



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R138:1979

Kalkpelarmetoden

**Uppföljning i kv Myren,
Huddinge**

Per Boman

Bengt Broms

Kjeld Paus

Gunnar Söderlind

Byggforskningen

TEKNIKA HOGSKOLEN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET

R138:1979

KALKPELARMETODEN

Uppföljning i kv Myren, Huddinge

Per Boman
Bengt Broms
Kjeld Paus
Gunnar Söderlind

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 750606-0 och 750813-0 från Statens råd för byggnadsforskning till Institutionen för jord och bergmekanik, Tekniska högskolan, Stockholm samt BPA Byggproduktion AB, Stockholm.

I Byggforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R138:1979

ISBN 91-540-3148-6

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

LiberTryck Stockholm 1979 958553

FÖRORD

I rapporten beskrivs en ny metod, kalkpelarmetoden, och en ny maskinutrustning, som förbättrar lerors hållfasthetsegenskaper på stora djup. Vertikala pelare tillverkas i marken med hjälp av ett roterande verktyg och genom tillsats av osläckt kalk. Metoden kan användas för att minska sättningar och sättningsskillnader exempelvis i samband med påförande av vägbankar eller vid grundläggning av småhus. Kalkpelare kan även användas som dräner, som sidostöd och bottenförstärkning i rörgravar och andra öppna schakter och för att motverka utglidning av slänter.

BPA Byggproduktion och Institutionen för jord- och bergmekanik vid Tekniska Högskolan i Stockholm (KTH) har med stöd av byggforskningsanslag under 1976 och 1977 följt upp ett projekt där kalkpelarmetoden kommit till användning. Projektet omfattade förstärkning av två ledningsgravar och en vändplan och är det första där kalkpelarmetoden använts praktiskt. BPA har stått för produktionsteknisk och ekonomisk uppföljning och KTH för mätningar och utvärderingar av kalkpelarnas tekniska egenskaper.

Huddinge kommun har varit beställare och Statens Geotekniska Institut (SGI) projektör och kontrollant. Kalkpelarsättningen har utförts av Linden-Alimak AB, medan övriga markarbeten har utförts av kommunen i egen regi.

Projektledare har på BPA varit civilingenjör Kjeld Paus och på KTH professor Bengt Broms. Från SGI har civilingenjör Lars Hellman och civilingenjör Göran Holm medverkat. Observationer och kontinuerlig kontroll på arbetsplatsen har utförts av ingenjör Udo Kikerpuu och Christer Näslund från projekteringsavdelningen vid Huddinge kommuns tekniska kontor. Geoteknisk provtagning har huvudsakligen utförts av Huddinge kommun, medan belastningsförsök och efterföljande mätningar har utförts av KTH, till viss del som examensarbeten. Rekommendationer inför framtida projekt har framtagits i samarbete med SGI. Sammanställning och utvärdering har gjorts av civilingenjör Gunnar Söderlind vid BPAs utvecklingskontor och av civilingenjör Per Boman, KTH.

INNEHÅLL

SAMMANFATTNING.....	5
1 INLEDNING.....	10
1.1 Att bygga på lera.....	10
1.2 Stabilisering av jord med kalk.....	13
1.3 Kalkpelarmetoden.....	17
2 KV MYREN, PRESENTATION.....	20
2.1 Geologiska och geotekniska förutsättningar.....	20
2.2 Byggnadsprojekt.....	21
2.3 Kalkpelares bärförmåga.....	22
3 DIMENSIONERING.....	26
3.1 Vändplan.....	26
3.1.1 Alternativa metoder.....	26
3.1.2 Kalkpelarförstärkning.....	30
3.1.3 Kostnader.....	31
3.1.4 Sammanfattning.....	33
3.2 Rörgrav.....	34
3.2.1 Alternativa metoder.....	34
3.2.2 Kalkpelarförstärkning.....	37
3.2.3 Kostnader.....	40
3.2.4 Sammanfattning.....	42
4 KALKPELARSÄTTNING.....	44
4.1 Arbetsuppläggning.....	44
4.2 Kalkpelarmaskin.....	45
4.3 Utsättning.....	46
4.4 Arbetsförlopp.....	48
4.5 Kalktillförsel och kalkkvalitet.....	51
4.6 Maskinkapacitet.....	55
4.7 Sammanfattning.....	58
5 PELARNAS EGENSKAPER.....	60
5.1 Kalkpelartillverkning.....	60
5.1.1 Undersökningarnas omfattning.....	60
5.1.2 Försöksresultat.....	60
5.2 Enskilda pelare.....	61
5.2.1 Undersökningarnas omfattning.....	61
5.2.2 Försöksresultat.....	62
5.3 Kalkpelare under vändplan.....	64
5.3.1 Försöksutförande.....	64
5.3.2 Försöksresultat.....	64
5.4 Kalkpelare i rörgrav.....	65
5.4.1 Försöksutförande.....	65
5.4.2 Försöksresultat.....	65
6 UTFÖRANDE AV RÖRGRAVSARBETEN.....	67
6.1 Anvisningar.....	67
6.2 Genomförande.....	68
7 UTFÖRANDE AV FÖRSÖKSRESULTAT OCH SLUTSATSER.....	73
7.1 Tillverkning av kalkpelare.....	73
7.2 Kalkpelarkvalitet.....	76
7.3 Dimensionering av kalkpelare i väg.....	78
7.4 Dimensionering av kalkpelare i rörgrav.....	80
7.5 Utförande av väg- och rörgravsarbeten.....	83
7.6 Ekonomi.....	84
8 REKOMMENDATIONER INFÖR FRAMTIDA PROJEKT.....	86
8.1 Förundersökningar.....	86
8.2 Beräkningsanvisningar och toleranskrav för kalkpelarförstärkning.....	87
8.3 Beräkningsanvisningar och toleranskrav för kalkpelarförstärkning i rörgrav.....	90
8.4 Utförande av väg- och rörgravsarbeten.....	91
8.4.1 Kalkpelartillverkning.....	91
8.4.2 Vägöverbyggnad.....	93
8.4.3 Rörgrav.....	94
8.5 Kontrollatgärder.....	96
8.6 Fortsatt forskning och utvecklingsarbete.....	97
LITTERATUR.....	98

SAMMANFATTNING

Kalkpelarmetoden är en ny förstärkningsmetod för lermark, varigenom jordens bärförmåga kan ökas och sättningarna reduceras genom att osläckt kalk blandas med lös lera i form av vertikala pelare. Metoden kan användas vid grundläggning på lös lera och som sidostöd i rörgravar och andra öppna schakter i stället för spont. I kv Myren, Huddinge, har kalkpelarmetoden använts praktiskt för första gången. Två ledningsgravar och en vändplan har förstärkts. Institutionen för jord- och bergmekanik vid Tekniska Högskolan i Stockholm och BPA Byggproduktion AB har gjort en teknisk och ekonomisk uppföljning av metoden.

Lerans mäktighet i kv Myren i Huddinge är ca 7 m. Kommunen planerade att på två sträckor lägga avlopps- och vattenledningar på ca 3 m djup samt en vändplan för en väg från det intilliggande fastmarksområdet. Tomterna runt vändplanen var avsedda för industri och kontor.

Genomförande

Sammanlagt installerades 4 500 pelare, vars medellängd var drygt 7 m. De två ledningsgravarna var tillsammans 125 m. Vändplanens kalkpelarförstärkta yta var ca 1 400 m².

Kalkpelarförstärkningen under vändplanen dimensionerades för uppfyllnad samt trafiklast. Centrumavståndet mellan pelarna var 0,75 m. Belastningsökningen från en grundvattensänkning bedömdes kunna bäras av pelarna genom den hållfasthetsökning som sker med tiden.

Som förstärkning av rörgravarna sattes 16 pelare/meter som sidostöd och 3 pelare i schaktbotten som stöd för ledningarna, FIG. 1.

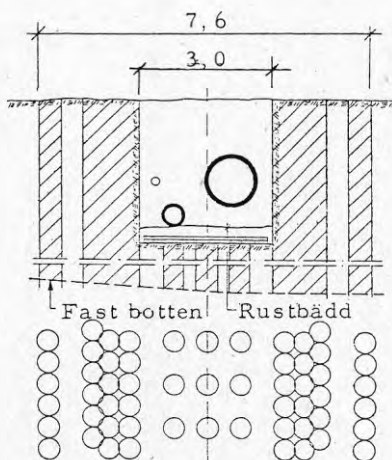


FIG. 1 Ledningssektion och kalkpelarplan

Kalkpelare har jämförts med traditionella metoder. För vändplanen hade projektören ursprungligen föreslagit en pålplatta med tillhörande länkplattor. För rörgravarna föreslogs spont samt pålplatta i rörgravsbotten. Resultatet av en kostnadsjämförelse visas i TAB. 1.

TABELL 1 Kostnadsjämförelse mellan kalkpelarmetoden och alternativa metoder

<u>Vändplan</u>	
Kalkpelarmetoden	260 600:-
Pålad betongplatta	368 800:-
<u>Rörgrav</u>	
Kalkpelarmetoden	700 600:-
Spont och påldäck	743 700:-

Kalkpelarna tillverkades med en utrustning som var monterad på en Volvo BM hjullastare, se FIG. 2. På grund av erfarenheterna från detta arbete har sedermera en speciell bandgående kalkpelarmaskin utvecklats.

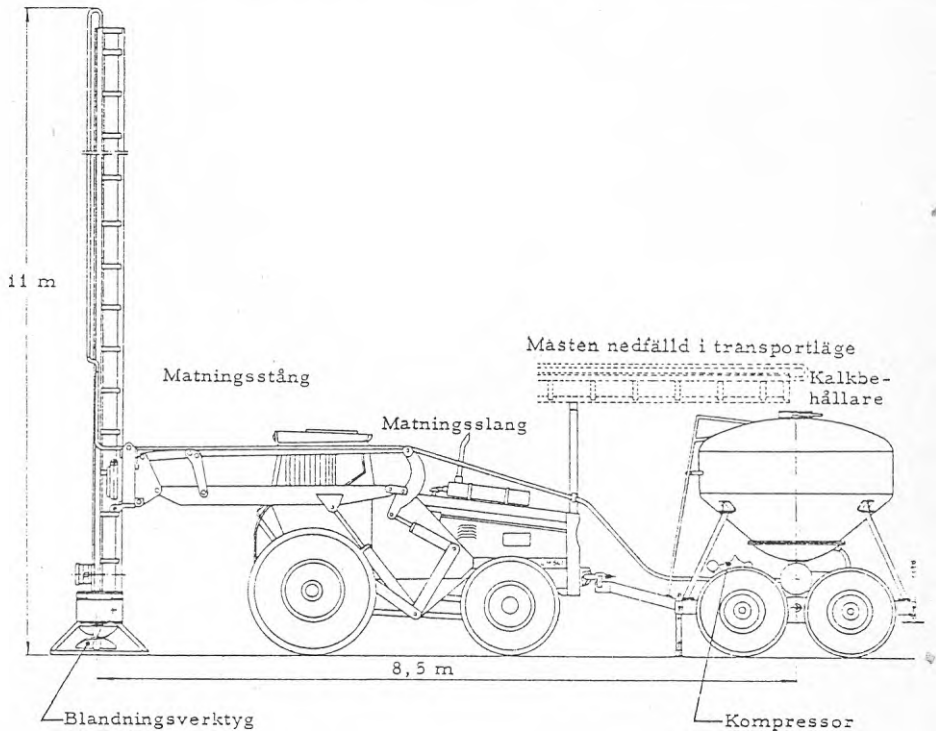


FIG. 2 Kalkpelarmaskin

Vid rörgravsarbetena schaktades varje ledningsetapp till fullt djup på hela sin längd, ca 40 m, varefter rörläggning och återfyllning skedde, FIG. 3. Trots att skyddsstämp ej användes, klarade kalkpelarförstärkningen uppkomna belastningar från en kombination av jordtryck, fordon, kran och grävmaskin invid schaktkanten. De kalkinblandade uppschaktade massorna användes som återfyllning tillsammans med överskottsmassor från angränsande arbetsplatser.

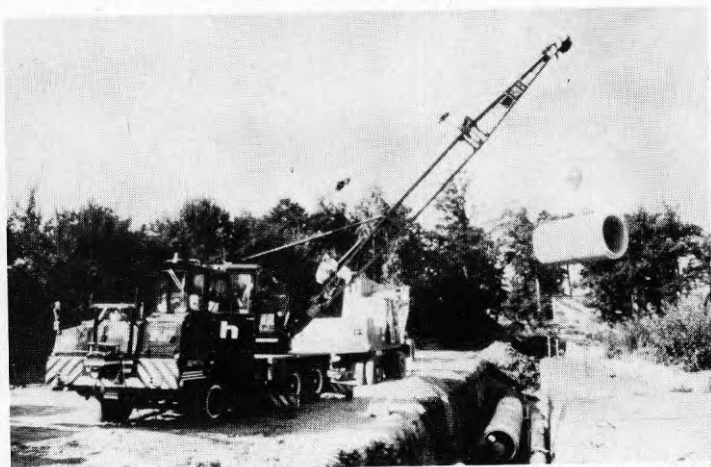


FIG 3 Rörläggning i kalkpelarförstärkt schaktgrav

Mätningar

Olika metoder för att fastställa kalkpelarnas hållfasthets-egenskaper såsom trycksondering, viktsondering, skruvkompressometermätning, provtryckning och skjuvförsök in situ m m undersöktes.

Provtryckningar på framschaktade pelarelement gav ett något lägre resultat än tryckförsök med laboratorieblandade prover, $47 \text{ kPa} \pm 22 \%$ mot ca 70 kPa . Provbekastningarna visade att brottlasten för framschaktade pelare var $72 \text{ kN} \pm 6 \%$ 6 månader efter tillverkning.

Två 10 m långa, 3 m breda och drygt 3 m djupa provschakter utfördes. Den första provschakten belastades med 180 kN ($18 M_D$) placerad mellan den inre och den yttre kalkpelarraden. Pelarväggens förskjutning i sidled visas i FIG. 4. Linjen längst till höger är rörelsen vid 150 kN ($15 M_D$) belastning. Samtidigt hade jorden bevattnats med totalt 350 m^3 vatten. Provtiden var ca 3 månader. När kalkpelarna invid schaktkanten belastades, upphörde krypningen. I det andra schaktförsöket belastades marken utanför pelarväggen av lastbilstrafik. Sammanlagt passerade ca 200 lastbilar försökssträckan under 12 dagar. På grund av trafikbelastningen och dess vibrationer rörde sig väggen maximalt ca 8 mm.

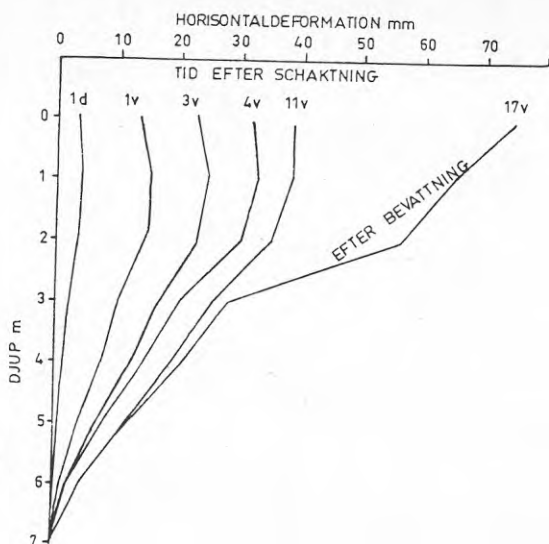


FIG 4 Horisontalrörelse i provbelastad kalkpelarvägg

Under vändplanen kommer sättningarna att mätas kontinuerligt upp till 3 år efter tillverkningen. Första året var sättningen ca 2 mm. Belastningen på den pelarstabiliserade ytan är något mindre än 40 kPa.

Rekommendationer

Vid kalkpelarprojekt i framtiden bör man undersöka bl a lerlagrens skjuvhållfasthet, kompressionsegenskaper samt hållfasthetstillväxt med laboratorieblandade prover för att kunna bedöma effekten av en kalkinblandning. Vid större objekt och där oförutsedda deformationer kan få stora konsekvenser bör hållfastheten hos tillverkade provpelare kontrolleras.

Längden och antalet kalkpelare som skall användas för att begränsa och utjämna sättningar t ex vid vägförstärkning anpassas efter den maximala sättning eller sättningsdifferens som kan tillåtas. Det kan vara fördelaktigt att belasta pelarna så snart som möjligt efter tillverkningen.

Kalkpelare för stabilisering av rörgravar och slänter dimensioneras för stjälpning och glidning. I sidled skall pelarna skära in i varandra, men i längsled kan det vara tekniskt tillrädligt och ekonomiskt motiverat att öka avståndet mellan pelarna.

Själva pelarsättningen och kalkåtgången per pelare måste kontrolleras kontinuerligt av ansvarig arbetsledare. Ur arbetarskyddsynpunkt bör rörgravar förses med skyddstämp. Ansvarig geotekniker bör följa upp och kontrollera kalkpelarsättningen efter uppschaktning av rörgravar. För kontroll av kalkpelarnas kvalitet bör ett antal pelare provbelastas in situ 3-6 månader efter tillverkning. Lämpligt antal är ca en pelare per 1 000. Minst tre pelare bör provbelastas per pro-

jekt. Sättningar bör följas upp genom ytavvägning på samma sätt som vid vertikaldränering. Grundvattennivån kontrolleras i någon eller några punkter.

Kalkpelarförstärkta slänter bör kontrolleras med exempelvis inklinometer. Eventuella rörelser i rörgravar bör följas upp av personal på platsen, exempelvis med hjälp av trådar som spänns utefter rörgravsidorna.

1 INLEDNING

1.1 Att bygga på lös lera

De glaciala och postglaciala lerorna i Sverige har som regel låg skjuvhållfasthet och hög kompressibilitet. De förekommer främst under högsta kustlinjen d v s inom de delar av landet som varit täckta av vatten under och efter den senaste istiden (FIG. 1). Det är där som större delen av Sveriges befolkning är bosatt. Där finns även de större tätorterna, Stockholm, Göteborg, Norrköping, Uppsala, Örebro och Linköping. Inom dessa områden har marker med relativt goda grundförhållanden redan i stor utsträckning tagits i anspråk. Nyexploateringen har fått ske i allt större utsträckning inom områden med relativt dåliga grundförhållanden och där lös lera förekommer.



FIG. 1 Högsta kustlinjen i Sverige

För att kunna bygga på och i lös lera fordras som regel någon form av grundförstärkning. Förbättrade grundförstärkningsmetoder har utvecklats under en lång följd av år. Dessa är ofta produktionstekniskt komplicerade och kostnadskrävande. Resultatet är inte alltid tillfredsställande, ibland beroende på brister i den geotekniska kontrollen och bristande kunskaper. Skred kan exempelvis uppstå vid schaktningsarbetet. Grundvattensänkning och uppfyllning kan medföra sättningar i vägar och i mark intill bebyggelse. Sättningar i mark intill fastigheter och anläggningar grundlagda på pålar kan leda till stora underhålls- och ombyggnadskostnader. Dessutom försvåras framkomligheten vilket ej minst har betydelse för de rörelsehindrade.

Arbetsmiljön är i allmänhet dålig på byggarbetsplatser vid schaktarbeten i lös lera. Buller vid slagning av pålar och spontplank förorsakar problem, även om förbättringar har skett genom att tystare spont- och pålslagningssmetoder har utvecklats under senare år.

I Huddinge kommun har ovan beskrivna problem varit stora, speciellt inom Huddinge Centrum där bebyggelsen består bl a av höghus som är grundlagda på pålar slagna till fast botten (FIG. 2). Marken runt och under husen har satt sig på grund av grundvattensänkning. Man har efterhand fyllt upp runt husen för att bibehålla marknivån vid entréer etc (FIG. 3). Den påförda fyllningen har förorsakat ytterligare sättningar och ytterligare uppfyllning. På grund av den underliggande jordens höga kompressibilitet och stora mäktighet har sättningarna ofta varit av samma storleksordning som fyllningens höjd. Till slut har belastningen från fyllningen blivit så hög att den underliggande leran har tryckts in under huset varvid pålarna under ytterväggarna har knäckts (FIG. 4).

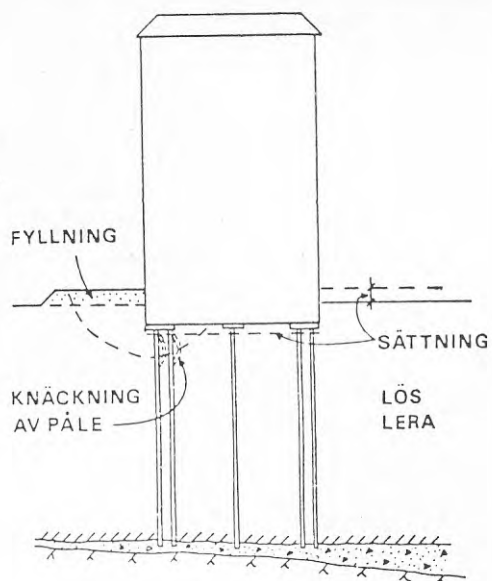


FIG. 2 Hus på stödpålar slagna i lös lera (principskiss)



FIG. 3 Etappvis uppfyllning av mark intill pålat hus. Puckeln i förgrunden orsakad av ledning grundlagd på pålar

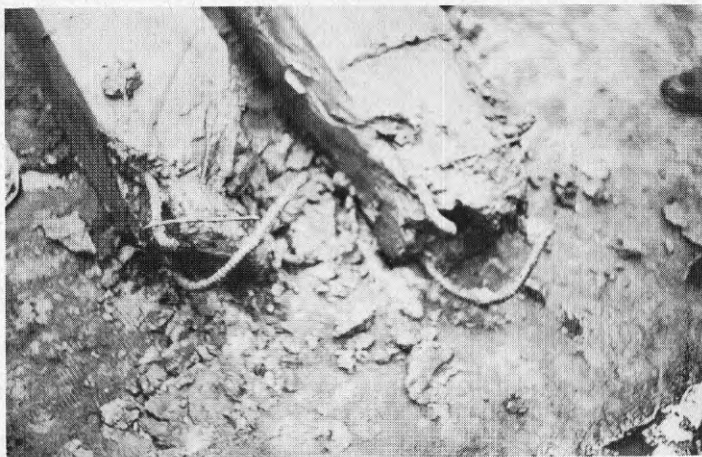


FIG. 4 Detalj av framschaktade stödpålar. (Armeringsjärnen ej påverkade av schaktningen)

Kvarlämnade pålar efter äldre bebyggelse försvårar fortsatt byggverksamhet inom ett område. Stor försiktighet och omfattande grundförstärkningsåtgärder kan erfordras. Det finns flera områden med liknande grundförhållanden som i Huddinge. Ofta drabbas privata fastighetsägare hårt då skador i många fall uppstår efter det att den normala garantitiden har gått ut. I ytterlighetsfall har lån sagts upp med ekonomisk ruin som följd. Enbart i Huddinge uppskattas det kommunala investeringsbehovet på grund av de skador som förorsakats av den lösa lera till ca 100 milj kronor under en tioårsperiod.

1.2 Stabilisering av jord med kalk

Kunskapen om att kalk stabiliserar jord har varit känd i minst 5000 år (Nordal, 1973). Bl a har delar av kinesiska muren byggts av kalkstabiliserad siltig lera. I Europa byggdes under romartiden Via Appia på kalkstabiliserad lera. Ytstabilisering med kalk började allmänt att användas i USA i början av 1900-talet

och i Europa omkring 1950. Metoden började användas mera allmänt i Sverige först i början av 1960-talet (Andersson & Fredriksson, 1962). Inverkan av kalk på jordars hållfasthets- och deformations-egenskaper har undersökts främst i USA. Omfattande undersökningar har även utförts vid ytstabiliseringsprojekt i Tyskland, England och Frankrike (Arman & Munfakh, 1970 m.fl.).

I huvudsak äger fyra olika processer rum, när osläckt kalk blandas med lös lera. Dessa reaktioner är (se även FIG. 5):

- Släckning av kalken varvid vattenkvoten reduceras
- Jonutbyte och flockulering
- Cementering (puzzolana reaktioner)
- Karbonatisering

När osläckt kalk blandas med vatten, sker följande reaktion:



Det åtgår således vatten till att släcka kalken. När osläckt kalk blandas med lera, minskar vattenkvoten med Δw_n i %, som kan beräknas ur

$$\Delta w_n = \frac{(w_n + 32) \cdot x}{100 + x} \% \quad (2)$$

där x är kalktillsatsen räknat i procent av lerans fasta massa och w_n ursprunglig vattenkvot i %. Reduktionen av vattenkvoten kan översiktligt sättas till ca 1 % per viktprocent tillsatt kalk, varvid hänsyn tagits till att den frigjorda energin vid släckningen värmer upp jorden. Om den tillsatta mängden kalk överstiger ca 100 kg/m^3 lera (20 kg/meter pelare), kan vattnet i leran komma i kokning, varvid ytterligare vatten avgår och vattenkvoten minskas.

Jonutbyte sker normalt mellan de tvåvärda kalciumjonerna i kalken och de envärda natrium- och kaliumjonerna i leran. Lerpartiklarna binds därvid ihop till större vattenfasta aggregat, vilket framgår av exempelvis en våtsiktning. Samtidigt innesluts vatten i leraggregaten - s k inre uttorkning - varvid vattenkvoten minskar och skjuvhållfastheten ytterligare ökar. Jonutbytet brukar i

normala fall vara avslutat efter någon eller några timmar. Beroende på lertyp och mängd tillsatt kalk kan skjuvhållfastheten mer än fördubblas. Temperaturhöjningen påskyndar jonutbytet. Jonutbytet befrämjas också av det höga pH-värde som blir följden av att kalk tillsätts. Bästa effekten uppnås när pH-värdet är större än 12. Inget jonutbyte torde äga rum när pH-värdet är mindre än 7. I våra svenska leror blir pH-värdet normalt större än 12 när ca 1 % kalk tillsätts.

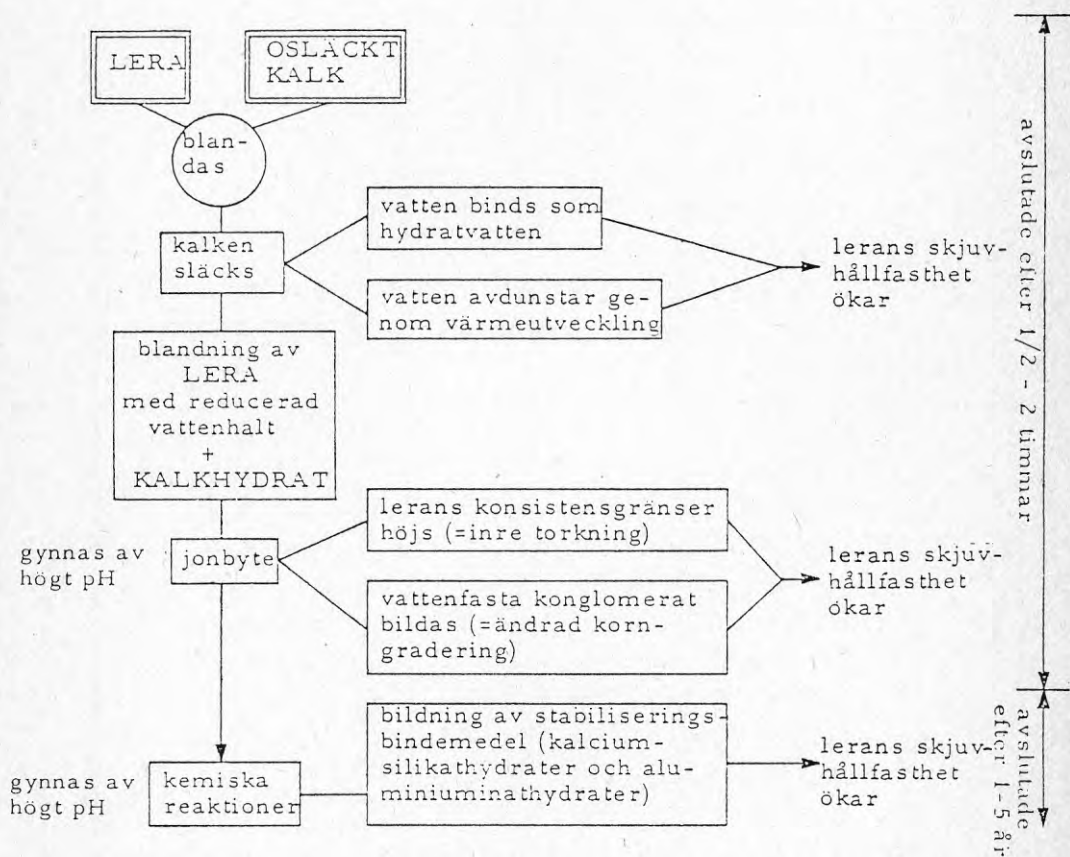


FIG. 5 Reaktionsförlopp vid inblandning av osläckt kalk i lera. Efter Assarsson (1974)

Hög temperatur och högt pH-värde gynnar även de s k puzzolana reaktionerna. Dessa kan pågå under flera år. Vid ytstabilisering sker dessa reaktioner under 1-5 år efter inblandningen. Vid djupstabilisering pågår förmodligen hållfasthetsökningen under ännu längre tid. Kalken reagerar därvid med lerans puzzolana beståndsdelar, främst aluminater och silikater och bildar en gel, på samma sätt som i betong. Gelen binder ihop lerpartiklarna. Den stabiliserade leran kan i gynnsamma fall bli nästan lika hård som betong. Även dessa reaktioner ger vattenfasta beståndsdelar, varför risken för urlakning av kalken och försämring av hållfastheten är liten. Om den kalkblandade leran kommer i kontakt med luft innan de puzzolana reaktionerna har avslutats, såsom exempelvis kan vara fallet i en ofullständigt packad ytstabilisering, reagerar koldioxiden i luften med kalken varid kalciumkarbonat bildas. Eftersom kalciumkarbonat är mycket svårslösligt i vatten blir kalkjonkoncentrationen låg varvid gelbildningen reduceras eller upphör. Hållfastheten blir då låg. Vid djupstabilisering torde denna risk vara obefintlig eftersom de puzzolana reaktionerna sker långt nere i marken. Den ringa mängd luft som används för att föra ut kalken i leran kan därvidlag ej ha någon betydelse i sammanhanget.

Kalkåtgången är teoretiskt knappt 2 viktprocent för att jonutbytet och de puzzolana reaktionerna skall bli fullständiga. Undersökningar på kalkstabiliserad lera visar dock att den bästa stabiliseringseffekten erhålls när kalkhalten är drygt 3 viktprocent. Vid högre kalkhalter avtar stabiliseringseffekten något. Vid 10 - 12 viktprocent är den ungefär lika stor som vid drygt 2 viktprocent. Karbonatisering, organiska och vissa kemiska beståndsdelar i jorden kan emellertid medföra att man i det praktiska fallet måste öka kalkhalten. En ofullständig inblandning är ytterligare ett skäl att öka kalktillsatsen.

Vid djupstabilisering tillsätts normalt 5 - 10 viktprocent kalk räknat på jordens torra vikt. Hållfasthetsökningen för några typer av lera som blandats på laboratorium med 6 viktprocent kalk visas i FIG. 6. Proverna förvarades i provburkar till standardkolvbör vid + 7°C. Denna temperatur motsvarar den som normalt råder i jorden. Skjuvhållfastheten har bestämts med exaxliga tryckförsök,

eftersom olika provningsförfaranden ger olika resultat. Trots noggrann inblandning erhöles viss spridning av resultaten, förmodligen beroende på ojämn gelbildning i provkropparna.

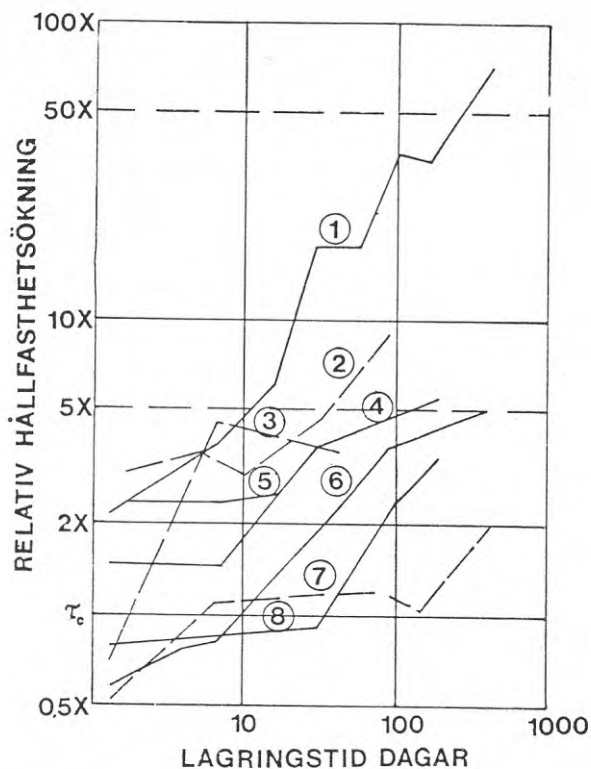
Av FIG. 6 framgår att hållfasthetstillväxten varierar för olika leror. Ökningen är relativt rätlinjig i ett dubbellogaritmiskt diagram. Den största hållfastheten har uppnåtts med oorganisk silting lera och med lerig silt, medan hållfastheten knappast har förändrats i sulfidhaltiga jordar med låg silthalt. Organiskt material i jorden gör att den kalktillsats som erfordras ökar och att hållfasthetstillväxten fördröjs. Dock torde en god stabiliseringseffekt kunna uppnås i jordar med relativt låg organisk halt.

1.3 Kalkpelarmetoden

Vid kalkpelarmetoden används pelare som tillverkas direkt i jorden genom att blanda osläckt kalk (CaO) med lös lera. Därvid används ett vispliknande verktyg med snedställda blad (FIG. 7). Verktöget skruvas ner i jorden, varvid matningshastigheten väljs så att den ungefär motsvarar bladens stigning för att minska störningen under neddrivningen. Vid önskat djup (f n maximalt 10 m) ändras rotationsriktningen samtidigt som verktöget dras upp med ungefär 2,5 cm per varv (FIG. 8). Under uppdragningen blåses osläckt kalk (CaO) ut genom ett hål intill verktögets överkant enligt FIG. 7. Rotationshastigheten under uppdragningen bör vara hög för att kalkinblandningen skall bli så jämn som möjligt.

Mängden kalk som blandas med den lösa leran regleras med en doseringsapparat. Normalt tillsätts 5 - 10 % finmalen osläckt kalk med avseende på lerans torra vikt. För en pelare med 50 cm diameter erfordras som regel 10 - 20 kg kalk per meter pelare.

Såväl enskilda kalkpelare som grupper av kalkpelare och dessas förmåga att reducera och påskynda sättningarna samt att åstadkomma jämna sättningar under en överlast har undersökts vid Statens geotekniska instituts försöksfält i Skå-Edeby (Boman, 1977). Även försök där kalkpelare har använts i stället för spont i rörgrav har utförts (Broms & Boman, 1975). Belastningsförsök med pelargrupper har även utförts i Finland (Broms & Boman, 1977).



Nr	Plats	Lertyp	Lerhalt %	Densitet t/m ³	Vattenkvot %	Skjuvhållfasthet kPa	Flytgräns %
1	Linköping	varvig	56	1,6	75	20	75
2	Järva	varvig	-	1,5	70	12	70
3	Mölnadal	siltig gyttja	-	1,4	115	10	90
4	Kungens kurva	varvig	-	1,6	82	10	-
5	Danderyd	brungrå	-	1,7	50	10	40
6	Skå-Edeby	grå post-glacial	40	1,4	128	13	120
7	Sundsvall	svartmocka	23	1,6	75	20	60
8	Bäckebo1	grå	60	1,5	85	15	80

FIG. 6 Hållfasthetsutveckling för prover som blandats med 6 viktprocent kalk och därefter förvarats i kylrum (+ 7°C). Skjuvhållfastheten bestämd med en-axiellt tryckprov.

Uppfinnare av maskinutrustning och metod är Kjeld Paus. Linden-Alimak har tillsammans med SGI och KTH stått för vidareutvecklingen som pågått under knappt 10 års tid.

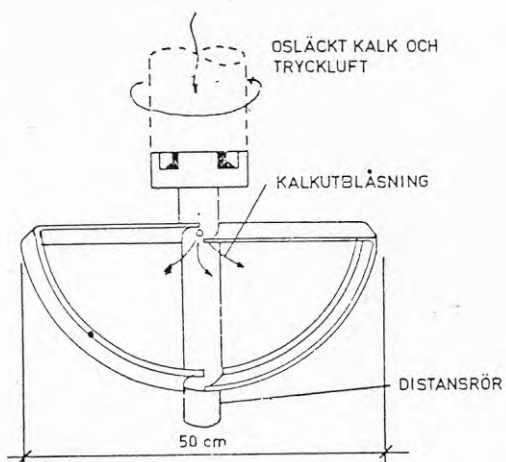


FIG. 7 Inblandningsverktyg för tillverkning av kalkpelare.

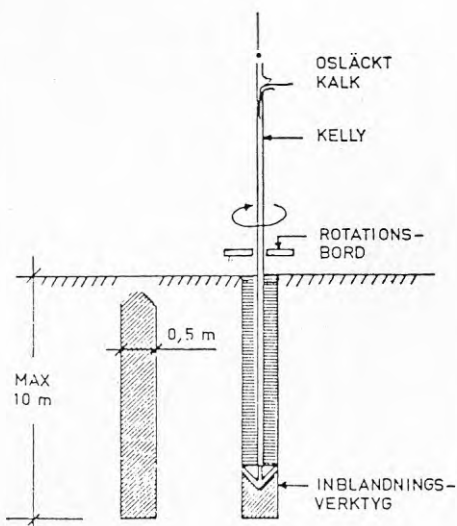


FIG. 8 Tillverkning av kalkpelare (principskiss)

2 KV MYREN, PRESENTATION

2.1 Geologiska och geotekniska förutsättningar

Kv Myren är beläget i norra delen av Huddinge kommun, FIG.9. Kvarteret ligger i den smalaste och grundaste delen av en lerfylld ca 90 m bred dalgång söder om Europaväg 4. Nivån mitt i dalgången är + 32 m. Lerans mäktighet är där ca 7 m. Jordprofil och geotekniska data bestämda på prover upptagna med standardkolvborr visas i FIG. 10, liksom lerans skjuvhållfasthet bestämd med vingborr ca 60 m söder om provtagningspunkten.

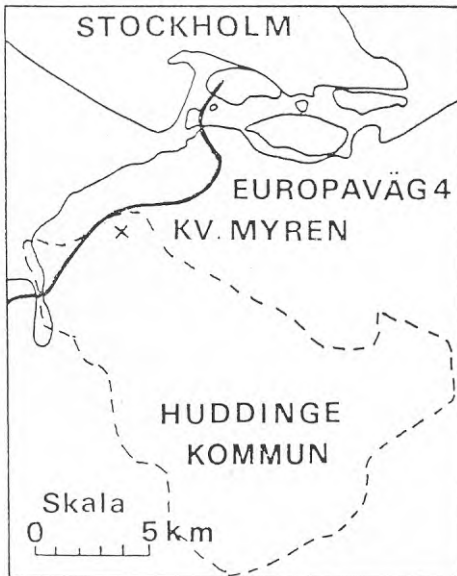


FIG. 9 Försöksplatsen. Kv Myren i Huddinge kommun.

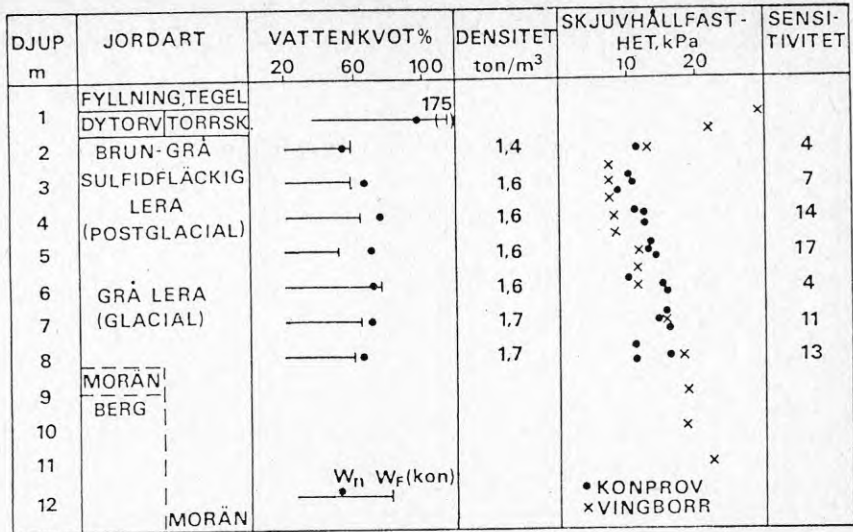


FIG. 10 Geoteknisk profil i försöksområdet. Sammanställning av resultat från tre borrhål.

2.2 Byggnadsobjekt

Huddinge kommun planerade att lägga avlopps- och vattenledningar på drygt 3,0 m djup under den befintliga markytan, tvärs över och längs med dalgången (FIG. 11). Där ledningarna skär varandra mitt i dalgången planerades en vändplan för en väg från fastmarksområdet på östra sidan om dalgången. Tomterna runt vändplanen var avsedda för småindustri och kontor.

Den planerade avloppsledningen på ömse sidor om dalgången skulle anslutas till befintliga tunnlar. På dessa tunnlar bedömdes att risken för en grundvattensänkning var stor, trots att tunnarna hade både för- och efterinjekterats. Stora sättningar (>1 m) förväntades i det fall grundvattennivån sänktes, varvid ledningarna kunde skadas. Sådana sättningar kunde ej heller accepteras för vändplanen.

Grundläggningen av vändplan eller ledningar fick inte utföras så att omfattande restriktioner på användningen av omgivande tomter skulle behövas.

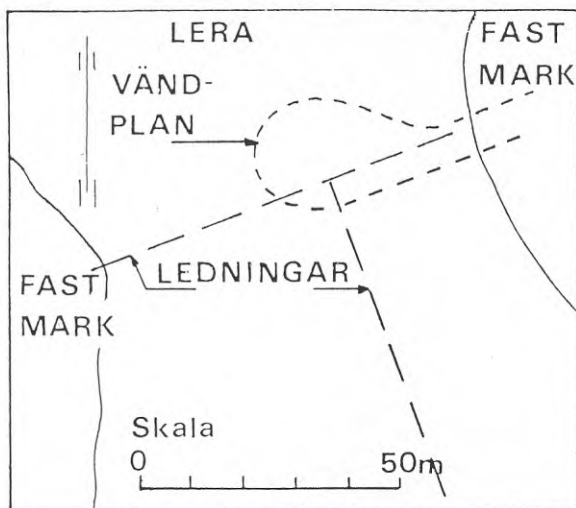


FIG. 11 Kv Myren - byggnadsobjekt

2.3 Kalkpelares bärförmåga

SGI, som utförde projekteringen inom området, undersökte lerprover från de två karakteristiska jordlagren inom området. Proverna blandades med 6 % och 12 % osläckt kalk med avseende på lerans torra vikt. Proverna packades sedan i provburkar och förvarades i fuktrum vid +7°C. Den stabiliserade lerans skjuvhållfasthet mättes vid olika tidpunkter såsom redovisas i FIG. 12. De hållfasthetsökningar (13 till 82 gånger lerans ursprungliga skjuvhållfasthet), som erhöles vid sista undersökningstillfället (488 dagar efter inblandningen), kan delvis ha förorsakats av uttorkning av proverna.

En försiktig dimensionering av kalkpelarförstärkningens omfattning baserades på ett antagande att lerans skjuvhållfasthet skulle öka minst fem gånger när leran blandades med osläckt kalk. Kalkmängden sattes därvid till 12 % med avseende på lerans torra vikt eller 23,5 kg/m pelare.

För att få ytterligare uppfattning om kalkpelarnas bärförmåga och den kalkstabiliserade jordens hållfasthet in situ, tillverkades

två ca 7 m långa kalkpelare inom området i januari 1975. Efter 6 månader provbelastades en pelare på fyra olika nivåer med hjälp av skruvkompressometer. Provbekastningarna utfördes som en del av ett examensarbete vid Institutionen för jord- och bergmekanik vid KTH (Larsson & Olofsson, 1976).

Skruvkompressometern har utvecklats vid Norges Tekniska Högskola (NTH) (Janbu & Senneset, 1973). Den består av en skruvformad platta med 200 cm^2 yta ($\phi 16 \text{ cm}$) som belastas in situ genom ett hydraulsystem efter det att plattan har skruvats ned i jorden. Vid försöken ökades belastningen på plattan stegvis med ca 50 kPa vid varje laststeg. Tiden mellan varje laststeg var tre minuter. Plattans deformation mättes vid varje laststeg 0,25 och 2,75 minuter efter det att belastningen påfördes. Deformationen mellan dessa två tider - krypdeformation - för varje laststeg i de olika försöken redovisas i FIG. 13.

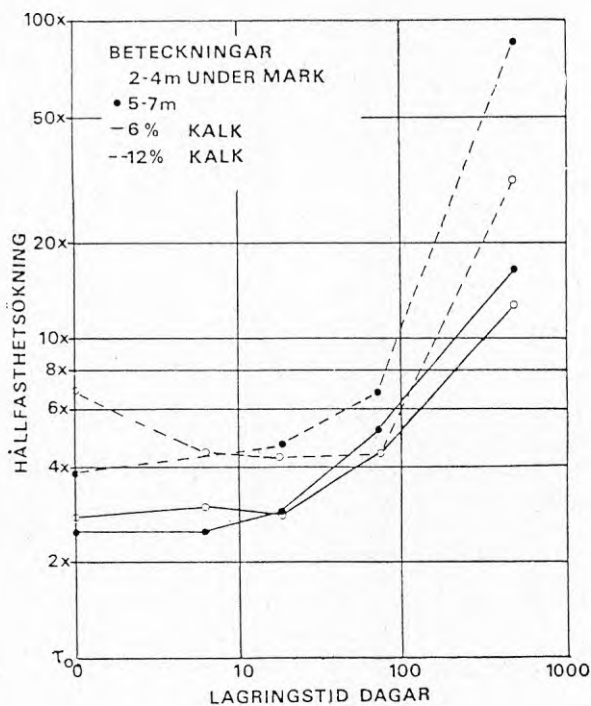


FIG. 12 Hållfasthetsutveckling för lerprover blandade med osläckt kalk enligt tryckprov.

Den stabiliserade lerans kryphållfasthet definierades som den belastning vid vilken krypningen ökade kraftigt, dvs vid den punkt där krypkurvans radie är minst. Kryphållfastheten var ca 65 % av brotthållfastheten, varvid brotthållfastheten definierades som den last vid vilken totaldeformationen under belastningsplattan var 5 cm.

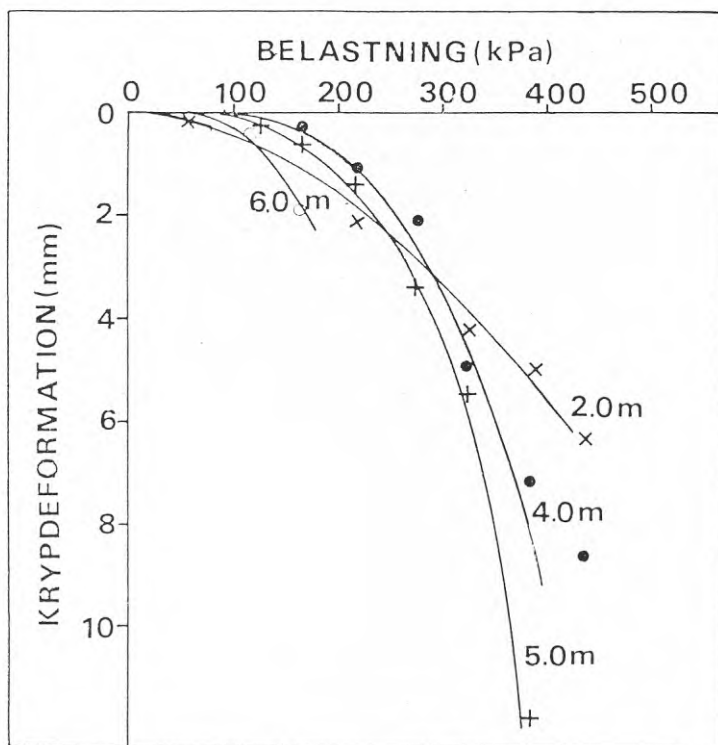


FIG. 13 Krypdeformation som funktion av belastningen vid skruvkompressormätning i provpelare, kv Myren. Siffrorna anger provtryckningsnivån.

Resultatet från skruvkompressometermätningar har visat sig vara normalfördelade med en relativ standardavvikelse av 18 % (Larsson & Olofsson, 1976). Pelarnas bärighet, uppmätt med hjälp av belastningsförsök, var 76 % av brotthållfastheten bestämd med skruvkompressometer. Resultaten utvärderade från FIG. 13 visas i TAB. 1.

TAB. 1 Kryphållfasthet och pelarbärighet

Nivå m	Uppmätt kryphållfasthet kPa	Pelarbärighet kPa (95 % sannolikhet)
3	225	120
4	250	134
5	250	134
6	125	67

Den stabiliserade lerans skjuvhållfasthet har beräknats ur den uppmätta kryphållfastheten. Skjuvhållfastheten har antagits motsvara halva kryphållfastheten.

3 DIMENSIONERING

3.1 Vändplan

3.1.1 Alternativa metoder

Vändplanen och ledningsgravarna i kv Myren ligger i ett planerat industriområde. Utsträckningen framgår av nedanstående figur.

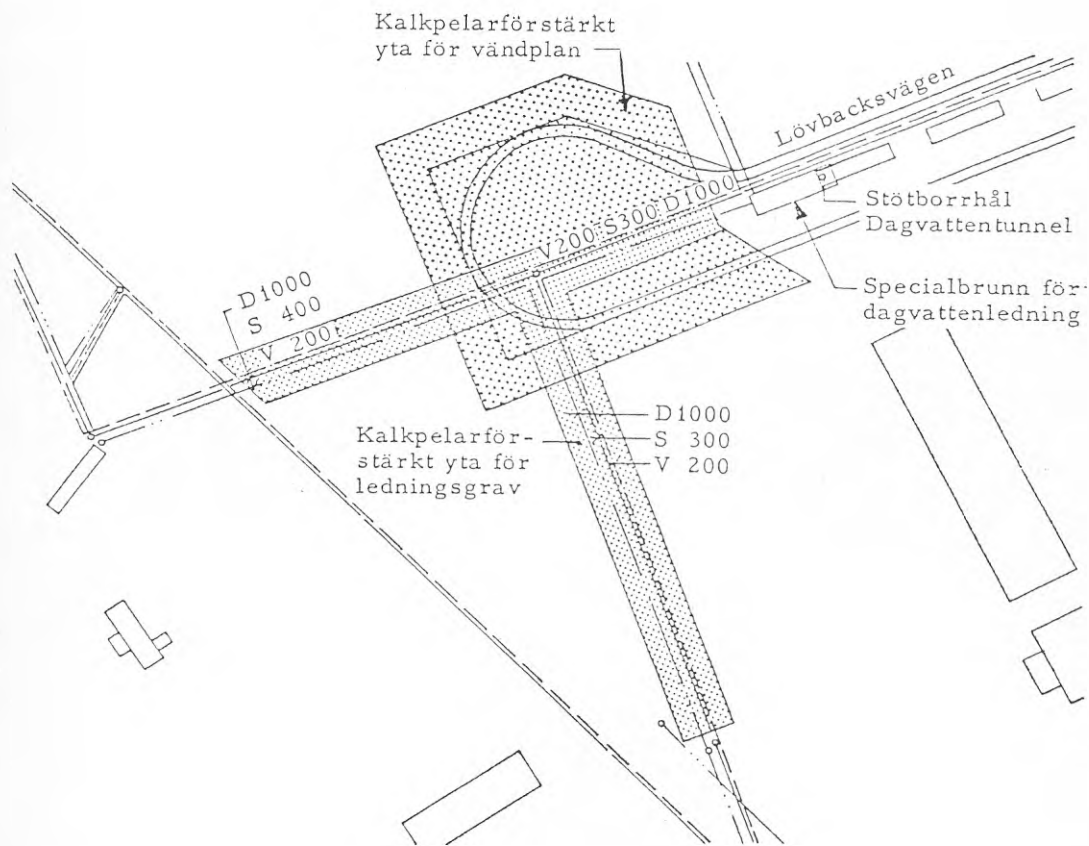


FIG. 14 Vändplan och ledningssträckor med kalkpelarförstärkning.

SGI genomförde under 1974 grundundersökningar för området norr om vändplanen. Dessa omfattade sonderingar och upptagande av störda och ostörda jordprov samt kompressionsförsök m m. Av dessa framgick att området bestod av lös varvig lera ned till 9 m djup. Överst fanns ett 0 - 2,5 m tjockt torv- och gyttjelager. Lerans kompressibilitet var hög. En fördubbling av belastningen gav en relativ hoptryckning av 12 - 14 %. I den del där vändplan och ledningsgravar skulle anläggas hade en fyllning lagts ut som huvudsakligen bestod av sand, sten och tegelrester.

Grundvattennivån som låg 1 - 2 m under markytan bedömdes kunna sjunka upp till 4,5 m p g a dränering genom rörgravar och två närliggande tunnlar och minskad infiltration av regnvatten p g a asfaltering och bebyggelse.

Vid en grundvattensänkning av 1,5 m beräknades sättningen bli ca 0,4 - 0,5 m där de lösa jordlagrens mäktighet uppgår till 9 m och 0,2 - 0,3 m där mäktigheten är 6 m. För att begränsa sättningarna och undvika skador på planerade byggnader föreskrevs att uppfyllnaden på intilliggande mark fick uppgå till högst 0,75 m eller alternativt 1,5 m om lätt fyllning användes. Dessa uppfyllnader skulle tillsammans med en grundvattensänkning kunna ge en sättning av 1,2 resp 0,9 m vid ovan angivna mäktigheter. Ytterligare uppfyllnad för att kompensera uppkomna sättningar fick ej förekomma p g a risk för horisontella rörelser i marken. Därför rekommenderades att grundläggning av byggnader skulle ske med stödpålar samt att entréer och anslutningsvägar skulle grundläggas på pålar försedda med separata pålplattor. Även vatten- och avloppsledningar och dessas anslutning till byggnader måste grundläggas med stödpålning och hel betongplatta för att undvika skador till följd av ojämna sättningar. Vändplanen, vars överyta skulle ligga ca 0,7 m över befintlig markyta, borde enligt projektören, SGI läggas på ett påldäck. Vid tidpunkten (1974) för denna projektering var kalkpelarmetoden ej tillgänglig.

Olika tänkbara alternativ för vändplanens förstärkning, som SGI utredde, framgår av FIG. 15.

Åtgärd	Bedömning
Sänkning av profil- linje	Ej möjligt med hänsyn till anslutande väg
Lätt fyllning	Lastminskningen ej tillräcklig
Påskyndande av sättning genom till- fällig överlast och vertikaldränering	Ej möjligt p g a lerans låga håll- fasthet. Tar dessutom för lång tid
Urgrävning och fyll- ning till fast botten	Ej ekonomiskt och praktiskt genom- förbart p g a det stora lerdjupet
Bankpålning med se- parata pålplattor	Tvivelaktigt resultat p g a lerans låga skjuvhållfasthet. Risk för ojämna sättningar
Påldäck	Sättningarna i stort sett eliminerade. Angränsande anläggningar måste grund- läggas på liknande sätt. Restriktioner betr uppfyllningen på kringliggande mark
Kalkpelarförstärk- ning	Begränsade sättningar Relativt snabbt sättningsförlopp Mindre krav på restriktioner på kringliggande mark. Se avsnitt 3.1.2.

FIG. 15. Tänkbara grundförstärkningsåtgärder för vändplan.

Vid den tekniska och ekonomiska utvärderingen av de två ut-
förandealternativen, betongplatta med pålförstärkning respektive
kalkpelarförstärkning, bedömde Tekniska kontoret i samarbete med SGI
att kalkpelarmetoden skulle leda till lägre kostnader (se avsnitt
3.1.3). Dessutom skulle arbetet i genomförandeskedet förenklas
och de driftstekniska konsekvenserna bli väsentligt gynnsammare.
Erfarenheterna från Huddinge centrum pekade på riskerna av att
pålarna under en eventuell betongplatta skulle kunna knäc-
kas genom sidorörelser p g a överlasten på angränsande mark.
Utläggningen av 4 m breda länkplattor av betong utanför pål-
däcket skulle kunna motverka dessa konsekvenser i en drifts-
situation men de utbyggnadstekniska problemen på tomtmarken

skulle ej vara avklarade i och med denna åtgärd. I kalkpelaralternativet skulle en eventuell uppfyllning av angränsande tomter ej innebära någon risk för förstörelse av vändplanens förstärkning och några avgörande restriktioner som skulle omöjliggöra eller väsentligt begränsa utbyggnaden på dessa tomter skulle ej behöva uppstå. Med anledning av dessa överväganden blev kalkpelarförstärkningens dimensionering och utformning såsom visas i 3.1.2.

För att närmare kunna jämföra kostnaderna för alternativen har en dimensionering av betongplattan och pålarna gjorts med utgångspunkt från SGI:s och Tekniska kontorets krav och anvisningar. Utformningen framgår av FIG. 16 och 17. Ovan omtalade länkplattor som skall hindra utknäckning av pålarna genom ensidigt sidotryck, har lagts runt de sidor av vändplanen där lerdjupet är störst. Pålarna har antagits tränga ner ca 1,0 m i det underliggande fasta lagret. Tillåtna laster enligt Brobyggnadsanvisningarna.

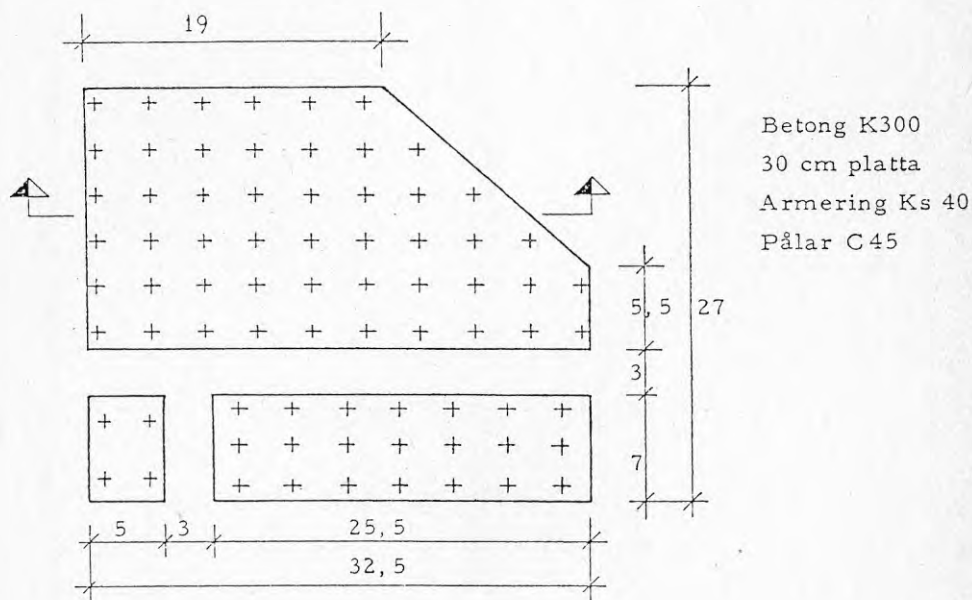


FIG. 16 Påldäck under vändplan. Skala 1:500. För att hindra knäckning av pålarna genom inglidning av massor från sidan har länkplattor av 4 m längd lagts mot angränsande tomter där lerdjupet är störst. Total mängd = 350 m².

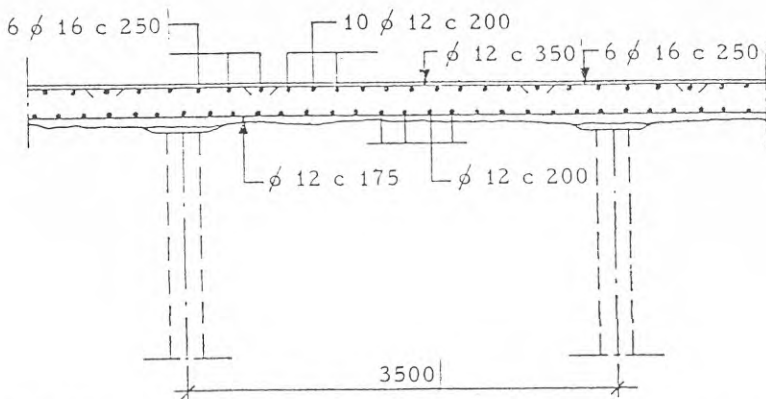


FIG. 17 Sektion genom pålad betongplatta under vändplan.

P g a risken för tjällyftning har räknats med urgrävning under plattan till frostfritt djup, 1,6 m under vägbaneytan, samt återfyllning med icke tjälfarligt material.

3.1.2 Kalkpelarförstärkning

Kalkpelarna under vändplanen på Lövbäcksvägen i kv Myren syftade till att minska sättningarna samt att öka lerans bärighet så att ytterligare förstärkning kunde undvikas. Kalkpelarnas funktion under en belastad vägbana framgår ganska väl av tidigare utförda försök i Skå- Edeby där sättningarna uppmättes under och kring två utfyllnader. Belastningen var där 10 kPa (1 Mp/m^2). Se i övrigt avsnitt 1.3.

Kalkpelarförstärkningen dimensionerades för 1,0 m uppfyllnad, vilket motsvarar 19 kPa ($1,9 \text{ Mp/m}^2$) samt för en trafiklast av 10 kPa ($1,0 \text{ Mp/m}^2$). Belastningsökningen 45 kPa ($4,5 \text{ Mp/m}^2$) p g a grundvattensänkning uppskattades kunna bäras av pelarna genom det mot djupet ökande horisontaltrycket mot pelarna samt genom den hållfasthetsökning som sker i pelarna efter uppfyllningen.

Tillåten last på pelarna bestämdes med hjälp av tryckförsök på laboratorieblandade prover. Kalkhalten i dessa prov var 6 % resp 12 % på lerans torra vikt och brottlasten bestämdes för

12 %-prover till 26 kN/pelare motsvarande 130 kPa. Efter denna provning fastställdes kalkhalten till 12 % av pelarens torra lervikt vilket motsvarar ca 23,5 kg/m pelare. Med en kryp-last på 18 kN och en säkerhetsfaktor på 1,7 för ständig last och 1,0 för ständig + rörlig last blev tillåten last 11 kN vilket gav centrumavstånd pelare = 0,75 m. Intill tre månader efter kalkpelarsättningen fick pelarna belastas med max 0,5 m fyllning dvs ca 10 kPa. Den beräknade totala sättningen varierade mellan 5 och 12 cm beroende på variationer i lerlagrets mäktighet och grundvattenytans läge. Kalkpelarsättningens omfattning framgår av FIG. 14. Förstärkningen har dragits 5 m utanför vändplanens område. Vid kostnadsjämförelsen medräknas dock ej kostnaden för denna del av markförstärkningen då den skall belasta tomtmarken och tas ut i form av ett högre markvärde. Där ledningsgravarna går fram i vändplanen är pelarna satta som i övriga ledningssträckor. Se avsnitt 3.2.2.

3.1.3 Kostnader

Innan beslut fattades om val av grundförstärkningsmetod för vändplansområdet, gjorde Huddinge kommun en översiktlig jämförande kalkyl med kalkpelarförstärkning resp pålad betongplatta. Se TAB. 2.

TAB. 2 Överslagskalkyl för två alternativa grundförstärkningar av vändplan. Tekniska kontoret, Huddinge, mars 1975.

Kalkpelarförstärkning av vändplan inkl avschaktning och grusbädd för kalkpelarmaskin	261 000:-
Betongplatta med pålförstärkning	422 000:-

I TAB. 3 redovisas jämförande efterkalkyl för markförstärkning med kalkpelare resp utförande med hel betongplatta med pålförstärkning. För kalkpelarmetoden är priserna satta efter utförda mängder och offererade kostnader och för pålad betongplatta efter konstruktionsförslag enligt 3.1.1. För att få jämförbart resultat har samma \bar{a} -prisnivå använts i de båda alternativen.

TAB. 3 Efterkalkylerade alternativkostnader för vändplan, okt 1975.

	Mängd	Kalkyl	Anm
<u>Kalkpelare</u>			
Avschaktning ytlager (t=0,6 m)	1 430 m ²	36 000:-	Varav 600 m ² tjälad yta
Bädd för kalkpelar- maskin (t=0,3 m)	1 430 m ²	18 400:-	Sand
Kalkpelare totalt	1 843 st	315 000:-	1,8 pelare/m ²
D:o på tomtmark	888 st	-151 800:-	
Överbyggnad inkl beläggning (t=1,05 m)	700 m ²	43 000:-	
	<u>Summa:</u>	<u>260 600:-</u>	
<u>Pålad betongplatta</u>			
Avschaktning tjäl- farligt material, återfyllning	750 m ²	41 200:-	
Pålning	600 m	75 300:-	75 st C45 pålar
Betongplatta 30 cm (inkl sandbädd)	682 m ²	140 900:-	Armering 21 kg/m ²
Länkplattor, 4 m	350 m ²	77 000:-	
Överbyggnad inkl beläggning (t=0,75 m)	700 m ²	34 400:-	
	<u>Summa:</u>	<u>368 800:-</u>	

Kalkpelaralternativet är ca 120 000:- kr eller ca 30 % billigare än utförandet med påldäck.

Kalkpelarna intill schaktgraven är dimensionerade för schakten och kostnaderna härför är ej påförda vändplanen. Medräknas kalkpelarförstärkningen dimensionerad för vändplan fram till schaktgraven i samma utsträckning som för påldäcket blir totalkostnaden för vändplanen i kalkpelaralternativet i TAB. 2 = ca 280 000:- kr. Detta synsätt innebär att rörgravsalternativet med kalkpelarförstärkning blir 20 000:- kr lägre än angivet i TAB. 4.

För betongplattan innebär ovanstående resonemang att kostnaden för åtgärder som undanröjer den största knäckningsrisken för pålarna läggs till totalkostnaden. Länkplattorna i kalkylen har denn funktion liksom en alternativ skyddspålning. Kostnader för anordningar som skyddar påldäcket under vändplanen måste betalas av kommunen.

3.1.4 Sammanfattning

Vändplansområdet på Lövbacksvägen i kv Myren bestod av lös varvig lera ned till i genomsnitt 7 m djup under ett påfört ytlager av sten, grus och tegelsten. Lerans låga hållfasthet och höga kompressibilitet innebar att vändplanen måste grundförstärkas med kalkpelare alternativt med betongplatta på pålar. På grund av rörgravsförlängningen och intilliggande tunnelpåslag fanns stor risk för omfattande grundvattensänkning vilket skulle komma att leda till lastökningar på pålarna alternativt kalkpelarna.

Grundläggning med betongplatta på pålar innebar att restriktioner beträffande fyllnadshöjder fick läggas på angränsande tomter, samt att eventuella entréer och anslutningsvägar måste anläggas på samma sätt. Eventuella länkplattor efter vändplansidorna kunde bidra till att minska risken för knäckning av pålarna under påldäcket, men de utbyggnadstekniska problemen på tomtmarken skulle ej kunna klaras av med en sådan åtgärd. Alternativet med kalkpelarförstärkning innebar att sättningarna på

vändplanen starkt skulle kunna begränsas samt att några avgörande restriktioner som skulle omöjliggöra eller väsentligt begränsa utbyggnaden på tomtmark ej skulle behöva utfärdas.

Jämförande efterkalkyl visar att kalkpelaralternativet blir ca 30 % billigare.

3.2 - Rörgrav

3.2.1 Alternativa metoder

Rörgravarna i kv Myren är totalt 125 m långa och med ett djup varierande mellan 3 - 4 m under befintliga marknivån. Utsträckningen framgår av FIG. 10 i avsnitt 3.1.1. Enligt geotekniska undersökningar utförda av Huddinge och SGI utgjordes ytlagret av fyllnadsmaterial med grus, byggmaterialrester etc ovanpå ett ca halvmeters lager av organiskt material. Under detta fanns lös varvig lera ned till 7 - 10 m djup. Den odränerade skjuvhållfastheten var 10 - 15 kPa med det högre värdet mot större djup. I något borrhål har 7 kPa uppmätts. Grundvattenytans nivå låg 1 - 2 m under markytan.

Olika tänkbara åtgärder för att förstärka schaktgravarna och underlätta rörgravsarbetena framgår av FIG. 18.

Åtgärd	Bedömning
Schaktning utan stödåtgärder	Schaktdjupet för stort för att schaktning med flacka slänter skall vara ekonomiskt och praktiskt möjligt
Schaktning inom spont	Framkomlig konventionell metod
Schaktning mellan stöd av kalkpelare	Kalkpelare används i stället för spont. Lägre kostnader för schaktning, återfyllning och rörläggning än i spontalternativet. Se avsnitt 3.2.2.

FIG. 18 Tänkbbara utföranden av rörgrav.

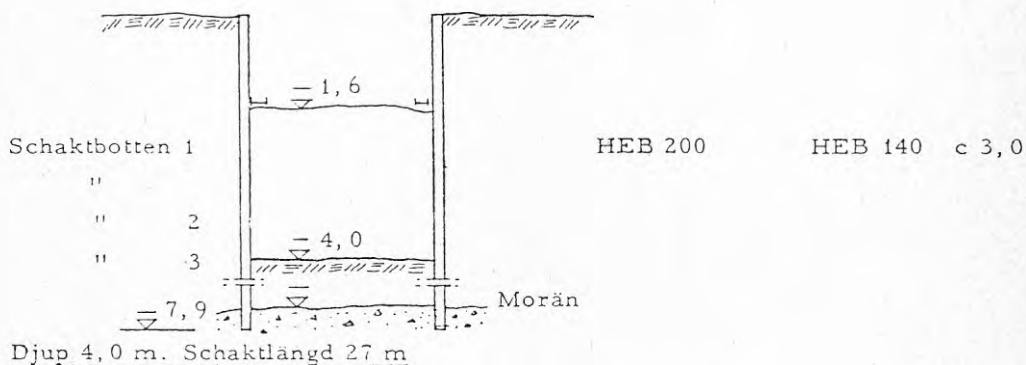
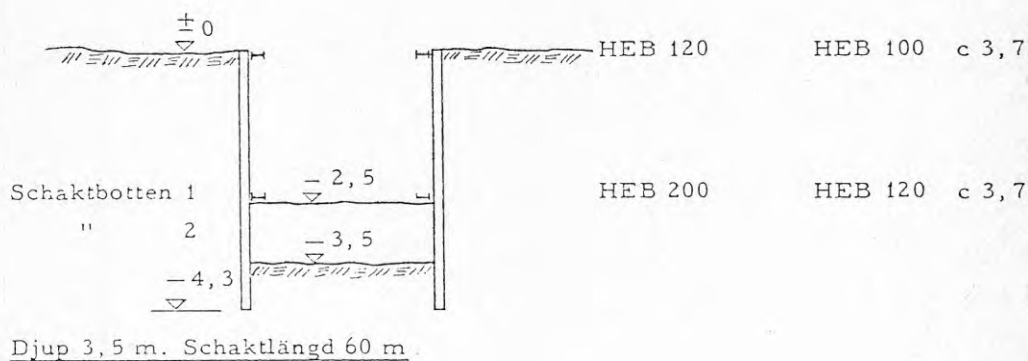
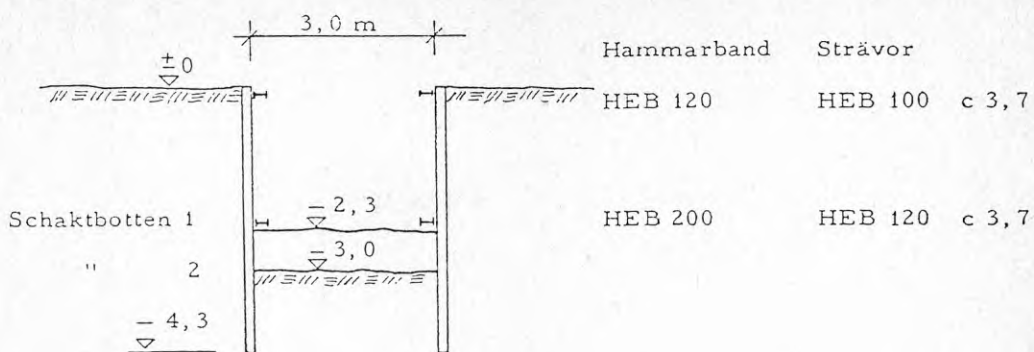


FIG. 19 Spontalternativ. Bottenplattan gjuts mot sponten varefter de undre banden rivs. Spont Larsen 1a Ny.

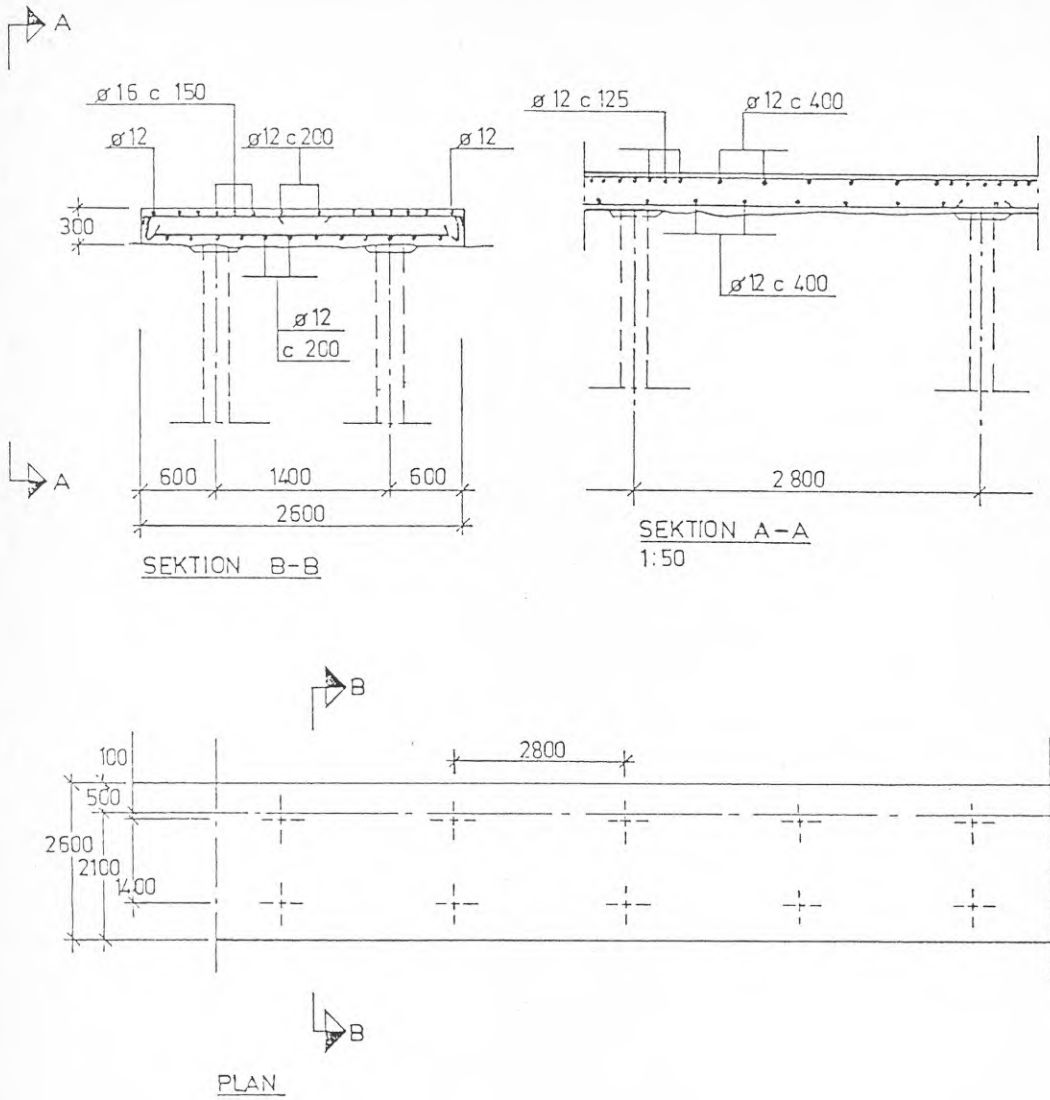


FIG. 20 Betongplatta på pålar i ledningsgrav. Tekniska kontoret, Huddinge.

Förstärkning av gravsidorna genom spontning alternativt med hjälp av kalkpelare bedömdes i inledningsskedet såsom i stort sett likvärdiga tekniska och ekonomiska lösningar med det förbehållet att kalkpelare för detta ändamål tidigare endast testats av SGI i en provgrav i Skå-Edeby. Att kalkpelarna behövde stå i 3 månader innan schaktning fick igångsättas bedömdes ej vara till någon nackdel.

Kalkpelarförstärkningens dimensionering och utformning framgår av 3.2.2.

För att få jämförbart kostnadsunderlag har ett alternativt utförande med spont dimensionerats för det aktuella fallet. Utformningen framgår av FIG. 19.

Lerans låga hållfasthet medförde att ledningarna i spontalternativet måste grundläggas på pålad betongplatta. Denna dimensionerades av Tekniska kontoret i Huddinge. Utformningen av den tänkta betongplattan med tillhörande pålförstärkning framgår av FIG. 20.

3.2.2 Kalkpelarförstärkning

Kalkpelarna stabiliserar schaktslätten och fungerar som grundförstärkning i rörgraven. Den dimensioneringsprincip som användes är grundad på schaktningsförsök utförda vid Skå-Edeby. Tänkbara brottmekanismer beaktade vid dimensioneringen är glidning, stjälpning och bottenuppträckning såsom framgår av FIG. 21. Kalkpelarnas skjuvhållfasthet uppskattades till 65 kPa, vilket med 1,5-faldig säkerhet gav en tillåten skjuvpåkänning i pelarna av 43 kPa. Som framgår av fortsättningen gjordes stora ansträngningar för att klarlägga belastningsförhållandena i och kring en kalkpelarvägg och för att kunna utveckla förbättrade dimensioneringsmetoder.

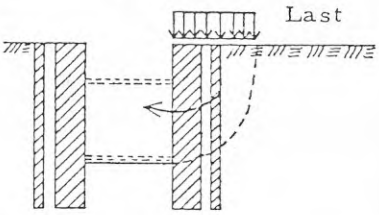
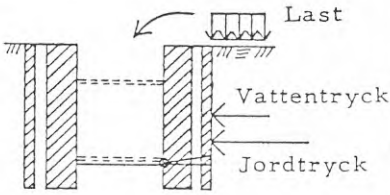
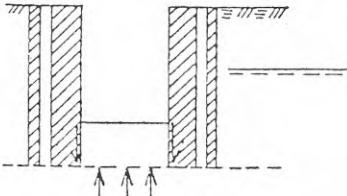
Brottmekanism	Belastning	Verkningsätt
Glidning	Jordmassan ovanför en glidyta. Last från fordon	
Stjälpning	Jordtryck och vattentryck	
Bottenupptryckning	Jordtryck och/eller vattentryck	

FIG. 21 Dimensioneringsprinciper för rörgrav.

För att testa de antaganden som gjorts på basis av laboratorieförsöken och av erfarenheterna från Skå-Edeby, beslöts att göra olika belastningsprov av en mindre delsträcka innan rörgravsarbetena i sin helhet igångsattes. Man hade bl a på förhand förutsatt att rörgravsarbetena skulle bedrivas i 10 m:s sektioner och att en skyddsstämp skulle nedsättas i graven innan rörläggningen. Därvid hade följande antaganden gjorts att ligga till grund för dimensioneringen. Kalkpelarväggen dimensionerades för jordtryck från egenvikt och vattentryck vid normalt grundvattenstånd. Hammarband och stämp dimensionerades för jordtryck från last på markytan samt vattentryck vid exceptionellt högt grundvattenstånd. Den dimensionerade belastningen på dessa var 46 kN/m schakt fördelade på två nivåer, 1 m under markytan samt i schaktbotten. Risken för bottenupptryckning var i detta fall av mindre betydelse.

Schaktningen fick påbörjas tre månader efter kalkpelartillverkningen, då förstärkningen uppnått tillräcklig hållfasthet.

Ledningsgravarnas läge i plan och i sektion framgår av FIG. 14 och FIG. 22.

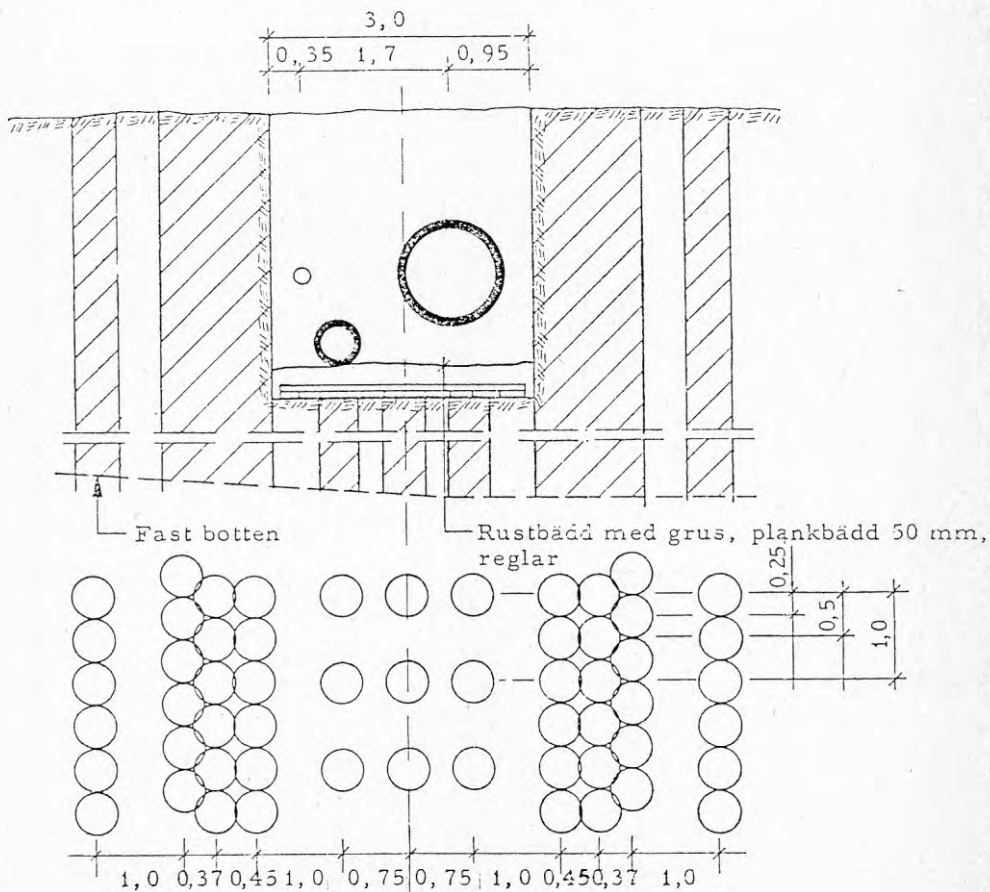


FIG. 22 Ledningssektion och kalkpelarplan. SGI 50638.

3.2.3 Kostnader

Som underlag för Huddinge kommuns bedömningar av alternativa utföranden för förstärkningsarbeten i rörgrav, upprättades jämförande kostnadskalkyl omfattande ett alternativ med kalkpelarförstärkning resp ett annat med spont och påldäck (TAB. 4). Schaktningsarbetena, vilka ger lägre kostnader för kalkpelaralternativet togs ej med i dessa kostnadssammanställningar.

TAB. 4 Överslagskalkyl för två alternativa utföranden av förstärkningsarbeten för schaktgrav. Tekniska kontoret, Huddinge, mars 1975.

Kalkpelarförstärkning av rörgravsidor och rörgravbotten inkl avschaktning och grusbädd för kalkpelarmaskin	710 000:-
Spontad konstruktion och påldäck	670 000:-

I TAB. 5 och 6 redovisas jämförande efterkalkyl för de alternativa förstärkningsåtgärderna. För kalkpelarmetoden är priserna satta efter utförda mängder och offererade kostnader och för spontkonstruktionen och påldäcket efter konstruktionsförslag enligt 3.2.1. För att få jämförbart resultat har samma å-prisnivå valts i de båda alternativen.

TAB. 5 Efterkalkylerade alternativkostnader för rörgravschakt, kalkpelarmetoden, okt 1975.

	Mängd	Kalkyl	Anm
<u>Kalkpelare med avsträvning</u>			
Avschaktning ytlager (t=0,6 m)	1 270 m ²	28 900:-	Varav 400 m ² tjälad yta
Bädd för kalkpelarmaskin (t=0,3 m)	1 270 m ²	16 500:-	Sand
Kalkpelare	2 372 st	405 000:-	19 pelare/m schakt
Schakt för ledningar	1 110 m ³	39 400:-	
Hammarband och stämp		47 400:-	Hammarband stålprofil HE 160 A. Stämp trä 175 x 175, c 3500
Ledningsbädd	375 m ²	39 900:-	Rustbädd av träplank och makadam
Rörläggning		101 600:-	
Återfyllning		21 900:-	
	Summa:	<u>700 600:-</u>	

TAB. 6 Efterkalkylerade alternativkostnader för rörgrav med spont och påldäck, okt 1975.

	Mängd	Kalkyl	Anm
<u>Spont och påldäck</u>			
Avschaktning ytlager	440 m ²	6 800:-	
Spont		397 700:-	Inom djupaste delen av vändplan kvarstående spont till fast botten
Schakt för ledningar	1 071 m ³	52 100:-	
Grundförstärkning (pålar, betongplatta 30 cm, ledningsbädd)	330 m ²	163 600:-	78 st C 33, 477 m. Armering i betongplatta : 16 kg/m ²
Rörläggning		101 600:-	
Återfyllning		21 900:-	
	Summa:	<u>743 700:-</u>	

Kostnaderna för alternativet med kalkpelarförstärkning inkl rörgravsstämp blir ca 5 % lägre än alternativet med spont och med pålad betongplatta. I verkligheten utfördes ej den föreskrivna skyddsstämpan då arbetsledningen bedömde att kalkpelarväggen hade tillräckliga hållfasthetsegenskaper utan stämp. Tar man hänsyn härtill i kalkylen uppvisar alternativet med kalkpelare drygt 10 % lägre kostnader.

Den övervägande delen av kostnaden för kalkpelaralternativet, ca 65 %, utgörs av pelartillverkningen. Dessa kostnader blir något högre än för själva spontens stödkonstruktion. Kostnaderna för kalkpelare i rörgravsbotten, 3 st/m grav = ca 100 000:- kan jämföras med kostnaden för den pålade stödkonstruktionen = ca 160 000:-. Schaktningskostnaderna är 13 000:- eller ca 25 % lägre vid kalkpelarmetoden. Schaktningen i en spontad rörgrav måste ske under hänsynstagande till hammarband och stämp, vilket leder till lägre maskinkapacitet och mera manuell insats än i alternativet med den kalkpelarförstärkta rörgraven.

I detta praktikfall återanvändes ej schaktmassorna till rörgravsåterfyllning då andra billiga massor erhöles. Genom kalken i pelarna som ingår i dessa rörgravsmassor förbättras ej endast schaktbarheten utan underlättas även återanvändandet i ett normalfall. Väljer man som i Lövbäcksvägen att transportera bort massorna till sidotipp underlättas transport och utläggning i tipp av den kalkinblandade lerans förbättrade konsistens. Denna kostnadsreducerande effekt har ej medtagits i kalkylen. Ej heller effekten av snabbare arbetsförlopp och därmed minskade over-head-kostnader.

3.2.4 Sammanfattning

Rörledningsgravarna i kv Myren utfördes i varvig lera. Vid schaktningen erfordrades kalkpelare eller spont. P g a lerans låga skjuvhållfasthet och risken för stora sättningar måste botten i rörgravarna förstärkas med kalkpelare eller alternativt med pålad betongplatta.

Schaktgravens djup var 2,5 - 3,5 m vid kalkpelarmetoden och skulle ha blivit 3,0 - 4,0 m vid en eventuell spontkonstruktion.

Jämförande efterkalkyl visar att kalkpelaralternativet utfört enligt föreskrifterna blev ca 5 % billigare än rörgravsförstärkningen med spont och pådäck. Eftersom den föreskrivna skyddsstämpen ej kom till användning blev i verkligheten kalkpelaralternativet ca 10 % billigare. Kostnadsminskning som uppstår genom snabbare arbetsförlopp samt vid återfyllning alternativt vid borttransport och tipphållning till följd av den kalkinblandade lerans förbättrade konsistens har ej utvärderats och ej heller medtagits i kostnadsjämförelsen.

4 KALKPELARSÄTTNING

4.1 Arbetsuppläggning

Vändplanen i kv Myren måste färdigställas så att en intilliggande fastighet var tillgänglig vid en viss tidpunkt. En annan tidsbestämmande faktor för kapacitet och arbetsuppläggning var behovet av god framkomlighet till platsen för kalkpelarsättningen. Det avgörande för tidplaneläggningen var dock bestämmelsen om att kalkpelarna i rörgravarna behövde tre (3) månader på sig för att uppnå tillräcklig hållfasthet innan rörgravsarbetena fick påbörjas.

För vändplanen innebar önskemålen om framkomlighet i ett tidigt tidsskede att det vore fördelaktigt om en del av lasten kunde påföras direkt efter pelarinstallationen. Resterande överbyggnad inkl beläggning kunde vänta till dess sättningsarna hade avstannat.

Kalkpelarsättningen för rörgravarna genomfördes för etapperna i Lövbacksvägen i 10 m långa sektioner. Anledningen till detta var dels önskemål om närhet till kalkcontainers och dels behovet av att hindra tjälning av marken genom att så länge som möjligt låta ytlagret ligga kvar som täckning. Innan man kunde sätta kalkpelarna måste nämligen ett 0,6 m lager av sten och tegelstensrester bortschaktas och ett bärande gruslager för maskinen läggas ut. Det visade sig senare att värmeutvecklingen i nysatta pelare kunde tina upp marken inför sättningen av intilliggande pelare. Vid rörgravsetapperna i nord/syd-riktningen som utfördes under våren, sattes därför pelarna rad för rad. Detta gav minsta antalet vändningar och omställningar och var det snabbaste sättet. Mot slutet arbetade två maskiner parallellt vilket ytterligare underlättade arbetet.

4.2 Kalkpelarmaskin

Kalkpelarmetodens användbarhet är naturligt nog avhängig av maskinutrustningens konstruktion och hur maskinen sköts. Utan en

Stabiliseringsdjup	10 m
Pelarnas diameter	500 mm
Blandningsverktygets rotation	max 75 v/min
Matningshastighet	10-100 mm/varv
Pulvermatningens kapacitet	8-9 kg ₃ /min
Kalkbehållarvolym	2,5 m ³

Vikt:

Mastenhet	2 000 kg
Trailer (fullastad)	4 000 kg

Dimensioner:

med utrustningen monterad på en Volvo

BM LM 641 och masten i transportläge

Längd 12,1 m

Höjd 3,8 m

Bredd 2,2 m

Totalvikt (fullastad) ca 10 ton

Masten nedfälld i transportläge

Matningsstång

Kalkbe-
hållare

Matningsslang

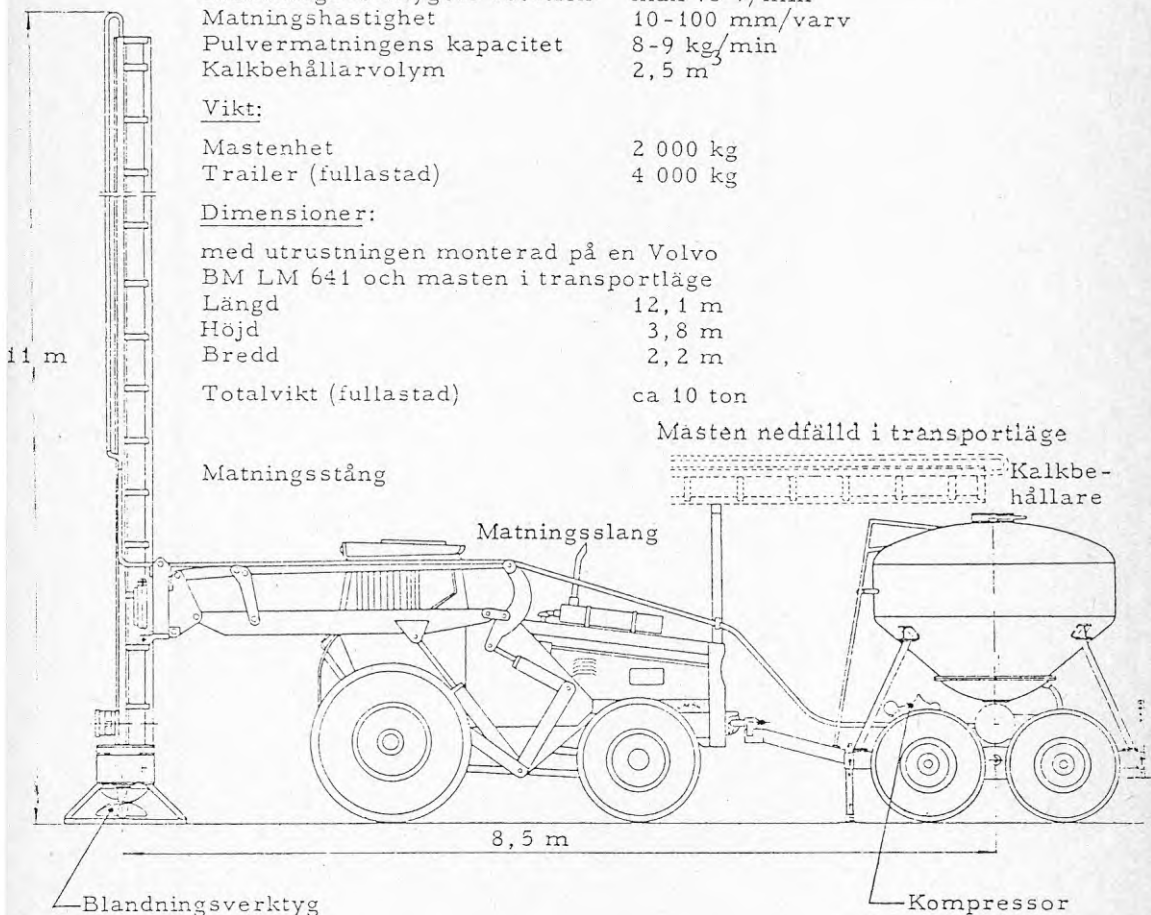


FIG. 23 Kalkpelarmaskin Alimak LPS-2. Tekniska data.

något så när jämn inblandning av kalken uppnås inte den förbättring av hållfasthetsegenskaperna i leran som eftersträvas och som laboratorieförsök och praktikfall visar är möjliga att uppnå.

Den maskinutrustning som kom till användning i Huddinge framgår av FIG. 23. Utrustningen är monterad på en hjullastare, Volvo BM LM 641. Den består av mast med matnings- och rotationsmotorer för blandningsverktyget och vagn med förrådsbehållare och utmatningsanordning för stabiliseringsmedlet. Vid längre förflyttningar kan masten transporteras i nedfällt läge. Hela utrustningen drivs från traktorns egna hydraulsystem. Blandningsverktyget sitter på en 4-kantstång som matas utefter masten med kedja och ok. Rotationen överförs med rullar via en snäckväxel. Masten manövreras i läge med hjälp av traktorns lyftarmar och vertikalteten kontrolleras med ett 1-m:s lod. Nedmatning av det visp-liknande verktyget till max-djupet 10 m tar en dryg minut. Samtidigt med att verktyget bringas att rotera i motsatt riktning injekteras osläckt kalk i leran och upptagningen av verktyget sker med ca 1/10 av nedmatningshastigheten. Kalken transporteras i slangar med hjälp av tryckluft från en hydrauldriven kompressor monterad på maskinen. Mängden stabiliseringsmedel regleras genom en variator. Från denna går pulvret i slangar till matningsstången, som blandningsverktyget är fäst på. Pulvret fördelas i marken genom att det trycks ut genom munstycket i verktyget samtidigt som blandningsverktyget roterar. Tryckluften används också till att blåsa rent verktyget från lera som trängt in i samband med nedmatningen.

4.3 Utsättning

Vid utsättningen kontrollerades kalkpelarnas läge samt vertikaltet. De avvikelser som kan tillåtas är beroende av kalkpelarnas funktion. Vid vägbankar kan tämligen stora avvikelser accepteras både i plan- och vertikalled. Kalkpelare som skall ersätta spont i en rörgrav måste vara satta med betydligt snävare toleranser. För pelarsättningen i kv Myren var toleranserna satta till ± 2 cm i plan och ± 1 cm/m pelare i vertikalled. Mellan vissa pelare vid rörgraven var den föreskrivna överlappningen 5 cm.

Rörgravssektionerna och vändplanens hörn sattes ut med hjälp av teodolit och befästes genom träpålar. Innan kalkpelarsättningen påbörjades drogs linor upp mellan träpålarna och längs kalkpelarraderna. Varje pelarläge markerades sedan med en stav som sattes ned 50 cm från pelarnas centrum. Under etapp 1 (se även FIG. 31) sattes pelarna ut efter en lina med markerade avstånd, men linan kom lätt ur läge och var i vägen.

Ett alternativ som diskuterades var utsättning med laser. Metoden skulle endast kunna användas för kontroll av utsättningen i sidled. Lasern måste dessutom vara placerad på fast underlag och avståndet i längdled mellan varje pelare måste ändå mätas upp särskilt.

För kontroll av kontinuiteten hos kalkpelarraderna efter rörgraven framschaktades kalkpelarna vid sex etappgränser. Vid tre av dessa upptäcktes bristande överlappning (FIG. 24).

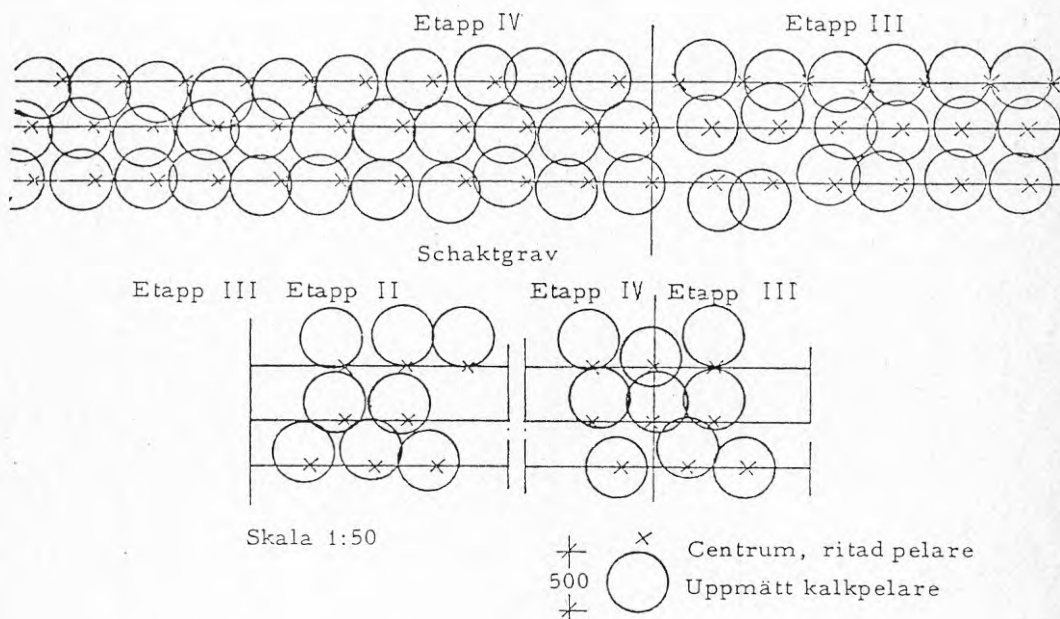


FIG. 24 Kontroll av pelarnas läge i plan.

Uppmätningen visade tydliga avvikelser och särskilt för de pelare som tillverkades under december då framkomligheten var dålig. Vid uppgrävningen av schaktgraven kunde eventuella pelaravvikelser i rörgravsidan ytterligare kontrolleras. Därvid kunde fastslås att tillfredsställande noggrannhet i planläget i stort hade uppnåtts.

Pelarnas lutning vid tillverkningen kontrollerades av maskinisten genom ett lod monterat på maskinmasten. Lodet var 1 m långt och försett med en cirkulär platta i nederänden. På maskinmasten fanns en identisk platta.

Ytterligare kontroll av noggrannheten i vertikalled gjordes med hjälp av samtidiga observationer i två teodoliter (TAB. 7).

TAB. 7 Kalkpelarstångens vertikalitet vid 12 kontrollmätningar

	Lutning tvärs körriktning		Lutning längs körriktning	
	Skruv i bottenläge	Skruv halvvägs	Skruv i bottenläge	Skruv halvvägs
	mm/m	mm/m	mm/m	mm/m
Lutningsmedelvärde	0,7	0,8	4,8	5,6
Standardavvikelse	2,1	2,3	4,6	5,3

Den större avvikelsen i längsled beror på att pendeln vid de första mätningarna ej var rätt injusterad. Då detta avhjälpes blev lutningsmedelvärdet 1,4 mm/m och standardavvikelsen (medelfelet) 1,2 mm/m. Avvikelsen var således avsevärt mindre än den uppställda toleransen ± 10 mm/m.

4.4 Arbetsförlopp

Det översta marklagret bestod av tidigare utlagt fyllnadsmaterial av sten och byggmaterialrester. Detta schaktades bort till ca 0,6 m djup då blandningsverktyget ej kunde ta sig igenom. Härvid erhöles också en plan arbetsyta. För att förbättra bärigheten utlades ett ca 30 cm tjockt lager sand.



FIG. 25 Området för vändplanen innan arbetenas påbörjan.

Under regnperioderna och tjällossningen var framkomligheten dålig och sandlagret fick kompletteras med en plankbädd under hjulen. Maskinekipagets konstruktion medförde att kapaciteten blev starkt nedsatt. Kalkvagnen påverkade och försvårade traktorns framkomlighet och mastens inställning.

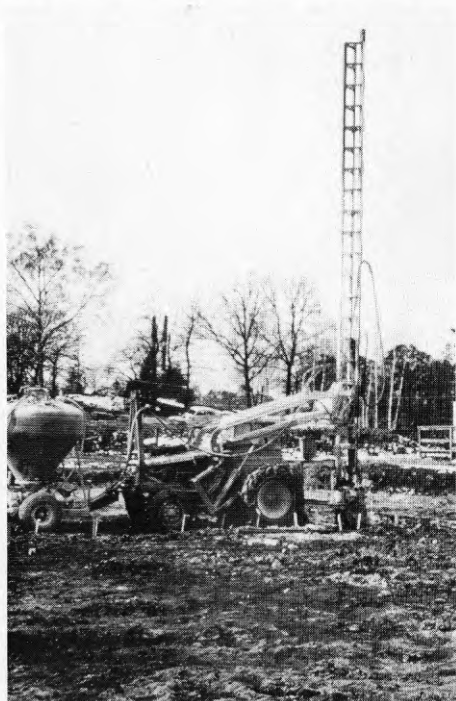


FIG. 26 Kalkpelarmaskinen

Maskinens kalkbehållare rymde 2,5 ton kalk och påfylldes från container med hjälp av tryckluft. I medeltal gjordes en påfyllning per 15 pelare. Under denna kalkpåfyllning stod maskinen stilla. Kalkcontainern rymde ca 17 ton per behållare dvs 54 ton per enhet. Totalt åtgick under arbetet 650 ton osläckt kalk, vilket motsvarar 20 kg/m pelare mot föreskriven mängd 23,5 kg/m pelare.



FIG. 27 Kalkcontainer.

Arbetscykeln vid kalkpelartillverkning framgår av FIG. 28.



FIG. 28 Arbetscykel vid pelartillverkning

Vid kalkpelartillverkningen iaktogs vid vissa tillfällen kalkpuffar och smärre markhävning. Båda fenomenen inträffade under perioder med tjälad mark. Kalkpuffarna innebar att kalkblandad luft sprutade upp i den senast satta pelaren när kalkpelarmaskinen flyttat till nästa pelare. Dessa kalkpuffar berodde sannolikt på tryckluften och på att den använda kalkhalten, som var betydligt högre än vad som använts i tidigare försök, givit stora temperaturhöjningar och härigenom ångbildning. Tryckutjämning har, till följd av den tjälade marken, lättast kunnat ske genom pelaren. Där detta ej har kunnat ske har marken istället lyfts.

4.5 Kalktillförsel och kalkkvalitet

Föreskriven kalkhalt var 12 % med avseende på pelarens torra vikt, vilket motsvarar ca 23,5 kg kalk per m pelare. Tillåten variation i kalkhalt var satt till ± 1 %-enhet, dvs kalkhalten fick variera mellan 11 och 13 % (21,5 - 25,5 kg kalk/m). Kalkhalten kontrollerades genom protokollföring av påfyllningen av behållaren och genom stickprovsmätning av längden av fyra kalkpelare per 10 m etapp. Fr o m period 4 noterades längden av samtliga kalkpelare. De kalkhalter som uppmättes redovisas i TAB. 8.

TAB. 8. Kalkåtgång

Tidsperiod	1 4/11-17/2	2 7/1-30/1	3 2/2-9/3	4 10/3-2/4	5 5/4-3/5	6 6/5-18/5	Totalt
Kalkåtgång kg/m	17,8	20,5	16,9	22,7	20,6	22,0	19,9
Kalkhalt i % med av- seende på lerans torr- densitet	9,1	10,5	8,6	11,6	10,5	11,2	10,2

Som framgår av tabellen har värdena varit något lägre än de som föreskrivits.

Den låga halten under period 3 beror på att kalk från Köping användes i stället för Limhamns-kalk. Problem uppstod vid matningen och kalkhalten ner till 8,3 kg/m erhöles. Som kompensering sattes ytterligare 237 pelare.

En undersökning av kalkens flytegenskaper gjordes av Cementa i Limhamn (TAB.9).

Tabellen visar kornstorleksfördelning för olika kalksorter. Flytbarheten anger passerande viktmängder för en 0,5 mm sikt vid ett standardiserat skakbordsförfarande.

TAB. 9 Siktning och flytbarhetsbestämning.

Klyvgräns ¹⁾ (μm)	Passerande viktmängd (%)		
	Limhamn	Köping hårdbränd	Köping lösbränd
90	96	99	100
63	92	95	97
40	84	86	91
32	79	80	88
20	74	69	84
10	63	47	73
5	25	20	51
3	9	14	27
Flytbarhet	78	90	20

¹⁾ Motsvarar kornens kantlängd (kubiska korn)

Hård resp lösbränd kalk anger olika förfaranden vid tillverkningen. Den lösbrända Köpings-kalken med relativt hög halt av finpartiklar har betydligt sämre flytbarhet än de andra typerna. Sannolikt har en sammankittning skett av de finaste partiklarna, vilket försvårat matningen. Låga kalkhalter erhöles med denna kalktyp. Som jämförelse kan nämnas att cement har en flytbarhet av 50-60 % och kan transporteras utan några problem.

Lösbränd kalk reagerar snabbare än hårdbränd kalk. Tiden för en temperaturhöjning från 20°C-60°C är ca 4 ggr kortare för den lösbrända kalken. Detta innebär att värmeförlusterna blir mindre och en större del av värmen kan tillgodogöras för förångning och fördrivning av vattnet. Uttorkningen och hållfasthetstillväxten bör påverkas gynnsamt av detta. Däremot kan det ökade trycket bidra till uppkomst av kalkpuffar.

Kalkåtgången, bestämd efter tidpunkten för påfyllning av behållaren under perioderna 4 och 5, varierade med en standardavvikelse på ca 4 kg/m. Observera dock att denna siffra även innefattar kalkmängdsvariationer p g a att behållaren ej varit helt tömd, att pelarsträckor har måst köras om, att spill har förekommit etc. Jämför med påpekanden om variationer i enskilda pelare längre fram i texten. Kontrollen i fält gav inte tillräcklig information om kalktillförseln i enskilda pelare. Någon mera exakt mätmetod fanns ej tillgänglig. Osäkerheten i kalkhalten kompenserades med en större kalktillförsel. Den höga kalkhalten motiverades även av att kalkhalten skulle vara tillräcklig i så stor del av en pelare som möjligt.

Kalkhaltens variation längs pelarna kontrollerades på prover upptagna med skruvborr. (FIG. 29). Kalkhalten bestämdes varje 20 cm. Proverna togs en till fyra månader efter tillverkningen.

Kalkhalten är uttryckt i procent av våtdensiteten, varför siffervärdena ej är direkt jämförbara. För kalkpelare 89 i etapp 1 varierade kalkhalten mellan 11,4 och 22 % med avseende på våtdensiteten. Motsvarande variation med avseende på torrdensiteten var mellan 14 och 29 %. Kalkhalten var sålunda större än 12 % på samtliga nivåer. Stora och oregelbundna variationer har sålunda erhållits. Inom lerlagret varierar kalkhalten huvudsakligen mellan 10 och 35 % med avseende på våtdensiteten. I pelare 54 i etapp I och pelare 63 i etapp V var kalkhalten lägre på några nivåer. Kalkhalten var 12-43 % med avseende på lerans torra vikt när vattenkvoten var 25 %. (I proverna från pelare 89 i etapp I, se FIG. 29, varierade vattenkvoten mellan 25 och

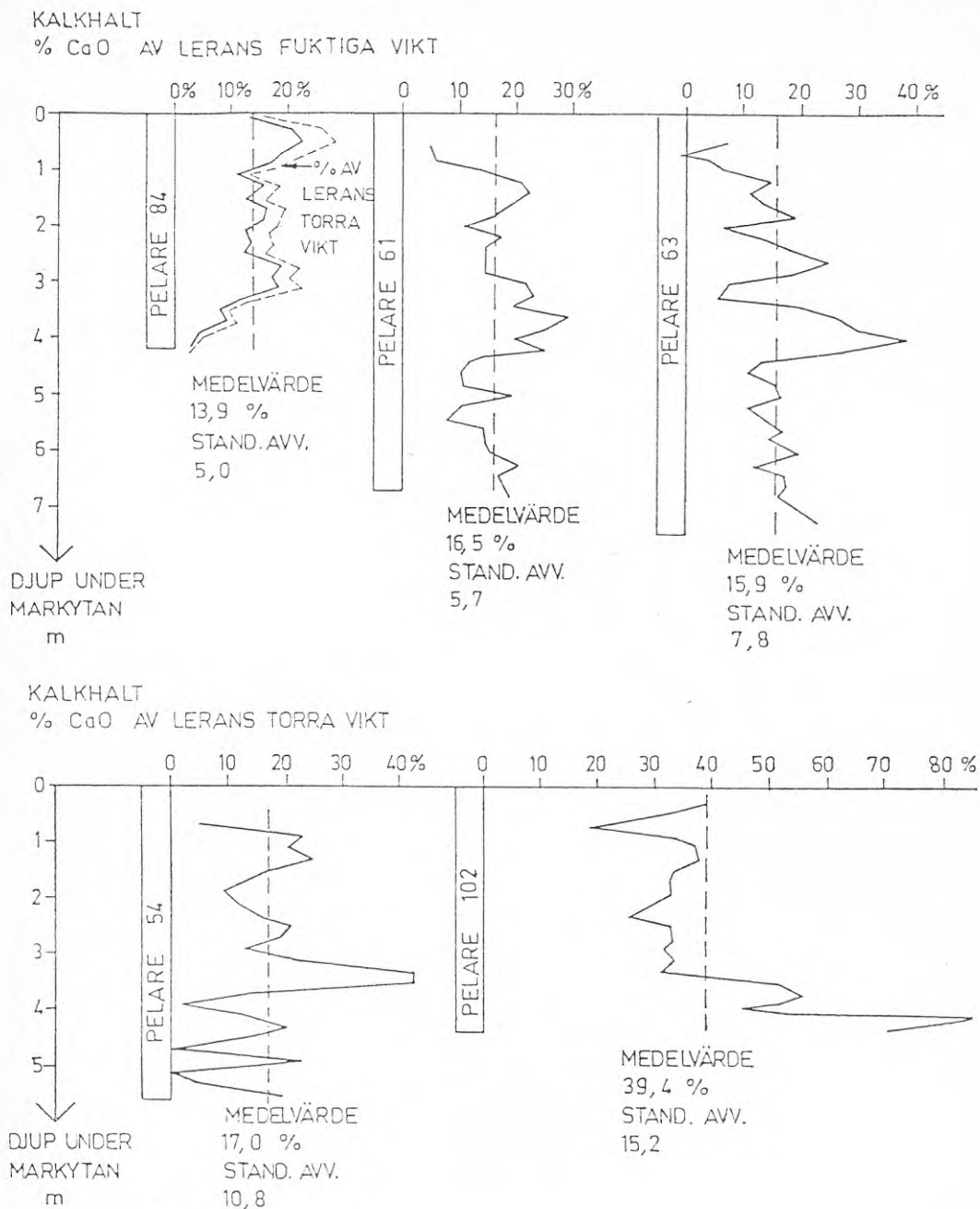


FIG. 29 Kalkhaltsbestämning vid Cementas laboratorium i pelare på prover upptagna varje 20 cm. Pelare 54 är från etapp V, övriga från etapp I.

30 %). Bestämningarna tyder sålunda på att föreskriven kalkhalt uppnåtts med några få undantag. Vissa höga värden i jämförelse med den uppmätta genomsnittliga kalkåtgången beror på att kalkhalten har uppmätts på prov tagna nära eller i mitten av pelarna, där kalkansamlingar förekommer.

4.6 Maskinkapacitet

Efter några dagars försök med maskinen startades kalkpelarsättningen den 11 november 1975 med två skift. Den 1 april 1976 sattes ytterligare en kalkpelarmaskin in med ett skift. Kalkpelarsättningen var avslutad den 19 maj 1976. Totalt installerades 4439 godkända pelare. Kapaciteten under de olika tidsperioderna framgår av TAB. 10.

TAB. 10 Installerade pelare under olika arbetsperioder. Arbetstiden var 7 tim/skift.

Tidsperiod	Antal installerade pelare st	Arbetstid tim	Pelarlängd m	Total kapacitet	
				pelare/ tim	m pelare/ tim
Inkörning 4/11-10/11 -75	67	40	340	1,7	8,5
1 11/11-17/12 -75	745	392	5 500	1,9	14,0
1) 2 7/1-30/1 -76	467	252	3 260	1,9	14,0
3 2/2-9/3 -76	821	378	6 090	2,2	16,1
4 10/3-2/4 -76	652	336	4 100	1,9	12,2
5 5/4-3/5 -76	1 062	342	7 400	3,1	21,6
6 4/5-18/5 -76	618	216	5 810	2,9	26,9
Totalt	4 439	1 956	32 500	2,27	16,6

1) Större maskinavbrott 19/12-6/1. Se texten.

I FIG. 30 anges den ungefärliga tiden för olika arbetsmoment vid sättningen av 7 m långa pelare under gynnsamma förhållanden dvs inga avbrott och vid god markbärighet.

Arbetsmoment	Tid	Anm
Framflyttning av maskin. Inställning i plan och lodläge	2-5 min	Kalkvagnen försämrar styrförmågan och medför att det även vid god bärighet krävs lite manövrar innan kalkborren kommit i rätt läge
Nedborrning till bottenläge. Kontroll vertikalitet	1-2 min	Under hela nedfärden iblåses luft för att kalkledningarna skall vara rena. Vid mindre hinder tas borren upp en bit och körs på nytt
Uppskruvning Inblandning kalk	6-8 min	Matnings- och rotationshastighet kan varieras. Se 1.3 och 4.2. I kv Myren var den nominella stighastigheten knappt 1 m/min. Så snart kalkmatningen minskade kördes den sista pelarbiten om.
Totalt	9-15 min	

FIG. 30 Nominella tider för kalkpelarmonteringen vid gynnsamma förhållanden, Pelarlängd ca 7 m.

Avschaktningen av ytlagret gjordes i flera etapper för att inte tjälen skulle tränga djupare än nödvändigt och för att en del av markytan användes som uppställningsplats. Totalt avschaktades 1 600 m³ fyllning inom en yta av 2 700 m². Som bärlager för kalkmaskinen utlades ca 800 m³ grovsand.

Större maskinhaverier framgår av TAB. 11 (dock ej under period 1, 11/11-17/12 -75). Mellan den 19 dec 1975 och 6 jan 1976 stod maskinen helt stilla. Borraxeln hade gått av och någon reservaxel fanns ej.

TAB. 11 Maskinhaverier under tiden 76-01-07 - 76-05-18

Orsak till avbrott	Antal avbrott	Tid (tim)	%	Anm
Traktorns motor	5	62	31	Byte av kolvar och foder, topplockspackning m m
Byte av borrhjuls	11	38	19	Vid tjälad jord var förslitningen störst. Under april och maj byttes endast en (1) hjuls
Fel på kalksluss	5	37	19	
Kedjebrott	5	29	15	
Fel på kalkmatningen (svirvel, slang)		19	10	
Fel på hydraulsystemet		6	3	
Is i luftsystemet	1	5	3	
Total Total arbetstid = (exkl period 1)		196 t 1524 t	100	Maskinhaverier orsakade stopp under 13 % av arbetstiden

Maskinstoppens fördelning på olika perioder framgår av TAB. 12.

TAB. 12 Maskinhaverier under olika tidsperioder.

Tidsperiod	2 jan	3 feb	4 mar	5 apr	6 maj	Total
Maskin- (tim) avbrott (%)	72 29 %	50 13 %	36 11 %	38 11 %	0 0	196 13 %
Total arbetstid	252	378	336	342	216	1524

Borträknas den tid då maskinen stått stilla p g a maskinfel blir den totala kapaciteten 2,52 pelare/tim (inkl avbrott 2,27 pelare/tim).

Hinder förekom vid 37 tillfällen, dvs vid 0,8 % pelare. I 25 fall utgjordes dessa av en äldre avloppsledning, i övriga fall av sten o dyl. Vid schaktgrav borrades ersättningspelare.

4.7 Sammanfattning

Kalkpelarna tillverkades med en utrustning monterad på en Volvo BM hjullastare med efterföljande kalkvagn. Pelarna sattes till en början inom korta sektioner efter avschaktning av ett stenigt yt-lager. Arbetsuppläggningsen inom sektionsavsnitt valdes för att hindra alltför mycket tjälning där pelare skulle borraras.

Utsättningsnoggrannheten kontrollerades och uppmättes genom avschaktning av några kortare sträckor vid rörgravssektionerna. De avvikelser som upptäcktes ansågs ej äventyra funktionen, vilket även be-sannades vid genomförandet av rörgravsarbetena. Orsaken till avvikelserna var förmodligen svårigheterna med maskinens styrning vid den dåliga framkomligheten. Uppmätning av pelarnas vertikali-tet visade att toleranskraven var helt uppfyllda.

Kalktillförseln mättes genom att notera kalkåtgången vid påfyllning av kalkbehållaren. Pelarlängden kontrollerades genom stickprov. Kravet på tillräcklig kalkmängd (12 %) uppfylldes ej helt (10,2%). Upptagna prover visade tämligen stor spridning av kalkhalten. Vissa exceptionellt låga värden berodde på att en annan finkornigare kalktyp hade använts. Mätningen av den totala åtgången av osläckt kalk satt i relation till den totala kvantiteten pelare tyder på en något mindre genomsnittlig kalkhalt än angivet i arbetsförutsättningarna. Stickprovsmetoden gav alltså ej helt tillförlitliga provningsresultat.

Såsom framgår av avsnitt 3.1.2 gjordes laboratorieförsök med prover innehållande 6 % resp 12 % osläckt kalk. De högsta hållfasthetsvärdena erhöles i proven med den högsta kalkhalten. Denna

kalkhalt fastställdes. Inget säger emellertid att man i och med detta val har uppnått optimal hållfasthet. Tänkbart är att samma hållfasthet kan uppnås med något lägre kalkhalt. Pelarförsöken visar inget direkt samband mellan hög kalkhalt och hög hållfasthet (se avsnitt 5).

Medelkapaciteten var 2,3 pelare/tim eller 16,6 m/tim. Borträknas större maskinfel var kapaciteten 2,5 pelare/tim. Den största orsaken till den låga kapaciteten var dålig framkomlighet av kalkpelarmaskinen.

5 PELARNAS EGENSKAPER

5.1 Kalkpelartillverkning

5.1.1 Undersökningarnas omfattning

I samband med tillverkningen av kalkpelare för rörgravs-stabilisering mättes inverkan på den omgivande leran. Mätningarna utfördes på två ställen. På det ena stället, på den östra sidan av den ost-västliga rörgraven, mättes jord- och portryck mellan pelarraderna och utanför den yttre pelarraden samt horisontalrörelser omedelbart utanför den yttre pelarraden. På det andra stället, längst söderut på den nord-sydliga rörgraven, mättes horisontalrörelserna i jorden vid ändan av rörgraven.

5.1.2 Försöksresultat

Resultaten av undersökningen redovisas i bilaga A.

Mätningarna visade att relativt stora horisontalrörelser kan erhållas i jorden kring kalkpelarna under tillverkningen. Maximalt var deformationen ca 5 cm i mätaren placerad 35 cm utanför pelarstabiliseringen (dvs. 2,7 m från rörgravssidan). Den största enskilda förskjutningen var 2 cm, som uppmättes när kalkpelarna i pelarväggen, 1,35 m från mätaren, tillverkades (se även Boman P, 1978). Den största ökningen av jord- och portryck observerades när pelarna på detta avstånd tillverkades. Jordtrycksökningen var ca 10 kPa och portrycksökningen ca 15 kPa. Förändringarna var störst alldeles under markytan ner till 2-3 m djup.

Horisontalförskjutningen vid ändan på rörgraven ca 0,75 m från kalkpelarna var liten, maximalt drygt 1 cm.

Orsaken till att pelarna har förskjutits i sidled har sannolikt varit att bärigheten har varit låg. Den relativt tunga kalkpelarmaskinen har sjunkit ned i den lösa leran och pressat åt sidan redan nedsatta pelare. De kalkpuffar som observerats har troligtvis även bidragit.

5.2 Enskilda pelare

5.2.1 Undersökningarnas omfattning

När undersökningarnas omfattning skulle planeras var man osäker om olika undersökningsmetoders tillförlitlighet. Man valde att pröva ett flertal olika metoder för att testa resultaten genom jämförelser. Härigenom skulle man även kunna komma fram till rekommendationer att gälla för framtida projekt. Följande metoder har använts för att testa enskilda pelares egenskaper:

- Trycksondering
- Viktsondering
- Skruvkompressometermätning
- Provtagning med skruvborr
- Provbelastning
- Tagning av ostörda prover

I huvudsak har de pelare undersökts som tillverkades för den ostvästliga rörgraven i etapp I - VI (FIG. 31).

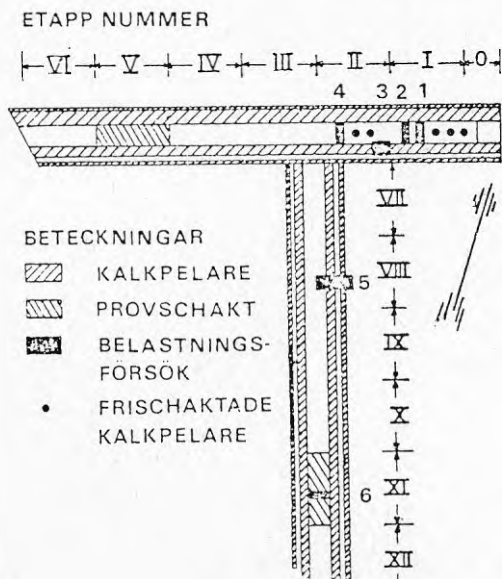


FIG. 31 Provschakter och belastningsförsök

Kvaliteten mitt i 35 pelare har kontrollerats genom trycksondering. I sex pelare utfördes kontrollen 15 cm från pelarnas centrum. På motsvarande sätt undersöktes 14 pelare genom viktsondering i pelarnas centrum. I tio pelare som viktsonderades samt i ytterligare en pelare togs prover med skruvborr. Proverna undersöktes av Cementa AB med avseende på kalkhalt och vattenkvot. Resultaten har sammanställts och utvärderats av Statens Geotekniska Institut (Holm & Hellman, 1976).

Pelarnas hållfasthet har undersökts in situ i fem pelare med skruvkompressometer på ca fem nivåer i varje pelare. Mätningarna utfördes av Institutionen för Jord- och Bergmekanik vid KTH. Som examensarbete (Rejment, 1978) har 16 kalkpelare provbelastats, varvid en platta med antingen 48 cm diameter (11 försök) eller 22,8 cm diam. (5 försök) användes. Försöken utfördes på framschaktade pelare ca 1,5 m eller 3,5 m under ursprunglig markyta.

Belastningsförsök har även utförts på enskilda pelare i en pelarvägg, där de provbelastade pelarna (7 st) varit helt eller delvis omgivna av andra pelare. Även enstaka fristående pelare provbelastades. Dessutom har fem framschaktade pelare belastats till brott. Direkta skjuvförsök vid olika normaltryck har utförts in situ på två frilagda pelare.

5.2.2 Försöksresultat

Totalt kontrollerades 35 pelare i 41 punkter med trycksondering och 14 pelare i 24 punkter med viktsondering. I tre pelare som viktsonderades samt i ytterligare en pelare togs prover för bestämning av kalkhalt och vattenkvot.

Spridningen i resultaten från sonderingarna var stor. Trycksonderingsresultaten stämde dock väl överens med viktsonderingsresultaten. Medelvärde för varje meter i de drygt en månad gamla kalkpelarna var vid trycksonderingarna knappt 4

gångar större än sonderingsmotståndet för den ursprungliga leran ned till 4 m djup. Därunder avtog sonderingsmotståndet med djupet. På 6-7 m djup var trycksonderingsmotståndet endast något högre än för den ursprungliga leran. Någon signifikativ skillnad i sonderingsmotstånd mitt i pelaren och 15 cm från pelarens mitt kunde ej konstateras utom närmast markytan. Något samband mellan kalkhalt och sonderingsmotstånd kunde ej heller konstateras.

Vid senare försök i Smistavägen, Huddinge, lyftes hela kalkpelarna med en 11 m lång provtagare (60 x 60 cm) och testades. Ingen försvagning av hållfastheten vid större pelardjup kunde konstateras, utan hållfastheten hade en tendens att öka med ökat djup. Sonderingsförsök före upptagningen visade en spridning liknande den i kv. Myren. I båda dessa fall torde de stora variationerna i hållfasthet bero på att sonden sökt sig ut ur pelarna eller till det försvagade mittenpartiet i pelarna. Resultaten från sonderingsförsöken är därför ej tillförlitliga.

Tryckprov på frischaktade pelarelement gav en brotthållfasthet som var ca 95 kPa. Spridningen var dock relativt stor, eventuellt delvis beroende på störning vid framschaktning av pelarna. Skjuvhållfastheten, bestämd som halva tryckhållfastheten, var ca 47 kPa, vilket motsvarar den ca fyrfaldiga hållfasthetsökning som uppmätts vid trycksonderingsförsöken.

Spridningen av de uppmätta bärighetsvärdena från tryckförsöken på pelare in situ var liten. Bärigheten definierades som den last vid vilken deformationen var 25 mm eller 5 % av plattbreddden. Medelvärdet av lasterna var 72 kN, vilket motsvarar en bärighet av 360 kPa.

Belastningsförsöken på kalkpelare satta i pelarväggarna fick utföras med en mindre platta ($\emptyset = 22,8$ cm), eftersom de pelare som provbelastades var omgivna av andra pelare. Bärigheten vid 5 % deformation (11 mm) var 2,6 MPa, vilket omräknat på hela pelartvärsnittet skulle ha motsvarat en last av 520 kN. Genom

att pelarna efter gravsidan delvis går in i varandra, sker en lastöverföring till angränsande pelare.

Vid belastningsförsöken på pelare som hade frilagts i bottnen av det 3,3 m djupa schaktet var bärigheten ca 42 kN, varvid deformationen var 25 mm. Detta styrker i viss mån resultaten från sonderingsförsöken, eftersom hållfasthetsökningen var lägre vid större djup.

(För en mer detaljerad redogörelse, se Boman P, 1978)

5.3 Kalkpelare under vändplan

5.3.1 Försöksutförande

Mätningar av grundvattennivån har utförts av kommunen i ett flertal punkter intill vändplanen.

I början av november 1976 lades fyllningen för vändplanen ut. I mätsektionen, ungefär mitt i vändplanen, var fyllnadstjockleken ca 1,5 m. Under våren 1977 asfalterades vändplanen. Sättningsarna mättes dels med mätklocka, dels med hjälp av avvägningarna.

5.3.2 Försöksresultat

Grundvattennivån inom området sjönk ca 0,5 m under kalkpelartillverkningen, sannolikt beroende på ett regnunderskott på ca 100 mm under perioden.

Den totala sättningen i mätsektionen under det första året var ca 3 mm. Sättningsmätningarna kommer att fortsätta under en tid av tre år, varför det är för tidigt att ange de totala sättningsarnas sannolika storlek. Redan nu kan emellertid konstateras att sättningsreduktionen är mycket påtaglig och att pelarna har fungerat som avsett.

Försöksresultaten redovisas mera detaljerat i arbetsrapport "Undersökning av kalkpelarsättning, kv Myren" (Boman P, 1978).

5.4 Kalkpelare i rörgrav

5.4.1 Försöksutförande

Rörgravarna inom området förstärktes med kalkpelare före uppschaktningen, såsom beskrivits under punkt 3.2.2. Försök utfördes i etapp V och i etapp XI (FIG. 31). Rörgravarna var vid båda försöken ca 10 m långa och 3 m breda. Vid det första försöket (etapp V) utfördes schaktningen först till 2,1 m djup. Schaktet fick stå öppet sammanlagt under ca 6 månader. Schaktväggen belastades först genom att vatten fick infiltrera jorden bakom kalkpelarväggen. Därefter belastades väggen med tre kar (sopcontainers), som fylldes med vatten. Karen, vars totalvikt var 0,18 MN (18 Mp), ställdes upp längs schaktkanten. Genom bevattningen kunde man studera inverkan av ett kraftigt regn på pelarväggens stabilitet.

Vid det andra försöket utfördes schaktningen direkt till fullt djup (3,3 m). Markytan intill ena gravväggen trafikerades med tung trafik under knappt två veckor.

Vid det första försöket mättes väggarnas rörelse dels horisontalt, dels vertikalt både vid markytan och på olika djup under markytan. Jordtryck och portryck registrerades intill kalkpelarväggen. Vid det andra schaktförsöket mättes enbart väggarnas horisontalrörelser på olika nivåer.

5.4.2 Försöksresultat

Mätningarna visade att pelarväggen vid varje schaktetapp rörde sig inåt mot schaktet, samtidigt som porvattentrycket i leran bakom schaktväggen minskade. Även jordtrycket minskade. Belastningsförändringarna var dock små. De var av samma storleksordning som mätnoggrannheten. Horisontalförskjutningen var ca 0,4 cm, när schaktdjupet var 2,1 m. Förskjutningen ökade till ca 1,0 cm när schaktdjupet var 3,2 m. Vid schaktbotten rörde sig

väggen ca 0,3 resp. 0,9 cm, när schaktdjupet var 2,1 m och 3,2 m. Schaktväggen rörde sig således nästan horisontellt. Efter de olika schaktningsetapperna rörde sig pelarväggen sakta in mot schaktet. Denna krypning, som var avstannande, var ca 0,1 cm och 0,3 cm de första 4 dagarna, när schaktdjupet var 2,1 m resp. 3,2 m. Schaktbotten rörde sig under motsvarande tid något mindre.

Under den första månaden var krypningen ca 2 cm. Under de följande 3 månaderna uppgick krypningen till ca 4 cm.

I samband med bevattningen bakom kalkpelarväggen rörde sig väggen plötsligt ca 0,9 cm vid markytan och 0,3 cm vid schaktbotten, samtidigt som det uppstod en spricka bakom pelarväggen. Innan sprickan slog upp, hade portrycket ökat i leran bakom väggen, men det sjönk omedelbart efter det att sprickan hade öppnat sig.

När de vattenfyllda koren placerades invid schaktet på kalkpelarna, hade kryprörelsen som uppstått efter schaktningen avstannat. Därefter placerades koren så, att de belastade leran mellan pelarna (FIG. 31). Leran bevattades på nytt, varvid pelarväggen rörde sig inåt 4 cm vid markytan och 0,2 cm vid schaktbotten, innan rörelsen avstannade.

Väggen vid den andra 3,3 m djupa försöksgraven rörde sig vid urgrävningen 0,7 cm vid markytan och 0,3 cm vid schaktbotten. Första dygnet var rörelserna 0,2 cm resp. 0,1 cm, och de följande tio dagarna rörde sig väggen 0,6 cm resp. 0,3 cm.

Försöksresultaten redovisas mera detaljerat i arbetsrapport "Undersökning av kalkpelarsättning, kv Myren" (Boman P, 1978).

6 UTFÖRANDE AV RÖRGRAVSARBETEN

6.1 Anvisningar

Före rörgravsarbetena i kv Myren konstaterades att erfarenheter-
na av kalkpelarförstärkning av rörgravar var begränsade till
Skå-Edeby-försöket. Man beslöt därför att genomföra de i kap 5
beskrivna provschakterna och att skydsstämp skulle användas.
Tveksamhet rådde, hur stämpan skulle dimensioneras med avseende
på de belastningsfall som skulle kunna inträffa och hur kalk-
pelarna fungerade.

Ett säkert arbetssätt var att först schakta till ett begränsat
djup, att lägga ut stämp och hammarband och att sedan schakta
med gripskopa mellan stämpan vid de större rörgravs djupen. Den-
na arbetsuppläggning skulle dock bli mycket omständlig och
opraktisk.

Genom att schakta till fullt djup och följa efter med stämp och
rörläggning kunde arbetet genomföras på ett smidigare sätt. För-
farandet visas i FIG. 32.

Schaktningen skulle enligt anvisningarna utföras från kortsidan
i etapper om 7 m, som motsvarade hammarbandens längd.

Vidare fick graven stå ostämpad under maximalt 1 dygn. Hammar-
band och stämp skulle placeras på två nivåer, 1 m under mark-
ytan och vid schaktbotten. För att kunna registrera kalkpelar-
väggens rörelse (kap 5) skulle ett några cm glapp mellan ham-
marband och vägg lämnas. Personalen fick ej gå ned i rörgraven
förrän stämpan var klar.

Rörupplag skulle placeras minst 15 m från öppet schakt. Trans-
porter (fordonsvikt max 20 Mp) tilläts intill gravkanten under
förutsättning att de yttre hjulen rullade fram på stockmattor
eller liknande, som delvis skulle vila på den inre pelarraden.

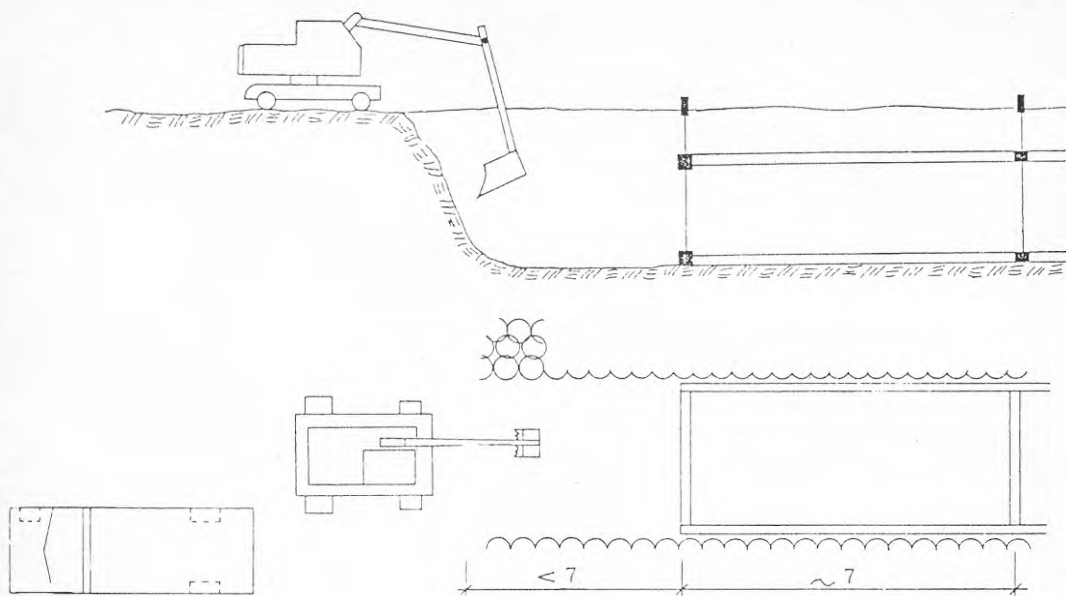


FIG. 32 Anvisat tillvägagångssätt vid schaktning, SGI 1976.

6.2 Genomförande

Schaktnings-, rörlägnings- och återfyllningsarbetena genomfördes i Huddinge kommuns regi under aug-sep 1976, tre till nio månader efter kalkpelartillverkningen. Arbetena gick till på följande sätt:

Rörgravsträckan i Lövbacksvägens förlänging, där provschakten låg, utfördes först. Graven schaktades till fullt djup, ca 3,2 m, i riktning mot vändplanen (FIG. 14). Med ledning av dessa försök bedömde platsledningen att skyddsstämning var onödig. När ca 30 m av schakten hade grävts upp, påbörjades rörlägningsarbetena.

En rustbädd bestående av 50 mm träplank med regler lades ut på leran och kalkpelarna i rörgravsbotten. Ovanpå placeras en ledningsbädd av 150 mm makadamfyllning (FIG. 33).

Rören placerades i schaktet med hjälp av kran, som framgår av FIG. 34. En grävmaskin hjälpte till att trycka ihop rören. Dessa maskiner stod vid gravsidan, medan transportfordon med rör körde fram bakom dessa. Rören kringfylldes med sand enligt Mark AMAs bestämmelser. Som resterande fyllning utnyttjades kalkinblandad lera, som uppschaktades vid det fortsatta rörgravsarbetet.



FIG. 33 Rörläggning i kalkpelarförstärkt schaktgrav.

Arbetena på resterande sträckor gick till på samma sätt. Varje ledningsetapp schaktades till fullt djup på hela sin längd, ca 40 m, varefter rörläggning och återfyllning skedde. Ledningssträckan stod öppen och ostämpad under drygt en vecka före återfyllningen. Större delen av återfyllningsmassorna utgjordes av överskottsmassor från angränsande arbetsplatser. Genom att materialet erhöles kostnadsfritt, blev detta mer ekonomiskt än att återanvända uppschaktad kalkinblandad lera, vilket annars hade varit fullt möjligt.

Efter påstötning från projektören om behovet av stämp trycktes några spontplankor ned (med handkraft!) efter rörgravssidan på den djupaste delen under vändplanen. Dessa skulle stödja pelarväggen och förhindra att rörgraven rasade ihop. (FIG. 35)



FIG. 34 Rörläggning i kalkpelarförstärkt schaktgrav.

Arbetena genomfördes ej efter de ursprungliga anvisningarna, såsom framgår av FIG. 33 - 36. Trots detta klarade kalkpelarförstärkningen uppkomna laster från en kombination av jordtryck, fordon, kran och grävmaskin invid schaktkanten. I fråga om vattentryck blev påkänningen lägre än vad man beräknat vid dimensioneringen. Arbetet bedrevs under en period med gynnsam väderlek och sannolikt normal grundvattennivå.

I ett fall inträffade ett ras, som omfattade fyra kalkpelare närmast rörgraven. Detta skedde under natten efter några dagar med kraftig nederbörd. Troligen uppstod ett högt vattentryck mot pelarna. Sannolikt var även sammanbindningen dålig mellan de utrasade pelarna och kalkpelarmuren.



FIG. 35 Kalkpelarförstärkt rörgrav under vändplan, djup 3,5 m.

Kalkpelare som förstärkning av rörgraven innebar flera fördelar jämfört med konventionellt utförande med spont. Schaktnings-, rörlägnings- och återfyllningsarbetena kunde genomföras under betydligt kortare tid. Eftersom någon betongförstärkning av rörgravbotten ej behövdes, kunde rörgravsarbetena fortgå mera kontinuerligt. Vidare erhöles en jämförelsevis renare och bättre arbetsmiljö, eftersom maskin- och kompletterande handschakt ej behövde utföras. Genom att kalkpelare hade placerats även i rörgraven och att de massor som uppschaktades var kalkinblandade, kunde materialet användas vid återfyllning. Den lösa icke-kalkinblandade leran hade varit helt olämplig som yterfyllningsmaterial.

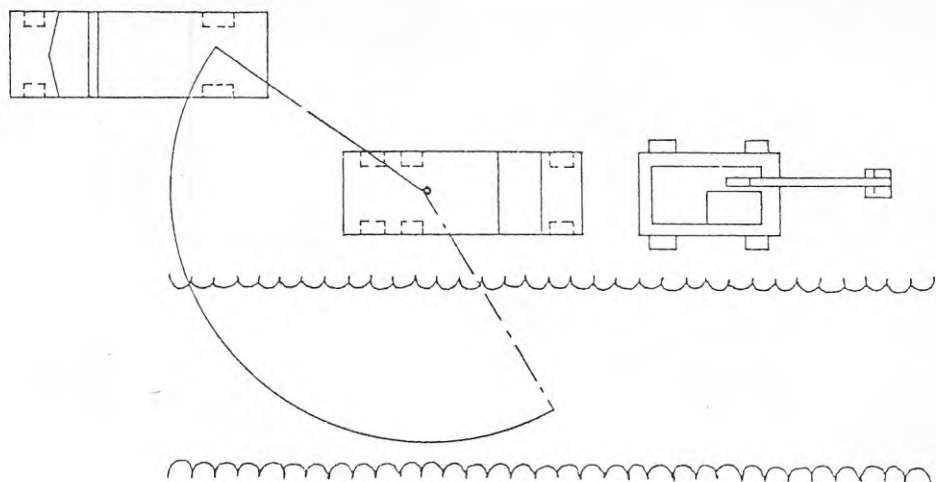


FIG. 36 Utförande av rörlägningsarbetena på arbetsplatsen.

7 UTVÄRDERING AV FÖRSÖKSRESULTAT OCH SLUTSATSER

7.1 Tillverkning av kalkpelare

Maskinutrustningen som användes på arbetsplatsen i kv Myren var ny och hade ej testats under någon längre tid, innan den sattes in på denna krävande uppgift under höst- och vinterförhållanden. Intressenterna i arbetet var därför angelägna om att noga följa upp såväl utrustningens prestanda som kalkpelarnas kvalitet.

Totalt tillverkades 4 439 kalkpelare, vars medellängd var ca 7,3 m. Den genomsnittliga maskinkapaciteten var 2,3 pelare/tim eller 16,6 m pelare/tim. Tiden för reparation är medräknad. Maximalt för en månadsperiod tillverkades 3,1 pelare eller 21,6 m pelare/tim. Kapaciteten var således låg, eftersom under gynnsamma förhållanden upp till 6 pelare eller 44 m pelare/tim kan tillverkas.

Orsaken till den låga kapaciteten var framför allt den dåliga framkomligheten men även maskinens låga driftsäkerhet. Maskinens hjul sjönk ned i leran, vilket försvårade styrningen. Eftersom traktorn även måste dra kalkvagnen, försvårades manöverbarheten än mera. De längre avbrotten omfattade 13 % av arbetstiden. Om även kortare stillestånd inräknas, var den totala stillestånds-tiden betydligt längre.

Under vinterperioden måste det tjälade ytlagret sprängas, innan det kunde tas bort. För att tjälen inte skulle gå för djupt, måste detta arbete ske strax före kalkpelarsättningen. Genom att pelarna var förhållandevis tätt placerade, bidrog värmeutvecklingen från nyss satta pelare till att minska tjälningen. Det frusna yt-skikt som ändå fanns kvar ökade avsevärt slitaget på blandnings-verktyget. Annars hade maskinen under period med tjäle av förklarliga skäl lätt att komma fram på området.

Kalktillförseln till blandarverktyget var en känslig del i arbetsförloppet. En indikationslampa visade om tillförseln underskred ett visst värde, men kalkåtgången och variationerna i tillförseln kunde ej registreras kontinuerligt. Kalkens flytegenskaper påverkade tillförseln i hög grad. Vid ett tillfälle ändrades kalktyp, vilket ledde till att reglerventilerna (kalkslussarna) måste justeras.

Resultaten av trycksonderingarna i pelarna kunde tolkas så, att hållfastheten minskar med djupet (se dock 5.2.2). Från laboratorieundersökningarna i inledningsskedet konstaterades att lerprov från större djup hade en långsammare hållfasthetstillväxt än lerprov tagna högre upp i lerlagret. Med tiden minskade denna skillnad. Även om man tar hänsyn till detta tidsförhållande som bidrar till att utjämna olikheter, kvarstår sambandet mellan observationerna om minskad kalkmängd mot djupet och lägre hållfasthetstillväxt i leran på större djup. Detta har medfört att nya maskiner försetts med en skrivare, som kontinuerligt registrerar kalkutmatningen.

Den låga framkomligheten minskade kapaciteten, och noggrannheten vid pelarsättningen uppfyllde i vissa fall inte uppställda krav (± 2 cm i plan). Under perioder då framkomligheten och styrförmågan var god, uppnåddes uppställda toleranskrav. Framkomligheten och inställningsförmågan har förbättrats avsevärt med de nya maskinerna.

I framtida projekt bör toleranskraven anpassas till kalkpelarnas funktion. I en väg eller under en grundplatta för ett småhus, där såväl kalkpelare som ej stabiliserad lera samverkar och skall uppta och fördela vertikala laster, bör avvikelser på ± 10 % av avståndet mellan centrumpelare kunna tolereras.

I fall då kalkpelare skall förstärka en schaktvägg och ersätta spont, måste man ställa krav på samverkan mellan pelarna i riktning från schakten och utåt. Ingrepningen eller överlappningen mellan pelarna bör vara ca 5 cm, och avvikelser på ± 2 cm bör kunna tolereras. Försöken visar även, att man ej behöver ha samma krav på ingreppning mellan pelarna i riktning längs med

schaktens sidor. Här kan man sätta pelarna utan ingreppning. (Även senare försök tyder på att pelarna längs ett schakt kan placeras på visst avstånd från varandra utan att stabiliteten försämras.)

Vid försöket i kv Myren uppfylldes lutningstoleransen 1 cm/m med god marginal. En skärpning av kravet är möjlig men ej motiverad.

Försöket i kv Myren visade att utrustningen kunde tillverka kalkpelare med erforderlig kvalitet i enlighet med de mål som uppställt efter laboratorieundersökningen i inledningsskedet. Försöket gav emellertid också besked om brister i tillverkningen och om behovet av maskinella förbättringar. Dessa erfarenheter har legat till grund för konstruktion av en ny typ av kalkpelarmaskin (FIG. 37). Denna maskin är i sin helhet tillverkad av Linden-Alimak. För att uppnå bättre framkomlighet är såväl fordon som kalkvagn bandgående med ett maximalt marktryck av 60 kPa (0,6 kp/cm²) samt midjestyrd. Förarhytten är helt inbyggd. Kalkåtgång och pelardjup registreras kontinuerligt på en skrivare. Maskinen har körts på arbetsplats och kapaciteten har, trots att driftsäkerheten fortfarande ej varit helt tillfredsställande, fördubblats jämfört med driftresultatet i kv Myren. För ytterligare förbättring av framkomligheten har en ny maskin, LPS 4, försetts med larvband. Marktrycket har därmed kunnat reduceras till 24 kPa (0,24 kp/cm²). Ytterligare maskinförbättringar kan förväntas, bl a ökning av inblandningsverktygets diameter och längden på masten.



FIG. 37 Kalkpelarmaskin LPS 3 med skogsband

7.2 Kalkpelarkvalitet

Kalkinblandad lera har en inhomogen struktur även om inblandningen har utförts omsorgsfullt. Denna inhomogena struktur märks bl a av att olika försöksmetoder ger olika hållfasthet. I fält blir spridning av hållfasthetsvärdena ofta relativt stor eftersom lerans egenskaper kan variera avsevärt. Ofullkomligheter i blandningsförfarandet liksom varierande kalktillförsel har även bidragit till denna variation.

En stor del av lerans hållfasthetsökning beror på, som tidigare nämnts, den uttorkning och reduktion av vattenhalten som sker i samband med att den tillsatta kalken släcks. Kalkpelarna i kv Myren hade en relativt hög kalkhalt, 12 % med avseende på lerans torra vikt, vilket motsvarar 23,5 kg kalk per meter pelare. Den stabiliserade lerans vattenkvot blev därför lägre än dess plasticitetsgräns. Den stora kalkmängden har i några fall förorsakat att porvattnet råkat i kokning vid inblandningen.

Den stabiliserade leran i pelarna har en inhomogen struktur som är snarlik den hos torrskopelera. Under punkt 1.2 har beskrivits hur inblandning av osläckt kalk resulterar i att lerpartiklarna binds ihop till leraggregat av varierande storlek. Denna inhomogena struktur kan förklara en del av de stora variationer i sonderingsmotstånd som har observerats.

Tidigare undersökningar har visat att mitt i pelarna efter kellystängen finns en svag zon som har låg hållfasthet. Vissa av de låga sonderingsmotstånd som uppmätts torde ha sin förklaring i att skjuvhållfastheten mäts i denna svaghetszon. Även när sonden har ansatts i markplanet 15 cm in från kanten på pelarna torde sonden successivt under nertryckningen avvika i den riktning där motståndet är lägst. Sondens kan även ha gått ut ur pelaren varvid den ej stabiliserade lerans hållfasthetsegenskaper registrerats. Försöket på Smistavägen, Huddinge visar att detta kan ske (se i övrigt 5.2.2).

Okulärbesiktning av kalkpelarna i de framschaktade rörgravsväggarna visade inte samma variation i hållfastheten. Endast i en liten del (uppskattningsvis ca 1 %) av de besiktigade pelarna, sammanlagt drygt 500 m, var kvaliteten låg. Partier med låg hållfasthet förekom slumpvis. Det skall dock poängteras att pelarna endast kunde besiktigas ned till ca 3 m djup.

Vid belastningsförsöken på pelare in situ var spridningen av försöksvärdena betydligt lägre än vid de andra undersökningsmetoderna. Den relativa standardavvikelsen var endast 6 %, vilket tyder på att pelarmaterialets skjuvhållfasthet inte är den faktor som främst avgör kalkpelarnas bärförmåga.

Den radiella spänningen (τ_r) mot en pelare i lera kan vid brott beräknas ur ekvationen

$$\tau_r = \sigma_v + k \cdot \tau_{fu}$$

där τ_{fu} är jordens kohesion och σ_v är det totala överlagringsstrycket. Koefficienten k är beroende av lerans styvhetstal (E/τ_{fu}). Enligt Vesic (1973) råder följande samband mellan k och E/τ_{fu} vid kontraktionstalet $\nu = 0,5$

E/τ_{fu}	k
50	2,87
100	3,54
200	4,43
300	4,62
400	4,90
500	5,12
600	5,30

Ur tabellen framgår att k varierar mellan 4,5 och 5,1 för $250 < E < 500 \tau_{fu}$. För överslagsberäkningar torde $k = 5$ kunna användas.

Lerans kohesion vid kv Myren är ca 10 kPa varför det radiella trycket som kan mobiliseras på 1,5 m djup när lerans densitet är ca $1,6 \text{ t/m}^3$ uppskattas till

$$\tau_r = 1,5 \cdot 10 \cdot 1,6 + 5 \cdot 10 = 75 \text{ kPa}$$

Pelarnas bärlighet in situ var 360 kPa och brottlasten för de frischaktade pelarna var 95 kPa. I FIG. 38 visas brottvärdena i ett Mohr-diagram liksom motsvarande spänningscirkclar. Dessutom visas resultaten från direkta skjuvförsök. Ur figuren kan pelarmaterialets hållfasthetssamband bestämmas

$$\tau_{\text{pelare}} = 25 \text{ kPa} + c_{\text{pelare}} \cdot \tan 35^\circ$$

Parametrarna i ekvationen kan variera mellan de värden som erhålls för olika kombinationer på ingångsspänningarna inom deras standardavvikelser. Sålunda blir

$$c_{\text{pelare}} = 25 \pm 5 \text{ kPa}$$

$$\phi_{\text{pelare}} = 35 \pm 2^\circ$$

varvid c_{pelare} är kohesionsandelen av pelarmaterialets skjuvhållfasthet och ϕ_{pelare} pelarmaterialets inre friktionsvinkel. Dessutom kan den maximala skjuvspänningen inte överstiga de fasta aggregatens skjuvhållfasthet. Detta värde, som är större än ca 120 kPa, vilket framgår av FIG. 38, har inte fastställts i denna undersökning.

7.3 Dimensionering av kalkpelare i väg

Pelarna under vändplanen har belastats med ca 1,5 m grusfyllning. Inom området har kontinuerliga grundvattenståndsmätningar visat, att grundvattennivån har sjunkit 0,1 - 0,5 m efter installationen av kalkpelarna. Centrumavståndet mellan kalkpelarna är 0,75 m, vilket ungefär motsvarar två pelare per m^2 . Belastningen på varje pelare är således maximalt 16 kN, om pelarna bär hela lasten och mellanliggande lera ingen del av lasten. Pelarnas bärlighet har uppmätts till ca 70 kN.

Uppföljningen har visat, att sättningarna hittills varit små och försumbara. Ingen skillnad har heller uppmätts i markytans rörelse på kalkpelare och på den mellanliggande leran, varför samverkan mellan pelarna och leran har varit god. Mätningarna 5 m ner i pelarna har inte heller visat några nämnvärda deformationer, var-

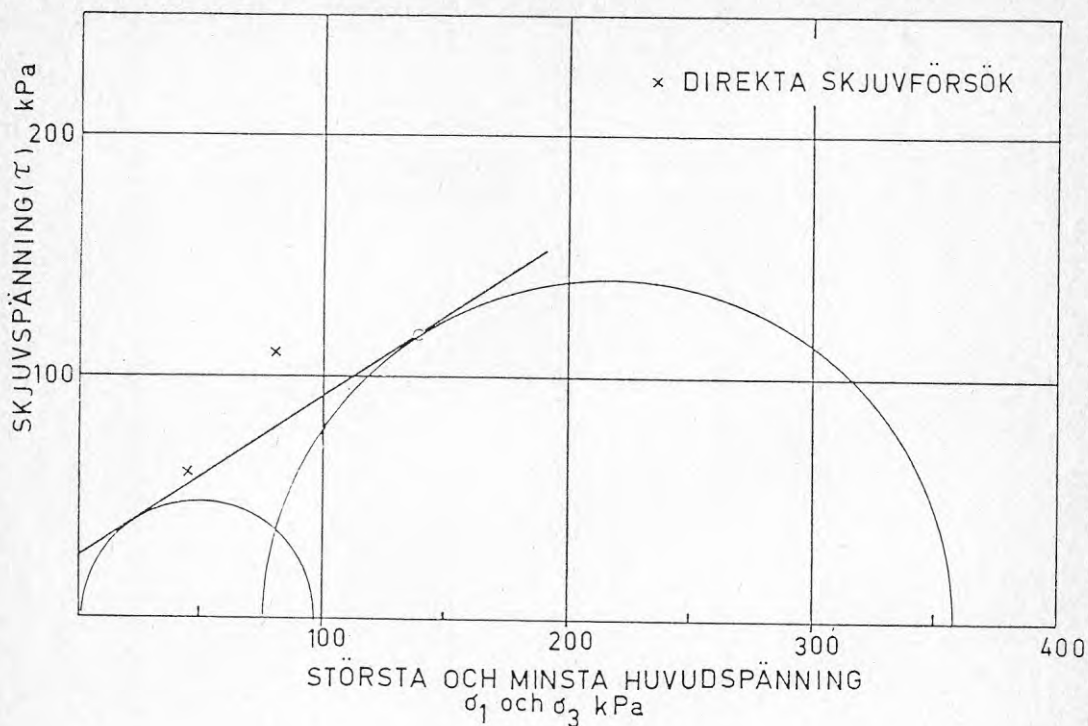


FIG. 38 Inverkan av sido- och normaltryck på pelarmaterialets bärförmåga

för pelarna från bärrighetssynpunkt måste fungera tillfredsställande. Sondersringsresultaten tyder på att pelarmaterialets hållfasthet skulle kunna vara låg under 5 meters djup. Senare undersökningar har visat, att någon sådan minskning av den stabiliserade lerans skjuvhållfasthet eller av pelarnas bärförmåga på större djup ej äger rum. Den uppmätta minskningen av sondersringsmotståndet har sannolikt förorsakats av att sonden följt det försvagade centrumpartiet i pelarna efter kellystången eller kommit utanför pelarna. Tryck- eller viktsonderingar är således ej lämpliga metoder för kontroll av pelare.

De små sättningar som hittills har uppmätts tyder på att pelarnas kvalitet är tillfredsställande och att de fungerar som avsett. I de fall där glapp har erhållits i kalkpelarna eller där kalkinblandningen varit mindre god, har detta ej påverkat kalkpelarnas

funktion. (Vissa smärre partier, ca 1 % av totala pelarlängden, med mindre god inblandning har konstaterats i de framschaktade kalkpelarväggarna i rörgravarna.)

7.4 Dimensionering av kalkpelare i rörgrav

Jordlagerföljd i provschakt 1 framgår av FIG. 39. Mätningarna visar att förändringarna i jordtryck och portryck i jorden bakom pelarväggen har varit små. Jordtryck och vattentryck mot den kalkpelararmerade väggen har därför beräknats enligt Rankines jordtrycksteori utan hänsyn till eventuell upphängning på kalkpelarväggen. Dimensionerande jordtryck utan överlast framgår av FIG. 40.

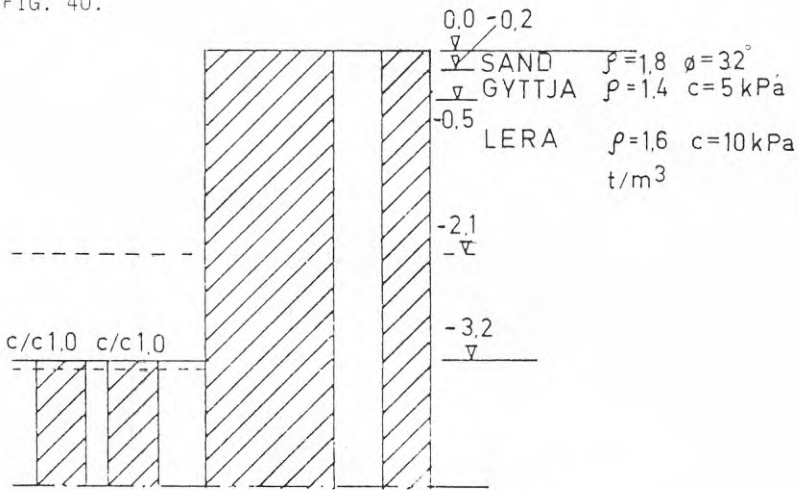


FIG. 39 Provschakt 1. Sektion och jordlagerföljd.

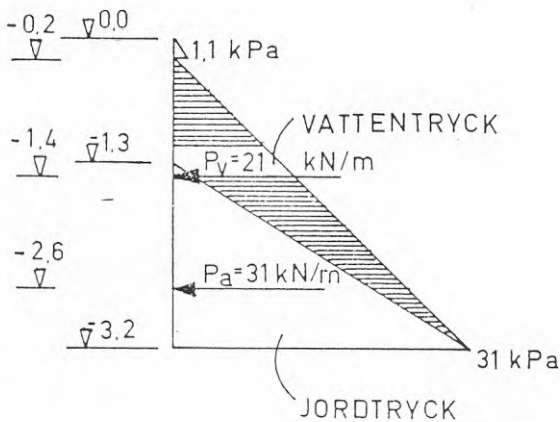


FIG. 40 Antaget tryck på pelarväggen

Omedelbart intill schakten minskade porvattentrycket p g a avlastning som skedde vid schaktningen. Väggen var stabil. Vid den kraftiga bevattningen försköts pelarväggen inåt ca 0,9 cm, samtidigt som den roterade något. En momentekvation kring väggens nedre kant med jord- och vattentryck som pådrivande moment och enbart den 1,32 m tjocka väggen som mothållande moment gav en säkerhetsfaktor som var 1,0.

Spänningsfördelningar i pelarväggen med $1,2 \text{ m}^2/\text{m}$ horisontell yta, dvs när inverkan av yttre pelarraden försummas, är inprickade i Mohrdiagrammet i FIG. 41. I diagrammet visas spänningsfördelningen längs ytor som går genom väggens nedre inre kant och som lutar 0° , 45° resp 60° mot horisontalplanet. Man kan se att den genomsnittliga skjuvspänningen är lägre än pelarmaterialets skjuvhållfasthet ($\tau_f = 25 \text{ kPa} + \sigma \tan 35^\circ$).

Belastningen på markytan av vattenfyllda containers motsvarade en linjelast av 10 kN/m. Belastningen på leran mellan pelarraderna antas påverka dels väggen med 10 kN/m, dels hela pelarsystemet, $1,6 \text{ m}^2/\text{m}$, med 20 kN/m. Motsvarande spänningar redovisas i FIG. 41.

Väggen roterade vid bevattning och samtidig belastning. En momentekvation kring inre nedre punkten visar att väggen nätt och jämt var stabil för den yttre belastningen. När portrycket i den ca 5 cm breda sprickan minskade, avstannade dock väggens rörelse.

Schaktförsök 2 visade att väggen hade god stabilitet gentemot laster och vibrationer av svår tung trafik.

I samband med rörgravsarbetena, efter en relativt intensiv regnperiod, tippade fem pelare närmast rörgraven in i schakten, som hade stått öppen en längre tid. Vissa sprängningar hade även skett i närheten, vilket kan ha påverkat pelarväggens stabilitet. Dessa pelare var dessutom ej inborrade i bakomliggande pelare på föreskrivet sätt.

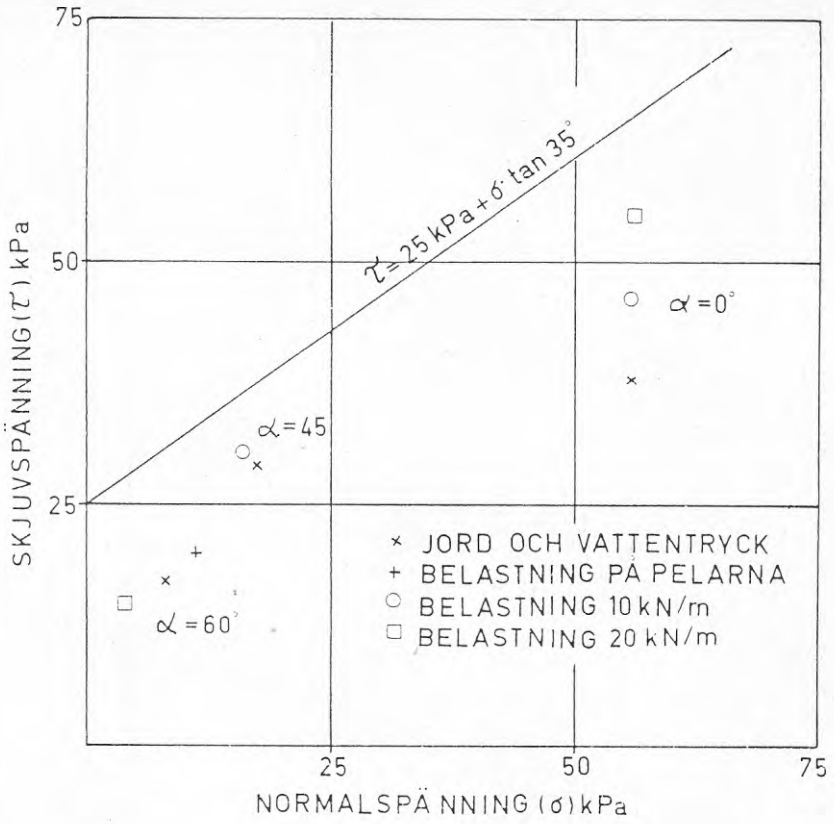


FIG. 41 Spänningar i pelarväggen

7.5 Utförande av väg- och rörgravsarbeten

Vid terrasseringsarbetena för vändplanen utlades förstärkningslagret direkt på sandfyllningen ovanpå den kalkförstärkta leran. Kalkpelarna gav god bärighet och framkomlighet, även för tyngre fordon. Denna bieffekt av kalkpelarmetoden sparade tid och kostnader vid utförandet av överbyggnadsarbetena.

Rörgravsarbetena omfattade rörgravar av totalt 125 m längd och med schaktdjup mellan 2,5 - 3,5 m. Varje schaktetapp om ca 40 m schaktades till fullt djup i hela sin längd. Totalt stod graven öppen från schakt till återfyllning under något längre tid än en (1) vecka. Utläggning av rustbädd och övriga rörlägningsarbeten genomfördes, varefter graven återfylldes, delvis med kalkinblandad lerjord. Någon stämning av gravsidor utfördes inte bortsett från vad som visas i FIG. 35. I framtida praktikfall bör man ej utan vidare slopa uppsättning av skyddstämp i rörgrav utan att man beräkningsmässigt har påvisat att detta är möjligt.

Genom frånvaron av spont och stämning kunde grävmaskin med vanligt djupgrävningsaggregat utnyttjas och schaktarbetet genomföras snabbare och enklare än inom spont. Grävmaskinen kunde även stå uppställd intill rörgraven, där den hjälpte till med rörläggning och kompletterande rörgravsarbeten.

Rustbädden bestod av 50 mm virke med reglar, som monterades i graven och av ett 150 mm tjockt lager av makadam, som tippades i direkt från bil uppställd intill gravkanten.

Utnyttjandet av kalkpelarförstärkning för rörgraven innebar jämfört med konventionellt utförande med spont flera fördelar. Schakt-, rörlägnings- och återfyllningsarbetena kunde genomföras snabbare och till lägre kostnader. Eftersom rörgravsbotten ej behövde förstärkas, sparades såväl tid som kostnader. Frånvaron av spont med tillhörande hammarband och stämp innebar också en bättre och renare arbetsmiljö, vilket allmänt omvittnades av arbetsledning och arbetare.

Genom att kalkpelare placerats även i graven och de massor som uppschaktades därigenom var kalkinblandade, kunde materialet användas vid återfyllning. Den lösa icke-kalkinblandade leran hade varit olämplig som återfyllningsmaterial.

Vid kommande schakter i kalkpelarförstärkta gravar kan man för att uppnå än snabbare produktion tänka sig annan typ av rustbädd än som här användes - t ex prefabricerade element av trä eller betong, som är lätta att lyfta med. Frånvaron av hammarband och stämp och precisionen i kalkpelarväggens utformning gör detta arbetsförfarande möjligt.

7.6 Ekonomi

Kalkpelarförstärkningen av vändplanen kostnadsberäknades till 260.000 kr och alternativet med påldäcket till 370.000 kr. Kalkpelaralternativet blev således ca 30 % billigare i anläggningskostnad. Konstruktionslösningen med påldäck och kvarstående spont i den korsande rörgraven skulle i en driftsituation ha medfört ojämna sättningar och ökade underhållskostnader.

För rörgraven var alternativet till kalkpelare spont och pålad betongplatta under ledningarna. Alternativet med kalkpelare inkl. föreslagen stämp beräknades här till 700.000 kr, medan rörgrav med spont och påldäck beräknades till 740.000 kr. Kalkpelarförstärkningen blev under denna förutsättning drygt 5 % billigare. I verkligheten utfördes ej den föreskrivna skyddsstämpen, då belastningsförsöken visade att kalkpelarväggen hade bättre hållfasthetsegenskaper än väntat. Tar man hänsyn härtill i kalkylen, minskar kostnaderna för alternativet med kalkpelare med drygt 10 %. Kalkyleringen av de två alternativen har skett genom å-prissättning av ingående arbetsvolym. Man har därmed ej tagit hänsyn till lägre administrativa kostnader till följd av snabbare arbetsförlopp i kalkpelaralternativet och ej heller till den arbetstekniska och ekonomiska fördelen av bättre framkomlighet omkring rörgraven för fordon och maskiner i samma alternativ.

Största delen av kostnaderna för kalkpelaralternativet är kostnaderna för själva pelartillverkningen.

Kostnaden för kalkpelartillverkningen har i kv Myren varit bestämd genom ett offererat fast å-pris. En kapacitetsökning vid pelartillverkningen inverkar på mera än hälften av å-priset. Förbättrad framkomlighet och kapacitet hos en ny maskin har alltså stor betydelse för totalekonomin. Körningar med LPS 3 i senare projekt har visat att avsevärt större kapacitet är möjlig att uppnå.

8 REKOMMENDATIONER FÖR FRAMTIDA PROJEKT

8.1 Förundersökningar

Kalkpelare måste stå viss tid i jorden, innan man kan räkna med att de kan bidra till att stabilisera schakter och slänter. Det är därför viktigt att en bedömning av kalkpelares lämplighet för ett projekt görs så tidigt som möjligt.

I all planering för byggande av hus och anläggningar i och på mark ingår för arbetsuppgifterna anpassad geoteknisk rutinundersökning. Finner man därvid att jorden består av lera eller lerig silt och att ett alternativ med kalkpelare kan vara en lämplig grundförstärkningsmetod, bör följande undersökningar göras.

- Bestämning med sondering av de olika lerlagrens mäktighet och utsträckning.
- Geologisk och geoteknisk klassificering av de olika lerlagren.
- Geohydrologisk utredning (framför allt en uppskattning av förväntade grundvattensänkningsar).
- Bestämning av lerans odränerade skjuvhållfasthet och sensitivitet med exempelvis vingborrning eller provtagning.
- Provtagning att ha som underlag för:
 - bestämning av vattenkvot, stötflytgräns, plasticitetsgräns, skjuvhållfasthet, sensitivitet och organisk halt
 - bestämning av kompressionsegenskaper
 - klassificering av lera enligt FIG. 42 för bestämning av kalkpelarens förväntade hållfasthet (de angivna värdena är osäkra).

Sedan man fastslagit att kalkpelarmetoden är möjlig att använda och att den kan vara ett intressant ekonomiskt och tekniskt alternativ, måste man skaffa sig kunskaper om kalkpelares hållfasthets- och deformationsegenskaper för att kunna gå vidare med detaljprojekteringen. Detta kan åstadkommas genom att på laboratorium blanda lera med kalk och mäta tryckhållfastheten hos proverna vid olika tidpunkter efter inblandningen och genom erfarenhetsjämförelser. Vid större projekt eller när avvikelser i pelares förväntade egenskaper kan få allvarliga konsekvenser, bör provpelare tillverkas på platsen och testas. Fält-

försöken bör i möjligaste mån efterlikna de förhållanden som kan komma att råda i bruksskedet.

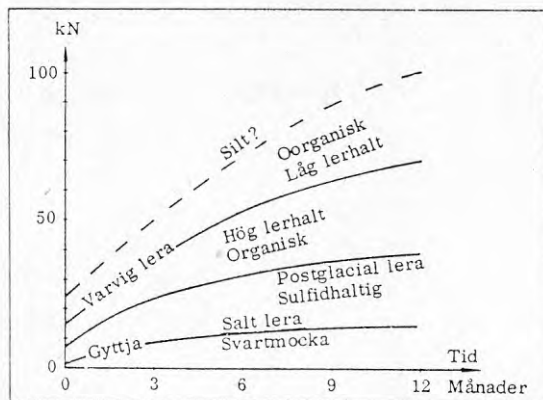


FIG. 42 Kalkpelares förväntade hållfasthet

8.2 Beräkningsanvisningar och toleranskrav för kalkpelarförstärkning i väg

Antalet kalkpelare och pelarnas längd anpassas till det resultat som man vill uppnå och därmed vägens standard. Av betydelse är bl a tillåtna total- och differenssättningar sett i relation till det framtida underhållet.

Pelarna torde kunna sättas med tolerans på 10 % av pelaravståndet i horisontalled, när avståndet är mindre än 1/4 av pelarlängden.

Kalkpelare fungerar som dräner i lera, varför de bör belastas så tidigt som möjligt efter tillverkningen. Eventuella porvattenövertryck från belastning utjämnas snabbt tack vare pelarnas stora diameter (50 cm) och genom att tillverkningen ej stör den omgivande jorden. Undersökningar visar att en kalkpelare motsvarar ca tre sanddräner av konventionell typ (ϕ 16 cm) eller två sanddräner med samma diameter som kalkpelarna. Tack vare att kalkpelarens bärförmåga successivt växer med tiden, kan den erforderliga konsolideringstiden bli så kort som någon eller några månader.

Ett dimensioneringsnomogram för kalkpelare som fungerar som ver-

tikaldräner visas i FIG. 43.

För pelare som inte når ner till fast botten beräknas sättningen dels för det stabiliserade blocket, dels för den underliggande leran. I det stabiliserade blocket kan pelarna bära en last upp till till pelarnas kryplast. Därtill kommer lasten som bärs av den ostabiliserade leran mellan pelarna. Överskrids kryplasten, ökar pelarnas kompression påtagligt, och den ostabiliserade leran i blocket mellan pelarna kommer då att belastas av en överlast, som motsvarar skillnaden mellan påförd last och pelarnas kryplast. Sättningarnas storlek i blocket som helhet kan beräknas på sedvanligt sätt. Kort tid erfordras för att erhålla dessa sättningar, eftersom pelarna fungerar som dräner.

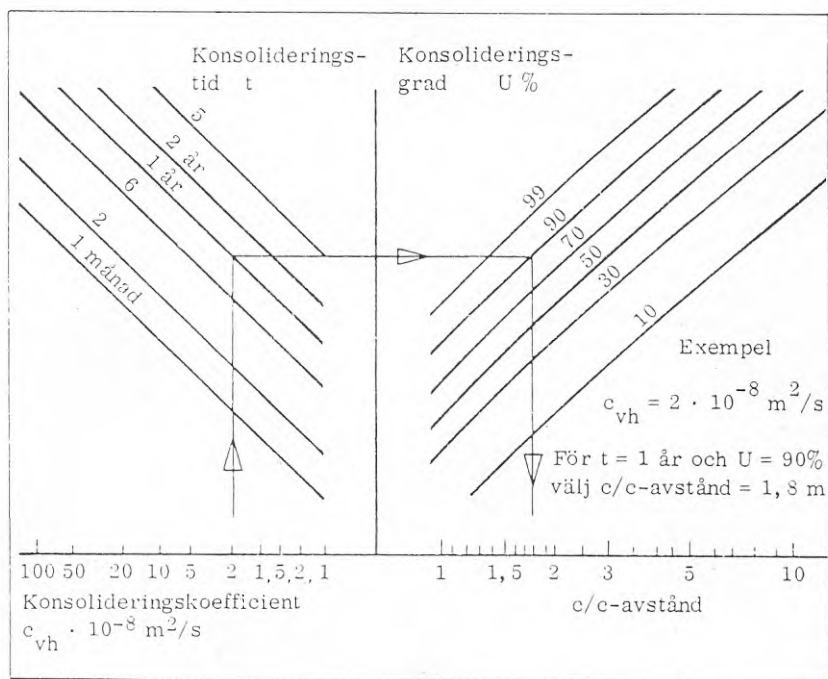


FIG. 43 Kalkpelare som vertikaldräner - dimensioneringsnomogram

Genom att belasta kalkpelarstabiliserad mark omedelbart efter tillverkningen kan den sättning som uppstår av belastningen ha upphört inom någon eller några månader. Kalkpelarnas kryplast är då låg vid påförandet av belastningen. Ökningen av porvattrycket i den mellanliggande leran kommer att motsvara belastningens storlek, när leran är normalkonsoliderad. Tack vare pelarnas dränerande effekt kommer dock portrycksutjämningen och lerans konsolidering att ske relativt snabbt. Om ingen av-

lastning sker (dvs ingen bärighetsökning av kalkpelarna), bör normalt 90 % av de totala sättningarna uppnås inom ett år vid ett pelaravstånd mellan 1 och 2 m.

I FIG. 44 visas schematiskt hur sättningens tidsförlopp kan konstrueras fram utgående från den kalkblandade lerans hållfasthetstillväxt (FIG. 44 a). I takt med hållfasthetstillväxten ökar pelarnas bärförmåga, och en ökande del av totallasten kommer att bäras av kalkpelarna (FIG. 44 b). Om pelarna inte bar någon del av belastningen, skulle sättningsförloppet följa kurva q_0 (FIG. 44 c), men vid exempelvis tidpunkten t_1 i FIG. 44 b bärs 25 % av totallasten av kalkpelarna och 75 % av den ostabiliserade leran mellan pelarna. Sättningen följer vid den tidpunkten kurva q_1 . Något senare, vid tidpunkt t_2 , har pelarnas bärförmåga ökat så mycket att 50 % av totallasten bärs av pelarna och 50 % av den ostabiliserade leran. Det verkliga sättningsförloppet erhålls som den heldragna kurvan i FIG. 44 c och kan bestämmas med kännedom om pelarnas hållfasthetstillväxt och konsolideringsförloppet vid olika belastningar (q_1, q_2, q_3 etc).

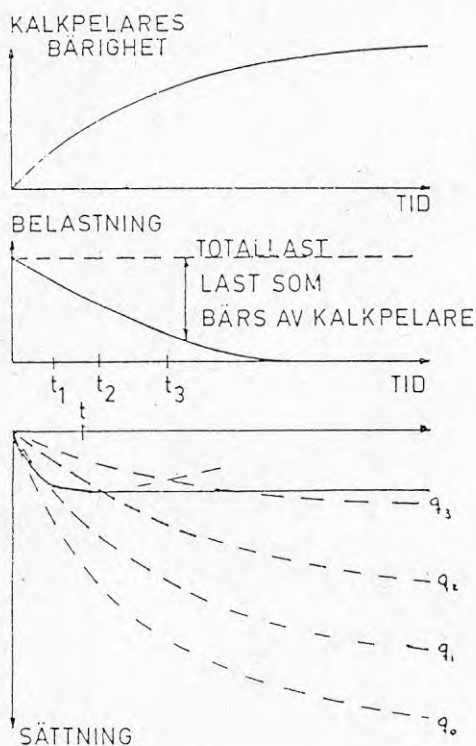


FIG. 44 Förbelastning, principfigur

Byggnader, beläggningar och andra konstruktioner färdigställs lämpligen vid tidpunkten t i FIG. 44 c - någon eller några månader efter pelartillverkningen när konsolideringen är avslutad och resterande sättningar i det stabiliserade blocket blir små. Hänsyn måste dock tas till sättningar från ostabiliserade skikt under det kalkstabiliserade blocket.

8.3 Beräkningsanvisningar och toleranskrav för kalkpelarförstärkning av rörgrav

Kalkpelare som skall användas för att stabilisera en rörgrav måste som regel tillverkas några månader innan schaktningen för rörgraven. Denna tid torde behövas för att pelarna skall uppnå erforderliga hållfasthetsegenskaper.

Pelarna sätts så tätt att de griper in i varandra och bildar en homogen vägg av kalkstabiliserad lera. Erfarenhet visar att mindre glapp mellan pelarna i rörgravens längdriktning kan få förekomma utan att pelarväggens egenskaper försämras. Det är t o m möjligt att göra vissa hål i väggen, om detta är önskvärt - exempelvis för påkoppling av ledning. Däremot är det synnerligen viktigt att bakomliggande pelare tvärs rörgraven skär in i varandra, så att god samverkan mellan pelarna erhålles. Det innebär att detta nominella c/c avstånd bör vara högst 45 cm vid en utsättningsnoggrannhet av ± 2 cm. I längsled behövs ej någon överlappning. Avståndet väljs så att en inträngning av ostabiliserad lera förhindras från sidan. Pelarna kan således sättas så att de bildar "skivor" eller skärmar tvärs en rörgrav. Avståndet mellan kalkpelarskivorna är beroende av schaktdjupet, lerans skjuvhållfasthet och skärmarnas längd tvärs rörgraven.

Vid schaktdjup under 4 m torde lutningsavvikelser ≥ 1 cm/m kunna accepteras. Det är även fördelaktigt att luta pelarna inåt, varvid stabiliteten och pelarnas effektivitet ökar. Man måste emellertid se till att pelarna överlappar tvärs schaktet.

Mätresultaten visar att kalkpelarväggen torde kunna dimensioneras enbart för verkligt aktivt jordtryck. Graven bör från arbetarskyddssynpunkt förses med skyddsstämp, som lämpligen anpassas så att de kan ta upp eventuellt vattentryck bakom pelarväggen. Det är dock endast efter mycket kraftiga regn som eventuella sprickor bakom pelarväggen fylls med vatten. Erfarenheterna från kv Myren visar att vattentrycket mot väggen kan sjunka snabbt genom att väggen rör sig något inåt mot schakten. Skyddsstämpan bör därför inte från början spännas mot schaktväggen. Väggen bör kunna få röra sig några centimeter.

Under kalkpelarblocket uppstår sättningar i leran p g a belastningen på det armerade pelarblocket. Lastfördelningen påverkas av upphängning av pelarblocket i den omgivande leran längs blockets perimeter. För att differenssättningarna skall bli små bör skjuspänningen längs perimetern vara mindre än lerans skjuvhållfasthet dividerad med en säkerhetsfaktor av 1,5.

8.4 Utförande av väg- och rörgravsarbeten

Ett alternativt val av kalkpelare för grundläggning av småhus, för förbättring av bärigheten under bankuppfyllander, för att få jämnare sättningar och för förstärkning av rör- och andra schaktgravar bör studeras samtidigt och redan i samband med planering och projektering av ett område. Påtagliga besparingar och områdeskvaliteter bör kunna uppnås vid en sådan totaluppbyggnad och samordning.

8.4.1 Kalkpelartillverkning

Vid kalkpelartillverkningen bör följande beaktas:

- Kalkpelarnas hållfasthet ökar med tiden. Vid kalkpelarförstärkning av rörgrav kan detta innebära att schaktningen får utföras tidigast 2 eller 3 månader efter tillverkning. Tidpunkter anges i anvisningarna för varje projekt.

- Kalkpelarna bör tillverkas efter en så "enkel" plan som möjligt - inga onödiga vändningar och manövrer av maskinutrustningen.
- För en vägöverbyggnad är det en fördel om en del av den slutliga lasten påföres kalkpelarna så snart som möjligt efter tillverkning. Den vidare bearbetningen av ytan kan i regel ske tidigare än vid rörgravsarbetet. Detta är dock beroende av den totala last som skall påföras. Hänsyn till dessa faktorer måste tas vid uppläggning av tillverkningsplan, vid val av tillfartsvägar etc.
- Under vintern, då ytlagret tjälar, bör pelare tillverkas i den ordning att värmeutvecklingen från reaktionerna i nytillverkade pelare kan utnyttjas för att tina upp intilliggande mark som skall pelarförstärkas. Eventuell avschaktning av ytskikt och snölager bör ske så nära inpå tillverkningen som möjligt. Blandningsverktyget går ej obehindrat igenom tjälad jord. Tjälspettning alternativt tjälspängning kan få tillgripas.
- Förutsättningen inmäts och befästs ett antal punkter dels i kalkpelarstråkets "längdriktning", dels vinkelrätt mot detta. Längdriktningen är den riktning som kalkpelarmaskinen följer. Mellan dessa punkter inmäts pelarna med hjälp av linor eller måttband och markeras i sidled på ett fast avstånd från pelarcentrum. Markeringen kan t ex utgöras av spik i träpåle. Vid toleranser större än ± 10 cm (se 8.2) kan markeringen ske på enklare sätt.
- Är bärigheten otillräcklig för kalkpelarmaskinen, kan marken ytstabiliseras eller förstärknings- och bärlager utläggas, se 8.4.2.
- Vid neddrivning av blandningsverktyget utnyttjas tryckluften för att undvika att lera täpper igen utblåsningshålen. Vid uppmatningen stryps kalktillförseln när verktyget befinner sig ca 40 cm från markytan för att minsta möjliga mängd kalkdamm skall spridas i luften.

- Vid tjälad mark vintertid kan temporära och smärre markhöjningar uppkomma, orsakade av innestängd matningsluft och ångbildning. Är kalkhalten hög, kan en stund efter pelartillverkningen kalkblandad luft spruta upp ur pelare, s k kalkpuffar.
- Arbetarskyddsstyrelsen har ej utfärdat några speciella föreskrifter för hur man hanterar osläckt kalk. Osläckt kalk som fastnar på huden kan reagera med hudens fukt och utvecklar därvid värme, som i värsta fall kan ge brännskador. Därför bör
 - tvättmöjlighet finnas på arbetsplatsen
 - ögonbad finnas i förbandslåda
 - varningsföreskrifter finnas synliga vid kalkbehållare
 - personalen använda skyddsglasögon samt ha täckande klädsel.

8.4.2 Vägöverbyggnad

Inom ett exploateringsområde eller på ett vägbygge kan kalkpelarna sättas i jorden eventuellt innan man har schaktat. Den naturliga marken kan vara framkomlig för kalkpelarutrustningen utan någon form av ytförstärkning. Den därpå följande avschaktningen, terrassbehandlingen, masstransporterna och tipphållningen underlättas påtagligt genom att schaktmassorna innehåller kalk. Ett ytterligare skäl kan vara att man då kan börja kalkpelarsättningen tidigare och vinna tid. Tillverkning av kalkpelare torde inte heller kräva igångsättnings-tillstånd.

För att kunna komma fram med kalkpelarmaskin typ LPS-2 och LPS-3 erfordras annars en ytförstärkning av sand, grus och/eller bergkrossprodukter. På en vägterrass är det rimligt att försöka använda en del av den inprojekterade vägöverbyggnaden för detta ändamål. I vilket fall som helst får ej materialet vara så grovt eller lagret så tunt att det pressas ned i terrassen av maskinen. I övrigt bör följande iakttagas:

- Förstärknings- och bärlagermaterialet får ej vara så grovt att inblandningsverktyget ej kan ta sig igenom eller att det skadas eller att förslitningen på verktyget blir onödigt stor.
- Stenstorleken i materialet bör ej överstiga 30 mm.
- Lagertjockleken är beroende av markens bärighet och får bedömas i det aktuella fallet.
- Ytstabilisering med kalk kan vara ett lämpligt överbyggnadsalternativ. Detta alternativ bör om möjligt tas med redan i projekteringshandlingarna.

8.4.3 Rörgrav

Vid dimensionering av en rörgrav måste en avvägning ske mellan minsta möjlig kalkpelarantal, önskan om produktionstekniskt effektivaste arbetsuppläggning och minsta möjliga restriktioner för arbetenas bedrivande. Följande är ett förslag till arbetsuppläggning.

Urschaktning

- Schaktningen bedrivs från gravens kortända
- Grävmaskin (ca 15 ton) användes
- Masstransporter eller andra belastningar på markytan intill schakten undviks. Fordon för borttransport av schaktmassor placeras bakom eller snett bakom grävmaskinen
- Om skyddsstämp erfordras, utförs schakten i etapper om ca 10 m, varefter prefabricerad stämp hissas ned i rörgraven uppifrån, innan någon tillåtts gå ned i rörgraven
- Schakten får i sådana fall stå ostämpad under maximalt något eller några dygn
- Släntlutningen vid schaktens kortsida hålls kring 2:1 eller flackare
- Schaktningen görs försiktigt, så att kalkpelarna i schakt-sidorna ej skadas

- Kalkpelarnas funktion kontrolleras direkt efter varje urschaktningsetapp och innan eventuell montering av hammarband och stämp. Detta kan exempelvis ske genom att en träregel placeras tvärs schakten ungefär mitt på schaktetappen. Därefter slår man en kraftig spik eller dylikt i kalkpelare invid regeln ca 0,15 m från resp schaktkant. Spikarnas läge i förhållande till regeln markeras på regeln. Genom att regelbundet observera spikarnas läge kan man få en uppfattning om kalkpelarväggens rörelse vid varje schaktetapp.

Eventuell stämning

- Montering resp. demontering av hammarband och stämp sker från markytan genom att hänga ned resp. lyfta upp pre-fabricerade stämplängor.
- Monteringen kan ske så att några cm mellanrum erhålls mellan kalkpelarna och hammarbanden. Detta underlättar även nedsättningen och hindrar ej stämpens funktion.
- Ingen får finnas i rörgraven förrän monteringen av hammarband och stämp är färdig.

Rörläggning och kringfyllning

Rörledningar läggs oftast inom ett vägområde. Kalkpelarförstärkning av rörgrav i stället för spont och påldäck i rörgravsbottnen ökar vägens bärförmåga samtidigt som de framtida sättningarna i vägen reduceras. Pelarsättning i rörgravssammanhang bör därför alltid studeras utifrån möjligheten att samtidigt uppnå sådan nyttoeffekt. Om vägområdet i sin helhet måste förstärkas för att hindra framtida stora sättningar, bör liknande samordning studeras och planeras.

I fall då man har en friliggande rörgrav kan kalkpelarvägen tjäna som transportväg under följande förutsättningar:

- Fordonets hjul närmast schakten "stys" med hjälp av grovt virke eller liknande, så att hjulen hamnar på kalkpelarblocket. För hjulen på andra sidan av fordonet

utläggs stockmattor. Flera fordon bör ej placeras intill varandra invid schakten.

- Rörupplag placeras ej nära öppen schakt.

Återfyllning

- Uppschaktad kalkinblandad jord kan i många fall användas som återfyllningsmaterial. Detta måste bedömas från fall till fall.
- Återfyllningen utförs lämpligen från ledningsschakts kortsida. Har kalkpelarväggen dimensionerats för att klara transporter utefter rörgravsidan, kan återfyllning ske även från långsidorna.

8.5 Kontrollåtgärder

Pelartillverkning skall kontinuerligt följas av en ansvarig arbetsledare. Kontroll av utsättningsnoggrannheten sker intermittent. Pelarlängder och kalkåtgång registreras kontinuerligt med hjälp av automatisk skrivare. Registreringarna arkiveras. Genom att följa upp kalkleveranserna till arbetsplatsen och antal meter tillverkade pelare erhålles genomsnittsvärden för kalkåtgången per meter pelare.

För kontroll av kalkpelarnas kvalitet bör ett antal pelare insituundersökas 3 - 6 månader efter tillverkning. Lämpligt antal är ca en undersökning per 1.000 pelare, dock minst ca 3 st per projekt. Eventuella rörelser i vägbankar på kalkpelare bör följas upp genom ytavvägning på samma sätt som vid vertikaldränering. Grundvattennivån kontrolleras i någon eller några punkter.

Kalkpelarförstärkta slänter bör kontrolleras med inklinometer eller med andra lutningsmätare.

Eventuella rörelser i rörgravar bör följas upp av personal på platsen, exempelvis med hjälp av spända trådar utefter rörgravsidorna eller genom en träregel utplacerad tvärs över rörgraven.

Geoteknisk expertis bör göra periodiska kontrollbesök.

Sammanfattningsvis bör alla arbeten där kalkpelare används kontrolleras på sådant sätt att eventuella brister i utförandet upptäcks.

8.6 Fortsatt forskning och utvecklingsarbete

Av denna rapport framgår att kalkpelarförstärkning av ler- och siltjordar är en förstärkningsmetod, som ej har någon likhet med andra nu kända metoder. Utredningen har pekat på vissa brister i utförandet men även pekat på den utvecklingspotential som finns. Fortsatt forskning och utveckling bör sättas in och omfatta:

Maskinutveckling:

- bättre pelarkvalitet
- längre pelare
- tjockare pelare
- snabbare tillverkning
- bättre bindemedel och/eller aktiveringstillsatsmedel som leder till högre hållfasthet och en snabbare hållfasthetstillväxt.

Enklare förundersöknings- och kontrollmetoder för:

- beräkning av bärighet både i laboratorium och i fält
- undersökning av pelares hållfasthetsegenskaper
- undersökning av pelares deformationsegenskaper

Fältförsök omfattande:

- pelares uppträdande i grupp
- släntstabilitet
- nya pelarbesparande rörgravsalternativ.
- lutande pelare
- större avstånd mellan pelarna i rörgrenens längdriktning

LITTERATUR

Andersson, L & Fredriksson, G, 1962. Jordstabilisering med kalk och puzzolan. Meddelande nr 2 från kalkforskningslaboratoriet, AB Strå Kalkbruk

Anvisningar för spont och ledningsgrav, 1976 (Svenska Teknologföreningen) Stockholm

Arman, A and Munfakh, G, 1970. Stabilization of organic soils with lime. Louisiana State Univ., Div. of Eng. Res., Bull. No. 103

Assarson K G, 1976. Kompendium i kalkstabiliseringsteknik. (Cementa AB) Malmö

Assarsson K G & Broms B & Granholm S & Paus K, 1974. Deep stabilization of soft cohesive soils (Linden-Alimak) Skellefteå

Bennemark H, 1969. Rapport över laboratorieförsök med kalkstabiliserad lera (Statens Geotekniska Institut) SGI K9306

Boman P, 1977. Dypstabilisering med kalk. Kompendiebidrag till kurs. Stabilisering av byggegrunn, Ustaoset, Norske Siviling Forening

Boman P, 1978. Undersökning av kalkpelares egenskaper, kv. Myren. Arbetsrapport (förvaras hos Byggdok)

Broms B & Boman P, 1975. Stabilisering av kohesionsjord med kalkpelare. Bidrag till NGM 1975. Vol. 1, pp 265-277
Köpenhamn

Broms B & Boman P, 1974. Kalkpelarmetoden - Dypstabilisering av kohesionsjord. Delrapport 1. Bakgrund och preliminära dimensioneringsanvisningar. (Statens Geotekniska Institut)
SGI 20506

Broms B & Boman P & Paus K, 1974. Kalkpelarmetoden. (Kompendiedel i Sveriges Teknologförenings kurs Jordförstärkningsarbeten) Stockholm

Broms B & Boman P, 1975. Kalkstabiliserade pelare - ny grundförstärkningsmetod vid vägbyggnad. Väg- och Vattenbyggaren. Vol. 21, No 5, pp 40-43

Broms B & Boman P, 1975. Lime stabilized solumns. Bidrag till 5th Asian Regional Conference on Soil Mech. and Found Engng, Bangalore, India

Broms B & Boman P, 1976. Stabilization of deep cuts with lime columns, Proc 5th European Conference on Soil Mech. and Found Engng, Vol. 1, pp 207-210

Broms B & Boman P, 1977. Stabilisering av jord med kalkpelare. Beräkningshandbok. (Linden Alimak) Skellefteå

Broms B & Boman P, 1977. Stabilization of soil with lime columns, Design handbook. (Institutionen för jord och bergmekanik vid Tekniska Högskolan) Stockholm

Hellman L & Holm G, 1976. Huddinge kommun. Kalkpelarförstärkning vid Lövbacksvägen. (Statens Geotekniska Institut) SGI 50638

Janbu N & Senneset K, 1973. Field compressometer - principles and applications. Proc., 8th Int Cont on SMFE, Moscow

Kalkstabilisering av bevattningskanal, 1976. Vibroteknik nr 12 (Dynapac)

Larsson & Olofsson, 1975. Kalkpelarmetoden. En undersökning av kalkpelares bärighet i Hörningsnäsområdet. Examensarbete. (Tekniska Högskolan) Stockholm

Lindskog G & Boman P, 1972. Djupstabilisering av leror - "Kalkpelarmetoden". Rapport över ett fullskaleförsök på SGIs provfält i Skå-Edeby. (Statens Geotekniska Institut) SGI K7

Lindskog G & Boman P, 1974. Kalkpelarmetoden - Djupstabilisering av kohesionsjord. Delrapport 2. Rapport om en undersökning av kalkstabiliserade pelare tillverkade i Bäckebo, Göteborg. (Statens Geotekniska Institut) SGI 20509

Massarsch K R & Broms B & Sundquist O, 1975. Pore pressure determination with multiple piezometer. Proc. of the Spec. Conf. on In Situ Measurements of Soil Properties. ASCE/Raleigh. N. C./June 1975a. Vol 1, p. 260-265

Massarsch K R & Holtz R D & Holm B G & Fredrikson A, 1975. Measurements of horizontal in situ stresses. Proc. of the Spec. Conf. on In Situ Measurements of Soil Properties. ASCE/Raleigh. N. C. /June 1975b. Vol 1, p. 266-286

Nordahl R, 1973. Kalkstabilisering. Bygg, del 2. Nr 7,8

Paus K, 1968. Produktionsanpassad projektering - även inom anläggningssektorn. (Byggforum 4)

Rejment S, 1978. Belastningsförsök av kalkpelare i kvarteret Myren, Huddinge kommun. Examensarbete vid institutionen för jord och bergmekanik vid Tekniska Högskolan i Stockholm

Svensson E & Kickerpuu U & Näslund C, 1976. Byggmötesprotokoll, geotekniska utlåtanden m m Huddinge kommun (Tekniska kontorets arkiv) Huddinge

Vesic A S, 1972. Expansion of cavities in infinite soil mass. J Soil Mech. a. Found. Div. Proc. ASCE SM 3

Wäre O, 1974. Svenska byggnadskalkers inverkan på finkorniga jordars vägtekniska egenskaper. Rapport nr 41, Statens väg- och trafikinstitut.

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 750606-0 och 750813-0 från Statens råd för byggnadsforskning till Institutionen för jord och bergmekanik, Tekniska högskolan, Stockholm samt BPA Byggproduktion AB, Stockholm.

R138: 1979

ISBN 91-540-3148-6

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6700038

**Abonnemangsgrupp:
V Anläggningsteknik**

**Distribution:
Svensk byggtjänst
Box 7853
103 99 Stockholm**

Cirka pris: 30 kr exkl moms