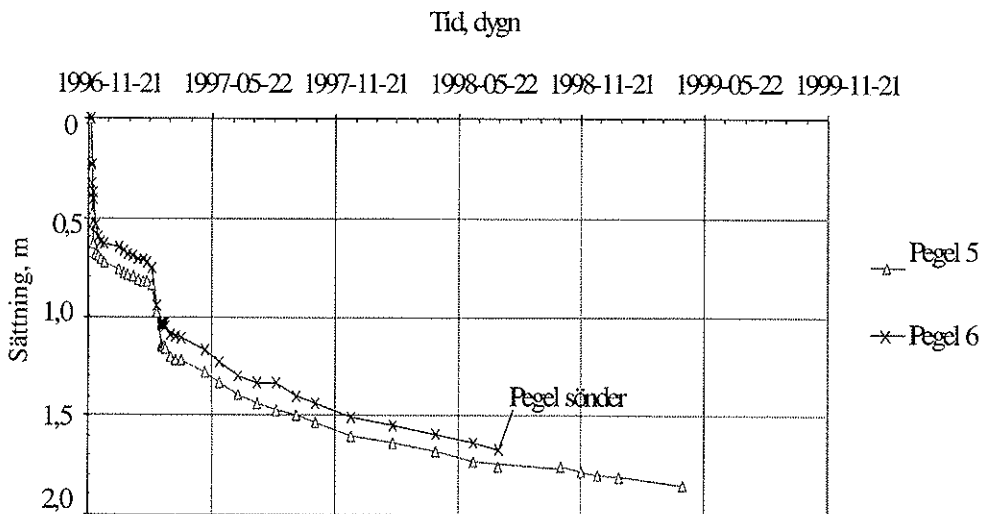
I Figur 17 redovisas uppmätta sättningar.

Sättningsmätningarna påbörjades direkt efter att arbetsbädden var byggd. Efter varje påförd belastning mätte man sättningen. Under den första veckan gjordes mätningar dagligen efter utläggning av överbyggnad. Därefter gjordes mätningar en gång per vecka under den första månaden för att därefter övergå i en gång per månad. Vid varje mätning har man även mätt upp marknivån vid varje mätpunkt.

Projektdiskussion

De uppmätta sättningarna var stora (upp till 1.8 m), se Figur 17, men eftersom det inte gjordes några sättningsberäkningar är det omöjligt att säga om sättningarna blev så stora som man hade väntat sig. Men, om hänsyn tas till att muddringsmassorna var okonsoliderade (mycket låga kompressionsmoduler) och att deras tjocklek var mellan 7 – 9 m och att under dessa finns upp till 9 m tjock lera samt att hela området belastades med till 4.5 m höga bankar, kan man konstatera att sättningarna var markant reducerade.

Väldigt låga skjuvhållfastheter (1.5 – 3.5 kPa) och hög sensitivitet i kombination med mycket låga kompressionsmoduler skulle, ifall att man valde någon annan förstärkningsmetod än masstabilisering, förorsaka mycket stora problem (långa väntetider, stabilitetsproblem, problem i byggskedet osv). En fördel med masstabiliseringen är att direkt efter stabiliseringen belastas det stabiliserade området varvid förbelastningsmassorna sedan används som en arbetsbädd för masstabiliseringsmaskinen. Detta betyder att ovan nämnda problem som skulle uppstå med någon annan förstärkningsmetod inte uppstår vid masstabiliseringen.



Figur 17 Uppmätta sättningar i Hamina hamn (Fredrikshamn) (24)

4.1.6 Andra masstabiliseringsprojekt

Det utfördes några till masstabiliserings projekt i Finland:

- Jordgasledning i Imatra, 30 000 m³
- Haukilahti i Esbo, 7 000 m³
- Kaitoonniityn daghem i Esbo, 2 500 m³
- Bostadsområde Lillhopplax i Helsingfors, 8 000 m³
- Riksväg 50 i Helsingfors, 1 000 m³

Gemensamt för alla de ovan nämnda projekten var att i inget fall gjordes vare sig inblandningsförsök, sättnings- eller stabilitetsberäkningar, kontrollsonderingar eller annan uppföljning. I alla projekt används cement som bindemedel. Bindemedelsmängden bestämdes direkt i fält och anpassades till jordartsförhållandena.

4.2 Masstabiliserings projekt i Sverige

4.2.1 Väg 601, Sundsvägen, Råneå

Objektbeskrivning

Väg 601 är den första vägen som masstabiliserades i Sverige (det första masstabiliseringsprojektet i Sverige) och förmodligen den första i hela världen. Stabiliseringen utfördes i samband med ett vägförbättringsarbete. Projektets totala längd är ca 5 km varav ungefär 700 m stabiliserades.

Objektet omfattar masstabiliseringen vid Sundsvägen mellan km 0/070 och km 0/730. Sträckan utgörs av skogsmark och skogsbevuxen tidigare nedlagd åkermark. Mellan 0/070 och ca 0/150 ansluter väglinjen helt eller delvis till den befintliga vägbanken. Vägen är 8 m bred och dess bank är ca 1.0 m hög.

Geoteknisk beskrivning

På sträckan 0/070 – 0/250 består jorden av en mycket lös siltig sulfidlera som överlagras av upp till 1 m torv / gyttja. Sedimenten vilar på morän och har en mäktighet på upp till ca 9 m.

På sträckan 0/250 – 0/730 förekommer liknande jordarter som vid föregående sträcka. Den mycket lösa sedimentens mäktighet är dock mindre, ca 2.5 – 3.5 m.

De geotekniska egenskaperna återges i Tabell 8.

Tabell 8 Geotekniska egenskaper för delsträckan (24)

KM	Djup (m)	Jordart	Vattenkvot w (%)	Densitet ρ (kg/m ³)	pH	Glödningsförlust (%)
0/180	0.5 - 1.0	Torv	616	990	6.4	93.1
0/180	2.5 - 3.5	Gyttja/Lera	125	1360	7.1	6.6
0/540	1.5 - 3.5	Gyttja/Lera	117		8.5	6.6

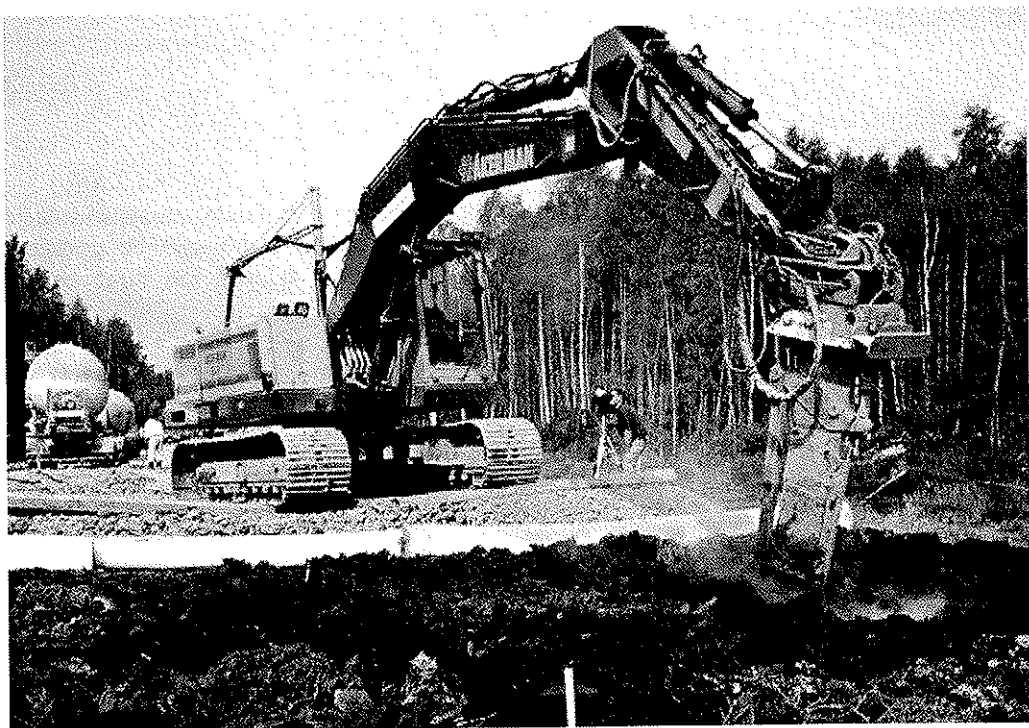
Skjuvhållfastheten i sedimenten ligger i intervallen 5 – 8 kPa.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Masstabiliseringen utfördes med ett propellerblandningsverktyg.

Tjockleken på masstabiliseringen är 2.0 m på sträckan 0/070 – 0/250 och 1.5 m på sträckan 0/250 – 0/730.

Det är viktigt att nämna att den underliggande sedimenten, mycket lös sulfidlera, som är mycket sättmingsbenägen och har en mäktighet på upp till ca 9 m, bara delvis (som max 1.5 m) hade stabiliserats.



Figur 18 Masstabilisering pågår, väg 601, Sundsvägen, Råneå (24)



Figur 19 Färdig väg, väg 601, Sundsvägen, Råneå (35)

Den totala stabiliseringsvolymen var ca 10 000 m³.

Projektets utförande tog ca 6 veckor och utfördes under perioden maj - juni 1995.

Bindemedel

Bindemedlet för masstabiliseringen var LÅ3, se Tabell 9 och 10. Bindemedelsmängden var 150 kg/m³. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var ± 5 kg/m³.

Tabell 9 Resultat från inblandningsförsök i torv, Råneå, väg 601 (24)

Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{fu} [kPa]			
	150 kg/m ³		300 kg/m ³	
	14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn
Lohjamix LÅ 1	50	58	98	108
Lohjamix LÅ 2	76	77		
Lohjamix LÅ 3	60	68	86	110
Lohjamix LÅ 4	36	35		

Tabell 10 Resultat från inblandningsförsök i sulfidlera, Råneå, väg 601 (24)

Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{fu} [kPa]	
	150 kg/m ³	
	14 dygn	30 dygn
Lohjamix LÅ 1	140	187
Lohjamix LÅ 2	275	321
Lohjamix LÅ 3	101	114
Lohjamix LÅ 4	81	103

Dimensionering

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserad torv, gytja och sulfidlera var satt till 50 kPa.

Det utfördes inga sättnings- eller stabilitetsberäkningar.

Geotekniska kontrollundersökningar

Kontrollundersökningarna utgjordes av (35):

- 25 st CPTU-sonderingar i den stabiliserade konstruktionen
- 3 st CPTU-sonderingar i ostabiliserad jord
- 3 st Vingsonderingar i den stabiliserade konstruktionen
- 2 st Vingsonderingar i ostabiliserad jord

Kontrollundersökningarna utfördes mellan 4 - 8 veckor efter stabiliseringen. I de flesta punkterna uppmättes hållfasthetsvärden mellan 50 och 150 kPa. Vissa block var så fasta att värden över 400 kPa uppmättes.

Vid två sektioner, dels vid 0/150 och dels vid 0/550 uppmättes skjuvhållfastheter i blockens underkanter långt under ställda krav. Skjuvhållfastheter mellan 10 och 30 kPa uppmättes där. Vid diskussion mellan beställaren, entreprenören och konsulten bedömdes att uppställda krav kan uppfyllas på längre sikt. Troligen hade i dessa sektioner inte bindemedlet kemiskt reagerat färdigt eller hade inblandningen skett något ojämnt. Alternativ fördröjde lokala föroreningar i jorden det stabiliserande förloppet.

Enligt de senaste utförda CPTU - sonderingarna (14 st, oktober 1996), uppfyller hela sträckan 0/070 – 0/730 kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten. I stora delar av massstabiliseringen har man tvingats slå ned sonden p g a mycket fasta förhållanden.

De gjordes också några provtagningar som visar att:

- Lohjamixen inte tillför några nämnvärda föroreningar till den masstabiliserade jorden omgivning
- bindemedelsmängden i den stabiliserade sulfidjorden varierar mycket

Sättningsmätning

Sättningsuppföljningen har skett under två olika perioder:

Den första perioden påbörjades direkt efter masstabiliseringen, med hjälp av sättningspeglar, i juni 1995 och avslutades i december 1995. De uppmätta sättningarna var ca 0.22 m i sektion 0/150 (där mäktigheten av de lösa jordarterna är som störst ca 10 m), ca 0.06 m i sektion 0/405 samt ca 0.19 m i sektion 0/550.

Den andra perioden påbörjades i oktober 1996 och avslutades i september 1997. Aktuell vägsträcka har ytavvägts längs hela sträckan d v s från 0/070 – 0/730. Punkter har märkts ut var 20: e meter i vägmitt samt i tvärsektion var 100: e meter.

Sättningsmätningen har utförts vid tre tillfällen: 1996-10-15, 1997-05-02 och 1997-09-23.

De uppmätta sättningarna är mellan 0.14 m – 0.35 m från sektion 0/070 - 0/250 (där

måktigheten av de lösa jordarterna är som störst, 5 – 10 m), mellan 0.05 – 0.14 m från sektion 0/250 – 0/400 samt mellan 0.05 – 0.28 m från sektion 0/400 – 0/730.

Den totala sättningen, längs hela sträckan d v s 0/070 – 0/730, varierar mellan 0.11 och 0.57 m.

Projektdiskussion

Det är oklart varför man valde bindmedel Lohjamix LÅ 3 i stället för Lohjamix LÅ 2. Eftersom Lohjamix LÅ 2 utvecklade en högre hållfasthet i torven och en mycket högre i sulfidleran, se Tabell 9 och 10, än Lohjamix LÅ 3. Kontrollundersökningarna visade att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten hade uppfyllts men att det fanns stora inhomogeniteter i den stabiliserade sulfidjorden.

De uppmätta sättningarna är ganska små, speciellt om hänsyn tas till att måktigheten av de lösa jordarterna är upp till 10 m samt att enbart de översta 1.5 – 2.0 m masstabiliserades.

Det förtjänar att påpekas att detta var det första masstabiliseringsprojekt där en sulfidlera masstabiliserades och att det lyckades mycket väl.

4.2.2 Järnväg, Skytorp – Örbyhus, Provisoriskt spår

Objektbeskrivning

Objektet omfattar masstabilisering vid förbigångspår på delen Skytorp – Örbyhus, från km 27/190 – km 27/350. Sträckan utgjordes av skogsmark. Förbigångspåren ansluter till den befintliga järnvägsbanken på den västliga sidan. Järnvägsbanken är ca 1 – 2 m hög.

Om väg 601, Sundsvägen, var den första vägen som masstabiliserades i världen så är Skytorp – Örbyhus, provisoriskt spår, den första järnvägen.

Geoteknisk beskrivning

Marklagren på sträckan består överst av ca 3 – 4 m torv / gyttja som underlagras av ca 2 – 3 m sulfidvarvig lera / siltig lera. Under leran finns det morän / berg. Vattenkvoten i torven varierar mellan 270 och 660 %, i gytjtjan mellan 250 och 410 % samt i leran mellan 50 och 80 %. Genom konförsök har gytjtjans och lerans skjuvhållfasthet bestämts som lägst till 8 kPa respektive 7 kPa.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Masstabiliseringen av torven och gytjtjan utfördes till ca 2 – 3 m djup från markytan. Masstabiliseringen utfördes med ett propellerblandningsverktyg.

Stabiliseringsarbetena utfördes under mars 1996.

Bindemedel

Bindemedlet för masstabiliseringen var Lohjamix V17, se Tabell 11. Bindemedelsmängden var 150 kg/m^3 . Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var $\pm 5 \text{ kg/m}^3$.

Tabell 11 Resultat från inblandningsförsök, Skytorp – Örbyhus, Provisoriskt spår (24)

Prov		Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)	
Djup (m)	Jordart		150 kg/m^3	200 kg/m^3
			14 dygn	14 dygn
0.5 – 2.2	Tm	Lohjamix V 16		183
		Lohjamix V 17		224
		Lohjamix V 18		117
2.5 – 3.0	leGy	Lohjamix V 16		209
		Lohjamix V 17		240
		Lohjamix V 18		131
3.5 – 4.5	leGy	Lohjamix V 16	652	
		Lohjamix V 17	627	
		Lohjamix V 18	376	

Dimensionering

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserad torv var satt till 100 kPa. Torvlagret har i beräkningarna behandlats som ett blockliknande lager.

Stabilitetsberäkningarna utfördes med cirkulär cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningarna togs hänsyn till bankmaterialets friktion (36°) samt skjuvhållfastheten hos den ostabiliserade lera (10 kPa). Tåglast 44 kPa på en bredd av 2.5 m. Med dessa antaganden fick man följande säkerhetsfaktorer:

- 1) $F_c = 2.26$ (med tåglast och 1 m lera under den stabiliserade jorden)
- 2) $F_c = 2.27$ (med tåglast och 2 m lera under den stabiliserade jorden)
- 3) $F_c = 2.19$ (med tåglast och 3 m lera under den stabiliserade jorden)

Sättningen av den masstabiliserade torven predikterades på basis av laboratorieförsöken. Under härdningstiden i laboratoriet belastas torven normalt med en last motsvarande 1 m fyllning, dvs 18 kPa. Under en sådan last komprimeras den stabiliserade torven.

I sättningsberäkningarna antogs följande kompressionsmoduler:

- för lera $M = 500 \text{ kPa}$

- för masstabiliserad torv, gyttja $M = 5\ 000\ \text{kPa}$ ($\approx 100 \times \tau$ stabiliserad torv, gyttja)

Med dessa antaganden, beräknades den totala sättningen av den 1 - 2 meter höga banken bli 0.12 – 0.18 m och att 80 – 90 % av sättningarna utbildas i byggskedet samt att kvarstående sättningar (0.02 – 0.04 m) utbildas under brukstiden.

Geotekniska kontrollundersökningar

Kontrollundersökningarna utfördes ca 21 dygn efter masstabiliseringen med 15 st CPTU-sonderingar samt 5 st pelarvingssonderingar (sk finsk vinge).

Skjuvhållfastheten i den masstabiliserade konstruktionen uppmätt med CPTU-sonderingarna var i genomsnitt 80 – 90 kPa och det minsta uppmätta var 40 kPa.

Skjuvhållfastheten i den masstabiliserade konstruktionen uppmätt med pelarvingssonderingarna var i genomsnitt 50 – 80 kPa och som lägst var 20 - 30 kPa.

Sättningsmätning

Sättningspeglarna (2 st per sektion) placerades i 3 sektioner: km 27/240, km 27/290 och km 27/320.

Sättningsuppföljningen (se Figur 20) påbörjades i mars 1996 (efter det att järnvägsbanken var uppbyggd) och avslutades i april 1996. De uppmätta sättningarna var ca 0.10 - 0.13 m i sektion 27/240 (där mäktigheten av de lösa jordarterna är som störst ca 4.5 m), ca 0.05 – 0.07 m i sektion 27/290 samt ca 0.01 m i sektion 27/320.

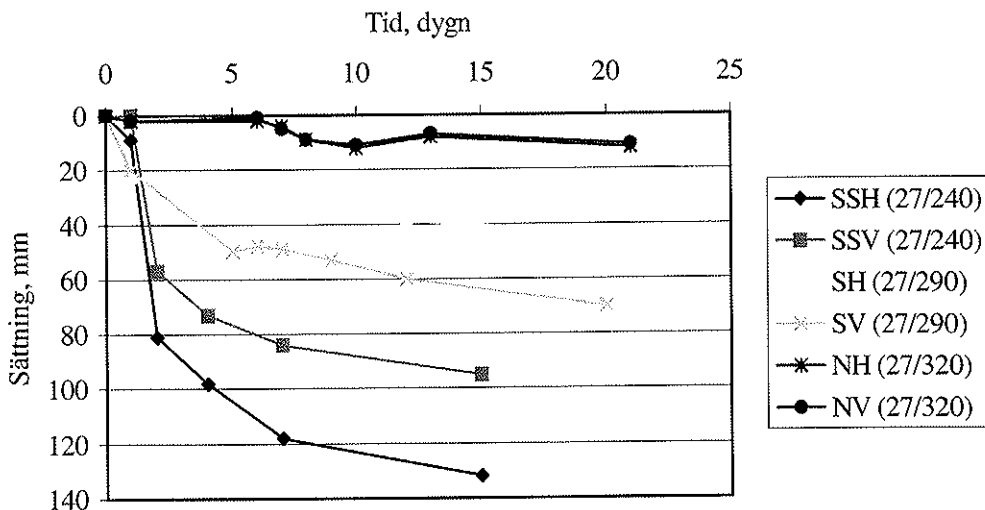
Sättningsmätningen påbörjades ca 20 dygn efter masstabiliseringen och eftersom den största delen av sättningen utbildas i förbelastningskedet (under ca 30 dygn efter stabiliseringen), hann en större del av sättningarna utbildas innan sättningsmätningen påbörjades.

Projektdiskussion

Det är mycket stor skillnad mellan skjuvhållfastheterna som uppmättes i laboratoriet, se Tabell 11, och de som uppmättes i fält. I laboratoriet hade Lohjamix V17, $150\ \text{kg/m}^3$, 627 kPa skjuvhållfasthet. I fält hade den i genomsnitt 80 – 90 kPa (CPTU – sondering) och 50 - 80 kPa (pelarvingssondering). Detta indikerar att det finns stora inhomogeniteter inom det masstabiliserade området d v s att bindemedlen hade inte fördelats jämnt (blandats).

Kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten uppfylldes till ca 2 meter djup men inte till 3 meters djup. Kravet uppfylldes förmodligen inom 30 dygn, eftersom kontrollundersökningarna gjordes 21 dygn efter masstabiliseringen (9 dygn kortare härdningstid).

Eftersom sättningarna inte mättes upp från början av förbelastningskedet gick det inte heller att dra några slutsatser om sättningsutvecklingen.



Figur 20 Uppmätta sättningar i Skytorp, Provisoriskt spår (24)

4.2.3 Väg 590, Askersund – Åmmeberg

Objektbeskrivning

Objektet omfattar pelar- och masstabilisering vid väg 590 Askersund – Åmmeberg delen Askersund – Djupviken mellan km 0/050 och km 0/230. Vägen går på en 1.5 till 4.0 m hög bank på sträckan.

Geoteknisk beskrivning

Marklagren på sträckan består överst av 1.0 – 3.5 m gyttja. På delsträckan ca km 0/170 – km 0/225 över gyttjan finns det som max 1 m torv. Under gyttjan finns det 1.0 – 14.0 m lös lera. Torrskopan på delsträckan är svagt utbildad. Vattenkvoten hos gyttjan är ca 130 - 150 % och ca 50 – 100 % hos leran. Lerans skjuvhållfasthet har registrerats som lägst till ca 10 kPa genom vingsonderingar.

En typisk jordarts profil för sträckan är redovisad i Tabell 12.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Stabiliseringsarbetet omfattade masstabiliseringen av torven och gyttjan samt pelarstabiliseringen av leran. Tjockleken för masstabiliseringen, på sträckan km 0/050 – km 0/230, är 2.5 m från ursprunglig markyta eller till fast botten, när mäktigheten på den lösa jorden är mindre än 2.5 m. Pelarna, 800 mm, sattes från underytan av masstabiliseringen till bedömt lerdjup. Inga pelare sattes till större djup än 15 m från aktuell markyta.

Tabell 12 Jordarts profil för Väg 590 (34)

Djup (m)	Jordart	Densitet ρ (kg/m ³)	Vattenkvot w (%)	Konflytgräns w _L (%)	Sensitivitet S _t	Skjuv- hållfasthet τ_{fu} (kPa)
0.2– 0.8	gy si Le vx		36	44		
0.8– 1.2	si Gy vx		143	190		
1.2– 1.5	si Gy vx		159	162		
2	le Gy vx	1250	152	158	8.4	14
3	gy Le vx	1470	93	93	(7.9)	(11) ¹
4	le Gy	1340	119	140	(4.5)	(13) ¹
5	si Le (<u>si</u>)	1630	62	41	28	6.8
6	si Le (<u>si</u>)	1710	52	38	(39)	(7.6) ¹
7	le Si	1770	44	33	(40)	(8.0) ¹
9	si Le <u>si</u>	1800	44	36	20	10
11	si Le <u>si</u>	1750	54	41	21	12

1) Stor spridning

Arbetet omfattande masstabiliseringen av ca 7 300 m³ samt ca 12 000 m pelarstabiliseringen.

I samband med utförande av pelar- och masstabiliseringen gjordes även två testytor, en med enbart pelare och den andra med enbart masstabilisering. Masstabiliseringsytan är ca 4 x 2 m².

Masstabiliseringen utfördes med ett propellerblandningsverktyg.

Pelarstabiliseringen utfördes med ett KC-blandningsverktyg.

Stabiliseringsarbetena utfördes under april 1996.

Bindemedel

Inblandningsförsöket gjordes i två omgångar och i Tabell 13 redovisas dessa resultat.

Bindemedlet för mass- och pelarstabiliseringen var Lohjamix V17. Bindemedelsmängden för masstabiliseringen var 150 kg/m³. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var ± 5 kg/m³.

Bindemedelsmängden för pelarstabiliseringen var 50 kg/m (ca 100 kg/m³). Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var ± 1 kg/m³.

Dimensionering

Den dimensionerade skjuvhållfastheten för masstabiliserad konstruktion var satt till 50 kPa och för pelare 200 kPa.

Stabilitetsberäkningarna utfördes med cirkulär cylindriska glidytor och man fick säkerhetsfaktorer som varierade från 1.58 – 2.01.

Det gjordes inga sättningsberäkningar.

Geotekniska kontrollundersökningar

Kontrollundersökningarna (35) som utfördes i masstabiliseringen, ca 20 dygn efter stabiliseringen, består av 20 st CPTU-sonderingar och 6 st pelarsonderingar. De som utfördes ca 60 dygn efter stabiliseringen, består av 5 st kärnprovtagningar och 6 st CPTU-sonderingar. 3 st kärnprovtagningar, 2 st CPTU-sonderingar samt 2 st pelarsonderingar utfördes i testytan ca 150 dygn efter stabiliseringen.

CPTU-sonderingarna visar på stora inhomogeniteter i den masstabiliserade jorden. Det går inte att särskilja någon större skillnad mellan sonderingarna som gjordes ca 20 respektive ca 60 dygn efter stabiliseringen. Det tyder på att hållfastheten i det här fallet inte förändrades nämnvärt mellan tiden 20 dygn respektive 60 dygn efter stabiliseringen.

Pelarsonderingarna visar på en skjuvhållfasthet i storleksordningen 30 – 170 kPa (ca 20 dygn efter stabiliseringen), men ligger till största delen kring 100 – 140 kPa. Sonderingarna som utfördes i den masstabiliserade testytan (ca 150 dygn efter stabiliseringen) visar på en skjuvhållfasthet i storleksordningen 100 – 500 kPa.

Kärnprovtagningen i masstabiliseringen utfördes med S-GEOBOR. Utrustningen är av wire-line-systemtyp med provdiameter 102 mm.

Enaxliga tryckförsök, som gjordes på prover tagna med S-GEOBOR, visar på en skjuvhållfasthet i storleksordningen 5 – 87 kPa (60 dygn efter stabiliseringen) respektive 13 – 213 kPa (150 dygn efter stabiliseringen).

En okulär besiktning av upptagna prover visade att stabiliseringen var inhomogen, ofta förekom hårda svarta klumpar eller linser.

Sättningsmätning

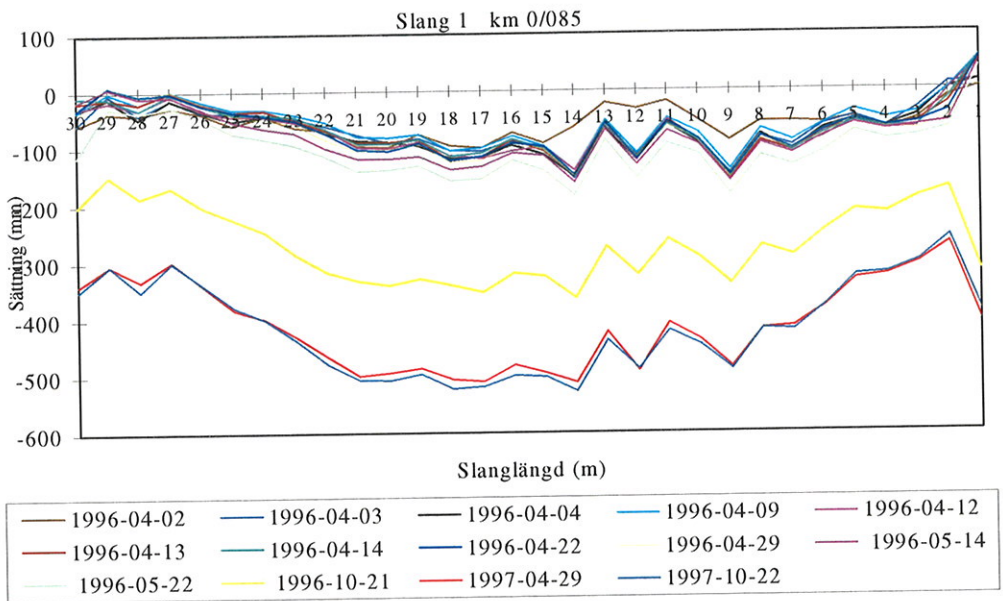
Slang-sättningsmätare installerades direkt efter masstabiliseringen och den senaste mätning gjordes i oktober 1997. Slang-sättningsmätarna installerades över och under masstabiliseringen för att kunna särskilja sättningarna som utvecklas i masstabiliseringen från sättningarna som utvecklas under masstabiliseringen. Slang-sättningsmätare installerades i 7 sektioner: km 0/085, km 0/118, km 0/158 (under masstabilisering), km 0/159 (under masstabilisering), km 0/160, km 0/171 (under masstabilisering) och km 0/172.

Tabell 13 Resultat från inblandningsförsök, Askersund – Åmmeberg, Väg 590 (24)

KM	Djup (m)	Jordart	Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)			
				14/28 dygn			
				100 kg/m ³	150 kg/m ³	200 kg/m ³	250 kg/m ³
0/100	2 - 3	leGy	Cement			259/414	
			SR cement			262/352	
			Cement + Masungsl. 1:1				-/211
			Finnstabi-B + CaO 1:1			30/41	
			Lohjamix V15	92/-		224/278	
			Lohjamix V16	131/-			
			Lohjamix V17	127/-			
	4 - 7	Le + siLe + leSi	Finnstabi-B + CaO 1:1		173/217		
			Lohjamix V15		137*/- - 426/576		
			Lohjamix V16		119/-		
			Lohjamix V17		186/-		
	8 - 11	siLe	SR Cement + CaO 1:1		151/309		
			Lohjamix V15		667/822		
0/160	2 - 3	leGy	SR cement			-/135	
			Finnstabi-B + CaO 1:1			-/35	
			Lohjamix V15	82/-		-/97	
			Lohjamix V16	90/-			
			Lohjamix V17	139/-			
	3 - 4	gyLe	SR cement		166/204		
			Finnstabi-B + CaO 1:1		45/54		
			Lohjamix V15		149/175		
	4-11	leGy + siLe + leSi	Cement		433/750		
			Kalk + cement 1:1		186/222		
			SR cement + CaO 1:1		129/182		
			Finnstabi-B + CaO 1:1		130/196		
			Finnstabi-B + Cement 1:1		242/486		
			Lohjamix K2		290/330		
			Lohjamix V15		139*/- - 440/699		
			Lohjamix V16		178/-		
			Lohjamix V17		247/-		

* 137 kPa respektive 139 kPa (14 dygn) resultat från det första inblandningsförsöksomgång.
426 kPa respektive 440 kPa (14 dygn) resultat från det andra.

Sättningsmätningen från sektion 0/085 redovisas i Figur 21, övriga sättningsmätningarna redovisas i Bilaga 1.1 – 1.6. Direkt efter masstabiliseringen påfördes 0.5 m fyllning motsvarande ca 10 kPa belastning. Sättningsmätningarna visar att sättningarna blivit ojämna i vägens tvärsnitt. Sättningsmätningarna i masstabiliseringen blev vid den första pålastningen i storleksordningen 0.18 – 0.20 m i sektion 0/160 och 0.23 m i sektion 0/172. Vid uppfyllning av banken i augusti 1996 påfördes ytterligare last motsvarande ca 16 respektive 24 kPa i sektion 0/160 respektive 0/172. Den tillkommande sättningen i masstabiliseringen blev då i storleksordningen 0.06 – 0.11 m, vilket ger en total sättning i masstabiliseringen på 0.24 – 0.34 m (34).



Figur 21 Uppmätta sättningar i Askersund, väg 590, sektion 0/085 (34)

Projektdiskussion

Inblandningsförsöket gjordes i två omgångar genom enaxliga tryckförsök och det är oklart, varför i det första omgången Lohjamix V15 (150 kg/m³, km 0/100, djup 4 – 7 m, 14 dygn) samt Lohjamix V15 (150 kg/m³, km 0/160, djup 4 – 11 m, 14 dygn) hade 137 kPa respektive 139 kPa och i det andra omgången hade 426 kPa respektive 440 kPa.

I pelardimensioneringen användes ovanligt stor dimensionerande skjuvhållfasthet på 200 kPa, i Sverige används som regel högst 150 kPa.

Pelarestabiliseringen fungerade inte som planerat och pelarna uppvisade inte tillräcklig hållfasthet. Banken utfördes därför med cellplast för att sättningarna inte skulle bli för stora. Cellplastbanken började att läggas ut 1996-07-31 och banken var färdigställd 1996-08-15. Tjockleken på cellplasten varierar mellan 0.3 – 2.4 m och den totala bankhöjden är 1.7 –

4.0 m på sträckan km 0/050 – km 0/170. Syftet att klargöra funktionen hos masstabiliserad yta kombinerad med pelare kunde därför inte uppnås i projektet.

Pelarsonderingen visar att den dimensionerande hållfastheten 50 kPa (i masstabiliseringen) har uppnåtts och även blivit betydligt högre.

Ur CPTU-sonderingarna framgår att masstabiliseringen är inhomogen och det går ej att utvärdera en skjuvhållfasthet eftersom underlaget är för litet för att erhålla en korrektionsfaktor för masstabiliserad jord.

De enaxliga tryckförsöken på upptagna prover visar stor spridning på grund av att masstabiliseringen är inhomogen.

De sista utförda sättningmätningarna visar att sättningarna har avstannat, men eftersom inga sättningsberäkningar gjordes och vägbanken byggdes av ett mycket lättare material (cellplast) än planerat, är det omöjligt att dra någon slutsats om sättningsutvecklingen.

4.2.4 Järnväg, Skyttorp – Örbyhus, Dubbelspår

Objektbeskrivning

Eftersom masstabiliseringen av det provisoriska spåret i Skyttorp gick väldigt bra, se under kap 4.2.2, bestämde Banverket att även dubbelspåret skulle masstabiliseras.

Objektet omfattar pelar- och masstabilisering under dubbelspår på delen Skyttorp – Örbyhus mellan km 27/190 – km 27/350. Dubbelspåret ansluter till den befintliga järnvägsbanken som breddades på båda sidor. Den befintliga järnvägsbanken var förstärkt med tryckbankar.

Geoteknisk beskrivning

Den befintliga banan låg enligt undersökningarna på rustbädd över partierna med torv och sedimentär jord. Marklagren på sträckan består överst av ca 3 – 4 m torv / gyttja som underlagras av ca 2 – 3 m sulfidvarvig lera / siltig lera. Under leran finns det morän / berg. Vattenkvoten hos torven är ca 270 - 660 %, hos gyttjan ca 250 – 410 % samt ca 50 – 80 % hos leran. Genom konförsök har gytjtjans och lerans skjuvhållfasthet registrerats som lägst till ca 7 kPa.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

I förfrågningsunderlaget föreskrevs att en masstabilisering skulle utföras som en blockkonstruktion med tjockleken 2 - 3 m från markytan. Pelarstabilisering skulle utföras under masstabiliseringen till fast botten. Pelarnas diameter var satt till 600 mm med olika c/c-avstånd.

Masstabiliseringen skulle utföras med ett propellerblandningsverktyg.

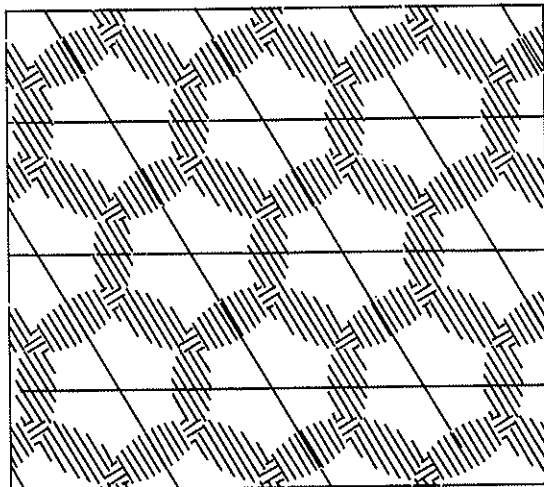
Vid upphandlingen valdes ett alternativt utförande där masstabiliseringen ersattes med sk

cellstabilisering, se Figur 22. Pelarna sattes omlott för att stabilisera hela jordvolymen. Täckningsgraden från markytan till 3 m djup är 125 %.

Masstabiliseringen utfördes med ett modifierat KC-blandningsverktyg (800 mm diameter) som var installerat på en KC-pelarmaskin. Det verktyg som användes framgår av Figur 23.

Pelarestabiliseringen utfördes med ett standard KC-blandningsverktyg.

Pelarna installerades med olika *c/c*-avståndet.



Figur 22 Cellstabilisering med 800 mm pelare, 3 st pelare per m^2 , pelarna överlappar varandra med 180 mm

Innan projektet påbörjades installerades två provområden: ett pelarestabiliserat och ett cellstabiliserat (masstabiliserat) provområde.

Stabiliseringsarbetet utfördes under juni – juli 1996.

Bindemedel

Bindemedlet för masstabiliseringen var Lohjamix V17. Bindemedlet för pelarestabiliseringen var kalk/cement 50% / 50 %. Lohjamix V17 bestämdes på basis av inblandningsförsök för det provisoriska spåret, se Tabell 11, och kalk/cement från ett äldre inblandningsförsök. Bindemedelsmängden för masstabiliseringen skulle vara 150 kg/m^3 . Bindemedelsmängden för pelarestabiliseringen skulle vara 22 kg/m^3 (ca 44 kg/m^3).

Installationen i produktionsskedet utfördes med 50 kg/m^3 (ca 100 kg/m^3) för pelarestabilisering samt 75 kg/m^3 (ca 150 kg/m^3) för masstabilisering. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden (pelarestabilisering) var $\pm 2 \text{ kg/m}^3$. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden (masstabilisering) var $\pm 5 \text{ kg/m}^3$.



Figur 23 Modifierat KC-blandningsverktyg som användes för cellstabilisering

Dimensionering

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserad konstruktion var satt till 50 kPa och för pelare 100 kPa.

Stabilitetsberäkningarna utfördes med cirkulär cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningar togs hänsyn till bankmaterialets friktion (36°), skjuvhållfasthet av den ostabiliserade torven och gytjan (5 kPa) samt leran (10 kPa). Tåglast 44 kPa (en tåglast eller två samtidiga tåglaster) på en bredd 2.5 m. Med dessa antaganden fick man följande säkerhetsfaktorer:

KM 27/220

- 1) $F_c = 2.22$ (med en tåglast och masstabilisering till fast botten)

KM 27/260

- 1) $F_c = 1.72 - 1.75$ (med en tåglast och mass- och pelarstabilisering)
- 2) $F_c = 1.57 - 1.76$ (med två samtidiga tåglaster och mass- och pelarstabilisering)

Sättningen hos masstabiliserad torv predikterades på basis av laboratorieförsöken. Sättningen hos pelarstabiliserad lera grovt uppskattades.

I sättningsberäkningarna antogs följande kompressionsmoduler:

- för lera $M = 500$ kPa
- för masstabiliserade torv, gytja $M = 5\,000$ kPa ($\approx 100 \times \tau_{\text{stabiliserad torv, gytja}}$)

- för stabiliserad lera $M = 7\ 000\ \text{kPa}$ ($\approx 100 \times \tau_{\text{stabiliserad lera}}$)

Med dessa antaganden, beräknades den totala sättningen av den 1 - 2 m höga banken bli 0.19 - 0.27 m, 80 - 90 % av sättningarna kommer att utbildas under byggskedet samt att kvarstående sättningar (0.03 - 0.05 m) utbildas under brukstid. 0.07 - 0.09 m av total sättning kommer att utbildas i pelarna.

Geotekniska kontrollundersökningar

Kontrollundersökningarna i provskedet (två provområden) och produktionsskedet utfördes ca 10 dygn respektive 21 dygn efter stabiliseringen. Kontrollundersökningarna bestod av: 1 st CPTU-sondering, 21 st pelarsonderingar samt 1 st pelarvingssondering (sk finsk vinge).

Pelarsonderingarna gjordes med vingdimension 400 x 20 mm och gav en skjuvhållfasthet mellan 70 - 110 kPa i provpelarna samt mellan 90 - 110 kPa i produktionspelarna.

Skjuvhållfastheten i provcellen är mellan 60 - 100 kPa (pelarsondering), 146 - 180 kPa (pelarvingssondering) samt 100 - 200 kPa (CPTU-sondering). Pelarsonderingarna i produktionscellen gav en skjuvhållfasthet mellan 60 - 80 kPa.

Sättningsmätning

Slang-sättningsmätare (1 st per sektion) och sättningspeglar (3 st per sektion) installerades i följande sektioner: km 27/220, km 27/260 och km 27/320.

Sättningsuppföljningen (se Figur 24 och Bilagor 2.1 - 2.2) påbörjades den 31 juli 1996, direkt efter masstabiliseringen, och avslutades den 6 november 1996. De uppmätta sättningarna var ca 0.04 - 0.19 m i sektion 27/220 (där mäktigheten av de lösa jordarterna är som minst ca 2 m), ca 0.09 - 0.17 m i sektion 27/260 (där mäktigheten av de lösa jordarterna är som störst ca 5 m) samt ca 0.05 - 0.14 m i sektion 27/320.

Den 25 oktober 1996 och den 28 januari 1997 ytavvägdes den aktuella järnvägssträckan utmed hela sin längd d v s från 27/200 - 27/340. Punkter har märkts ut var 10:e meter på båda spåren. Uppmätta sättningar var mellan 0.004 - 0.019 m.

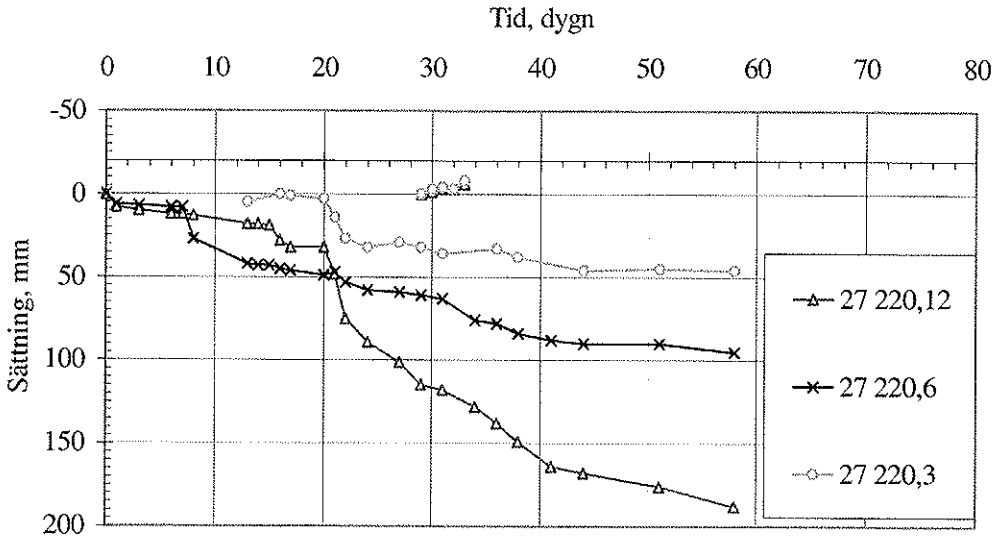
Projektdiskussion

Resultat av kontrollundersökningarna visar att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten i pelarna och cellstabiliseringen är uppfyllt.

Sättningsberäkningarna gav större sättning (0.19 - 0.27 m) än själva sättningsuppföljningen (0.04 - 0.19 m), men skillnaden är inte så stor. De senaste sättningsmätningarna visar att sättningen nästan har avstannat. Hänsyn måste tas till att hela det cellstabiliserade området hade konsoliderats under järnvägsbanken (1 - 2 m hög), i ca 70 år.

Det är intressant att notera att sättningen i sektion 27/220 och 27/260, under samma bankhöjd, är nästan av samma storleksordning, oberoende att sektion 27/260 har dubbelt så stor

måktighet av lösa jordarter än sektion 27/220.



Figur 24 Uppmätta sättningar i Skytorp, dubbelspår (24)

4.2.5 Järnväg, Lidlund – Jörn

Objektbeskrivning

Norra stambanan byggdes i slutet av förra seklet och uppfyller inte dagens krav på höjda axellaster och högre hastighet.

Linjerättningen mellan Lidlund – Jörn går i den norra anslutningen till det befintliga spåret över ett myrmarkområde. En stabilisering av detta område var alltså nödvändig.

Objektet omfattar masstabilisering av norra stambana, delen Lidlund – Jörn mellan km 995+000 och km 995+120. Järnvägen går på en 1.5 till 2.0 m hög bank.

Geoteknisk beskrivning

Marklagren på sträckan består överst av 3.5 – 4.5 m torv. Under torven finns det 0.4 – 1.0 m fast lera som ligger över morän. De översta 1.0 – 1.5 m torven är lågförmultnad och där under finns det mellanförmultnad torv. Vattenkvoten hos den lågförmultnade torven är ca 916 % och hos den mellanförmultnade torven ca 1690 %. I det översta skiktet av torven, på 0 – 1 m djup, har torvens skjuvhållfasthet uppmätts till 20 kPa genom vingsonderingar. Ett medelvärde på torvens skjuvhållfasthet på 1 – 3 m djup, har genom vingsonderingar bestämts till ca 7 kPa.

Stabiliserings omfattning och typ av blandningsverktyg

Stabiliseringsarbetet omfattar masstabilisering av torv. Tjockleken hos masstabiliseringen på sträckan mellan km 995+000 och km 995+120, är 2 - 4 m från ursprunglig markyta eller till fast lera, när mäktigheten på den lösa jorden är mindre än 4 m.

Arbetet omfattade masstabilisering av ca 2300 m³.

Masstabiliseringen utfördes i två etapper. I etapp 1 delades hela den planerade masstabiliseringens yta in i två områden och de delades vidare in i 19 respektive 20 lameller. Efter det att masstabiliseringen av de 19 lamellerna var färdig, påbörjades etapp 2. I etapp 2 masstabiliserades de 20 lamellerna och genomfördes det mest kritiska arbetet då det befintliga spåret låg mycket nära.

Masstabiliseringen utfördes med ett propellerblandningsverktyg.

Från den 22 september till den 4 oktober 1996 genomfördes stabiliseringen av det aktuella området.

Bindemedel

I bägge etapperna användes Lohjamix V16B som bindemedel. I etapp 1 var bindemedelsmängden 150 kg/m³ och i etapp 2 var den 200 kg/m³.

Bindemedel och bindemedelsmängd valdes från inblandningsförsöket som är redovisade i Tabell 14.

Dimensionering

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserad torv var satt till 50 kPa. Torvlagret har i beräkningarna behandlats som ett blockliknande lager.

Stabilitetsberäkningarna utfördes med cirkulär cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningarna togs hänsyn till bankmaterialets friktion ($\phi = 30^\circ$), skjuvhållfastheten av den ostabiliserade torven ($\tau_{fu} = 15$ kPa) och leran ($\tau_{fu} = 28$ kPa) samt skjuvhållfastheten i den stabiliserade torven, ett dygn efter stabiliseringen ($\tau_{fu} = 15$ kPa). Bankens höjd (förbelastningens höjd) var 1.0 m. Med dessa antaganden fick man följande säkerhetsfaktorer:

- 1) $F_c = 1.55$ med tåglast på den befintliga järnvägsbanken, ett dygn efter stabiliseringen
- 2) $F_c = 3.07$ utan tåglast på den befintliga järnvägsbanken, ett dygn efter stabiliseringen

Det utfördes inga sättningsberäkningar.

Tabell 14 Resultat från inblandningsförsök, Järnväg Lidlund – Jörn (24)

Djup (m)	Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{fi} [kPa]					
		150 kg/m ³		200 kg/m ³		300 kg/m ³	
		14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn
1.2	Lohjamix V16B	34	40	39	44	58	
	Lohjamix V16C				65		
	Lohjamix V17			26	48		
	Cement	18		22	36	33	43
2.7	Lohjamix V16B	82	107	114	175		
	Cement	75	100	95	115		

Geotekniska kontrollundersökningar

Kontrollundersökningarna bestod av: 41 st CPTU-sonderingar, 2 st pelarvingssonderingar (sk finsk vinge) samt 7 st kärnborrprovtagningar med S-GEOBOR.

Kontrollundersökningarna utfördes i två olika etapper:

I etapp 1 utfördes 39 st CPTU-sonderingar och 4 st kärnborrprovtagningar. Sonderingarna har utförts vid olika tider efter masstabiliseringen, varierande från 1 dygn till 49 dygn. Kärnborrprovtagningarna utfördes några dygn efter masstabiliseringen.

I etapp 2 utfördes 2 st CPTU-sonderingar, 2 st pelarvingssonderingar samt 3 st kärnborrprovtagningar. Alla sonderingarna och provtagningarna utfördes under perioden 97.04.16 – 97.04.18 (ca 7 månader efter masstabiliseringen).

Av CPTU-sonderingarna framgår att masstabiliseringen är inhomogen. Någon skjuvhållfasthet utvärderades ej.

Skjuvhållfastheten i den masstabiliserade konstruktionen uppmätta med pelarvingssonderingar var i genomsnitt 40 kPa och den minsta uppmätta var 20 kPa.

I laboratorium har enaxliga tryckförsök utförts på kärnprover tagna med S-GEOBOR. Vattenkvoten i kärnproverna tagna ca 7 månader efter stabiliseringen varierade mellan 20 –

314 % och skjuvhållfastheten bestämd med triaxialförsök mellan 13 – 19 kPa.

Resultaten från bestämning av kalkhalten och en okulär besiktning av upptagna prover visade att stabiliseringen var inhomogen, ofta förekom hårda svarta klumpar eller linser.

Sättningsmätning

Sättningsmätningen påbörjades 22 dygn efter masstabiliseringen och eftersom den största delen av sättningen utbildas i förbelastningskedet (under ca 30 dygn efter stabiliseringen), hann en större del av sättningarna utbildas innan sättningsmätningen påbörjades. Sättningarna mättes upp i ca 7 månader och de blev mellan 0.03 – 0.22 m.

Projektdiskussion

Lohjamix VI6B valdes som bindemedel oberoende av att resultaten från inblandningsförsöket (se Tabell 14) visar att skjuvhållfastheten för de översta metrarna inte uppfyller kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten (50 kPa). Observera att skjuvhållfastheten i fält normalt är mindre än skjuvhållfastheten i laboratoriet.

Det gjordes bara stabilitetsberäkningar för den befintliga spåret (för 0 dygn och 1 dygn efter stabiliseringen och inte för längre period) och inte för den nya spåret.

7 månader efter stabiliseringen var kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten fortfarande inte uppfyllt.

Resultaten från fält- och laboratorieundersökningar visar att det finns stora inhomogeniteter inom masstabiliseringen.

Eftersom sättningarna inte mättes upp från början av förbelastningskedet gick det inte heller att dra några slutsatser om sättningsutvecklingen.

4.2.6 Väg 272, Holmsveden

Objektbeskrivning

Objektet omfattar pelar- och cellstabilisering (masstabilisering) för Väg 272 vid vägport Holmsveden, på sträckan km 0/525 – km 0/700. Vägen passerar genom en torvmosse och planerades att på sträckan gå från skärning till max 2,5 m bank. Krönbredden var 9 m.

Geoteknisk beskrivning

Jordlagerföljden utgörs av torv på gyttja på lera ovan morän. Torvens mäktighet varierar mellan 2 och 7 m och angavs både till lågförmultnad och högförmultnad. Vattenkvoten hos torven varierar mellan 600 och 2000 %. Gytjans mäktighet varierar mellan 1 och 1.5 m. Vattenkvoten hos gyttjan varierar mellan 184 och 577 %. Gyttjan är mycket lös och har en skjuvhållfasthet mellan 0.5 och 1.0 kPa. Lerans mäktighet varierar mellan 1.5 och 4 m. Leran

var mycket lös till lös och skjuvhållfastheten var som lägst 10 kPa.

Vattennivån i torvmossen ligger 0 – 0.5 m under markytan, vilket konstaterades genom pejling i borrhål i januari 1996. Några mätningar under olika tidpunkter på året finns inte.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Stabiliseringsarbetet skulle omfatta masstabilisering av torv och gyttja samt pelarstabilisering av gyttja och lera. Tjockleken för masstabilisering skulle variera mellan 1 och 4 m. Pelarstabilisering skulle utföras under masstabilisering. 800 mm pelare, c/c-avståndet 0.9 – 1.8 m, skulle sättas från 0.2 m över underkant av masstabilisering ned till fast botten.

Masstabiliseringen skulle utföras med ett propellerblandningsverktyg. Pelarstabiliseringen skulle utföras med ett KC-blandningsverktyg.

Vid upphandling valdes ett alternativt utförande där masstabiliseringen ersattes med cellstabilisering, se Figur 22. Pelarna sattes omlott för att stabilisera hela jordvolymen. Täckningsgraden från markytan till 4 m djup är 125 %.

Masstabiliseringen och pelarstabiliseringen utfördes med samma typ av blandningsverktyg som användes i Skytorp, dubbel spår (se kapitel 4.2.4).

Stabiliseringsarbetena startade i början av mars 1997. Förbelastningen skulle ske med 0.5 – 1 m bank senast tre dygn efter installation. Resterande bankfyllning skulle påföras ca 30 dagar efter installation. Förbelastningen bestod av fyllning med finkornig morän som blev flytbenägen i kontakt med vatten som fanns i riklig mängd, se Figur 25 och 26. Massorna fungerade därför dåligt som arbetsbädd och fordonen sjönk ner i fyllningen.

Den 1 april 1997 uppkom ett markbrott vid sektion 0/570 när man gick ut med maskinen på en dagfärsk stabiliserad yta. Maskinen började sjunka och då fylldes det på sand och grus med en mäktighet av 4 – 4.5 m (Den totala bankhöjden skulle inte uppgå till mer än knappt 2 m). En grop ca 14 m bred och 7 m lång uppstod.

Ytterligare ett brott uppstod den 24 juni 1997 vid uppfyllning av bank ca 30 dagar efter pelarinstallationen. Brottet skedde på sträckan 0/590 – 0/630. Bankhöjden var ca 2 m.

I förfrågningsunderlaget föreskrevs att stigningen hos blandningsverktyget skulle uppgå till högst 20 mm/varv resp maximal rotationshastighet 100 varv/minut. I byggskedet använde man rotationshastighet 150 varv/minut och mer. Hur stor stigning hos blandningsverktyget var är oklart, eftersom stigningen inte redovisades på utmatningsdiagram.

Projektet misslyckades och det hela mass- och pelarstabiliserade området förstärktes genom bankpållning.

Bindemedel

Bindemedlet för mass- och pelarstabiliseringen skulle vara Lohjamix V16B, se Tabeller 15 och 16. Bindemedelsmängden för masstabiliseringen skulle vara 150 kg/m³. Tillåten

avvikelse för bindemedelsmängden skulle vara $\pm 5 \text{ kg/m}^3$. Bindemedelsmängden för pelarstabiliseringen skulle vara 75 kg/m (ca 150 kg/m^3) med undantag för de pelare som sattes i gyttjan där bindemedelsmängden skulle vara 100 kg/m (ca 200 kg/m^3). Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden skulle vara $\pm 1 \text{ kg/m}^3$.

I provskedet installerades provpelare med diametern 600 mm. Två olika bindemedel testades i fält: Lohjamix V16B (8 st av provpelare eller 32 %) och LCmix (25 st av provpelare eller 68 %). Alla pelarna testades med hjälp av omvänd pelarsondering (FOPS). Med utgångspunkt från provresultaten bestämdes att utförandet skulle ske med LCmix.

Bindemedelsmängden (för masstabilisering) var 60 kg/m (ca 120 kg/m^3) från markytan till 4 m djup, 100 kg/m (ca 200 kg/m^3) (i gyttjan) på delen 4 - 7 m och 75 kg/m (ca 150 kg/m^3) från 7 m till fast botten.

Dimensionering

Den dimensionerade skjuvhållfastheten för masstabiliserad konstruktion var satt till 50 kPa och för pelarna till 150 kPa. Uppmätta skjuvhållfasthetsvärden på 50 kPa krävdes för pelare i översta 2 m under masstabiliseringen.

Stabilitetsberäkningarna utfördes med cirkulär cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningarna togs hänsyn till skjuvhållfastheten hos den stabiliserade torven ($\tau_{fi} = 50 \text{ kPa}$) och ostabiliserade torven ($\tau_{fi} = 5 \text{ kPa}$), den stabiliserade gyttjan ($\tau_{fi} = 20 \text{ kPa}$) och ostabiliserade



Figur 25 Flytbenägen förbelastning



Figur 26 Stora mängder av vatten

gyttjan ($\tau_{ri} = 1$ kPa) samt skjuvhållfastheten av den stabiliserade leran ($\tau_{ri} = 150$ kPa) och ostabiliserade leran ($\tau_{ri} = 10$ kPa). Med dessa antaganden fick man säkerhetsfaktorn $F_c = 1.68$.

Sättningsberäkningarna visade på en total sättning mellan 0.21 – 0.29 m.

Geotekniska kontrollundersökningar

Sonderingar utfördes i provskedet med omvänd pelarsondering (FOPS) och i produktionsskedet med traditionell pelarsondering för att kontrollera uppnådd skjuvhållfasthet i fält. På grund av att man fick brott i konstruktionen kompletterades sonderingarna under juli 1997 med CPTU-sonderingar och vingsonderingar både i och utanför det stabiliserade området (17).

Av utförda FOPS-sonderingar i pelarna ansågs 12 st inte vara representativa p.g.a. klumpar som fastnat på wiren eller rötter som huggit tag i vingen. FOPS-sonderingarna gav generellt ett mycket varierat resultat. I redovisningen har mantelmotståndet mot wiren försumrats. En tendens till ökad skjuvhållfasthet med ökande tillsatt mängd kan skönjas, i stort sett samma effekt erhålls dock med båda typerna av stabiliseringsmedel (Lohjamix respektive LCMix). Någon klar ökning av skjuvhållfastheten med ökande ålder kan inte heller utläsas. På djupet ca 1-5 m, dvs i torven, understiger skjuvhållfastheten ca 50 kPa i nästan samtliga fall. Detta tyder på att stabiliseringseffekten i detta lager är mycket liten, om resultaten från traditionell pelarsondering i den ostabiliserade torven beaktas. I en del av FOPS-sonderingarna kan en lägre skjuvhållfasthet skönjas under pelarna. Den uppstår på en kort sträcka och om man antar

Tabell 15 Resultat från inblandningsförsök i torv, Väg 272, Holmsveden (17)

Djup (m)	Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{ft} [kPa]					
		150 kg/m ³		200 kg/m ³		250 kg/m ³	
		14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn
1 - 2	Cement					114	182
	Lohjamix V16					223	
	Lohjamix V16B	105	146				
4 - 5	Cement	64	80			46	120
	Lohjamix V16	129				232	257
	Lohjamix V16B	49	61				
	Lohjamix V17					126	

Tabell 16 Resultat från inblandningsförsök i gyttja och lera, Väg 272, Holmsveden (17)

Djup (m)	Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{ft} [kPa]					
		150 kg/m ³		200 kg/m ³		250 kg/m ³	
		14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn
6 - 7	Kalk + Cement	< 10	< 10				
	Lohjamix V16	< 10	15	23	29		
	Lohjamix V16B			548	1117	1072	1855
	Nordkalk 2	< 10	< 10				
9 - 10	Lohjamix V16B	333	568				

att den kan ge en grov uppskattning av mantelmotståndet ligger det i de flesta fall runt 20-60 kPa på 6-9 m djup. En utvärdering enligt detta skulle i flera av pelarna ge negativa värden på skjuvhållfastheten på djupen 0-4 m, vilket inte är möjligt men indikerar att skjuvhållfastheten kan vara mycket låg. På djupet 5-9 m, dvs i gyttjan och leran, är skjuvhållfastheten i allmänhet betydligt högre än i torven och är i de flesta fall ca 150-300 kPa. Med beaktande av att skjuvhållfastheten i den ostabiliserade torven kan ha överskattats med pelarsonderingar och ett försök till utvärdering av mantelfriktion från FOPS-sonderingar finns det risk för att även skjuvhållfastheten i den stabiliserade leran överskattats.

I produktionsskedet utfördes 11 st traditionella pelarsonderingar i cellstabiliseringen i sektion 0/680 vid åldern 3 respektive 6 dygn, ned till ca 3 m djup. Stabiliseringen utfördes med såväl Lohjamix V16B (ett litet yta) som LCmix. I detta område utfördes även en pelarsondering i den ostabiliserade torven och gyttjan, ned till ca 5 m djup.

Pelarsonderingen i den ostabiliserade torven och gyttjan gav en skjuvhållfasthet på i storleksordningen 20 - 40 kPa. Mantelmotståndet har inte registrerats. Vid utvärderingen har mantelfriktionen längs wiren försumrats och skjuvhållfastheten beräknats som 1/10 av sonderingsmotståndet uttryckt i kPa, jfr SGF Rapport 4:95. Empiriska samband mellan vattenkvot och skjuvhållfasthet i torv indikerar att hållfastheten borde understiga 10 kPa (6). Mätvärdet skall därför endast ses som ett referensvärde vid bedömningen av uppnådd stabiliseringseffekt och resultatet kan vara överskattat.

Pelarsonderingarna i det cellstabiliserade området gav ett mycket varierande resultat. Även i detta fall har mantelmotståndet mot wiren försumrats. På djupet 0 - 1.5 m var skjuvhållfastheten ca 20-50 kPa i huvuddelen av fallen, dvs i samma storleksordning som i den ostabiliserade torven. På större djup (ca 1.5 - 3 m) ökade dock hållfastheten avsevärt i hälften av fallen (40 kPa - 200 kPa), men var i stort sett oförändrad i övriga fall. En tendens till högre motstånd vid åldern 6 dygn finns jämfört med vad som erhöles efter 3 dygn. Ingen klar skillnad kan dock ses beroende på om Lohjamix eller LCmix använts. Det bör påpekas att ingen dokumentation av observationer vid sonderingarna finns tillgänglig, vilket innebär att det är inte möjligt att avgöra om sonderingsresultaten i samtliga fall stämmer, dvs inte har påverkats av yttre faktorer.

CPTU-sonderingar har utförts i juli 1997 både i och utanför cellstabiliseringen. En jämförelse i sektion 0/620 visar att spetstrycket från markytan till 1.5 m djup är i samma storleksordning som i den ostabiliserade jorden, men att det ökar 2 till 7 gånger på djupet 1.5 - 3.5 m djup. Vid sektion 0/630 finns ett fastare skikt på 1.5 - 2 m djup men spetstrycksmotståndet i övrigt är lågt. Undersökningarna visar att spetstrycksmotståndet varierar kraftigt. Det finns inget empiriskt underlag för att kunna utvärdera skjuvhållfastheten ur CPTU-sonderingar.

Vingsonderingar utfördes i och utanför det stabiliserade området i juli 1997. Den verkliga skjuvhållfastheten går inte att utvärdera från vingsondering i torv, men metoden kan ge en grov uppskattning av den relativa hållfastheten. Öreducerade värden på skjuvhållfastheten i den ostabiliserade torven visade drygt 20 kPa i ytan och 3 - 4 kPa därunder. I det stabiliserade området var den oreducerade skjuvhållfastheten i samma storleksordning vid sektion 0/590 medan värdena ökade i längdriktning mot sektion 0/630 där värdena varierade från 8 - 18 kPa. I sektion 0/640 fanns två mätvärden, 42 och 84 kPa.

I juli 1997 togs kontinuerliga prover upp ur den cellstabiliserade torven genom kärnborrprovtagning med S-GEOBOR. Den utrustning som användes var av typen wire-line-

system och gav en provdiameter på 102 mm. Fem borrhål gjordes under vägbanken i sektion ca 0/630 där det gått ca 10 veckor efter utförd stabilisering. Proverna transporterades till laboratoriet där de delades upp i provkroppar med höjden 200 mm. Provkropparna förvarades därefter i fuktrum (+7° C) inneslutna i plastpåsar fram till provning.

De upptagna provkropparna analyserades med avseende på kemisk sammansättning (CaO-halt och pH) samt mekaniska egenskaper (enaxligt tryckförsök och kompressionsförsök).

Den tillsatta mängden stabiliseringsmedel bestämdes indirekt genom att mäta mängden kalciumoxid (CaO) i de provkroppar (32 st) som provats vid de enaxliga tryckförsöken. Resultaten visar att variationen är mycket stor, men att den beräknade mängden stabiliseringsmedel är av samma storleksordning som den nominellt tillsatta på djupet ca 0,5 - 4 m. Detta indikerar att cellstabiliseringen skett ned till ca 4 m djup vilket också var avsikten.

Enaxliga tryckförsök utfördes på upptagna kärnborrhållprover då dessa var ca 8 (3 st), 12 (22 st) respektive 14 (7 st) veckor gamla. Spridningen i skjuvhållfasthet är mycket stor, men understiger i samtliga fall, utom ett, ca 40 kPa. Beaktas den uppskattade mängden stabiliseringsmedel i proverna finns en trend till ökande hållfasthet med ökande mängd stabiliseringsmedel. Däremot finns ingen entydig tillväxt av hållfastheten med ökande ålder.

Kompressionsförsök med stegvis pålastning utfördes på fyra provkroppar från sektion ca 0/630 då dessa uppnått åldern ca 15 - 17 veckor.

I tre fall är ödometermodulen mycket låg vid små deformationer, men den växer snabbt till med ökande deformation och blir någorlunda konstant. Den initialt låga modulen är troligen en effekt av dålig anläggning vid försökets början varför ödometermodulen utvärderats då en konstant styvhet uppnåtts. Den utvärderade modulen uppgår i dessa fall till ca 1500 kPa.

I ett fall är styvheten mycket låg även vid stora deformationer vilket troligen beror på att mängden stabiliseringsmedel är mycket låg. Den utvärderade ödometermodulen är i detta fall endast ca 130 kPa.

Korrelationen mellan tillsatt mängd stabiliseringsmedel och pH-värdet efter stabiliseringen kontrollerades i 8 st provkroppar som använts vid de enaxliga tryckförsöken. Det uppmätta pH-värdet i den ostabiliserade torven är 4,7 medan värdena i den stabiliserade torven varierar mellan 9,6 och 11,7. pH-värdet skiljer sig markant mellan ostabiliserad och stabiliserad jord.

Sättningsmätning

Sättningsmätningar har utförts i tre horisontalslangar i sektion 0/555, 0/600 och 0/660 samt med hjälp av peggår i sektion 0/565, 0/605, 0/630 och 0/650. Eftersom cellstabiliseringen på grund av svårigheter vid utförandet utfördes i vägens längsled i dessa sektioner har inte initialsättningen kunnat registreras. En mätslang hade installerats i sektion 0/570 och det var där planerat att få med initialsättningen. Ett brott gick vid den sektionen i ett tidigt skede vilket gjorde att det endast finns en nollmätning gjord i den slangen.

Horisontalslangarna installerades och nollmättes 970401, dvs 6 - 12 dagar efter att cellstabilisering var färdig. Slangarna installerades på den 0,5 m tjocka fyllning som påfördes

som förbelastning direkt efter installation av pelare. Tidigare uppföljningar för masstabilisering har visat att sättningarna i den masstabiliserade delen går fort och att sättningarna kan utbildas inom några dagar. Bedömning av hur stora sättningar som uppkommit från installationstillfället och fram till mättillfället är därför svår att göra.

De uppmätta sättningarna var mellan 0.02 – 1.4 m.

Projektdiskussion

Projektet misslyckades av flera anledningar:

1. Mass- (Cell-) och pelarstabiliseringen utfördes med samma typ av blandningsverktyg som användes i Skytorp, dubbel spår (se kapitel 4.2.4). Det måste påpekas att man använde två typer av blandningsverktyg i Skytorp. En för pelare (KC-blandningsverktyg) och en för masstabilisering dvs cellstabilisering (modifierat KC-blandningsverktyg). I Holmsveden användes samma blandningsverktyg (modifierat KC-blandningsverktyg) för masstabilisering dvs cellstabilisering och för pelare. Det modifierade KC-blandningsverktyget är inte framtaget för stabilisering av gytta och lera utan det är framtaget för stabilisering av torv.
2. Förbelastningen bestod av finkornig morän som blev flytbenägen, se Figur 25, i kontakt med vatten som fanns i riklig mängd, se Figur 26. Massorna fungerade därför dåligt som arbetsbädd och förbelastning.
3. I Holmsveden var vattnet ett mycket stort problem vid utförandet men någon avvattning gjordes inte.
4. I byggskedet använde man rotationshastighet 150 varv/minut och mer, oavsett att i förfrågningsunderlaget föreskrevs att rotationshastigheten skulle uppgå till högst 100 varv/minut. Hur stor stigning var hos blandningsverktyget är oklart, eftersom stigningen inte redovisades på utmatningsdiagram.
5. LCmix valdes som bindemedel för mass (cell-) och pelarstabilisering oberoende att LCmix aldrig testades i laboratorium och inte heller i något annat projekt, att 68 % av provpelare installerades med LCmix bindemedel och bara 32 % med Lohjamix V16B bindemedel samt att alla provpelare testades bara med FOPS-sonderingar (12 st av de var inte representativa p g a klumpar som fastnat på wiren eller rötter som huggit tag i vingen och de hade aldrig tidigare använts för sondering av stabiliserad torv).
6. I juni 1997, som en del av ett forskningsprojekt, installerades provpelare (med samma typ av blandningsverktyg, bindemedel och bindemedelsmängd) i form av singulära pelare och som cellstabilisering utanför den ordinarie stabiliseringen vid sektion ca 0/600. Vid provtagningstillfället som var ca fem veckor efter pelarinstallationen, bedömdes hållfastheten i provpelarna som mycket låg, förutom i ytan där de var fastare. Bedömningen gjordes att de inte hade härdat. Därför utfördes provtagning endast i en av pelarna ner till 1.8 m djup.
7. Förbelastningen påfördes för snabbt (härdningen hade inte kommit i gång p g a låga mark- och lufttemperaturer och hastigt (vid sektion 0/570 påfördes det direkt 4 – 4.5 m, där den första förbelastningen skulle vara max 1 m).

8. Alla typer av kontrollundersökningar visar mycket varierande skjuvhållfasthetsvärden. Huvuddelen av de uppmätta skjuvhållfastheterna är under 20 kPa. Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserad konstruktion var 50 kPa och för pelarna 150 kPa. Uppmätta skjuvhållfasthetsvärden på 50 kPa krävdes för pelare i översta 2 m under masstabilisering.

9. Inblandningsförsök som utfördes med LCmix och Lohjamix V16 bindemedel (200 kg/m³) i juni 1998 – januari 1999 visade på svårigheter att förstärka gyttjan i de avsnitt där skredet inträffat. Skjuvhållfastheten med båda typerna av bindemedel understeg 30 kPa, efter 30 dygn.

4.2.7 Järnväg, Styvje

Objektbeskrivning

Objektet omfattar cellstabilisering (masstabilisering) för planerat tillfälligt byggspår på höger sida av befintlig spår på delen Styvje – Losesjön mellan km 0/805 och 0/885. Det tillfälliga byggspåret ansluter till den befintliga järnvägsbanken i km 0/760.

Det tillfälliga byggspåret höjd var ca 1.0 m över markytan.

Geoteknisk beskrivning

Den befintliga järnvägsbanken ligger enligt undersökningarna troligtvis på en risbädd eller en gles rustbädd över partierna med torv och sedimentjord. Rustbädden/risbädden ligger ca 1.5 – 2 m under omgivande markyta.

Den befintliga järnvägsbanken består i huvudsak av 1.5 – 4 m friktionsjord (sandigt grus). Den naturliga jorden består huvudsakligen av upp till 4 m låg- till högförmultnad torv, 0 – 1.5 lera och gyttja vilande på fast lagrad friktionsjord. Torvens odränerade skjuvhållfasthet vid sidan av banken var ca 10 kPa. Den lågförmultnade torven hade en vattenkvot på 626 % och den högförmultnade torven på 533 %. Gyttjan och den lösa lerans odränerade skjuvhållfasthet var ca 5 kPa.

Grundvattenytan ligger ca 0.3 – 0.5 m under befintlig markyta.

Den befintliga järnvägsbanken har enligt uppgift satt sig upp till ca 2 m sedan banan byggdes på 1920-talet. Sättningarna kan pågå fortfarande. Indikationer finns på att friktionsjorden i banken även har tryckts ut åt sidan.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Masstabiliseringen (cellstabiliseringen) utfördes till fast botten med samma typ av blandningsverktyg som användes i Skytorp, dubbelspår (se kapitel 4.2.4) och Holmsveden (se kapitel 4.2.6). Masstabiliseringen skedde när lösjordens mäktighet översteg 1.5 m.

Pelarna sattes omlott för att stabilisera hela jordvolymen. Täckningsgraden från markytan till

fast botten är 125 %.

I förfrågningsunderlaget föreskrevs att stigningen hos blandningsverktyget skulle uppgå till högst 16 mm/varv resp maximal rotationshastighet 125 varv/minut. I byggskedet använde man i genomsnitt denna rotationshastighet. Hur stor stigning var hos blandningsverktyget, är oklart, eftersom stigningen inte redovisades på utmatningsdiagram.

I stabiliseringsarbetena ingick att penetrera bankmassorna samt eventuellt befintlig rustbädd/risbädd för att kunna utföra stabilisering inom (på ritning) angivet område.

En temporär grundvattensänkning utfördes innan stabiliseringsarbetet inleddes, och ca 1 m torv grävdes bort från det planerade stabiliseringsområdet samt en 0.3 – 0.5 m tjock sandfyllning lades ut, som fungerade som arbetsbädd. Massorna packades på sådant sätt att verktyget utan problem kunde penetrera skiktet.

Den 15 april hade två provpelarfält installerats i sektioner ca 0/885 respektive 0/875. Lösjordsdjupet vid 0/885 var knappt 1.5 m varför utskiftning utfördes där senare. Vid sektion 0/875 var lösjordsdjupet ca 3.5 m.

Stabiliseringen av det hela planerade stabiliseringsområdet utfördes i april 1998.

Eftersom den befintliga järnvägsbanken ligger nära byggspåret förstärktes den med en ca 0.6 – 0.8 m hög tryckbank. Förstärkningen utfördes innan höjden på byggspårets bank översteg 1.5 m över terrassbotten.

Bindemedel

Bindemedlet för masstabiliseringen (cellstabiliseringen) var Lohjamix V17, se Tabell 17. Bindemedelsmängden för masstabiliseringen (cellstabiliseringen) var 200 kg/m³. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var ± 20 kg/m³.

Tabell 17 Resultat från inblandningsförsök i torv, Styvje, Ostkustbanan (24)

Djup (m)	Jordart	Bindemedel	Skjuvhållfasthet τ_{fi} [kPa]			
			150 kg/m ³		200 kg/m ³	
			14 dygn	30 dygn	14 dygn	30 dygn
0.5 – 1.0	Tl	Lohjamix V17	43	62	78	80
1.0 – 2.5	Th	Lohjamix V17	37	39	46	49

Dimensionering

Den dimensionerade skjuvhållfastheten för masstabiliserad konstruktion var satt till 50 kPa.

Inga sättningsberäkningar utfördes.

Stabilitetsberäkningarna för det befintliga spåret utfördes med cirkulär-cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningarna togs inte hänsyn till skjuvhållfastheten hos den stabiliserade torven, gyttjan och leran. Hänsyn togs till bankmaterialets friktion ($\phi = 36^\circ$), skjuvhållfastheten av den ostabiliserade torven ($\tau_{f0} = 8 \text{ kPa}$), gyttjan/leran ($\tau_{f0} = 5 \text{ kPa}$). Med dessa antaganden fick man säkerhetsfaktorn $F_c = 0.95$ för befintlig bank. Beräkningen visade att en tryckbank med höjden 1 m och bredden av minst 10 m gav en säkerhetsfaktor på $F_c = 1.5$ för befintlig bank.

Det gjordes inga stabilitetsberäkningar för det tillfälliga byggspåret.

Geotekniska kontrollundersökningar

Kontrollundersökningar utfördes i två etapper (3): etapp 1 i provskedet och etapp 2 i byggskedet.

Etapp 1

I provpelarfältet vid 0/875 utfördes: 4 st pelarsonderingar, 3 st pelarvingssonderingar samt 4 st viktsonderingar. Okulär kontroll av ytan gjordes. Pelarna provades efter bortschaktning av ytlagret och större delen av utlagd sandfyllning. Provpelarfältet vid 0/885 bortgrävdes skiktvis, under kontroll och enkel sticksondering.

Resultaten varierar något, men mönstret i stort var att över den sista halvmeteren hade den stabiliserande jorden erhållit en god hållfasthet (klart över 50 kPa), medan den sista dryga halvmeteren (i gyttjan/leran) i allmänhet inte verkade ha fått någon hållfasthetstillväxt alls. T. ex. erhöles vid viktsondering friskunkning för 75 kg belastning mitt i en pelare på sista halvmeteren. Att pelarvingssonderingarna har gett skjuvhållfastheter på 13 – 20 kPa i botten beror sannolikt i huvudsak på mantelfriktion, och den verkliga skjuvhållfastheten är därför avsevärt lägre. En viss tendens fanns att pelarcentrum var sämre än pelarnas periferi. I övrigt fanns en sämre zon på översta halvmeteren till metern (20 – 40 kPa hållfasthet), som kan bero på uppluckring av materialet vid utblåsning av stabiliseringsmedlet. Förmodligen blev den översta delen klart bättre efter ytpackning och bankuppfyllnad. Okulär kontroll av pelartoppar visade att en materialtransport av torv hade skett genom pelarcentrum upp i sanden, diameter ca 0.3 – 0.4 m. Pelarna överlappade varandra bra. Ytan var hård i upptransporterad torv. Då grävmaskinens skopa belastade pelarna så skedde en elastisk deformation, som förmodligen berodde på inga eller dåliga pelare i botten.

Framgrävning av pelarna vid 0/885 visade på att utmatning hade skett i den lågförmultnade torven. Stabiliseringsmedlet hade fördelats ojämnt. Någon större sönderslagning av torvens struktur verkade inte ha skett. En viss hållfasthetstillväxt hade skett. I gyttjan hade ingen hållfasthetsökning skett och något inblandningsmedel kunde inte återfinnas / spåras. Ca 0.5 m oförstärkt gyttja fanns under torven.

Etapp 2

Resultaten är något varierande. Endast ett mindre antal av utförda sonderingar har nått fast botten, övriga har fastnat i förstärkningen. De som verkar ha nått fast botten visar på rätt bra pelare även ner mot botten. En allmän tendens finns till att förstärkningen har en svaghetszon på 1 – 2 m djup under installationsytan (20 – 40 kPa hållfasthet). Denna tendens fanns även i tidigare kontroller men på ett mindre djup.

Kontrollundersökningarna visar i stora drag på ett betydlig bättre resultat än de som tidigare erhållits samt att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten (50 kPa) inte hade uppfyllts för det översta 1 - 2 meter men på större djup hade uppfyllts.

Sättningsmätning

Sättningspeglar (1 st per sektion) installerades i följande sektioner: km 0/820, km 0/840 och km 0/860.

Sättningspeglarna installerades och nollmättes 980604, dvs 60 dagar efter att cellstabiliseringen (masstabiliseringen) var färdig. Sättningspeglar installerades på den 0.5 m tjocka fyllning som påfördes som förbelastning direkt efter installation av pelare. Tidigare uppföljningar för masstabilisering har visat att sättningarna i den masstabiliserade delen går fort och att sättningarna kan utbildas inom några dagar. Bedömning av hur stora sättningar som uppkommit från installationstillfället och fram till mättillfället är därför svår att göra.

De sättningarna som mättes upp från 1998-06-04 till 1998-08-11 var mellan 0.013 – 0.021 m.

Projektdiskussion

Detta är det första cellstabiliseringsprojekt (masstabiliseringsprojekt) där tillåten avvikelser för bindemedelsmängden var $\pm 20 \text{ kg/m}^3$. Det är oklart varför man föreskrev den så stor.

Nästa oklarhet är varför man aldrig utförde inblandningsförsök på gyttjan och leran även om det från början av projektet var klart att de måste stabiliseras. Vidare är det okänt varför man bara testade ett bindemedel, Lohjamix V17.

Det går att förstå att man inte gjorde några sättningsberäkningar för det temporära byggspåret men inte att man inte gjorde några stabilitetsberäkningar.

De låga skjuvhållfastheterna (20 – 40 kPa) som uppmättes i de översta 1 – 2 m höjdes förmodligen avsevärt eftersom kontrollundersökningarna utfördes bara några dagar efter stabiliseringen.

Eftersom, endast ett mindre antal av de utförda sonderingarna nådde fast botten gick det inte att dra några slutsatser om hur stabiliseringsarbetet lyckades i gyttjan och leran.

4.2.8 Väg 45, Arvidsjaur

Objektbeskrivning

Objektet omfattar masstabilisering under båda vägslänterna på väg 45, Akkavare – Arvidsjaur, från km 0/600 – km 1/300. Vägen var i dåligt skick och hade sjunkit nästan till markytan och även horisontala rörelse pågick. Stabiliseringens syfte var att förbättra vägens bärlighet och stabilitet. I samband med förbättringsarbetena höjde man vägprofilen med ca 0.6 m och breddade med ca 0.5 m vägen på var sida.

Geoteknisk beskrivning

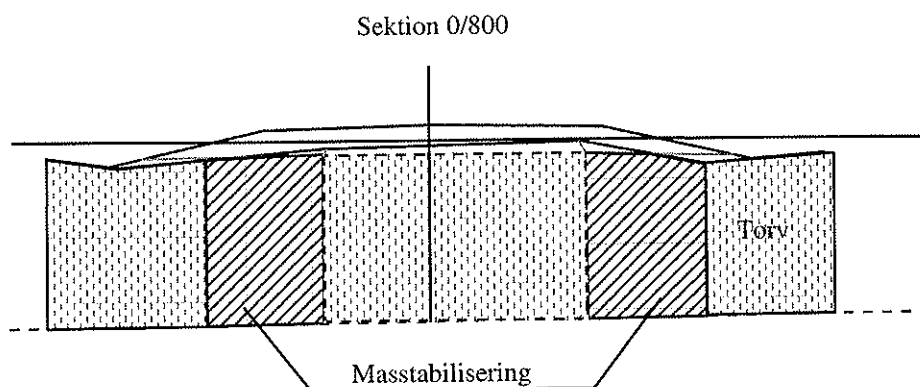
Den befintliga vägbanken ligger enligt undersökningarna direkt på torv. Fyllnadstjockleken är bedömd att vara ca 1.0 – 1.5 m. Torvens mäktighet under vägbanken är högst ca 4.5 m. Under torven finns det sand och morän. Torvens vattenkvot varierade mellan 660 och 990 %.

Det förekom vattenfårar bredvid och tvärs över området.

Stabiliseringens omfattning och typ av blandningsverktyg

Masstabiliseringen utfördes under båda vägslänterna, se Figur 27. Det stabiliserade sidblockets bredd var 3 m och stabiliseringen utfördes från underkant av vägslänterna till fast botten. Masstabiliseringens mäktighet var i genomsnitt ca 3.0 – 3.5 m.

Masstabilisering utfördes med ett propellerblandningsverktyg.



Figur 27 Vägens tvärsektion

Stabiliseringsarbetena utfördes under juli 1998. Den totala stabiliseringsvolymen var ungefär 11 000 m³.

Bindemedel

Bindemedlet för masstabiliseringen var Standard Portland cement. Bindemedelsmängden för masstabiliseringen var 200 kg/m³. Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var ± 5 kg/m³.

Dimensionering

Den dimensionerade skjuvhållfastheten för masstabiliserad konstruktion var 40 kPa.

Det utfördes inga sättningsberäkningar.

Stabilitetsberäkningarna utfördes med cirkulär cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningarna togs hänsyn till skjuvhållfastheten av den stabiliserade torven ($\tau_{fu} = 40$ kPa) och den ostabiliserade torven ($\tau_{fu} = 10$ kPa under vägen, $\tau_{fu} = 5$ kPa på sidan av vägen). Hänsyn togs inte till bankmaterialets friktion. Med dessa antaganden fick man säkerhetsfaktorn $F_c = 1.84$.

Geotekniska kontrollundersökningar

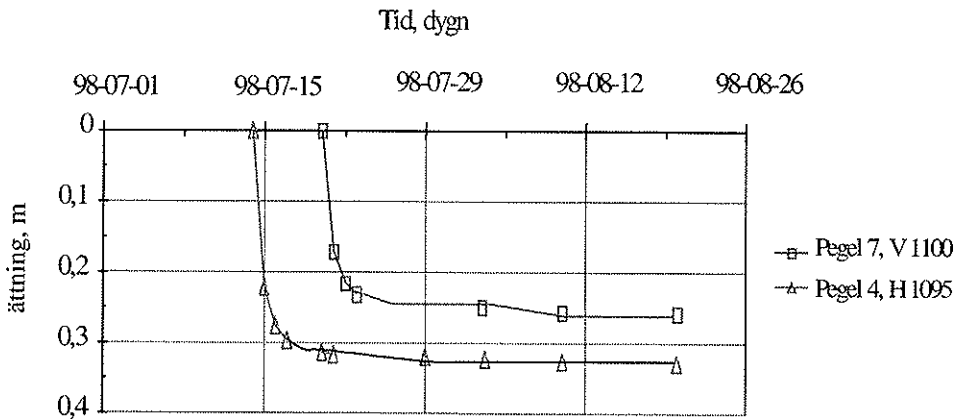
Kontrollundersökningarna utfördes med 15 st CPTU-sonderingar samt 5 st pelarvings-sonderingar (sk finsk vinge).

Enligt de utförda CPTU – sonderingarna och pelarvingssonderingarna, uppfyller hela sträckan 0/600 – 1/300 kravet på den dimensionerade skjuvhållfastheten. I hela masstabiliseringen har inte sonden kunnat tryckas ned p g a mycket hårda förhållanden.

Sättningsmätning

Sättningsarna uppmätts med sättningspeglar (2 st per sektion) i 5 sektioner: km 0/700, km 0/800, km 1/000, km 1/100 och km 1/200.

Sättningsmätningen påbörjades direkt efter det att masstabiliseringen färdigstälts. För att påskynda sättningsarna används en överlast. Sättningsutvecklingen skedde mycket snabbt, se Figur 28, och de uppmätta sättningsarna var mellan 0.23 - 0.32 m.



Figur 28 Uppmätta sättningar i Arvidsjaur, väg 45 (24)

Projektdiskussion

Kontrollundersökningarna visar att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten (40 kPa) uppfylldes.

De sist utförda sättningsmätningarna visar att sättningsarna har avstannat, men eftersom det inte gjordes några sättningsberäkningar, kan man inte dra någon slutsats om sättnings-

utvecklingen.

Detta var det första projektet där masstabilisering användes bara för förstärkning av vägslänterna utan att hela vägbanken förstärktes. Masstabiliseringens syfte i detta projekt var att stoppa horisontella och vertikala rörelser samt att förbättra vägens bärighet och med tanke på det kan man säga att projektet lyckades väl.

4.2.9 Andra masstabiliseringsprojekt

Några ytterligare masstabiliseringsprojekt i Sverige:

- Agnesbergsskredet
- Lidlund, 45 m³
- Jävre, 12 000 m³
- Malmö, 17 190 m³

Agnesbergsskredet

"Efter skredet i Göta älv vid Agnesberg förstärktes skredområdet med olika metoder. I en del av området (ute i vattnet) var botten så lös att stenfyllningen försvann och man använde här masstabilisering för att öka bärigheten hos botten. Därefter fylldes stenfyllning på för att öka stabiliteten i området. Effekten av inblandningen togs ej med i beräkningarna utan den räknades endast som bädd för stenfyllningen. Inblandningen gjordes med ca 100 – 150 kg kalk per m³ i leran ned till ca 3 m djup. Effekten av inblandningen blev momentan och resultaten över förväntan. Kostnaderna blev lägre än beräknat. Kontroll av utförandet gjordes med sondering. Resultaten blev dock påverkade av att leran innehöll stenfyllning.

Vid Agnesbergsskredet utfördes inblandning med en grävmaskin (muddermaskin) försedd med en specialtillverkad balk som monterades i skopfästet. Balken var försedd med ett rör som anslöts till en kalkslang. Den var även försedd med spröt för omrörning av leran. Kalkdepån stod på land och slangen flöt i vattnet till pråmen där grävmaskinen stod. Inblandningen av kalken utfördes med vertikala rörelser" (32)

Lidlund

En provsträcka över ett mindre område (5 x 8 m²) vid Jörn – Lidlund masstabiliserades till 3 m djup. Marklagren på sträckan består överst av ca 3 – 5 m torv som underlagras av organisk lerig silt följt av ett silt- och moränlager. Bindemedelmängd var 200 kg/m³ och bestod av 60 % hyttsten och 40 % portlandcement, en blandning benämnd Lulemix. Ett stort antal av fält och laboratorieundersökningar har utförts. På upptagna prover uppmättes en skjuvhållfasthet till ca 50 kPa.

Den totala stabiliseringsvolymen var ungefär 120 m³.

Jävre

Masstabilisering av en väg. Den totala stabiliseringsvolymen var ungefär 12 000 m³.

Malmö

Objektet omfattar masstabilisering av tillfartsvägen till Öresundsbron från km 17/745 – 17/840. Masstabiliseringens djup var 3.5 och bredd var mellan 40 – 60 m. Projektets syfte var stabilisering av en före detta kalk depå.

Den totala stabiliseringsvolymen var 17 190 m³.

4.3 Erfarenheter av utförda projekt

Nedan sammanfattas erfarenheterna av tidigare utförda projekt.

4.3.1 Metod för inblandning - homogenitet

Två olika blandningsverktyg har använts inom masstabiliseringen: propeller och det modifierade KC-blandningsverktyg (cellstabilisering). Kontrollundersökningarna i massstabiliseringen och cellstabiliseringen visar att stabiliseringen med propellerblandningsverktyg ger bättre resultat.

Oberoende att det modifierade KC-blandningsverktyget har utvecklats för stabilisering av torv och inte för stabilisering av gytta och lera, har det använts för båda. Detta var en av anledningarna till skredet i Holmsveden.

Det har satsats mycket mer på utveckling av propellerblandningsverktyget än på det modifierade KC-blandningsverktyget som inte har förändrats sedan det skapades. Båda blandningsverktygen fördelar bindemedlet ojämnt och skapar inhomogeniteter inom masstabiliserad mark.

4.3.2 Bindemedel

Ett antal olika bindemedel har använts för olika masstabiliserings projekt: Lohjamix V16, Lohjamix V16B, Lohjamix V17, Cement, LCmix osv.

Bindemedelsmängden var oftast 150 – 200 kg/m³.

Det har visat sig att de nämnda bindemedlen fungerar bra i torv och lera men inte i gytta med hög vattenkvot.

4.3.3 Dimensionering

Stabilitets- och speciellt sättningsberäkningar har ganska sällan gjorts för masstabiliserade konstruktioner.

Sättningen av masstabiliserad torv antas med hjälp av inblandningsförsöken (Under härdningstiden i laboratoriet belastas torven normalt med en last motsvarande 1 m fyllning, dvs 18 kPa. Under en sådan last komprimeras den stabiliserade torven).

Vid stabilitetsberäkningarna användes cirkulär cylindriska glidytor och ofta togs det inte hänsyn till bankmaterialets friktion.

4.3.4 Skjuvhållfastheter och vertikala rörelser uppmätta i utförda projekt

I de flesta utförda masstabiliseringsprojekt har kravet på den (30 dygns) dimensionerande skjuvhållfastheten uppfyllts. Hänsyn måste tas till att kontrollundersökningarna nästan alltid gjordes bara en gång och då oftast bara några dagar efter det att masstabiliseringen varit färdigställd. Detta betyder att undersökningarna utfördes i början av härdningsprocessen och att några högre skjuvhållfastheter inte hunnit att utvecklas.

Med hjälp av ovan nämnda iakttagelser kan följande slutsatser dras:

- att härdningsprocessen sker mycket snabbt
- att redan efter några dagar brukar kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten vara uppfyllt

De uppmätta vertikala rörelserna (sättningarna) var i genomsnitt små från 0.25 m till 0.50 m. Om hänsyn tas till att torven rörs om i två omgångar (den första omgången när den förbereds för stabilisering och den andra omgången när bindemedel blandas in) och att det då i den kommer mycket luft, allt detta gör att torven "sväller" och därefter rekonsoliderar. Svällningen gör att den ursprungliga (naturliga) markytan höjs för ca 0.20 – 0.50 m. Om svällhöjden dras från den totala sättningen av tidigare nämnda projekt, kommer den totala sättningen att bli mycket liten för att inte säga obetydlig.

4.3.5 Erhållna erfarenheter

I projekteringsskedet måste geologiska, geotekniska och geohydrologiska förhållanden undersökas noga. Det är av mycket stor betydelse att vattenkvot, organisk halt, pH-värde samt hållfasthets- och deformationsegenskaper bestäms i ostabiliserad jord samt att noggranna grundvattenmätningar utförs och att hänsyn tas till årstidsvariationerna.

Tolkade profiler och sektioner för den aktuella sträckan bör göras.

De jordlager som kommer att bli svåra att stabilisera skall identifieras genom fält och laboratorieundersökningar.

Den stabiliserade jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper (särskilt krypegenskaper) skall bestämmas och deformationer i stabiliserad jord under härdning/konsolidering skall redovisas.

Mycket noggranna sättnings- och stabilitetsberäkningar skall göras. De skall vara tillräckligt många och deras antal avgörs av projektets storlek. Sättningsberäkningarna skall ge en prognos på förväntade sättningar, deras tidsförlopp, liggtider och eventuell överlast.

Lämplig bindemedelstyp och bindemedelsmängd skall först bestämmas i laboratorium innan det testas i fält.

Utsättningsritning skall redovisas.

Blandningsverktygen behöver utvecklas vidare eftersom de existerande fortfarande är ineffektiva (hackar torven dåligt).

Inblandningen av bindemedlet bör förbättras eftersom den skapar inhomogenitet inom den masstabiliserade jorden. Förbättringen kan göras på följande sätt:

- omrörningsarbetet ska robotiseras och inte styras av en förare eftersom det då finns stor risk att rörelse upprepas flera gånger på samma plats
- inblandningsmönster (rörelsemönster) ska digitaliseras dvs ett dataprogram ska utvecklas som kommer att ha olika förprogrammerade inblandningsmönster som är anpassade för olika masstabiliseringsdjup, längd och bredd
- noggrannhet av inblandningsrörelse och blandningsverktygets exakta position bör kontrolleras med hjälp av GPS
- föraren ska kontrollera, med hjälp av en dataskärm, att allt följer planerna

Eftersom existerande bindemedel fungerar dåligt i gytta bör nya och effektivare bindemedlen utvecklas för denna jordtyp.

Det har visat sig att härdningen sker mycket snabbt och att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten oftast uppfylls på mycket kortare tid än 30 dagar samt att sättningarna för varje belastningssteg utvecklas på mycket kortare tid än 20 dagar. Allt detta gör det möjligt att en kortare tid mellan belastningsteg användes t. ex 10 – 15 dagar. Men innan beslut om förkortning av belastningstiden tas, måste kontrollundersökningarna visa att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten har uppfyllts och sättningsmätarna måste visa att sättningarna har börjat att avstanna.

5. BESKRIVNING AV FÖRSÖKSLOKALEN

5.1 Lokalens belägenhet

Försökslokalen är belägen bredvid väg 673, delen Ångersjöns trafikplats - Östra Myra, en anslutningsväg till E4 vid Enånger utmed sträckan Söderhamn - Enånger.

5.2 Lokalens geometri

En yta 10 x 30 m² undersöktes noggrant med ett stort antal geotekniska undersökningar, se Figur 29.

5.3 Geoteknisk beskrivning

De geotekniska fältundersökningarna utgjordes av:

- 38 st trycksonderingar
- 3 st CPTU-sonderingar
- 3 st vingsonderingar
- 10 st torvprovtagningar med torvprovtagare ϕ 100 mm typ SGI
- 3 st kolvprovtagningar
- 13 st observationer av fritt grundvatten i provtagningshål

De geotekniska fältundersökningarna utfördes i oktober 1997 av Scandiaconsult Bygg och Mark, Sundsvall.

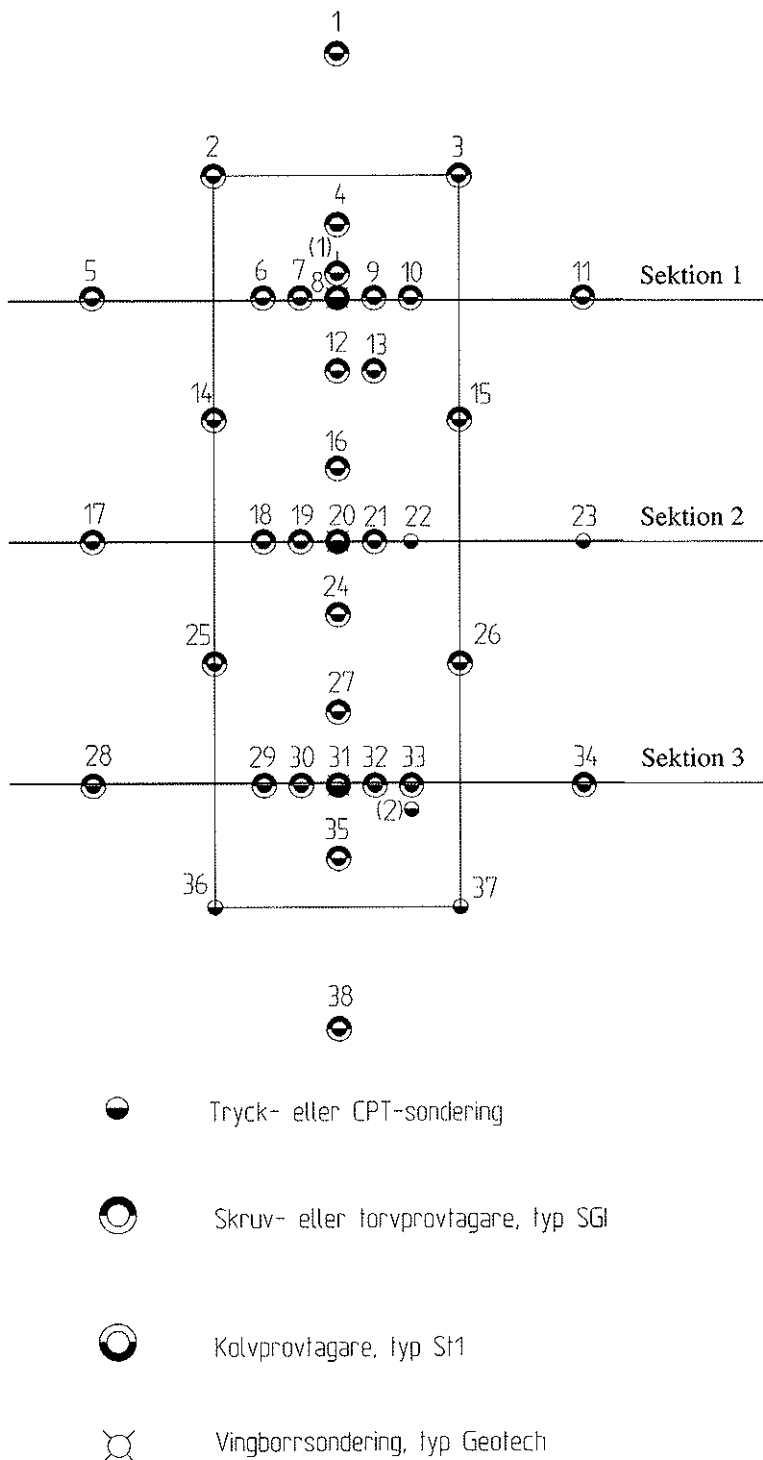
De geotekniska laboratorieundersökningarna utgjordes av:

- 4 st rutinundersökningar (sedimentprover)
- 4 st CRS-försök (sedimentprover)
- 3 st sikt- och slammingsanalys (sedimentprover)
- 6 st kompressionsförsök (torvprover)
- 2 st odränerat direkt skjuvförsök (ringskjuvförsök) (torvprover)
- 6 st rutinundersökningar (torvprover)

Upptagna sedimentprover har analyserats av VBB Viak, Stockholm i oktober 1997.

Upptagna torvprover har analyserats av SGI, Linköping i oktober 1997.

Jordlagerföljden utgörs av torv på gytjtja på sand med snäckskal på lera ovan på blockig morän, se Figur 30. Torvens mäktighet är ca 3 till 4 m och är lågförmultnad till mellanförmultnad. Vattenkvoten hos torven varierar mellan 1094 och 1206 %. I Tabell 18 redovisas rutinundersökningar på torvprover. Genom vingsondering har den lågförmultnade och den mellanförmultnade torvens skjuvhållfasthet registrerats till som lägst ca 8 kPa respektive ca 10 kPa. Genom odränerat direkt skjuvförsök (ringskjuvförsök med en konsolideringsspänning på 40 kPa) har den lågförmultnade och den mellanförmultnade torvens skjuvhållfasthet bestämts till som högst ca 22 kPa respektive ca 21 kPa. Den



Figur 29 Plan, geotekniska undersökningar. Sektion 1, 2 och 3 är redovisade i Figur 30.

låg- och mellanförmultnade torvens kompression under 80 kPa belastning har registrerats till ca 64 % respektive 61 % genom kompressionsförsök.

Tabell 18 Rutinundersökningar på torvprover

Material			vattenkvot w [%]	densitet ρ [kg/m ³]	Glödningsförlust [%]	pH
Djup [m]	Punkt	Jordart				
0.3 - 2.2	8 + 9 + 13	Tl	1094	1000	98.5	3.7
0.3 - 2.4	19 + 20 + 21	Tl	1124	1000	97.8	3.5
0.2 - 2.0	31 + 32	Tl	1191	1000	98.0	3.5
2.2 - 3.5	8 + 9 + 13	Tm	1030	1010	95.8	4.8
2.4 - 3.6	19 + 20	Tm	1063	1010	96.0	4.5
2.0 - 3.2	31 + 32	Tm	1206	1010	97.8	4.1

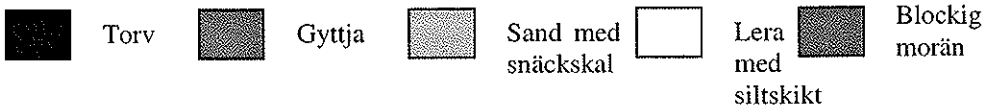
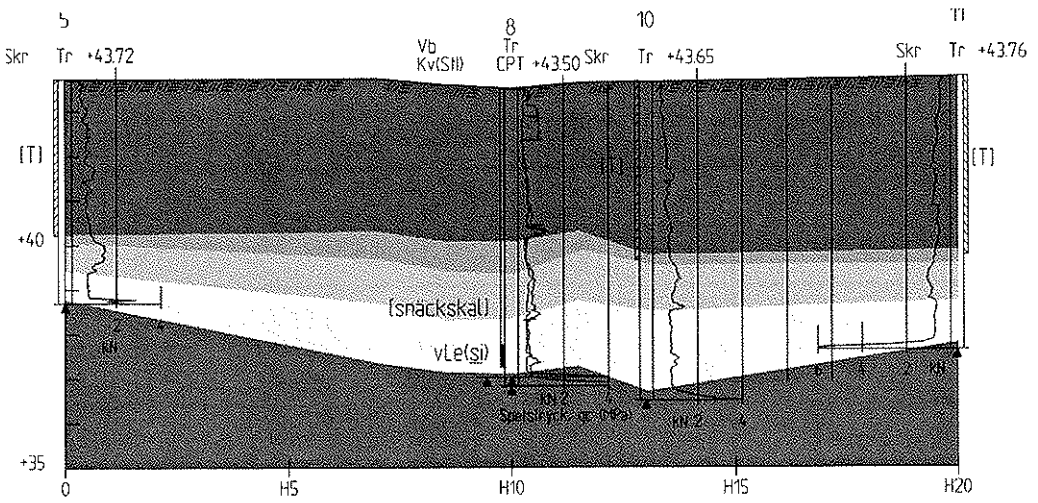
Gyttjans mäktighet är ca 0.5 m. Vattenkvoten varierar mellan 162 och 190 %. Den är mycket lös och har en reducerad skjuvhållfasthet mellan 6 och 7 kPa (konförsök) och mellan 4 och 7 kPa (vingsondering). Sensitiviteten hos den varierar mellan 6 och 10 dvs den är låg till mellansensitiv. Den är överkonsoliderad och har en överkonsolideringskvot (OCR) på 2.1 och dess kompressionsmodul ligger på $M = 275$ kPa.

Tabell 19 Rutinundersökningar på gyttja och lera

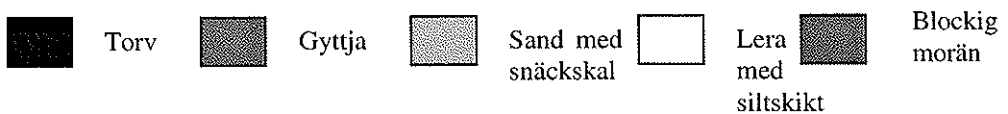
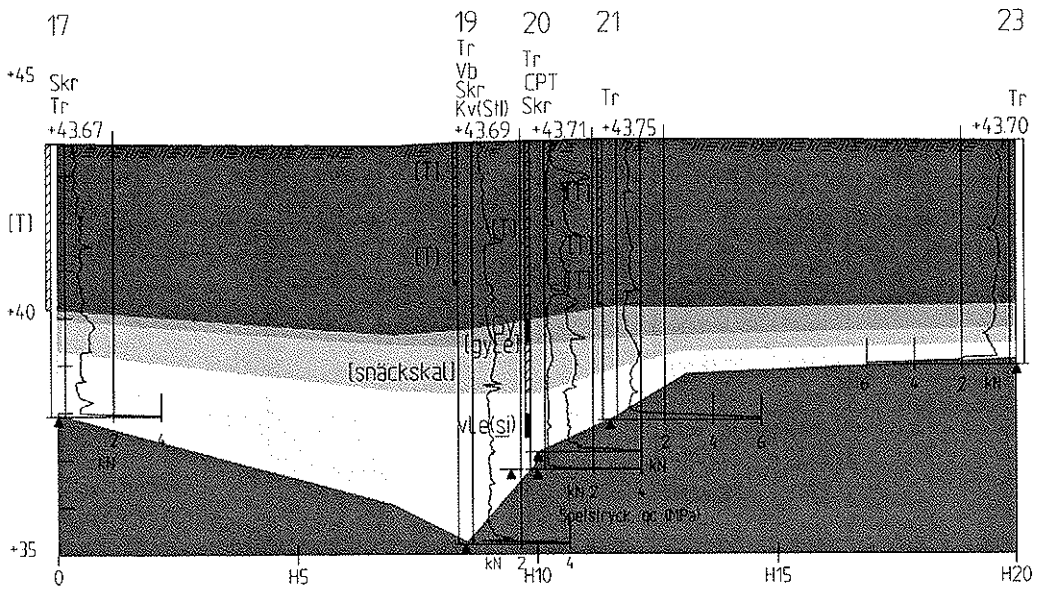
Borrhål	Djup (m)	Jordart	Densitet ρ (kg/m ³)	Vattenkvot w (%)	Konflytgräns w_L (%)	Sensitivitet S_t	Skjuvhållfas. τ_{fl} (kPa)*
20	4.0	Brungrön gyttja	1240	162	158	6	7.8
31	4.0	Brungrön gyttja	1210	190	182	10	12
8	6.0	Grå varvig lera med tunna silt-skikt. Skikten lutar 15°.	1710	54	51	13	13
20	6.0	Grå varvig lera med tunna silt-skikt. Skikten lutar 15°.	1730	52	48	13	11

* Okorrigerat värde.

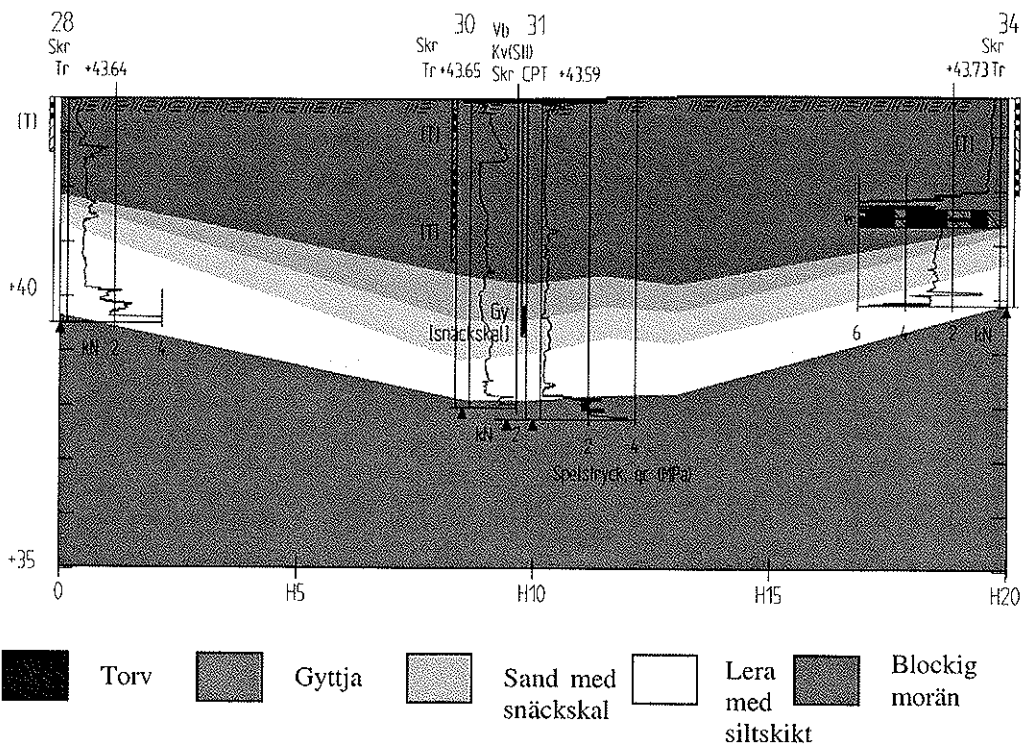
Sand med snäckskall har mäktighet ca 1.0 m.



a) Geoteknisk sektion 1 av försöksområdet



b) Geoteknisk sektion 2 av försöksområdet



c) Geoteknisk sektion 3 av försöksområdet

Figur 30 Tre geotekniska sektioner av försöksområdet

Lerans mäktighet är ca 1.0 - 2.0 m. Vattenkvoten hos leran varierar mellan 52 och 54 %. Den är mycket lös och har en reducerad skjuvhållfasthet mellan 10 och 12 kPa (konförsök) och mellan 6 och 12 kPa (vingsondering). Sensitiviteten hos den varierar mellan 11 och 13 dvs den är mellansensitiv. Den är överkonsoliderad och har en överkonsolideringskvot (OCR) på 4.9 och dess kompressionsmodul (M) ligger mellan 447 och 518 kPa. Leran är varvig och innehåller tunna siltskikt som lutar 15°. De lutande siltskikten visar att någon typ av brott hade hänt i leran.

Vattennivån i torvmossen ligger 0 – 0.5 m under markytan.

6. UTFÖRANDE AV MASSTABILISERINGEN

6.1. Inledning

Med hjälp av de ovan nämnda geotekniska undersökningar hittades en lämplig yta för installation av ett masstabiliserat provområde. Det ansågs ur flera synpunkter gynnsamt att lokalisera en försöksyta till just denna plats. Förutom att torvens mäktighet är tillräcklig stor, ca 3 - 4 m, innebar denna placering att framkomlighet till försöksytan är lätt, då väg 673 ligger bara 50 m från den.

Genom laboratorieundersökningar på prover som blandades med olika bindemedel och bindemedelsmängder samt sonderingar som utfördes på två provytor bestämdes ett lämpligt bindemedel (80 % Merit 5000 + 20 % cement) med en lämplig bindemedelsmängd (200 kg/m³).

Sättnings- och stabilitetsberäkningar gjordes för en 4 m hög bank. Sättningsberäkningar gjordes i två steg:

- i steg 1, beräknades sättning av stabiliserade torv under härdning/konsolidering
- i steg 2, beräknades sättning av stabiliserade torv efter härdning/konsolidering samt sättning av ostabiliserad jord under masstabilisering.

Sättningsberäkningarna i steg 1 gjordes överslagsmäsigt och de i steg 2 gjordes med program EMBANKCO, utvecklat vid SGI. Stabilitetsberäkningarna gjordes med program SLOPE/W från SLOPE/W, Kanada.

Masstabiliseringen i försöksskedet (provytor) och i byggskedet utfördes med ett propellerblandningsverktyg.

I försöksplaneringsskedet bestämdes också att för första gången i masstabiliserings sammanhang utöver geotextilen också använda geonät.

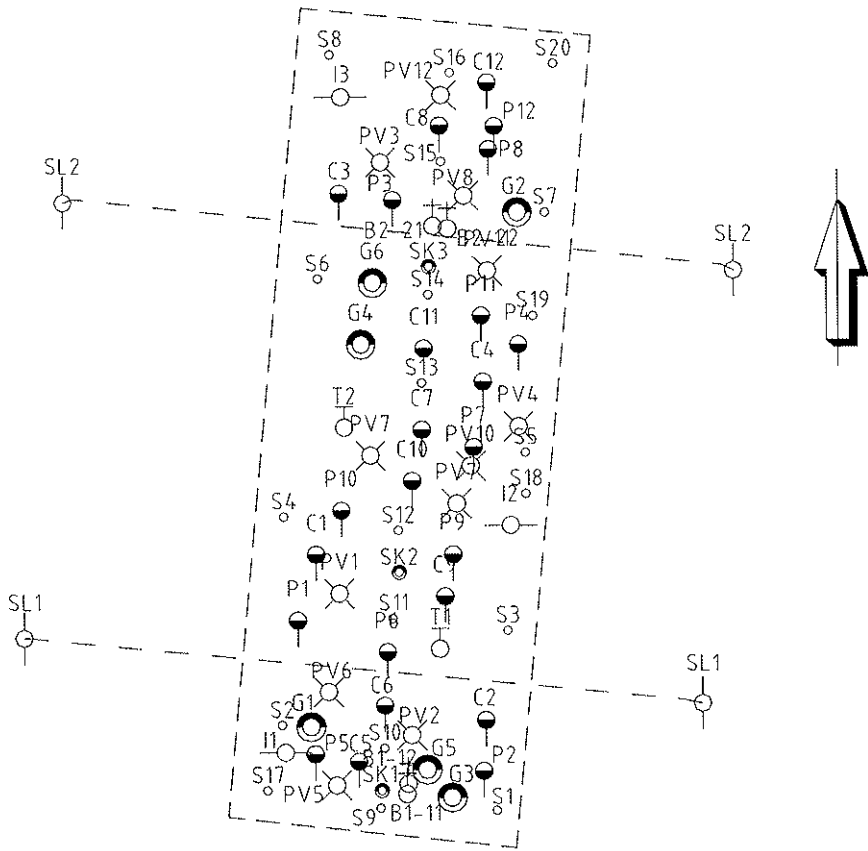
I byggskedet masstabiliserades en 10 x 28 m² yta i stället för planerade 10 x 30 m² yta p g a att det saknades ca 6 000 kg bindemedel. Över ytan fördelades 74 st foderrör, se Figur 31. Foderrören användes för att kunna installera ett stort antal mätinstrument och utföra olika sonderingar och provtagningar.

Provbanken lades ut skiktvis med en skiktjocklek av 0.5 m. Utläggningen gjordes med en grävmaskin. Packning av respektive skikt utfördes med en 250 kg vibroplatta. För att kunna få en stabil bank trots de branta släntlutningarna i bankens breddled utfördes banken med jordarmerade ändar.

6.2 Laboratorieundersökningar

För att finna det mest lämpliga bindemedlet och den mest lämpliga bindemedelsmängden gjordes 96 st inblandningsförsök med olika bindemedel och olika bindemedelsmängder. Två inblandningsförsök gjordes per ett bindemedel, en bindemedelsmängd och en

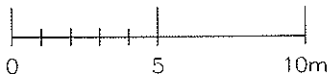
belastningstid (härdningstid). T ex bindemedel (cement), bindemedelsmängd (150 kg/m^3) och belastningstid (30 dygn) var 2 inblandningsförsök.



PLAN 1:200

FÖRKLARINGAR

- | | | | |
|----|----------------|-----|----------------------|
| P | PELARSONDERING | G | TEMPERATURGIVARE |
| PV | PELARVINGBORR | SK | SKRUVSÄTTNINGSMÄTARE |
| G | S-GEOBORR | SL | SLANGSÄTTNINGSMÄTARE |
| C | CPT | B | PÖRTRYCKMÄTARE BAT |
| | | —○— | INKLINOMETER |
| | | ○ | SÄTTNINGSPEGEL |



Figur 31 Placering av undersökningspunkter och mätinstrument. Läge i plan.

Resultatet från inblandningsförsök på lågförmultnad och mellanförmultnad torv är redovisade i Tabell 20 och Tabell 21.

Tabell 20 Resultat från inblandningsförsök, Torv lågförmultnad

Bindemedel	Skjuvhållfasthet [kPa]					
	150 kg/m ³		200 kg/m ³		250 kg/m ³	
	30 dygn	90 dygn	30 dygn	90 dygn	30 dygn	90 dygn
Cement	146	140	176	210	228	256
CaO+Ce 1:1	56	51	76	82	117	114
Lohjamix V16B	1) 30 / 47	52	82	128	127	190
Merit 5000 + Ce 8:2	14	22	231	323	373	518

1) stor variation mellan två prov

Tabell 21 Resultat från inblandningsförsök, Torv mellanförmultnad

Bindemedel	Skjuvhållfasthet [kPa]					
	150 kg/m ³		200 kg/m ³		250 kg/m ³	
	30 dygn	90 dygn	30 dygn	90 dygn	30 dygn	90 dygn
Cement	94	114	137	139	168	202
CaO+Ce 1:1	43	48	54	60	80	102
Lohjamix V16B	37	36	44	67	73	124
Merit 5000 + Ce 8:2	29	60	198	288	319	501

Inblandningsförsöken som gjordes på VIATEKs laboratorium i Finland påbörjades i november 1997 och slutades i februari 1998. Dessa försök har utförts enligt följande:

1. Torven undersöks noggrant och dess vattenkvot, pH-värde, skrymdensitet och organisk halt bestäms
2. Torven homogeniseras i ungefär 5 minuter i en degblandare.
3. I en skål med bestämd vikt läggs den homogeniserade torven in.
4. Skålen med den homogeniserade torven vägs.

5. Till den homogeniserade torven tillsätts i förväg ett bestämt bindemedel med en bestämd bindemedelsmängd och hela massan blandas under ungefär 5 minuter i degblandaren. Om bindemedelsmängden är 200 kg/m^3 och 1 kg torv används i försöket då behövs 200 g stabiliseringsmedel.

$$\frac{m_{\text{torv}}}{\rho_{\text{torv}}} = \frac{1.0 \text{ kg}}{1000 \text{ kg/m}^3} = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \times 200 \text{ kg/m}^3 = 0.200 \text{ kg}$$

där m_{torv} = torvens vikt
 ρ = torvens densitet

6. Blandningen (torv och bindemedel) packas i hylsor (minst två hylsor per blandning och lagringstid dvs minst två prover per blandning och lagringstid) med diameter 68 mm. Provhöjden i hylsan är ca 195 mm.
7. Hylsorna (proverna) lagras i rumstemperatur ca 20° C under 18 kPa belastning. Hylsorna är försedda med filterstenar vid båda ändytorna och har tillgång till vatten både uppifrån och nedifrån.
8. Deformationen som inträffar under belastningen (härdning/konsolidering) avläses.
9. Efter 30 dygn (skjuvhållfastheten bestäms också efter 90 dygn men då på två andra parallella prover) bestäms skjuvhållfastheten för inblandningen med enaxligt tryckförsök som hade deformationshastighet 2 mm/min.

Deformationen som inträffar vid 18 kPa belastning (härdning/konsolidering) av 80 % Merit 5000 + 20 % cement (200 kg/m^3) är redovisade i Tabell 22 och Tabell 23.

Vald blandning med bindemedelsmängd 200 kg/m^3 gav den högsta skjuvhållfastheten, efter 30 och 90 dygn motsvarande, 231 respektive 323 kPa för lågförmultnad torv och 198 respektive 288 kPa för mellanförmultnad torv.

Merit 5000 är granulerad masugnsslagg som malts till en specifik yta av $5\,000 \text{ cm}^2/\text{g}$. Enbart med vatten hårdnar Merit 5000 mycket långsamt. Detta tros bero på att slaggen reagerar mycket snabbt med vatten och bildar en kiselsyrlig gel som förhindrar vidare reaktioner. Tillförs däremot kalk kommer reaktioner igång liknande portlandcementets hårdnande, men förlöper långsammare. Även med kalk bildas kiselsyragel men med grövre struktur som möjliggör vidare reaktioner. Förutom kalk kan gips, portlandcement, natriumhydroxid, soda, kaliumhydroxid samt flera alkalialter och kombinationer av salter aktivera slagget. Typ av aktivator inverkar i huvudsak på hårdnandets initialskede. Önskas hög korttidshållfasthet bör alkaliaktivatorer användas. I blandningen 80 % Merit 5000 + 20 % cement användes cement som aktivator (5).

Merit 5000 är ett material nära släkt med portlandcement. Tabell 24 redovisar de viktigaste ingående ämnena och deras normala andel i jämförelse med portlandcement.

Tabell 22 Deformation under 18 kPa belastning (härdning/konsolidering) för lågförmultnad torv

1 dygns deformation [mm]	3 dygns deformation [mm]	10 dygns deformation [mm]	30 dygns deformation [mm]	90 dygns deformation [mm]	Deformation [%]
36	0	0	0.5		18.7
39	1	0	0		20.5
38	1	0	0	0	20.0
38	0	0	0.5	0	19.7

Tabell 23 Deformation under 18 kPa belastning (härdning/konsolidering) för mellanförmultnad torv

1 dygns deformation [mm]	3 dygns deformation [mm]	10 dygns deformation [mm]	30 dygns deformation [mm]	90 dygns deformation [mm]	Deformation [%]
38	0	1	0		20.0
39	0	0	0		20.0
41	0	1	0	0	21.5
41	0	0	1	0	21.5

Deformationen (%) i Tabell 22 och 23 räknades på följande sätt:

$$\frac{90 \text{ dygns deformation}}{\text{hylsans höjd}} = \frac{38.5 \text{ mm}}{195 \text{ mm}} = 19.7 \%$$

6.3 Förprovning

För att få bekräftat att bindemedlen fungerar bra i fält samt för att få kännedom om hur stor inverkan själva cementet har på hållfastheten, installerades två provytor i närheten av det planerade försöksområdet. En provyta stabiliserades med 50% Merit 5000 + 50% cement och andra provyta stabiliserades med 80 % Merit 5000 + 20 % cement. Ett propellerblandningsverktyg används för stabiliseringsarbetet.

Tabell 24 Merit 5 000 viktigaste ingående ämnena i jämförelse med portlandcement (25)

Ämne	Andel i Merit 5 000 (%)	Andel i portlandcement (%)
CaO	36	64
SiO ₂	36	20
Al ₂ O ₃	10	4
MgO	13	3
S	1	< 1.6
Fe _{tot}	0.2	1.5
Cr ⁶⁺	< 5 x 10 ⁻⁵	< 2 x 10 ⁻⁵

Provyornas hållfasthetsegenskaper bestämdes 14 dygn efter det att stabiliseringen färdigställdes. Provingen omfattade: 4 st pelarsonderingar och 4 st pelarvingssonderingar. De utförda sonderingarna visade att:

Provyta 1 (80 % Merit 5000 + 20 % cement) hade en skjuvhållfasthet i genomsnitt på 50 kPa från markytan till 0.5 m djup. Från 0.5 till 2.5 m djup var skjuvhållfastheten mellan 150 och 250 kPa och från 2.5 till 3 m djup var skjuvhållfastheten ca 50 kPa.

Provyta 2 (50 % Merit 5000 + 50 % cement) hade en skjuvhållfasthet i genomsnitt på 40 till 50 kPa från markytan till 0.5 m djup. Från 0.5 och 1.5 djup var skjuvhållfastheten mellan 50 till 100 kPa. Från 1.5 till 2.3 m var skjuvhållfastheten mellan 100 och 140 kPa och från 2.3 till 3 m djup var skjuvhållfastheten mellan 20 och 90 kPa.

Resultatet av kontrollundersökningarna visade att en högre hållfasthet erhålls med 80 % Merit 5000 + 20 % cement än med 50 % Merit 5000 + 50 % cement.

6.4 Dimensionering

6.4.1 Stabilitetsberäkningar

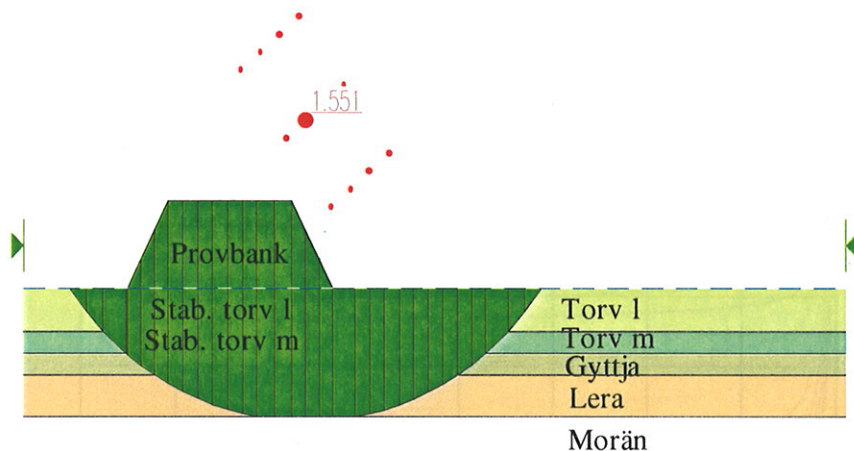
Vid stabilitetsberäkningarna har datorprogrammet SLOPE/W använts. Beräkningarna har utförts med odränerad analys.

Den dimensionerande skjuvhållfastheten för masstabiliserad torv var satt till 200 kPa (skjuvhållfasthetens mellanvärde av den låg- och mellanförmultnade torven multiplicerade med en korrektionsfaktor 0.7). Korrektionsfaktorn (24) brukar erfarenhetsmässigt ligga mellan 0.7 – 1.0. Hur hög korrektionsfaktor som skall användas avgörs från fall till fall.

Stabilitetsberäkningarna utfördes med cirkulär-cylindriska glidytor. I stabilitetsberäkningarna togs hänsyn till bankmaterialets (sprängstensmassornas) friktion ($\phi = 42^\circ$), skjuvhållfastheten av den stabiliserade torven, 90 dygn efter stabiliseringen ($\tau_{fu} = 200$ kPa), skjuvhållfastheten av den ostabiliserade lågförmultnade torven ($\tau_{fu} = 12$ kPa), mellanförmultnade torven ($\tau_{fu} = 10$ kPa), gyttjan ($\tau_{fu} = 5$ kPa) samt leran ($\tau_{fu} = 11$ kPa). Bankens höjd var 4.0 m. Hänsyn togs inte till hållfasthet av sand med snäckskal. Med dessa antaganden fick man följande säkerhetsfaktorer:

- $F_c = 1.55$ (Bishop)
- $F_c = 1.71$ (Janbu).

I Figur 32 är redovisad den lägsta säkerhetsfaktorn.



Figur 32 Farligaste glidyta för 4 meters hög bank

6.4.2 Sättningsberäkningar

Sättningsberäkningarna gjordes i två etapper:

I etapp 1 beräknades sättningen hos 3 meter masstabiliserad torv med hjälp av data som erhöles från laborieförsöken. Under härdningstiden i laboriet belastades torven med en last motsvarande 1 m fyllning, dvs 18 kPa. Under en sådan last komprimerades (30 dygn) den stabiliserade torven ca 20 %, se Tabell 22 och 23. 20 % komprimering av 3 meter masstabiliserad torv motsvarar 0.6 m sättning.

I etapp 2 räknades sättningen av 3 meter masstabiliserad torv, 1 meter ostabiliserad gyttja samt 2 meter ostabiliserad lera med hjälp av data som erhöles från CRS - försöken. I sättningsberäkningarna togs inte hänsyn till sättningssegenskaper hos sand med snäckskal. Sättningssegenskaper av den stabiliserade torven bestämdes efter 30 dygns härdning/konsolidering under 18 kPa belastning.

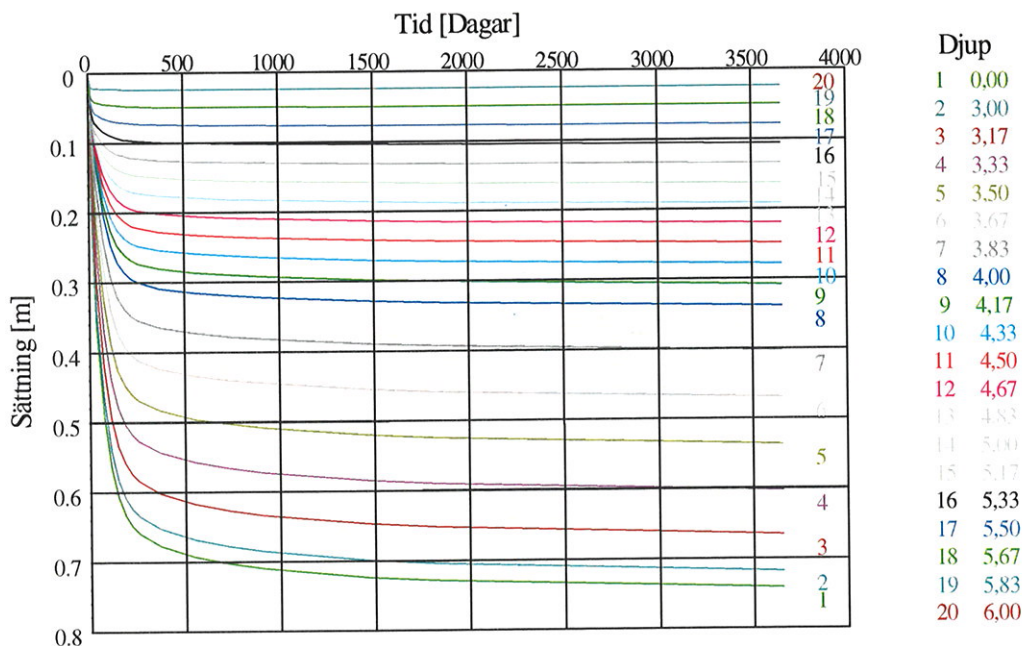
Följande kompressionsmoduler används i beräkningarna:

- för den stabiliserade torven $M = 18.8 \text{ MPa}$
- för den ostabiliserade gyttjan $M = 0.85 \text{ MPa}$
- för den ostabiliserade leran $M = 0.97 \text{ MPa}$

Med ovan nämnda kompressionsmoduler erhålls en sättning på 0.74 m, se Figur 33. Denna sättning är beräknad utan beaktande av kompressibilitetens tidsberoende, dvs utan beaktande av krypdeformationer.

Den totala sättningen beräknades till 1.34 m (0.6 m etapp 1 + 0.74 m etapp 2).

Vid sättningsberäkningarna har överslagsmetod använts för etapp 1 och datorprogrammet EMBANKCO för etapp 2.



Figur 33 Beräknade sättningar för 4 meters hög bank

6.5 Masstabilisering i provytan

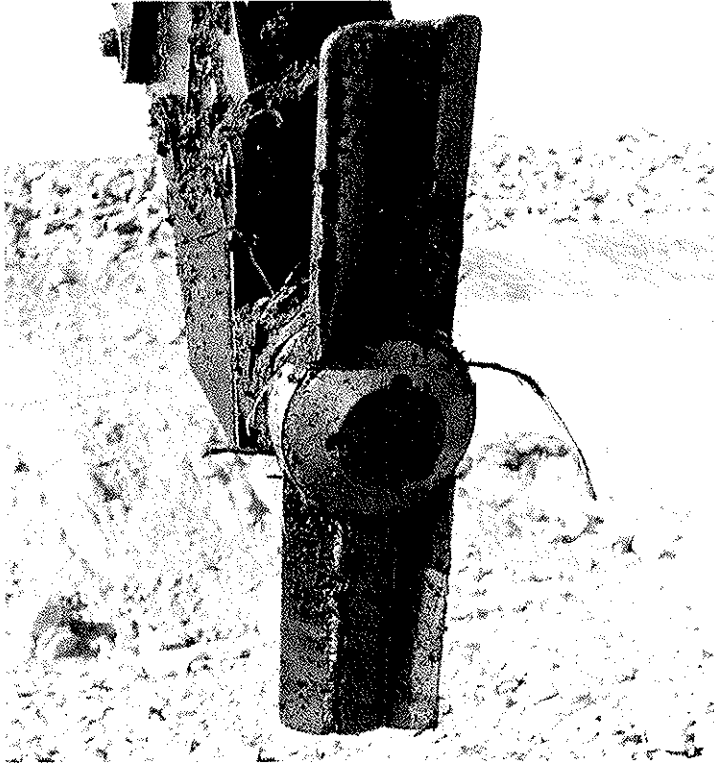
Masstabiliseringen utfördes av Stabilator (blandningsmaskin) och LC-Markteknik (bindemedelsbehållare) med ett propellerblandningsverktyg, se Figur 34 och 35.

Bindemedlet för masstabiliseringen var 80 % Merit 5000 + 20 % cement. Bindemedelsmängden för masstabiliseringen var 200 kg/m^3 . Tillåten avvikelse för bindemedelsmängden var $\pm 5 \text{ kg/m}^3$.

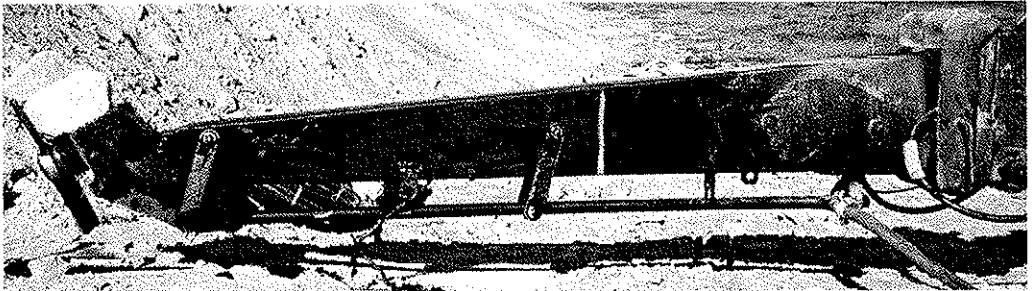
Masstabilisering av provytan påbörjades den 12 augusti 1998 och avslutades den 19 augusti 1998. Den totala stabiliserade volymen var 840 m^3 . Erfarenheterna från andra projekt visar att så stor stabiliseringsvolym kan färdigställas inom 2 - 3 arbetsdagar ($300 - 500 \text{ m}^3$ brukar stabiliseras per dag). I detta projekt tog stabiliseringsarbeten 6 arbetsdagar p g a stora problem med blandningsverktyget.

Innan stabiliseringen påbörjades gjordes följande:

- träd, buskar, stubbar och dylikt som stör stabiliseringen röjdes bort
- två tillfartsvägar byggdes i längsled på båda sidor om provytan
- provytan delades i 30 delytor. Varje delyta hade en yta på $2 \times 5 \text{ m}^2$.



Figur 34 Propellerblandningsverktyg



Figur 35 Modifierad grävmaskinarm

Stabiliseringen utfördes med vertikala och horisontella rörelser till 3 m djup och den bestod av två faser:

- i fas 1 rördes en delyta om (se Figur 36)
- i fas 2 blandades bindemedel in i den samma delyta (se Figur 37).

När blandningsverktyget fungerade väl brukade stabiliseringen av en delyta ta ca 30 min.



Figur 36 En delyta rörs om

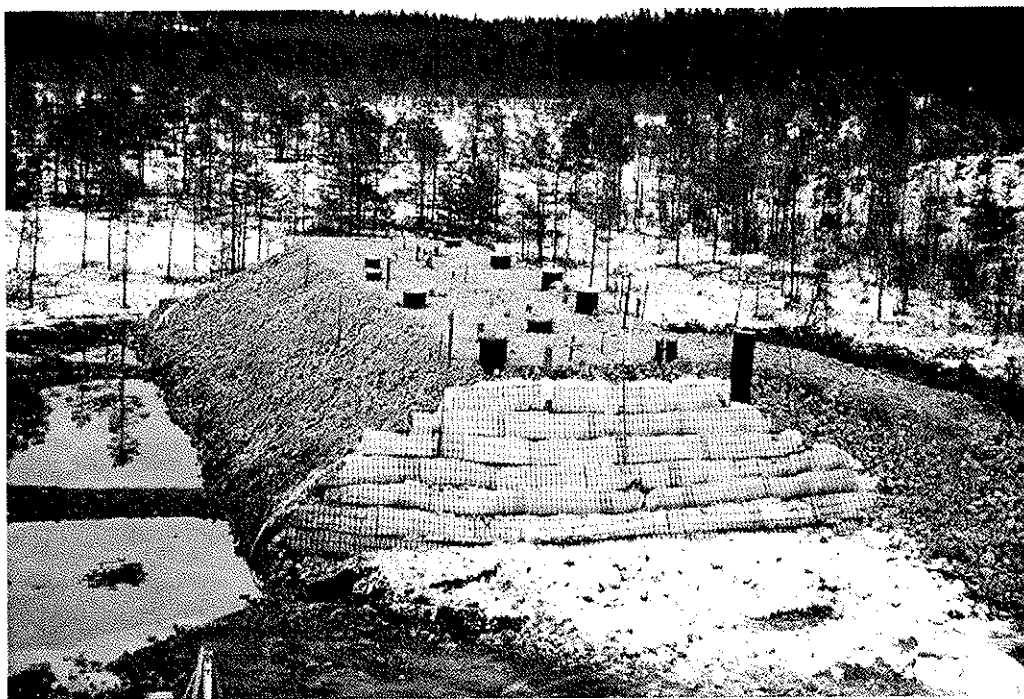


Figur 37 Bindemedel blandas in i delytan

6.6 Förbelastning

Provbanken utfördes etappvis. Direkt efter det att masstabiliseringen av delytan var färdigställd lades geotextil och geonät ut och området förbelastades med en 1 m hög bank av sprängstensmassor. 30 dygn senare påfördes ytterligare 1.5 m och 20 dygn därefter påfördes ånyo 1.5 m. Fyllningsetappens ligg tid kontrollerades med sättningspeglar, slangsätningsmätare, inklinometrar och portrycksmätare (se Kapitel 7). Med pelarsonderingar, pelarvingsonderingar och CPTU kontrollerades om kravet på 30 dygns dimensionerande skjuvhållfasthet var uppfyllt (se Kapitel 8).

Det masstabiliserade och med sprängstensmassor förbelastade området brukar normalt användas som arbetsbädd för blandningsmaskinen. I detta projekt fanns inte en sådan möjlighet eftersom direkt efter masstabilisering och utläggning av geotextil och geonät flera föderör (skyddsror) fördelades över delytan. Totalt fördelades 74 st föderör (skyddsror) över det masstabiliserade området (10 x 28 m²). Foderören användes för att kunna installera ett stort antal mätinstrument och utföra olika sonderingar och provtagningar. Eftersom det förbelastade masstabiliserade området inte kunde användas som arbetsbädd byggdes ovan nämnda tillfartsvägarna.



Figur 38 Provbanken

Banken gavs en basyta med 14 m bredd och 28 m längd. Den utfördes med ca 40° släntlutningar (i längdled) med en slutlig krönbredd av 4 m. För att, trots de ca 70° branta slänter, kunna få en stabil bank, utfördes banken med vertikala jordarmerade ändar, se Figur 38. Armeringen bestod av armeringsnät och geotextil och den armerade zonen sträckte sig 2.0 m in i banken från vardera ytan.

7. RÖRELSE, PORTRYCK OCH TEMPERATUR

7.1 Inledning

Efter det att det masstabiliserade området hade förbelastats med en 1 m hög bank av sprängstensmassor, påbörjades installation av olika mätinstrument. Dessa består av sättningspeglar, slangättningsmätare, skruvsättningsmätare, portrycksmätare, inklinometrar och temperaturmätare, se Figur 39. Instrumenteringen utfördes av Tyréns Infrakonsult, Sundsvall i samarbete med Geometrik, Stockholm under vecka 33 och 34 1998. Alla mätinstrument, utom BAT-portrycksmätare är utvecklade av Geometrik, Stockholm.

Så snart arbetsförhållandena tillät utfördes den första avläsningen av de installerade mätinstrumenten. Avläsningen har pågått på följande sätt: dagligen under den första veckan, därefter en gång per vecka under den första månaden, därefter en gång per månad och därefter en gång varje tredje månad. Mätningen (som utförts av Tyréns Infrakonsult, Sundsvall) kommer att pågå till september 2001.

7.2 Sättningspeglar

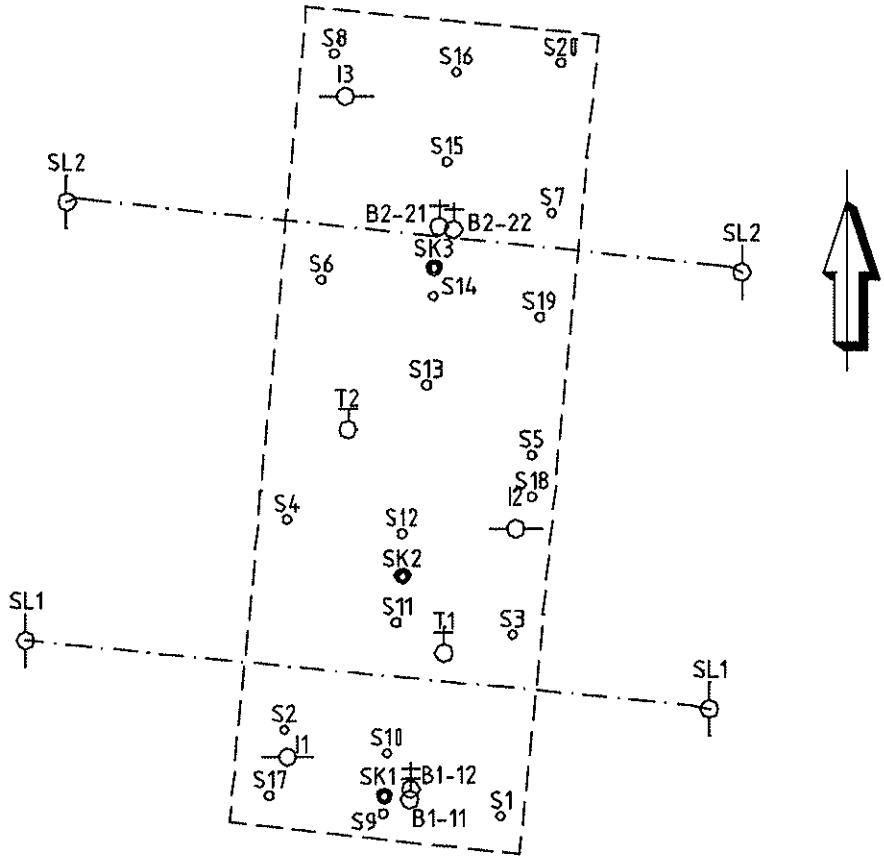
Sättningspegeln består av en tunn kvadratisk stålplatta (300 x 300 x 3 mm) med ett påsvetsat mätrör. Mätröret är 1.1 m långt. Sättningspeglarna (20 st, se Figur 39) placerades direkt på geotextil/geonät och nollavmäts innan förbelastningen påfördes. Nästa avläsning gjordes direkt efter att det masstabiliserade området hade förbelastats med en 1 m hög bank av sprängstensmassor.

Den uppmätta sättningen i sättningspeglarna varierar mellan 0.94 och 1.42 m, se Figur 40. Två sättningspeglar S7 och S11 visar mycket mindre uppmätt sättning 0.70 m (S7) respektive mycket större uppmätt sättning 1.72 m (S11). Orsaken till den lilla sättningen i S7 är att torven innehåller stora växtbitar (naturlig rustbädd). Att en stor sättning uppmättes i S11 är förmodligen förorsakad av en dålig blandning (överlappning), då S11 ligger exakt på gränsen mellan två stabiliseringsytor.

Figur 40 visar att från 0 till 7 dygn utvecklas ca 37 % (1m hög provbank) av den totala sättningen, från 7 till 30 dygn ytterligare ca 13 % (1m hög provbank) samt från 30 till 70 dygn ca 26 % (2.5 hög provbank). 1.5 m pålastning som påfördes 70 dygn efter masstabiliseringen (4m hög bank) gav 24 % av den totala sättningen och sättningarna har börjat att avta. Krypsättningar kvarstår men de uppskattas att bli små.

7.3 Slangättningsmätare

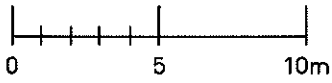
Sättningar i horisontalslangar mättes med hjälp av Consoils hydrostatiska profilmätare och en avläsningsenhet med 0.001 m upplösning. För att inte skada slangarna lades en sandbädd ut under (ca 0.30 m) och över (ca 0.30 m) slangarna. Sandbädden lades ut direkt på geotextil/geonät och slangen nollavmäts innan förbelastningen påfördes. Nästa avläsning gjordes direkt efter att det masstabiliserade området hade förbelastats med en 1 m hög bank av sprängstensmassor. 2 st horisontalslangar installerades och deras placering är redovisad i Figur 39.



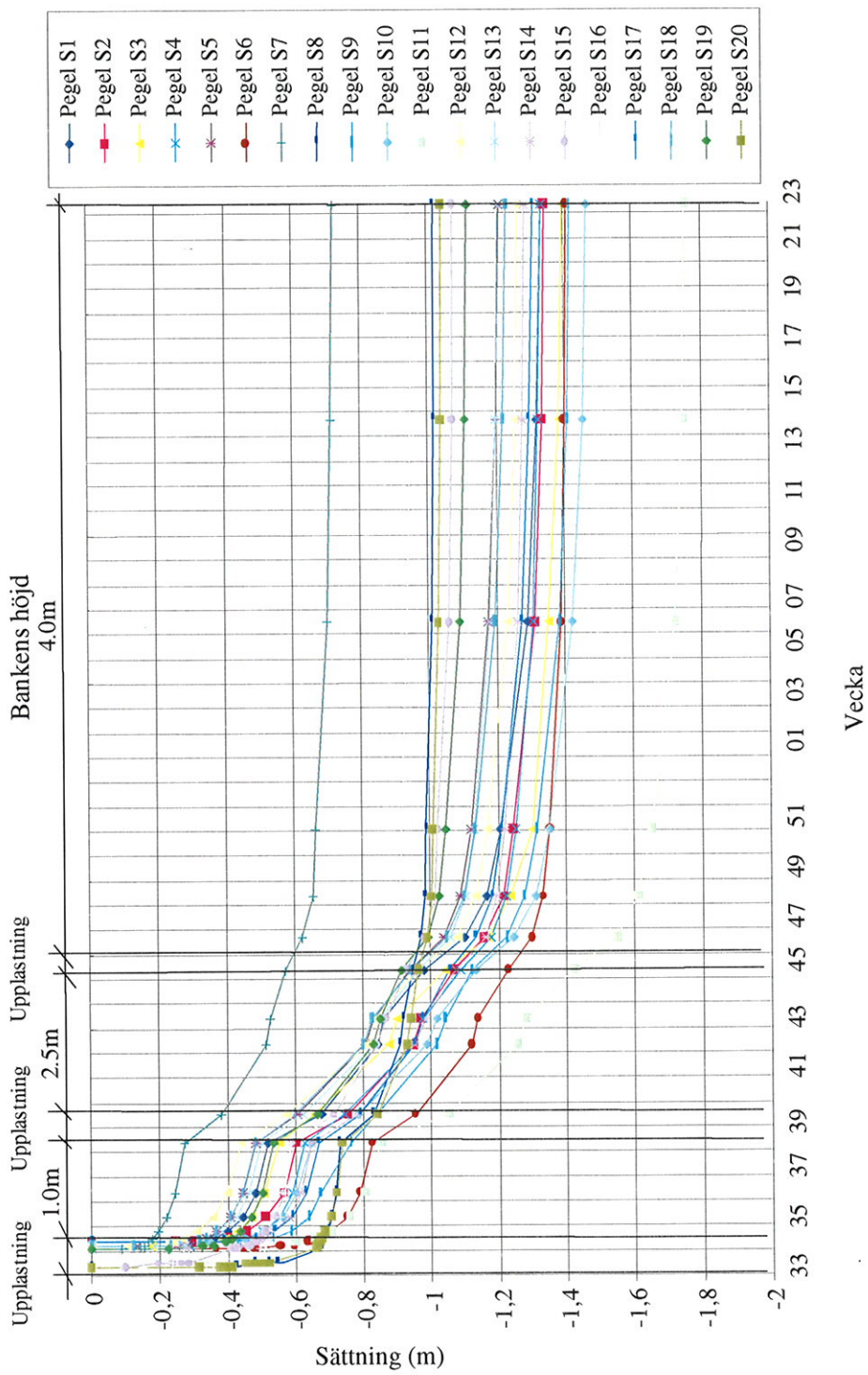
PLAN 1:200

FÖRKLARINGAR

- I
○ TEMPERATURGIVARE
- SK
● SKRUVSÄTTNINGSMÄTARE
- SL
○ SLANGSÄTTNINGSMÄTARE
- B
○ PORTRYCKSMÄTARE BAT
- INKLINOMETER
- S
○ SÄTTNINGSPEGEL

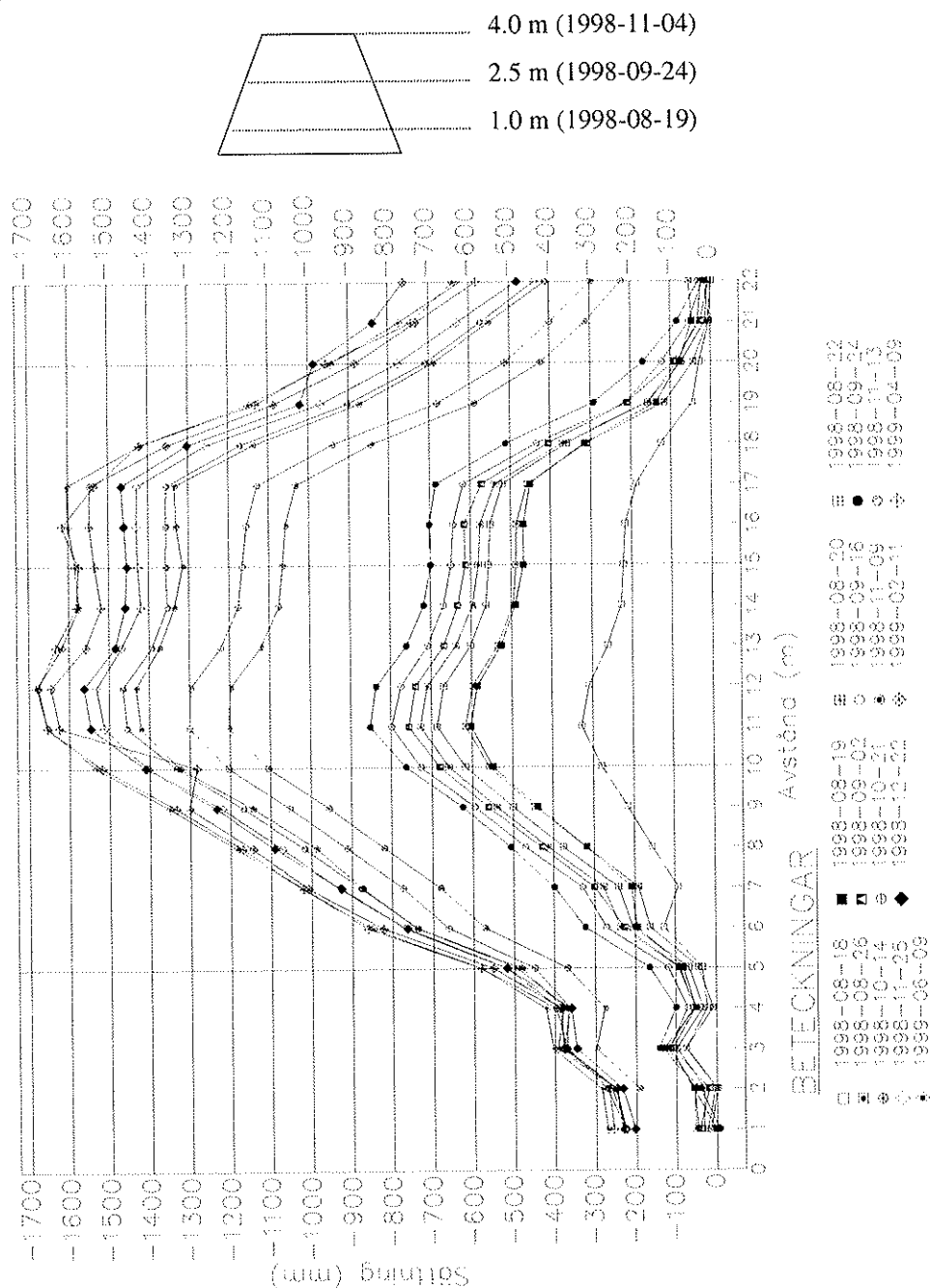


Figur 39 Instrumentering av provbanken



Figur 40 Uppmätta sättningar i sättningspeglar

Sättningsmätningarna visar att sättningarna har blivit ojämna i provbankens tvärsnitt, se Figur 41 samt Bilaga 3.1. Slangsättningsmätaren SL1 visar en sättning på 1.64 m och slangättningsmätaren SL2 visar en sättning på 1.4 m. Orsaken till att mätpunkter hos SL2, se Bilaga 3.1, från 11 till 22 m hade "hängt sig" är att den delytan där dessa mätpunkter ligger hade stabiliserats och förbelastats 10 timmar efter delytan där mätpunkter från 0 till 11 m ligger.



Figur 41 Uppmätta sättningar i slangättningsmätare SL1

Figur 41 och Bilaga 3.1 visar att från 0 till 7 dygn utvecklas mellan 43 % (SL1) och 58 % (SL2) (1m hög provbank) av den totala sättningen, från 7 till 30 dygn ytterligare ca 4 % (SL1 och SL2) (1m hög provbank) samt från 30 till 70 dygn mellan ca 31 % (SL1) och 22 % (SL2) (2.5 hög provbank). 1.5 m pålastning som påfördes 70 dygn efter masstabiliseringen (4m hög bank) gav mellan 22 % (SL1) och 16 % (SL2) av den totala sättningen. Sättningarna har börjat att avta efter totalt 98 dygn, se Figur 41 och Bilaga 3.1. Krypsättningar kvarstår men uppskattas att bli små.

7.4 Skruvsättningsmätare

För att mäta sättningsfördelningen mot djupet installerades skruvsättningsmätare, så kallade magnetsättningsmätare, i tre punkter, se Figur 39. I varje mätpunkt installerades mätare på tre djup, se Tabell 25. Mätarna installerades på så vis att ett hål förborrades i den masstabiliserade torven. Mätpunkterna, som består av skruvplattor av stål, skruvades ned med detta hål som styrning och ett rör, som i nedre änden var tillslutet med en spets fördes ned i hålet genom mätpunkterna till "fast botten". Mätningen har sedan skett genom att en magnetströmbrytare, som sluter en strömkrets vid passage av magnetiska föremål, sänktes ned genom röret. Också den nedre spetsen användes som en mätpunkt.

Tabell 25 Placering av skruvsättningsmätare i djupled.

Mätare	Djup 1 (m)	Djup 2 (m)	Djup 3 (m)
SK1	1.8	3.3	5.3
SK2	1.7	3.2	5.0
SK3	1.7	3.7	5.4

Tabell 26 Uppmätta sättningar i skruvsättningsmätare

Mätare	SK1			SK2			SK3			
	Djup (m)	1.8	3.3	5.3	1.7	3.2	5.0	1.7	3.7	5.4
0 – 7 dygn	(m)	0.12	0.10	0.0	0.10	0.08	0.01	0.10	0.03	0.01
	(%)	17*	16		11	10	4	15	8	11
7 – 30 dygn	(m)	0.10	0.08	0.01	0.08	0.02	0.01	0.06	0.02	0.01
	(%)	13	13		9	3	4	9	6	11
30 – 70 dygn	(m)	0.19	0.21	**	0.34	0.34	0.06	0.26	0.15	0.02
	(%)	26	34		37	43	23	38	38	22
70 dygn -	(m)	0.33	0.23	**	0.39	0.35	0.18	0.26	0.19	0.05
	(%)	44	37		43	44	69	38	48	56
Total	(m)	0.74	0.62		0.93	0.79	0.26	0.68	0.39	0.09

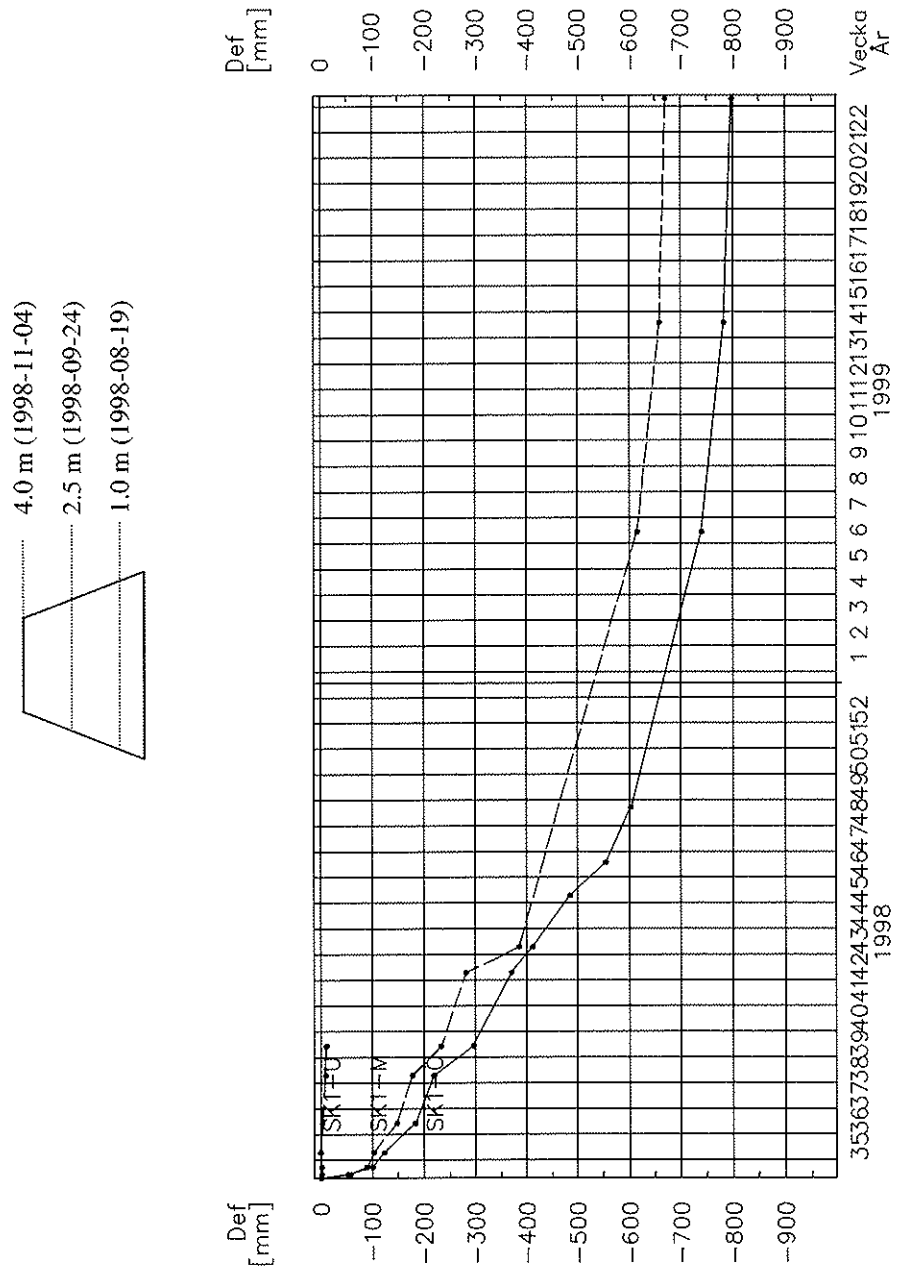
* procent av den totala sättningen

** mätare fungerar ej

Den totala sättningen som mättes upp med skruvsättningsmätare är i storleksordningen:

- SK1 = 1.36 m
- SK2 = 1.98 m
- SK3 = 1.16 m.

Sättningarna som uppmättes i SK2 avviker (är mycket större, se Bilaga 4.1) från sättningsarna som uppmättes i SK1 och SK3 (se Figur 42 och Bilaga 4.2) på samma sätt som sättningsarna som uppmättes i sättningspegel S11 avviker från sättningsarna som uppmättes i andra sättningspeglar (se Figur 40). Orsaken till detta är samma som för sättningspegel S11 dvs SK2 ligger exakt på gränsen mellan två stabiliseringszoner där blandningen (överlappning) var dålig.



Figur 42 Uppmätta sättningar i skruvsättningsmätare SK1

7.5 Inklinometrar

För att klargöra storleken hos de horisontella rörelserna installerades 3 inklinometrar, se Figur 39. Dessa var fasta inklinometrar med 3 mätpunkter. Inklinometerrören sattes i förborrade hål och inklinometrar och distansrör fördes sedan ned. Två inklinometrar installerades per ett rör, på 2 m djup och 5 m djup. På toppen av mätröret finns en anordning för att kunna vrida inklinometern till önskad mätriktning. Då inklinometern förts ned till den nedersta nivån (5m) och orienterats i rätt mätriktning avlästes lutningsvinkeln på ett batteridrivet handinstrument sk metrolog. Proceduren upprepades för övre inklinometern (2m). Nollmätningen utfördes den 19 augusti 1998.

Inklinometern består av en lutningsgivare inbyggd i en tät oljefylld stålhylsa försedd med styrklackar och en tryckfjäder som fixerar inklinometern i mätröret. Lutningsgivaren är uppbyggd av en magnetförsedd pendel och en magnetoresistiv sensor som känner av de förändringar i magnetfältet som uppstår vid olika lutningsvinklar. All nödvändig elektronik för strömförsörjning och signalbehandling finns inbyggd i inklinometern. Inklinometern har +/- 80 mm/m mätområde, 0,2 % noggrannhet och -40°C - +85°C temperaturområde.

Tabell 27 Uppmätta horisontella rörelser i inklinometrar

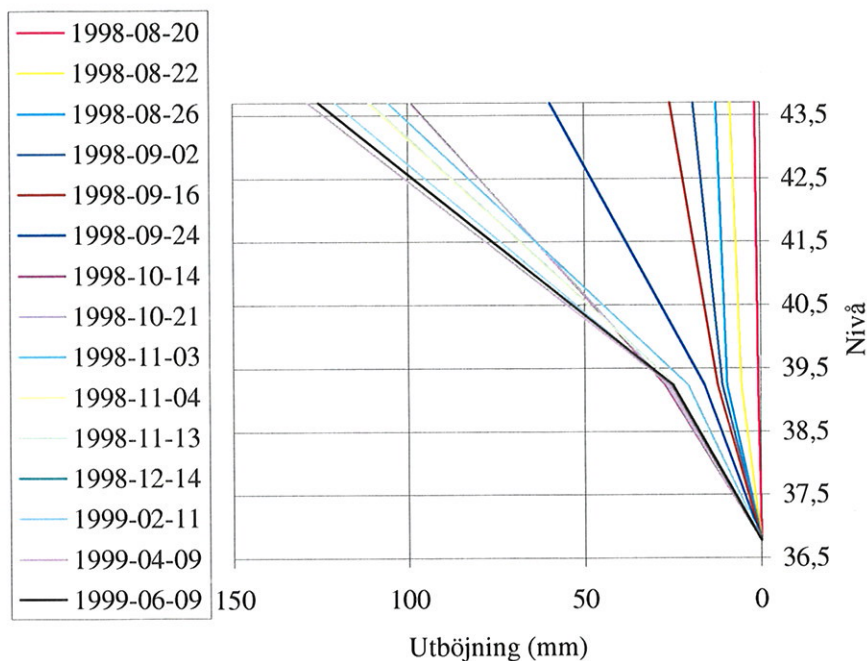
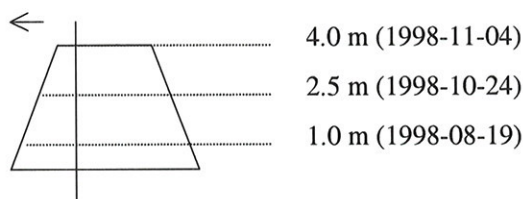
Mätare	I1		I2		I3	
	undre	övre	undre	övre	undre	övre
0 – 7 dygn (mm)	9.8	12.7	6.8	-13.8**	10.5**	-4.53
(%)	38*	10	15.1			3.2
7 – 30 dygn (mm)	2.5	12.9	1.1	-16.9	20.2	-4.21
(%)	10	10	2.1			3.2
30 – 70 dygn (mm)	8.5	73.9	20.1	-38.6	-72.3	-108.2
(%)	33	59	44.9			81.7
70 dygn - (mm)	5.1	26.0	16.9	-16.9	-95.0	-15.7
(%)	19	21	37.9			11.9
Total (mm)	25.9	125.6	44.9			-132.6

* procent av den totala horisontella rörelsen

** utböjning är bara redovisad för övre mätaren I2 och undre mätaren I3 eftersom det inte går att redovisa storleken av horisontella rörelser p g a att mätarna visar både inåtgående och utåtgående horisontella rörelser

De uppmätta horisontella rörelserna är i storleksordningen från 25.9 till 44.9 mm för de undre mätarna och 125.6 till 132.6 mm för de övre mätarna, se Tabell 27 och Figur 43 samt Bilagor 5.1 och 5.2.

Mätningen som utfördes den 21 oktober 1998 visar på inåtgående rörelser hos den undre mätaren i inklinometer I1 och inklinometer I2. Inåtgående rörelser förorsakades av felaktigt utförd uppfyllningsarbete. Sprängstensmassorna som användes för provbankens höjning (från 2.5 till 4.0 m) lades först ut på båda sidor av provbanken och på sådant sätt belastades området längs provbanken med drygt 2.5 m höga bankar. Att inklinometern I3 i början visar (från 1998-08-13 t o m 1998-09-16) inåtgående rörelse torde bero på att en stor grop (4 m djup) grävdes i närheten av inklinometer I3. Gropen grävdes vid försöken att hitta ett borttappat blandningsverktyg.



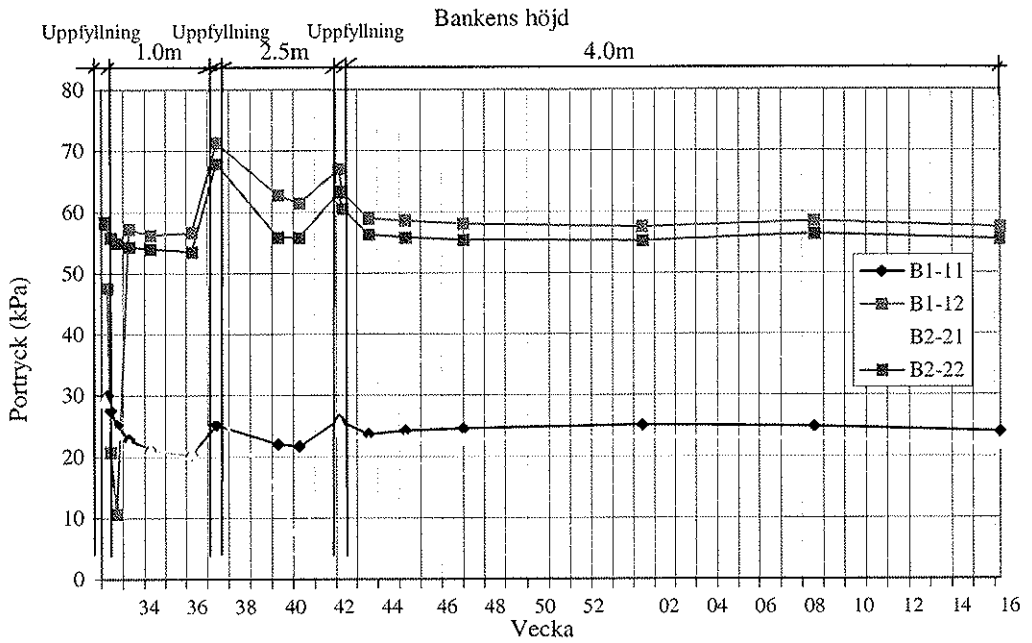
Nollmätning 1998-08-19

Figur 43 Uppmätta horisontella rörelser i inklinometer II

7.6 BAT-portrycksmätare

Portrycksutvecklingen följdes med 2 st portrycksmätstationer (se Figur 39) med två mätare per station. Övre mätaren installerades på 2.1 m djup (B1-11 och B2-21) och undre på 6.1 m (B1-12 och B2-22). De använda mätarna var av typ BAT. För att kunna mäta portrycken ansluts en tryckgivare till en portrycksspets. Givaren består av en kiselsensor inbyggd i en vattentät hylsa av rostfritt stål. Tryckgivaren innehåller elektronik för signalbehandling och överföring av mätsignalen 4 – 20 mA, via en signalkabel med 2 ledare. Avläsning av portryck har gjorts med sk metrolog.

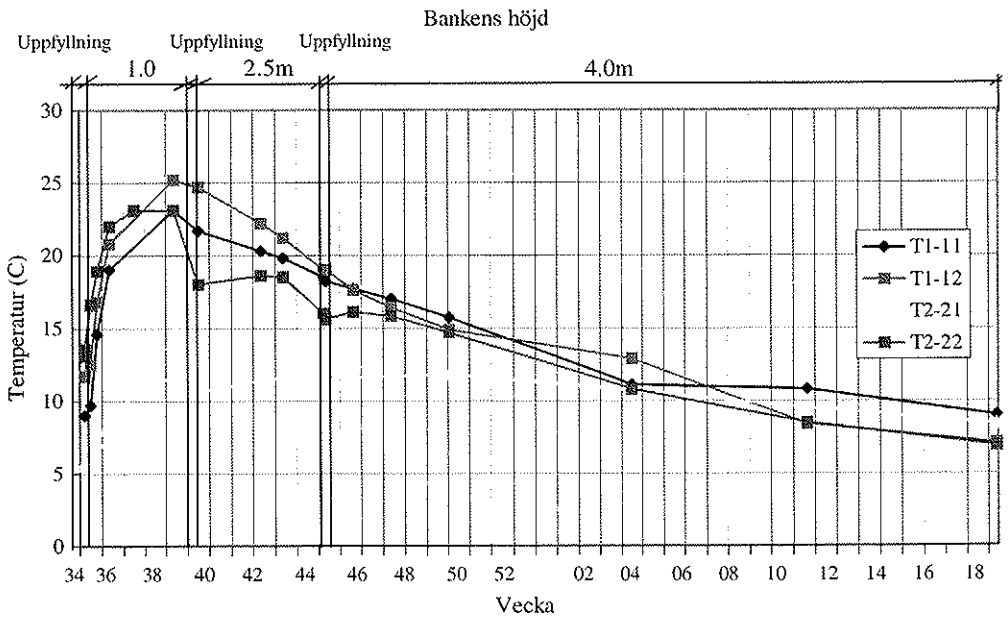
Mätningen av portrycken, i de undre mätarna som är installerade i leran, visar (se Figur 44) att en betydande portryckshöjning, ca 15 kPa, erhöles efter andra uppfyllningen (1.0 – 2.5 m). Vid samma tid visar de övre mätarna, som är installerade i den masstabiliserade torven, på en ca 5 kPa portryckshöjning. Den tredje uppfyllningen (2.5 – 4.0m) gav ca 5 kPa portryckshöjning i de undre och ca 4 kPa i de övre mätarna. På en dålig funktion under två mätningar, den 14 och 21 oktober 1998, installerades mätaren B2-21 om.



Figur 44 Portrycksutveckling

7.7 Temperaturmätare

Under bindemedlens härdning utvecklas värme. För att följa temperaturändringen installerades 2 st temperaturmätstationer (se Figur 39) med två mätare per station. Av Tabell 28 framgår mätarnas placering i djupled.



Figur 45 Temperaturutveckling

Tabell 28 Placering av temperaturmätare i djupled

Mätare	T1-12	T1-11	T2-22	T2-21
Djup (m)	0.70	2.20	1.50	3.00

Figur 45 visar att temperaturen stiger under de första 30 dygnen och når sin högsta nivå (20 till 25°C) ca 30 dygn efter stabiliseringen för att därefter börjar minska. De senaste mätningarna visar att härdningsprocessen är avslutad. Marktemperatur ligger runt 7°C.

8. HÅLLFASTHET OCH HOMOGENITET ENLIGT FÄLTUNDERSÖKNINGAR

8.1 Inledning

I projekteringskedet avgjordes att hållfasthet och homogenitet hos den stabiliserade torven skulle undersökas i tre faser. Fas 1 genomfördes 30 dygn efter det att stabiliseringen var färdigställd, fas 2 90 dygn och fas 3 kommer att genomföras 2 år efter stabiliseringen. Olika typer av undersökningar används: 12 st CPTU (4 st per fas), 12 st pelarvingssonderingar (4 st per fas), 12 st pelarsonderingar (4 st per fas) och 6 st provtagningar med S-GEOBOR (2 st per fas). Utom de nämnda undersökningarna utfördes en SASW-mätning i fas 1 och en kommer att utföras i fas 3. För att kunna genomföra undersökningarna i de olika faserna installerades direkt efter stabiliseringen 42 st foderrör (skyddsrör). En jämn fördelning av undersökningspunkterna (foderrör), se Figur 46, över hela stabiliseringsytan möjliggör undersökning av varje del av masstabiliseringsytan. Hänsyn togs också till att olika sonderingsmetoder, som kommer att utföras i samma fas, ligger nära varandra och på sådant sätt skapas en möjlighet att jämföra dem sinsemellan.

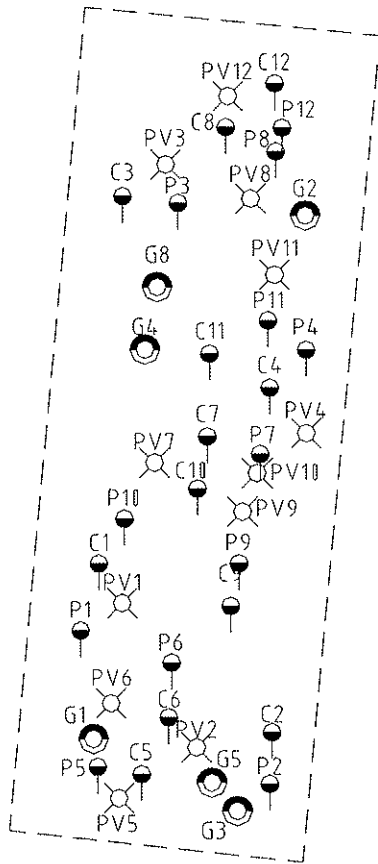
Eftersom sonderingarna som utfördes i fas 2 på 3 m djup, inte ligger i den masstabiliserade torven (den masstabiliserade torvens mäktighet 3.0 m - den totala sättningen i torven 90 dygn efter stabiliseringen 0.4 m = 2.6 m masstabiliserade torven mäktighet), har de skjuvhållfastheter som uppmättes på detta djup i fas 2 inte redovisats.

8.2 Spetstrycksondering med portrycksmätning (CPTU)

CPTU-sonderingen har utförts med Envi-utrustning (Memento) i sonderingsklass 2 med mätning av spetstryck, mantelfriktion och portryck under sonderingen. Filterspetsen fylldes med temperaturstabil fett (LT 2), och hålrummet i nedre delen av spetsen med hydraulolja. Sonderingen utfördes genom neddrivning av sonden med en sjunkhastighet av 1.2 m/min i den masstabiliserade torven och i jordlagren därunder ned till fast botten. Utvärdering och uppritning av CPTU-resultatet har utförts med CONRAD. Ett försök att bestämma skjuvhållfasthet, se Tabell 29, kompressionsmodul, effektivtryck osv har gjorts men resultatet är mycket osäkert p g a att någon flytgräns inte användes (flytgräns finns inte för torv). Spetstrycket visar stora variationer, vilket innebär att masstabiliseringen är inhomogen, se Figur 47 a) - b) och Bilagor 6.1 till 6.8. Sonderingarna som gjordes i fas 1 visar på ett portryck runt 120 till 180 kPa medan sonderingarna som gjordes i fas 2 visar på ett portryck (p g a konsolidering) runt 300 till 600 kPa. Skjuvhållfastheter, från fas 1 och fas 2, enligt CPTU redovisas i Tabell 29. De högsta medelvärdena hos skjuvhållfastheter erhöles från 1.5 m [55 kPa (fas 1) och 84 kPa (fas 2)] och 2.0 m djup [77 kPa (fas 1) och 88 kPa (fas 2)]. Jämförelse mellan sonderingar fas 1 och fas 2 visar inte på någon större skillnad. Det tyder på att hållfastheten inte har förändrats nämnvärt mellan tiden en månad respektive tre månader efter installationen.





8.3 Pelarvingssondering (sk. finsk vinge)

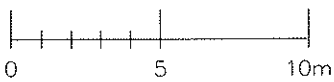
Vingförsök för bestämning av skjuvhållfasthet har utförts med pelarvingssondering (sk finsk vinge). Denna metod är avsedd att användas i kalkcementpelare men sedan några år tillbaka används den också för att bestämma skjuvhållfastheten i masstabiliserad torv. Pelarvings-



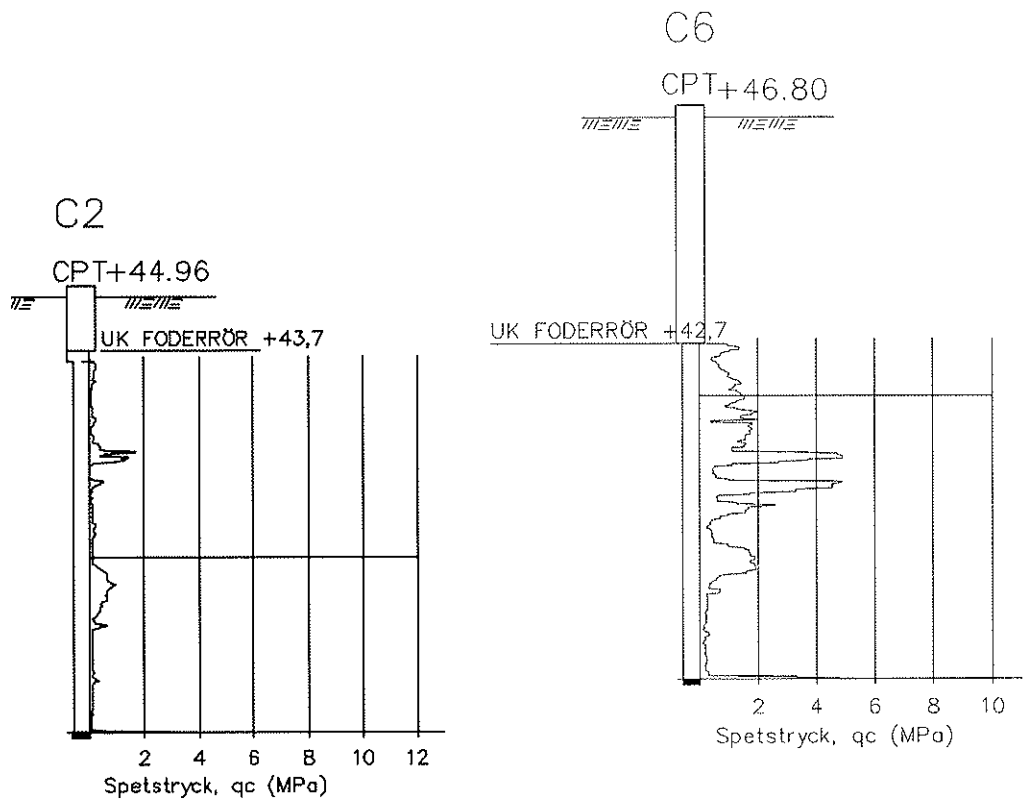
PLAN 1:200

FÖRKLARINGAR

-  PELARSONDERING
-  PELARVINGBORR
-  S-GEOBORR
-  CPT



Figur 46 Placering av undersökningspunkter



a) Uppmätt spetstryck i fas 1

b) Uppmätt spetstryck i fas 2

Figur 47 Jämförelse mellan spetstryck som uppmättes i fas 1 och fas 2

Tabell 29 Skjuvhållfastheter, från fas 1 och fas 2, enligt CPTU redovisade mot djupet

Fas 1		Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)				Skjuvhållfasthetens medelvärde
Djup (m)	CPTU 1	CPTU 2	CPTU 3	CPTU 4		
0.5	79	5	45	48	44	
1.0	*	7	58	*	32	
1.5	32	22	103	63	55	
2.0	63	87	98	60	77	
2.5	43	5	*	11	20	
3.0	44	8	47	7	26	
Fas 2		Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)				Skjuvhållfasthetens medelvärde
Djup (m)	CPTU 5	CPTU 6	CPTU 7	CPTU 8		
0.5	41	39	3	*	28	
1.0	23	78	3	*	35	
1.5	97	117	38	*	84	
2.0	46	92	167	46	88	
2.5	*	43	25	30	33	

* p g a fel utvärderades inte skjuvhållfasthet

sonderingarna utfördes med en sond försedd med fyra vingar. Totala storleken är: $h = 85$ mm, $b = 132$ mm och $t = 3 - 6$ mm. Sondstälens diameter är 32 mm. Borrningen utfördes genom neddrivning av vingen i den masstabiliserade torven. Vid vridning av vingen till brott, avlästes ett moment som sedan omräknades till ett värde (i kPa). Mantelfriktionen ingår i det avlästa redovisade värdet men uppskattas som försumbart liten. Undersökningarna som utfördes av VIATEK, Finland (24) visar att det inte finns någon större skillnad i skjuvhållfasthetsvärden mellan pelarvingssonderingar som gjordes genom skyddsror och de som gjordes utan skyddsror. Vid sonderingen registrerades det totala motståndet som en kraft (kN) för att få en extra kontroll på den förstärkta torvens egenskaper.

Vid pelarvingssonderingen var det vissa problem att borra vertikalt p g a att de förinstallerade foderrören hade rört sig i den fyra meter höga banken. Styrning av pelarvingen i olika riktningar kan även förekomma i den inhomogena förstärkta torven. Skjuvhållfastheter, från fas 1 och fas 2, enligt pelarvingssondering redovisas i Tabell 30, Figur 48 samt Bilagor 7.1 till 7.7. De högsta medelvärdena hos skjuvhållfastheter erhöles från 1.5 m [52 kPa (fas 1) och 107 kPa (fas 2)] och 2.5 m djup [133 kPa (fas 1) och 111 kPa (fas 2)]. Jämförelse mellan sonderingar fas 1 och fas 2 visar på ingen större skillnad mellan sonderingarna. Det tyder på att hållfastheten inte har förändrats nämnvärt mellan tiden en månad respektive tre månader efter installationen.

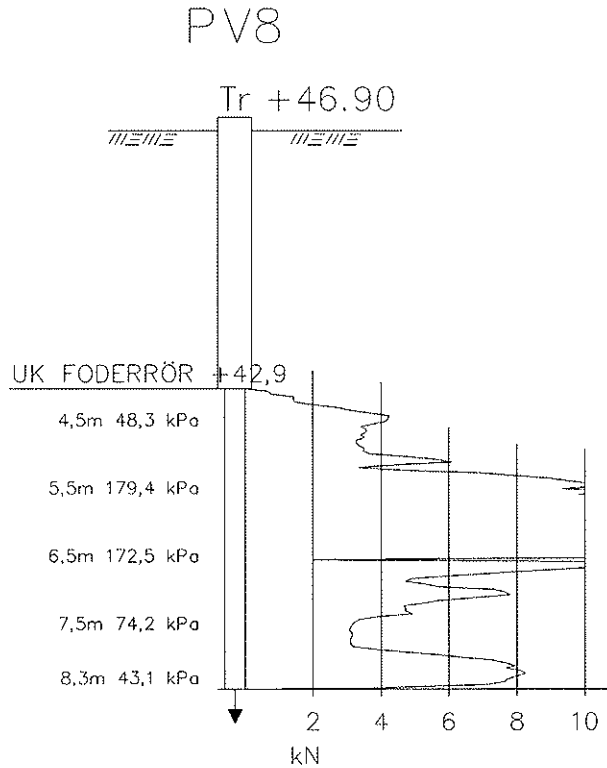
Tabell 30 Skjuvhållfastheter, från fas 1 och fas 2, enligt pelarvingssondering redovisade mot djupet

Fas 1 Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)					Skjuvhållfasthetens medelvärde
Djup (m)	PV 1	PV 2	PV 3	PV 4	
0.5	22	103	27	17	42
1.0	-	-	-	-	-
1.5	20	64	103	22	52
2.0	-	-	-	-	-
2.5	62	200	207	62	133
3.0	-	-	-	-	-
Fas 2 Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)					Skjuvhållfasthetens medelvärde
Djup (m)	PV 5	PV 6	PV 7	PV 8	
0.5	26	62	-	48	45
1.0	-	-	21	-	-
1.5	69	72	-	179	107
2.0	-	-	19	-	-
2.5	69	166	38	172	111

8.4 Pelarsondering

Pelarsonderingen utfördes som traditionell pelarsondering med en sond försedd med vingar. Vingens storlek är 400 x 20 mm. Sonden har en konisk spets med diametern 50 mm. Pelarsondens tvärsnittsarea är 0,009 m². Förborring utfördes med en spets med diametern 52 mm. I vissa fall utfördes förborring genom viktsondering i centrumhålet. Vid fas 2 användes två stycken styrningar i de förinstallerade foderrören genom fyllningen för att eliminera böjning av borrstängerna. Sonderingen utfördes genom neddrivning av sonden i den stabiliserade torven. Vid sonderingen registrerades det totala sonderingsmotståndet (kN) som

en kraft. Sondringen avslutades genom uppdragning av sonden med något efterföljande tryckning nedåt och registrering av kraften. Den registrerade kraften (3 kN) i botten användes



Figur 48 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd i fas 2

som ett ungefärligt värde på mantelfriktionen. Den odränerade skjuvhållfastheten utvärderades på samma sätt som för kalkcementpelare dvs som $0.10 \times$ (totalt sonderingsmotstånd minus mantelfriktion). Skjuvhållfastheter, från fas 1 och fas 2, enligt pelarsondering redovisas i Tabell 31, Figur 49 samt Bilagor 8.1 till 8.7. De högsta medelvärdena hos skjuvhållfastheter erhöles från 1.0 m [115 kPa (fas 1) och 157 kPa (fas 2)], 1.5 m [165 kPa (fas 1) och 164 kPa (fas 2)] och 2.5 m djup [146 kPa (fas 1) och 102 kPa (fas 2)] djup. Jämförelse mellan sonderingar fas 1 och fas 2 avslöjar inga större skillnader mellan sonderingarna. Det tyder på att hållfastheten inte har förändrats nämnvärt mellan tiden en månad respektive tre månader efter installationen.

8.5 Provtagning med S-GEOBOR

Kontinuerliga prover togs upp ur den masstabiliserade torven genom kärnborrprovtagning med S-GEOBOR. Den utrustning som användes var av typen wire-line-system och ger en provdiameter på 102 mm. Vid det första provtagningstillfället, som var 30 dygn efter masstabiliseringsinstallationen, kunde inte proverna i sin helhet (1 m per provtagningstillfälle) tas upp utan delar tappades bort. Sådana problem upprepades inte vid den andra provtagningstillfället (90 dygn efter masstabiliseringsinstallation) och proverna i sin helhet

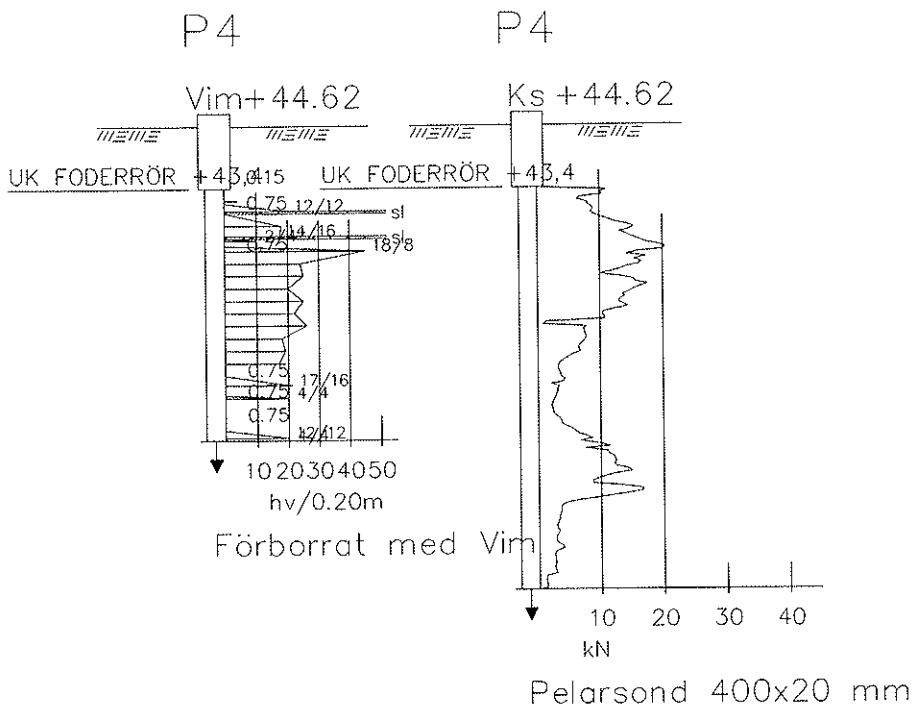
Tabell 31 Skjuvhållfastheter, från fas 1 och fas 2, enligt pelarsondering redovisade mot djupet

Fas 1		Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)				Skjuvhållfasthetens medelvärde
Djup (m)	P 1	P 2	P 3	P 4		
0.5	70	30	32	85	54	
1.0	30	160	134	138	115	
1.5	220	60	237	145	165	
2.0	100	50	357	78	146	
2.5	50	30	*	40	40	
3.0	1	0	*	10	4	

Fas 2		Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)				Skjuvhållfasthetens medelvärde
Djup (m)	P 5	P 6	P 7	P 8		
0.5	78	* **	111	65	69	
1.0	112	20**	183	175	157	
1.5	63	12**	195	234	164	
2.0	12	0**	84	210	102	
2.5	42	32**	68	130	80	

* p g a fel utvärderades inte skjuvhållfasthet

** P6 ligger exakt på gränsen mellan två stabiliseringsytor där en mycket dålig blandning (överlappning) utfördes. Sättningspegeln S11 (se sidan 82) och skruvsättningsmätaren SK2 (se sidan 87) ligger på samma plats. Vid beräkning av skjuvhållfasthetens medelvärde för fas 2 har inte hänsyn tagits till skjuvhållfastheter i P6.



Figur 49 Förborring med viktsondering och sonderingsmotstånd hos pelarsondering i fas 1

kunde tas upp. Proverna transporterades till laboratoriet där de delades upp i provkroppar med höjden 206 mm. Provkropparna förvarades därefter i fuktrum (+7° C) inneslutna i plastpåsar fram till provning. Undersökningarna utförda i laboratoriet redovisas i kapitel 9.

8.6 SASW-mätningar

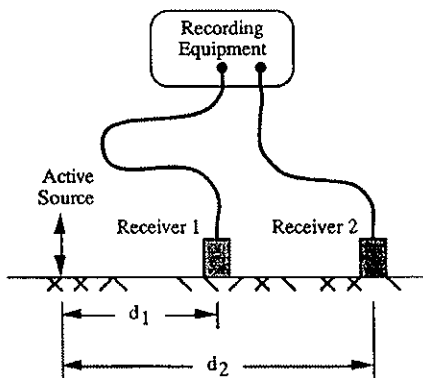
8.6.1 Allmänt om SASW-mätningar

Med den ytvågsseismiska metoden har geofysiken möjlighet att få fäste i den rena geotekniken, dvs man kan ur mätresultaten direkt utvärdera användbara mekanisk parametrar. Framst bestäms skjuvmodulen, G_{max} , i det aktuella materialet. Bestämningen görs genom att den seismiska gånghastigheten för ytvågen (Rayleighvågen) mäts.

Eftersom SASW-tekniken inte kan sägas vara allmänt känd beskrivs metoden i grova drag.

En seismiskt alstrad signal, t.ex. ett släggslag på markytan, innehåller i huvudsak tre olika typer av vågor. De i konventionell seismik, refraction och reflektion, använda kompressions- och skjuvvågorna men också den sk ytvågen. Ytvågen består i sig av flera olika vågtyper av vilka den i sammanhanget intressanta är den sk Rayleighvågen. Det anmärkningsvärda är att ca 2/3 av den totalt alstrade energin fortplantas som Rayleighvågor.

Vid en ytvågsseismisk mätning utnyttjas den sk dispersionseffekten. Med dispersion menas att en signals olika frekvenser utbreder sig med olika hastighet på olika djup, kraftigt beroende av frekvensens våglängd. En signal som alstras kan innehålla en enda eller många olika frekvenser och varje enskild frekvens fortplantas genom materialet med en viss hastighet och på ett visst djup. För att bestämma respektive frekvens hastighet mäter man fasskillnaden för den signal som registreras vid de två vertikalt orienterade geofoner som placeras ut på markytan med ett visst mellanrum, se Figur 50. Tekniken beskrivs väl av den engelska benämningen av metoden - SASW - Spectral Analysis of Surface Waves. Den digitala tekniken öppnar också stora möjligheter till automatiserade mätsystem vilket innebär att stora ytor inom en snar framtid kommer att kunna täckas på kort tid.



Figur 50 Principiell uppbyggnad av ett system för SASW-mätning (19)

8.6.2 Hur det går till

En mätning (19) går till så att geofonerna monteras upp på markytan med ett visst avstånd, $d_2 - d_1$. Signalkällan monteras på samma avstånd, $d_2 - d_1$, från geofon 1 och en signal alstras, dvs släggan eller fallvikten släpps mot marken och fasskillnaden för varje frekvens beräknas i realtid av analysatorn och sparas undan på disk. Detta förfarande upprepas för olika geofonavstånd, från ca 0.5 m till 16 m med en avståndsfördubbling varje gång. För de kortaste avstånden används slägga och för de större avstånden, > 2 m, en fallvikt på 65 kg eller mer. De större avstånden och den tyngre fallvikten krävs för att få en ökad djupnedträngning. Då fasskillnaden är bestämd tas den informationen in i t.ex. ett sk spread sheet-program, typ Excel, för omräkning till skjuvmodul enl nedan, och plottning av den sk dispersionskurvan.

$$t = \frac{\theta}{360 \cdot f}$$
$$v_R = \frac{d_2 - d_1}{t}$$

En central del för hela metoden är att man sedan tidigare väl känner att förhållandet mellan Rayleighvågshastigheten och skjuvstångshastigheten är ca (beror eg av λ);

$$v_R = 0.9 \cdot v_S$$

$$G = \rho \cdot v_S^2$$

Det är också känt att den aktuella frekvensen approximativt kan sägas utbreda sig på djupet $\lambda_R / 3$.

$$z(f) = \frac{\lambda_R}{3} = \frac{v_R}{3 \cdot f}$$

För att bedöma tillförlitligheten i mätdata beräknas signal-brusförhållandet i form av koherensen mellan de båda registrerade signalerna, och endast de frekvenser med koherens nära 1 används.

För att få en mer noggrann djupbestämning än $z = \lambda/3$, bör en utvärdering/tolkning mha sk forward modell- eller inversion-teknik utföras. Det innebär i princip att man ansätter en teoretisk jordmodell och utifrån den beräknar en teoretisk dispersionskurva som jämförs med den verkligt uppmätta. Efter en mängd iterationer som varje gång innebär förändringar av värdena på de i modellen ingående parametrarna, tex lagertjocklek, densitet, skjuvstångshastighet, fås en accepterad passning mellan den teoretiska och experimentella dispersionskurvan, och den ansatta modellen anses då vara en representativ modell av den aktuella geologin.

8.6.3 Varför använda SASW

Skjuvstångshastigheten har tidigare med god säkerhet endast kunnat bestämmas med cross hole-metoden, vilken är en långsam och dyrbar metod som bl.a. kräver borrhning av minst två hål på den aktuella undersökningslokalen. Eftersom SASW-utrustningen enkelt handhas av en

person, ryms i en ordinär personbil och är sk icke-förstörande, är den både snabbare och billigare än cross hole-mätning.

8.6.4 Praktiskt utförande

Mätningen har utförts i 6 linjer, 1N – 3N och 1S – 3S (se Figur 51 samt Bilagor 9.1 till 9.5), av tekn. lic. Mats Svensson, Institutionen för Geoteknologi, LTH, den 29 oktober 1999. I varje linje utfördes mätning med tre olika geofonavstånd 4, 8 och 12 m, med samma centrumpunkt.

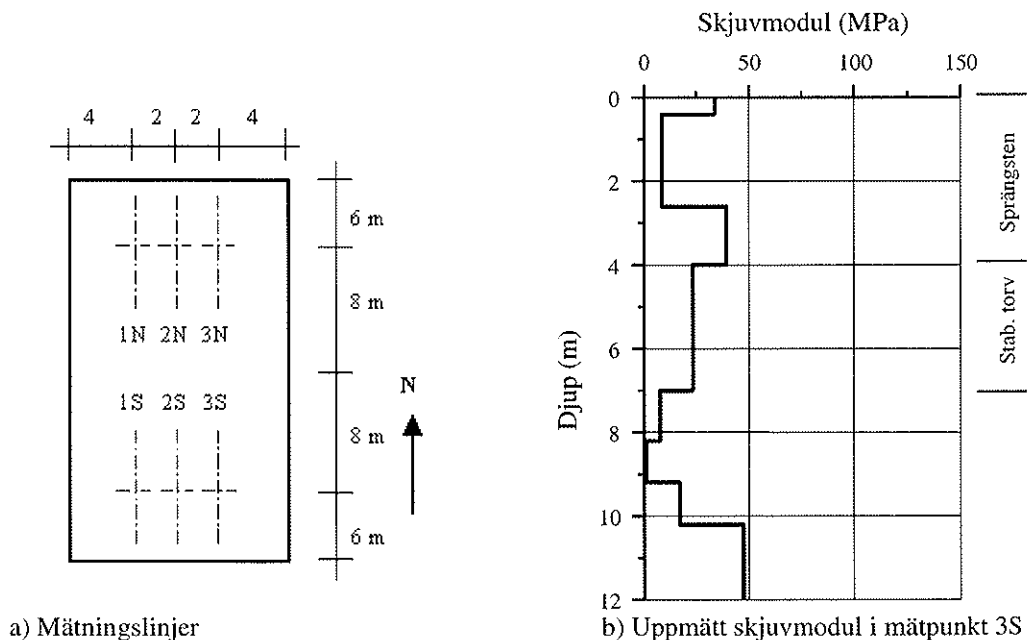
Nedanstående utrustning har använts vid mätningarna:

- Spektralanalysator HP 35665A
- 2 st 4.5 Hz - geofoner
- Slägga respektive fallvikt 65 kg (fallhöjd 2 m) som signalkälla.

Eftersom sprängstensmassorna inte möjliggjorde fastsättning av geofonerna med spik på traditionellt sätt placerades istället geofonerna (med avskruvad spik) i små utlagda sandhögar ovanpå massorna.

Utvärdering och tolkning, som gjordes av tekn. lic. Mats Svensson, är utförd med hjälp av datorprogrammet WinSASW.

Om hänsyn tas inte till skjuvmoduler från mätpunkt 1S (10 MPa, p g a ett förlågt värde) och 3N (150 MPa, p g a den stora skillnaden med övriga resultat). Då, de skjuvmodulerna som bestämts i den stabiliserade torven (4 – 7 m djup) varierar mellan 25 och 40 MPa, se Figur 51



Figur 51 SASW-mätning

samt Bilagor 9.1 till 9.5. Eftersom det inte finns tvärkontraktionstal (Poisson's ratio) för torv kunde inte en omräkning av skjuvmodulen till kompressionsmodul göras.

Enligt Hara (1974) respektive Andreasson (1979) finns ett följande samband mellan skjuvmodul och skjuvhållfasthet för leror:

$$G_0 = 516\tau_{fc}^{1.102}$$

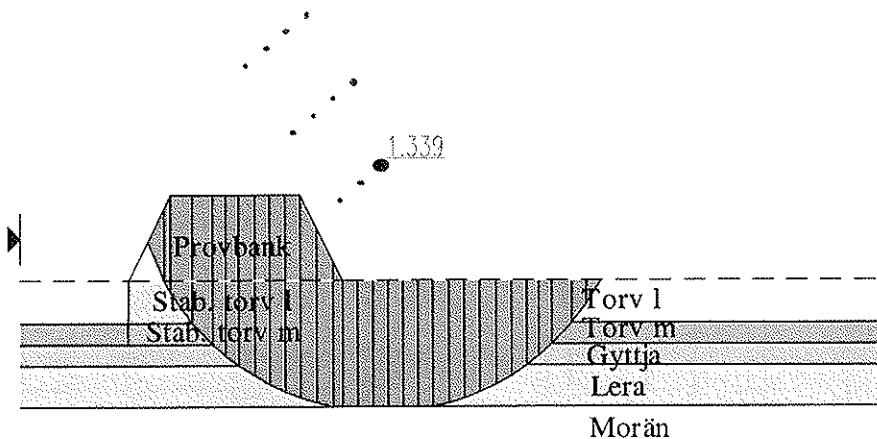
Respektive

$$G_0 = 441\tau_{fc}$$

En omräkning av skjuvmodulerna (med hjälp av de ovan nämnda sambanden), som erhöles genom SASW-mätningarna i den stabiliserade torven, till skjuvhållfasthet ger en skjuvhållfasthet i storleksordningen 55 – 88 kPa (Hara) respektive 57 – 91 kPa (Andreasson).

8.7 Analys av bankens stabilitet

Stabilitetsberäkningarna i vilka 200 kPa användes som den stabiliserade torvens skjuvhållfasthet (den dimensionerande skjuvhållfastheten) gav lägst säkerhetsfaktor (se Figur 32, sidan 77) i storleksordningen $F_c = 1.55$ (Bishop) respektive $F_c = 1.71$ (Janbu). Stabilitetsberäkningarna i vilka 80 kPa användes som den stabiliserade torvens skjuvhållfasthet (skjuvhållfasthetens medelvärde av alla skjuvhållfastheterna som uppmättes med pelarsondering och pelarvingssondering) gav lägst säkerhetsfaktor (se Figur 52) i storleksordningen $F_c = 1.34$ (Bishop) respektive $F_c = 1.46$ (Janbu). Slutsats; oberoende att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten inte uppfylldes med en stor marginal har banken en ganska hög säkerhetsfaktor.



Figur 52 Farligaste glidyta för 4 meters hög bank

Glidytor (se Figur 32 och 52) har ungefär samma form dvs båda två söker sig väldigt djupt. Ju djupare en glidyta söker sig desto större mothållande krafter kommer den att utsättas för, och därmed minskar risken att ett skred kommer att uppstå. Detta är också förklaringen till hur ett masstabiliserat block fungerar. Blockets funktion är att pådrivande krafter överförs till större djup och på ett så sätt "oskadliggörs". Vidare är blockets funktion att områden med högre skjuvhållfastheter tar över spänningar från områden med lägre skjuvhållfastheter. I detta projektet har det visat sig att de stora inhomogeniteterna till trots och de låga skjuvhållfastheterna fungerade blocket som ovan beskrivet. Detta visar att en ny beräkningsmodell bör utvecklas (och detta kommer att göras i den andra delen av projektet dvs i doktorsavhandlingen) som ska fungera bättre i "blocket" dvs i masstabiliserad jord.

9. HÅLLFASTHET, MODULER OCH HOMOGENITET ENLIGT LABORATORIE-UNDERSÖKNINGAR

9.1 Inledning

Proverna som togs upp med S-GEOBOR transporterades till laboratoriet där de okulärt besiktigades. Vid den okulära besiktningen bedömdes att en större del av proverna, speciellt de som togs upp i fas 2 (90 dygn efter masstabiliseringsinstallationen), hade väldigt låga hållfastheter. Efter den okulära besiktningen delades proverna upp i provkroppar med höjden 206 mm. Provkropparna förvarades därefter i fuktrum (+7° C) inneslutna i plastpåsar fram till provning.

De upptagna provkropparna analyserades med avseende på mekaniska egenskaper (enaxligt tryckförsök, triaxialförsök och CRS-försök) av Institutionen för Geoteknologi, LTH, Lund samt kemisk sammansättning (CaO - halt) av SGI, Linköping.

9.2 Triaxialförsök

Isotrop konsoliderade dränerade triaxialförsök utfördes på prover som vid okulär besiktning bedömdes ha "tillräckligt" hög skjuvhållfasthet. Proverna som togs upp i fas 2 bedömdes att inte ha "tillräcklig" höga skjuvhållfastheter och därför gjordes det inte några triaxialförsök i fas 2. Med tillräcklig höga anses höga tillräckligt för att en bestämning skulle vara meningsfull.

Triaxialförsöken utfördes på prover med 102 mm diameter och 206 mm höjd. Deformationshastigheten var 0.0054 mm/min. Av Tabell 32 framgår att när celltrycket var 40 kPa varierade de axiella brottspänningarna från 220 till 401 kPa och när det var 80 kPa var den axiella brottspänningen 740 kPa. Med ett 40 kPa högt celltryck varierade elasticitetsmodulerna från 6.5 till 46 MPa och med ett 80 kPa högt celltryck var elasticitetsmodulen 113 MPa. Skjuvhållfastheten uppvisar stora variationer mellan proverna från samma nivå. Det är därför inte meningsfullt att utvärdera ett medelvärde.

Det åtgick kort tid till att vattenmätta proverna vilket tyder på en hög permeabilitet.

Tabell 32 Resultat från triaxialförsök

Borrhåll samt djup (m)	Celltryck σ_3 (kPa)	Backpressure (kPa)	Axiell brottspänning σ'_1 max (kPa)	ϵ brott (%)	Elasticitetsmodul E (MPa) *
G2 0.80 - 1.00	40	10	220	6.0	6.5
G2 1.50 - 1.70	40	10	401	1.35	46
G2 2.60 - 2.80	80	20	740	1.45	113
G2 2.80 - 3.00	40	10	262	3.46	17

* utvärderad vid halva brottdeformationen eller halva brottspänningen

9.3 Enaxliga tryckförsök

Enaxliga tryckförsök utfördes på prover med 102 mm diameter och 204 mm höjd. Deformationshastigheten var 4 mm/min. Skjuvhållfastheterna i fas 1, se Tabell 33, varierar mellan 2.1 till 123 kPa medan de i fas 2, se Tabell 34, varierar mellan 0.7 till 32 kPa. Jämförelse mellan tryckförsök fas 1 och fas 2 visar att högre medelvärde erhöles i fas 1 (59 kPa) än i fas 2 (10 kPa). Utan 200 kg/m³ bindemedel, som användes i projektet, hade 80 kPa belastning (4 m hög bank), som användes i fas 2, givit en hållfasthetstillväxt, i den ostabiliserade torven, runt 40 kPa. Om vidare hänsyn tas till att ca 200 kg/m³ bindemedel blandades in i torven då kan man lätt säga att proverna som togs upp med hjälp av S-GEOBOR var störda.

Tabell 33 Resultat från enaxliga tryckförsök, fas 1

Borrhåll samt djup (m)	Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)	Brottöjning (%)
G1 0.65 - 0.85	3.1	13.2
G2 0.40 - 0.60	2.1	6.1
G2 1.00 - 1.20	123	1.2
G2 1.70 - 1.90	110	1.6

Tabell 34 Resultat från enaxliga tryckförsök, fas 2

Borrhåll samt djup (m)	Skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa)	Brottöjning (%)
G3 0.83 - 1.03	4.3	8.2
G3 1.03 - 1.23	0.7	7.3
G3 1.23 - 1.43	2.3	8.0
G3 1.90 - 2.10	2.0	1.4
G3 2.21 - 2.41	2.1	6.4
G4 0.52 - 0.72	14.5	4.2
G4 0.95 - 1.15	10.5	5.2
G4 1.20 - 1.40	14.0	4.0
G4 1.80 - 2.00	32.0	1.2
G4 2.01 - 2.21	5.6	7.2
G4 2.21 - 2.41	24.6	19.9

9.4 CRS-försök

CRS-försök har utförts på prover som vid okulär besiktning bedömdes ha "tillräcklig" höga hållfastheter (moduler). Inga prov som togs upp i fas 2 bedömdes att ha "tillräcklig" höga hållfastheter (moduler) och därför gjordes det inte några CRS-försök på dessa.

CRS-försök utfördes på prover med 100 mm diameter och 40 mm höjd. Deformationshastigheten var 0,001 mm/min. Porttrycket i underkant på proven mättes under försöken, men eftersom det låg kring 0 kPa har porttrycksrelaterade parametrar ej kunnat utvärderas. Detta tyder dock på att materialet har en hög permeabilitet. De uppmätta kompressionsmodulerna är i storleksordningen från 16 till 30 MPa.

Tabell 35 Resultat från CRS-försök, fas 1

Borrhåll samt djup (m)	σ' max (kPa)	ϵ max (%)	M_0 (MPa)
G2 0.60 - 0.64	1170	12.5	16
G2 1.20 - 1.24	1077	6.4	30

9.5 Bestämning av bindemedelsmängd

Den tillsatta mängden av bindemedel bestämdes genom att mäta mängden av kalciumoxid (CaO) i de provkroppar (34 st) som provats vid de olika försöken. Provmängden som efter torkning mortlas ned var ca 100 gr, men själva försöket utfördes på 1 gr.

Den relativa mängden av bindemedel dvs kvot mellan verklig bindemedelsmängd och teoretisk bindemedelsmängd i Tabell 36 har beräknats med följande antagande:

- att torven är vattenmättad (skrymdensitet för vattenmättad torv)
- att det förbrukas 14 gr vatten per 100 gr Merit 5000 vid de kemiska reaktionerna (14)
- att det förbrukas 25 gr vatten per 100 gr cement vid de kemiska reaktionerna (14)
- att Merit 5000 har 2.94 t/m³ kompaktdensitet (egenskapsdeklaration)
- att cement har 3.15 t/m³ kompaktdensitet (14)
- att torv har 1.45 t/m³ kompaktdensitet
- att hela sättningen i torven beror att vatten pressas ur torven
- att andelen CaO i Merit 5000 är 36 % (egenskapsdeklaration)
- att andelen CaO i cement är 64 % (egenskapsdeklaration)

I beräkningen används vidare torvens vattenkvot, som mättes upp i projekteringsskedet samt torvens procentuella sättning för fas 1 och fas 2, som mättes upp genom skruvsättningsmätare.

Efter ett antal beräkningar räknades den relativa mängden av bindemedel (kvot mellan verklig bindemedelsmängd och teoretisk bindemedelsmängd) enligt följande:

$$\frac{gr\ CaO / kg}{1000 \frac{WCaO}{W_s}}$$

där $gr\ CaO / kg$ = gram CaO / kilogram torrt material
 $WCaO$ = vikt av CaO i ton per m³ av stabiliserad jord
 W_s = totalt vikt av all fast material

När den relativa bindemedelsmängden är 1.000 betyder det att exakt 200 kg bindemedel (80 % Merit 5000 + 20 % cement) har blandats in i 1 m³ torven. Den mängden kan kallas den exakta eller riktiga bindemedelsmängden. När den relativa bindemedelsmängden ligger mellan 0.975 till 1.025 kan den kallas, den optimala bindemedelsmängden. Dvs 1.000 (den exakta eller riktiga bindemedelsmängden, 200 kg/m³) \pm 5 kg/m³ (tillåten avvikelse för bindemedelsmängden) = 0.975 – 1.025.

Tabell 36 CaO-halter och relativa mängder av bindemedel

Borrhåll och djup (m)	Vattenkvot (%) (uppmätt)	gr CaO / kg torrt material (uppmätt)	% CaO av torrt material (uppmätt)	Relativ mängd av bindemedel
G1 0.45 - 0.65	188.1	235.5	24	0.893
G1 0.65 - 0.85	283	203.5	20	0.771
G1 1.84 - 2.04	149	304.3	30	1.154
G1 2.80 - 3.00	204.8	260.4	26	0.995
G2 0.20 - 0.40	257.1	213.3	21	0.809
G2 0.40 - 0.60	285.7	222.5	22	0.843
G2 0.60 - 0.80	136.8	273.4	27	1.036
G2 0.80 - 1.00	168.2	267.3	27	1.013
G2 1.00 - 1.20	143.7	274.6	27	1.041
G2 1.20 - 1.40	105.4	295.7	29	1.121
G2 1.50 - 1.70	67.2	299	30	1.133
G2 1.70 - 1.90	126.2	266.4	27	1.010
G2 2.80 - 3.00	163.2	248.3	25	0.949
G2 3.00 - 3.20	176.2	237.6	24	0.908
G3 0.00 - 0.23	164.9	272.7	27	1.034
G3 0.23 - 0.43	185.3	253.4	25	0.961
G3 0.83 - 1.03	385.7	147.9	15	0.561
G3 1.03 - 1.23	342.4	194.9	19	0.739
G3 1.23 - 1.43	198	216.8	21	0.822
G3 1.43 - 1.61	516.2	41.5	4	0.157
G3 1.61 - 1.81	149	270.5	27	1.025
G3 1.90 - 2.10	114.6	260.1	26	0.986
G3 2.21 - 2.41	266.7	197.1	20	0.753
G4 0.00 - 0.22	213.6	198	20	0.751
G4 0.22 - 0.42	208.8	237.2	24	0.899
G4 0.42 - 0.62	166.7	269.3	27	1.021
G4 0.72 - 0.92	144.6	280.3	28	1.063
G4 0.95 - 1.15	275.9	189.7	19	0.719
G4 1.20 - 1.40	150.2	256.8	26	0.973
G4 1.40 - 1.60	113.8	303.8	30	1.152
G4 1.80 - 2.00	62.9	310	31	1.175
G4 2.01 - 2.21	352.6	118.1	12	0.451
G4 2.21 - 2.41	447.4	31.4	3	0.120
G4 2.41 - 2.61	617.2	30.9	3	0.118
Medelvärde				0.857

Den relativa bindemedelsmängden (se Tabell 36) varierar från 0.719 till 1.175, utom i fem fall, när den är i storleksordningen från 0.118 till 0.561. Dess medelvärden är 0.857. Detta betyder att bindemedlen hade fördelats ganska jämnt på alla nivåer. Om hänsyn inte tas till de fem avvikelserna är medelvärde 0.956 dvs bindemedlen har nästan optimalt fördelats på alla nivåer.

Observera att p g a ett stort antal antaganden (se sidan 105) skall den relativa bindemedelsmängden användas med stor försiktighet.

10. RESULTATDISKUSSION

10.1 Homogenitet

Enligt fältundersökningarna finns det stora inhomogeniteter inom den stabiliserade torven. Hos alla fältmetoderna varierar spets- (CPTU) sonderingsmotstånd (pelarving- och pelarsondering) väldigt mycket och det är tecken på stora inhomogeniteter. Resultaten från de olika sonderingarna visar på en variation i spets- sonderingsmotstånd i djupled som inte kan förklaras med variationer i inblandad mängd stabiliseringsmedel, se Tabell 36 på sidan 106. Enligt Tabell 36, som visar CaO-halter och relativa mängder av bindemedel, är bindemedlet jämnt fördelat i djupled. Att laboratorieundersökningen visar att bindemedlet är jämnt fördelat i djupled och att sonderingarna samtidigt uppvisar stora inhomogeniteter, kan bara förklaras med att blandningsverktyget fungerade dåligt dvs att det i det första blandningssteget förberedde (hackade) torven dåligt samt att det i det andra blandningssteget inte rörde om det jämnt fördelade bindemedlet med torven på ett bra sätt. Ytterligare resultatdiskussion finns i kapitel 11.

10.2 Hållfasthet

I resultatdiskussionen om den stabiliserade torvens hållfasthet kan resultaten från laboratorieundersökningarna inte användas p g a att proverna som togs upp med S-GEOBOR var störda. Det bästa beviset för det är att skjuvhållfastheternas medelvärde som uppmättes i fas 1 (59 kPa) är större än skjuvhållfastheternas medelvärde som uppmättes i fas 2 (10 kPa). Sedan kan man påpeka att utan 200 kg/m³ bindemedel, som användes i projektet, hade 80 kPa belastning (4 m hög bank), som användes i fas 2, givit en hållfasthetstillväxt i den ostabiliserade torven, runt 40 kPa. Vidare kan hänsyn tas till att de ca 200 kg/m³ bindemedlen som blandades in i torven borde också ge en viss hållfasthetstillväxt. Det bör även nämnas att de skjuvhållfastheter som uppmättes i fas 2 med enaxliga tryckförsök är samma som de skjuvhållfastheter som uppmättes i fält i den ostabiliserade torven (10 – 12 kPa) och mindre än skjuvhållfastheterna som uppmättes i laboratoriet på den ostabiliserade torven (20 kPa).

Fältundersökningarna visar att kravet på den dimensionerande skjuvhållfastheten (200 kPa) inte uppfyllts och att de högsta uppmätta skjuvhållfastheterna ligger runt ca 100 till 160 kPa. Nivån mellan 1.5 och 2.0 m gav de högsta skjuvhållfastheterna enligt alla undersökningsmetoder. De lägsta respektive högsta skjuvhållfastheterna uppmättes med CPTU respektive pelarsondering, se Tabell 37. Skjuvhållfastheterna som uppmättes med pelarsondering är dubbelt så höga av de som uppmättes med CPTU. Förklaringen till detta är att en större yta undersökts genom pelarsondering än genom CPTU och att inhomogeniteterna inte påverkar resultat på samma sätt. Skjuvhållfastheterna som uppmättes genom CPTU och pelarvingssondering är ungefär samma. Att de högsta skjuvhållfastheterna erhålls på nivån mellan ca 1.5 till 2.0 m förklaras genom att blandningsverktyget blandade den nivån i tre omgångar ("hackning" av torven är inte inräknad). Den första omgången skedde när blandningsverktyget gick genom nivån på vägen till den djupare nivån 2.5 – 3.0 m, den andra omgången när blandningsverktyget blandade nivån 2.0 – 2.5 m och den tredje omgången när bindemedlen blandades i den. Jämförelse mellan sonderingar fas 1 och fas 2 visar inte på någon större skillnad mellan sonderingarna. Det tyder på att hållfastheten inte har förändrats nämnvärt mellan tiden en månad respektive tre månader efter installationen.

Fältundersökningarna (Tabell 37) och Tabell 36 bekräftar ovan nämnda teori att skjuvhållfastheten inte är bara beroende av bindemedelmängden (jämfördelning av bindemedlen) utom också hur bra blandningsverktyget rör om torven med bindemedlen. Nivåerna som oftast innehåller den optimala bindemedelmängden 0,975 – 1,025 ger inte de högsta skjuvhållfastheterna.

Tabell 37 Sonderingarnas skjuvhållfasthet från fas 1 och fas 2

Djup (m)	Sonderingarnas skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa), Fas 1			Sonderingarnas skjuvhållfasthet τ_{fu} (kPa), Fas 2		
	CPTU 1	PV 1	P 1	CPTU 5	PV 5	P 5
0.5	79	22	70	41	26	78
1.0	*	-	30	23	-	112
1.5	32	20	220	97	69	63
2.0	63	-	100	46	-	12
2.5	43	62	50	*	69	42
3.0	44	-	1	**	**	**
Djup (m)	CPTU 2	PV 2	P 2	CPTU 6	PV 6	P 6
0.5	5	103	30	39	62	*
1.0	7	-	160	78	-	20
1.5	22	64	60	117	72	12
2.0	87	-	50	92	-	0
2.5	5	200	30	43	166	32
3.0	8	-	0	**	**	**
Djup (m)	CPTU 3	PV 3	P 3	CPTU 7	PV 7	P 7
0.5	45	27	32	3	-	111
1.0	58	-	134	3	21	183
1.5	103	103	237	38	-	195
2.0	98	-	357	167	19	84
2.5	*	207	*	25	38	68
3.0	47	-	*	**	**	**
Djup (m)	CPTU 4	PV 4	P 4	CPTU 8	PV 8	P 8
0.5	48	17	85	*	48	65
1.0	*	-	138	*	-	175
1.5	63	22	145	*	179	234
2.0	60	-	78	46	-	210
2.5	11	62	40	30	172	130
3.0	7	-	10	**	**	**

* p g a fel utvärderades inte skjuvhållfastheten

** Eftersom sonderingarna som utfördes i fas 2, på 3 m djup, inte ligger i den masstabilerade torven (den masstabilerade torvens mäktighet 3.0 m - den totala sätningen i torven 90 dygn efter stabiliseringen 0.4 m = 2.6 m masstabilerade torven mäktighet), skjuvhållfastheter som uppmättes på det djupet i fas 2 inte har redovisats.

Tabell 38 Skjuvhållfasthetens medelvärde, standardavvikelse och variationskoefficient för 1.5 m nivå samt för hela fas 1 och 2

	Fas 1			Fas 2		
	CPTU	Pelarring-sondering	Pelarring-sondering	CPTU	Pelarring-sondering	Pelarring-sondering
Medelvärde för 1.5 m nivå	55	52.3	165.5	84	106.7	126
Medelvärde för hela fas	44.5	75.7	97.9	55.5	78.4	96.1
Standardavvikelse för 1.5 m nivå	36.4	39.4	80.9	41.1	62.7	105.5
Standardavvikelse för hela fas	31.2	67	88.8	47.7	64.2	79.5
Variationskoefficient för 1.5 m nivå	0.7	0.7	0.5	0.5	0.6	0.8
Variationskoefficient för hela fas	0.7	0.9	0.9	0.9	0.8	0.8

De beräknade värdena på variationskoefficienten, se Tabell 38, är höga jämfört med vad som brukar erhållas i naturligt lagrad jord. Orsaken torde vara den påverkan av hållfastheten såväl uppåt som nedåt som erhålls i samband med inblandningen av bindemedel. Om en jordvolym endast blir utsatt för omrörning och ej får del av bindemedlet kommer denna volyms hållfasthet att sjunka relativt den ostörda hållfastheten, medan en volym som även får del av bindemedlet kommer att erhålla en ökad hållfasthet.

På basis av utförda beräkningar av variationskoefficienten kan inte någon metod sägas vara betydligt bättre eller sämre än övriga metoder på att återge hållfastheten i en stabiliserad torv.

10.3 Skjuvmoduler

Generellt kan sägas att SASW-mätningarna förmått detektera den stabiliserade torven med en mellan hög fasthet och den underliggande gyttjan med mycket låg fasthet. Av de utförda mätningarna är det bara mätningen i punkten IS där den stabiliserade torven inte klart framgår. En jämförelse mellan de olika sonderingarna som ligger i punkten IS med sonderingar som ligger i andra punkter bekräftar inte en sådan skillnad. Då metoden i sig är en medelvärdesbildande metod är det naturligt att resultaten från den uppvisar låg spridning. Metoden förmår därför inte att avslöja svaghetszoner med liten utsträckning. Det kan påpekas att kompressionsmodulerna, som erhöles genom CRS-försöken på den stabiliserade torven, är i ungefär samma storleksordningen som skjuvmodulerna, som mättes upp genom SASW-mätningarna.

De skjuvhållfastheter som erhöles genom omräkningen från skjuvmodulerna är av storleksordningen 55 – 91 kPa. Om de jämförs med skjuvhållfasthetens totala medelvärde från pelarvingssonderingarna, fas 2, (78 kPa) och pelarsonderingarna, fas 2, (96 kPa) kan man säga att de stämmer väldigt väl överens. Överensstämmelsen är desto bättre om hänsyn tas till att SASW-mätningarna är en mer medelvärdesbildande metod än de använda sonderingarna.

10.4 Rörelse

Enligt sättningmätningarna har den stabiliserade torven satt sig ca 1.00 – 1.64 m. Torven rördes om i två omgångar (den första omgången när den förbereddes för stabilisering samt den andra omgången när bindemedel blandades in) och att det då in kom mycket luft, allt detta ledde till att torven ”svällde”. Svällningen gjorde att den ursprungliga (naturliga) markytan höjdes i genomsnitt ca 0.37 m. Om svällhöjden dras från den totala uppmätta sättningen, kommer den totala sättningen att bli liten mellan 0.63 och 1.27.

De 6 st kompressionsförsöken visar att den ostabiliserade torven under 80 kPa belastning (ungefär samma belastning som 4 m hög provbank) har en kompression i genomsnitt på ca 63 % (5 st kompressionsförsök visade på en kompression i storleksordningen 61 – 67 % medan ett kompressionsförsök visade på en kompression i storleksordningen 49 %). 63 % komprimeringen av 3 m av den ostabiliserade torven ger en sättning på 1.89 m. Denna sättning tillsammans med 0.74 m sättningen (EMBANKCO - dataprogram) av 1 m av den ostabiliserade gyttn samt 2 m av den ostabiliserade leran ger en total sättning på 2.63 m. Allt detta betyder att genom masstabiliseringen av torven reducerades den totala sättningen mellan 1.36 och 2.00 m. En jämförelse mellan kompressionerna som uppmättes i laboratorium, på den ostabiliserade torven och den stabiliserade torven, visar att den genomsnittliga kompressionen minskade från 63 % (ostabiliserad torv), när bindemedlen blandades in, till 15 % (stabiliserad torv; 8 st inblandningsförsök och 3 st stegvisa ödometerförsök visade på en kompression mellan 20 – 22 %. Kompressionens medelvärde 21 % - 6 % svällning = 15 %). Man kan säga att tillförseln av 200 kg/m³ av bindemedlen minskar kompressionen med ca 48 % dvs 0.65 – 0.96 m av den totala reducerade sättningen (1.36 – 2.00 m) tillhör till kompressionsegenskapernas förändringar som skedde tack vare att 200 kg/m³ av bindemedlen blandades in i torven.

Procentuellt, de största sättningarna 37 – 58 % utvecklas under perioden 0 – 7 dygn (1 m hög provbank) (se Tabell 39), enligt slang-sättningsmätarna och sättningspeglarna. Större delen (45 - 70 %) av de tillhör till rekonsolideringen (rekonsolideringen av de 0.37 m av ”svällning”) av den stabiliserade torven och resterande delen tillhör till kompression av den stabiliserade torven. Skruvsättningsmätarna under samma period visar en sättning på 12 – 16 % och det bekräftar också att den största delen ev sättningarna som utvecklas under perioden 0 – 7 dygn tillhör till rekonsolideringen. Det kan förklaras genom att huvuddelen av svällningen sker i den översta metern och att den översta mätaren i skruvsättningsmätaren SK1 ligger på 1.8 m djup och den i sättningsmätaren SK3 ligger på 1.7 m djup. Sättningarna

Tabell 39 Tid- och procentuelfördelning av uppmätta sättningar i alla sättningsmätare

Tid (dygn)	Slang-sättningsmätare SL1 (%)	Slang-sättningsmätare SL2 (%)	Skruvsättningsmätare SK1 (%)	Skruvsättningsmätare SK3 (%)	Alla sättningspeglar (%)
0 – 7	43	58	16	12	37
7 – 30	4	4	13	8	13
30 - 70	31	22	30	37	26
70 -	22	16	41	43	24

* hänsyn har inte tagits till uppmätta sättningar i sättningspeglar S7 och S11 samt skruvsättningsmätare SK2. Förklaringen till det finns på sidan 82 respektive 87.

under perioden 7 – 30 dygn (1 m hög provbank), för alla sättningsmätare, är av storleksordningen 4 – 13 %. Perioden 30 – 70 dygn (2.5 m hög provbank) gav en procentuellt sättning på 22 – 37 % för alla sättningsmätare. Och perioden 70 dygn och mer (4 m hög provbank) gav en procentuellt sättning i slangställningsmätarna och sättningspeglarna mellan 16 – 24 % samt 41 – 43 % i skruvsättningsmätarna.

P g a att inklinometrarna visar både inåtgående och utåtgående rörelser (se Tabell 27, Figur 43 samt Bilagor 5.1 och 5.2) är det mycket svårt att diskutera de horisontella rörelser som mättes upp med hjälp av inklinometrarna. I bara inklinometerröret II fungerade båda två inklinometrarna, övre och undre, varför enbart resultat från dessa kommer att diskuteras. Under den första perioden 0 – 7 dygn (1 m hög provbank) visar den undre inklinometern på en horisontell rörelse i storleksordningen 38 % (ungefär samma procentuella vertikala rörelser uppmättes, under samma period, i slangställningsmätare och sättningspeglar) och den övre på 10 %. Den andra perioden 7 – 30 dygn (1 m hög provbank) gav 10 % horisontella rörelser i den undre och den övre mätaren och de stämmer ganska väl överens med de procentuella uppmätta vertikala rörelserna i alla sättningsmätarna. Den tredje perioden 30 – 70 dygn (2.5 m hög bank) gav 33 % horisontella rörelser (ungefär samma procentuella vertikala rörelser uppmättes, under samma period, i slangställningsmätare, skruvsättningsmätare och sättningspeglar) för den undre mätaren och 59 % för den övre mätaren.

10.5 Portryck

En betydande portryckshöjning, ca 15 kPa, (se Figur 44) erhöles under den andra perioden 30 – 70 dygn dvs efter den andra uppfyllningen (1.0 – 2.5 m) i de undre mätarna som är installerade i leran på ca 5 m djup. De övre mätarna, som är installerade i den stabiliserade torven på ca 2 m djup, visar under samma tid på en portryckshöjning ca 5 kPa. Den höga portryckshöjningen i de undre mätarna visar att den stabiliserade torven inte hade hunnit att härda tillräckligt för att kunna fungera som en blockkonstruktion dvs en konstruktion som jämnt fördelar bankens belastning över den hela masstabiliserade ytan. Under den tredje perioden 70 dygn och mer dvs efter den tredje uppfyllningen (2.5 – 4.0 m) erhöles en portryckshöjning i storleksordningen 5 kPa i de undre mätarna och ca 4 kPa i de övre mätarna. Den låga portryckshöjningen visar att den stabiliserade torven hade härdat och den stabiliserade ytan nu fungerar som en blockkonstruktion. Portrycksminskningen, under båda perioderna, tog bara ca 14 dygn.

10.6 Temperatur

Enligt temperaturmätningarna, se Figur 45, pågick härdningsprocessen under ca 200 dygn och den högsta temperaturhöjningen skedde under de första ca 30 dygnen. Detta bekräftar resultaten från tidigare utförda undersökningar (5) som visar att om Merit 5000 tillförs aktivator (cement) kommer reaktionerna igång liknande portlandcements hårdnande, men förlöper långsammare. Ytterligare uppgifter om Merit 5000s hårdningsprocess finns i kapitel 6, sidan 74.

11. SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Masstabiliserad torv har undersökts i fält och i laboratorium samt en studie av tidigare utförda masstabiliserings projekt har genomförts. Främst har hållfasthets- och deformationsegenskaper av den stabiliserade torven studerats. I det följande sammanfattas slutsatserna från undersökningen.

11.1 Slutsatser

11.1.1 Utförande av masstabilisering

Inblandningsförsöken visade, se Tabeller 20 och 21, att blandningen (80 % Merit 5000 + 20 % cement) med bindemedelsmängd 200 kg/m^3 gav den högsta skjuvhållfastheten, efter 30 och 90 dygn motsvarande, 231 respektive 323 kPa för lågförmultnad torv och 198 respektive 288 kPa för mellanförmultnad torv. Deformationerna som utvecklades under 18 kPa (1 m fyllning) belastning (härdning/konsolidering), se Tabell 22 och 23, var mellan 19 och 21 % för båda torvtyperna (låg- och mellanförmultnad torv). För att få bekräftat att bindemedlen fungerar bra i fält samt få kännedom om hur stor betydelse för hållfastheten själva cementen har, installerades två provytor i närheten av det planerade försöksområdet. En provyta stabiliserades med 50% Merit 5000 + 50% cement och andra provyta stabiliserades med 80 % Merit 5000 + 20 % cement. Ytorna belastades inte. Ett propellerblandningsverktyg användes för stabiliseringsarbetet. Resultatet av kontrollundersökningarna (se sidan 76) visade att en högre hållfasthet fås med 80 % Merit 5000 + 20 % Cement än med 50 % Merit 5000 + 50 % cement.

För att, för den stabiliserade torven, bestämma den dimensionerande skjuvhållfastheten korrigerades skjuvhållfastheternas medelvärde, som erhöles från inblandningsförsöken, i projektet med en korrektionsfaktor på 0.7. Korrektionsfaktorn som använts av VIATEK, Finland i tidigare utförda och i denna rapport beskrivna projekt, är av storleksordningen 0.7 – 1.0. I det här projektet visade det sig det att lägre värdet på korrektionsfaktorn än 0.7 borde användas. Man kan säga att ju högre dimensionerande skjuvhållfasthet som måste användas för att få en tillräcklig hög säkerhetsfaktor desto lägre korrektionsfaktor skall användas och tvärtom. Korrektionsfaktor bör ligga mellan 0.5 – 1.0 och inte mellan 0.7 – 1.0. Orsaken till att det lägre värdet föreslås bli sänkt från 0.7 till 0.5 är att de existerande blandningsverktygen fortfarande är ineffektiva (hackar torven dåligt) och skapar inhomogeniteter inom den masstabiliserade jorden.

Sättningsberäkningarna gav en sättning på 1.34 m. Denna sättning är beräknad utan beaktande av kompressibilitetens tidsberoende, dvs utan beaktande av krypdeformationer. En jämförelse mellan den beräknade sättningen med de uppmätta sättningarna ca 1.00 – 1.64 m (krypsättningarna återstår men uppskattas bli små) visar att sättningarna stämmer väl överens. Om jämförelsen görs mellan den sättning som mättes upp med sättningspeglarna ca 1.00 – 1.40 m med den beräknade är överenskommelsen ännu bättre. Det betyder att beräkningsmodellen som använts i projektet, se sidan 77, fungerar ganska väl, men den kommer att utvecklas vidare inom den andra delen av projektet (doktorsavhandling). Syftet med vidare utveckling är att sättningsberäkningarna som används för masstabiliserad jord i framtiden även skall ta hänsyn till krypsättningarna.

Masstabilisering av den "riktiga" provytan påbörjades den 12 augusti 1998 och avslutades den 19 augusti 1998. Den totala stabiliserade volymen var 840 m³. Erfarenheterna från andra projekt visar att så stor stabiliseringsvolym skulle färdigställas inom 2 - 3 arbetsdagar (300 - 500 m³ brukar stabiliseras per dag). I detta projekt tog stabiliseringsarbete 6 arbetsdagar p g a stora problem med blandningsverktyget. Det visade sig att blandningsverktyget fungerade dåligt dvs att det i det första blandningssteget förberedde (hackade) torven dåligt samt att det i det andra blandningssteget inte rörde om bindemedlet, som jämnt fördelas (sprutades ut) genom matarhåll (som ligger 0.5 m över blandningsverktyg) med torven på ett bra sätt. Man kan säga att blandningsverktyget inte har fungerat bra i något av de i den här rapporten beskrivna projekten. Men, det kan också nämnas att det finns stora skillnader mellan de beskrivna projekten och att i flera av dessa uppfylldes kravet på den dimensionerade skjuvhållfastheten.

Det här projektet är det första där geonät, tillsammans med geotextil, lades ut över ett masstabiliserat område. Geonätet har haft en dubbel funktion dvs det har förbättrat lastöverföringen (jämnt fördelat lasten) till den masstabiliserade torven och det har haft en stabiliserande effekt. Ytterligare en stor fördel med geonät var att det bar arbetare medan geotextil inte gjorde det. De bärande egenskaperna var väldigt viktiga eftersom direkt efter att masstabiliseringen har färdigställts, och geotextil/geonät skulle installeras, var den stabiliserade torven väldigt lös och hade nästan ingen bärighet. Geotextilen som installerades först kunde inte alls bära arbetare och de var tvingade att samtidigt installera geotextilen med geonät. Det kan påpekas att samma problem hade upptäckts i andra masstabiliseringsprojekt. I slutet kan nämnas att geotextilen har skapats för att fungera som ett materialskiljande lager och inte som något annat.

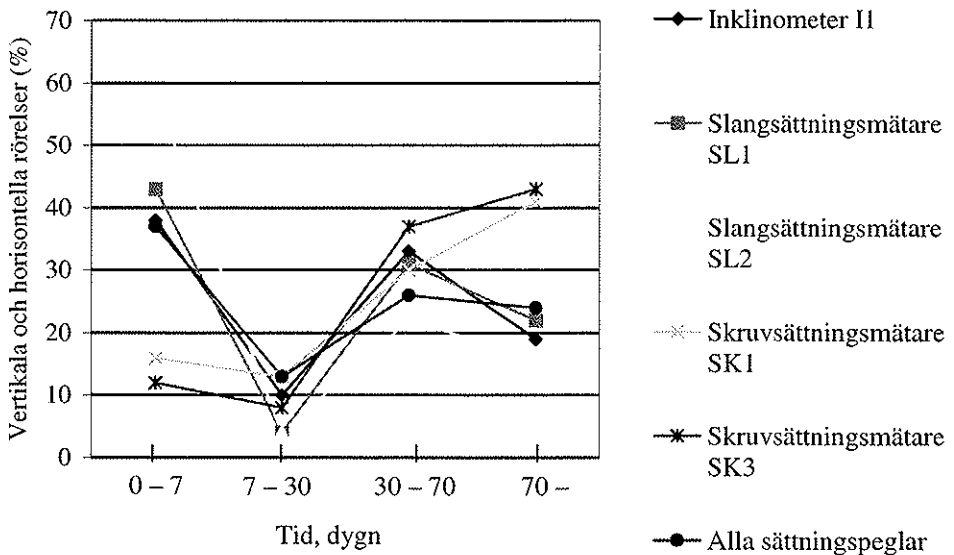
11.1.2 Rörelse, portryck och temperatur

Laboratorieundersökningarna visar att den ostabiliserade torven tillsammans med den ostabiliserade leran och gyttjan skulle sätta sig ca 2.63 m. Sättningsmätarna (sättningspeglar, slang-sättningsmätare och skruvsättningsmätare) visar på en sättning mellan 1.00 - 1.64 m. Om svällhöjden (0.37 m) dras från den totala sättningen, kommer den totala sättningen att bli mellan 0.63 och 1.27 m. Detta tyder på att masstabiliseringen av torven reducerade den totala sättningen mellan 1.36 och 2.00 m. 48 % av den reduktionen dvs 0.65 - 0.96 m tillhör kompressionsegenskapernas förändringar som skedde tack vare att 200 kg/m³ av bindemedlen blandades in i torven.

De procentuellt sett (37 - 58 %) största sättningarna, enligt slang-sättningsmätarna och sättningspeglarna (se Tabell 39), utvecklas under perioden 0 - 7 dygn (1 m hög provbank). Större delen (45 - 70 %) av de tillhör till rekonsolideringen (rekonsolideringen av de 0.37 m "svällning") av den stabiliserade torven och resterande delen tillhör till kompression av den stabiliserade torven. Skruvsättningsmätarna under samma period visar en sättning på 12 - 16 %. Detta bekräftar också att den största delen av sättningar utvecklades under perioden 0 - 7 dygn och tillhör rekonsolideringen. Det kan förklaras genom att mest av svällningen sker i den översta metern och att den översta mätaren i skruvsättningsmätaren SK1 ligger på 1.8 m djup och i sättningsmätaren SK 3 på 1.7 m djup. Sättningarna under perioden 7 - 30 dygn (1 m hög provbank), för samtliga sättningsmätare är av storleksordningen 4 - 13 %. Perioden 30 - 70 dygn (2.5 m hög provbank) gav en procentuell sättning på 22 - 37 % för alla sättningsmätare. Perioden efter 70 dygn (4 m hög provbank) gav en procentuellt sättning i slang-sättningsmätarna och sättningspeglarna på 16 - 24 % samt 41 - 43 % i skruv-

sättningsmätarna. Det kan påpekas att sättningspeglarna kunde installeras och avmättas direkt efter det att masstabiliseringen var färdigställd och geotextilen/geonätet utlagd samt att mätningen av slangsättningsmätarna krävde lång tid och att inget arbetet kunde pågå under avmätningen. Det visade sig att skruvsättningsmätningarna är mycket känsliga för horisontella rörelser och desto djupare mätaren ligger desto större risk att den tidigare slutar att fungera. Detta kan förklaras genom att magnetströmbrytaren som sänks ned genom röret, på vilket skruvplattorna (mätarna) är monterade, inte kunde sänkas ned genom röret till mätarna, som ligger på de djupare nivåerna, när röret p g a horisontella rörelser hade vikit sig.

Stora problem iaktogs under projektets gång med att mäta horisontella rörelser. Inklinometrarna visar både inåtgående och utåtgående rörelser. Enbart i inklinometrör II fungerade båda inklinometrarna (övre och undre) på ett bra sätt. De uppmätta horisontella rörelserna i inklinometrör II under de olika perioderna, har ungefär samma procentuella storleksordning som de uppmätta vertikala rörelserna i de olika sättningsmätarna, se Figur 53. Vidare kan man säga att de redovisade horisontella rörelserna i figurformerna (se Figur 43 samt Bilagor 5.1 och 5.2) visar att den stabiliserade torven rör sig som en blockkonstruktion.



Figur 53 Tid och procentuell fördelning av vertikala och horisontella rörelser

Portrycksutvecklingen, i de undre mätarna som är installerade i leran, visar att när den stabiliserade torven hade hunnit att härda börjar den fungera som en blockkonstruktion dvs en konstruktion som jämnt fördelar bankens belastning över den hela masstabiliserade ytan. Den jämna fördelningen av bankens belastning gjorde att den tredje uppfyllningen (2.5 – 4.0 m) gav en 70 % mindre portryckshöjning än andra uppfyllningen (1.0 – 2.5 m), se Figur 44, oberoende att belastningens storlek var samma (1.5 m). Portrycksminskningen, i båda fallen, tog bara ca 14 dygn.

Enligt temperaturmätningarna, se Figur 45, pågick härdningsprocessen under ca 200 dygn och den största temperaturhöjningen skedde under de första ca 30 dygna. Detta bekräftar resultaten från tidigare utförda undersökningar (5) som visar att om Merit 5000 tillförs aktivator (cement) kommer reaktionerna igång liknande portlandcements härdande, men förlöper långsammare.

De utförda mätningarna visar att:

- alla typer av sättningmätare kan användas för att mäta sättningarna
- det är lättast och billigast att mäta sättningarna med sättningsspeglar
- inklinometrarna fungerar dåligt och de kan inte användas innan de utvecklas vidare
- portrycksmätaren och temperaturmätaren kan användas utan något större problem
- sättningmätarna visar inte någon större spridning. Det är bara skruv-sättningmätaren SK2 samt sättningsspeglarna S7 och S11 som visar stor spridning

11.1.3 Fält- och laboratorieundersökningar

Generellt kan sägas att SASW-mätningarna förmått detektera stabiliserad torv med mellan hög fasthet. Då metoden i sig är en medelvärdesbildande metod är det naturligt att resultaten uppvisar liten spridning. Metoden förmår därför inte att avslöja svaghetszoner med liten utsträckning. Om de skjuvhållfastheter som erhöles genom omräkningen av skjuvmodulerna (55 – 91 kPa), jämförs med skjuvhållfasthetens totala medelvärde från pelarvingssonderingarna, fas 2, (78 kPa) och pelarsonderingarna, fas 2, (96 kPa) kan man konstatera att de stämmer väldigt väl överens. Överensstämmelsen är ännu bättre om hänsyn tas till att SASW-mätningarna är en mer medelvärdesbildande metod än de använda sonderingarna. Hänsyn måste tas till att de ekvationer som användes för omräkningen av skjuvmoduler till skjuvhållfastheter ha tagits fram för lera och inte för stabiliserad torv. Vidare kan man säga att resultatet från SASW-mätningarna ser lovande ut, men eftersom det var första gången som SASW-mätningen testades på masstabiliserade torv, kan någon slutsats inte dras innan den har testats i fler masstabiliseringsprojekt. En stor fördel med SASW-mätningarna är att när olika sonderingar ska utföras, behöver sprängstensmassorna inte grävas bort eller om det är frågan om mäktigheter större än 2m behöver de inte förböras med ODEX-borning. Vidare kan påpekas att om SASW-mätningar fungerar så bra som den första mätningen på den stabiliserade torven har visat, kan antalet olika sonderingarna, som används för att bestämma den dimensionerande skjuvhållfastheten minskas, och på ett sådant sätt kan stora besparingar göras, utan att kvalitet och säkerhet försämras.

Enligt fältundersökningarna uppmättes de lägsta respektive högsta skjuvhållfastheterna med CPTU respektive pelarsondering. (CPTUs resultatet är osäkert p g a att någon flytgräns inte användes i CONRADs utvärderingen. Någon flytgräns finns inte för torv). Skjuvhållfastheterna som uppmätts med pelarsondering är dubbelt så höga som de som uppmättes med CPTU. Förklaringen till detta kan vara att en större yta undersökts genom pelarsondering ($b = 400$ mm) än genom CPTU (" b " = 35.7 mm) och inhomogeniteterna påverkar inte resultatet på samma sätt. Skjuvhållfastheterna som uppmättes genom CPTU och pelarvingssondering ($b = 132$ mm) är ungefär samma. Jämförelse mellan sonderingar fas 1 och fas 2 visar inte på någon större skillnad mellan sonderingarna. Det tyder på att hållfastheten inte har förändrats nämnvärt mellan tiden en månad respektive tre månader efter installationen. Fältundersökningarna visar vidare att det finns stora inhomogeniteter inom den stabiliserade torven. Hos alla fältmetoderna varierar spets- sonderingsmotstånd väldigt mycket och det är tecken på stora inhomogeniteter. CPTU-sonderingarna som gjordes i fas 1 visar på ett portryck runt 120 till 180 kPa medan sonderingarna som gjordes i fas 2 visar på ett portryck (p g a konsolidering) runt 300 till 600 kPa.

På basis av utförda beräkningar av variationskoefficienten (se Tabell 38) kan inte någon metod sägas vara betydligt bättre eller sämre än övriga metoder på att återge hållfastheten i en stabiliserad torv.

Proverna som togs upp med S-GEOBOR var störda. Det bästa beviset för detta är att skjuvhållfasthetens medelvärde som uppmättes i fas 1 (59 kPa), se Tabell 33, är större än skjuvhållfasthetens medelvärde som uppmättes i fas 2 (10 kPa), se Tabell 34. Sedan kan man påpeka att utan 200 kg/m^3 bindemedel, som användes i projektet, hade 80 kPa belastning (4 m hög bank), som användes i fas 2, givit en hållfasthetstillväxt i den ostabiliserade torven runt 40 kPa. Vidare kan hänsyn tas till att de ca 200 kg/m^3 bindemedlen som blandades in i torven också borde gett en viss hållfasthetstillväxt. Det kan även nämnas att de skjuvhållfastheter som uppmättes i fas 2 med enaxliga tryckförsök är lika stora som de som uppmättes i fält i den ostabiliserade torven (10 – 12 kPa) och mindre än skjuvhållfastheterna som uppmättes i laboratoriet på den ostabiliserade torven (20 kPa). Enligt författarens hypotes stör förmodligen S-GEOBOR den stabiliserade torven på följande sätt; efter stabiliseringen innehåller den stabiliserade torven fortfarande fibrer, och det som händer är att flera fibrer hamnar med en halva inne i det blivande provet och med andra halvan i den omkringliggande stabiliserade torven. Då fibrerna som delvis ligger i det blivande provet och delvis i den stabiliserade torven skärs (skjuvas till brott) utsätts det blivande provet för stora spänningar så att det blir kraftigt stört.

Eftersom proverna för laboratorieundersökningarna var störda, bör några slutsatser inte dras från enaxliga tryckförsöken och triaxialförsöken.

De utförda bindemedelsmängdbestämningarna och de beräknade relativa bindemedelsmängderna visar att bindemedlet är jämnt fördelat i djupled dvs att bindemedelsfördelningen är jämn. Att laboratorieundersökningen visar att bindemedlet är jämnt fördelat i djupled och sonderingarna visar på stora inhomogeniteter, kan bara förklaras med att blandningsverktyget fungerade dåligt dvs att det i det första blandningssteget förberedde (hackade) torven dåligt samt att det i det andra blandningssteget inte rörde om det jämnt fördelade bindemedlet med torven på ett bra sätt. Observera att p g a ett stort antal antaganden skall den relativa bindemedelsmängden användas med stor försiktighet.

De utförda undersökningarna visar vidare att:

- pelarving- och pelarsondering kan användas för att bestämma skjuvhållfastheten
- att sonderingsmetoderna som användes i det här projektet kan användas för att bestämma homogeniteten
- CPTU inte kan användas för att bestämma skjuvhållfastheten och andra parametrar som erhålls genom CONRADs utvärdering innan en korrektionsfaktor istället för flytgräns tagits fram
- CPTU kan användas för att bestämma skillnaderna i permeabilitets-egenskaperna under olika laster – tider
- SASW-mätningen troligen kan användas för att bestämma skjuvmodulerna och sedan genom omräkning av dessa bestämma skjuvhållfasthetens medelvärde
- S-GEOBOR inte kan användas för att ta ostörda prover i den stabiliserade torven

Lämpliga fält- och laboratorieundersökningar för masstabiliserad jord kommer vidare att studeras inom den andra delen av projektet (doktorsavhandling).

11.2 Rekommendationer

11.2.1 Utförande av masstabilisering

I projekteringsskedet måste geologiska, geotekniska och geohydrologiska förhållanden undersökas noga. Det är av mycket stor betydelse att vattenkvot, organisk halt, pH-värde, hållfasthets- och deformationsegenskaper bestäms i ostabiliserad jord (jord som kommer att stabiliseras) samt att noggranna grundvattenmätningar utförs och hänsyn tas till årstidsvariationerna. Hållfasthets- och deformationsegenskaperna skall också bestämmas för jordar som ligger under den jord som kommer att stabiliseras.

Tolkade profiler och sektioner för den aktuella sträckan bör tas fram / färdigställas.

De jordlager som kommer att bli svåra att stabilisera skall identifieras genom fält och laboratorieundersökningar.

Jorden som skall stabiliseras får ej vara tjälad.

Eftersom existerande bindemedel fungerar dåligt i gytta bör nya och effektivare bindemedlen utvecklas för gytta.

Lämplig bindemedelstyp och bindemedelsmängd skall bestämmas i laboratorium innan det testats i fält.

Inblandningsförsöket bör göras enligt beskrivningen på sidorna 73 - 74.

Vatten som används i inblandningsförsöket (se sidan 74; punkt 7) bör, om det går, tas från platsen där masstabilisering kommer att göras.

Den stabiliserade jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper (särskilt krypegenskaper) skall bestämmas och deformationer i stabiliserad jord under härdning/konsolidering skall redovisas. Hållfasthetsegenskaperna, på proverna som har lagrats i rumstemperatur ca 20° C under 18 kPa last, skall bestämmas genom enaxligt tryckförsök och deformations-egenskaperna genom CRS-försök.

Korrektionsfaktorn som användes för att korrigera den i laboriet bestämda skjuvhållfastheten bör ligga mellan 0.5 – 1.0. Ju högre dimensionerande skjuvhållfasthet är desto lägre korrektionsfaktor skall användas och tvärtom.

Detaljerade sättnings- och stabilitetsberäkningar skall göras. De skall vara tillräckligt många och deras antal avgörs av projektets storlek och komplexitet. Sättningsberäkningarna skall ge en prognos på förväntade sättningar, deras tidsförlopp, liggtider och eventuell överlast.

Beräkningsmodellen som användes för stabilitetsberäkningarna i projektet och de modeller som idag finns för bindemedelsförstärkt jord, som t ex KC-pelare förutsätter förekomst av icke stabiliserad jord mellan stabiliserade pelare. Vid masstabilisering förutsätts all jord inom

den stabiliserade zonen vara förstärkt. Samverkan mellan förstärkt och underliggande icke förstärkt jord behöver beaktas i en ny modell. Den nya modellen kommer att tas fram i den andra delen av projektet (doktorsavhandling).

Utsättningsritning skall redovisas.

En granskning har gjorts av tidigare skapade Tekniska beskrivningar väg / geoteknik (TBv/Geo) och det har konstaterats att behövs ytterligare tillägg, vilka anges nedan med kursiv stil:

- bindemedelstyp och bindemedelsmängd
- krav på dimensionerande skjuvhållfasthet
- *krav på redovisning av bindemedels innehåll*
- *krav på stigning och rotationshastighet*
- *krav på att stigning, bindemedelsmängd och rotationshastighet redovisas tillsammans på utmatningsprotokoll (i digital form)*
- typ av blandningsverktyg
- arbetsordning för stabiliseringsarbete
- kontrollprogram för kontroll av stabiliserad konstruktion. Kvaliteten på den stabiliserande konstruktionen skall kontrolleras genom kontrollundersökningar där blandningen av bindemedlet, hållfastheten hos den stabiliserade marklagren och tiden för utförandet av slutlig vägbank bestäms
- att kontrollundersökningar skall utföras genom CPTU, pelarvingssonderingar och pelarsonderingar
- *typ av geonät, dess korttidsdraghållfasthet*
- att kontrollundersökningar skall utföras 30 dygn efter stabilisering
- upplastningssekvens
- att mätning av vertikala rörelser (sättningspeglar eller slang-sättningsmätare) skall göras
- *om mätning av portryck (portrycksmätare) och horisontella rörelser (inklinometare) skall göras bestäms från projekt till projekt*
- *arbetsordning för installering av sättningspeglar och sättnings slangar*
- en tidtabell för mätning av vertikala och eventuellt horisontella rörelser samt eventuellt portryck
- att mätning av vertikala rörelser skall göras före utläggning av $h = 0.5 - 1$ m överbyggnad
- att mätning av vertikala rörelser skall göras genast efter utläggning av $h = 0.5 - 1$ m överbyggnad
- att mätning av vertikala rörelser skall göras dagligen under den första veckan efter utläggning av överbyggnad, därefter skall mätning göras en gång per vecka under den första månaden, därefter en gång per månad
- att programmet för sättningsmätningar skall följas för varje enskild fyllningsetapp
- *att installation av inklinometrar och portrycksmätare görs så snart arbetsförhållandena kräver*
- *krav på entreprenören att upprätta ett särskilt kontrollprogram där mätningar av horisontella och vertikala rörelser, grundvattennivåer, material m m skall anges till omfattning och tidsintervall. I programmet skall ges gränsvärden för olika parametrar liksom åtgärder som skall vidtas om gränsvärdena uppnås*

- att kontrollprogrammet skall tillställas beställaren för granskning senast 10 dagar innan arbetet påbörjas

Geonät bör användas istället för geotextil. Det finns flera fördelar med att använda geonät istället för geotextil: geonät förbättrar lastöverföringen (fördelar lasten) till den masstabiliserade torven, har en stabiliserande effekt och förbättrar bärigheten. En geotextil ger inte samma positiva effekt i de nämnda fallen. Geotextil fungera bara som ett materialskiljande lager och inte som något annat. Nackdelen med geonät är att det är något dyrare (ca 15 kr/m²) än geotextil, men den prisskillnaden måste vägas mot alla nämnda fördelar. Geonät som bör användas inom masstabiliseringen måste ha en korttids draghållfasthet på 30 kN/m i nätets båda riktningar. Den skall ha så hög planstyvhet som möjligt, dvs att styrkan över knutpunkten i näten bör vara minst 90 % av korttids draghållfasthet. Detta innebär att enbart nät av polypropylen eller HD polyeten är tillämpliga. Geonätets rutöppning måste anpassas till bankmassornas (uppfyllningsmassornas) diameter (kornstorlek). Geonätet skall läggas ut längs med den stabiliserade ytan med överlapp minst 0.5 m i sida. Vid behov fästs näten med ett plastbuntband eller liknande var 2 – 3 m. Massorna som används för bankupbyggnad skall inte ändtippas direkt på nätet.

Blandningsverktyget bör utvecklas vidare eftersom de existerande fortfarande är ineffektiva (hackar torven dåligt) och rör inte om bindemedlen med torven på ett bra sätt. Förbättringen kan göras på följande sätt:

- omrörningsarbetet bör robotiseras och inte styras av föraren eftersom det då finns stor risk att rörelser upprepas flera gånger på samma plats
- inblandningsmönster (rörelsemönster) bör digitaliseras dvs ett dataprogram ska utvecklas som kommer att ha olika förprogrammerade inblandningsmönster som är anpassade för olika masstabiliseringsdjup, längd och bredd
- noggrannhet av inblandningsrörelser och blandningsverktygets exakta position ska kontrolleras med hjälp av GPS
- föraren bör kunna kontrollera, med hjälp av en dataskärm, att allt går enligt planerna

Efter det att lämpligt bindemedel och bindemedelsmängd bestämts i laboratorium bör provstabiliseringar utföras i fält. Hur många provområden som skall utföras och hur stora de skall vara, avgörs av:

- projektets storlek
- variationer hos jordarternas geotekniska egenskaper (vattenkvot, organisk halt)
- variationer hos jordarternas mäktighet

Provytorna skall belastas med samma förbelastningshöjd (0.5 – 1.0 m) som de ytor, som kommer att stabiliseras senare, i det planerade masstabiliserings arbetet.

Hållfastheten hos de installerade provområdena skall bestämmas med pelarsondering och pelarvingssondering. Homogenitet hos de installerade provområdena skall bestämmas med de två nämnda metoderna och CPTU. Om undersökningarna visar att kravet på dimensionerande hållfasthet har uppfyllts kan masstabilisering påbörjas.

Arbetsordning för masstabiliseringsarbeten bör vara följande:

- röjning av träd, buskar, stubbar och överbyggnad och dylikt som stör stabiliseringsarbetet
- avvattning av området som ska stabiliseras (om det innehåller för mycket vatten)
- hela planerade stabiliseringsområdet delas in i delområden (lameller) (exempelvis $2 \times 5 \text{ m}^2$ eller $3 \times 5 \text{ m}^2$) och delområden (lameller) markeras med käppar (6 st per en delområde, lamell)
- utförande av masstabiliseringsarbete
- installation av geonät, kortvarig draghållfasthet 30 kN/m
- installation av sättningspeglar och eventuellt slangstättningsmätare
- utläggning av $h = 1\text{ m}$ förbelastning snarast efter det att masstabilisering utförts dock inom 4 timmar. I speciella fall t ex med mycket liten hållfasthetstillväxt används $h = 0.5 \text{ m}$ förbelastning
- bara sprängstensmassor, grus eller morän (materialtyp 2) kan användas för bankuppsybyggnad och massornas korndiameter måste vara $\leq 200 \text{ mm}$
- 30 dygns ligg tid (med pelarsondering eller pelarvingssondering kontrolleras om kravet på dimensionerande hållfasthet är uppfyllt)
- slutlig vägbank utförs med etappvis fyllning (lagrens tjocklek max 1.0 m. Ligg tid kontrolleras med sättningspeglar, slangstättningsmätare, inklinometrar och porttrycksmätare, ligg tid 20 dygn / fyllningsetapp)
- utläggning av överlast (om den behövs)

Vid dåliga stabilitetsförhållanden (låg säkerhetsfaktor) bör stockmattor användas tillsammans med förbelastning, som arbetsbädd, för masstabiliseringsmaskin.

Om det under de masstabiliserade jordarna finns ostabiliserad lös jord bör överlast användas för att påskynda sättningsutvecklingen.

11.2.2 Rörelse, porttryck och temperatur

Sättningspeglar och slangstättningsmätare bör användas för att mäta sättningsutvecklingen. Fördelen med sättningspeglarna är att de kan installeras och används direkt efter masstabiliseringen är färdigställd och geonätet utlagt. Nackdelen med dem är att de kan bli påkörda (förstörda) under uppfyllningen. Med slangstättningsmätarna uppstår inte detta problem däremot krävs det lång tid att mäta och under mätningen kan inget arbete pågå. Skruvsättningsmätningarna bör bara användas om fördelningen av sättningarna på olika djup är av intresse. Det visade sig att de är mycket känsliga för horisontella rörelser och ju djupare mätaren ligger desto större risk att de tidigare slutar att fungera. Problemet bör kunna lösas genom att ett styvare rör med större diameter används.

Inklinometrarna bör användas med en stor försiktighet för att mäta horisontella rörelser. Orsaken till detta är att inklinometrarna har uppvisat, i detta och andra projekt, både inåtgående och utåtgående rörelser. Det tyder på att utvecklingsarbetet med inklinometrarna bör fortsätta. Det är ännu oklart om orsaken till dessa inkonsekvenser.

Som ovan nämnts, skall sättningspeglar och slangstättningsmätare installeras direkt efter masstabiliseringen samt den första mätningen av vertikala rörelser utföras innan utläggningen

av $h = 0.5 - 1$ m överbyggnad utförs. Nästa sättningsmätning görs genast efter utläggning av $h = 0.5 - 1$ m överbyggnad. Så snart arbetsförhållandena tillåter installeras (om de behövs) inklinometrar och porttrycksmätare. Mätning av vertikala och horisontella rörelser samt porttryck utförs dagligen under den första veckan efter utläggning av överbyggnad. Därefter utförs mätning en gång per vecka under den första månaden, därefter en gång per månad.

Om mätningarna, efter ca 30 dygn, visar att de horisontella (om de mäts) och vertikala rörelser avstannat, porttrycket (om det mäts) avklingat samt de olika sonderingarna visar att hållfasthetstillväxten har nått till 30 dygns dimensionerande hållfasthetsvärde kan nästa pålastning $h = 1.0$ m påföras.

Slutlig vägbank utförs med etappvis fyllning, med maximal lagertjocklek på 1.0 m. Liggtid skall kontrolleras med sättningspeglar, slang-sättningsmätare, samt eventuellt inklinometrar och porttrycksmätare. Liggtiden är ca 20 dygn / fyllningsetapp. Om mätningarna visar att rörelserna inte har avstannat och porttrycket inte har avklingat, förlängs liggtiden.

Det har i utförda projekt visat sig att härdningen sker mycket snabbt och att kravet på 30 dygns dimensionerande skjuvhållfasthet oftast uppfylls på mycket kortare tid än 30 dygn samt att sättningsarna för varje belastningssteg utvecklats på kortare tid än 20 dygn. Allt detta gör det möjligt att en kortare tid mellan belastningstegen används t. ex 10 – 15 dygn. Men innan beslut om förkortning av belastningstiden tas, måste kontrollundersökningarna visa att kravet på 30 dygns dimensionerande skjuvhållfasthet har uppfyllts och sättningsmätarna skall visa att sättningsarna har börjat att avstanna. Mätningen av porttryck bör göras om en kortare tid än 20 dygn mellan fyllningsetapper kommer att användas.

11.2.3 Fält- och laboratorieundersökningar

Ca 30 dygn, eller en kortare tid om det så bestämts, efter det att masstabiliseringen har färdigställts skall hållfasthetstillväxt och homogenitet kontrolleras i den masstabiliserade jorden.

Om kontrollsonderingarna skall utföras efter 90 dygn, avgörs från fall till fall.

Pelarvingssonderingen tillsammans med pelarsonderingen bör användas för att bestämma skjuvhållfasthet och homogenitet i den masstabiliserade jorden. Eftersom pelarsonderingen ger något högre skjuvhållfasthet än pelarvingssonderingen, rekommenderas att skjuvhållfasthetens medelvärde per nivå för de två sonderingarna används. Detta medelvärde är förmodligen en relevant skjuvhållfasthet.

CPTU-sonderingen bör inte användas för att bestämma skjuvhållfastheten inom den masstabiliserade torven innan tolkningsprogrammet CONRAD byggs om för att kunna tolka data från sonderingar som görs i stabiliserad torv. CPTU bör användas för att bestämma skillnaderna i permeabilitetsegenskaperna under olika laster och tider i den masstabiliserade jorden och för att kontrollera homogenitet i den masstabiliserade jorden.

S-GEOBOR bör inte användas för att ta ostörda prover i den stabiliserade torven men den kan förmodligen användas för att ta ostörda prover i andra masstabiliserade jordar. Orsaken till att S-GEOBOR inte skall användas är att proverna bli störda.

SASW-mätningen bedöms kunna användas för att bestämma fastheten över den masstabiliserade ytan. Med hjälp av skjuvmodulerna och empiriska samband (Hara, 1974 och Andreasson, 1979) kan skjuvhållfasthetens medelvärde över hela den masstabiliserade ytan bedömas. I framtida projekt bör SASW-mätningen utföras även före stabiliseringen, eftersom detta möjliggör en totalt sett säkrare analys. Metoden bör även testas i andra masstabiliseringsprojekt innan man kan vara säker på att resultaten från mätningarna är bra. De empiriska sambanden mellan skjuvmoduler och skjuvhållfastheter som tagits fram för leror, bör kontrolleras ytterligare innan det är klarlagt att sambanden fungerar bra också för masstabiliserad jord. Det är ytterligare viktigt att densiteterna hos jordar som kommer att testas genom SASW-mätningarna noggrant bestäms eftersom ju bättre densiteterna är bestämda desto bättre tolkning kan göras av SASW-mätningarna.

REFERENSER

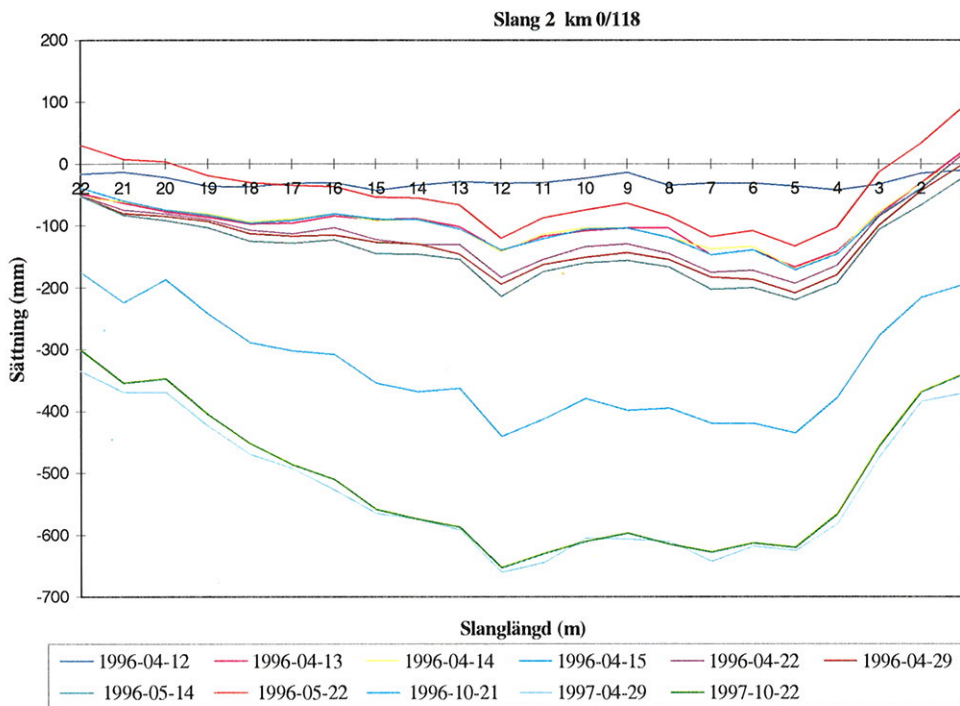
(* Denna litteratur har genomgåts men ej direkt refererat i avhandlingen)

1. Andréasson, B., (1979). Deformation characteristics of soft, high-plastic clays under dynamic loading conditions. PhD Thesis, Chalmers Tekniska Högskolan. Göteborg.*
2. Arnér, E., (1998). Djupstabilisering av torv, gyttja och lera, Projekt Hälsingekusten, Ostkustbanan, km 0/760 – 0/900. Teknisk beskrivning, Scandiaconsult, Bygg och Mark. Stockholm.*
3. Arnér, E., (1998). Besiktningssrapport. Projekt Hälsingekusten, Ostkustbanan, km 0/760 – 0/900. Scandiaconsult, Bygg och Mark. Stockholm.
4. Axelsson, K., Säfström, L., (1996). Torv och gyttja masstabiliserar. Cementa 3.96.
5. Carlsson, T., Hellstedt, A., (1982). Stabilisering med slagg/flygaska, Laboratorieundersökningar. Teknisk rapport 36, Projekt KHM, Statens Vattenfallsverk. Vällingby.
6. Carlsten, P., (1988). Torv – geotekniska egenskaper och byggmetoder. Information Nr. 6, Statens Geotekniska Institut. Linköping.
7. Carlsten, P., (1991). Vägbyggnad på torv. Vägledning 2, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*
8. Carlsten, P., (1996). Skjuvförsök på torvprover. Banverket.*
9. Gilliusson, S., (1998). Hållfasthetstillväxt i torv, lera och gyttja vid ökad last / konsolidering. Examensarbete, Mithögskolan. Härnösand.*
10. Hoikkala, S., (1993). Stabilization of peat and clay in Veittostensuo. YGEC 1993. 3 p.
11. Hoikkala, S., Leppänen, M., (1995). Stabilization of peat – from laboratory testing into road construction. VIATEK. Esbo.*
12. Holm, G., Tränk, R., Ekström A., (1987). Kalkpelare med gips som tillsatsmedel. Rapport No. 30, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*
13. Holm, G., Åhnberg, H., (1987). Användning av kalk – flygaska vid djupstabilisering av jord. Rapport No. 30, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*
14. Holm, G., Holmqvist, L., Johansson, S-E., Ljungkrantz, C., Retelius, A., Åhnberg, H., (1995). Cement och kalk för djupstabilisering av jord, En kemisk – fysikalisk studie av stabiliseringseffekter. Rapport No. 48, Statens Geotekniska Institut. Linköping.
15. J&W Bygg och Anläggning AB, Markavdelningen i Luleå, (1995). Masstabilisering / blockstabilisering, Väg 601 Sundsvägen, Råneå, km 0/070 – 0/730, Utförda kontrollundersökningar CPT- och vingsonderingar. Luleå.*

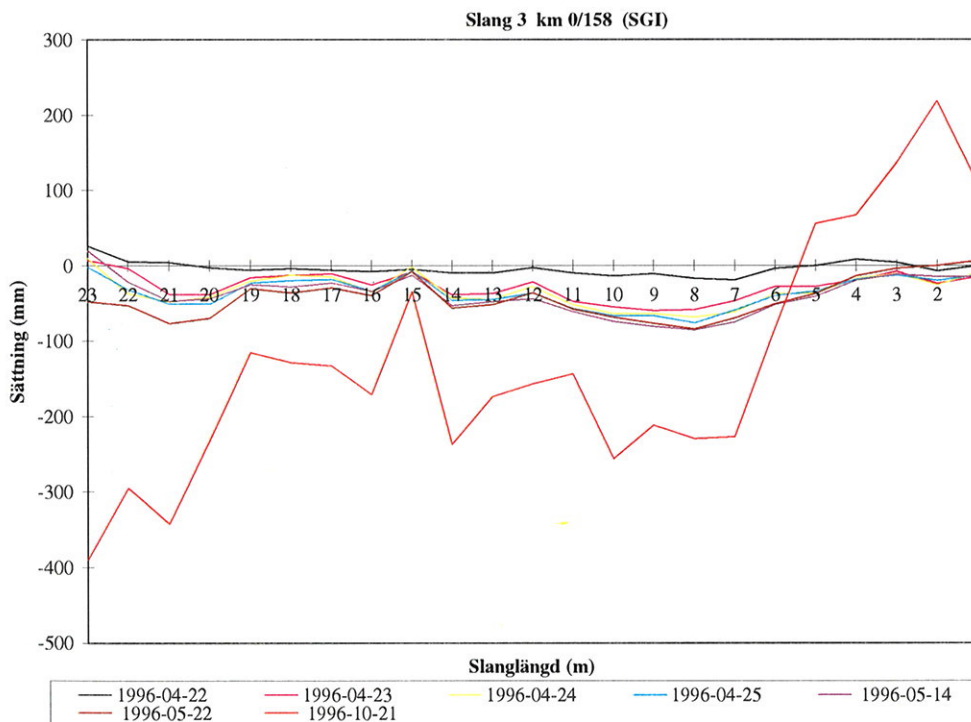
16. J&W, Luleå kontoret, (1996). Utförda stabilitetsberäkningar vid installation av bindemedel i organisk jord (torv). Luleå.*
17. Jelusic, N., Edstam, T., Rogbeck, Y., (1997). Bestämning av egenskaper i cellstabiliserad torv. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 5.
18. Jelusic, N., Leppänen, M., (1998). Masstabilization of peat in road and railway construction. Proceedings of the 8th International Congress International Association for Engineering Geology and the Environment, Vol. 5, pp. 3449 – 3454, Vancouver.*
19. Jelusic, N., Malmberg S. B., (1998). Användandet av moränmassor för utfyllnad under vatten, Ett pilotförsök rörande användandet av sprängpackningstekniken för packning av återfyllnad för vägbyggnad utförd under vatten med finkorniga jordmassor. Rapport TVGT-3029-SE, Avdelningen för geoteknik, Tekniska Högskolan i Lund, Lund.
20. Laakasonen, J., Törnqvist, J., (1996). Väg 51 Kirkkonummi provbank (på finska). Stabiliseringsrapport. VTT.
21. Landva, A. O., (1980). Geotechnical behaviour and testing av peat. PhD Thesis, Laval University, Quebec.*
22. Larsson, R., (1989). Jords egenskaper. Information Nr. 1, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*
23. Larsson, R., (1992). CPT-sondering, utrustning – utförande – utvärdering. Information Nr. 15, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*
24. Leppänen, M., (1999). Pers. com. VIATEK. Esbo.
25. Merox, (1991). Merit 5000, Väg- och byggmaterial. Merox, SSAB Merox AB. Oxelösund.
26. Möller, B., Moritz, L., (1997). Resultat från fält- och laboratorieförsök på masstabiliserad torv, Faktarapport. Banverket, Norra Regionen, Luleå, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*
27. Möller, B., Johansson, L., (1997). Övervakningssystem, CPT-sondering, S-GEOBOR, Faktarapport. Skanska Norrland AB, Skellefteå, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*
28. Oscarsson, M., (1997). Släntstabilitetsberäkningar sektion 0/860. Projekt Hälsingekusten, Ostkustbanan, km 0/760 – 0/900. Scandiaconsult, Bygg och Mark. Stockholm.*
29. Persson, J., (1997). Stabilisering av organisk jord. Examensarbete, Bergsskolan. Filipstad.*
30. Pousette, K., Jacobsson, A., Mácsik, J., (1996). Stabilisering av torv. Preliminär rapport. Avdelningen för Geoteknik, Tekniska Högskolan i Luleå.*

31. Rajasaari, T., (1999). Pers. com. YIT Bygg AB. Västerås.
32. Rogbeck, Y., Sandin, P., (1995). Masstabilisering, Lägesrapport. Vägverket, Statens Geotekniska Institut. Linköping.
33. Rogbeck, Y., (1996). Masstabilisering, Forskning och utvecklingsplan 1996 – 2000. Svensk Djupstabilisering.*
34. Rogbeck, Y., (1997). Masstabilisering av väg 590, Askersund. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 7.
35. Rosén, H., (1998). Väg 601 – Sundsvägen, Uppföljning av inblandad jord, Geoteknisk sammanställning. Vägverket, Region Norr, J&W, Bygg och Anläggning AB, Markavdelningen i Luleå.
36. Svedberg, B., (1996). Vägport i Holmsveden å väg 272 (X983). Teknisk beskrivning väg / geoteknik. Vägverket, Region Mitt, Scandiaconsult, Bygg och Mark. Falun.*
37. Svenska Geotekniska Föreningen, (1993). Rekommenderad standard för CPT-sondering. Rapport 1:93. Linköping.*
38. Svenska Geotekniska Föreningen, (1993). Rekommenderad standard för vingförsök i fält. Rapport 2:93. Linköping.*
39. Svenska Geotekniska Föreningen, (1995). Kalk- och kalkcementpelare. Vägledning för projektering, utförande och kontroll. Rapport 1:96. Linköping.*
40. Svenska Geotekniska Föreningen, (1996). Geoteknisk fälthandbok, Allmänna råd och metodbeskrivningar. Rapport 1:96. Linköping.*
41. Svensson, M., (1998). Modern methods for determination of shear moduls, Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) and Bender Element method. Licentiate thesis, Avdelningen för Geoteknik, Lund Tekniska Högskolan, Lunds Universitetet. Lund.*
42. Sällfors, G., Andréasson, L., (1986). Kompressionsegenskaper, Geotekniska laboratorieanvisningar, Del 10. Statens råd för byggnadsforskning. Stockholm.*
43. VIATEK, (1995). Masstabilisering, Väg 601 Sundsvägen, Råneå, km 0/070 – 0/730. Teknisk beskrivning.*
44. VIATEK, (1995). Masstabilisering, Väg 601 Sundsvägen, Råneå, km 0/070 – 0/730, Plan för kontrollundersökningar och sättningsmätningar.*
45. VIATEK, (1995). Pelar- och masstabilisering, Väg 590 Askersund – Åmmeberg, Delen Askersund – Djupviken, km 0/050 – 0/230. Teknisk beskrivning.*
46. VIATEK, (1995). Inblandningsförsök i torv, Väg 340, Delen Landön – Lillholmsjö, Delen Storholmsjö – S. Skärvången. Rapport. Vägverket, Region Mitt.*

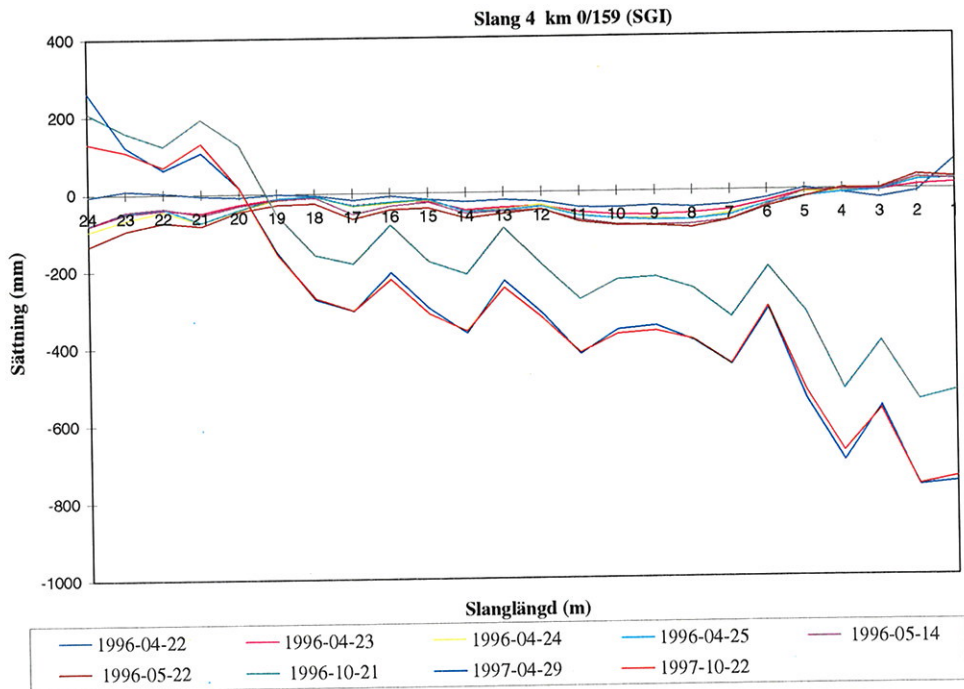
47. VIATEK, (1995). Inblandningsförsök i torv och gyttja, Skytorp – Örbyhus 27/180 – 27/400. Rapport. Banverket, Mellersta Regionen.*
48. VIATEK, (1995). Pelar- och masstabilisering, Skytorp – Örbyhus, Forbigångspår och Dubbelspår 27/190 – 27/350. Teknisk beskrivning, Geotekniska beräkningar.*
49. VIATEK, (1995). Pelar- och masstabilisering, Skytorp – Örbyhus, Dubbelspår 27/190 – 27/350. Teknisk beskrivning.*
50. VIATEK, (1995). Cell och pelarstabilisering, Skytorp – Örbyhus, Dubbelspår 27/190 – 27/350, Sättningsuppföljning.*
51. VIATEK, (1996). Masstabilisering, Skytorp – Örbyhus, Förbigångspår 27/190 – 27/350. Teknisk beskrivning.*
52. VIATEK, (1996). Masstabilisering, Skytorp – Örbyhus, Förbigångspår 27/190 – 27/350. Kontrollundersökningar.*
53. VIATEK, (1996). Cell- och pelarstabilisering, Skytorp – Örbyhus, Dubbelspår 27/195 – 27/350. Sammanställning av kontrollundersökningar. Banverket, Mellersta Regionen.*
54. VIATEK, (1996). Principlösning för genomförandet av blockstabilisering på Jörn – Lidlund.*
55. VIATEK, (1998). Masstabilisering, Väg 45, Akkavare – Auktsjaur, km 0/600 – 1/300. Teknisk beskrivning. Vägverket, Region Norr.*
56. Wiesel, C-E., Hansbo, S., Broms, B., (1985). Skjuvhållfasthet, Geotekniska laboratorie-anvisningar, Del 9. Statens råd för byggnadsforskning. Stockholm.*
57. Åhnberg, H. Holm, G., (1987). Om inverkan av härdningstemperaturen på skjuvhållfasthet hos kalk- och cement stabiliserad jord. Rapport No. 30, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*
58. Åhnberg, H., Holm, G., (1986). Kalkpelarmetoden, Resultat av 10 års forskning och praktisk användning samt framtida utveckling. Rapport No. 31, Statens Geotekniska Institut. Linköping.*



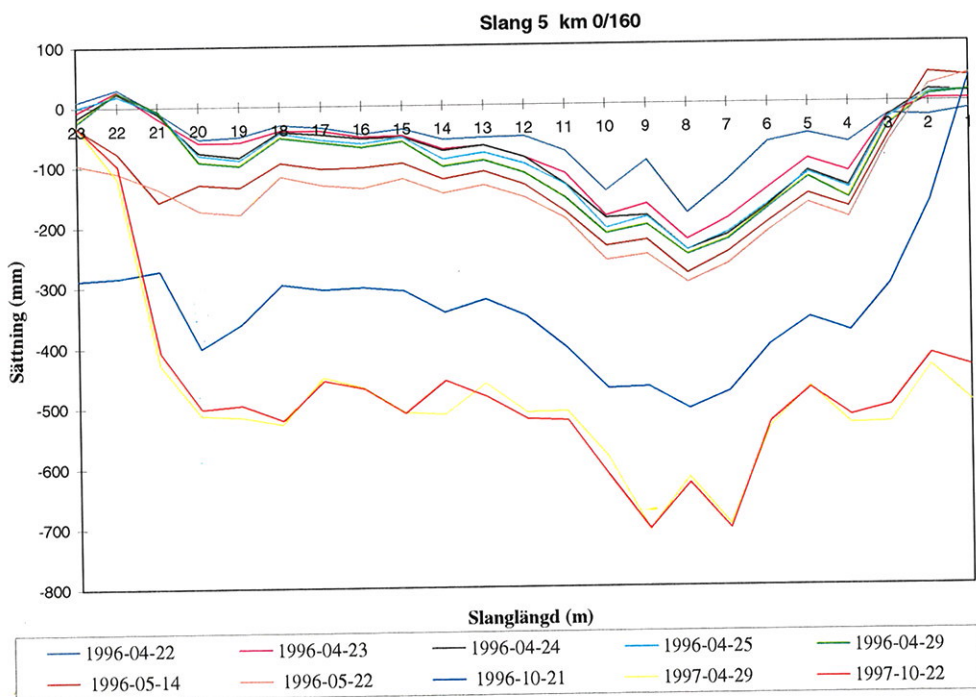
Figur B1.1 Uppmätta sättningar i slangställningsmätare 2, Askersund, väg 590 (34)



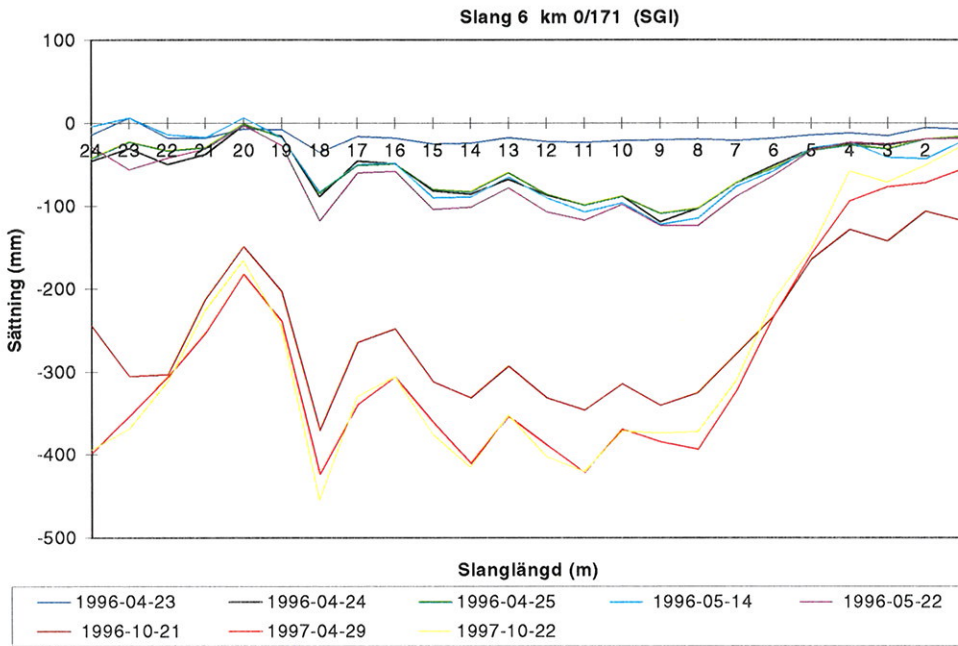
Figur B1.2 Uppmätta sättningar i slangställningsmätare 3, Askersund, väg 590 (34)



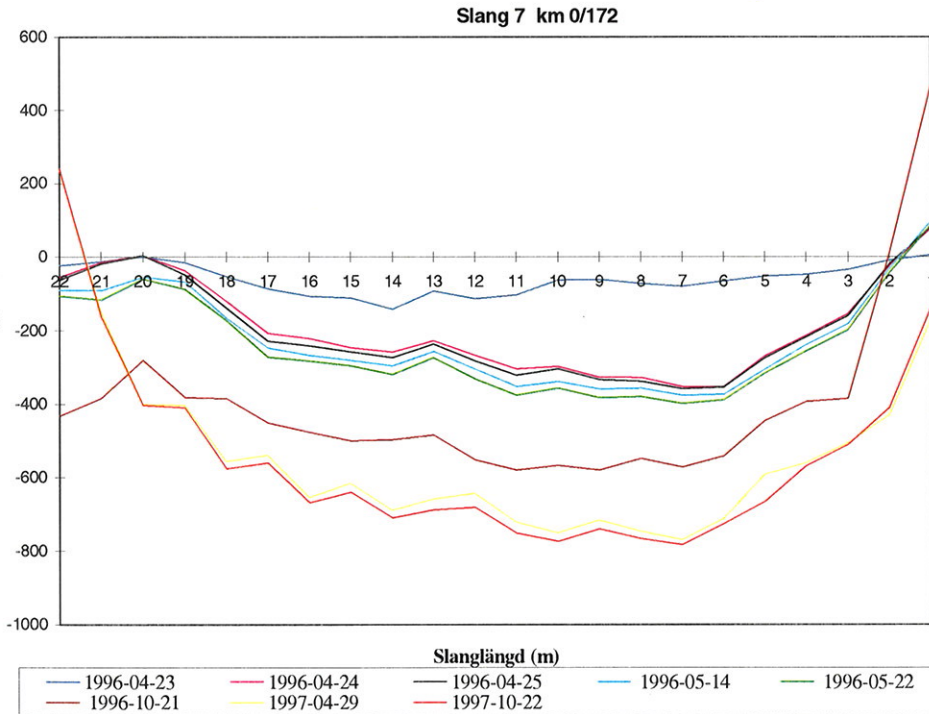
Figur B1.3 Uppmätta sättningar i slangställningsmätare 4, Askersund, väg 590 (34)



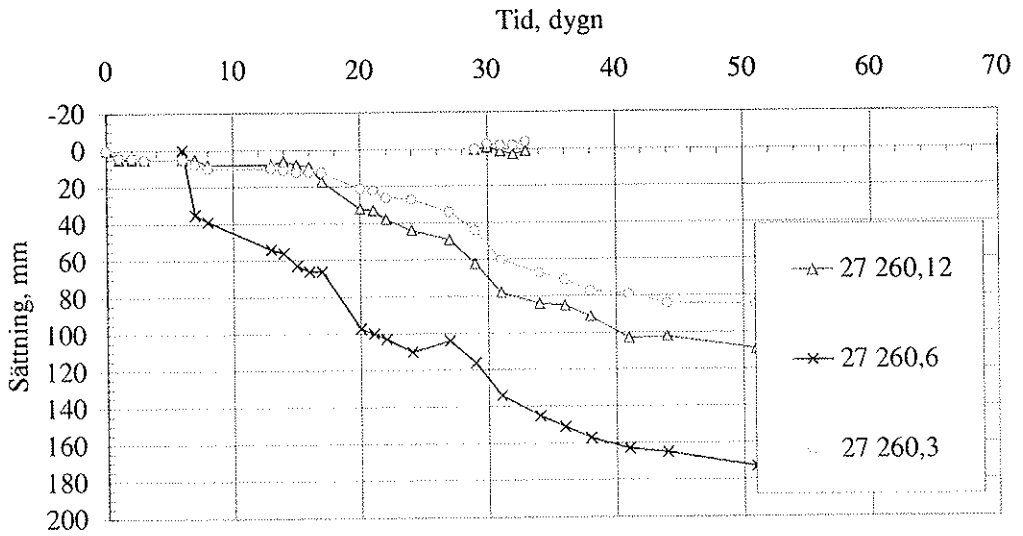
Figur B1.4 Uppmätta sättningar i slangställningsmätare 5, Askersund, väg 590 (34)



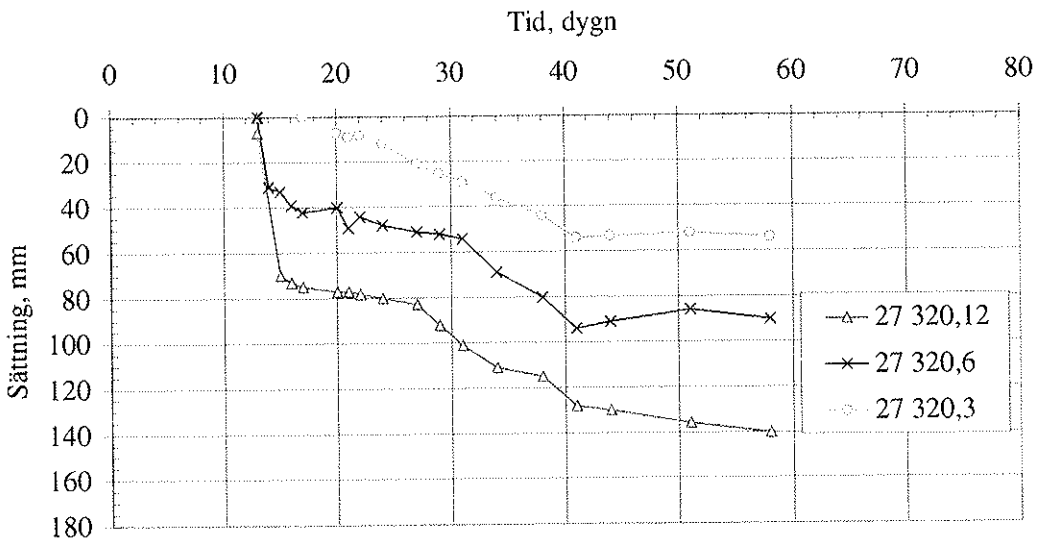
Figur B1.5 Uppmätta sättningar i slangställningsmätare 6, Askersund, väg 590 (34)



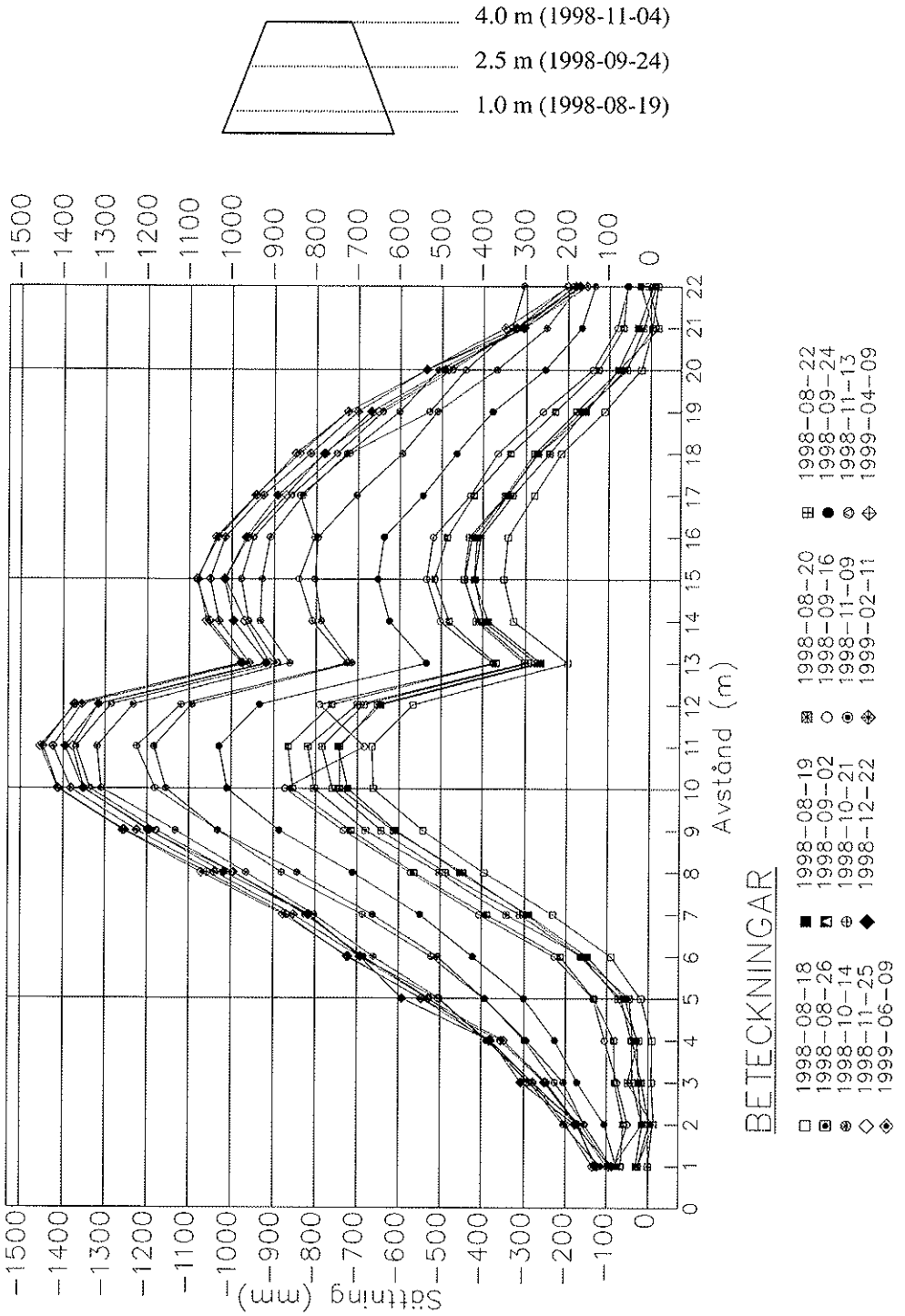
Figur B1.6 Uppmätta sättningar i slangställningsmätare 7, Askersund, väg 590 (34)



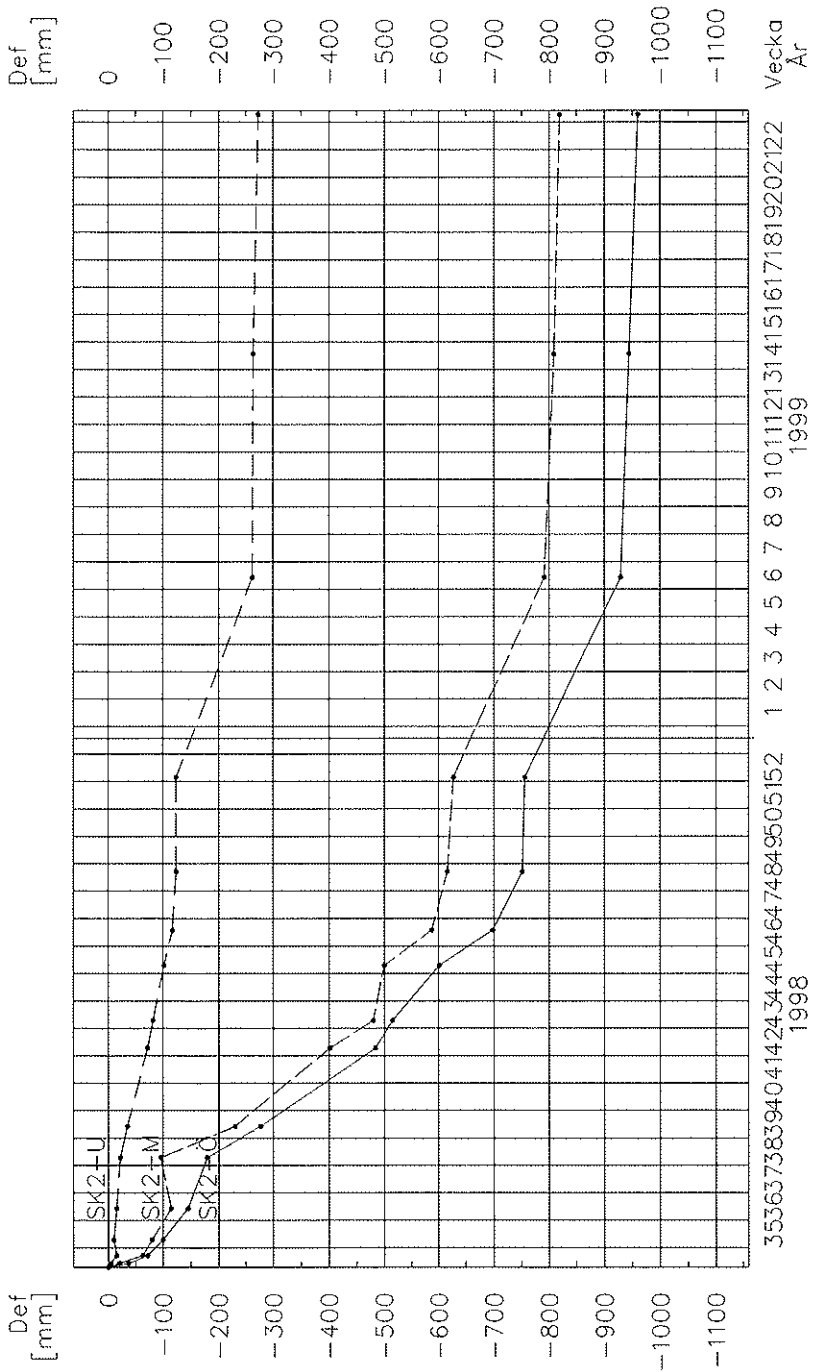
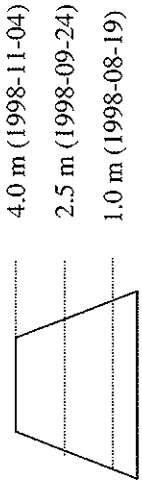
Figur B2.1 Uppmätta sättningar i Skytorp, dubbelspår (24)



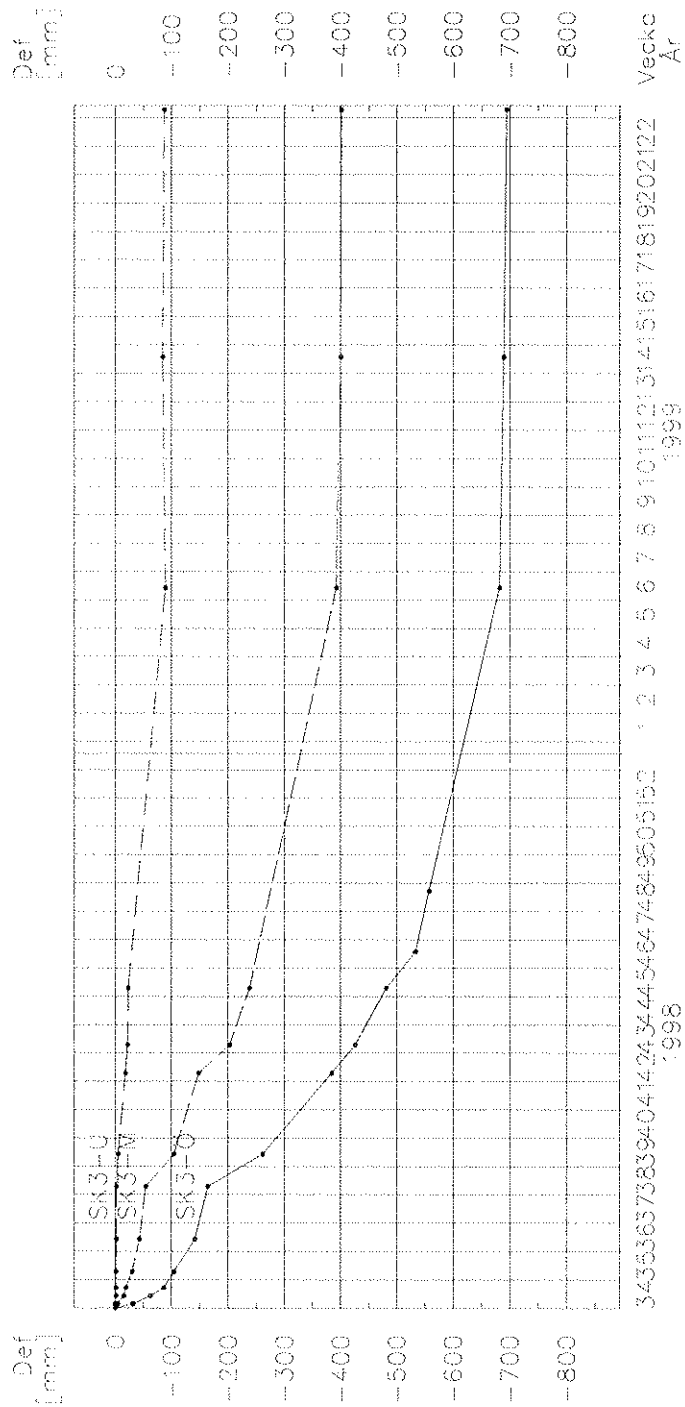
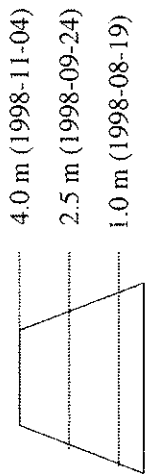
Figur B2.2 Uppmätta sättningar i Skytorp, dubbelspår (24)



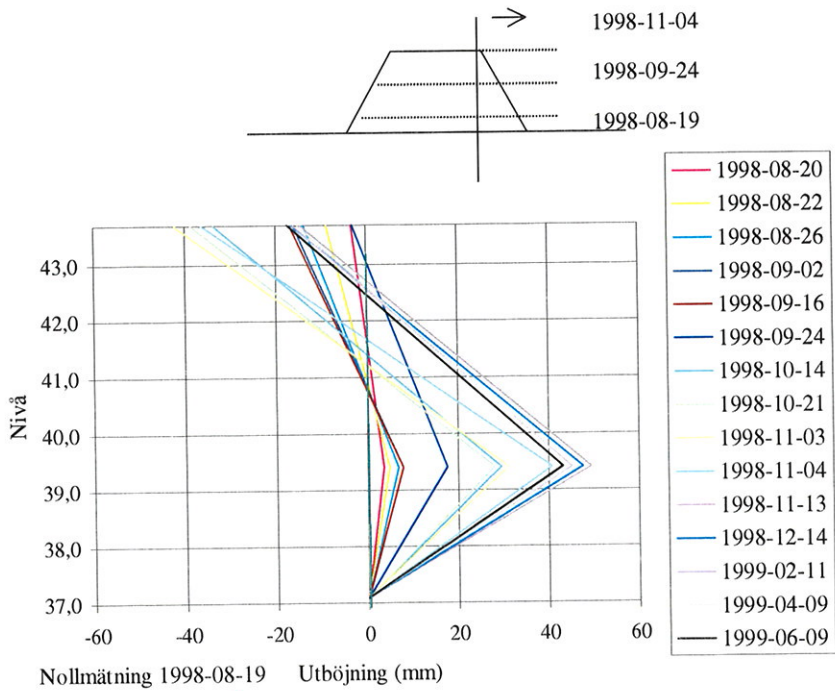
Figur B3.1 Uppmätta sättningar i slangsettningmätare SL2



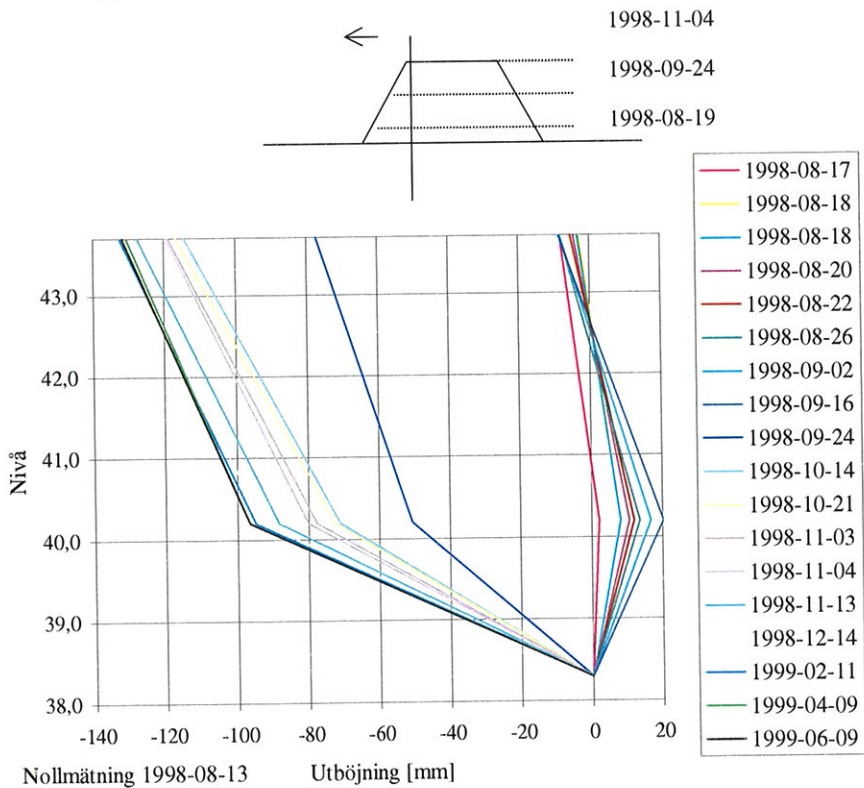
Figur B4.1 Uppmätta sättningar i skruvsättningsmätare SK2



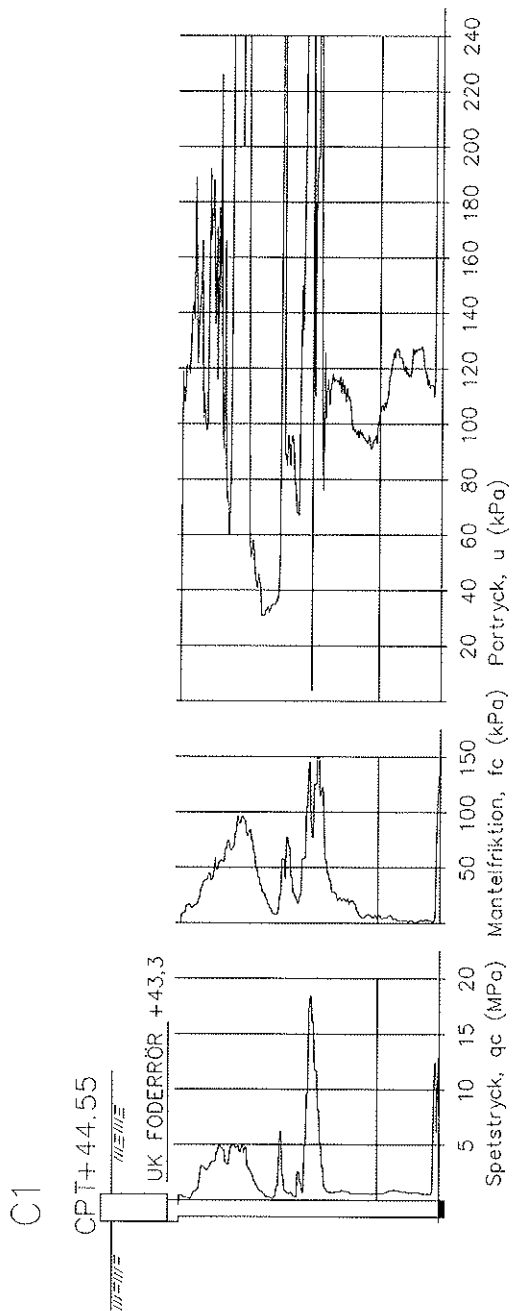
Figur B4.2 Uppmätta sättningar i skruvsättningsmätare SK3



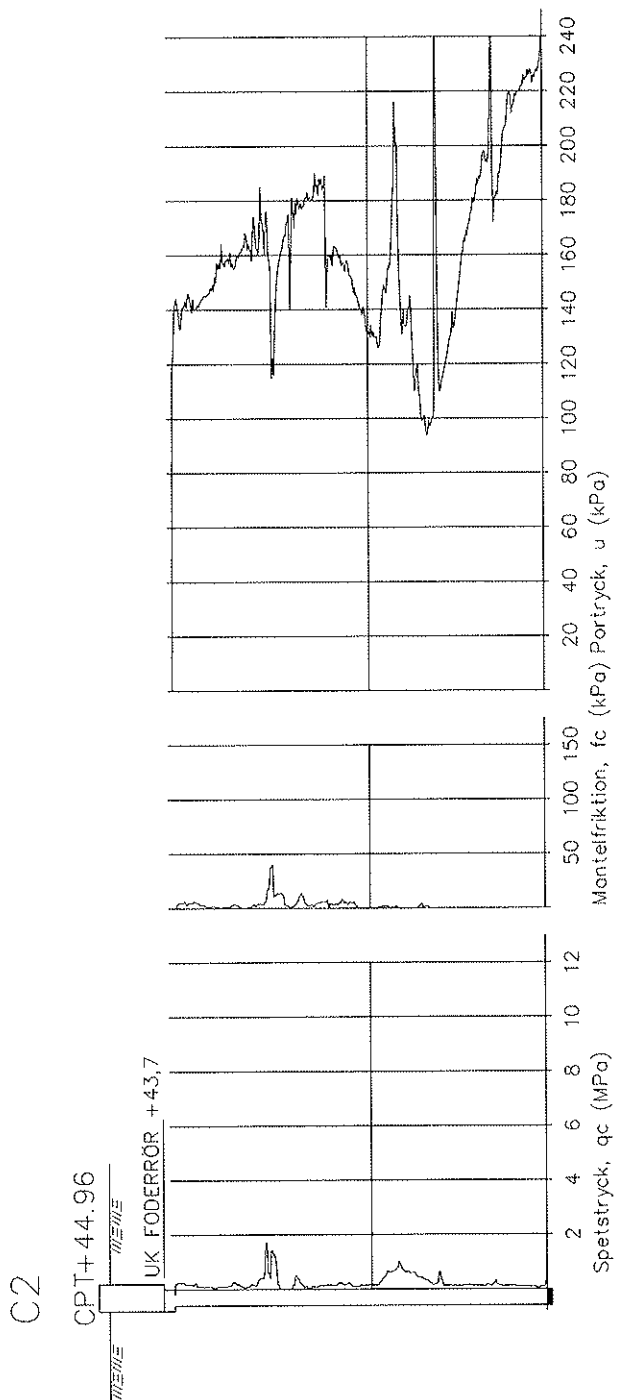
Figur B5.1 Uppmätta horisontella rörelser i inklinometer I2



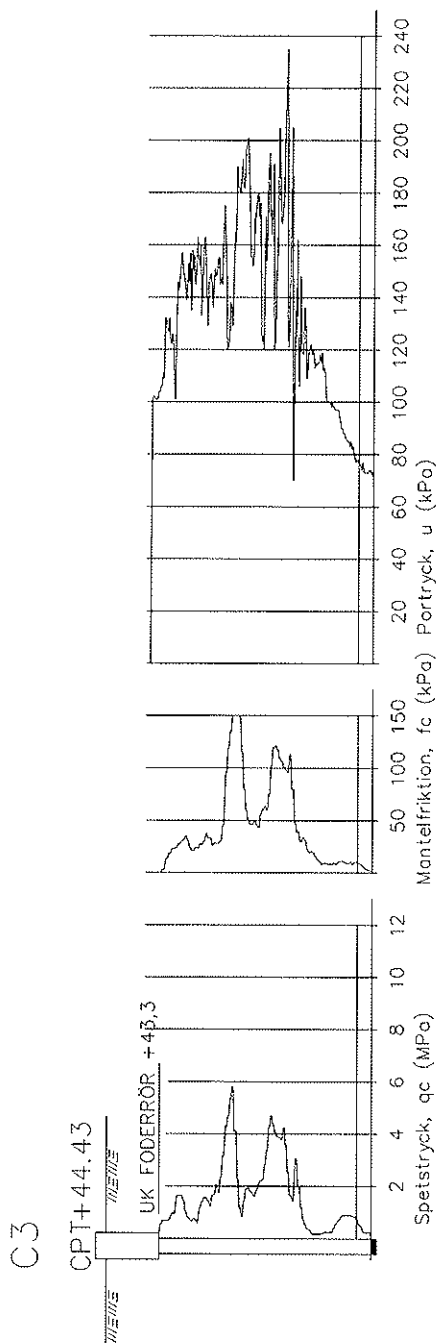
Figur B5.2 Uppmätta horisontella rörelser i inklinometer I3



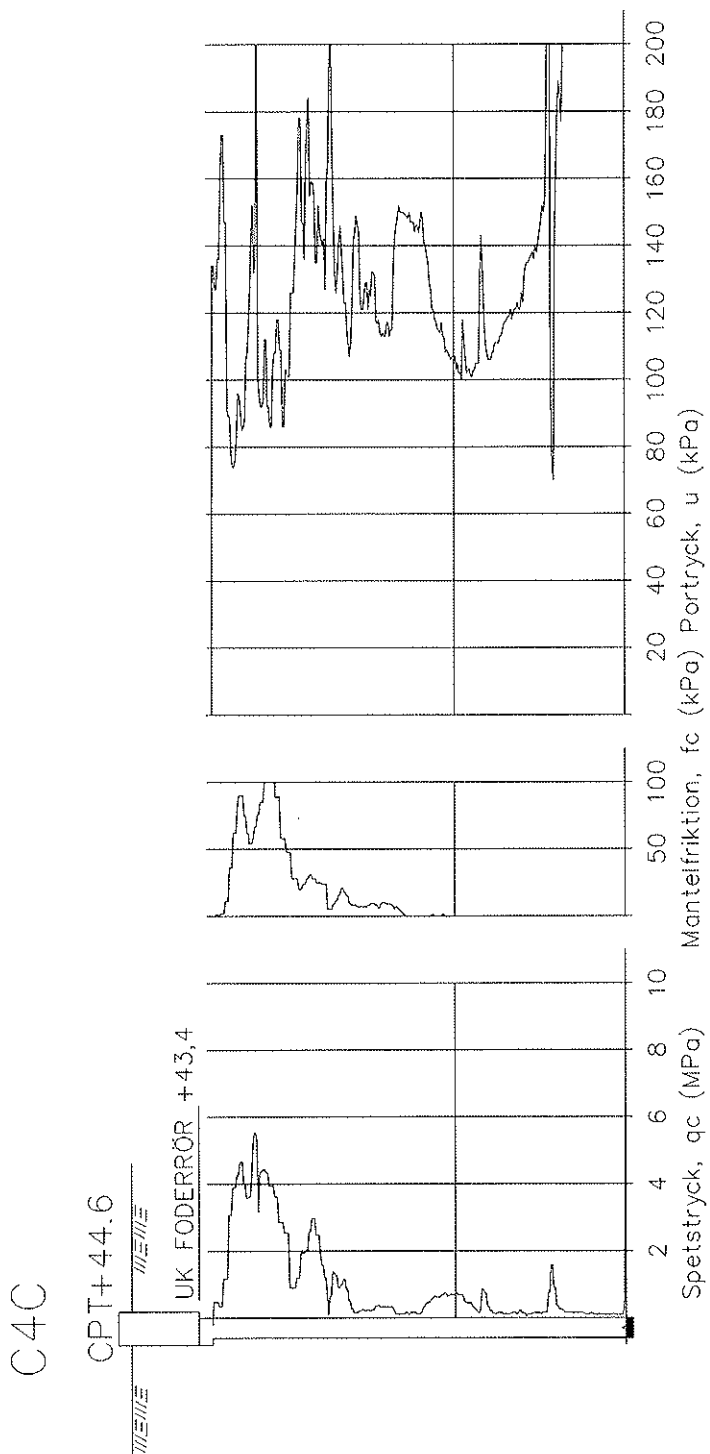
Figur B6.1 Uppmätt spetstryck, mantelfriktion och portryck enligt CPTU i fas 1



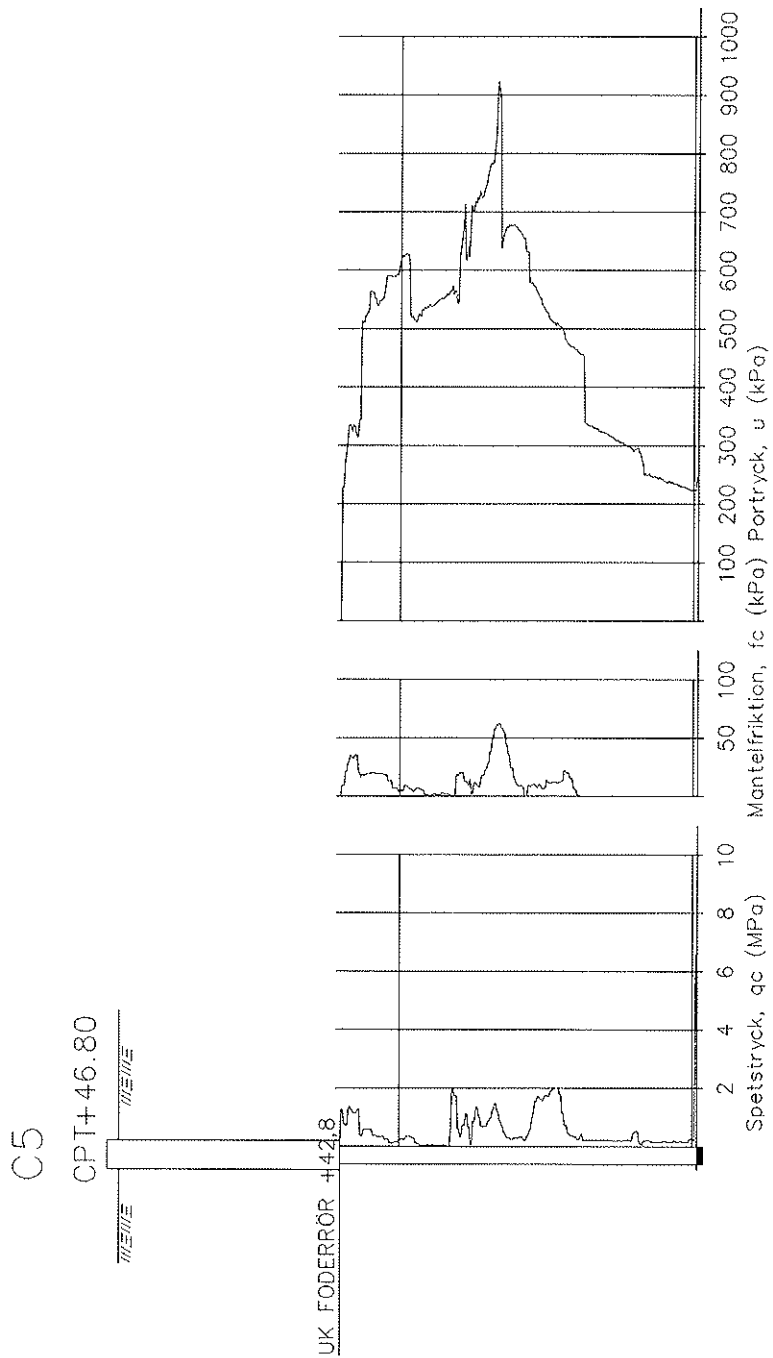
Figur B6.2 Uppmätt spetstryck, mantelfriktion och portryck enligt CPTU i fas I



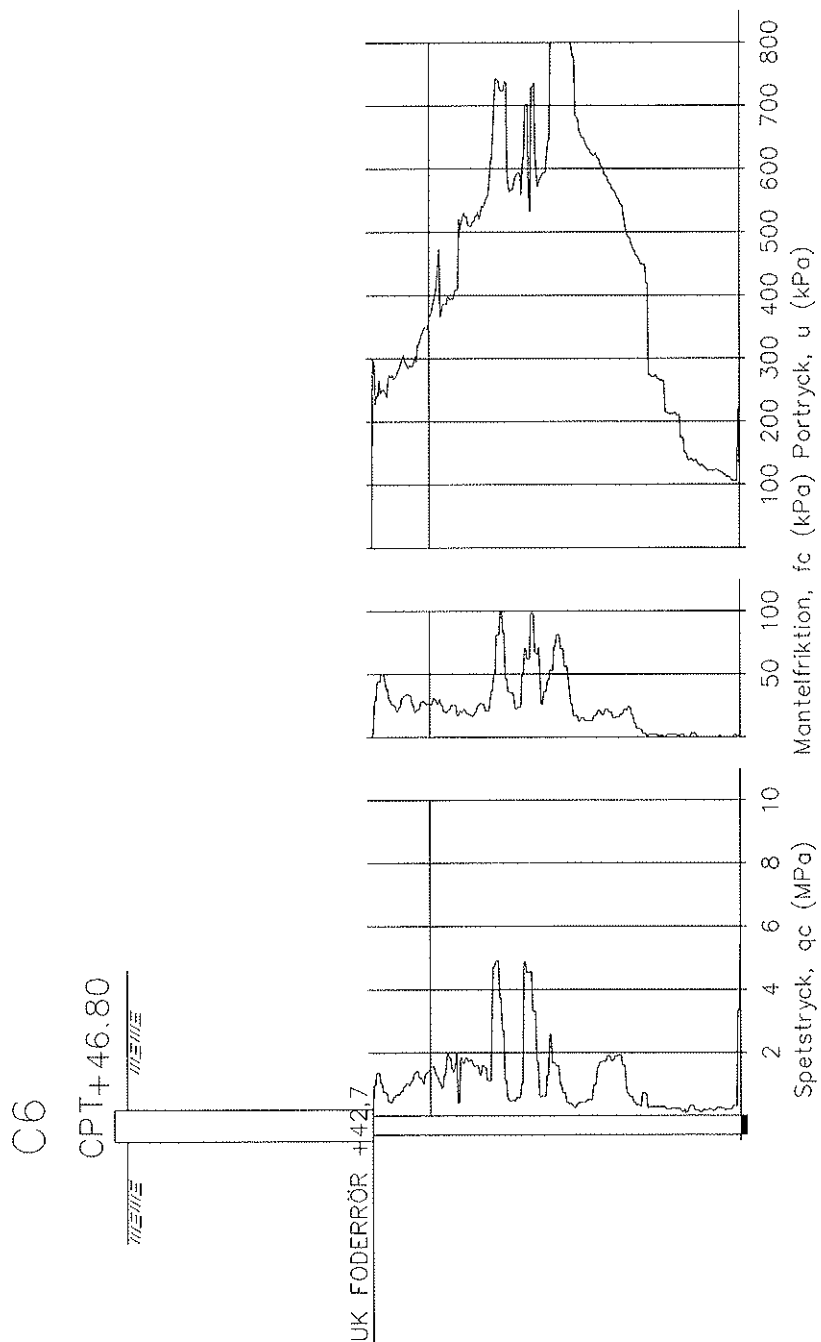
Figur B6.3 Uppmätt spetsstryck, mantelfriktion och portryck enligt CPTU i fas I



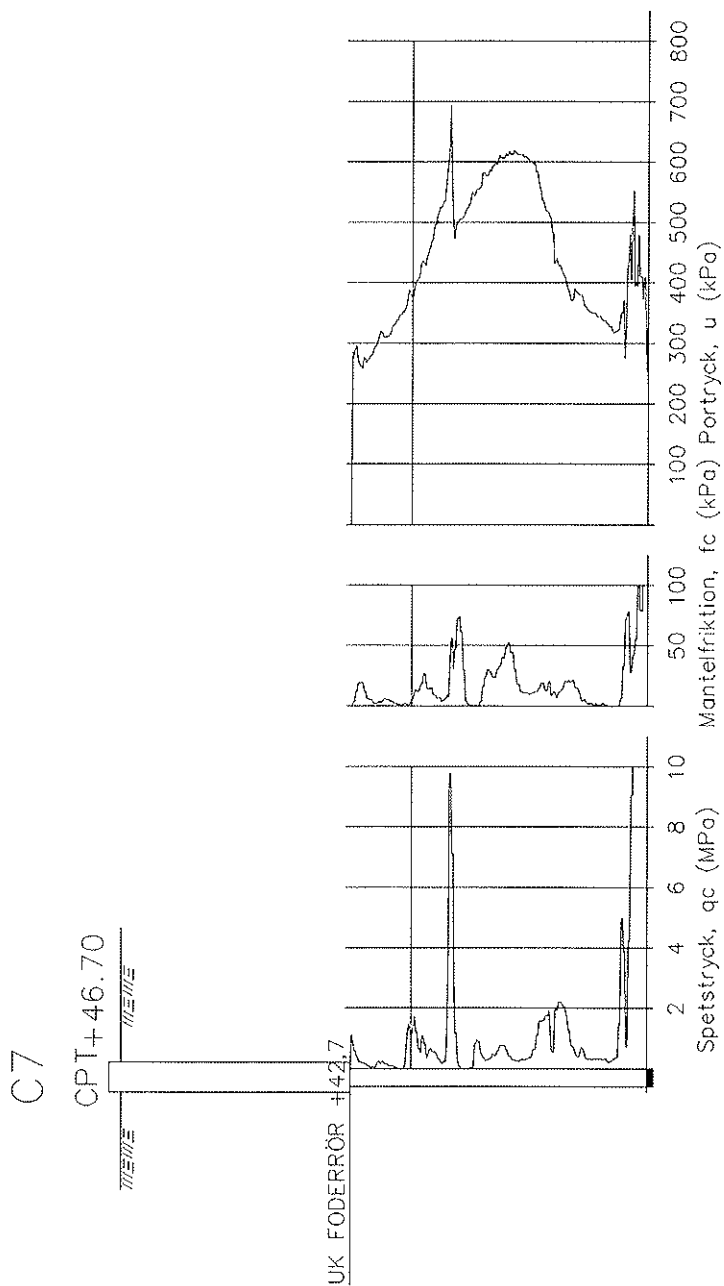
Figur B6.4 Uppmätt spetstryck, mantelfriktion och portryck enligt CPTU i fas 1



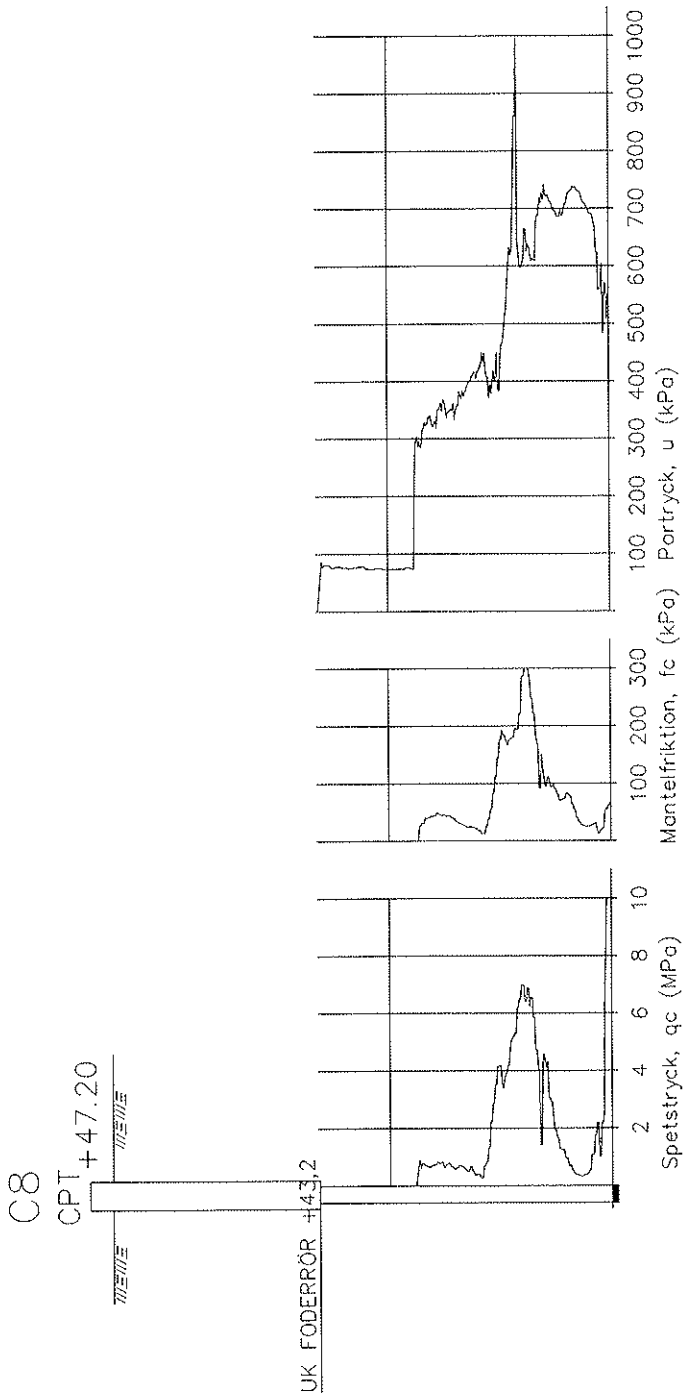
Figur B6.5 Uppmätt spetstryck, mantelfriktion och portryck enligt CPTU i fas 2



Figur B6.6 Uppmätt spetstryck, mantelfriktion och portryck enligt CPTU i fas 2

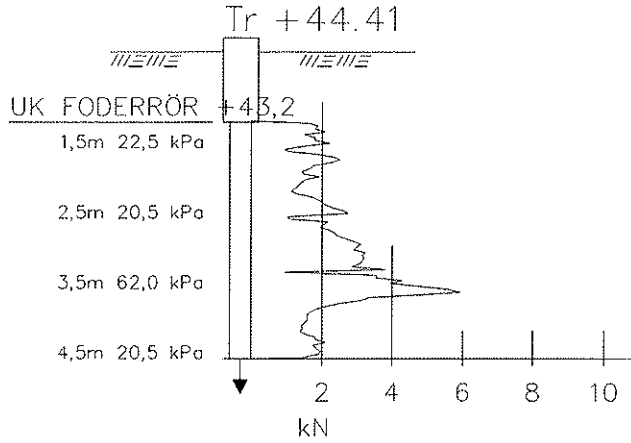


Figur B6.7 Uppmätt spetsstryck, mantelfriktion och portryck enligt CPTU i fas 2



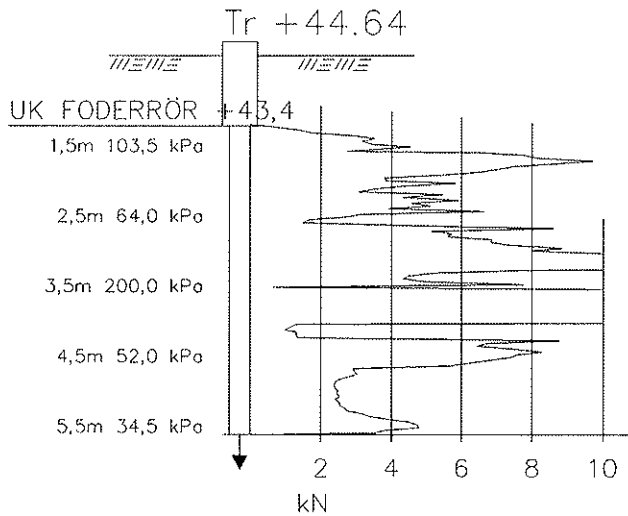
Figur B6.8 Uppmätt spetstryck, mantelfriktion och portryck enligt CPTU i fas 2

PV1

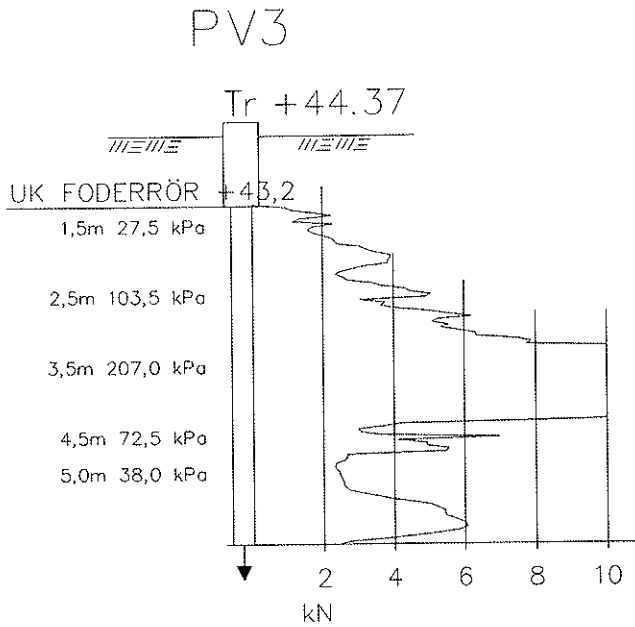


Figur B7.1 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd enligt pelarvingssondering i fas 1

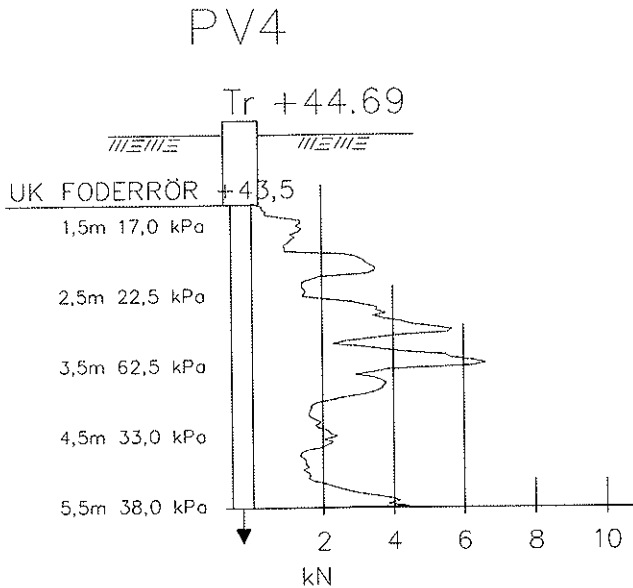
PV2



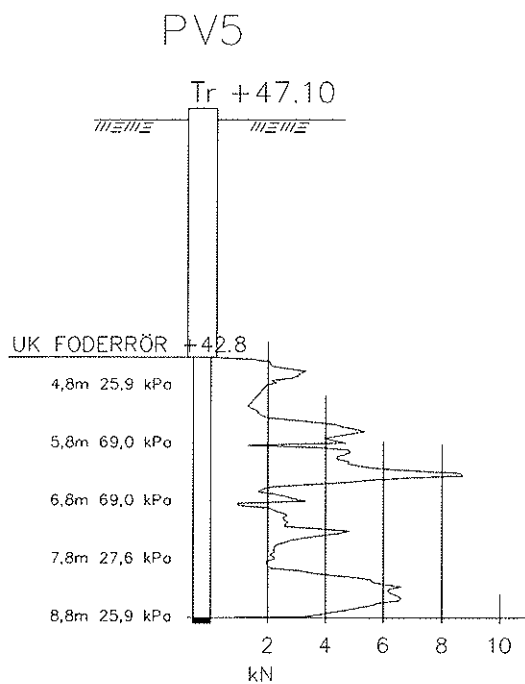
Figur B7.2 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd enligt pelarvingssondering i fas 1



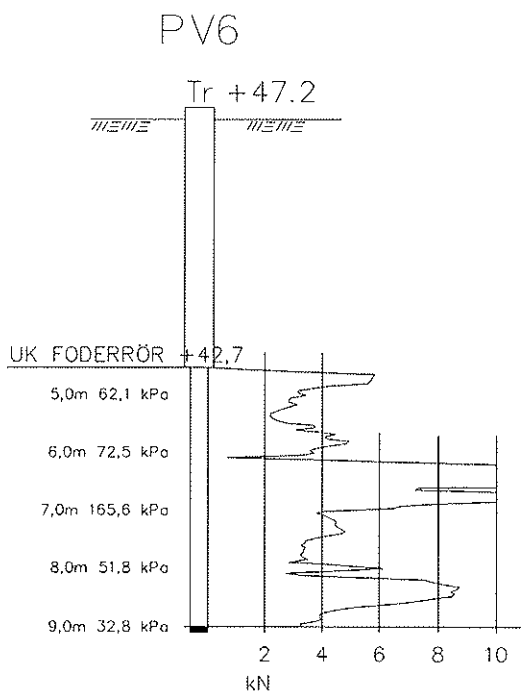
Figur B7.3 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd enligt pelarvingssondering i fas I



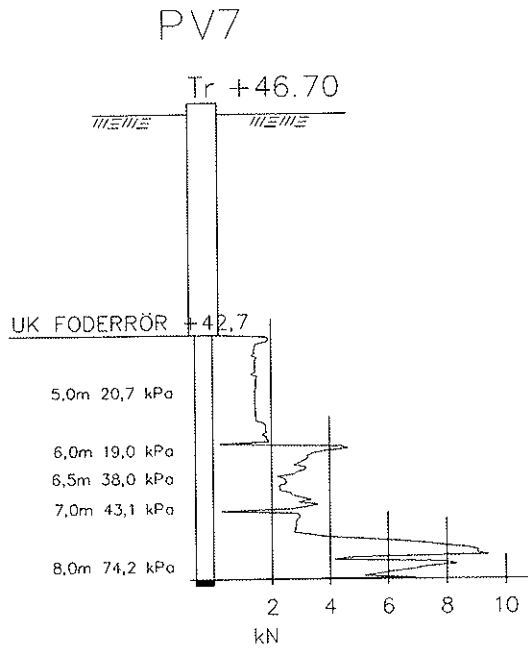
Figur B7.4 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd enligt pelarvingssondering i fas I



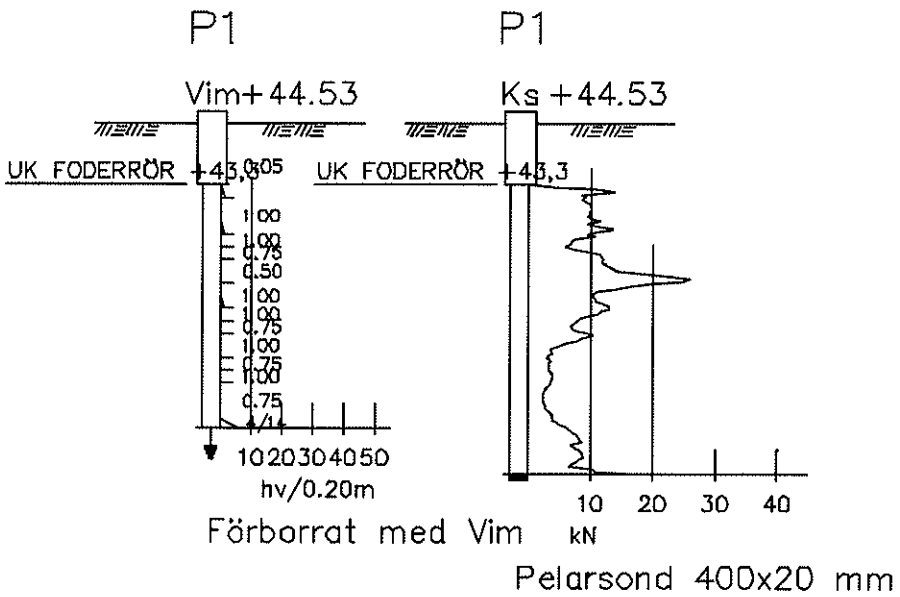
Figur B7.5 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd enligt pelarvingssondering i fas 2



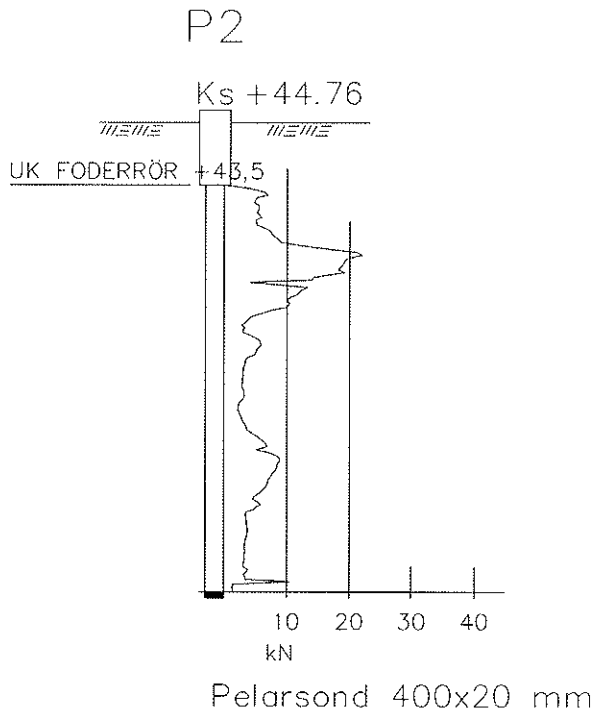
Figur B7.6 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd enligt pelarvingssondering i fas 2



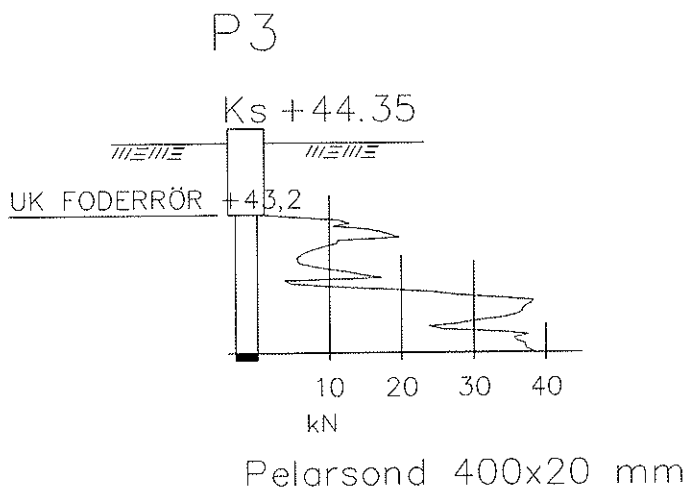
Figur B7.7 Uppmätta skjuvhållfastheter och sonderingsmotstånd enligt pelarvingssondering i fas 2



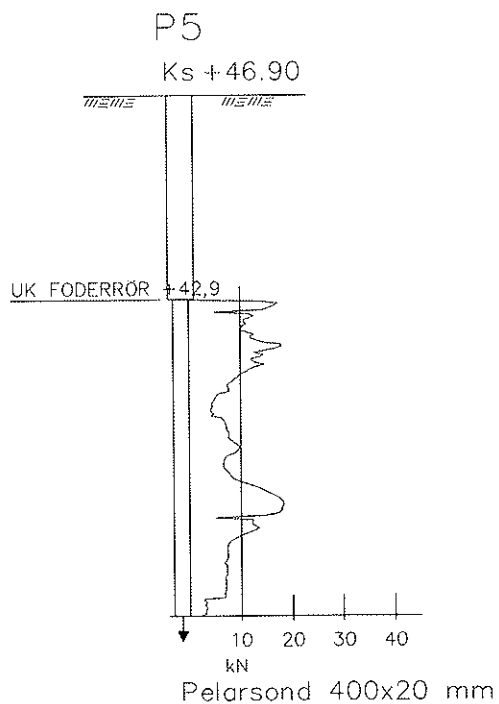
Figur B8.1 Uppmätt sonderingsmotstånd enligt viktsondering och pelarsondering i fas I



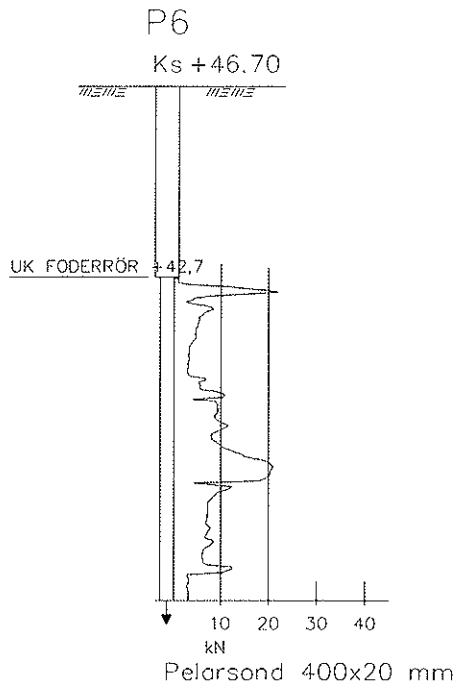
Figur B8.2 Uppmätt sonderingsmotstånd enligt pelarsondering i fas I



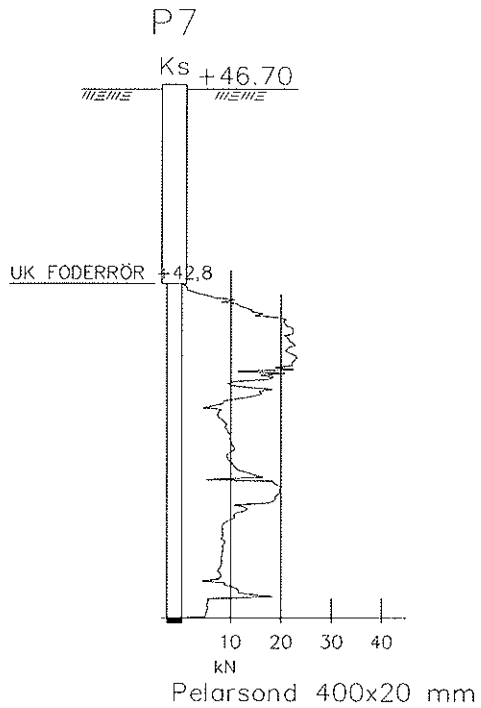
Figur B8.3 Uppmätt sonderingsmotstånd enligt pelarsondering i fas 1



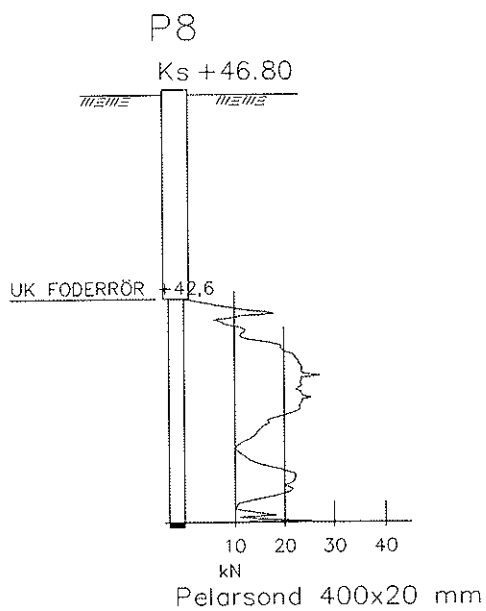
Figur B8.4 Uppmätt sonderingsmotstånd enligt pelarsondering i fas 2



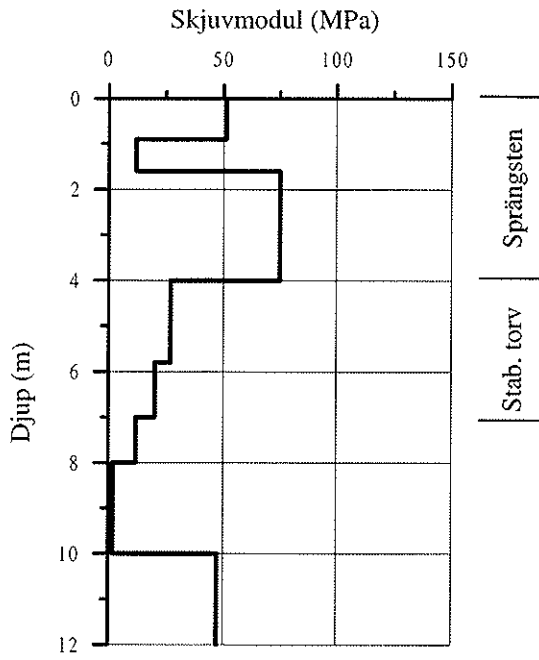
Figur B8.5 Uppmätt sonderingsmotstånd enligt pelarsondering i fas 2



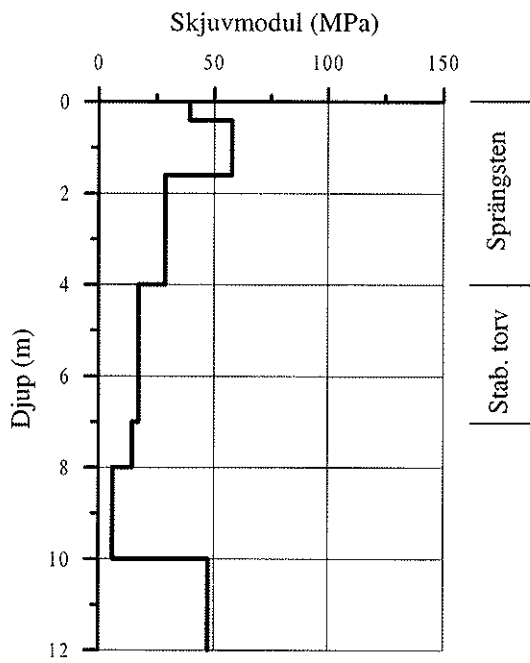
Figur B8.6 Uppmätt sonderingsmotstånd enligt pelarsondering i fas 2



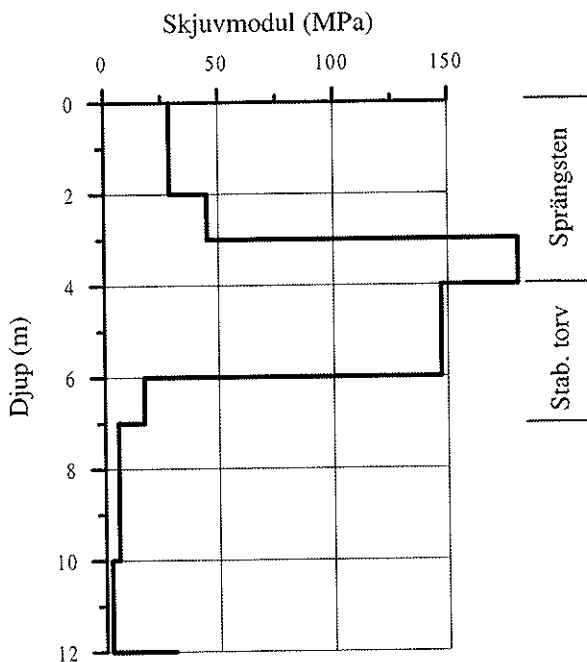
Figur B8.7 Uppmätt sonderingsmotstånd enligt pelarsondering i fas 2



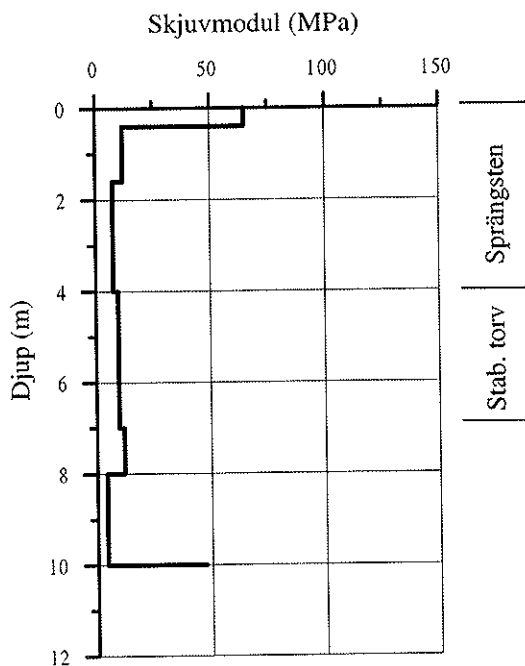
Figur B9.1 Uppmått skjuvmodul i mätpunkt 1N



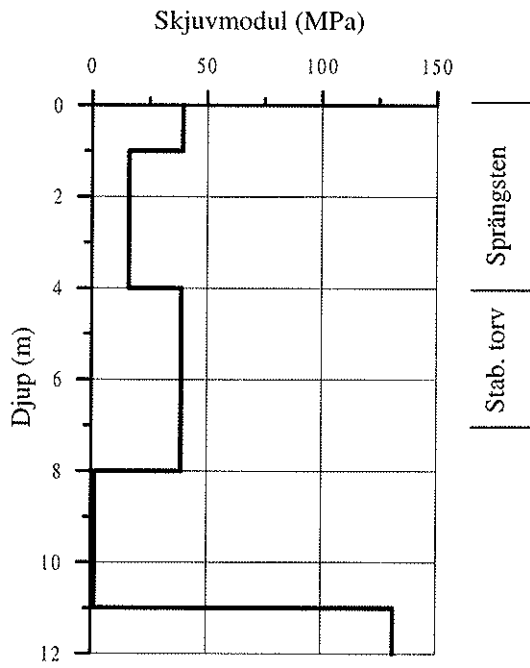
Figur B9.2 Uppmått skjuvmodul i mätpunkt 2N



Figur B9.3 Uppmätt skjuvmodul i mätpunkt 3N



Figur B9.4 Uppmätt skjuvmodul i mätpunkt 1S



Figur B9.5 Uppmätt skjuvmodul i mätpunkt 2S

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 kalksementpælar.** 1999
Stein Christensen, Arnstein Watn, Steinar Nordal, Arnfinn Emdal, Torbjørn 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



Svensk Djupstabilisering

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