



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. **28**

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

Supplement to the "Proceedings" and "Meddelanden" of the Institute

Bidrag till Nordiska Geoteknikermötet i Göteborg den 5—7 september 1968

- 1. Nordiskt geotekniskt samarbete och nordiska geoteknikermöten**
Nils Flodin
- 2. Några resultat av belastningsförsök på lerterräng speciellt med avseende på sekundär konsolidering**
Göte Lindskog
- 3. Sättningar vid grundläggning med plattor på moränlera i Lund**
Sven Hansbo, Hans Bennermark & Ulf Kihlblom
- 4. Stabilitetsförbättrande spontkonstruktion för bankfyllningar**
Oleg Wager
- 5. Grundvattenproblem i Stockholms city**
Göte Lindskog & Ulf Bergdahl
- 6. Aktuell svensk geoteknisk forskning**
Bengt Broms

With summaries

STOCKHOLM 1968

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. **28**

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

Supplement to the "Proceedings" and "Meddelanden" of the Institute

Bidrag till Nordiska Geoteknikermötet i Göteborg den 5—7 september 1968

1. Nordiskt geotekniskt samarbete och nordiska geoteknikermöten

Nils Flodin

2. Några resultat av belastningsförsök på lerterräng speciellt med avseende på sekundär konsolidering

Göte Lindskog

3. Sättningar vid grundläggning med plattor på moränlera i Lund

Sven Hansbo, Hans Bennermark & Ulf Kihlblom

4. Stabilitetsförbättrande spontkonstruktion för bankfyllningar

Oleg Wager

5. Grundvattenproblem i Stockholms city

Göte Lindskog & Ulf Bergdahl

6. Aktuell svensk geoteknisk forskning

Bengt Broms

With summaries

1—5 särtryck ur Väg- och vattenbyggaren 14(1968):7—8

STOCKHOLM 1968

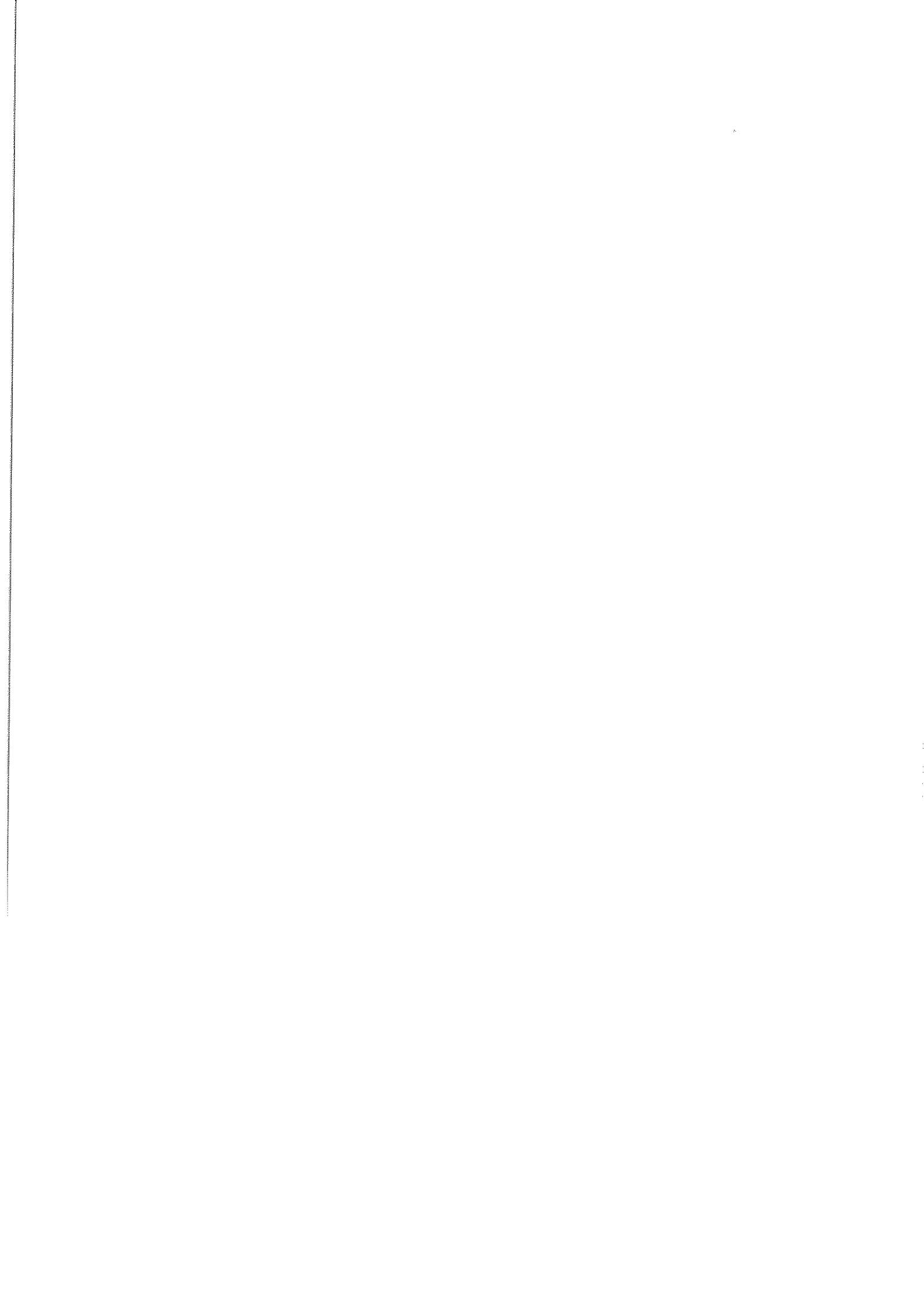


Vid det femte nordiska geoteknikermötet i Göteborg — NGM 68 — den 5—7 september medverkade anställda vid Statens geotekniska institut i fyra av de 28 uppsatser som för mötet tryckts i ett specialnummer av tidskriften Väg- och vattenbyggaren (1968: 8) och som diskuterades vid mötesförhandlingarna. Dessa fyra uppsatser utgör huvudparten av detta nummer av institutets publikationsserie "Särtryck och preliminära rapporter".

En presentation av tidigare nordiska geoteknikermöten med Nils Flodin vid institutet som författare ingick i Väg- och vattenbyggaren 1968: 7. Det har ansetts lämpligt att inkludera även denna uppsats i föreliggande nummer. Uppsats 6, av Bengt Broms, är det svenska bidraget vid NGM 68 beträffande aktuell nordisk geoteknisk forskning och utveckling. Föredraget återges här i något reviderad form.

Stockholm i september 1968

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT



Nordiskt geotekniskt samarbete och nordiska geoteknikermöten

Av statsgeotekniker Nils Flodin, sekr i Svenska Geotekniska Föreningen

Den 5—7 september i år hålls ett nordiskt geoteknikermöte. Mötet är det femte i ordningen och äger rum i Göteborg med Svenska Geotekniska Föreningen på nytt som inbjudare sedan mötena tidigare hållits i resp land i Norden. Det kan därför vara anledning att blicka tillbaka på tidigare möten samt beröra bakgrunden till dessa träffpunkter och redogöra något för det nordiska geotekniska samarbetet i övrigt

Första gången ämnesgruppen geoteknik hade sin egen rubrik i större nordiskt sammanhang var vid det tredje nordiska ingenjörsmötet i Stockholm den 27—29 juni 1946 (NIM 3). Sju geotekniska föredrag var npptagna på det i övrigt mycket omfattande programmet, därav ett danskt, ett finskt, två norska och tre svenska. Vid tiden för NIM 3 hade Danmark som första nordiska land fått sitt geotekniska institut (DGI) den 18 maj 1943. Det fick sitt säte vid DTH som en utveckling av institutionen för hamnbyggnad. (Ett föredrag om DGI hölls vid NIM 3.) I Sverige inrättades Statens geotekniska institut (SGI) ett drygt halvår senare (den 1.1. 1944). I Norge var man geotekniskt mest aktiv på geolog- och järnvägssidan, och i Finland var intresset för det nya facket starkt uttalat även bland byggnadsbranschens folk.

Vid NIM 3 presenterade dr Ivan Th Rosenqvist undersökningar betr den norska kvicklerans egenskaper och mineralogiska sammansättning. Bl a behandlades mer ingående salturlakningsteorin som ursprungligen framförts som en idé av den norske statsgeologen Gunnar Holmseeu och vidareutvecklats av Rosenqvist redan på 1930-talet. Det andra norska föredraget hölls av överingenjören vid Norges Statsbaner Sverre Skaven-Haug och behandlade torven som botemedel mot tjällyftning. Den finske föredragshållaren diplomingenjör Per Alenius hade valt ämnet "tilllåten belastning på byggnadsgrund". Förutom föredrag av professor Gunnar Beskow om de svenska lerornas mineralogi och deras tekniska anknypning upptog de svenska bidragen ett föredrag av överingenjören och chefen för SGI Walter Kjellman, som nu introducerade sin djupdräneringsmetod med pappdräuer. Avdelningschefen Bernt

Jakobson vid SGI gav slutligen en översikt över metoder för bestämning av lerors skjuvhållfasthet.

Internationellt utvecklades vid denna tid en omfattande aktivitet inom facket, och 1948 tillkom en internationell geoteknisk förening. När Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) bildades den 27 februari 1950 var den nordiska samarbetstanken mycket levande och man var tveksam om en svensk sammanslutning skulle kallas förening eller sektion. Diskussionen rörde sig nämligen kring grundtanken att en enda nordisk geoteknisk förening skulle verka och att det i varje land skulle finnas en sektion av denna förening. Nu blev beslutet en svensk förening, men det framhölls att denna endast skulle betraktas som ett steg mot bildandet av en nordisk geoteknisk förening.

Det första nordiska geoteknikermötet i Stockholm den 18—20 maj 1950

Som en påtaglig bekräftelse på den nordiska samarbetstanken beslöts vid det ovannämnda konstituerande sammanträdet, då 13 personer var närvarande, att inbjuda till nordisk geoteknisk kongress i maj i Stockholm samma år. I kallelsen upptog programmet första dagens förmiddag diskussion och eventuellt beslut om bildandet av en nordisk geoteknisk förening.

Till sammankomsten hade mött upp 5 deltagare från Danmark, 3 från Finland, 8 från Norge och 20 från Sverige, totalt 36 deltagare. Efter en omfattande diskussion, där samtliga rent allmänt var för ett nordiskt samarbete i någon form, beslöt man dock att stanna för nationella föreningar och att frågan om en gemensam nordisk för-

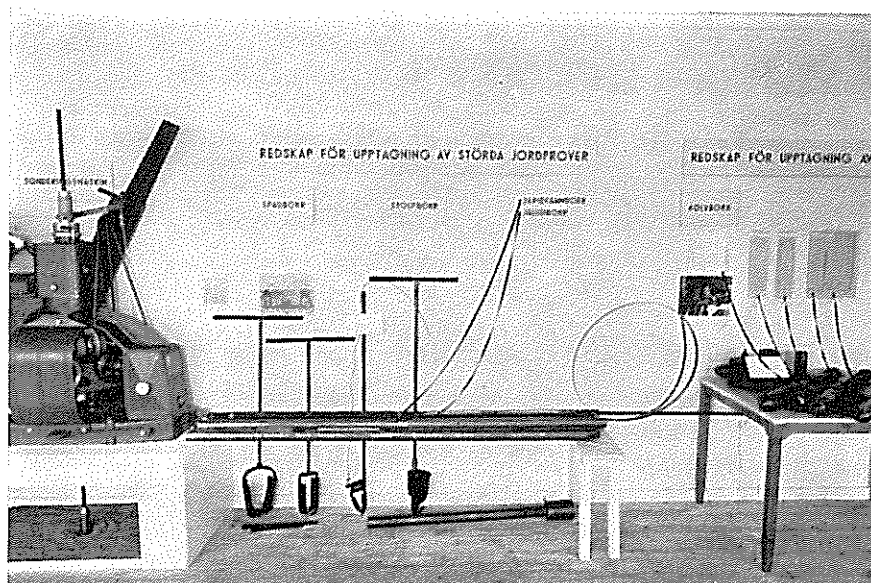
ening skulle anstå. Orsaken till detta var bl a att enligt stadgarna för den internationella föreningen kunde i denna endast inväljas nationella föreningar. Ett medlemskap av resp land skulle sålunda innebära den fördelen att Norden fick fyra röster i stället för en. Det uttalades dessutom att inhördes besvärigheter skulle kunna uppstå med en enda förening genom att granskningen av nppsatser till de internationella kongresserna måste utföras av de nationella organen. Som ytterligare motargument framhölls att det skulle bli svårt att tillräckligt ofta kunna ordna gemensamma sammankomster i en nordisk förening. Förslagsvis nämndes dock optimistiskt att nordiska kongresser skulle ordnas varje år utom de år då internationella kongresser hölls.

För att hålla den nordiska tanken ständigt levande skulle av de olika länderna utses kontaktmän med uppgift att uppgöra förslag till sammankomster. Som första svensk representant utsågs Bernt Jakobson.

I anslutning till diskussionen vid mötet nämnde Norges delegat att man som geotekniker betraktade även sådana som sysslade med stabilitetsfrågor i samband med berg. Finlands talesman ansåg att en nordisk geoteknisk förening skulle enbart behandla lös-jorden.

Programmet under öppningsdagen upptog i övrigt besök på Nordisk Byggnadsdags utställning "Bygg Bättre". SGI deltog här med en utställning under det allmängiltiga mottot "Bra borrat bättre byggt". Institutets paviljong gav en exposé över aktuella svenska geotekniska metoder och utrustning, som vid denna tid främst bar Walter Kjellmans signum och i vissa fall hade vunnit internationellt erkännande och intresse. Bland dessa märktes främst foliekärnborren och vertikal-

Fig 1. Från Statens Geotekniska Institutets hall i samband med utställningen "Bygg Bättre" 1950. T v SGI:s sonderingsmaskin



dräneringsmetoden med pappdräner. Även Lyman Cadlings vingborr, som snart skulle ingå i den allmänna rutinen på fältundersökningssidan i flertalet övriga länder, kunde här demonstreras. I avdelningen för tillämpad geoteknik visades med bilder det stora jordskredet 1946 vid Sköttorp nära Lidköping (Surteskredet inträffade under hösten 1950). Som populärt inslag för allmänheten kunde kvicksandsfenomenet demonstreras med hjälp av en sandfylld specialtank.

Andra dagens inledningsföredrag hölls av civilingenjören, sedermera gatudirektören, Fredrik Schütz, som talade om djupstabilisering genom injektering. Härvid berördes bl a förstärkningen med vattenglas under Konserthuset i Stockholm i samband med tunnelbanearbetena. Dessa arbeten demonstrerades för mötesdeltagarna under eftermiddagen på platsen. Ett teoretiskt betonat föredrag fanns med på programmet, då professor R Gran Olsen från NTH i Trondheim framförde teorier om konsolideringsförloppet i lera. Under dagen höll också överingenjören vid Göteborgs Hamn Torsten Hultin föredrag om ett skred i Göteborg i september 1949.

Den tredje dagen ägnades helt åt ett studiebesök vid SJ:s pågående dubbelspårsarbeten mellan Gnesta och Sparreholm i Södermanland, där ballast, sättningar och en del småskred studerades under ledning av dåvarande chefen för SJ:s geotekniska avdelning Bror Fellenius.

Det andra mötet i Oslo den 24–26 maj 1954

Det ansågs att mötet i Stockholm gett ett gott utbyte och att det fanns

all anledning att fortsätta det nordiska samarbetet enligt de inslagna linjerna. I ett andra möte i Oslo 1954 var antalet deltagare ca 60, varav 6 från Danmark, 5 från Finland, 10 från Sverige och 38 från värdlandet. Ett mycket omväxlande program hade gjorts npp med föredrag, visning av det då tämligen nyinrättade (1952) norska geotekniska institutet inkl demonstration av laboratorie- och fältutrustning samt exkursioner till platser där skred nyligen inträffat.

Mötet var helt uppbyggt kring kvicklereproblemet. Föredragen var alla norska och inledningsföredraget hölls av statsgeolog Gunnar Holmsen, som talade om norska jordarter och hithörande geotekniska problem.* Det påpekades att de norska lerorna är något annorlunda än grannländernas och har avsatts i saltare vatten. I en historisk exposé nämnde föredragshållaren vidare att det första norska geotekniska arbetet, såvitt känt, utfördes av en ingenjörskommission, som tillsattes redan 1838 med anledning av skred i Drammen. Genom denna kommission utfördes jordborrningar och man konstaterade bl a artesiskt tryck på platsen. År 1864 tillsattes en permanent ingenjörskommission, som 1866 hade att ta ställning till ett nytt älvscred i Drammen ("Norges Göta älvdal" ur geoteknisk synpunkt). I samband med det gigantiska Værdalsskredet 1893, då 111 personer omkom, kom man första gången att få upp ögonen för kvickleran rent praktiskt. Borrningarna vid Værdalen skedde med spolborr och gick ned så djupt som till 100 m. Holmsen nämnde vidare att dr Reusch vid Norges Geologiske Undersøgelse år 1901 var

* Detta jämte de tre efterföljande föredragen är tryckta i NGI:s publikation nr 7, Oslo 1955

den förste som visade hur kvickler vid skakning övergår från fast till flytande form. Reusch var även den som nu översatte det ur folkmun framprungna ordet kvickler till engelska "quick clay". Sättningarna i lerterängen ovanför Holmenkollenbanans tunnel 1912–1914 framhävde geoteknikens betydelse, även om man ännu inte format begreppet geoteknik. Skador på kringliggande hus ledde till långvariga rättsliga tvister. Här blev sedermera kontakten med Statens Järnvägars Geotekniska kommission av betydelse.

En direkt anknytning till Holmsens inledning utgjorde föredrag nummer två av Laurits Bjerrum, chefen för NGI. Hans föredrag bade titeln "Norske marine leirers geotekniske egenskaper" och behandlade bl a de egenskaper som skiljer norska leror från de flesta utländska: hög sensitivitet, låg skjuvhållfasthet och speciella konsistensförhållanden, där de olika lermineralernas aktivitet har stor betydelse. En omfattande utredning om de norska lerornas skjuvhållfasthetsegenskaper framlades, där bl a överlagringstryck, sensitivitet och flytindex ingick i bilden i anknytning till nyare internationella tankegångar. Bjerrum kom även att uppehålla sig vid salturlakningen, bl a som en följd av landhöjningen, och dess betydelse vid uppkomsten av kvickleran.

Skaven-Haug redogjorde sedan för ett "Undervannskred i Trondheim havneområdet". Han koncentrerade sig på de två märkligaste som inträffat under årens lopp, nämligen skredet den 8 oktober 1950 och ett år 1888. Den typ av skred som inträffat här, liksom på vissa andra ställen utomlands, benämns "flow slides" och karakteriseras av att glidningen sker i löst lagrade massor av mjåla och finsand i tämli-



Fig 2. Skredet vid Ullensaker (Borgen) ca 40 km NO Oslo den 23 december 1953. Observera den smala skredporten till höger på bilden

gen svag lutning. Skadorna på land är förhållandevis små, medan omfattningen under vatten är betydande; i Trondheim sträckte sig verkningarna flera kilometer ut i fjorden. Provtagning hade utförts med Knllenbergs provtagare som möjliggör tagning på stort vattendjup. Sondering hade utförts med NGI djupsonderingsmaskin, med vilken mantel- och spetsmotstånd kan särskiljas.

Ett föredrag av Rosenqvist inledde den andra mötesdagen och hade rubriken "Fysikalisk-kjemisk-mineralogiske undersøkelser over norske leir-jordarter". Föredragshållaren redogjorde för samspelet mellan krafterna i de olika faserna i leran och hur man kunde mäta tjockleken av lermineralalkomen samt för möjligheten att bilda sig en teori om kvicklerans mikrostruktur. Genom denna teori kan man även förklara flera andra tidigare olösta problem, tex lerans återvinning av hållfastheten efter omröring. Salturlakningens betydelse vid kvicklerebildningen och de fundamentala fysikaliska-kemiska faktorer som påverkar skjuvhållfastheten behandlades utförligt. Rosenqvists undersökningar skulle komma att få stor betydelse även internationellt.

Två föredrag av mer praktisk art avslutade andra dagen: "Skredet vid Bekkelaget 7 oktober 1953" av civilingenjör Ove Eide och "Tunnelbane-projektene i Oslo" av överingenjör I. Vogt-Nilsen. Bekkelagsskredet — platsen ligger inom Oslo-området ntmed vägen till Moss — skedde i kvicklera och omfattade ca 100 000 m³ som kom i rörelse praktiskt taget på en gång; på ca 15—20 sekunder var det hela över enligt vittnesberättelser. Järnvägen och landsvägen blev avbrutna på ca 100 m längd och även hus och sidovägar skadades. Fyra personer om-

kom då de befann sig i en buss inom skredområdet. I en speciellt tillsatt kommitté för utredning av skredet — undersökningarna utfördes av NGI — ingick avdelningschefen Sten Odenstad från SGI som ordförande.

Från beskrivningen av undersökningarna för tunnelbanan i Oslo framgick att man även här har kvicklera och att man hade att räkna med stora besvärigheter vid grävning av erforderliga djupa schakter. Här kom Norges Geotekniska Institut, vars tillkomst delvis var betingad av stora förväntade geotekniska problem vid det nya tunnelbanebygget, att göra stora insatser.

Avslutningsdagens exkursioner ägnades åt tre skredplatser: Bekkelagsskredet och platsen för ett skred vid Skea i Sörum 1768, där ärret fortfarande gav en god nppfattning om skredets utsträckning och genom sin karakteristiska skredport angav att jorden bestod av kvicklera, samt skredet vid Ullensaker den 23 december 1953. Även här visar den smala skredporten att hvndmassan bestod av kvicklera. Vid besöket var skredärret fortfarande färskt och kvicklereströmmen låg utbredd över det flacka landskapet (fig 2).

Detta möte gav en god illustration av aktiviteten i Norge på det geotekniska området och demonstrerade den betydelse som det nya norska geotekniska institutet redan hnnnit få.

Det tredje mötet i Köpenhamn den 10—12 september 1959

Det tredje mötet såg Danmarks geotekniska förening som värd. I inbjndan till deltagande underströks den bärande idén för de nordiska geoteknikermötena, nämligen att man förutom utbyte av föredrag och diskussioner skulle sträva efter "nogle timers hyggligt

og tvangfritt samver". Antalet deltagare var 10 från Finland, 29 från Norge, 38 från Sverige och 58 från Danmark, totalt 135. Dessutom ingick för första gången kvinnliga ledsagare (77 till antalet). Huvndprogrammet var nppbyggt kring ett relativt stort antal föredrag med föredragshållare denna gång från samtliga deltagande länder.

De finska föredragen var tre och behandlade en ny typ av porvattentryckmätare (E Arhippainen), en ny teori om jordens frostbildning (L Keinonen) samt släntskred och förstärkning i små vattendrag (K Korhonen).

Från norsk sida presenterades fyra föredrag: "Projektering av en fyllningsdam i Norge" (B Kjærnsli), "Anlegg till beskyttelse mot korrosjon" (P Madshus), "Jordtrykksmålinger ved Telegrafverkets nybygg i Oslo" (E di Biago) och "Foreløpig orientering om rasene vid Namsen" (O Eide).

Sveriges bidrag utgjorde ävenledes fyra föredrag med först några försöksresultat i samband med Göta älvsundersökningarna, av J Osterman och G Lindskog. Därefter redogjorde T Kallstenius och W Bergau för sina försök från mätning av rörelser i jord, varpå SJ:s A Jerho och E Sandegren i sina föredrag rapporterade om elektriska mätmetoder i Bottenhavssediment resp synpunkter på pålförsök med tryckluftslagning vid Stockholms Centralstation.

Värdlandet avslutade andra dagen med tre föredrag om "Septarielers (en tertiärlera) egenskaper" (N H Christensen och P L Avnström), "Forsög med sand" (Bent Hansen) och "Erfaringer med grundvandsenkning ved hyggearbejder" (Aage Hansen).

Tredje dagen gjordes ett besök på Danmarks Geotekniska Institut där utrustning och intressanta pågående forskningsförsök demonstrerades. Bl a

fick besökarna ta del av plana jordtrycksförsök i sand, där man önskade bestämma jordtryckskonstanterna vid varierande q_p , och jordtrycksförsök i biaxial-apparat för experimentell bekräftelse av plasticitetslagarnas giltighet vid plana brott och för bättre förståelse av linjebrott. Vidare visades en modell för bestämning av stabilitet och deformation av sandfyllda cellfångdammar som funktion av sandens lagringstäthet, dammens bredd-höjdförhållande och nedslagningsdjup.

Avslutningsdagen ägnades dessutom åt ett studiebesök vid en större torrdoeka, som höll på att byggas av den danska firman Kampsax. Senare gjordes en utflykt till Nordsjällande med uppehåll vid Fredriksborgs slott och Louisianas museum.

Vid den ståtliga bankettmiddagen, som ägde rum andra dagens kväll i den magnifika Ingenjörsföreningen, höll professor Gunnar Beskow ett versifierat tal till kvinnan. I sitt svarstal till mannen liknade den charmerande fru Ellen Louise Mertz, den nordiska geoteknikens "grand old lady" och även kallad "den danska geoteknikens moder", mannen vid, om författaren minns rätt, pinnmo: fast och tung, litet kantig och vass till formen som kornen.

Det fjärde mötet i Helsingfors den 21-23 maj 1964

Den fjärde träffen mellan de nordiska geoteknikerna ägde rum i Lilla Teatern i Helsingfors. Från Danmark deltog 13 personer, från Norge 25, från Sverige 48 och från Finland 35, totalt 121. Medföljande damer var 57.

En del nyheter i programuppläggningsen introducerades. Sälunda gavs av representanter från de olika länder-

na en sammanfattande presentation av den pågående geotekniska verksamheten inom resp land: för Danmark av prof J Brinch Hansen, för Norge övering K Flaate, för Sverige prof S Hansbo och för Finland prof K V Helenelund. Vidare hade ordnats en intressant utställning, där nordiska firmor hade tillfälle att demonstrera det modernaste i utrustningsväg. Ett steg att ytterligare stärka den nordiska geotekniska gemenskapen gjordes vid en träff mellan de ledande inom de geotekniska föreningarna, där möjligheterna till intimare samarbete diskuterades. Bl a beslöts att så långt möjligt samordna besök av prominenta utländska föredragshållare.

I övrigt var förhandlingarna upplagda som tidigare med ett antal föredrag med diskussioner. De norska föredragen framfördes av Laurits Bjerrum om "Stabilitet av skråningar i faste leirer" och av O Eide om "Fundamentering av tunnelbaner i Oslo".

De danska föredragen behandlade "Ankerplader i sand" (N Krebs Ovesen) och "Bundundersökningar på Storebælt 1962-63" (J Hessner). Till föredraget hörde även en film, där bl a den stora borrhjulet "Geo" visades. Fru Mertz gav dessutom i ett diskussionsinlägg uttryck för sina synpunkter betr "Fällesnordisk utbildning af ingenjörgeologer".

Från Sverige redogjorde G Lindskog för "Efterkalkyl av ett par skred som inträffat i slänter med kvicklera", L Hellman berättade om "Några aktuella arbetsuppgifter för den svenska påkommittén" och S. Odenstad gav en rapport om beräkningar i samband med "Sättning i torv".

Med professor V Soveris hjälp presenterade värdarna ett underlag för de efterföljande exkursionerna och för en bättre förståelse av de finska geotek-

niska problemen genom ett föredrag om "Geotekniskt betydelsefulla särdrag i Finlands berg- och jordgrund".

Till mötet hade i förväg tryckts ett par specialutgåvor av arrangörerna, dels i form av ett särtryck ur tidskriften Rakennusteknikka (1964:6), dels i "Tekniskt Forum" (1964/9). I den förra beskrevs några finska jorddammar, den vid Ylä-Tuloma kraftverk på ryska sidan nära Norra Ishavet och dammarna vid Sillböle/Silvola konstgjorda sjö. I Tekniskt Forum gav Helenelund en översikt över "Geotekniken i Norden". Dessutom beskrevs i tre avsnitt Lappviksbron, som för geoteknikerna lett till lösningar av många intressanta teoretiska och praktiska problem. Två andra, likaledes mycket intressanta artiklar behandlade de omfattande vertikaldräneringsarbetena för Tarvovägen, som ursprungligen gått över träskmark.

För att ge underlag för de specialbyggda dränmaskinerna på det ytterligt lösa underlaget lät man frysa en 50-60 cm tjock isplatta. Avståndet mellan dränerna — 15 cm diameter och 98 000 till antalet med en sammanlagd längd av något över 1 000 000 m — varierade mellan 1,05 och 1,35 m. Längden av de enskilda dränerna var maximalt 35 m. De erhållna rörelserna i jorden var avsevärda, ca 50 % större än de genom ödometerförsök beräknade. Sammanfattningsvis sägs att metoden med vertikala sanddräner, trots god hållfasthetstillväxt av de lösa jordlagren under konsolideringen, i detta fall kanske ej var den lämpligaste, speciellt vad gäller de gyttjejordar som var för handen. Erfarenheterna överensstämmer härvidlag med de svenska.

De i artiklarna behandlade projekten besöktes under den tredje mötesdagen vid en givande exkursion i Helsingfors och dess omgivningar, där del-

tagarna imponerades av omfattningen av arbetena och fick belägg för geoteknikens betydelsefulla roll i sammanhanget. Även gjordes besök i Statens tekniska forskningsanstalts geotekniska laboratorium i den tekniska institutionsstaden vid Otnäs. Detta laboratorium motsvarar de övriga nordiska ländernas geotekniska institut och förestås av tekn. dr K. H. Korhonen (tidigare av K. V. Helenelund).

För det lekamliga var väl sört från banketten på Brändö kasino minns deltagarna säkerligen fortfarande med glädje hur den finska jänkan utvecklades till en gemensam nordisk geoteknikerdans. Under kvällen hade den svenska representanten Bernt Jakobson nöjet att inbjuda deltagarna till nästa nordiska geoteknikermöte i Sverige.

Tillfälle att ytterligare bekanta sig med det vackra Finland gavs dessutom antingen genom en tvådagars eller en tredagars exkursion i östra delen av landet. Efter allt som deltagarna upplevt var Finland sannerligen inget okänt land för geoteknikerna och deras ledsagare.

Det femte mötet i Göteborg den 5-7 september 1968

Sedan cirkeln slutits beträffande huvudstäderna i de nordiska länderna ansågs det naturligt för svenskt vidkommande att nästa möte skulle hållas i Göteborg, den plats där de cirkulära glidyorna först "upptäcktes" och som med sina mäktiga lerlager i övrigt är så historiskt "belastat" geotekniskt sett. Programmet är här till en del uppbyggt kring en presentation av speciella göteborgsproblem med beskrivning av bl.a. vissa projekt där de geotekniska problemen intagit en stor plats. I övrigt har man velat pröva en delvis

ny form för de nordiska mötena och koncentrerat ämnesgrupperna till tre, som kan anses ha påtagligt gemensamt nordiskt intresse (skjnvhållfasthet och släntproblem har nyligen behandlats i annat sammanhang): a. Jord- och grundförstärkningsmetoder (rapportör Per Alenius, Finland), b. deformationer i jord (Åsmonn Eggestad, Norge) och c. spoutproblem (J. Brinch Hansen, Danmark). Till dessa grupper har insänts ett överväldigande stort antal uppsatser (28) avsedda att före mötet tryckas i ett specialnummer av tidskriften Väg- och vattenbyggaren. Huruvida samtliga uppsatser kan beredas plats i numret är i skrivande stund ej helt klart.

Aktuellt inom geoteknisk forskning och utveckling inom resp. land presenteras av Lanrits Bjerrn från Norge, K. V. Helenelund från Finland, Bent Hansen från Danmark och Bengt Broms från Sverige. I förhandlingarna ingår sålunda inga föredrag såsom tidigare utan mer en sammanfattning och diskussioner. Till de senare hör även en punkt som upptar frågan om ytterligare vidgat nordiskt geotekniskt samarbete (inledare Bror Fellenius).

En utställning skall ordnas med firmor som utställare av modern utrustning. I utställningen ingår även ett historiskt avsnitt med bl.a. material från S.J.'s geotekniska kommission 1914-22.

Under den tredje dagen görs en båttutflykt från Trollhättan till Göteborg längs den skredrika Göta älvdalen.

Ca 180 deltagare är anmälda jämte ca 100 ledsagare, en avsevärd ökning från tidigare möten. Måhända blir i fortsättningen en begränsning i olika avseenden nödvändig, så att dessa mer interna, förberedande möten inte sväljer till omfånget av internationella kon-

ferenser, som skulle innebära ett alltför betungande arbete för arrangörerna och förta den intima karaktären.

Övrigt nordiskt geotekniskt samarbete

Samarbetet mellan de nordiska geoteknikerna har sina anor från den svenska geotekniska kommissions tid. Det har sålunda främst yttrat sig i talrika, mer eller mindre spontana möten mellan de nordiska järnvägsgeoteknikerna. På initiativ av Bror Fellenius år 1948 blev dessa möten fastare organiserade. Nio möten har ägt rum inom denna krets och stärkt banden mellan statsbanorna. Genom utbytet av erfarenheter har många gemensamma problem kunnat lösas betr. t. ex. tjälfrågor, släntstabilitet, ballast och tunnlar. Referat av de senaste mötena mellan järnvägsgeoteknikerna har publicerats i Nordisk Järnbanetidsskrift.

Vad beträffar de geotekniska föreningarna har, förutom de periodiska geoteknikermötena, ett livligt samarbete ägt rum genom att föredragshållare utväxlats mellan länderna. Även de nordiska instituten har haft visst samarbete, bl.a. i samband med Tingstadsleden. Tankar har uttalats att i görlig mån försöka samordna den allmänna forskningen. Utbyte av nyförvärvslistor beträffande geoteknisk litteratur sker regelbundet.

Visst samarbete har sålunda skett, men mer kan förvisso göras. Speciellt gäller detta på normsidan, där olika kommittéer i resp. land arbetar med samma frågor. Här skulle man önska en intimare kontakt så att gemensamma nordiska regler kunde gälla, främst beträffande fält- och laboratorieundersökningar jämte formen för redovisning av resultaten. Detta skulle inte minst ha betydelse vid den ökande omfattningen av internationell engagemang av de nordiska länderna på projekterings- och anläggningssidan. Det nordiska samarbetet synes ha hunnit längst vad beträffar sonderingsfrågor, och ett speciellt nordiskt sonderingsmöte ägde rum i Stockholm 1967.

Det viktigaste instrumentet för att hålla de geotekniska föreningarna åsatta med vad som sker i resp. land på det geotekniska området och som ger pphov till den bästa kontaktsamheten är utväxlandet av kallelser till föreningssammanträden. Flera gemensamma, prominenta utländska föredragshållare har i det sammanhanget även kunnat ordnas. En ytterligare utvidgning härvidlag är även önskvärd. Det femte nordiska geoteknikermötet i Göteborg kan bli av stor betydelse inte minst för denna synpunkt.

Några resultat av belastningsförsök på lerterräng speciellt med avseende på sekundär konsolidering

Av Göte Lindskog*

Den sekundära konsolideringen av kohesionsjordarter, t ex lera, kan pågå under mycket lång tid och storleken av de därmed sammanhängande sättningarna är svår att beräkna. I denna uppsats redogörs för det sekundära sättningsförloppet vid några belastningsförsök på lera i stor skala vid Statens geotekniska instituts provfält vid Skå-Edeby. Av de redovisade mätresultaten framgår att en temporär överlast under det primära konsolideringsskedet medför en avsevärd minskning av sättningarna under det sekundära skedet

I samband med projekteringen av en storflygplats på Svartsjölandet väster om Stockholm år 1957 igångsatte Statens geotekniska institut på uppdrag av Luftfartsstyrelsen omfattande belastningsförsök inom ett provfält vid Skå-Edeby. Avsikten med försöken var bl a att studera sättningarna inom det område, där flygplatsen skulle anläggas, samt att utreda hur vertikaldränering med sanddräner påverkar sättningsförloppet. Flygplatsen blev visserligen ej byggd inom det tilltänkta området, men geotekniska institutet har övertagit provfältet och fortsatt mätningarna inom de skilda provytorna, alltsedan försöken igångsattes 1957.

Vissa resultat av undersökningarna har tidigare publicerats (Hansbo [5], Osterman och Lindskog [6]), men allteftersom mätningarna fortgått har ett växande observationsmaterial samlats. Detta bör vara av värde för studiet av sättningsförloppet i lera. I avvaktan på en mera utförlig bearbetning av materialet lämnas här en kortfattad redogörelse för några mätresultat, som kan vara av praktiskt intresse.

I fig 1 visas provfältet och provytorna med belastning av grus och sand. Inom flera provytor har vertikaldränering utförts genom hela lerlagret, vars mäktighet med någon eller några m underskrider det på fig 1 angivna djupet till fast botten. Denna täcks av ett 1 à 2 m tjockt skikt av sandigt, moigt och delvis grusigt material. Leran, som har en tunn torrskorpa, är lös men ökar som regel något i fasthet med djupet. En mera detaljerad beskrivning av

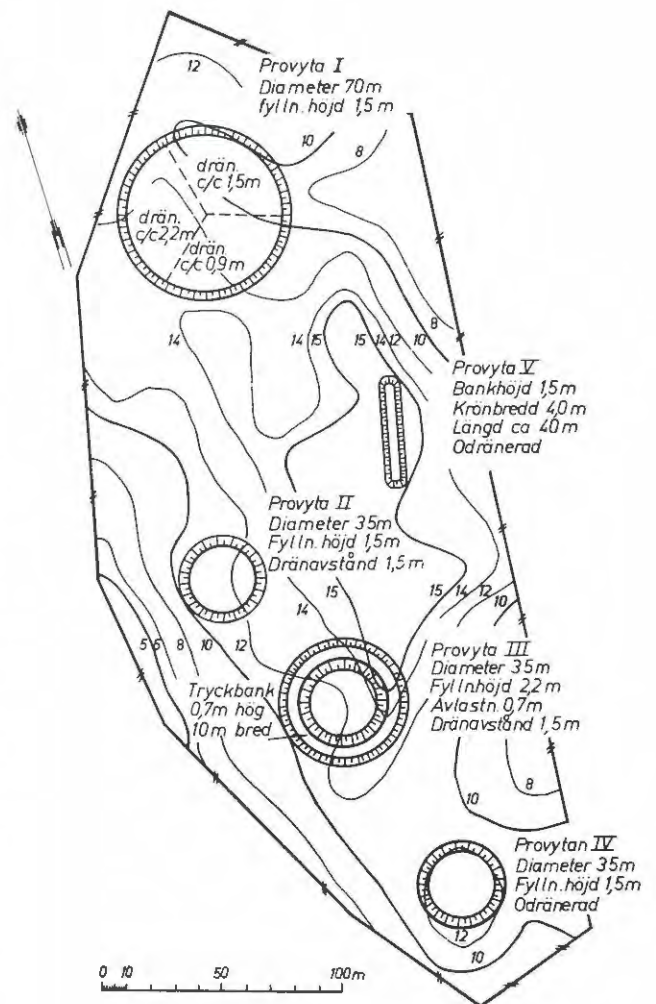


Fig 1. Plan av provfält vid Skå-Edeby. Nivålinjer anger djup till fast botten

* Överingenjör, Statens Geotekniska Institut.

jordlagerföljden lämnas av Hansbo [5]. Grundvattenytan ligger 0,2—0,5 m under naturliga markytan, varierande med årstiderna. Under provytorna har ett 0,2 m tjockt matjordsskikt borttagits.

Inverkan av temporär överlast på sekundära sättningsförloppet

Vid en vertikaldränering under utfyllnader, t ex vägbankar, påskyndas vanligen sättningsförloppet medelst en temporär överhöjning, som får kvarligga 1—2 år. Det har diskuterats i vad mån det är möjligt att med en så relativt kortvarig överlast dessutom minska eller eventuellt helt motverka de framtida sekundära sättningarna. Dessa kan i vissa fall bli relativt stora och ha betydelse vid val av grundläggningsmetod. Speciellt vid bankfyllnad på organiska jordarter, hos vilka de sekundära sättningarna är betydande, har en temporär överhöjning använts för att reducera de framtida sättningarna efter överlastens borttagande. Utförda laboratorieförsök visar, att även på lera kan en tillfällig överbelastning ha stor effekt på det fortsatta sättningsförloppet.

Fig 2 anger resultatet av två långtidförsök i ödometer på lerprov från Skå-Edeby. I det ena försöket har provet först stegvis konsoliderats för en vertikal normalspänning upp till 0,63 kp/cm². Därefter avlastades det till 0,5 kp/cm². I det andra försöket konsoliderades provet för vertikalspänningen 0,5 kp/cm² utan överbelastning. Skillnaden i sättningshastighet är påtaglig under det sekundära skedet i de båda försöken. För att bedöma i vad mån liknande effekt erhålls vid belastning i fält i full skala har resultaten från provyta III på fältet vid Skå-Edeby studerats.

Provyta III har 35 m diameter och är dränerad med vertikala sanddräner med 18 cm diameter och 1,5 m dränavstånd. Den belastades 1957 med 2,2 m grusfyllning och samtidigt utlades en yttre, 10 m bred och 0,7 m tjock stödfyllning (tryckbank) som skydd mot markgenombrott. Efter drygt tre och ett halvt år minskades grusfyllningens tjocklek med 0,7 m, så att den blev densamma som inom övriga provytor, 1,5 m. På fig 3 redovisas jordlagrens beskaffenhet inom provyta III, dels före grusfyllningens utläggning, dels omedelbart före avlastningen 1961.

Vid tidpunkten för avlastningen, april—maj 1961, var sättningen i centrum av provyta III ca 1,5 m och i kanten 1,0 à 1,2 m. En stor del av grusfyllningen hade sålunda sjunkit ner under grundvattenytan, varigenom belastningen på underliggande jordlager successivt minskat. Borttagning av 0,7 m grus över hela ytan motsvarar en lastreduktion på markytan av 37 % i kanten och 40 % i centrum av fyllningen.

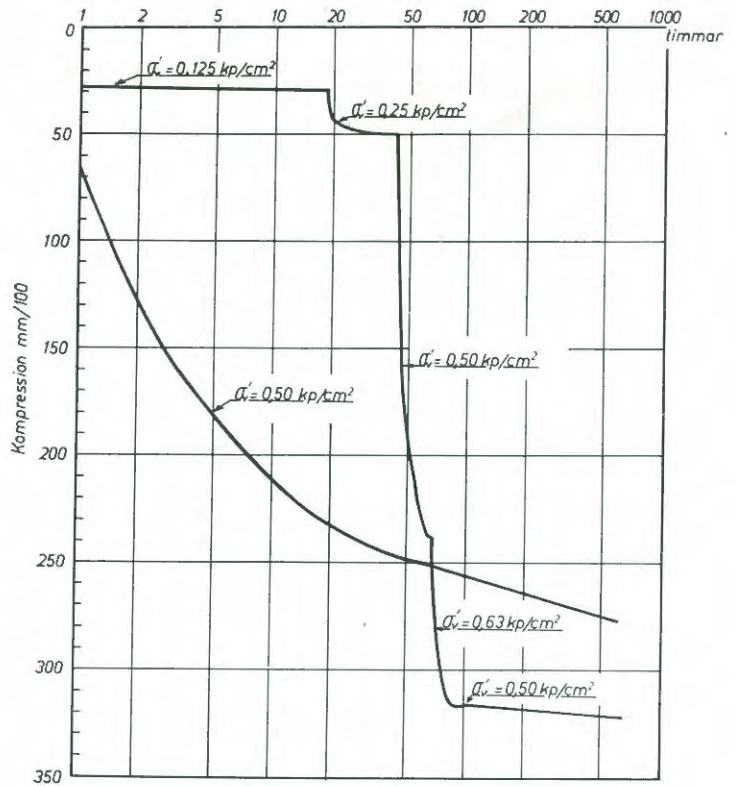
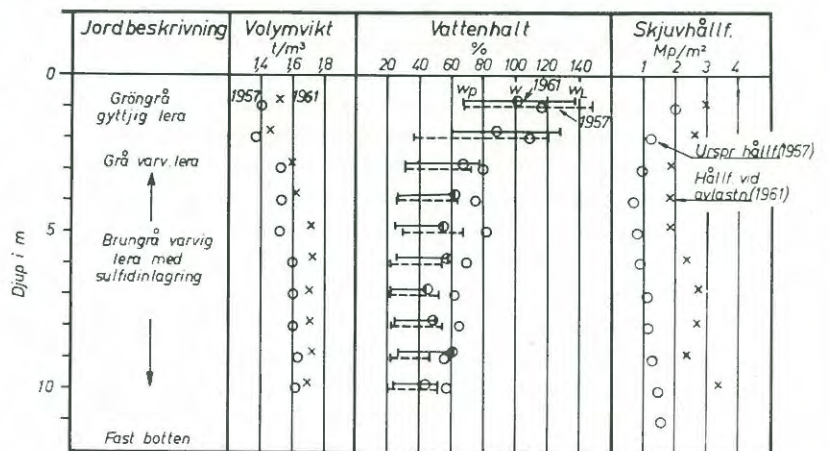


Fig 2. Långtidförsök i ödometer med och utan temporär överbelastning

Fig 3. Provyta III, Skå-Edeby. Jordlagrens beskaffenhet



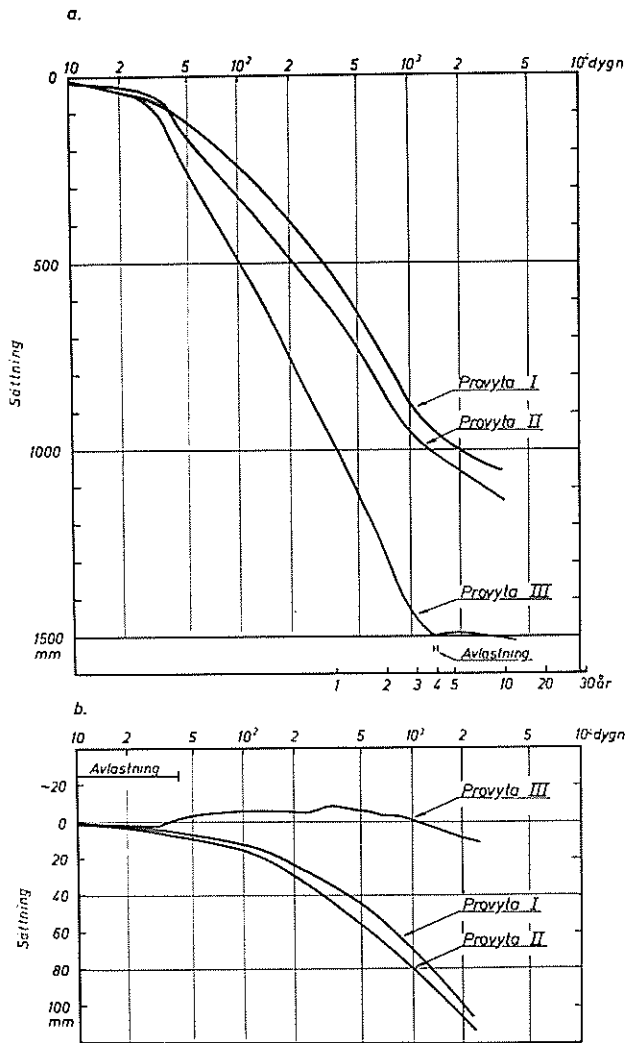


Fig 4. Provytorna I, II och III, Skå-Edeby. Markytans sättning i centrala delen av lastytorna. a. Från belastningsförsökens början 1957. b. Från avlastningen av provyta III 1961

På fig 4 återges bl a sättningsförloppet för en pegel placerad på den naturliga markytan i mitten av provyta III. I den halvlogaritmiska framställningen har tid-sättningskurvan vid punkten för avlastningen börjat kröka av och bli konvex nedåt. Detta tyder på, att det primära skedet av sättningsförloppet närmar sig sitt slut. Resultatet av utförda portrycksmätningar visar också, att porövertrycket i leran i det närmaste är utjämnat. Sålunda anger tre portrycksmätare utanför fyllningen på 5 m djup den genomsnittliga trycknivån +2,33 m, medan tre mätare under fyllningen ger trycknivån +2,36 m. (Om en fjärde mätare, vars utslag skiljer sig från de övrigas inom provytan, medräknas, blir genomsnittsvärdet inom provytan +2,46 m.) Markytan ligger på nivån ca +2,5 m. Differensen mellan mätarna utanför och innanför provytan är så liten att den ligger inom felmätningens marginalen. Man bör därför kunna förutsätta, att lerans primärkonsolide-

ring i stort sett är avslutad vid avlastningen och att det sk sekundära skedet, under vilket konsolideringen sker utan utjämning av porövertryck, återstår.

Som framgår av fig 4 a var sättningshastigheten inom provyta III ungefär 1 cm per år omedelbart före avlastningen. Efter denna blev rörelserna små. Först skedde en relativt långsam höjning upp till maximalt 1 cm (fig 4 b). Efter ungefär ett år började tid-deformationskurvan att kröka av nedåt och efter ytterligare två år hade den tidigare höjningen gått tillbaka helt och sättningen fortsatte. Sättningarna efter avlastningen uppgick i oktober 1967 sammanlagt till drygt 1 cm i centrum av provytan och den genomsnittliga sättningshastigheten var ca 2 mm per år.

Det syns förekomma två slags deformationer samtidigt i jordlagren under grusfyllningen, nämligen dels en svällning på grund av lastminskningen, dels en sekundär konsolidering för den kvarvarande grusfyllningen. Svällningen bör ske främst i de övre jordlagren, där den relativa avlastningen i förhållande till återstående effektivtryck är störst. I de undre lagren, där effektivtrycket är större och avlastningen på grund av lastspridningen mindre, torde någon svällning knappast ske, medan däremot sekundär sättning kan tänkas pågå. Den adderade effekten av dessa båda processer avspeglar sig i den på fig 4 b redovisade deformationskurvan.

På fig 4 anges även sättningsförloppet i centrala delen av provyta II och en del av provyta I, som har dränavståndet 1,5 m. Båda ytorna har samma fyllningstjocklek och dränavstånd som den avlastade ytan. Vid provyta I var portrycksnivån på 5 m djup +2,60 m såväl under som utanför fyllningen vid tidpunkten för avlastningen av provyta III. Vid provyta II var trycknivån +2,12 m utanför och +2,40 m under fyllningen. Sålunda syns det primära sättningskedet vara i stort sett avslutat även inom provytorna I och II.

I oktober 1967 var totala sättningen i centrum av den aktuella delen av provyta I 1,06 m och i provyta II 1,14 m. Därav hade 10,6 respektive 11,4 cm ägt rum, sedan provyta III avlastades. Under sista året har sättningshastigheten varit 6 à 7 mm per år och således betydligt större än vid provyta III. Visserligen är belastningen vid yta III något mindre än vid de båda andra ytorna, på grund av att en något större del av grusfyllningen har sjunkit ner under grundvattenytan. Skillnaden är emellertid liten, 0,025 à 0,030 kp/cm², och kan ej ha haft någon större betydelse för avvikelserna i sättningsförloppet.

Man bör därför kunna dra slutsatsen, att i lera medför en temporär överlast under det primära sättningskedet en betydande reduktion av de efterföljande sekundära sättningarna. Däremot har ej den använda överlasten, ca 67 % av den framtida permanenta lasten, varit tillräckligt stor för att helt

förhindra fortsatta sättningar. Nyssnämnda iakttagelser gäller visserligen vertikaldränerade lerlager, men eftersom de sekundära sättningarna sker utan nämnvärt porövertryck i leran, är det troligt, att förhållandena blir i stort sett desamma i odränerad lera.

Storleken av den framtida sekundära sättningen

Den primära sättningens storlek kan tämligen noggrant beräknas med hjälp av gängse konsolideringsteorier, åtminstone när det gäller relativt stora sättningar. Storleken av den sekundära sättningen är däremot svårare att bedöma. Enligt mätningarna inom provytorna I och II har den sekundära sättningen hittills uppgått till ca 10 % av den primära, medan den inom provyta III uppgår till ca 1 % efter avlastningen. Om man förutsätter, att konsolideringskurvan i det sekundära skedet är rätlinjig i ett ϵ -log t diagram — snabbare deformationsförlopp torde man ej behöva räkna med — skulle efter ca 100 år den sekundära sättningen i provytorna I och II vara ca 25 % och i provyta III 4 % av den primära. Uttryckt i cm skulle den sekundära sättningen bli 25 à 30 cm i provytorna I och II och 5 à 6 cm i provyta III.

Hållfasthetsförändringar

Lerans skjuvhållfasthet ökar under konsolideringen. Hållfasthetstillväxten inom provytorna har kontrollerats genom upprepade provningar. Det förekommer relativt stor spridning i hållfasthetsvärdena. Av fig 3 framgår att skjuvhållfastheten inom provyta III har ungefär fördubblats fram till avlastningen 1961. Vattenhalten har genomsnittligt minskat ca 13 % och volymvikten visar motsvarande ökning.

En förnyad provning 1965 visade ej någon ytterligare ökning av hållfastheten, vilket är i överensstämmelse med att någon nämnvärd konsolidering ej heller ägt rum efter avlastningen.

På 5 m djup är hållfasthetsökningen på grund av konsolidering 1 Mp/m². Eftersom konsolideringstrycket är 3,1 Mp/m² blir förhållandet mellan odränerad skjuvhållfasthet τ_{fu} och konsolideringstrycket σ_c' lika med 0,32. Den med vingborr och konprov bestämda genomsnittliga hållfasthetstillväxten med djupet var före belastningsförsöket 0,15 Mp/m² per m. Detta motsvarar på 5 m djup ett τ_{fu}/σ_c' -värde av 0,30. Ur lerans konsistensgränser erhålls enligt Hansbo (1957) $\tau_{fu}/\sigma_c' = 0,31$ och enligt Skempton-Bjerrum 0,27. Konsoliderade odränerade direkta skjuvförsök har givit värdet 0,31. Överensstämmelsen mellan de på skilda sätt bestämda värdena är således god.

Vid provyta II var hållfasthetsökningen på 5 m djup 0,75 Mp/m² under det primära konsolideringsskedet fram till april 1961, motsvarande ett τ_{fu}/σ_c' -värde av 0,34. Under det sekundära konsolideringsskedet syns hållfastheten ha ökat något ytterligare i de jordlager, som ligger på mer än 5 m djup.

Sammanfattning

Belastningsförsöket på Skå-Edeby visar, att i lera reducerar en temporär överlast under primärskedet de efterföljande sekundära sättningarna avsevärt. För fullständig eliminering av dessa erfordras dock en relativt stor överlast.

För leror av den typ som finns vid Skå-Edeby ger bestämningen av τ_{fu}/σ_c' på laboratoriet resultat, som väl överensstämmer med dem som mäts i fält. En viss hållfasthetstillväxt syns kunna äga rum även under det sekundära konsolideringsskedet.

LITTERATUR

- [1] Bergfelt, A, 1967: Results from Deformation Measurements in Soft Clay at Dredging and Pumping. Teknik och Natur, Göteborg.
- [2] Bjerrum, L, 1955: Norske marine leirers geotekniske egenskaper. Norges Geot. Inst. Publ. nr 7.
- [3] Bjerrum, L & Simons, N E, 1960: Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays. Norges Geot. Inst. Publ. nr 35.
- [4] Hansbo, S, 1957: A New Approach to the Determination of the Shear Strength of Clay by the Fall-cone Test. Stat. Geot. Inst. Proc. nr 14.
- [5] Hansbo, S, 1960: Consolidation of Clay, with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains. Stat. Geot. Inst. Proc. nr 18.
- [6] Osterman, J & Lindskog, G, 1964: Influence of Lateral Movement in Clay upon Settlements in Some Test Areas. Stat. Geot. Inst. Särtryck och Preliminära Rapporter nr 7.
- [7] Skempton, A W & Henkel, D J, 1953: The Postglacial Clay of the Thames Estuary at Tilbury and Shellhaven. Proc. 3. ICSMFE, Zürich 1953.



Sättningar vid grundläggning med plattor på moränlera i Lund

Av Tom Blomdahl - Hans Gunnarsson - Ulf Kjellman**

Under år 1965 och 1966 uppfördes vissa tillbyggnader till Lunds centrallasarett. Byggnaderna grundlades med plattor på starkt överkonsoliderad moränlera. Vid dimensionering av grundplattorna räknade man med tillåtna grundtryck varierande mellan 3 kp/cm² på och ovan nivån +56 och 8 kp/cm² på och under nivån +51. Då dessa grundtryck åtminstone för svenska förhållanden är höga, ansågs det angeläget att mäta uppträdande sättningar hos grundplattorna så att tillförlitligheten hos de använda sättningsberäkningsmetoderna kunde kontrolleras. På initiativ av den geotekniska konsulten för tillbyggnadsarbetena, Jacobson & Widmark, har sättningsarna hos tre olika grundplattor uppmätts såväl under uppförandet av tillbyggnaderna som en tid därefter, sammanlagt ca

3 år. Installeringen av sättningsmätarna samt en del kompletterande geotekniska undersökningar i samband därmed utfördes i samarbete mellan Jacobson & Widmark och Statens geotekniska institut. Avläsning av mätarna har ombesörjts av entreprenören, Svenska Industribyggen AB, som även svarade för de håltagningar och anordningar i plattor och källargolv som krävdes för sättningsmätningen.

En plan över tillbyggnaderna jämte angränsande befintlig byggnad visas i fig 1. De består av fyra sk block, C1, D1, D2 och D3, som tillsammans bildar ett kors. Antalet våningar över mark varierar mellan 10 och 14. Byggnaderna vilar till största delen på pelare på kvadratiska grundplattor. Block C1 innehåller en källarvåning och plattornas grundläggningsnivå är bär +54,90, vilket är ca 8 m under ursprunglig markyta. Maximalt grundtryck på denna nivå uppgår till 4,1 kp/cm². Blocken D1—3 innehåller två källarvåningar och grundläggnings-

* Professor i geoteknik med grundläggning vid Chalmers Tekniska Högskola. Konsult vid Jacobson & Widmark

** Civilingenjörer, Statens Geotekniska Institut, Stockholm

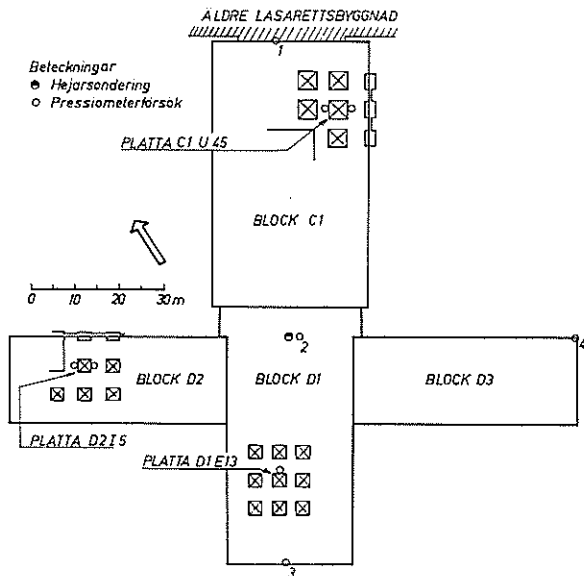


Fig 1. Grundplan. De ofyllda cirklarna anger lägena för pressiometerförsöken

nivån varierar här mellan +51,40 och +51,90, vilket är 10 till 11 m under ursprunglig markyta. Maximalt grundtryck är på denna nivå 7,1 kp/cm².

Grundförhållanden

Undergrunden vid Lunds lasarets centralbyggnad består överst av 2—4 m lågbaltisk moränlera, därunder av ett tunt lager sedimentär lera och sand och underst av NO-moränlera till stort djup [2]. Grundplattorna är överallt nedförda i NO-moränleran.

Den fria grundvattenytan låg före byggnadsarbetena mellan nivåerna +56 och +57,5, medan portrycken i moränleran på nivån ca +50 motsvarade en stignivå av +58,5 till +59,5.

Ett för området representativt hejarsondhål visas längst till höger i fig 2. Hålet är beläget inom block

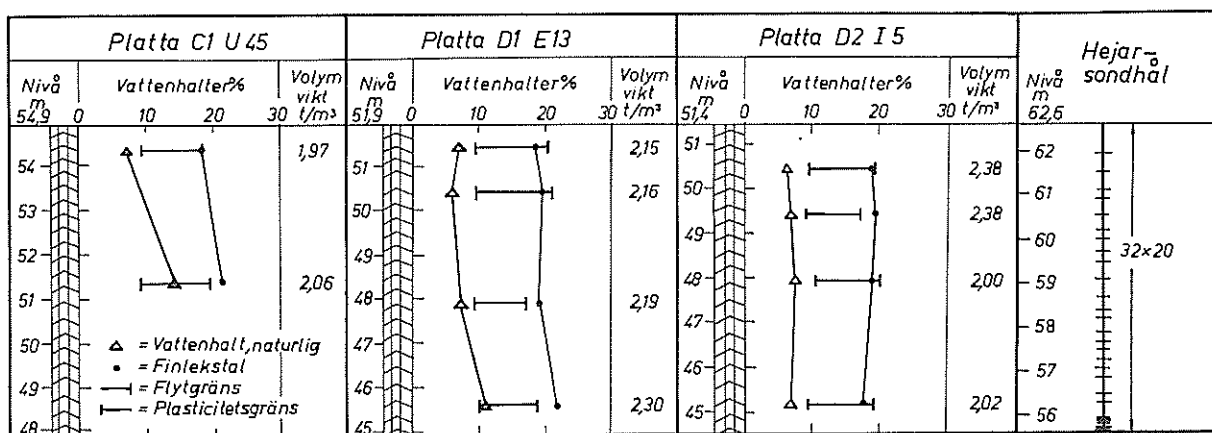
D1, se fig 1, och borrar från den ursprungliga markytan. Leran är så fast, att neddrivningen av borren måste avbrytas drygt 4 m ovanför grundläggningsnivån. Man kunde därför inte ta ostörda jordprover på konventionellt sätt. För att möjliggöra upptagning av intakta jordprover konstruerade AB Svensk Grundundersökning, Malmö, en provtagare bestående av ett borrhör med skruvformad fläns och skärtnäring. Tänderna försågs med hårdsvets för att tåla borring i det steniga och grusiga materialet. I borrhöret placerades en provhylsa, \varnothing 120 mm, av PVC-plast, upptill lagrad i ett rullager för att förhindra rotation av provet. Provtagaren manövrerades med en truckmonterad jordborrmaskin. Provtagningsmetoden ger självfallet inga helt ostörda moränlerprover, och störningen gör t ex laboratoriebestämning av lerans skjuvhållfasthet osäker. I samband med installeringen av sättningsmätarna togs jordprover med denna provtagare till högst 6,3 m djup under grundplattorna.

Moränleran uppvisar likartade egenskaper under de tre grundplattorna, vilket framgår av fig 2. Den naturliga vattenhalten ligger med ett undantag mellan 6 och 7 %. Lerans plasticitetsgräns är 9—10 % och dess flytgräns 17—21 %. I fig 3 redovisas kornstorleksfördelningens medelvärde och spridning för sju prover som tagits mellan nivåerna +47 och +54 m. Som framgår av figuren är spridningen mellan proverna liten. Om det mest avvikande provet utesluts, är avvikelserna från medelvärdeskurvan mindre än \pm 5 viktsprocent.

Moränleran har stor benägenhet att uppta vatten, vilket avsevärt reducerar överkonsolideringseffekten. Det vattenupptagande skiktet förlorar härvid på kort tid sin hållfasthet och sättningsbenägenheten ökar. För att undvika vattenupptagning schaktade man de sista centimetrarna av leran vid varje grundplatta omedelbart före gjutningen av plattan.

Vinjettbilden visar moränleran i en vertikal schaktvägg. I mitten av bilden syns märken efter

Fig 2. Jordartsförhållanden



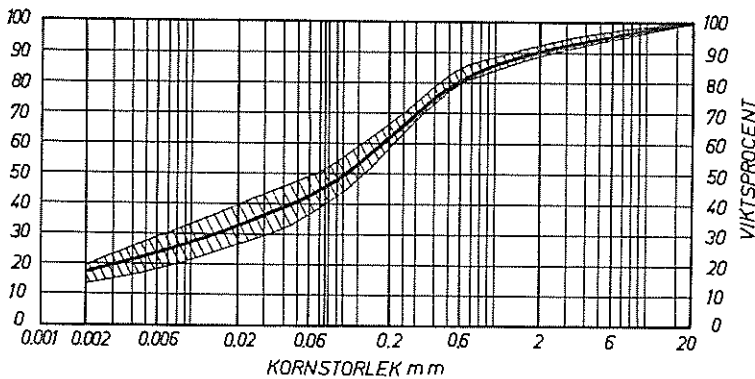


Fig 3. Kornstorleksfördelning

grävmaskinens tänder. Man ser tydligt den ringa inträngningen mellan två grävningar och hur tänderna krossat stenmaterialet i stället för att riva det med sig. I bildens kanter framgår det hur den mycket fasta moränleran förlorar sin struktur, stenmaterialet faller ur och finmaterialet flyter till följd av vattenupptagning. Inom partiet till vänster har detta pågått några dagar och till höger under en längre tid.

Deformations- och hållfasthetsegenskaper

Plattförsök. Fyra plattförsök utfördes, två i vertikal och två i horisontal riktning. Därvid pressades en platta \varnothing 5,0 respektive 3,6 cm mot den avjämnade leran i schaktbotten och kraft-deformationskurvan uppmättes. I två försök hölls pålastningshastigheten konstant, och i två försök minskades pålastningshastigheten successivt i takt med att krympningen ökade.

Tabell 1

Försök nr	1	2	3	4
Plats	D2-15	D2-15	D1	D1
Plattarea (cm ²)	10	10	10	20
Tryckriktning	vert	vert	hor	hor
Belastningshastighet (kp/cm ² , min)	10—1	5	3—0,25	0,5
Belastning $q_{0,05}$ vid sjunkning $s=0,05 B$ (kp/cm ²)	50	50	70	> 40
$\frac{q_{0,05}}{6,2}$ (kp/cm ²)	8,1	8,1	11,3	> 6,5
Sjunkning vid belastning 10 kp/cm ² (mm)	0,02	0,00	0,01	0,18

Fig 4 visar i diagramform deformationen som funktion av belastningen och tiden i ett av försöken.

Någon nämnvärd dränering har troligen ej hunnit ske under plattorna, dvs jorden har reagerat som ett kohesionsmaterial. Helenelund [3] anger

tex för morän, snarlik den här aktuella, värden på kohesion och friktion som vid dränerade förhållanden skulle ge en brottlast långt under de i försöken uppnådda lasterna.

Vid avschaktningen av jorden blir denna störd närmast schaktytan. De vid försöken använda plattorna var med största säkerhet så små att brottytan utbildades inom den störda zonen (Lundgren—Brinch-Hansen, sid 70) [4]. Utvärderingen är därför vanskelig. Man kan dock få en uppfattning om lerans odränerade skjuvhållfasthet genom att såsom visas i tabellen dividera ytlasten q vid tex deformationen $s=0,05 B$ (B är plattans diameter) med 6,2 (Skempton) [6]. Den odränerade skjuvhållfastheten skulle alltså vara minst 7 kp/cm². Man kan även observera att lasten 10 kp/cm², dvs större last än vad som tillåts på grundplattorna, gav upphov till mycket små deformationer.

Pressiometerförsök. Pressiometern (eller geocellen som den också kallas) vilken i huvudsak utvecklats av den franske ingenjören Ménard, består av en cylindrisk mätkropp med en central mittcell och två ytterceller. Cylinderväggarna består av armerat specialgummi och har en ytterdiameter i spänningslöst tillstånd av ca 60 mm. Mittcellens längd är ca 21,5 cm och yttercellernas ca 10,5 cm. Under försökets utförande råder samma tryck i de tre cellerna. För mittcellen erhålls följaktligen ett plant deformationstillstånd. Man mäter under försöket sambandet mellan tryckökning och volymändring i mittcellen. Trycket ökas stegvis och hålls i varje steg konstant under 2 minuter. Avläsning av mittcellvolymen görs 15, 30, 60 och 120 s efter varje tryckökning. Avläsningsdifferensen mellan 15 och 120 s är ett mått på jordens krypegenskaper. När pressiometertrycket blir så högt, att jorden övergår i plastiskt tillstånd, ökar krympningen mycket markant.

Pressiometerförsöken kan användas för bestämning av både deformationsegenskaper och odränerad skjuvhållfasthet hos jorden. Försöken har emellertid här ej utförts vid så höga tryck att plasticitetsgränsen i moränleran och därmed skjuvhållfastheten uppnåtts. Syftet har endast varit att bestämma jor-

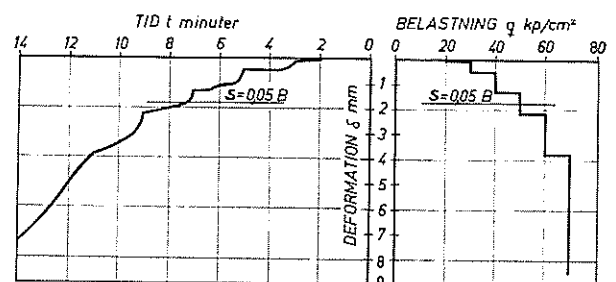


Fig 4. Resultat av ett plattförsök. Plattarea 10 cm²

dens deformationsmodul, och vi ska därför kortfattat redogöra för den teoretiska bakgrunden härtill.

Varje tryckökning i pressiometern åstadkommer deviatorspänningar i horisontalplanet, vilka adderas till de redan existerande horisontalspänningarna i jorden omkring pressiometern. Radialspänning σ_r och tangentialspänning σ_ω erhåller således för tryckökningen Δp ett tillskott

$$\Delta\sigma_r = -\Delta\sigma_\omega = \Delta p$$

Om Δr betecknar deformationen i radiell led vid pressiometerens yttrevägg före tryckökningen Δp , fås alltså enligt elasticitetsteorin

$$\Delta r = \frac{1+\nu}{E_p} \Delta p r$$

där r = pressiometer-radie före tryckökningen.

Mäter man tex volymförändringen ΔV i mittcellen från den volym V_0 (och den pressiometer-radie r_0), som svarar mot det ursprungliga, horisontella insitutrycket i jorden p_0 , erhålls

$$\Delta V/V_0 = 2 \Delta r/r_0$$

varav

$$E_p = \frac{2(1+\nu)(p-p_0)}{\Delta V/V_0} \dots \dots \dots (1)$$

E_p , som i fortsättningen benämns pressiometermodul, inbegriper även krypningen i jorden under 2 min efter varje tryckökning (se ovan) och är alltså ett mått på jordens viskoelastiska egenskaper i horisontalplanet.

Pressiometerförsök utfördes före schaktningen för källarvåningarna i fyra borrhål, vilkas lägen framgår av fig 1. Efter avschaktningen utfördes dessutom pressiometerförsök omedelbart öster och väster om vardera plattorna C1 U45 och D2 I5 samt omedelbart norr om platta D1 E13. Samtliga hål för pressiometern uppborrades med kedjematad hammarborr. I fig 5 ges som exempel deformationskurvornas utseende för ett av borrhålen vid C1 U45. De erhållna pressiometermodulerna har sammanställts i fig 6.

Okonsoliderade, odränerade skjuvboxförsök. För att möjliggöra skjuvboxförsök utan föregående trimning av proverna tillverkades en speciell skjuvapparat. I denna apparat kunde ett ca 10 cm långt avsågat prov, inklusive plasthylsa \varnothing 120 mm enligt ovan, fixeras med hjälp av gips. Provernas ändytor tätades omedelbart efter kapningen och före gipsgjutningen med paraffin för att hindra uttorkning av leran. Tvärkraften påfördes omedelbart efter normalkraften och ökades stegvis med 2 minuters intervaller. Utvärdering av brottlasten var vanskelig eftersom flertalet kraft-deformationskurvor ej uppvisade något maximum. Brottet definierades som den punkt där kurvan hade sin största krökning. Vid jämnt böjda kurvor kan man endast ange inom

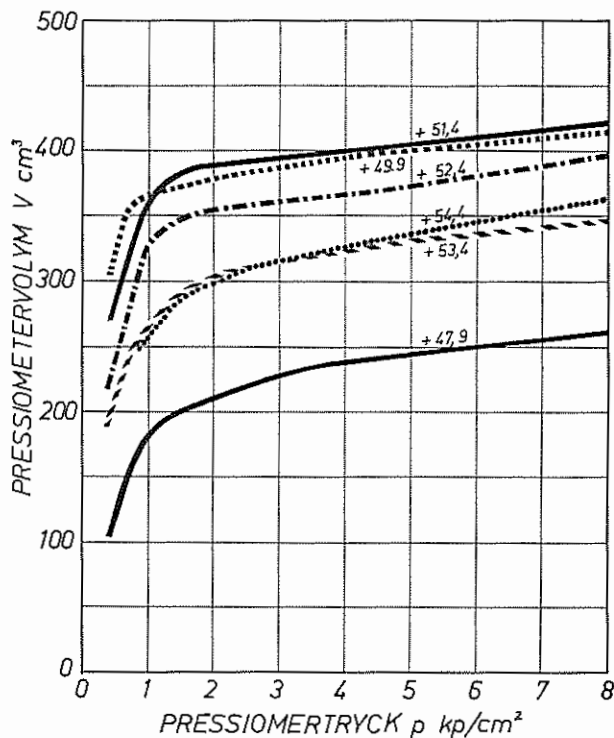
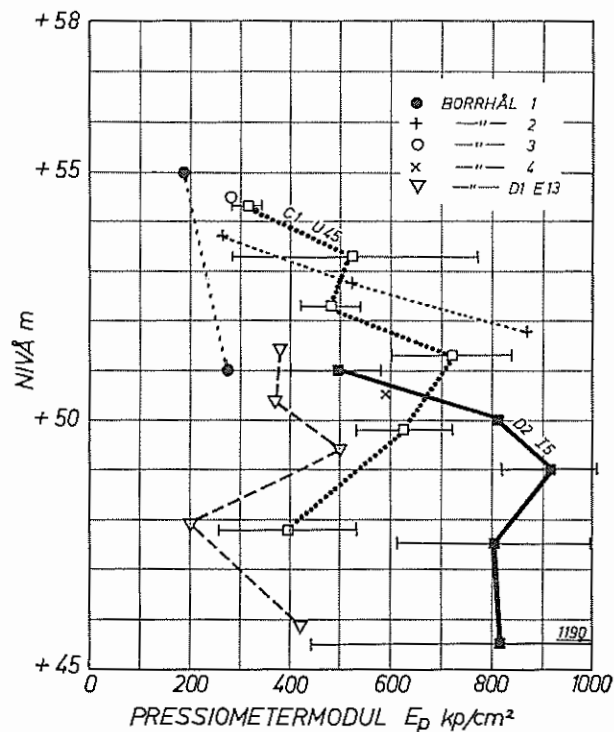


Fig 5. Resultat av pressiometerförsök, utförda omedelbart öster om grundplatta C1 U45 (fig 1)

Fig 6. Sammanställning av pressiometermoduler. Vid plattorna C1 U45 och D2 I5, där försök utförts på ömse sidor av plattorna, anges medelvärde och den erhållna spridningen i försöksresultat. På nivån +50 var spridningen endast 20 kp/cm² och kan därför ej utläsas ur figuren



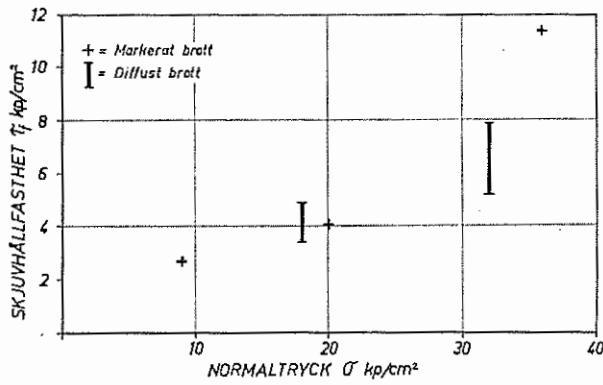


Fig 7. Sammanställning av resultat från skjuvboxförsök

vilket intervall brottvärdet ligger. Horisontalförskjutningen vid det på detta sätt definierade brottvärdet var normalt 1 à 2 mm och tiden till brott varierade mellan 5 och 25 minuter.

Fem försök utfördes och resultatet framgår av fig 7. De uppmätta skjuvhållfastheterna varierar mellan 3 och 11 kp/cm². Värdena växer med ökande normaltryck. Medelvärdet av samtliga resultat är 5 à 6 kp/cm². En anledning till att skjuvhållfastheten ökade med normalspänningen kan vara att uppkommande porövertryck hann utjämnas under försökets gång. Vidare var proverna troligen ej helt intakta och vattenmättade utan hade luftfyllda håligheter och sprickor, särskilt närmast innanför plasthöjet. Detta förhållande återspeglas i spridningen i de beräknade volymvikterna (se fig 2). Volymvikten hos den ostörda vattenmättade leran är troligen 2,2 à 2,4 t/m³, medan man t ex för ett av proven fann en så låg volymvikt som 1,97 t/m³.

Tryckförsök. Enaxliga tryckförsök utfördes i en triaxialapparat av typ Geonor. Provkroppar i form av kuber trimmades ut med hjälp av en kniv. Ku-

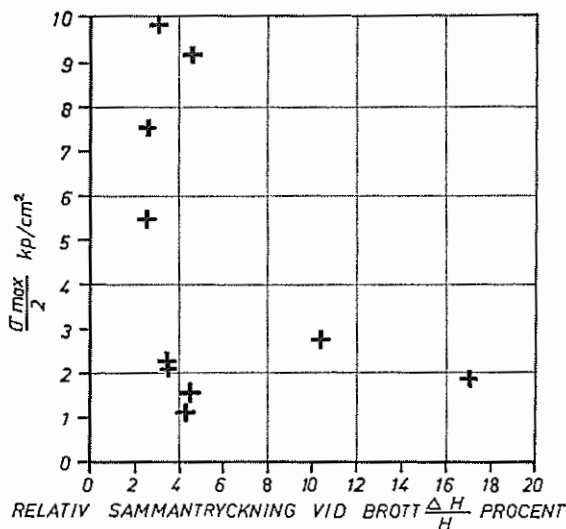


Fig 8. Sammanställning av resultat från enaxliga tryckförsök

bernas kantlängd varierade mellan 3,5 och 5,5 cm. För att ge god anliggning mellan triaxialapparatens stämplor och provkropparna avjämnades de senare på två motsatta sidor med gips eller betongspackel. Provkropparna trycktes med konstant deformationshastighet (0,26 mm/min) och den maximala tryckkraften registrerades. Brottet inträffade genom att proverna spjälkades upp längs i huvudsak vertikala ytor.

Tolv provkroppar trycktes. Fig 8 visar i en sammanställning från samtliga försök halva maximitrycket som funktion av den relativa sammantryckningen vid brott. Den stora spridningen ($\frac{\sigma_{max}}{2}$ varierar mellan 1,1 och 9,9 kp/cm²) beror sannolikt dels på störning i form av sprickbildning vid provtagning och trimning och dels på att provkropparna var alltför små i förhållande till de gruskorn som förekom i leran. Försöken får endast ses som en metod att bestämma storleksordningen hos jordens skjuvhållfasthet. Medelvärdet av samtliga resultat är 4 kp/cm².

Observerade sättningar i byggnaden

Sättningsmätare installerades i tre grundplattor vars lägen framgår av fig 1. Varje mätare består i princip av ett foderrör, som är fast förenat med grundplattan, och inuti röret en fritt löpande stång,

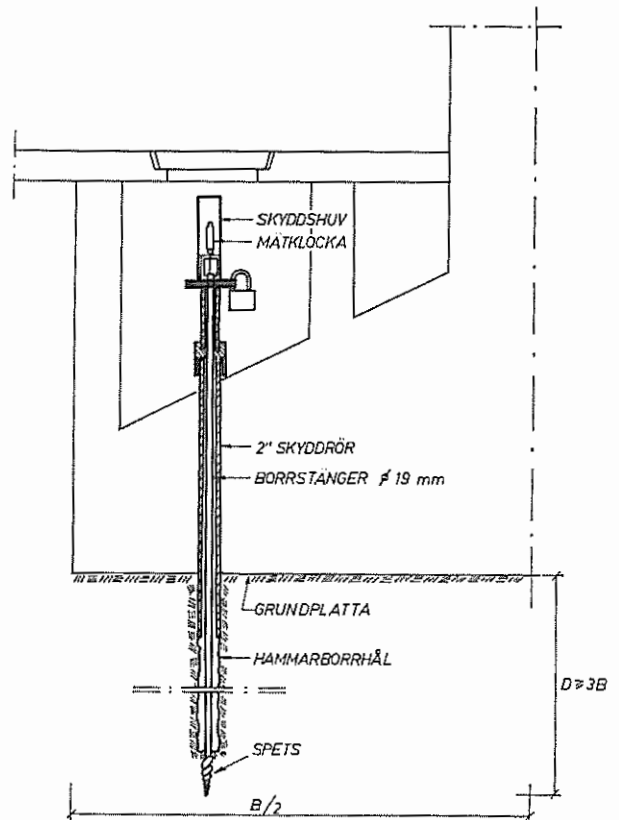


Fig 9. Principskiss av sättningsmätare

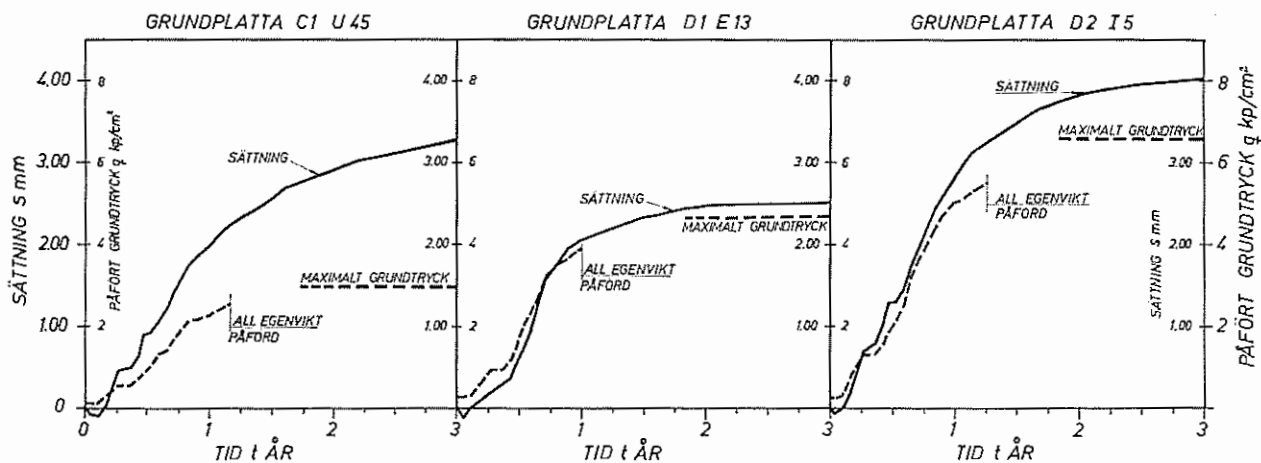


Fig 10. Uppmätta sättningar och påfört grundtryck

Tabell 2

Platta	Platt-dimension m	Grund-lögningsnivå m	Tillåtet grundtryck kp/cm ²	Grundtryck av egenvikt kp/cm ²	Grundtryck av nyttig last beräknad enligt BABS 1960 kp/cm ²	Maximalt grundtryck kp/cm ²
C1 U 45	4,2 × 4,2	+54,9	4,1	2,5	0,5	3,0
D1 E 13	3,0 × 3,0	+51,9	7,1	3,9	0,8	4,7
D2 I 5	3,0 × 3,0	+51,4	7,1	5,5	1,1	6,6

vars spets drivits ner till ett djup större än tre gånger plattbredden, se fig 9. Spetsen befinner sig således också i moränlera men på ett så stort djup att sättningen på spetsens nivå är försumbar. Rörets rörelse relativt stängen mäts med en löstagbar mät-klocka, graderad i hundra delar mm. I varje fundament monterades två kring plattmitt symmetriskt placerade mätare på 2 meters inbördes avstånd. Montering utfördes omedelbart innan grundplattorna göts.

I fig 10 redovisas sättningar och påfört grundtryck som funktion av tiden. På samtliga mätställen har man fått en svag svällning under den första månaden. Vid ökad belastning har rörelsen övergått i kompression, som väl följer det påförda grundtrycket. För de tre plattorna gäller de ungefärliga belastningar, som anges i tabell 2. När grundplattan börjar sätta sig olika mycket, inträffar till följd av byggnadens stelhet en lastöverföring från grundplattor, som sätter sig mera, till grundplattor, som sätter sig mindre. Någon hänsyn härtill har i vårt fall ej kunnat tas.

Sättningsberäkning

Sättningen av byggnaden erhålls dels genom kompression av undergrunden till stort djup under tyngden av själva huskroppen (minus tyngden av bortschaktad jord), dels genom lokala deformatio-

ner i jorden under den koncentrerade lasten av varje enskild grundplatta. Byggnadens totalvikt kan i detta fall uppskattas till mellan 1,8 och 2,4 kg/cm², vilket i stort sett motsvarar vikten av den för källarvåningarna bortschaktade jorden. Vidare tar sättningsmätningen, som ovan nämnts, endast hänsyn till relativa kompressionen av jorden till ett djup av ca 3 gånger plattbredden. Vi nöjer oss därför i detta fall med att beräkna sättningen för de tre grundplattorna, som om var och en vore allena utan inverkan av intilliggande grundplattor.

Beräkningen ska här utföras enligt tre olika metoder, nämligen dels på basis av pressiometermätningarna, dels på basis av provbelastningarna och dels empiriskt på basis av skjuvhållfasthetsvärdena.

Pressiometermetoden. Beräkningen utförs här enligt ett av Ménard [5] givet samband

$$s_{10} = \frac{1 + \nu}{E_p} \cdot 10 q \left(\lambda_1 \frac{B}{60} \right)^\alpha + \frac{1}{9} \frac{q}{E_p} B \alpha \lambda_2 \dots \quad (2)$$

där s_{10} = medelsättningen efter 10 år av en grundplatta med bredden B cm

λ_1 och λ_2 = formkoefficienter, som fås ur nedanstående tabell 3

α = reologisk koefficient, som för moränlera har värdet $\frac{1}{2}$ à $\frac{2}{3}$

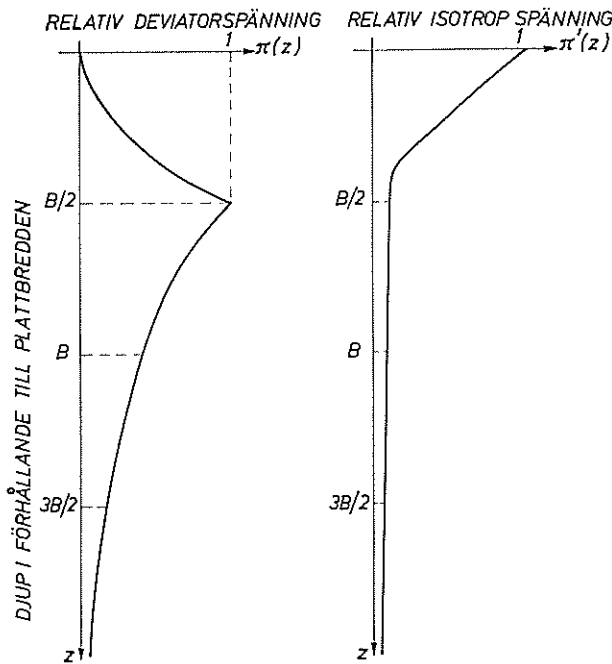


Fig 11. Influenslinjer för bestämning av pressiometermodulernas "medelvärden" vid inhomogena grundförhållanden inom de av deviatorspänningar respektive isotropa spänningar dominerade zonerna under en grundplatta

Tabell 3

L/B	1		2	3	5	20
	cirkel	kvadrat				
λ_1	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_2	1	1,1	1,2	1,4	1,4	1,5

Den första termen i ekv (2) uttrycker deviatorspänningarnas andel i sättningarna och den andra termen de isotropa spänningarnas andel. Om jorden är inhomogen måste man alltså i första termen insätta ett värde E_p , som är representativt för den av deviatorspänningarna dominerade zonen, och i andra termen ett värde E_p' , som är representativt för den av isotropa spänningar dominerade zonen. Dessa zoner anges med influenslinjerna $\pi(z)$ för deviatorspänningarna och $\pi'(z)$ för de isotropa spänningarna, fig 11. Man får

$$E_p = \frac{\int_0^\infty \pi(z) dz}{\int_0^\infty \frac{\pi(z)}{E(z)} dz} \dots \dots \dots (3)$$

$$E_p' = \frac{\int_0^\infty \pi'(z) dz}{\int_0^\infty \frac{\pi'(z)}{E'(z)} dz} \dots \dots \dots (4)$$

Beräkningen genomförs för grundplattorna C1 U45 och D2 I5 där pressiometermätningarna gjorts med tillräcklig noggrannhet för att ge i möjligaste mån korrekta medelvärden på E_p och E_p' under plattorna. Man finner för C1 U45 värdena $E_p = 545$ kp/cm² och $E_p' = 420$ kp/cm². För D2 I5 finner man $E_p = 820$ kp/cm² och $E_p' = 625$ kp/cm². Antas $\alpha = 1/2$ och $\nu = 1/3$ (E_p och E_p' är bestämda under antagande att $\nu = 1/3$) erhålls alltså vid medelgrundtrycket q kp/cm²

för C1 U45 (med $B = 420$ cm)

$$s_{10} = q \left[\frac{1,33}{545} \cdot 10 \left(1,12 \cdot \frac{420}{60} \right)^{1/2} + \frac{1}{9} \cdot \frac{420}{420} \cdot \frac{1,1}{2} \right] = 0,129 q \text{ cm}$$

och för D2 I5 (med $B = 300$ cm)

$$s_{10} = q \left[\frac{1,33}{820} \cdot 10 \left(1,12 \cdot \frac{300}{60} \right)^{1/2} + \frac{1}{9} \cdot \frac{300}{625} \cdot \frac{1,1}{2} \right] = 0,0675 q \text{ cm}$$

Egenvikt + nyttig last ger enligt föregående avsnitt för C1 U45 $q = 3,0$ kp/cm² och för D2 I5 $q = 6,6$ kp/cm². Vi får alltså beräkningsmässigt

för C1 U45 $s_{10} = 3,8$ mm
och för D2 I5 $s_{10} = 4,5$ mm

medan den uppmätta sättningen efter ca 2 års full belastning, här kallad s_2 , är

för C1 U45 $s_2 = 3,3$ mm
och för D2 I5 $s_2 = 4,0$ mm

Antas sättningen efter avslutad pålastning vara direkt proportionell mot logaritmen för tiden, erhålls genom extrapolering en sättning efter 10 år av

för C1 U45 $s_{10} = 4,3$ mm
och för D2 I5 $s_{10} = 4,5$ mm

Överensstämmelsen mellan beräknade och uppmätta sättningar är påfallande god.

Provbelastningsmetoden. Plattförsöken vid D2 I5 gav till resultat en medelsättning av 0,01 mm vid $q = 10$ kp/cm² och plattediametern $B = 36$ mm. En-

ligt elasticitetsteorin erhålls för en cirkulär platta medelsättningen (jorden antas vara viktlös, halv- oändlig och isotrop)

$$s_m = 0,85 q B (1 - \nu^2) / E \quad \dots \quad (5)$$

varav, om $\nu = 1/2$ (initialsättning, varför jorden kan antas inkompressibel),

$$E = 850 \cdot 10 \cdot 3,6 \cdot 0,75 = 23\,000 \text{ kp/cm}^2$$

Tillämpas denna elasticitetsmodul på grundplatta D2 15 utan korrektion, erhålls en initialsättning av 0,6 mm.

Den ovanligt dåliga överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt sättning kan bero på inverkan av stenar och grus i moränleran, som vid en så liten provplatta som här får en dominerande betydelse.

Empiriska metoder. Bjerrum [1] har föreslagit en sättningsberäkningsmetod för förkonsoliderad lera, där leran betraktas som ett elastiskt material. En förutsättning för metoden är att effektivspänningarna är lägre än förkonsolideringstrycket och att skjuvspänningarna i alla punkter är lägre än skjuvhållfastheten. Den sk ekvivalenta elasticitetsmodulen E_{ekv} kan därvid enligt Bjerrum beräknas ur formeln

$$E_{ekv} = 250 \text{ à } 500 \tau_{fu}$$

där τ_{fu} är lerans odränerade skjuvhållfasthet.

Medelvärde av moränlerans odränerade skjuvhållfasthet uppskattad med plattförsök var omkring 8 kp/cm² och med enaxliga tryckförsök ca 4 kp/cm². Skjuvboxförsöken gav ett medelvärde av 5 à 6 kp/cm². Elasticitetsmodulen E_{ekv} kan alltså ligga mellan $250 \cdot 4 = 1\,000$ och $500 \cdot 8 = 4\,000$ kp/cm².

Sättningarna s beräknas ur formeln

$$s = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_{ekv}}$$

där $\mu_0 \mu_1$ beror av plattans form, djupet till fast botten m m. I detta fall kan man sätta $\mu_0 \mu_1 = 0,7$.

Helene Lund [3] har på grundval av ödometerförsök på morän antytt ett funktionssamband mellan jordens "torra" volymvikt γ_d och dess elasticitetsmodul. Moränlerans vattenhalt är ca 7 %. Om leran är vattenmättad, vilket sannolikt ej är fallet, och de fasta partiklarnas volymvikt är 2,65 t/m³ måste den torra volymvikten vara 2,15 t/m³. Elasticitetsmodulen vid återbelastning E_2' kan då uppskattas till ca 1 500 kp/cm² (Helene Lund sid 50) [3]. Sättningarna beräknas på samma sätt som ovan. Resultatet av beräkningar enligt de båda metoderna framgår av tabell 4. För jämförelse anges även de efter 2 års full belastning uppmätta sättningarna.

Tabell 4

Platta	Beräknad total sättning enligt Bjerrum mm	Beräknad total sättning enligt Helene Lund mm	Uppmätt sättning efter 2 år mm
C1 U45	2,2 till 8,8	6,0	3,3
D1 E13	2,5 till 9,9	6,8	2,6
D2 15	3,5 till 13,8	9,5	4,0

Överensstämmelsen mellan beräknade och uppmätta sättningar är rimlig.

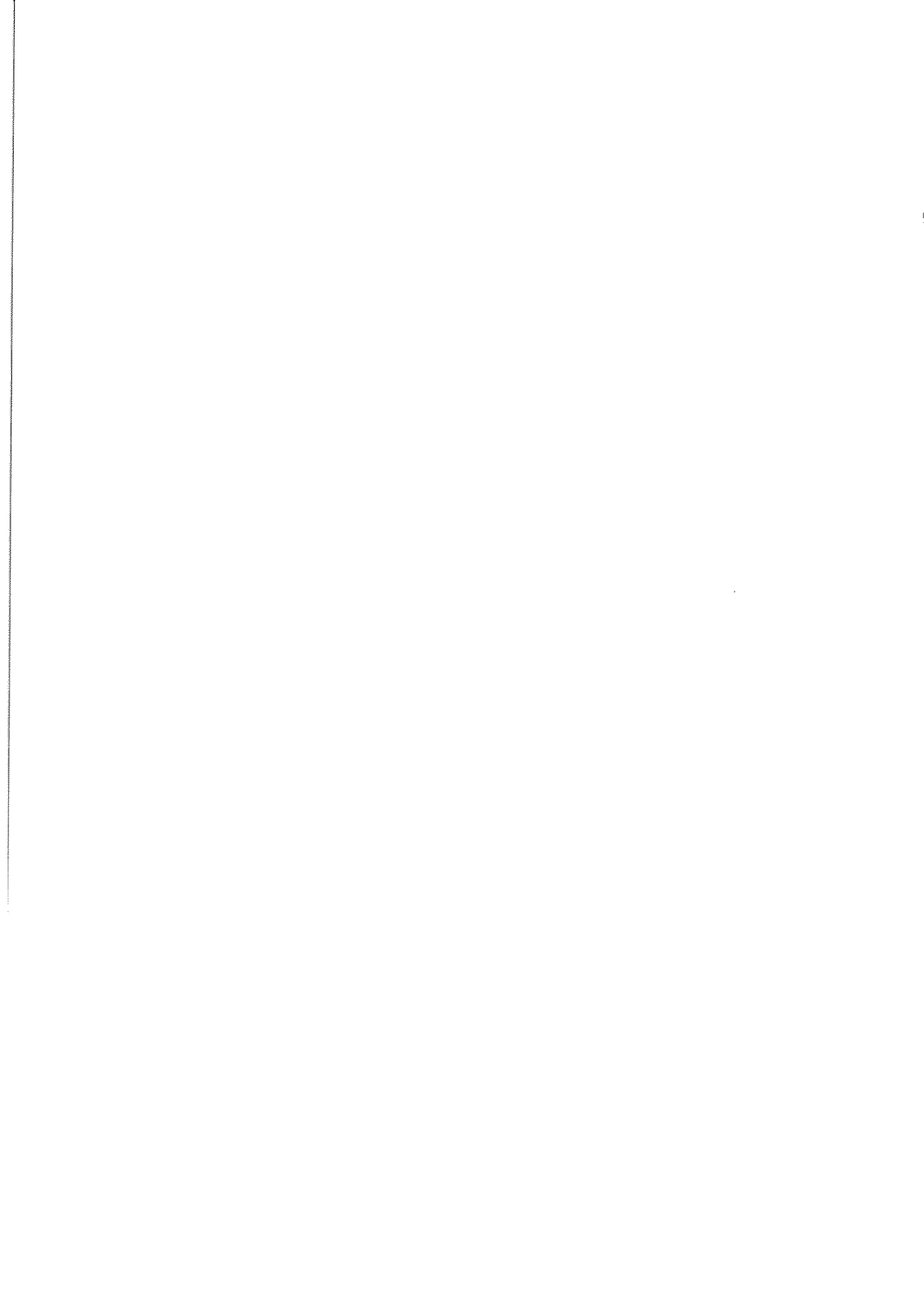
Sammanfattning

Den utförda undersökningen visar att det är möjligt att med önskad noggrannhet beräkna sättningarna vid grundläggning med plattor i moränlera. Förvånande god överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta sättningar erhöles enligt pressiometermetoden. Även elasticitetsteoretiska beräkningar, baserade på empiriska samband mellan odränerad skjuvhållfasthet och elasticitetsmodul, gav förhållandevis god överensstämmelse.

Provbekastning med liten platta visade sig i detta fall ej ge godtagbara värden på sättningarna, sannolikt beroende på att plattans diameter var allför liten i förhållande till kornstorleken hos de i moränleran ingående, grövre fraktionerna.

LITTERATUR

- [1] Bjerrum, L (1964): Relation mellom målte og beregnede setninger av byggverk på leire og sand. Norsk Geot Forening, NCF-foredraget 1964.
- [2] Gustafsson, O - Stjernkvist, S (1966): Några iakttagelser i en moränskärning i Lund. Geologiska Föreningens i Stockholm Förhandlingar, 87 (1966): 523, p 431-440.
- [3] Helene Lund, K V (1964): On the Bearing Capacity of Glacial Till. St Tekn Forskn-anst, Helsinki. Sarja III 1964 Rak 79 (på finska med engelsk titel och sammanfattning).
- [4] Lundgren, H - Brinch-Hansen, J (1958): Geoteknik. Teknisk forlag, København 1958.
- [5] Ménard, L (1966): Calcul des tassements. Techniques Louis Ménard Centre d'Etudes Géotechniques. B P No 2-91 Longjumeau. Rapport D/34/66.
- [6] Skempton, A W (1951): The Bearing Capacity of Clays. Build Res Congr. London 1951. Div 1 p 180-189



Stabilitetsförbättrande spontkonstruktion för bankfyllningar

Av Oleg Wager*

I uppsatsen introduceras en enkel och ofta kostnadsbesparande spontkonstruktion till förbättring av stabiliteten för bankfyllningar. Det redogörs för konstruktionens verkningssätt och några hypoteser, som kan utnyttjas vid dimensioneringen. Några resultat redovisas från ett pågående belastningsförsök i full skala där den aktuella konstruktionen provas samt från en utförd spontförstärkning för en vägbank. Slutligen ges sammanfattande anvisningar för spontkonstruktionens dimensionering

Vid granskning av stabilitetsförhållandena för projekterad omläggning av viss del av riksväg 45 Göteborg—Trollbättan i Älvsborgs län och väg 561 Asby kyrka—Nästängen i Östergötlands län bar författaren föreslagit en bankförstärkning medelst en spontkonstruktion. Förhållandena på de båda platserna medgav nämligen ej förstärkning på konventionellt sätt med exempelvis tryckbankar.

Konstruktionen består av 2 spontrader, sinsemellan förbundna med dragstag. Den ena spontraden placeras i bankfyllningens slänt ett stycke utanför släntkrönet, den andra, som fungerar som ankarplatta, i fyllningen under vägbanan. Ankarplattans läge bestäms av stabilitetsförhållandena. Spontplankorna är korta och kan i vissa fall ersättas med en lig-gande balk, med underkanten omedelbart över eller i nivå med markytan. Spontkonstruktionen ersätter gängse förstärkningsmetoder, framför allt då man kan tillåta vissa sättningar i undergrunden. Den kan närmast jämföras med tryckbanksförstärkning, men kräver inget utrymme utanför bankfyllningen. Fig 1 från väg 561 visar sponten i slänten — en horisontellt lagd U-balk — samt dragstagen innan bankfyllningen påförts.

Något om stabilitetsberäkningar vid bankfyllningar

Vanligen bedöms stabiliteten för en vägbank med hjälp av jämviktsberäkningar med cirkulär-cylindriska glidytor. Pådrivande moment kan utgöras av bankens vikt (vilande+rörlig last) per längdenhet inom den undersökta glidytan, multiplicerad med hävarmen till glidykans medelpunkt. Mot-hållande moment per längdenhet utgörs av den undersökta glidykans båglängd multiplicerad med jordens skjuvhållfasthet längs bågen och med glid-

* Statsgeotekniker, Statens geotekniska institut

Fig 1. Spontförstärkning i slänt på väg 561 — en horisontellt lagd U-balk



ytans radie. Bankfyllningen betraktas som en stavlast utan inbördes friktion eller sammanhållning mellan stavarna. Säkerheten mot brott i en glidyta kan definieras såsom förhållandet mellan jordens skjuvhållfasthet och i anspråk tagen skjuvspänning.

Med kännedom om spontkonstruktionens verkningsätt kan olika hypoteser uppställas om dess stabilitetsförbättrande inverkan för bankfyllningar.

Spontkonstruktionens verkningsätt

Om en spont längs kanten av en bankfyllning har sin underkant i marknivån, kan hela jordtrycket mot sponten överföras genom dragstag till en motsvarande spont eller ankarplatta i fyllningen.

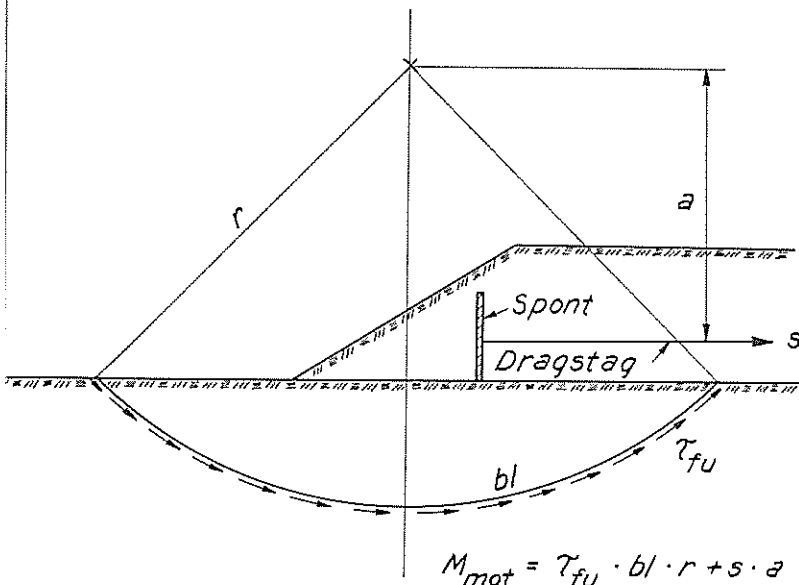


Fig 2. Beräkning av mothållande moment (M_{mot}) utan hänsyn till friktion i bankfyllningen

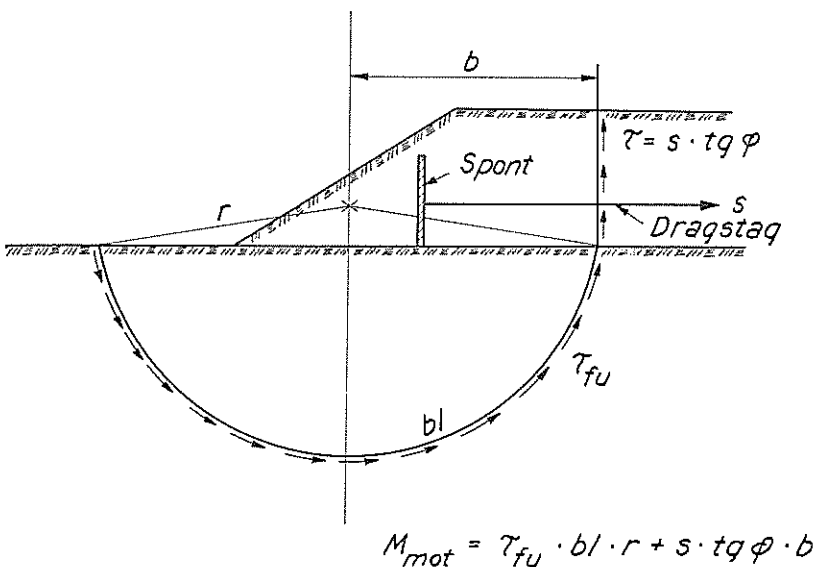


Fig 3. Beräkning av mothållande moment med hänsyn till friktion i bankfyllningen

Jordtrycket varierar mellan aktivt och passivt tryck. Aktivt jordtryck erhålls om sponten är eftergivlig och undergrunden inte nämnvärt deformeras av fyllningens vikt. Är sponten däremot stel och belastningen på undergrunden ökas så att deformationer uppstår i denna, kommer fyllningen att röra sig mot sponten, och passivt jordtryck kan uppnås. En ökad belastning på bankfyllningen i form av exempelvis rörlig last resulterar omedelbart i ett ökat jordtryck mot sponten, som upptas som en ökad kraft i dragstagen. Vid en avlastning minskar krafterna i motsvarande mån.

Hypoteser för spontkonstruktionens stabiliserande effekt

Olika hypoteser om spontkonstruktionens inverkan på bankfyllningens stabilitet kan uppställas. En hypotes, som inte tar hänsyn till konstruktionens inverkan på bankmaterialets skjuvhållfasthet, är följande.

För en glidyta med medelpunkten ovanför stagnivån ger kraften i dragstagen ett mothållande moment, förutsatt att stagförankringen ligger utanför den aktella glidytan (fig 2). Momentet för glidytor med medelpunkten i stagnivån påverkas ej. Spontkonstruktionen är därmed lämplig som förstärkningsåtgärd i de fall då den beräkningsmässiga säkerhetsfaktorn mot markgenombrott är tillfredsställande för glidytor med medelpunkten i eller under denna nivå. Så är exempelvis fallet då bankbredden är stor i förhållande till djupet till fast botten eller då jordens skjuvhållfasthet ökar med djupet. Eftersom båda dessa villkor nppfylls längs den aktuella delen av riksväg 45, kom ovan framförda hypotes att ligga till grund för den föreslagna förstärkningen för riksvägen.

En annan hypotes, som tar hänsyn till spontkonstruktionens inverkan på skjuvhållfastheten i bankmaterialet, är följande.

Jordtrycket mot sponten ger en motsvarande reaktionskraft i bankfyllningen. Skjuvhållfastheten i ett vertikalt snitt genom fyllningen blir lika med jordtrycket mot sponten multiplicerad med tangenten för fyllningens friktionsvinkel. Vid glidyteberäkningen ger konstruktionen ett mothållande moment som blir lika med skjuvkraften i det vertikala snittet i fyllningen multiplicerad med hävstångsarmen till glidyttans medelpunkt (fig 3).

Hypotesen bygger på en förenkling av verkligheten. Den är emellertid lätt att tillämpa vid glidyteberäkningar och har legat till grund för den föreslagna — och senare utförda — förstärkningen på väg 561 i Östergötlands län.

Denna hypotes innebär att användningsområdet för spontkonstruktionen i verkligheten är större än vad ovan angetts, när ingen hänsyn tagits till bankmaterialets skjuvhållfasthet.

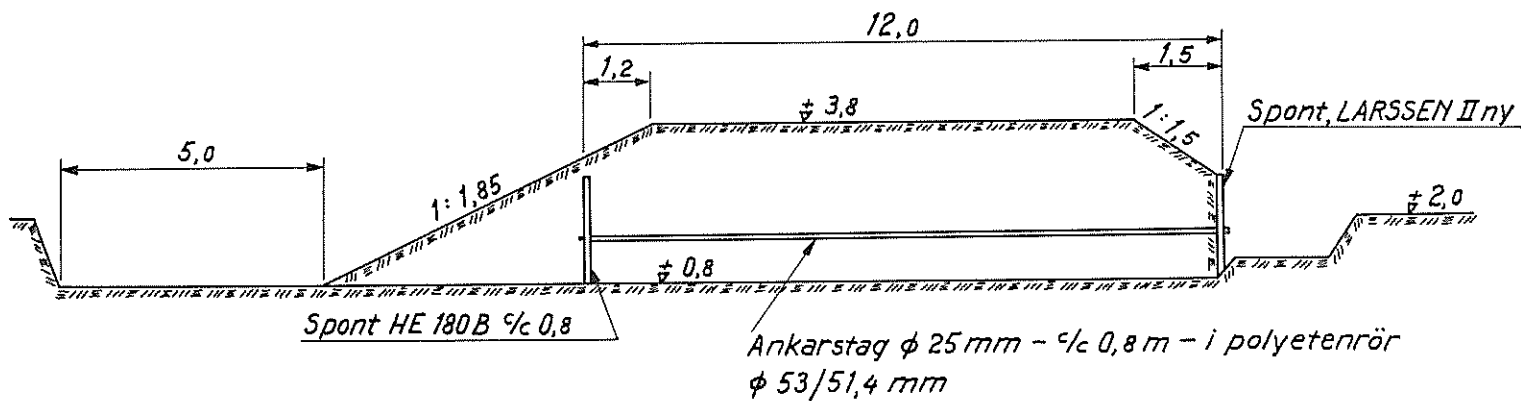


Fig 4. Tvärsnitt genom provbanken i Älvängen

Belastningsförsök i Älvängen

Eftersom erfarenhet av den aktuella spontkonstruktionen som bankförstärkning saknas, har det ansetts motiverat att prova den vid ett belastningsförsök i full skala. Försöket skulle ge svar på bl a följande frågor:

- 1) Jordtryckets storlek.
- 2) Jordtryckets beroende av sättningarna.
- 3) Jordtryckets beroende av tjäle i banken.
- 4) Jordtryckets beroende av vibrationer, främst från trafik.

Till försöksplats valdes ett fält i Göta älvs dalgång, ca 0,5 km norr om Älvängens järnvägsstation. Provbekastningen igångsattes i november 1966 och viss uppföljning pågår fortfarande (februari 1968). Avsikten är att genom överbelastning driva försöket till brott.

En fullständig redogörelse över provbelastningen och försöksresultaten kommer att lämnas i någon av Statens geotekniska instituts publikationsserier. Här ska endast nämnas att provbelastningen utförs med en ca 3 m hög bank med slänthlutning 1: 1,85, ca 9,5 m krönbredd och 25 m längd. Inom försöksytan har torrskorpan bortschaktats. Bankmaterialet utgörs av moig sand med 41° friktionsvinkel, bestämd med treaxliga försök. Volymvikten är ca 2 t/m^3 . Fig 4 visar en tvärsnitt genom banken. Bankens ena långsida begränsas av en stålspont (förankringssponton). Den andra sponton, som utgörs av stål balkar HE 180 B med ett c/c-avstånd av 0,8 m, är placerad i bankslänten. Spontplankorna har en längd av ca 2 m med underkanten i nivå med schaktbotten. De båda spontraderna är förbundna med dragstag, varav 12 försetts med foliegivare i fullbryggekoppling för mätning av stagkraften. Fig 5 visar de båda sponterna och dragstagen då fyllningen nått en höjd av ca 0,8 m.

På försöksplatsen består jorden till ett djup av ca 15 m av något gyttjig lera med ett finlekstal av ca 85 %. Naturliga vattenhalten är ca 90 %.

Skjuvhållfastheten τ_{fu} enligt vingborr kan sättas till $(0,7 + 0,09 d) \text{ Mp/m}^2$, där d är djupet i meter under schaktbotten.

De utförda mätningarna bestyrker spontkonstruktionens tidigare beskrivna verkningssätt. De visar att jordtrycket mot sponton inte nämnvärt påverkas av sättningarna, sannolikt beroende på krympingar i bankmaterialet.

Tjäle i banken ökar jordtrycket endast obetydligt, och då bankfyllningen tinat, återtar jordtrycket sitt ursprungliga värde.

Vibrationer i banken åstadkoms med hjälp av en grusbil och med en 3 t vibrovält. Vibreringen orsakade endast en obetydlig minskning av jordtrycket, som omedelbart efter vibreringen återgick till ursprungsvärdet.

Vid full bankhöjd (3 m) är jordtrycket mot sponton $3,1 \text{ Mp/m}$, motsvarande en jordtryckskoefficient $K=0,39$. Denna kan jämföras med den aktiva jordtryckskoefficienten K_A , som är 0,21 och den passiva K_P som är 4,85.

Spontförstärkning på väg 561

I samband med breddning och profilhöjning på väg 561 Asby kyrka—Nästängen vid sjön Välen utfördes i början av juli 1967 en bankförstärkning med den aktuella spontkonstruktionen. Förstärkningen utfördes längs två skilda avsnitt av vägen. Den färdiga banken skulle ha en höjd av 0,7 respektive 2,5 m över den naturliga markytan. På båda ställena utfördes förstärkningen med en spont i slänten mot sjön och en motsvarande spont i fyllningen under vägbanan.

På sträckan med 0,7 m bankhöjd utgörs sponterna av horisontellt lagda U-balkar, UNP 14, sinsemellan förbundna med dragstag. Två stag är försedda med trådtöjningsgivare för mätning av dragkraften. Avståndet mellan sponterna är ca 5 m (fig 1).

Jorden består av dytorv, vars skjuvhållfasthet är svår att bestämma. Det kan emellertid nämnas att

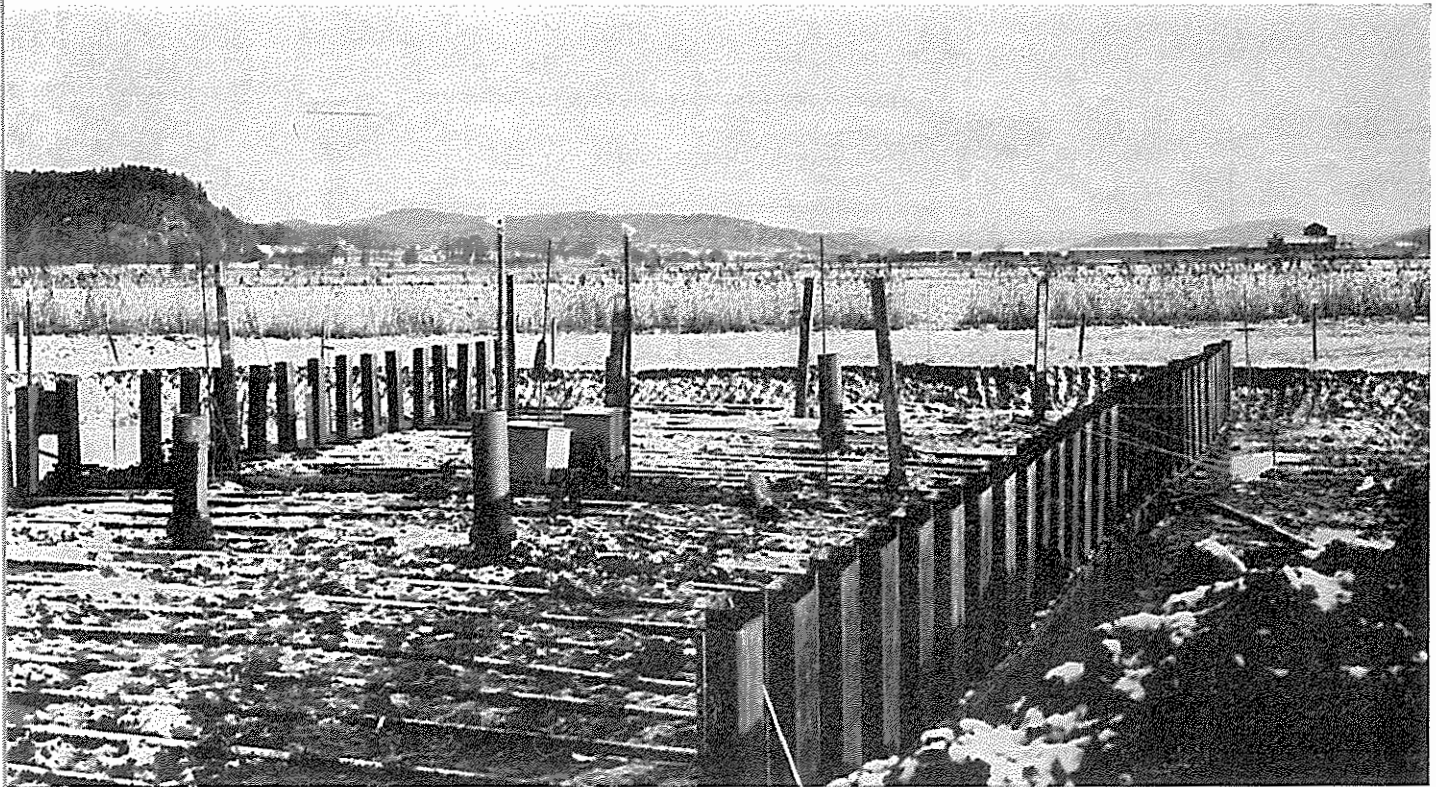


Fig 5. Spont och dragstag vid provbanken i Älvängen

det inträffat smärre skred vid tidigare försök att utan förstärkning öka bankhöjden från ca 0,4 till 0,7 m.

Mätningen visar att jordtrycket mot sponten uppgår till 1,53 Mp/m, vilket motsvarar en jordtrycks-koefficient $K=3,6$. K_A för bankmaterialet i fråga — moig sand med friktionsvinkeln ca 41° — är ungefär 0,21 och K_P ungefär 4,85.

Även på avsnittet där bankhöjden är ca 2,5 m inträffade före spontförsträkningen ett skred under pågående fyllningsarbete. Liksom på föregående sträcka består undergrunden av dytorv. På grund av dytorven och de i denna inblandade skredmassorna har skjuvhållfasthetsbestämningen varit svår att utföra.

Förstärkningen utfördes med en ca 1 m hög spont av UNP 14, c/c 0,28 m, i slänten mot sjön, och en motsvarande spont i fyllningen under vägghanan. Spontplankornas underkant var i stort sett i nivå med ursprungliga markytan. Avståndet mellan sponterna, som är förbundna med dragstag, är ca 5,5 m.

Bankfyllningen utgörs av moig sand, delvis blandad med rester av den ursprungliga vägghanken, stenig, grusig, sandig morän. Fyllningens friktionsvinkel har ej bestämts.

Enligt mätningen uppgår jordtrycket mot sponten till ungefär 1,5 Mp/m, vilket motsvarar en jordtrycks-koefficient $K=0,37$.

Sedan de båda vägsträckorna färdigställda (juli 1967), har de legat under trafik.

Mätningarna har bekräftat iakttagelserna redovisade i avsnittet om provbelastningen i Älvängen. Det kan tilläggas att varken sprickbildning eller större deformationer inträffat i vägbanan.

Anvisningar för spontkonstruktionens dimensionering

Mätresultaten från provbelastningsförsöket i Älvängen och från de utförda förstärkningarna på väg 561 kan läggas till grund för följande anvisningar för spontkonstruktionens dimensionering.

Spontkonstruktionen dimensioneras i enlighet med den framförda hypotesen om konstruktionens inverkan på bankmaterialets skjuvhållfasthet.

Medelst glidyteberäkningar bestäms eventuell erforderlig skjuvhållfasthet (τ_f) i bankfyllningen för att uppnå 1,5-faldig säkerhet mot brott. Härur erhålls erforderligt jordtryck i bankfyllningen.

Jordtrycket upptas av en spont. Maximalt utnyttjas spontmaterialet då sponten dimensionerats så att jordtryckets intensitet mot sponten motsvarar den passiva.

Jordtrycksfördelningen mot sponten beräknas med hjälp av den klassiska jordtrycksteorin, varvid bankmaterialets friktionsvinkel antingen bestäms genom laborieförsök eller antas enligt Statens vägverks brobyggnadsanvisningar.

Det är viktigt att ankarplattan eller motsvarande spont i fyllningen läggs utanför de farliga glidytorerna.

Grundvattenproblem i Stockholms city

Av Göte Lindskog - Ulf Bergdahl*

Inledning

Ett sjunkande grundvattenstånd har blivit ett allvarligt problem i flera svenska städer. Grundvattensänkningen kan medföra risk för röta i träpålar och andra grundkonstruktioner av trä. Om jordlagerföljden innehåller kompressibla jordarter kan sättningar uppstå i jorden och ge upphov till skador i byggnader, brott på vatten- och avloppsledningar, ökande belastningar på pålkonstruktioner etc.

Sänkningen av grundvattenståndet kan bli bero på minskad infiltration samt ökat vattenuttag för industrier och för kylningsändamål i modern citybebyggelse. Underjordiska kulvertar och tunnlar kan orsaka djupdränering inom stora områden. Det moderna djupbyggandet kan också helt förändra grundvattenförhållandena, t ex genom att tätande jordlager eller bergklackar hortschaktas varigenom vattenmagasin töms.

Den under byggnadsskedet erforderliga läns hållningen eller grundvattentryckssänkningen måste också beaktas vid nybyggnadsverksamhet inom befintlig tätbebyggelse. Pumpningarna vid de olika byggnadsplatserna kan tillsammans ge en sådan fortvarighet åt grundvattensänkningen, att risk för skador på befintlig bebyggelse uppstår. Detta har t ex inträffat i Stockholm inom ett område mellan Norrmalmstorg och Stureplan.

År 1962 konstaterades att grundvattennivån inom några fastigheter utmed Birger Jarlsgatan sjunkit till en för byggnadernas grundläggningsbestånd oroväckande låg nivå. Grundvattensänkningen bedömdes väsentligen bero på pumpningar i grannskapet. Efter samråd mellan Stockholms stads byggnadsnämnd, Gatukontoret och ett antal fastighetsägare

uppdrogs åt Statens geotekniska institut att utreda grundvattenförhållandena inom ovannämnda områden.

Utredningens omfattning

Institutet har insamlat och bearbetat uppgifter om pumpning, infiltration samt grundvattenstånd under tiden mars 1962—oktober 1965. För bedömning av de geologiska förhållandena sammanställdes tillgängliga resultat av de grundundersökningar som utförts inom området. Utöver sambandet mellan pumpning och grundvattenstånd studerades också hur Saltsjöns vattenstånd och de meteorologiska faktorerna påverkar grundvattensytans läge inom området.

På byggnadsnämndens arkiv genomgicks tillgängliga handlingar om grundläggningen av bebyggelsen inom området, varvid bl a pålavskärningsnivåer och överkanten på förekommande rustbäddar noterades. Referat av en relativt omfattande litteratur om röta i trä sammanställdes. Slutligen granskades gällande bestämmelser för grundvattenuttag.

Grundförhållanden

En schematisk bild av grundförhållandena inom området ges på fig 1, som visar en sektion tvärs Birger Jarlsgatan längs Mäster Samuelsgatan. Öster om Birger Jarlsgatan går berget i dagen men täcks i övrigt av ett 10—20 m mäktigt jordlager. Detta består överst av 3—6 m fyllning, vanligen friktionsjord, som flerstädes är relativt tät. Under fyllningen följer ett 0—8 m mäktigt lager av kohesionsjord och därunder åter friktionsjord. På grund av jordlagerföljdens sammansättning har två skilda grundvattensystem utbildats, nämligen ett övre system i fyllningen och ett undre i bottenlagren. Härav är främst vattenståndet i fyllningen av betydelse för beständigheten hos träet i grundkonstruktionerna.

* Civilingenjör, Statens Geotekniska Institut

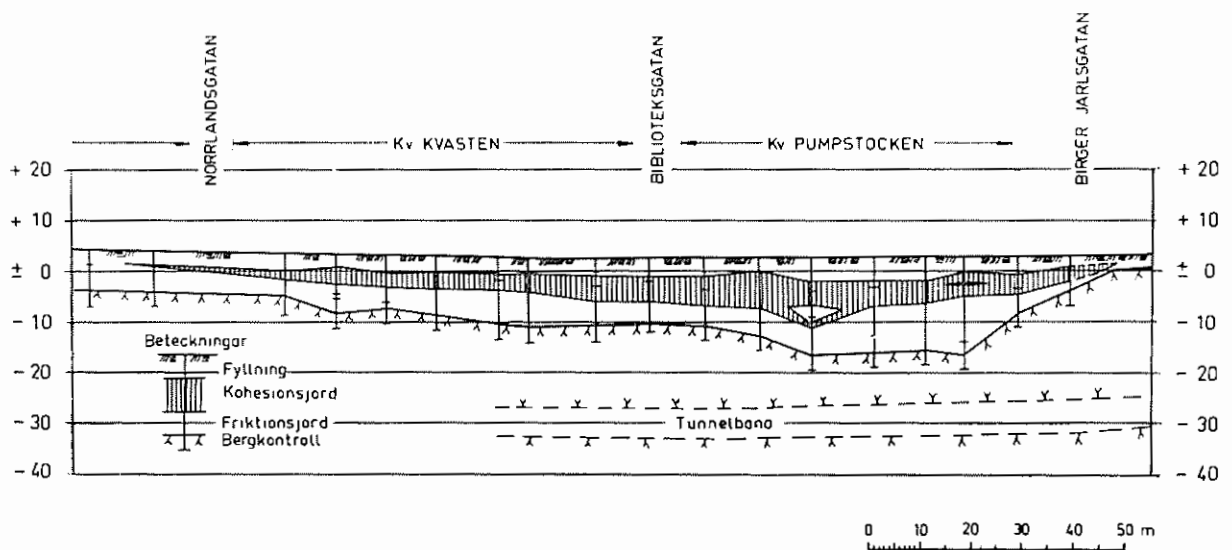


Fig 1. Tvärsnitt genom området längs Mästersamuelsgatan, visande jordlagerföljden

Byggnadernas grundläggning

Utredningen om byggnadernas grundläggning inom området visar, att av det hundratal fastigheter som granskats med avseende på grundkonstruktionen har 4 grundlagts på rustbädd, 46 på träpålar och de övriga på grundplattor, plintar eller betongpålar nedförda till fast botten.

Det förekommer således ett relativt stort antal grundkonstruktioner av trä inom området. En långvarig grundvattensänkning kan därför få ytterst allvarliga konsekvenser, om sänkningen blir så stor, att trä i grundkonstruktionerna kommer ovanför grundvattenytan och röta uppstår. Nivån för träpålarnas avskärning och rustbäddarnas överkant varierar mellan $+1,16$ och $-1,15$ m men ligger för de flesta byggnader mellan $-0,3$ och $-0,6$ m. Om grundvattenytan sjunker under dessa nedan kallade kritiska nivåer, inträder risk för röta.

Pumpning och infiltration

Under den tid, som utredningen har omfattat, har två nybyggnader uppförts, varvid pumpning av grundvatten erfordrats, nämligen i kvarteret Rännilen vid Norrmalmstorg och kvarteret Ladugårdsgrinden vid Stureplan. Dessutom har anläggningen av en gångtunnel under Birger Jarlsgatan samt grundförstärkningsarbeten för en fastighet i närheten av Norrmalmstorg krävt pumpning av grundvatten. Vid nybyggena, där pumpningen huvudsakligen skett från bottenlagren, har viss del av de upptagna vattenmängderna återinfiltrerats i jorden. I övrigt har läckage förekommit i tunnlar och befintliga husgrunder inom området. Utanför det av utredningen berörda området förekommer pumpning av läckvatten samt vatten för luftkonditioneringsanläggningar. Dessa vattenuttag, som tidvis kan

uppgå till $1\,000$ m³ per dygn, torde ha en viss inverkan på vattenståndet omkring Birger Jarlsgatan.

Läckaget i tunnlar och befintliga husgrunder uppskattas till sammanlagt 30 à 40 m³ per dygn. Dessa vattenmängder är små i jämförelse med dem som uttagits vid nybyggena, där pumpmängder om 300—3 000 m³/dygn har förekommit. Även om som nämnts en del vatten samtidigt infiltrerats är det dock dessa pumpningar som mest påverkat grundvattenståndsvariationerna inom området. De maximala vattenuttagen har ej skett samtidigt men har utförts i sådan följd, att de medfört lång fortvarighet och stor utbredning åt de låga grundvattenstånden.

Grundvattenståndsförändringar

Variationerna i grundvattenståndet i fyllningslagret och grundvattnets tryckhöjd i bottenlagren har uppmätts i ett stort antal öppna rör, som placerats med sina spetsar i respektive grundvattensystem. Eftersom man endast observerat grundvattenståndet i öppna rör, är mätningarna av grundvattenståndet i fyllningslagret behäftade med ett större mått av osäkerhet än mätningarna i bottenlagren. Detta beror på att fyllningslagret har en mer växlande sammansättning och täthet än bottenlagren.

Resultaten av mätningarna har sammanställts i diagram, som visar grundvattenståndsförändringarna i områdets olika delar under utredningsperioden. I fig 2 visas hur grundvattenståndet förändrades under en kort period i några observationsrör placerade dels i fyllningslagret, dels i friktionsmaterialet under lerlagret. På diagrammet har även inritats vattenståndsvariationerna i Saltsjön samt markerats, vid vilka tider under denna period som pumpning och infiltration utförts, dels vid kvarteret Rännilen

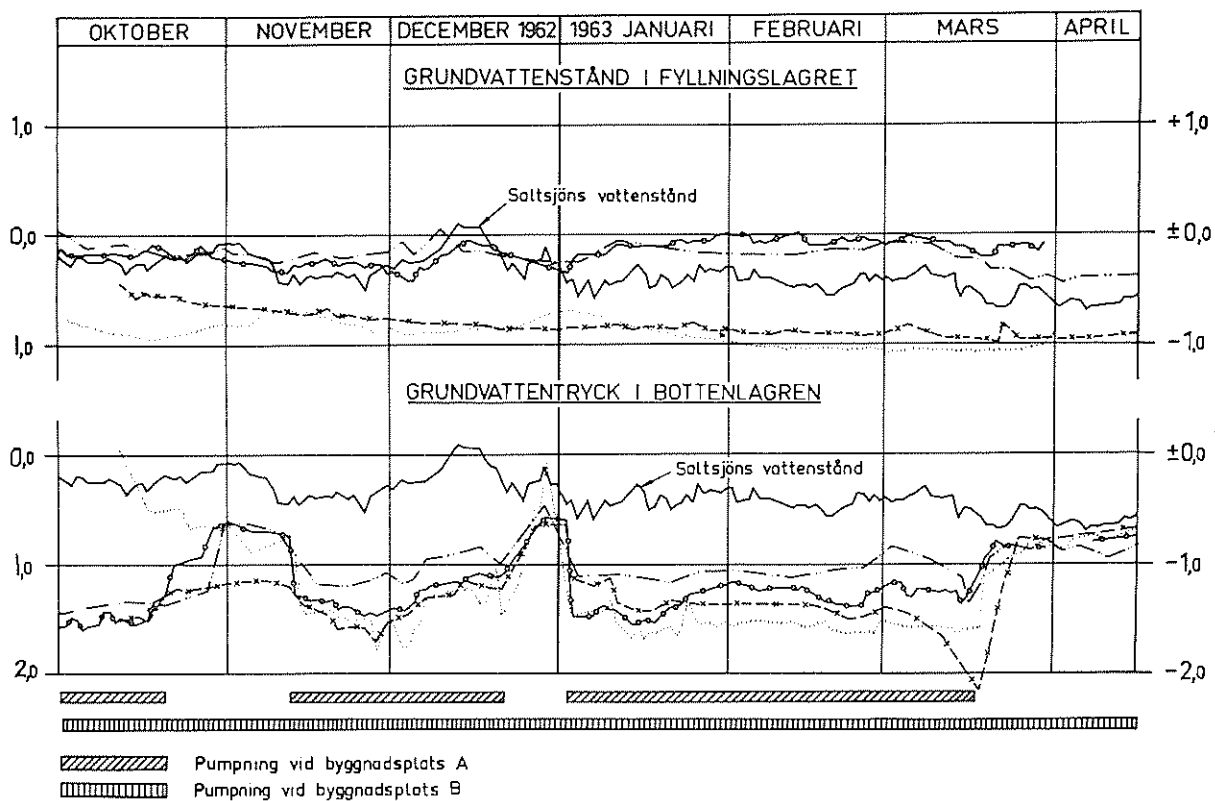


Fig 2. Variationer i det övre och undre grundvattensystemets vattenstånd till följd av pumpning

dels vid gångtunneln under Birger Jarlsgatan. Av diagrammet framgår att grundvattenståndet ständigt undergår förändringar i form av höjning eller sänkning.

Studerar man förändringarna i grundvattenstånden vid de tillfällen då pumpningen vid någon av byggnadsplatserna upphör, finner man att det omedelbart inträder en ökning av grundvattnets tryckhöjd i bottenlagren. I fyllningslagren sker höjningen av grundvattenståndet betydligt långsammare. När pumpningen påbörjas igen, sker på motsvarande sätt en sänkning av grundvattenstånden. Orsaken till att förändringarna sker snabbare i bottenlagren torde vara dels dessa lagars större vattengenomsläpplighet, dels grundvattnets artesiska tryckförhållanden.

Man bör också notera, att grundvattnets tryckhöjd i bottenlagren vid de nämnda uppehållen ej i hela området når upp till i nivå med Saltsjöns vattenyta. Detta innebär, att man till följd av annan pumpning samt ringa naturlig infiltration har en grundvattenyta, vars gradient lutar från Saltsjön. Detta skiljer sig från naturliga förhållanden, då sjöar och vattendrag normalt är grundvattnets recipient. Grundvattenståndet i fyllningslagret når dock vid flera tillfällen upp i nivå med Saltsjöns vattenyta i synnerhet i områdets perifera delar. Under vissa tider har emellertid grundvattenståndet i fyllningslagret varit så lågt, att vissa grundkonstruk-

tioner inom området legat över detsamma. Detta får anses vara synnerligen allvarligt med hänsyn till risken för röta i grundkonstruktioner av trä. Om sänkningen av grundvattentrycket i bottenlagren blir långvarig, ökar risken för att träkonstruktioner i grunderna kommer ovanför grundvattenytan i fyllningslagret.

Utbredningen av grundvattensänkningen kan studeras på plankartor, där man med hjälp av grundvattenståndsmätningarna interpolerat fram nivåkurvor för dels grundvattenståndet i fyllningslagret, dels grundvattnets tryckhöjd i bottenlagren. I fig 3 visas en sådan sammanställning i plan, som avser förhållandena vid en tidpunkt, då pumpning sker vid båda de ovannämnda byggnadsplatserna inom området. Såsom framgår av figuren har avsänkningen i bottenlagren fått en stor utbredning i plan, medan avsänkningen i fyllningslagret är mindre och begränsat till områdets mellersta del. Detta beror på att infiltrationen vid byggnadsplatsen intill Norrmalmstorg där kompenserat uttaget av grundvatten. Vid några tillfällen har man vid infiltrationsställena till och med observerat, att grundvattenståndet i fyllningslagret höjts när pumpning och infiltration påbörjats.

Man bör emellertid observera, att den stora avsänkningen i bottenlagren direkt påverkat grundvattenståndet i fyllningslagret på två ställen i områdets mellersta del, där en direkt kontakt mellan fyll-

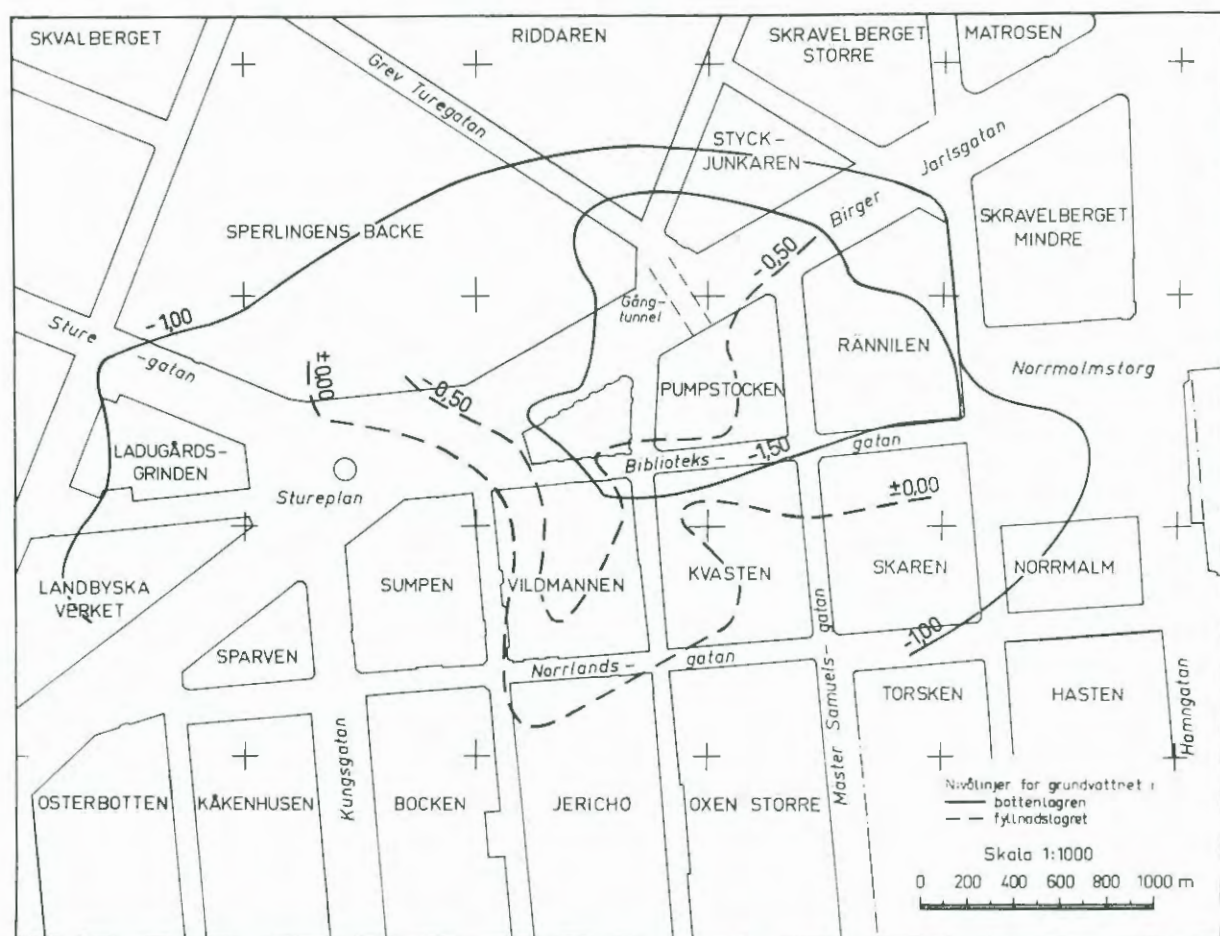


Fig 3. Nivålinjer för grundvattnets tryckhöjd i såväl bottenlager som fyllnadslager när pumpning utförs vid två byggnadsplatser i området

ningslager och bottenlager kunnat konstateras. Vid det ena stället har lerlagret genombrutits vid grundläggningen av en ny byggnad. Vid det andra beror kontakten på att leran ej lagrats direkt mot berget utan mot ett tunt friktionsjordskikt, som kommit att bilda en naturlig läckväg för vattnet från fyllningslagret.

Det har således i detta fall ej varit möjligt att helt kompensera verkan av en grundvattenpumpning genom infiltration i pumpställets omedelbara närhet. Sannolikt är det svårt att över huvudtaget helt kompensera verkan av en grundvattensänkning medelst infiltration, eftersom jorden vanligen är mer eller mindre skiktad och således verkningsområdena för pumpning respektive infiltration knappast kan täcka varandra.

Under utredningsperiodens senare del förekom inom området ej någon pumpning i samband med grundläggningsarbeten, varför inverkan av andra faktorer som påverkar grundvattenståndet lättare kunde studeras. Härvid framkom att variationerna i grundvattnets tryckhöjd i bottenlagren tämligen väl svarade mot vattenståndsvariationerna i Saltsjön. Detta innebär att en direkt kontakt mellan Saltsjön

och det undre grundvattensystemet sannolikt finns. Grundvattnets tryckhöjd i det undre systemet när emellertid, som ovan nämnts, endast tidvis upp i nivå med Saltsjöns vattenyta.

Vid jämförelse mellan Saltsjöns vattenstånd och grundvattenståndet i fyllningslagret finner man ej någon direkt påverkan. Till följd av de tidigare nämnda kontakterna mellan grundvattnet i fyllnings- respektive bottenlagren påverkas emellertid grundvattenståndet i fyllningslagret lokalt och med viss fördröjning indirekt av Saltsjöns vattenstånd.

Eftersom vattenståndet i Saltsjön påverkas av bl a lufttryck och vindförhållanden, kan dessa faktorer sägas påverka grundvattenståndet indirekt.

Vid observationer av grundvattenstånd har i vissa fall påvisats en direkt inverkan på grundvattenståndet av lufttrycksförändringar. I detta fall har ett sådant samband ej iakttagits, vilket får antagas bero på att inverkan från den närliggande Saltsjön är mer påtaglig.

En viss direkt påverkan av grundvattenståndet i fyllningslagret har observerats vid kraftig nederbörd och snösmältning, som medfört en ökning av den naturliga infiltrationen.

Sammanfattning och slutsatser

Under drygt tre och ett halvt år har grundvattenståndets variationer observerats inom ett område mellan Norrmalmstorg och Stureplan i Stockholm, där en stor del av den befintliga bebyggelsen är grundlagd medelst träpålar eller rustbäddar av trä. Till följd av pumpning i samband med byggnadsverksamhet har vattenståndet under en del av denna tid varit sänkt under den för pålar och rustbäddar kritiska nivån. Några allvarliga skador på dessa har dock hittills ej observerats, trots att betingelserna för röta är relativt gynnsamma vid vissa fastigheter. Ej heller har några skador till följd av sättningar uppmärksammats inom området beroende på att endast obetydliga sättningar uppstått.

Mätningarna har visat, att utöver pumpningen påverkas grundvattenståndet i bottenlagren av vattennivån i Saltsjön. Ett långvarigt lågvattenstånd i Saltsjön syns sålunda kunna orsaka en så låg grundvattennivå inom vissa delar av området, att den närmar sig den kritiska för några fastigheter. I detta avseende kommer landhöjningen att långsamt försämra förhållandena. Ju längre och ju oftare trävirket i grundkonstruktionerna kommer över grundvattenytan desto större är risken för skador. Om det vid fortsatt nybyggnadsverksamhet inom området erfordras pumpning, är det därför angeläget, att motsvarande vattenmängd infiltreras i jorden, så att grundvattensänkningen begränsas till byggnadsplatsen. Härvid måste man kontrollera, att infiltration sker på rätt plats och i rätta jordlager, så att den avsedda effekten på grundvattenståndet erhålles.

Ett medel att begränsa behovet av pumpning för läns hållning och läckage är en reglering av djupbyggandet, t ex genom bestämmelser om antalet tillåtna källarvåningar. Enligt uppgift föreligger ett förslag till ändring av stadsplanen för Kungsholmen, Stadsbagen och Norrmalm, som bl a skulle medföra en begränsning av rätten att bygga djupa källare. Inom kvartersmark skulle ej mer än två källarvåningar till sammanlagt högst 7 m djup få anläggas. I motiveringen för dessa bestämmelser torde bl a hänsyn till grundvattenförhållandena ingå.

En närliggande slutsats av den här i korthet redovisade utredningen är, att det är angeläget att grundvattennivån fortlöpande kontrolleras inom tätbyggda områden, t ex genom mätning av vattenståndet i nedslagna observationsrör. Sådan kontroll förekommer i en del städer men i de flesta torde problemet ännu ej ha beaktats. Lämpligen bör ansvaret för dessa uppgifter åvila byggnadsnämnderna i respektive orter.

Det är också önskvärt att gällande bestämmelser om rätt till kontinuerligt grundvattenuttag tolkas mera restriktivt i tätorter än inom glesbebyggda områden. Enligt vattenlagen kan en fastighetsägare göra ett grundvattenuttag av intill 300 m³ per dygn

utan att inhämta vattendomstolens tillstånd, om sannolika skäl ej föreligger för att allmän eller enskild rätt förnärmas. Ett vattenuttag av sådan storlek per fastighet är emellertid knappast möjligt inom tätbyggda områden utan att skador av något slag uppstår. Det torde i ett sådant fall vara svårt att avgöra vem eller vilka som orsakat uppkomna skador. Vidare är det svårt att vid prövningen av eventuella skadeverkningar av ett vattenuttag bedöma hur grundvattenförhållandena kan ändras i framtiden. Dessa kan utöver pumpningen påverkas av minskad infiltration, landhöjning samt nybebyggelse, vilken som nämnts genom det allt vanligare djupbyggandet kan radikalt ändra strömningsvägar och naturliga vattenmagasin.

Grundvattenproblemen inom tätbyggda samhällen har uppmärksamrats alltmera under senare år. Som exempel härpå kan bl a nämnas ett flertal artiklar i fack- och dagspress samt Byggnadsrådets beslut att anslå medel till en forskningsgrupp, den sk STEGA-gruppen, för en omfattande utredning av grundvattenfrågor i samband med stadsbebyggelse.

LITTERATUR

- [1] Grundundersökningar vid bebyggelseplanering. KBS:s Meddelande 1956: 4.
- [2] *Hellgren, A:* Skadliga grundvattenändringar. Stadsbyggnad nr 25, 1959, pp 117—123.
- [3] *Lindqvist, H:* Djupbyggnadsproblem, *Teknisk Tidskrift* 1959, pp 1089—1095.
- [4] *Broms, B:* Sättningskador på busbyggnader. *Byggnadskonst* nr 8, 1966, pp 367—375.
- [5] *Gustafsson, Y et al:* Grundvatten. Rapport nr HC: 66—131, Hydroconsult AB.
- [6] *Morfeldt, C-O:* Byggnadsgeologi, Bebyggelseplanering med hänsyn till den geologiska jämvikten. Publikation 13: 67, Hagconsult AB.

Summaries

Scandinavian Geotechnical Co-Operation and Scandinavian Geotechnical Meetings

By *Nils Flodin*

In connection with the growing interest in soil mechanics in the 1940's a more systematic co-operation was also established between the Scandinavian countries. This co-operation started in 1950 and takes place mainly in the form of periodical geotechnical meetings between the large international conferences.

At the first Scandinavian Geotechnical Meeting which was held in Stockholm in 1950, it was discussed, e.g. if the Scandinavian countries should go together and form one geotechnical society. With respect to, among other things, the status of the international society, however, it was decided at this meeting to form separate national societies in each country.

The second meeting was held in Oslo in 1954. The quick clay problem was mainly discussed at this meeting from a physico-chemical point of view as well as in the light of modern soil mechanics. Several quick clay slides were studied in the field. The meeting included also a study visit to the new Norwegian Geotechnical Institute.

The Danish Geotechnical Society acted as host at the third meeting in 1959. Lectures were presented from each country on various items. Also the Danish Geotechnical Institute was visited.

Next meeting was held in Helsinki in 1964. Besides the lectures, the arrangements included visits to many interesting sites of geotechnical interest. Among these was a large road project where vertical sand drains were used extensively.

At the fifth meeting in Gothenburg in September 1968, twentyeight papers, printed in advance, will be discussed. Also existing and desirable future geotechnical co-operation between the four Scandinavian countries will be discussed at this meeting.

Some Results from Loading Tests on Clay Ground with Special Reference to Secondary Consolidation

By *Göte Lindskog*

The Swedish Geotechnical Institute has since 1957 carried out several large scale loading tests at a field at Skå-Edeby, located about 20 km west of Stockholm (Hansbo [5]). The purpose of the tests is to study settlements in clay. Some of the test areas are drained with vertical sand drains. Most of the tests have now proceeded for such a long time that the secondary time effect can be studied.

In one test area, Area III, the applied load of sand and gravel has been decreased by about 40 per cent at the end of the estimated primary consolidation phase three and a half year after the test had started. The settlements after unloading were measured carefully and compared with the settlements in other test areas with the same thickness of gravel fill as the unloaded area.

The measurements show that the secondary settlements are considerably reduced but not completely eliminated by the unloading. Seven years after the unloading they correspond to only one per cent of the primary settlements. During the same time, the secondary settlements in the other test areas with about the same load and where the test area has not been unloaded correspond to about ten per cent of the primary settlements.

The ratio between the undrained shear strength τ_{fu} and the effective overburden pressure σ_c' has been determined by measurements both in the field and in the laboratory. The field investigations gave the value 0.30—0.32. The correlations proposed by Hansbo [4] and by Bjerrum—Skempton gave the values 0.31 and 0.27, respectively. Consolidated undrained direct shear tests gave the value 0.31.

The shear strength below the Area III was in-

creased to twice the initial value during the primary consolidation period. No increase of the strength was observed during the secondary phase because of the very small consolidation. Below another test area, where the secondary consolidation was larger, a small increase of the shear strength was measured in some layers during this period.

Settlements of Slab Foundations on Boulder Clay

By *Sven Hansbo – Hans Bennermark – Ulj Kihlblom*

When a multistorey building was constructed three years ago in boulder clay in southern Sweden, it was decided to use a slab foundation with contact pressures up to 8 kp/cm². In order to check the settlement calculations, settlement observations have been carried out from the time of the casting of the foundation slabs until two years after completion of the building.

The strength and deformation characteristics of the clay have been investigated by plate bearing tests, pressiometer tests, direct shear tests and unconfined compression tests. The test results indicate that the boulder clay has an undrained shear strength of about 4 to 8 kp/cm² and a pressiometer modulus between 200 and 900 kp/cm². The water content is about 7 % and the plastic limit 9 to 10 %.

The settlements were approximately proportional to the applied load during the construction period. Thereafter the settlements have been going on at a slower and decreasing rate. Two years after the completion of the building the total observed settlements were 3.3 to 4 mm.

The calculated settlement by the Menard method which is based on pressiometer test is 4.3 to 4.5 mm. The agreement between the observed and calculated settlements is thus very good.

The settlements have also been calculated by an empirical method for overconsolidated clays proposed by Bjerrum. In this method the clay is treated as an elastic medium and the modulus of elasticity is assumed equal to 250 to 500 times the undrained shear strength. The calculated settlement is 2.2 to 13.8 mm.

Helenelund has presented a tentative relationship between the density and modulus of elasticity for glacial till. Calculations using the proposed relationship gave a settlement between 6.0 and 9.5 mm.

Also these rough, empirical methods gave fairly good agreement with the observed settlements.

A Method for Improvement of Embankment Stability by means of Sheet Piling

By *Oleg Wager*

A method to increase the stability of embankments is described. The method consists of two rows of sheet piles mutually connected by anchor rods. One of the rows is placed in the slope of the filling. The location of the other row, which in principle acts as an anchor plate, is dependent on the stability conditions. The sheet piles are short and can be substituted by horizontally placed beams.

The principle of the proposed method are described and have been verified by a full-scale loading test. In addition, the method has been tested in connection with a reconstruction of a road on soft ground.

Rules are given for the design of the sheet piling and the anchor rods. In the stability calculations the shearing resistance of the embankment material should be considered. The calculations can be made with circular slip surfaces, assuming rupture in the fill along a vertical surface.

Ground Water Problems in the City of Stockholm

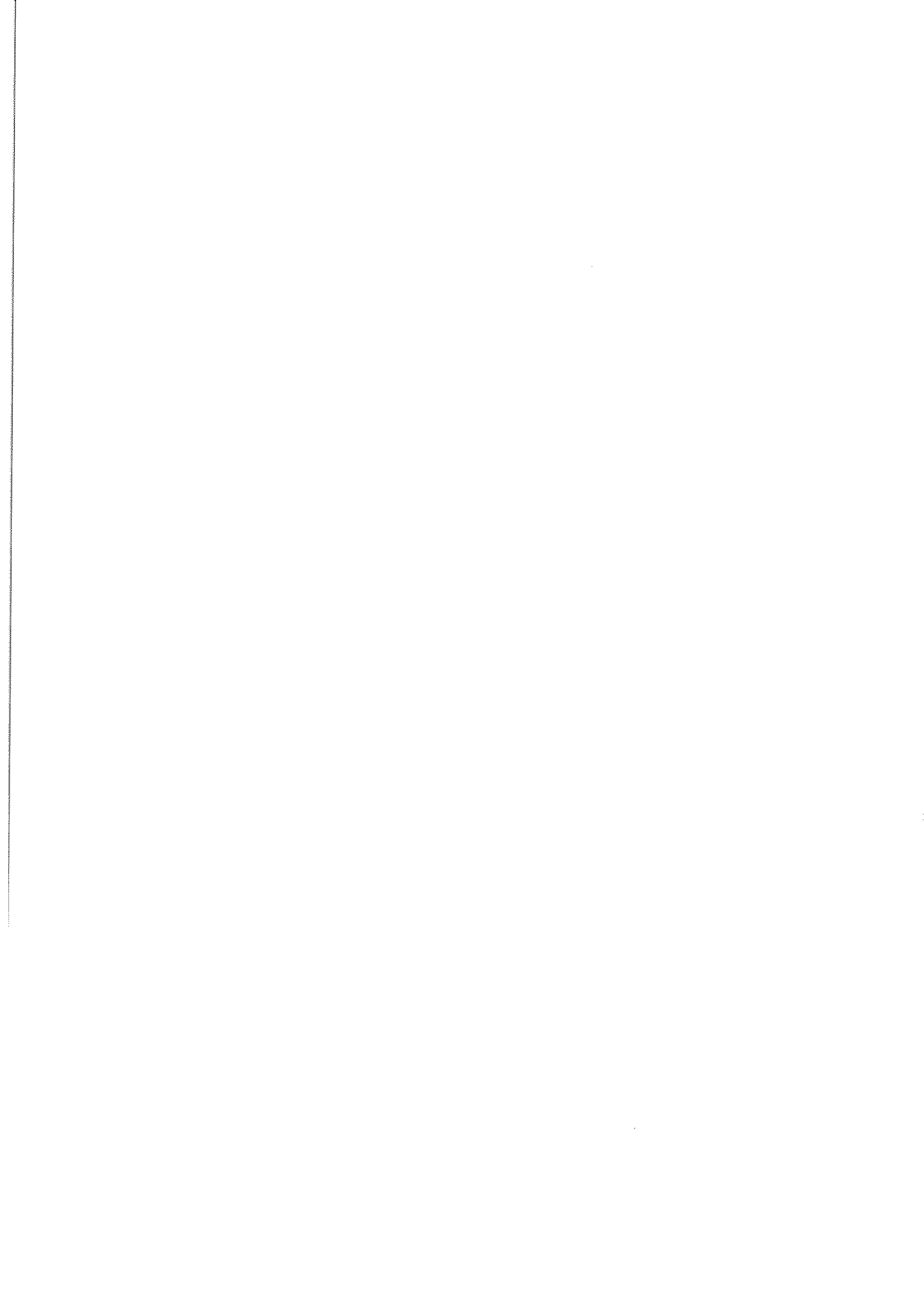
By *Göte Lindskog – Ulj Bergdahl*

The Swedish Geotechnical Institute has studied for three and a half year the fluctuations of the ground water level in a small area in the centre of Stockholm. In this area there are two ground water systems which are separated by a clay layer. Especially the upper ground water level is of special importance since about fifty buildings in the area are built on wooden piles. The permanence of these depends on the location of the ground water level.

The ground water level during the observation period, due to pumping from the bottom layers in excavations for new buildings, has been lowered to such an extent that the upper part of the piles was above the water level for some time. The ground water observations also showed that the fluctuations also were dependent on the sea level close to the investigated area.

Due to decay of the wooden piles and damage to the buildings it has been necessary to restrict the pumping of ground water at least within the studied area.

The ground water fluctuations are observed continuously in Stockholm and in other cities in Sweden. In most cases, however, one has not yet paid sufficient attention to the problems with sinking ground water. It is therefore suggested that the fluctuations should also be followed in other cities so that harmful lowering of the ground water can be avoided.



AKTUELL SVENSK GEOTEKNISK FORSKNING

av

Bengt Broms

Statens Geotekniska Institut

Stockholm

Den 16 februari 1968 hölls på initiativ av Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) en konferens i Stockholm om svensk geoteknisk forskning och geotekniskt utvecklingsarbete. Ändamålet med denna konferens var att kartlägga den geotekniska forskningens omfattning i Sverige och att skapa kontakter mellan producenter och konsumenter av geoteknisk forskning samt att ge impulser till nya forskningsobjekt.

Konferensen där ca 120 forskare, konsulter och entreprenörer deltog visade att geoteknisk forskning bedrivs i Sverige vid ett mycket stort antal institutioner och företag och att forskningsaktiviteten avsevärt har ökat de senaste åren. Vidare framhölls vid denna konferens vikten av ett intimt samarbete mellan byggare och geotekniker liksom betydelsen av fältmätningar och uppföljning under och efter byggnadsskedet.

Till konferensen hade en sammanställning gjorts av pågående, planerad och önskvärd geoteknisk forskning och geotekniskt utvecklingsarbete. Denna sammanställning var främst grundad på en enkät till 125 intressenter med geoteknisk anknytning. Sammanställningen kommer att publiceras av Statens Råd för Byggnadsforskning.

Följande rapport är ett axplock ur denna sammanställning. Rapporten har emellertid kompletterats med en sammanställning av den fordons- tekniska och bergmekaniska forskningen i Sverige.

1. Jordmaterials geotekniska egenskaper och deras bestämning

År 1963 tillsatte Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) en laboratoriekommitté (H. Fagerström, ordf.). Kommitténs uppgift är att utarbeta anvisningar för sådana rutinundersökningar som bestämning av vattenhalt, plasticitetsgränser, finlekstal, kornstorleksfördelning, permeabilitet, skjuvhållfasthet, kompressions- och packningsegenskaper samt att ge rekommendationer angående utvärdering av resultaten från dessa undersökningar. (Laboratoriekommittén avser exempelvis att ge rekommendationer angående utvärdering av konprovet.) Utkast har utarbetats till de flesta av de kapitel som planeras ingå i laboratorieanvisningarna.

a. Materialens egenskaper

Grundforskning beträffande lerors struktur och strukturens inverkan på de geotekniska egenskaperna bedrivs av R. Pusch, Institutionen för geoteknik med grundläggning vid Chalmers Tekniska Högskola (CTH). Med hjälp av mikrofotografier har det bl. a. konstaterats att strukturen hos främst marina leror karakteriseras av aggregat som är hopkopplade med länkar eller grupper av små partiklar. Aggregatens uppbyggnad har visat sig ha påtaglig betydelse för lerornas deformationsegenskaper. Särskilt de primära och sekundära konsolideringsskedena synes vara beroende av den mikrostrukturella uppbyggnaden. Även kvicklerors struktur och hållfasthetsåtervinningen hos omrörda leror studeras vid CTH. Vidare undersöks graden av vattenfixering med kärnfysikaliska metoder.

Vid Statens Geotekniska Institut (SGI) bedrivs sedan ett tiotal år tillbaka grundläggande studier angående kvicklerors uppkomst och deras egenskaper (R. Söderblom). Försöksresultat har visat att den norska saltutlakningsteorin i många fall ej kan förklara uppkomsten av kvicklera i alla delar av Sverige. T. ex. råder i många fall dålig överensstämmelse mellan salthalt och lersedimentens sensitivitet. Troligtvis har dispergerande ämnen av olika slag starkt bidragit till bildningen av kvicklera. Ett stort antal ämnen med dispergerande egenskaper har identifierats genom bl. a. papperskromatografi. Resultaten från dessa undersökningar kommer att publiceras inom kort i institutets proceedingsserie.

Kvicklerors egenskaper studeras även vid Institutionen för kvartärgeologi vid Stockholms Universitet (C-G. Wenner, O. A. Talme) och SJ:s geotekniska kontor (A. Jerbo). Vid undersökningarna vid Stockholms Universitet har bl. a. kalciumkloridlösning injekterats i olika jordarter. De hållfasthetsförändringar som förorsakats av injekteringen har undersökts med vingborr- och konförsök. Dessutom har diffusionsprocessen studerats genom motståndsmätning.

Skjuvförsök med enkristaller av bergartsbildande mineral utförs vid CTH (R. Pusch). Härvid studeras de förändringar t. ex. krossning i kontaktpunkterna, som sker vid skjuvning i torrhet eller under vatten.

Under arbetet med laboratoriekommitténs anvisningar framkom bl. a. att de metoder som används vid utvärdering av skjuvhållfastheten var vidhäftade med vissa osäkerheter som kan inverka avsevärt på tolkningen av försöksresultaten. Vid SGI påbörjade därför kommitténs sekreterare C-E. Wiesel en undersökning angående utvärdering av främst lerors odränerade skjuvhållfasthet med olika metoder såsom vingborr-, tryck- och konförsök. Stora skillnader har i en del fall erhållits mellan olika undersökningsmetoder. Vidare har lerors anisotropi undersökts med hjälp av vingborr av olika form. Emellertid har vissa svårigheter uppstått vid tolkningen av försöksresultaten. Därför har en fältvingborrtrustning konstruerats där vridmotståndet och vinkeländringen mäts in-situ med trådtöjningsgivare intill vingdonet. Därigenom elimineras de mätfel som förorsakats av friktion längs sondstången. Fältförsök med denna apparat pågår. Vidare konstrueras vid SGI en typ av direkt skjuvapparat med vilken lerors odränerade skjuvhållfasthet kan bestämmas in-situ längs olika plan.

Vid CTH pågår en undersökning angående utvärdering av fallkon- och fjäderkonproven (S. Hansbo). Försöksresultat visar att den utvärderingsmetod som tidigare föreslagits av Hansbo ger tillfredsställande resultat om konintrycket är större än 5 à 6 mm.

Den s.k. c/p-kvoten har studerats vid SGI (R. Karlsson och L. Viberg). Denna kvot anger ökningen av den odränerade skjuvhållfastheten hos

normalkonsoliderade leror vid en ökning av det effektiva överlagringsstrycket. Mätningar har visat att c/p -talet för typiska svenska leror med hög sensitivitet kan avvika avsevärt från de samband som tidigare föreslagits av Skempton och Hansbo.

Speciella geotekniska problem är förknippade med den alunskiffer som förekommer i trakterna kring Östersund i Jämtland. Skador på byggnader är förorsakade av att alunskiffer vittrar och sväller då den kommer i kontakt med luft. Dess geotekniska egenskaper och metoder för att förhindra svällningen har studerats av bl. a. C-E. Jangdal vid Östersunds tekniska läroverk.

Skred har inträffat i "svartmocka" som förekommer i Norrlands kustland. Dessutom erhålls ofta stora sättningar då byggnadsverk placeras på denna organiska och sulfidhaltiga jordart. Emellertid undervärderas ofta dess hållfasthetsegenskaper som erhållits vid laboratorieundersökningar. Jordartens geotekniska egenskaper studeras f. n. vid Allmänna Ingenjörbyrå (AIB) av R. Brink.

Undersökningar angående s. k. "snabba" ödometerförsök har utförts främst vid SGI (R. Karlsson). Härvid ökas belastningen vid ödometerförsöken då primärkonsolideringen avstannat efter 1 à 2 timmar. Detta medför att vid rutinundersökningar ett ödometerförsök kan utföras under två arbetsdagar i stället för 7 à 8 dagar med nuvarande försöksmetodik. Försöksresultaten visar dock att det beräknade värdet på förkonsolideringstrycket ökar med minskad varaktighet hos laststeget. Ett högre bedömt förkonsolideringstryck erhålls således vid snabbförsök än vid konventionella ödometerförsök. Vid snabbförsök bör förkonsolideringstrycket därför ej utvärderas ur ödometerkurvas form. Emellertid påverkas ej ϵ_2 -talet eller kompressionsindexet i nämnvärd grad av laststegets varaktighet. I anslutning till ovannämnda undersökningar planeras vid SGI försök med en kontinuerligt ökande belastning. Belastningshastigheten kommer härvid att väljas så låg att porövertrycket i provet blir försumbart.

Packade moränmaterials kompressibilitet har studerats vid Institutionen för vattenbyggnad vid KTH (E. Reinius, H. Thurner). Några resultat

från undersökningen redovisas vid denna kongress. Kompressionsförsök med olika moräntyper utförs även vid CTH (E. Högberg). Dessa försök utförs i en s.k. "jättekompresometer" med 70 cm diameter.

Moränlerors geotekniska egenskaper studeras bl. a. vid Institutionen för geoteknik vid Lunds Tekniska Högskola (R. Pusch), SGI (H. Bennermark, U. Kihlblom, R. Karlsson) och CTH (S. Hansbo). Vid LTH studeras även starkt överkonsoliderade leror från tidigare geologiska perioder.

Vid Institutionen för geoteknik, KTH, har utvecklats en metod där jordmaterials hållfasthets- och deformationsegenskaper bestäms med fallviktsförsök (O. Orrje). Härvid mäts retardationen då en fritt fallande vikt träffar markytan. Genom att integrera retardationstidsförloppet kan jordens reaktionskraft mot vikten bestämmas som en funktion av viktens nedträngning i jorden. Detta samband har jämförts med resultaten från statiska belastningsförsök. Försöksresultat visar bl. a. att den ekvivalenta dynamiska E-modul och den dynamiska brottlast som erhålls ur fallviktsförsöken kan vara betydligt större än de mätvärden som erhålls ur statiska plattförsök.

Egenskaper såsom volymviktsvariationer samt naturlig och optimal vattenhalt hos olika jordmaterial (grus, sand, lera, morän) studeras systematiskt vid Institutionen för kvartärgeologi vid Stockholms Universitet (C-G. Wenner, N. Granlund).

Permeabilitetsundersökningar på framför allt bergmaterial utförs vid Vattenbyggnadsbyrån (VBB) av H. Fagerström. Genom att provkropparna ingjuts i plast hindras strömning längs dessas kanter.

Vid Statens Väginstytut pågår sedan flera år systematiska laboratorie- och fältstudier angående olika jordmaterials statiska och dynamiska E-modul vid upprepade av- och pålastningar. Vid dessa försök varieras systematiskt materialets packningsgrad och vattenhalt (B. Örbom m. fl.). Ändamålet med dessa studier är att samla in ett tillräckligt stort antal mätvärden för typiska svenska jordarter så att värdena kan bearbetas statistiskt.

b. Laboratorieapparatur

Vid SGI (R. Karlsson) och VBB (H. Fagerström) har utvecklats två nya typer av direkt skjuvapparat med kontrollerad belastningshastighet. Med SGI:s apparat kan portrycksmätningar utföras. I VBB:s apparat kan provkropparna av- och pålastas med en reversibelt verkande last. Dessutom har vid Institutionen för vattenbyggnad vid KTH (E. Reinius) en direkt skjuvapparat utvecklats (\emptyset 150 mm) där portrycksmätningar utförs.

Vid Vibro-Verken AB (L. Forssblad) har utvecklats apparatur för bestämning av packningsegenskaperna hos främst friktionsmaterial.

En tillsats för mätning av den volymändring som sker i ej vattenmätade prover vid treaxliga försök har konstruerats vid Institutionen för geoteknik vid KTH (U. Bergdahl). Denna apparat har använts bl. a. vid treaxliga försök på torr sand.

2. Grundundersökningsmetoder

SGF har tillsatt dels en sonderingskommitté (1958, E. Sandegren, nuvarande ordf.) med uppgift att främst standardisera de i Sverige vanligast förekommande sonderingsmetoderna, dels en provtagningskommitté (1957, B. Jakobson, ordf.) med uppgift att standardisera provtagningsmetoderna. Inom dessa kommittéers regi har bedrivits ett omfattande forsknings- och utvecklingsarbete.

På initiativ av sonderingskommittén hölls den 5 - 6 okt. 1967 en nordisk forskningskonferens angående de sonderingsmetoder som används i Norge, Danmark, Finland och Sverige. Denna konferens visade att det föreligger ett behov av samordning av forskningen inom detta område i de nordiska länderna och av ett vidgat utbyte av erfarenheter.

a. Sondering

Vid SGI har utförts ett stort antal fältförsök med främst vikt-, hejar- och trycksond (U. Bergdahl). Även det s.k. Standard Penetration Test (SPT) har använts i några undersökningar.

Undersökningar visar att försöksresultaten vid viktsondering påverkas bl. a. av vridhastigheten, spetsens förslitningsgrad samt av de vibrationer som uppkommer i samband med maskinell vridning. Vid dessa undersökningar har även överlagringstryckets inverkan på sonderingsmotståndet studerats.

Vidare visar försöksresultat vid hejarsondering att spetsens och hejarens utformning och vikt samt fallhöjden är av betydelse. Fallhöjden har härvid visat sig ha större betydelse för nedträngningen än hejarens vikt. Sondens neddrivning påverkas i det fall då kilförbandet glider och sondstången vrids under nedslagningen. Försök har även utförts med fast dyna och med en dyna bestående av en serie tallriksfjädrar, s.k. fjäderpaket (L. Hellman), varvid stötvågsmätningar utförts. För närvarande studeras hur ett fjäderpaket skall vara utformat och hur detta påverkar försöksresultaten. Dessa försök kommer att ligga till grund för en anvisning över hejarsonderingens utförande.

Vid KTH utförs ett licentiatarbete (U. Bergdahl) över utvärdering av resultaten från vikt-, hejar- och trycksondering. Sonderingsförsök har utförts med olika sandmaterial i en stålbehållare vid olika packningsgrad och överlagringstryck. Försöksresultat visar bl. a. att förutom packningsgraden påverkas sonderingsmotståndet även av sandpartiklarnas form och storlek.

Vid SGI har utvecklats två nya hejarbockar för hejarsondering (A. Ekström, S-E. Höök, A. Hallén) där fallhöjden kan kontrolleras. Försöksresultaten har nämligen visat att fallhöjd, masströghet och friktion i brytskivor vid konventionell hejarsondering har mycket stor inverkan på försöksresultaten. De nya hejarbockarna används för närvarande vid grundundersökningar för den nya Ölandsleden i Kalmar-sund med gott resultat. Vidare har vid SGI i samarbete med Borros AB utvecklats en tillsats till den vanligen använda hejarbocken så att fallhöjden kan kontrolleras.

b. Provtagning

Provtagningskommittén har sedan några år avslutat sitt arbete med

standardkolvborren (Standardkolvborr St I).

Emellertid föreligger ett behov av förbättrade metoder för provtagning i främst friktionsmaterial och mellanjordarter. Dessutom bör nämnas att vid Stabilator AB och Nya Asfalt AB har utvecklats metoder för provtagning i berg och moränmaterial.

Vid flera konsulterande firmor, AIB, Jacobson & Widmark, Jonell & Nilsson, Kommunernas Konsultbyrå LBF (K-konsult), Orrje & Co, VBB, Ingenjörfirman VIAK m. fl. har provtagnings- och sonderingsutrustningen mekaniserats i stor utsträckning. Olika neddrivnings- och uppdragningsanordningar har monterats på olika typer av terränggående fordon såsom jeepar och traktorer. Detta har medfört att främst omfattande grundundersökningar kan utföras rationellt till ett lågt pris. Emellertid blir dessa fordonsbundna enheter dyra.

c. Geofysikaliska metoder

Användning av seismik vid bedömning av bl. a. jordlagerföljd har studerats bl. a. vid Terratest (B. Hasselström) och vid Institutionen för geodesi vid KTH (L. Gereben). Mätningar visar att den seismiska refraktionsmetoden under gynnsamma förhållanden kan användas vid bestämning av jordlagerföljd samt grundvattenytans läge i friktionsjordarter men att metodens största tillämpningsområde är bestämning av bergytans läge.

Den elektriska grundundersökningsmetoden (fyrsondsmetoden) har studerats sedan flera år vid Statens Väginstitut (SVI) av S. Fredén. Bl. a. har undersökts under vilka förhållanden som geoelektriska undersökningar med fördel kan utföras. Försök har även gjorts att använda metoden för bestämning av blockhalt. Metoden har dock främst kommit till användning vid grustäktsinventeringar.

Vågutbredningen i olika jordmaterial studeras vid SVI (O. Andersson). Vid dessa försök placeras en vibrator på markytan. Genom att mäta markvågornas fasförskjutning på olika avstånd från vibratoren kan våghastigheten och jordmaterialens dynamiska egenskaper bestämmas.

Dessutom är det möjligt att genom studium av vibratorns amplitud vid varierande frekvens bedöma de ytliga jordlagrens lagertjocklek. Resultaten från dessa undersökningar torde få stor betydelse vid dimensionering av t. ex. vägar och flygfält.

d. Flygbildstolkning

Bedömning av de geotekniska förhållandena med hjälp av flygbilder bedrivs bl. a. vid SGI, Bjurströms Geotekniska Byrå (G. Bjurström) och Kungl. Lantmäteristyrelsen (S-G. Möller). Vid SGI utvecklas tolkningsmetoder för dels vägplanering (U. Kihlblom), dels samhällsplanering (L. Viberg). En instruktionsbok för flygbildstolkning håller på att utarbetas vid SGI. Vidare har ett antal kurser i flygbildstolkning givits av SGI främst för personal tillhörande de olika vägförvaltningarna i Sverige.

e. Upphandling och redovisning av geotekniska fältundersökningar

För att utarbeta anvisningar för debitering av geotekniska grundundersökningar har Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) tillsatt en kommitté för debiterings- och upphandlingsfrågor (1967, B. Jakobson ordf.). Kommitténs uppgift är att undersöka bl. a. under vilka förutsättningar en grundundersökning med fördel kan utföras till ett fast pris (anbud), omfattningen av geotekniska fältundersökningar under olika upphandlingsformer samt de kvalitetskrav som man bör ställa på sådana undersökningar.

Sedan ett tiotal år har SGF en symbol- och beteckningskommitté (1957, B. Jakobson ordf.) med uppgift att standardisera beteckningar och symboler på geotekniska borrhingsritningar. En underkommitté har tillsatts (1968, A. Hellgren ordf.) med uppgift att framlägga ett förslag till standardisering av beteckningar för ytliga jordlager på geotekniska plankartor i färg och raster. Symbol- och beteckningskommittén har även behandlat nomenklaturfrågor. En nybildad underkommitté har påbörjat en översyn av den allmänna geotekniska nomenklaturen.

3. Sättnings- och svällningsproblem

a. Tillåtna sättningar

Vid KTH pågår en undersökning (J. Wennerstrand) av de sättningar som olika byggnadsverk kan tåla utan allvarlig sprickbildning. Bl. a. undersöks ett antal villaområden där sättnings-skador iakttagits. Mätningar har visat att relativt stora sättningskillnader s.k. differential-sättningar kan i en del fall tillåtas för trähus, medan relativt små sättningskillnader kan förorsaka allvarlig sprickbildning i t. ex. putsade lättbetonghus. Detta problem studeras även av F. Hansen och Å. Holmberg (Centerlöf & Holmberg AB).

b. Sättning och svällning i kohesionsmaterial

Sättningar i kohesionsmaterial studeras vid SGI:s provfält belägna vid Väsby (E. Chang) och Skå-Edeby (G. Lindskog). Mätningarna vid Väsby visar att porövertrycket i den normalkonsoliderade leran under den belastade ytan utan vertikaldränering fortfarande på vissa nivåer motsvarar den totalt påförda lasten trots att mer än 20 år förflutit sedan denna påfördes. På de nivåer där en ändring av vattenhalten ägt rum har en ökning av lerans skjuvhållfasthet observerats. Ökningen av lerans skjuvhållfasthet är emellertid mindre än vad som motsvarar lerans ursprungliga c/p -tal. På grund av lermaterialets relativt stora halt av organiskt material är de sekundära sättningarna stora vid provfältet i Väsby. Resultaten från denna undersökning kommer att publiceras i institutets proceedingsserie.

I Skå-Edeby har bl. a. undersökts inverkan av en överlast på sättningarnas storlek samt på sättningsförloppet. Mätresultat visar att en överlast begränsar storleken av de sättningar som erhålls efter det att överlasten borttagits. Dessa sättningar kan dock ej helt elimineras även om överlasten borttas då sättningen motsvarar den beräknade totalsättningen utan överlast. Vidare har i detta provfält en avsevärd hållfasthetsökning observerats vid en ökning av det effektiva överlagringstrycket. I Skå-Edeby motsvarar denna skjuvhållfasthetsökning det ursprungliga c/p -talet.

Vid CTH analyseras de sättningmätningar, som utförts under en lång följd av år av Göteborgs hamn (S. Hansbo, B.A. Torstensson). Dessa mätningar omfattar främst byggnader grundlagda på svävande pålar. Preliminära försöksresultat visar god överensstämmelse med den beräkningsmetod som grundas på antagandet att den svävande pålgruppen är ekvivalent med ett plattfundament grundlagt vid pålgruppens nedre tredjedelspunkt.

Svällning vid schaktningsarbeten i lera studeras vid VBB (O. Magnusson). Undersökningen omfattar främst mätning av de deformationer som erhålls vid schaktningsarbeten under olika förhållanden. Svällningen har även studerats vid Institutionen för konstruktionsteknik vid CTH (A. Bergfelt).

c. Sättning i friktionsmaterial

Sättningar i friktionsmaterial studeras vid CTH (S. Hansbo, B.A. Torstensson). Försök utförda med tre oljetankar i Karlstad har visat god överensstämmelse mellan beräknad och uppmätt sättning. Sättningarna har beräknats genom att addera sättningsbidragen för de enskilda jordlagren under oljetankarna. Jordmaterialens kompressibilitet bestämdes ur kompressionsförsök. Vidare planeras vid CTH (L. Andréasson) en serie med plattförsök på friktionsmaterial. Försöken kommer att utföras i en stor ståltank med olika sandmaterial och vid olika packningsgrad. Dessutom skall inverkan av en varierande grundvattenyta undersökas.

d. Mätutrustning

Två nya typer av sättningsmätare har utvecklats vid SGI. Vid den metod som föreslagits av U. Bergdahl den s.k. slang-sättningsmätaren kan sättningmätningar utföras exempelvis i dammar, vägar, under oljetankar och andra svåråtkomliga ställen. Härvid mäts det tryck som fordras för att blåsa upp en tunnväggig gummiblåsa som är belägen i slang-sättningsmätarens nedre del. Den metod som föreslagits av O. Wager är bäst lämpad för sättningmätning på olika nivåer. Vid denna mätmetod används en serie korta spiralarmerade slangar som är sammankopplade med korta mässingsrör.

4. Grundläggningsmetoder (utom pålgrundläggning)

a. Kombinationsgrundläggning

En ny grundläggningsmetod har utarbetats vid tekn.dr Arne Johnsons Ingenjörbyrå (B. Gerde). Härvid utnyttjas vid grundläggning främst på stödpålar det vattenuppträck som verkar mot konstruktionens bottenyta. Genom detta förfarande kan antalet pålar som annars skulle erfordras vid en konventionell pålgrundläggning avsevärt reduceras. Metoden kommer att användas bl. a. i Göteborg.

b. Packad fyllning

Grundläggning på packad fyllning har studerats av Svenska Riksbyggen (L. Cadling), Grundkonsult AB (G. Busk), AB Flygfältsbyrå (P. Ahlberg), CTH (L. Andréasson, R. Pusch), AB Vibro-Verken (L. Forssblad) och Bjurströms Geotekniska Byrå (G. Bjurström). Försöksresultat visar bl. a. att sättningarna för väl packade sprängstens-, makadam- eller grusfyllnader blir små. Resultaten från dessa undersökningar ligger till grund för bestämmelserna i Svensk Byggnorm 67 (BABS 1967). Egenskaperna hos packad torrskorpelera har studerats vid SGI (U. Kihlblom). Mätningar visar att det är möjligt att grundlägga lättare byggnader på detta material.

Packningsförsök med främst sprängsten pågår även vid Statens Vattenfallsverk (L. Bernell). Härvid undersöks främst de korttids- och långtidssättningar som erhålls i stenfyllnadsdammar vid olika packningsmetoder. Försöksresultat visar att de sättningar som erhålls efter det att fyllnaden belastats i allmänhet är av samma storleksordning som initialsättningarna.

Försök med packade fyllningar har även utförts vid Vibro-Verken AB (L. Forssblad). Dessa försök visar att det är möjligt att med tunga vibrationsvältar (12,5 t) packa upp till 1,5 à 2 m tjocka lager av sand, grus, morän och sprängsten.

c. Grundläggning av småhus

Metoder för grundläggning av småhus studeras vid Institutionen för

konstruktionslära vid LTH (B. Adamsson, B. Parck), där även en handbok för småhusgrundläggning utarbetats.

5. Pålggrundläggning

Svenska Pålkommissionen (Bror Fellenius ordf.) bedriver ett intensivt forskningsarbete genom ett antal arbetsutskott. Resultaten från detta forskningsarbete ligger delvis till grund för Svensk Byggnorm 67 (BABS 1967). Det avsnitt som behandlar pålar har utarbetats av en kommitté (Pålnormkommittén) utsedd av Kungl. Byggnadsstyrelsen, numera Statens Planverk (G. Åström, ordf.).

a. Stötvågsmätning

Omfattande stötvågsmätningar (L. Hellman) har bl. a. visat att slagdynans utformning har stor inverkan på dels stötvågens form, dels stötvågens maximivärde. Dessa mätningar har vidare visat att ett stort behov föreligger av en anordning som kan ge en konstant fallhöjd. Dessutom föreligger ett behov av en slagdyna som ger en stötvåg med rektangulär form vilken ej förändras under slagningen.

På grundval av dessa mätningar och teoretiska betraktelser har nya stoppslagningsregler utformats (L. Hellman). Dessa regler kommer att ingå i tillägget angående pålar i Svensk Byggnorm 67.

Slagning med lätta slagdon har även studerats av pålkommissionen (G. Fjelkner). Stötvågsmätningar har utförts på ett antal platser i Sverige. Det förväntas att nya stoppslagningsregler skall kunna utvecklas på basis av dessa mätningar.

Vidare bör påpekas att vid Institutionen för fysik, Uppsala Universitet (H. C. Fischer) har utvecklats ett dataprogram för analys av utförda stötvågsmätningar.

b. Friktionspålar

Friktionspålaras bärighet undersöks vid Köping (Bror Fellenius) och Fittja (U. Bergdahl), där mätningar utförts på pålar slagna till olika

djup. Bl.a. studeras de förändringar av jordens packningsgrad som sker under nedslagningen. Dessutom bearbetas ett antal provbelastningar från tidigare utförda pålprovningar.

c. Kohesionspålar

Främst kohesionspålaras bärighet har studerats i ett examensarbete vid KTH (S. Lindgren, K. Lundin, J. Thor). Ett femtiotal utförda pålprovningar har analyserats. Denna undersökning visar att nuvarande beräkningsmetoder är tillfredsställande (BABS 1967).

Vid CTH (B. A. Torstensson) studeras genom modellförsök bärförmågan hos dels enskilda kohesionspålar, dels kohesionspålgrupper. Försöken utförs med aluminiumpålar (\varnothing 32 mm) som invändigt förses med trådtöjningsgivare. Pålarnas längd varierar mellan 2,0 och 7,0 m. Trådtöjningsgivarna gör det möjligt att bestämma kraftöverföringen mellan påle och omgivande jord.

d. Negativ mantelkohesion

I samarbete med Johnsoninstitutet för industriell forskning och Nya Asfalt AB studeras negativ mantelkohesion av SGI och Pålkommisionen (Bengt Fellenius). Nuvarande försöksserier omfattar två ca 50 m långa betongpålar som slagits genom ett lager med normalkonsoliderad lera ned till fast botten. Pålarna är försedda med ett antal mätelemt varigenom lasten i pålarna kan mätas dels omedelbart efter nedslagningen, dels vid olika tidpunkter efter nedslagningen. Mätelemten har speciellt utvecklats för detta projekt. Dessa element har visat sig kunna motstå de krafter som utvecklas under slagningen utan att elementens mätnoggrannhet försämras. Mätresultat visar bl.a. att lasten i pålarna omedelbart efter nedslagningen är låg och försumbar.

e. Pålars sidomotstånd

Pålars sidomotstånd har undersökts vid SGI i samarbete med Nya Asfalt AB (G. Fjelkner) och Statens Vägverk (A. Hallén). De försök som utförts av Hallén omfattade även pålars uppdragsmotstånd. Försöksresultaten visar att det ofta är möjligt i friktionsmaterial och över-

konsoliderad lera att utnyttja sidomotståndet till att upptaga krafter förorsakade av t. ex. jordtryck eller istryck. Emellertid blir sidoutböjningen som regel stor i normalkonsoliderad lera så att sidomotståndet ej kan utnyttjas.

f. Bergspetsar

Bergspetsars bärförmåga har även studerats av Pålkommisionen (S-E. Rehnman). Försöksresultat visar att brottlasten vid statisk belastning i osprucket berg motsvarar 5 à 6 gånger bergmaterialets tryckhållfasthet. Vidare har försöksresultaten visat att inmejslingsdjupet, bergets sprickighet och bergytans lutning har stor inverkan på brottlasten, liksom upprepade av- och pålastningar.

g. Grundläggning på morän

Det grundtryck som tillåts på fast lagrad morän är lågt. För att studera de sättningar som erhålls vid pålgrundläggning på bottenmorän utför Stabilator AB belastningsförsök i Gävle i samarbete med CTH (S. Hansbo) med in-situgjutna pålar med diametern varierande mellan 20 och 90 cm. Det förväntas att grundpåkänningarna skall kunna ökas högst avsevärt för detta material.

h. Krokiga och skarvade pålars bärförmåga

Krokiga och skarvade pålars bärförmåga undersöks vid Institutionen för konstruktionsteknik vid CTH (A. Bergfelt). Försöksresultat visar att viss krokighet ej nämnvärt inverkar på bärförmågan. Vid institutionen (A. Bergfelt) studeras även den nedsättning av skjuvhållfastheten hos ett jordmaterial som sker vid pålslagning samt hållfasthetsåtervinningen hos det omgivande jordmaterialet. Dessa mätningar utförs i samband med byggnadsarbeten i Göteborg, bl. a. Tingstadstunnelns tillfartsleder.

i. Pålprovning

Anvisningar för enklare, rutinmässig provbelastning av pålar har utarbetats av ett arbetsutskott (Bror Fellenius ordf.) inom Pålkommisionen. Kommittén rekommenderar att en konstant deformationshastighet används vid provbelastning.

6. Grundförstärkningsmetoder

a. Kalkstabilisering

Vid SGI (G. Lindskog) och S. J. (E. Sandegren, A. Jerbo) undersöks inverkan av kalk på olika jordmaterial. Härvid har i jorden upptagits hål, som fyllts med kalkvälling. Efter någon tid tränger kalkjonerna in i den omgivande jorden som därigenom hårdnar. Mätningar har visat att diffusionshastigheten för kalkjonerna är mycket låg i lera, så att hållfasthetsökningen efter ett par år är begränsad till ett några centimeter tjockt skikt runt kalkdränerna. Ett betydligt snabbare förlopp torde erhållas i mo, mjäla, sprucken torrskorpelera eller i skiktade material. Metodens effektivitet borde öka om den i lera kombineras med vertikaldränering eller elektroosmos såsom påpekas i en uppsats till denna kongress av E. Sandegren.

b. Nedpressning m.m.

Vid Statens Vägverk (J. E. Jarlås) studeras användning av sprängning vid nedpressning av bankfyllningar, metoder för nedsättning av sprängladdningar samt de ändringar av jordmaterialens skjuvhållfasthet som förorsakas av sprängningar.

Vid Statens Vägverk utarbetas vidare anvisningar för schaktningsarbeten intill brostöd (B. Jakobson) vertikaldränering (B. Jakobson), nedpressning (J. E. Jarlås) och pålningsarbeten (P. Sahlström).

c. Lätta fyllnadsmaterial

Egenskaperna hos lätta fyllnadsmaterial såsom Leca, Siporexkross (krossat siporexmaterial), slagg, sågspån och bark studeras bl. a. vid SGI (R. Karlsson), Statens Vägverk (J. E. Jarlås, Ö. Andersson) och SVI (B. Örbom). Undersökningarna omfattar bl. a. studium av materialens hållfasthets- och deformationsegenskaper, deras beständighet mot krossning, röta och frost samt de förändringar som sker av materialens volymvikt under grundvattenytan. Undersökningar visar bl. a. att Siporexkross och masugnslagg kan krossas av trafiklast då överbyggnadens tjocklek är liten. Vidare föreligger risk för korrosion då Siporexkross används i närheten av t. ex. plåtkulvertar.

7. Släntstabilitet, jorddammar

a. Dataprogram

Dataprogram för beräkning av släntstabilitet har utarbetats vid Statens Vägverk (R. Nilsson), Ludvigssons Ingenjörbyrå och Nordisk ADB. Med Ludvigssons program kan man beräkna erforderlig bankpålning och med vägverkets program erforderlig förstärkning med tryckbankar. Det förväntas att dessa dataprogram i en nära framtid kommer att praktiskt taget helt ersätta det tidskrävande manuella beräkningsarbetet.

b. Analys av inträffade skred

Analys av ett lerskred som inträffade 1966 i Sävedalen (H. Bennermark) har visat att anisotropi och påslagning kan påverka släntstabiliteten hos de normalkonsoliderade sensitiva leror som förekommer i västra Sverige, bl. a. i Göta älvs dalgång.

Skredrisken i överkonsoliderade moränleror har undersökts vid SGI (R. Pusch). En efterkalkyl av ett inträffat skred visade att en c/ϕ -analys kunde tillämpas på detta material. En rapport om det inträffade skredet lämnas vid denna konferens.

c. Förstärkning av vägbankar

En ny grundförstärkningsmetod har utarbetats vid SGI (O. Wager). I vägbankar där risk för skred föreligger placeras förankringsbalkar eller spont som är sammanbundna med stag. Förankringarna och stagen förhindrar utglidning längs ytligt liggande glidytor. En rapport om denna metod presenteras vid denna konferens.

d. Erosion

Metoder för att hindra erosion av slänter i mellanjordarter studeras vid SGI (O. Wager). Undersökningarna omfattar stabilisering med dels kalk, dels olika plastmaterial. Undersökningen av plastmaterial bedrivs i samarbete med kvartärgeologiska och naturgeografiska institutionerna vid Uppsala Universitet.

Erosion i jorddammar undersöks vid Statens Vattenfallsverk (L. Bernell) med hjälp av laboratorieförsök på olika moränmaterial. Vid dessa försök bestäms den kritiska strömningsgradienten vid vertikal och horisontal strömning.

e. Jorddammar

Vid Statens Vattenfallsverk pågår sedan ett år tillbaka även fältförsök med olika typer av syntetiska folier som ersättning för tätkärnan i jorddammar (L. Bernell). Framför allt den åldring som sker i dessa plastmaterial studeras.

Stabilitetsförhållandena vid lutande tätkärna i jorddammar studeras vid Institutionen för vattenbyggnad vid KTH (H. Thurner, E. Reinius). Undersökningarna omfattar dels teoretiska beräkningar, dels laboratorieförsök.

Mätningar av sättningar och sidodeformationer i jorddammar utförs vid flera institutioner och företag (Statens Vattenfallsverk, VBB m. fl.).

8. Jordtryck, sponter och stödjemurar

a. Dimensionering av sponter

En subkommitté (B. Gustavsson ordf.) under Teknologföreningens normkommitté för vatten- och avloppshandlingar har utarbetat anvisningar för spontkonstruktioner till främst ledningsgravar. Anvisningarnas syfte är att åstadkomma enhetliga spontkonstruktioner. I anvisningarna ges rekommendationer angående tillåtna påkänningar i spont, hammarband och strävor, jordtryck, erforderlig grundundersökning, jordartsklassificering samt spontnings- och schaktningsarbetenas utförande.

Flera förankringssystem för bakåtförankrade sponter har utarbetats (Hagconsult AB, Stabilator AB, Nya Asfalt AB, AB Svensk Grundundersökning). Vid Hagconsults system används borrhålet som förankring genom att detta genom injektering fästs i berg (bergförankring) eller i jord (jordförankring). Vid Stabilators, Nya Asfalts och Svensk Grund-

undersöknings system borraras först ett hål vanligtvis med hjälp av foderrör genom bakomliggande jord eller berg. Därefter insätts kablar eller stål i de uppborrade hålen. Dessa fästs genom injektering i de omgivande berg- eller jordmaterialen. Dessa nya system har praktiskt taget helt ersatt de avstyvningar som tidigare användes i större schakter.

En kommitté (A. Hellgren ordf.) har tillsatts med uppgift att utarbeta anvisningar för utförande och kontroll av bakåtförankrade sponter samt rekommendation beträffande de jordtryck som bör användas vid dimensionering av sådana sponter.

b. Jordtryck mot sponter

De jordtryck som verkar mot bakåtförankrade spontväggar har undersökts av Hagconsult AB (P. O. Sahlström) och Grundkonsult AB (P. O. Nordin). Mätningar visar att jordtrycket mot en bakåtförankrad förspänd spont i allmänhet är lågt under sommarhalvåret och att det ökar under höstmånaderna för att nå ett maximum antingen då jorden bakom sponten fryser under vintern eller då jorden tinar under tjällossningsperioden. Mätningar visar vidare att stora förskjutningar erhålls då pålar slås i närheten av en förankrad spont i det fall då sponten ej slagits till berg.

De jordtryck som verkar mot spontkonstruktioner i lera och de deformationer som erhålls vid urschaktningen har även undersökts vid Institutionen för konstruktionsteknik vid CTH (A. Bergfelt). Mätningarna visar att spontens deformation avsevärt påverkar jordtrycksfördelningen.

c. Jordtryck mot källarväggar

Den 20 febr. 1968 anordnade Statens Råd för Byggnadsforskning en konferens över jordtryck mot källarmurar. Mätningar utförda vid Kälvesta av SGI (S-E. Rehnman) har visat att jordtrycket vid lös utfyllnad motsvarar det beräknade jordtryck som används vid dimensionering av källarmurar medan jordtrycket vid packning av återfyllnadsmaterial kan bli flera gånger större än det teoretiskt beräknade.

d. Jordtryck mot stödjemurar

Jordtrycksmätningar har utförts vid ett brolandfäste till en plattrambro vid Mikrofonvägen intill Stockholms Södra infart (I. Ingelson). Dessa mätningar visar liksom mätningarna vid Kälvesta att höga jordtryck erhålls då återfyllnadsmaterialet packades. Mätningar visar vidare att mycket små rörelser erfordras för att avsevärt ändra jordtrycket. T. ex. erfordrades en vinkeländring från den bakomliggande återfyllningen $1/1000$ -del av frontmurens höjd för att jordtrycket skulle minska till aktivt jordtryck enligt Rankines jordtrycksteori och en vinkeländring av $1/400$ -del av frontmurens höjd mot återfyllningen för att jordtrycket skulle öka till passivt jordtryck enligt Rankines jordtrycksteori.

e. Jordtryck mot rörledningar

Jordtrycksfördelningen kring tunnväggiga flexibla rör har studerats i ett licentiatarbete vid Institutionen för geoteknik vid C TH (J. Molin).

f. Förankring av tryckledningar

De jordtryck och deformationer som erhålls då plattor eller spont används vid förankring av underjordiska tryckledningar har mätts av Vattenbyggnadsbyrån (O. Magnusson) och SGI (I. Ingelson). Mätningarna har utförts vid tre förankringar vid provtryckning av en huvudvattenledning lagd i överkonsoliderad lera. Det planeras att upprepa mätningarna 1969 efter det att ledningen varit i bruk ca ett år.

9. Tjälproblem

a. Grundforskning

Vid Statens Väginstitut (SVI) studeras bl. a. den mekanism som förorsakar tjälskjutning (S. Fredén). Härvid har tjälskjutningens storlek och hävningstrycken speciellt studerats.

b. Tjälisolering

Vid SVI (R. Gandahl) och vid SJ:s geotekniska kontor (A. Jerbo) pågår undersökningar angående användning av olika isoleringsmaterial för att förhindra tjälskador. Bl. a. har sådana material som mineralull, glasfiber, slagg, sågspån, bark och träslipers studerats. Försöksresultat visar att dessa material effektivt förhindrar tjälskador under de flesta förhållanden.

c. Läggningsdjup för vatten- och avloppsledningar

Beräkningsmetoder har utarbetats vid VBB (L. E. Janson) för bedömning av erforderligt grundläggningsdjup för vatten- och avloppsledningar. Vid denna undersökning har även tjäldjupet uppmätts i skilda delar av Sverige.

d. Packning av frusen jord

Packningsegenskaperna hos frusna jordmaterial har undersökts vid SGI (A. Heiner) och Statens Vattenfallsverk (L. Bernell). Försöksresultat visar bl. a. att temperaturen samt packningsvattenhalten har stor inverkan på packningen. Dessutom görs försök vid SGI att med osläckt kalk tina frusna jordmaterial. Undersökningen inkluderar bl. a. kompressions- och belastningsförsök. Beräkningar och mätningar har givit till resultat att det i de flesta fall utom vid mindre jordarbeten är oekonomiskt att med denna metod helt tina frusna jordmaterial.

Vid SVI studeras olika arbetsmetoder för vägbyggnad vintertid med tjälat material (B. Örbom, N. Lundgren). Användning av tjälat material i vägar innebär bl. a. att den tid som disponeras för vägbyggnad förlängs avsevärt i de norra delarna av Sverige. Försöksresultaten visar emellertid att stora sättningar erhålls då det frusna materialet tinar under tjällossningsperioden och att skred kan förorsakas i vägbankarna.

10. Korrosion

a. Korrosion i stål

Vid SJ (A. Jerbo) studeras sedan ett tiotal år tillbaka korrosion i stål. Polerade stålstänger har satts ned i olika jordmaterial på ett 10-tal platser i Sverige. I vissa lermaterial har en viss korrosion observerats, medan i andra lermaterial korrosionen har varit obetydlig eller obefintlig. En fosfatbeläggning på stålstängerna tycks ha skyddat dessa mot angrepp.

Omfattande korrosionsundersökningar bedrivs vid Institutionen för konstruktionsteknik vid CTH (A. Bergfelt). Dessa mätningar visar bl. a. att korrosionen i lera i allmänhet är liten.

Forskning angående korrosion i jord bedrivs även vid Kagghamra-laboratoriet av O. Arrenius. Inspektion av vägtrummor av galvaniserad plåt har visat svåra korrosionsangrepp redan efter kort tid.

b. Korrosion i betong

Korrosion av betong i jord studeras vid VBB (L. E. Janson). Undersökningar visar att korrosion kan vara ett problem i jordmaterial med relativt hög permeabilitet och där grundvattnets pH-värde är lågt.

11. Grundvattenproblem

I de flesta städer pågår en gradvis grundvattensänkning på grund av minskad infiltration av ytvatten och den allmänna landhöjningen. En sänkning av grundvattenytan förorsakas även av trafik-, avlopps- och ledningstunnlar. Denna grundvattensänkning kan orsaka skador på byggnader grundlagda på plattor eller pålar. De problem som är förknippade med en grundvattensänkning studeras bl. a. vid SGI (G. Lindskog, U. Bergdahl) och av den s. k. STEGA-gruppen. Denna grupp studerar även förändringar i träpålar under grundvattenytan som är förorsakade av grundvattnets förorening.

12. Schaktning i jord

Jordmaterialets schaktbarhet (grävbarhet) har studerats av en arbetsgrupp (E. Back ordf.) inom IVA:s transportforskningskommission. Gruppen har behandlat bl. a. jordarts- och schaktbarhetsklassificering, upprättat arbetsprogram för ett nytt klassificeringssystem samt framlagt ett forskningsförslag.

13. Bergmekanik

År 1966 bildades i Sverige en bergmekanikkommitté (I. Janelid ordf.), med uppgift att främja och samordna den bergmekaniska forskningen i Sverige. Kommittén är ansluten till Ingenjörsvetenskapsakademien (IVA). IVA:s bergmekanikkommitté har bl. a. lagt fram ett förslag om upprättandet av ett bergtekniskt institut.

Bergmekanikkommittén kompletterar den verksamhet som sedan ett tiotal år tillbaka bedrivs av den s.k. Bergsprängningskommittén där främst frågor angående borrhning, laddning, sprängning, bergförstärkning, lastning och transport behandlas.

Inom bergmekanikkommitténs fem arbetsgrupper studeras bl. a. läckage, av vatten in i tunnlar och bergrum, de grundvattenproblem (t. ex. sätningar) som förorsakas av inläckningen samt användning av flygbilder vid projektering av exempelvis tunnlar. Vidare undersöks tätning av berg genom injektering, bergförankringsförband och egenskaper hos sprutbetong. Dessutom behandlas i arbetsgrupperna nomenklatur- och klassificeringsfrågor.

Bergteknisk forskning bedrivs vid ett stort antal institutioner och företag. Vid Atlas Copco (O. Meyer) studeras t. ex. bergets sönderbrytning vid olika processer, utformning av borrhutrustning, energiöverföring mellan bormaskin, borrstång, borrhkrona och berg samt klassificering av berg med avseende på borrhastighet och slitage.

Bergförstärkningar, släntstabilitet och val av brytningsmetod ur bergmekanisk synpunkt undersöks vid Boliden AB (H. Helfrich). Dessutom

studeras vid detta företag optimering av bergrum och stödpartier med avseende på deras funktion och livslängd. Härvid bestäms bergets hållfasthets- och deformationsegenskaper genom att mäta sprickfrekvens, sprickavstånd, sprickvidd, orters och pelares deformation samt sättningar vid markytan. Laboratorieundersökningar omfattar bl. a. bestämning av E-modul, tryck- och draghållfasthet. Vidare utförs vid Boliden spänningsoptiska undersökningar samt modellförsök. Även nya metoder för deformationsmätning har utvecklats vid företaget (T. Hagerman).

Vid Hagconsult AB och K-konsult har utvecklats TV-utrustning för bestämning av sprickavstånd, sprickorientering och sprickfrekvens i borrhål. Hagconsult har vidare konstruerat en borrhålskikare.

Vid institutionen för gruvbrytning, KTH (I. Janelid) har utvecklats metoder för mätning av bergtryck (bergtryckscell) samt bergrörelser. Rörelser i berget mäts med långa trådar i borrhål. Vidare utförs vid institutionen spänningsoptiska undersökningar och modellförsök av olika brytningsmetoder (t. ex. skivrasbrytning). Dessutom undersöks bergmaterialets hållfasthets- och deformationsegenskaper såsom E-modul, Poissons tal, tryck- och draghållfasthet samt deras viskoelastiska egenskaper med hjälp av krypprov.

Modellförsök och teoretiska studier av oljeutträngning vid lagring av olja i bergrum har studerats vid Institutionen för vattenbyggnad, KTH (E. Reinius). Metoder för att förhindra oljeutträngning har även utvecklats. Vid institutionen pågår även undervisning i bergmekanik.

Omfattande bergtrycks- och deformationsmätningar utförs vid LKAB (I. Hansági) för att bestämma spänningsändringar i pelare och bergväggar samt huvudspänningsfördelningen kring bergrum. Vidare utförs sprickkartering, efterkalkyl av utförda förstärkningsarbeten och spänningsoptiska undersökningar. Dessutom studeras metoder (injektering, betongbesprutning, ingjutning) för att förhindra vattenläckage.

Vid Stabilator AB (C. Alberts) undersöks bl. a. att med för- och efterinjektering förhindra vattenläckage i tunnlar och bergrum. Vidare stu-

deras sprutbetong och olika typer av bergförankringar.

Vid SGI (R. Karlsson) har undersökts de svällningstryck som erhålls i olika vittrade montmorillonithaltiga bergmaterial. Vidare har mikrostrukturen hos några sedimentära bergarter studerats (R. Pusch) samt olika klassifikationssystem (O. Cecil) för bergarbeten.

Valvtryck i tunneltak samt spänningsfördelningen runt bergrum har mätts vid Statens Vattenfallsverk (R. Hiltcher). Vidare undersöks där med spänningsoptiska metoder spänningsfördelningen runt tunnlar vid olika horisontaltryck. Dessutom studeras sprutbetongens egenskaper, då denna hårdnar efter påslaget. Vid Statens vattenfallsverk undersöks även möjligheterna att med isotopmätare bestämma sprickfrekvensen i berg (L. Bernell).

Dubbla direkta skjuvförsök på olika bergmaterial har utförts vid Stiftelsen Svensk Detonikforskning och Nitro Nobel AB (N. Lundberg). Vidare undersöks bergmaterials E-modul, Poissons tal, ljudhastighet, hårdhet samt skillnader mellan statisk och dynamisk hållfasthet. Dessutom studeras brottmekanismen vid sprängning och borrar, styckefall vid sprängning i olika modellmaterial och i berg, slätsprängning, förspräckning samt vibrationer vid sprängning och pålning, bergrums stabilitet genom bergtryck- och knäppmätning (mikroseismmätning) (P. A. Persson m. fl.).

Vid Geologiska institutionen, Uppsala Universitet (H. Ramberg) utförs modellförsök i ultracentrifug varigenom stabilitetsförhållandena vid olika slags tunnelöppningar kan studeras.

Krossning av berg vid hammarbörning studeras vid Fysiska institutionen Uppsala Universitet (H. C. Fischer). Ur försöksresultaten erhålls kraftinträngningskurvor för olika bergarter. Vidare utförs stötvågmätningar i borrhänger. Dessutom studeras med röntgenblixtp sprickfortplantningen i berg.

Vid VBB (H. Fagerström m. fl.) mäts sådana materialegenskaper som volymvikt, porvolym, vattenhalt, vattenmättnadsgrad, E-modul, skjuv-

hållfasthet, permeabilitet, svällningstryck och kapillaritet. Vidare utförs in-situförsök för att bestämma bergmaterials hållfasthets- och deformationsegenskaper.

14. Fordon - markforskning

En samarbetsorganisation för fordon - markforskning bildades 1966 (S. Areskoug ordf.). Organisationens uppgift är samordning, orientering och utbyte av erfarenheter och resultat beträffande fordons terrängframkomlighet. Organisationen verkar främst genom konferenser, symposier och kurser. Vid Skogshögskolan i Garpenberg har exempelvis hållits kurser i fordons-, provnings- och mätteknik. Dessutom har hållits ett antal orienterande föredrag och demonstrationer vid organisationens årsmöten angående bl. a. terrängframkomlighet, konstruktion av terrängfordon, terrängklassificering och geoteknik. Vidare har ett antal utländska forskare inbjudits vilka har hållit orienterande föredrag för medlemmarna (A. R. Reece, M. G. Bekker m. fl.). Organisationen har en anställd sekreterare (N. Mellander) och en litteraturingenjör (S. E. Lind). Vidare utges regelbundet sammandrag av uppsatser och tidningsartiklar rörande fordon - markfrågor. Organisationen har emellertid ej någon egen forskningsverksamhet utan sådan bedrivs vid institutioner och företag.

Vid Försvarets Materielverk-Armématerialförvaltningen, som svarar för utveckling och anskaffning av materiel främst till armén, studeras bl. a. band- och hjulfordon samt sådana problem som påverkar terrängframkomlighet (bärighet och körbarhet hos olika jordmaterial, is och snö, grundundersöknings- och grundförstärkningsmetoder, markklassificering etc). Förvaltningen bevakar vidare systematiskt den litteratur som berör fordon - markområdet samt utprovar nya fordonskonstruktioner.

Vid Arméns Fältarbetskola utprovas fältarbetsmateriel (t. ex. bandtraktorer, bandlastare) och olika markförstärkningsmetoder, medan nya fordonstyper (inkl. terrängfordon) utprovas vid Arméns Motorskola i Strängnäs.

Vid AB Bofors har studerats bl. a. bandfordons styrning och gångegenskaper på ojämnt underlag samt schaktning med bandschaktare. Terrängfordons framkomlighet i olika terrängtyper har undersökts vid bl. a. AB Volvo. Vid Goodyear Gummi Fabriks AB studeras olika däcktypers inverkan på terrängframkomligheten.

Fordonstekniska försök har utförts vid Kungl. Domänstyrelsen. Där har undersökts t. ex. olika påhängsvagnars terrängframkomlighet och s. k. Terradäck. Vidare har undersökts de markskador som uppstår vid körning med traktor samt nedsjunkningen i olika jordmaterial. Ett system för markklassificering har utarbetats vid Domänstyrelsen.

Vid Institutionen för lantbrukets hydroteknik vid Lantbrukshögskolan i Ultuna studeras vattenförhållandena och deras variation i olika markprofiler. Vidare studeras framkomligheten under regniga förhållanden. System för automatisk dataregistrering vid studier av lantbrukstraktorer har utvecklats vid Institutionen för lantbrukets arbetsmetodik och teknik vid Lantbrukshögskolan, medan nya mätinstrument och mätmetoder har utvecklats vid Institutionen för jordbearbetning.

Vid Skogshögskolan studeras terrängfordonsteknik och markmekanik. Där undersöks bl. a. de faktorer (fasta hinder, otillräcklig bärighet och lutningar) som begränsar terrängframkomligheten. Vidare har det dragna hjulets bärförmåga studerats med modellförsök.

Fordonstekniska frågor i samband med konstruktion av terrängfordon studeras vid Statens Väginstitut.

Slutord

Geoteknisk forskning och geotekniskt utvecklingsarbete bedrivs vid ett stort antal institutioner och företag. Endast en del av den pågående verksamheten har kunnat omnämnas i denna sammanfattning. Många av undersökningarna bedrivs med stöd av Statens Råd för Byggnadsforskning. Emellertid är geotekniska fältmätningar mycket kostnadskrävande och lång tid förflyter ofta mellan planering av en undersökning och publi-

cering av forskningsresultaten. För att bringa ned kostnaderna för fältförsök bör de tillfällen som uppkommer vid uppförande eller rivning av byggnader noga tas till vara. T. ex. borde före rivningen deformationsegenskaperna och sprickbildningen i relativt nya byggnader bestämmas med belastningsförsök. Sådana belastningsförsök torde relativt enkelt kunna utföras med hjälp av domkrafter. Det är nämligen av utomordentligt stor betydelse att bestämma vilka deformationer som olika typer av byggnader kan tåla innan allvarlig sprickbildning uppstår eller byggnadens hållfasthet nedsätts.

Summary

Current Swedish Geotechnical Research

By Bengt Broms

In this report is summarized current research projects in Sweden in the field of soil mechanics and foundation engineering. Among these the following can be mentioned.

The mechanical properties of Swedish quick-clays are investigated at several institutions. The structure of these clays is studied with electron microscope and with X-ray diffraction techniques. Also the strength and deformation properties of clays, sand and moraines are investigated intensively. New devices which can be used to measure the shear strength of mainly clays and the compaction properties of different soils have been developed.

Different sounding methods used in Sweden has been studied both in the laboratory and in the field. Several new penetration devices for both static and dynamic penetration tests have been developed. The use of seismic and geotechnical methods for soil exploration has also been investigated as well as the use of aerial photographs for city planning and road planning purposes.

The differential settlements which can be accepted for different types of buildings has also been investigated as well as methods of calculating settlements for sands and heavily overconsolidated clays (boulder clays). Two new settlements gages have been developed.

Problems connected with pile foundations are investigated by the Swedish Pile Commission. The bearing capacity of skin friction piles has been investigated as well as the forces acting in the piles during driving. Also the phenomena of negative skin friction and the bearing capacity of piles driven to rock have been studied.

Several new anchorage systems for sheet pile walls have been developed in Sweden. The earth pressures acting on anchored sheet pile walls

have been measured in addition to earth pressure distribution on basement walls and bridge abutments.

The properties of frozen soils have been investigated as well as the mechanism at frost heaving. Corrosion in steel is studied at several institutions. In addition the problems connected with a lowering of the ground water table are investigated. In the report is also summarized the research activities in the field of rock mechanics and terra mechanics.

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
Swedish Geotechnical Institute

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

Reprints and preliminary reports

No.		Pris kr. (Sw. crs.)
1.	Views on the Stability of Clay Slopes. <i>J. Osterman</i>	1960 Out of print
2.	Aspects on Some Problems of Geotechnical Chemistry. <i>R. Söderblom</i>	1960 »
3.	Contributions to the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris 1961. Part I.	1961 »
	1. Research on the Texture of Granular Masses. <i>T. Kallstenius & W. Bergau</i>	
	2. Relationship between Apparent Angle of Friction — with Effective Stresses as Parameters — in Drained and in Consolidated-Undrained Triaxial Tests on Saturated Clay. Normally-Consolidated Clay. <i>S. Odenstad</i>	
	3. Development of two Modern Continuous Sounding Methods. <i>T. Kallstenius</i>	
	4. In Situ Determination of Horizontal Ground Movements. <i>T. Kallstenius & W. Bergau</i>	
4.	Contributions to the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris 1961. Part II.	1961 5:—
	Suggested Improvements in the Liquid Limit Test, with Reference to Flow Properties of Remoulded Clays. <i>R. Karlsson</i>	
5.	On Cohesive Soils and Their Flow Properties. <i>R. Karlsson</i>	1963 10:—
6.	Erosion Problems from Different Aspects.	1964 10:—
	1. Unorthodox Thoughts about Filter Criteria. <i>W. Kjellman</i>	
	2. Filters as Protection against Erosion. <i>P. A. Hedar</i>	
	3. Stability of Armour Layer of Uniform Stones in Running Water. <i>S. Andersson</i>	
	4. Some Laboratory Experiments on the Dispersion and Erosion of Clay Materials. <i>R. Söderblom</i>	
7.	Settlement Studies of Clay.	1964 10:—
	1. Influence of Lateral Movement in Clay Upon Settlements in Some Test Areas. <i>J. Osterman & G. Lindskog</i>	
	2. Consolidation Tests on Clay Subjected to Freezing and Thawing. <i>J. G. Stuart</i>	
8.	Studies on the Properties and Formation of Quick Clays. <i>J. Osterman</i>	1965 5:—
9.	Beräkning av pålar vid olika belastningsförhållanden. <i>B. Broms</i>	1965 30:—
	1. Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar.	
	2. Brottlast för snett belastade pålar.	
	3. Beräkning av vertikala pålars bärförmåga.	
10.	Triaxial Tests on Thin-Walled Tubular Samples.	1965 5:—
	1. Effects of Rotation of the Principal Stress Axes and of the Intermediate Principal Stress on the Shear Strength. <i>B. Broms & A. O. Casbarian</i>	
	2. Analysis of the Triaxial Test—Cohesionless Soils. <i>B. Broms & A. K. Jamal</i>	
11.	Något om svensk geoteknisk forskning. <i>B. Broms</i>	1966 5:—
12.	Bärförmåga hos pålar slagna mot släntberg. <i>B. Broms</i>	1966 15:—
13.	Förankring av ledningar i jord. <i>B. Broms & O. Orrje</i>	1966 5:—
14.	Ultrasonic Dispersion of Clay Suspensions. <i>R. Pusch</i>	1966 5:—
15.	Investigation of Clay Microstructure by Using Ultra-Thin Sections. <i>R. Pusch</i>	1966 10:—
16.	Stability of Clay at Vertical Openings. <i>B. Broms & H. Bennermark</i>	1967 10:—

No.		1967	Pris kr. (Sw. crs.)
17.	Om påslagning och påbärighet.	1967	5:—
	1. Dragsprickor i armerade betongpålar. <i>S. Sahlin</i>		
	2. Sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade modellpålar av betong. <i>B-G. Hellers</i>		
	3. Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök. <i>S-E. Rehnman</i>		
	4. Negativ mantelfriktion. <i>B. H. Fellenius</i>		
	5. Grundläggning på korta pålar. Redogörelse för en försöks-serie på NABO-pålar. <i>G. Fjellner</i>		
	6. Krokiga pålars bärförmåga. <i>B. Broms</i>		
18.	Pålgruppers bärförmåga. <i>B. Broms</i>	1967	10:—
19.	Om stoppslagning av stödpålar. <i>L. Hellman</i>	1967	5:—
20.	Contributions to the First Congress of the International Society of Rock Mechanics, Lisbon 1966.	1967	5:—
	1. A Note on Strength Properties of Rock. <i>B. Broms</i>		
	2. Tensile Strength of Rock Materials. <i>B. Broms</i>		
21.	Recent Quick-Clay Studies.	1967	10:—
	1. Recent Quick-Clay Studies, an Introduction. <i>R. Pusch</i>		
	2. Chemical Aspects of Quick-Clay Formation. <i>R. Söderblom</i>		
	3. Quick-Clay Microstructure. <i>R. Pusch</i>		
22.	Jordtryck vid friktionsmaterial.	1967	30:—
	1. Resultat från mätning av jordtryck mot brolandfäste. <i>B. Broms & I. Ingelson</i>		
	2. Jordtryck mot oeftergivliga konstruktioner. <i>B. Broms</i>		
	3. Metod för beräkning av sambandet mellan jordtryck och deformation hos främst stödmurar och förankringsplattor i friktionsmaterial. <i>B. Broms</i>		
	4. Beräkning av stolpfundament. <i>B. Broms</i>		
23.	Contributions to the Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, Oslo 1967.	1968	10:—
	1. Effective Angle of Friction for a Normally Consolidated Clay. <i>R. Brink</i>		
	2. Shear Strength Parameters and Microstructure Characteristics of a Quick Clay of Extremely High Water Content. <i>R. Karlsson & R. Pusch</i>		
	3. Ratio c/p' in Relation to Liquid Limit and Plasticity Index, with Special Reference to Swedish Clays. <i>R. Karlsson & L. Viberg</i>		
24.	A Technique for Investigation of Clay Microstructure. <i>R. Pusch</i>	1968	22:—
25.	A New Settlement Gauge, Pile Driving Effects and Pile Resistance Measurements.	1968	10:—
	1. New Method of Measuring in-situ Settlements. <i>U. Bergdahl & B. Broms</i>		
	2. Effects of Pile Driving on Soil Properties. <i>O. Orrje & B. Broms</i>		
	3. End Bearing and Skin Friction Resistance of Piles. <i>B. Broms & L. Hellman</i>		
26.	Sättningar vid vägbyggnad	1968	20:—
	Föredrag vid Nordiska Vägtekniska Förbundets konferens i Voksenåsen, Oslo 25—26 mars 1968		
	1. Geotekniska undersökningar vid bedömning av sättningar. <i>B. Broms</i>		
	2. Teknisk-ekonomisk översikt över anläggningsmetoder för reducering av sättningar i vägar. <i>A. Ekström</i>		
	3. Sättning av verkstadsbyggnad i Stenungsund uppförd på normalkonsoliderad lera. <i>B. Broms & O. Orrje</i>		
27.	Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat från modellförsök. <i>S-E. Rehnman</i>	1968	15:—

No.	1968	Pris kr. (Sw. crs.)
28. Bidrag till Nordiska Geoteknikermötet i Göteborg den 5-7 september 1968.	1968	15:—
1. Nordiskt geotekniskt samarbete och nordiska geoteknikermöten. <i>N. Flodin</i>		
2. Några resultat av belastningsförsök på lerterräng speciellt med avseende på sekundär konsolidering. <i>G. Lindskog</i>		
3. Sättningar vid grundläggning med plattor på moränlera i Lund. <i>S. Hansbo, H. Bennermark & U. Kihlblom</i>		
4. Stabilitetsförbättrande spontkonstruktion för bankfyllningar. <i>O. Wager</i>		
5. Grundvattenproblem i Stockholms city. <i>G. Lindskog & U. Bergdahl</i>		
6. Aktuell svensk geoteknisk forskning. <i>B. Broms</i>		