



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. 54

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

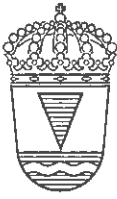
REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

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

Moränleredagar 1972

**Symposium anordnat av Svenska Geotekniska
Föreningen den 2—3 maj 1972**

STOCKHOLM 1973



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. 54

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

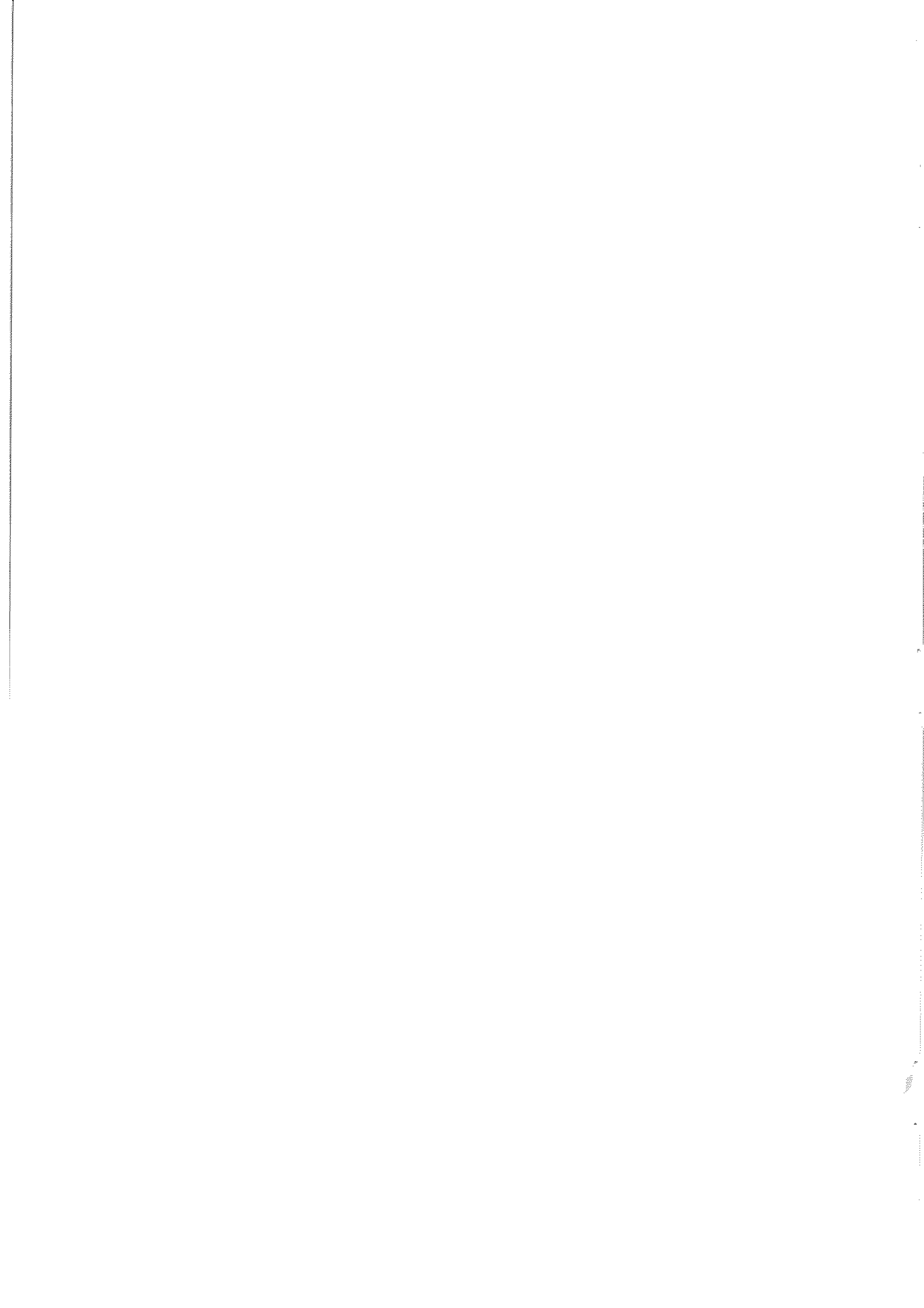
REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

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

Moränleredagar 1972

**Symposium anordnat av Svenska Geotekniska
Föreningen den 2—3 maj 1972**

STOCKHOLM 1973



FÖRORD

I december 1969 anordnade Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) ett symposium över morän inkluderande även några föredrag om moränlera, däribland två danska. Föredragen publicerades i SGI Särtryck och preliminära rapporter No. 39 (1970).

I avsikt att ytterligare bredda kunskapen om moränleran i geotekniskt sammanhang anordnade SGF ett moränleresymposium den 2 och 3 maj 1972. Mötena hölls i Malmö och på Danmarks Geotekniske Institut (DGI) i Köpenhamn.

Den första dagen i Malmö omfattade dels en serie korta föredrag, dels några studiebesök på arbetsplatser med anknytning till främst moränlera. Programmet i Köpenhamn, som även hade karaktären av en presentation av DGI:s nya lokaler i Lyngby och utgjorde ett led i ett vidgat nordiskt samarbete, upptog ett föredrag om moränlera samt studiebesök. Dessutom hölls ett föredrag om konsultationsärendenas behandling vid DGI. Denna fråga låg egentligen utanför symposiets tema, men bidraget har ansetts så värdefullt i det nordiska geotekniska sammanhanget, främst avseende standardiseringsfrågor, att det bör medtas i denna publikation.

Det i symposiet ingående föredraget om kalkstabilisering av moränlera av K.G. Assarson är i väsentliga delar publicerat i annan skrift ¹⁾ och är därför ej medtaget i föreliggande publikation. Endast smärre redaktionella ändringar har gjorts i de erhållna manuskripten. I en av artiklarna har vissa kompletterande mätvärden kunnat införas fram till tiden för tryckningen.

Genom de två publikationerna, som tillkommit i samarbete mellan SGI och SGF och möjliggjorts genom författarnas välvilliga medverkan, har en tämligen god totalbild kunnat erhållas över moränlerans geotekniska egenskaper och vunna praktiska erfarenheter på området. I samband härmed kan även nämnas SGI:s Särtryck och preliminära rapporter No. 38, där provtagning i bl a moränmaterial behandlas.

Beträffande ytterligare information kan även hänvisas till ett geologiskt symposium över morän, vilket hölls i Uppsala 1972. Symposiet kommer att redovisas i en publikation som beräknas utkomma under 1973 och vari ingår bl a två geotekniska artiklar. ²⁾

Stockholm i september 1973
STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

1) Cement och Betong 47 (1972):1, p. 55-71

2) B. Broms, "Geotechnical aspects on moraine", och J. Hartlén, "Geotechnical characteristics of moraine clays related to their structure". Bull. of the Geol. Institutions of Uppsala Univ. New Series, Vol. 4, Uppsala 1973

INNEHÅLL

Förord	Sid
SYDVÄSTRA SKÅNES MORÄNER Erik Mohrén	1
NORDVÄSTRA SKÅNES RÄT-LIAS BERGGRUND OCH MORÄNER UR BYGGNADSGEOLOGISK SYNPOINT Sture Rydström	9
PLATTGRUNDLÄGGNING PÅ MORÄNLERA Jan Hartlén	17
FÄLT- OCH LABORATORIEMETODER VID UNDERSÖKNING AV MORÄNLERA - redovisning av enkätsvar Jan Hartlén	33
PÅLNING I MORÄNLERA Karl-Erik Nyman	39
ARBETSTEKNIK OCH EKONOMI VID SCHAKTNING OCH FYLL- NING AV MORÄNLERA Lars Lindskog	53
STURUPS FLYGPLATS Förkortad version av föredrag Torbjörn Stål	59
GRUNDLÄGGNING AV BARSEBÄCKSVÄRKET Jan Molin	63

	Sid
RADIOLÄNKTORN VID JÄGERSRO, MALMÖ Anders Mattsson	71
DANSKE ERFARINGER MED FUNDERING PÅ MORAENELER Torben Balstrup	75
GENNEMGANG AF SAEDVANLIG KONSULTATIV OPGAVE Bilag. Oversigt over udformning og indhold af geoteknisk rapport over undersøgelser i forbindelse med saedvanlig, konsultativ opgave. C. C. Ballisager	81

SYDVÄSTRA SKÅNES MORÄNER

Statsgeolog Erik Mohrén, Sveriges Geologiska Undersökning, Lund

Det förefaller väl oss i dag ganska egendomligt, att det bara är lite över 100 år sedan idén om en istid framlades sådan vi uppfattar istiden och dess bildningar i dag. Egendomligt därför, att våra naturforskare - geologer kunde man knappast kalla dem då - under 1800-talets förra hälft levde och verkade bland utbredda istidsbildningar. Födelseåret för istidsidén förlägger vi här i Skandinavien till 1859, det år då Otto Torell framlade sin istidsteori. Men vi ska vara på det klara med att idén "avlats" ett halvt sekel tidigare och att flera forskare varit inne på samma vägar som Torell. Därför är i detta fall, som i många andra, faderskapet svårt nog att med säkerhet fastställa.

I centrala delen av det nordeuropeiska nedisningsområdet fann man som regel bara en moränbädd. Man hade därför skäl att anta att också bara en istid existerat. Vad Skåne beträffar lade Leonard Holmström, rektor vid Hvilans folkhögskola i Åkarp strax NO om Malmö, år 1865 grunden till uppfattningen om den glaciala utvecklingen. Han visade genom studier av isrefflor och spridningen av block av olika bergartstyper, att landisen under olika tider haft växlande rörelseriktningar. Han var dock av den uppfattningen, att det rörde sig om en enda istid, låt vara att han i strandklintarna norr om Landskrona kunde konstatera, att mellan två moränbäddar, k r o s t e n s l e r a , som det med ett bra uttryck då kallades, uppträdde s k vitåbildningar, d v s smältvat-
tensediment.

När man kom ut till de ännu mera perifera områdena av nedisningen, i Danmark och Tyskland, påträffades icke sällan sådana sediment mellan moränbäddar av olika ålder och ibland av ganska olika sammansättning. I dylika sedimentserier började man på 1870-talet allt oftare upptäcka organogena sediment med fossil, som visade hän på ett klimat, som var minst lika hyggligt som det nuvarande. Man har på denna väg kommit fram till den uppfattning, som i stort sett omfattas i dag med fyra istider, skilda åt genom perioder med ett så milt klimat, att landisarna varit helt försvunna. Beträffande de geo-

logiska beteckningarna för dessa tider och interglaciertider skall här endast nämnas, att man i regel anser, att den näst sista istiden var den längsta, med den mäktigaste isen, den som också nådde längst ut på kontinenten.

I ett senare arbete, 1904, sammanfattade Holmström de erfarenheter och fakta om den glaciala utvecklingen, som framkommit under de närmast förflutna fyra decennierna, framför allt genom Sveriges geologiska undersöknings geologiska kartläggning i Skåne, sålunda:

1. Den gammalbaltiska isströmmen kom från SO-O. Dess morän har flerstädes konstaterats på Söderåsen. Denna isström förmodas successivt under framryckningen ha övergått i
2. Meridianisströmmen med huvudriktning N-S, avlöst av
3. Den högbaltiska strömmen, som endast överskred de centrala delarna och södra Skåne med rörelse i huvudsak från NO-O under avsmältning och tillbakaryckning.
4. Den lågbaltiska isen rundade som en framryckande lob av Östersjöismassan Skånes södra kust från O mot V, sedan från S mot N.

Vid avslutandet av SGU:s kartarbeten genom kartbladet Aa 142 Sövdeborg framlade H Munthe, 1920, sin syn på utvecklingen:

1. Den gammalbaltiska isströmmen, som övergick i
2. NO-isen (= Holmströms meridian + högbaltiska isen), som vid sin avsmältning uppdelades i
 - a) en retirérande högerflygel över norra och centrala Skåne och
 - b) en framryckande vänsterflygel, den "medelbaltiska", som på ömse sidor om södra Romeleåsändan gav upphov till backlandskapen
3.
 - a) den yngre, framryckande NO-isen med fronten i centrala Skåne och
 - b) den lågbaltiska isen (= Holmströms lågbaltiska) i södra och västra Skåne.

Som synes är bilden komplicerad och har senare blivit det än mer, bl a genom rön från djupborrningar på 1960-talet genom den omkring 120 m mäktiga kvar-tära lagerserien i Alnarpsdalen, en SV om och med Romeleåsen parallell sän-ka i kritberggrunden. Borrningarna utfördes av SGU under ledning av Kaj Nilsson. En redogörelse för de ur geologisk synpunkt mycket intressanta re-sultaten skulle emellertid bli alltför omfattande för att tas med här.

Vad som i detta sammanhang är av mera intresse är gränsen i fält i SV-Skåne för de båda yngsta isarnas moräner: NO-moränen och den lågbaltiska, även kallad SV-moränen eller Öresundsisens morän, jfr Fig. 1. Detaljerna för ett område mellan Lund och Eslöv framgår av de agrogeologiska kartorna Ad 1 Hardeberga och Ad 5 Örtofta i skalan 1:20 000. Det som varit vägledande vid karteringen av denna gräns har varit sammansättningen och mängden av sten- och blockmaterialet i moränerna samt deras ler- och kalkhalt. Moränens sam-mansättning präglas av den berggrund, över vilken isen en gång drog fram.

Eftersom nu NO-is en i dessa trakter kommit från O - NO präglas dess morän av bergarter från centrala och nordöstra Skåne och därbortom. Av ur-bergarter dominerar gnejs, amfibolit och diabas samt vidare graniter, hälle-flintor och grönstenar från sydöstra Småland. Det som dock framför allt kän-netecknar samtliga moräner här nere i SV Skåne är innehållet av äldre sedi-mentbergarter, som ger moränerna en förhållandevis hög ler- och kalkhalt. Så finner vi i NO-moränen rikligt med ordovicisk och silurisk lerskiffer; leriga - moiga liasbergarter, alunskiffer och kambrisk sandsten från Ringsjö-bygden är ej heller sällsynta. Öländska röda kalkstenar påträffas mera sällan liksom glaukonitisk kalksten från Kristianstadstrakten med dess karakteristis-ka vitspräckliga flinta. Basalt från centrala Skåne är ett karakteristiskt inslag.

Ur sydsåkansk synpunkt är NO-moränen stenig. I Mellansverige skulle den en-ligt gängse normer likväl kallas blockfattig - normalblockig. Större block ($\phi > 1$ m) är ganska sällsynta och utgörs vanligen av granit eller grönstenar. Medelstora block (ϕ 600 - 200 mm) får betecknas som tämligen allmänna och utgörs av samma bergarter, som nyss nämnts, jämte gnejs. Stenarna (ϕ 200 - 20 mm) förekommer rikligt och är de, som ger NO-moränen dess prägel.

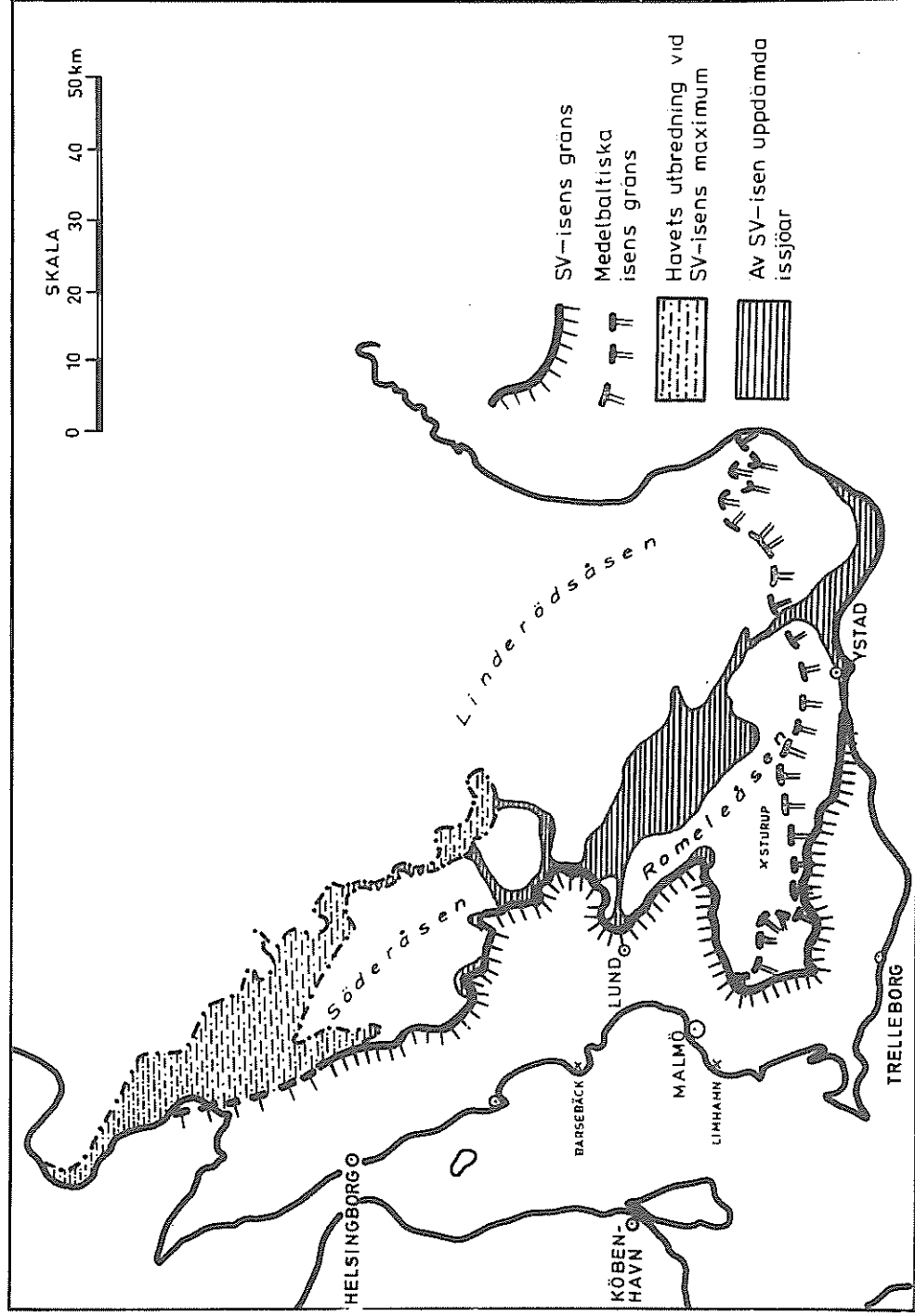


Fig. 1. NO-moränens och SV-moränens utbredning i södra och västra Skåne.

Av finfraktionerna dominerar sanden, särskilt mellansanden, samt grovmon. I renare skiffermoräner, som vi dock inte finner SV om Romeleåsen, finns ofta ett icke obetydligt inslag av finmo och mjåla. Leret för sällan upp jordarten till finlerans klass (= lättare mellanlera enl. Ekström). Huvuddelen är grovleror - leriga moräner. Leret utgörs, av W_h -värdena att döma, mest av grovler. Eftersom silurskiffen är kalkhaltig, har moränen ofta en viss, om och ganska låg kalkhalt.

Den lågbaltiska moränen (SV-moränen) karakteriseras framför allt av berggrundsmaterial från botten av Östersjön, S - SO om Skåne, i första hand kritformationens vita kalkstenar med enfärgad svart eller ljusgrå flinta. Därtill kommer jurasystemets vita - gula sand- och mostenar med kol och lerjärnsten, ordoviciska - siluriska lerskiffar och mörka kalkstenar från SO Skåne, röda kalkstenar från Öland, grå mörkelstenar från Gotland, kambriska sandstenar från SO Skåne samt en mångfald urbergarter från Östersjöns botten.

Inom den lågbaltiska moränens område är större och medelstora block på markytan sällsyntheter, eftersom de under århundradenas lopp bortodlats. Men även inne i moränen är block- och stenhalt låga. Större block består i regel av graniter. Det är finmaterialet och den höga kalkhalten, som ger denna morän dess prägel. Själva SV-slätten, Sveriges bästa åkerjord, som nu politiker och planerare håller på att skymfa, skända och vandalisera, våra barnbarn till förfång, består inte av styva jordar utan av morängrovleror till leriga moräner, sandiga - grovmoiga.

På Lundaslätten däremot kan moränlerorna t o m bli styva, dvs lerinnehållet kan nå över 40 %. Dominerande där är emellertid mellanlerorna med 25 - 40 % ler, av vilket en stor del utgörs av finler ur Östersjöbottens sedimentberggrund eller intermoräna sediment.

När man kommer ut på Lundaslätten har ofta de intermoräna lagren betydande tjocklek, och består här mest av horisontalskiktade, vitt utbredda molager men även av glacial lera. När den yngre isen drog fram över dessa sediment var dess verkan ibland mycket obetydlig och gav en knivskarp kontakt mellan sedimentet och den ovanliggande 1.5 m mäktiga moränleran.

Eftersom berggrunden, speciellt inom centrala och SO Skåne, ligger nära

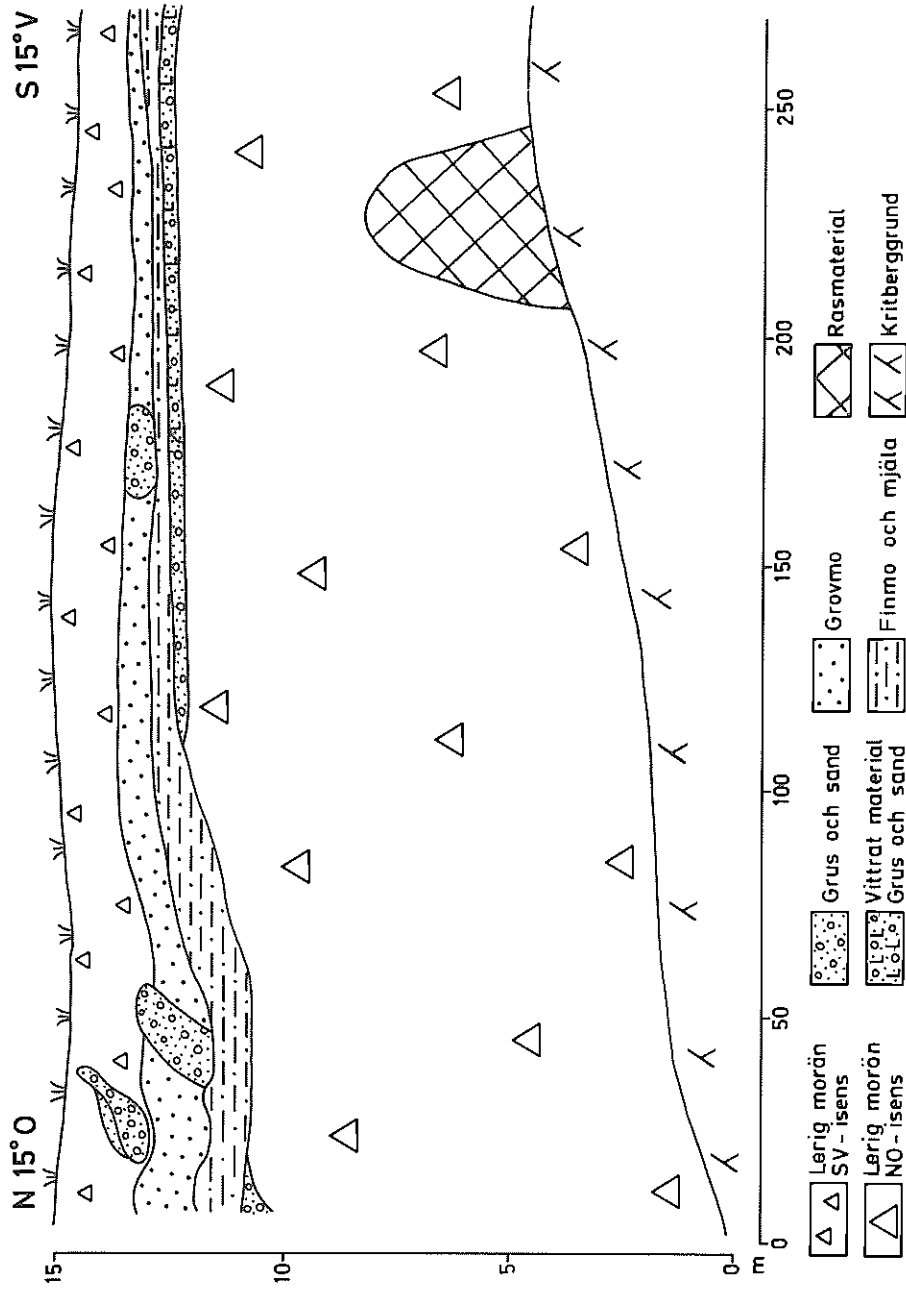
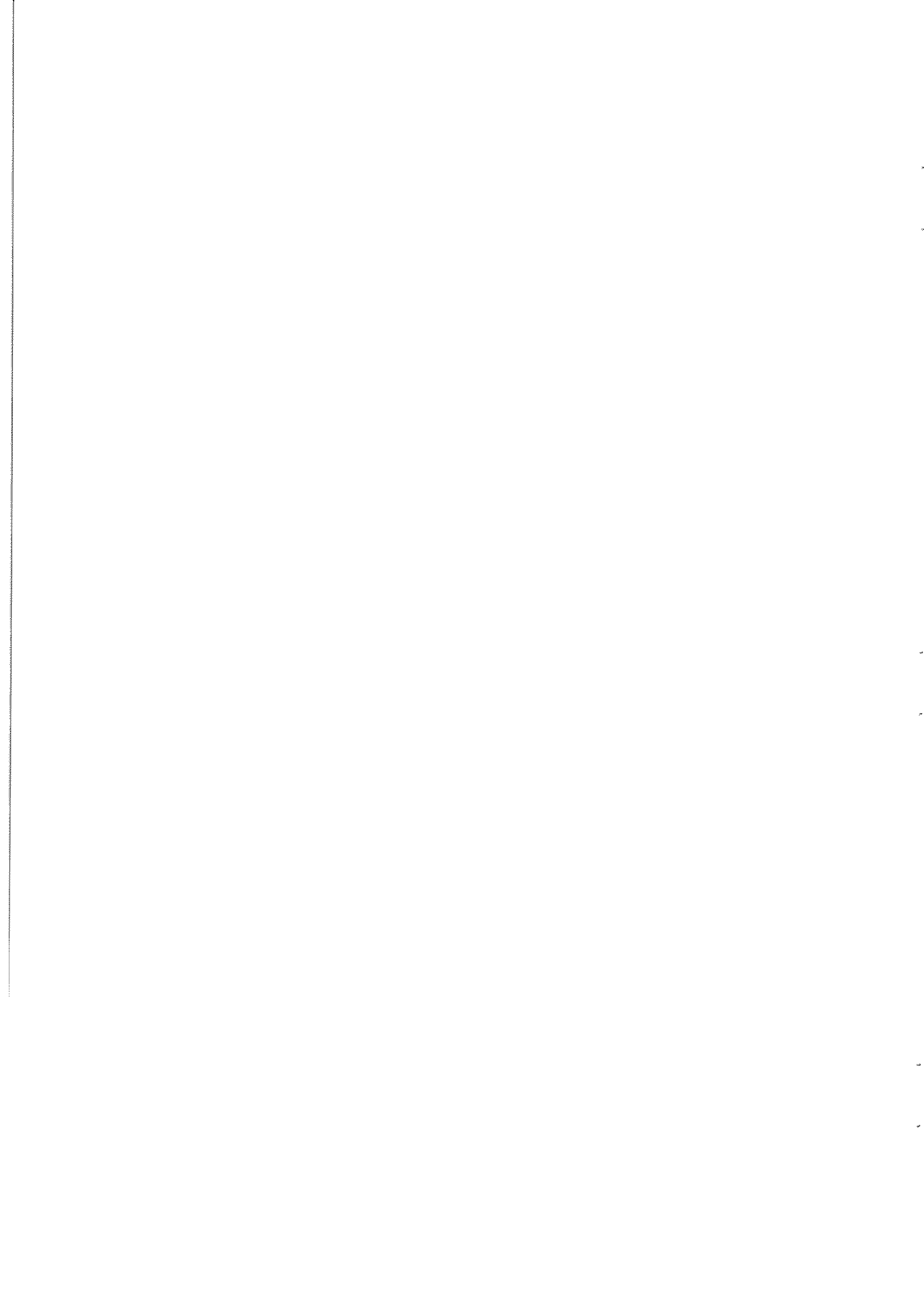


Fig. 2. Lagerföljd i Ö delen av Limhamns kalkbrott.

markytan - moränmäktigheten torde röra sig om 2 - 3 m i genomsnitt - kommer moränens bergartsinnehåll att starkt variera med den underliggande berggrunden och ge upphov till lokala moräntyper. Ekström har på grundval av den växlande bergartssammansättningen delat upp Skånes moräner i flera petrografiska provinser, representerade på hans karta av 1936. I detta sammanhang skall nämnas, med tanke på eftermiddagens exkursion, att Sturupsfältet ligger inom NO-moränens, skiffer-urbergsmoränens, område och att också Barsebäcksverket är grundlagt i denna morän.

I Skånska Cementbolagets kalkbrott i Limhamn, som också kommer att besökas i eftermiddag, kan SV- och NO-moränen studeras i väggskärning. Lagerföljden visas i princip i Fig. 2. Den övre 1-2 m mäktiga SV-moränen ligger ovanpå en serie av grus- och sandlager av ett par meters mäktighet. Därunder, ned till ytan av kritkalkstenen, följer den 8-10 m mäktiga äldre moränen. Den är stening och blockig, men eftersom isen har gått många kilometer över kalkberget, utgörs huvuddelen av blocken av kalksten och flinta. Både den övre och den undre moränen är kalkiga och båda är leriga moräner (ej moränleror). Kalkbergets yta är refflat från NO. Iserosionen har ofta stoppat mot en hård kalkstensbank eller en flintbank.



NORDVÄSTRA SKÅNES RÄT-LIAS BERGGRUND OCH MORÄNER UR BYGG- NADSGEOLOGISK SYNPUNKT

Fil. lic., geolog Sture Rydström, Geoconsult, Helsingborg

Geologisk översikt

Nordvästra Skånes berggrund (Fig. 1) utgörs huvudsakligen av sedimentära bergarter, främst mosten, skifferlera och lerskiffer. Vissa delar av denna lagerserie är kolförande, dvs den har innehållit organiska skikt, som ombildats till kol. Tidsmässigt är dessa bergarter bildade under rät-liastid för drygt 150 milj. år sedan.

Utöver den sedimentära berggrunden förekommer i NV-Skåne ett antal urbergshorstar (Kullaberg, Söderåsen och Hallandsåsen), som till huvudsaklig del utgörs av gnejser.

De skiftande berggrundsförhållandena i kombination med den senaste landisens två isströmmar över NV-Skåne har gett upphov till två skilda moräntyper. Således har den äldre isströmmen från nordost avsatt en sandig-moig urbergsmorän med normal blockhalt, medan den yngre sk baltiska isströmmen, som i NV-Skåne inkommit från söder, avlagrat en moränlera (lerig morän och morängrovlera) med förhållandevis låg sten- och blockhalt. Moränleran är i regel någon till några meter mäktig och uppbygges till huvudsaklig del av den lokala sedimentära berggrunden. Av de två moräntyperna förekommer moränleran främst i Helsingborgs- och Höganästrakten samt vidare österut, medan urbergsmoränen företrädesvis påträffas inom urbergsområdena, jfr Fig. 2. I undantagsfall förekommer urbergsmorän under moränlera, varvid moränerna lokalt mellanlagras av grovkornigt isälvsmaterial (t ex i Brohult, öster om Helsingborg).

Ängelholmsslätten utgör ur geologisk synpunkt en större sammanhängande enhet bestående av främst mäktig glaciallera, kännetecknad av kraftig överkonsolidering. Ställvis överlagras leran av sand av varierande mäktighet och ursprung.

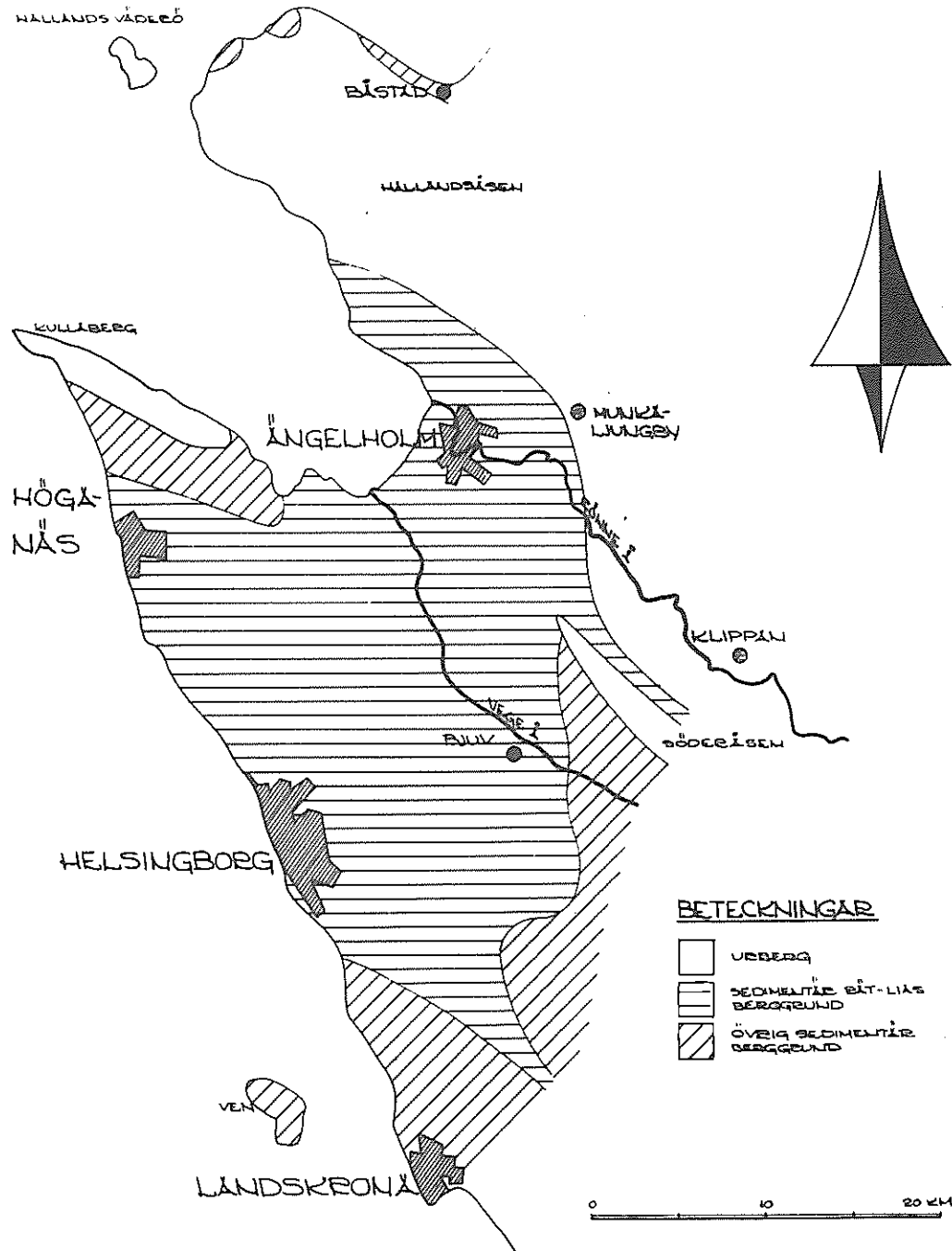


Fig. 1. Berggrundskarta över NV-Skåne (översiktlig).

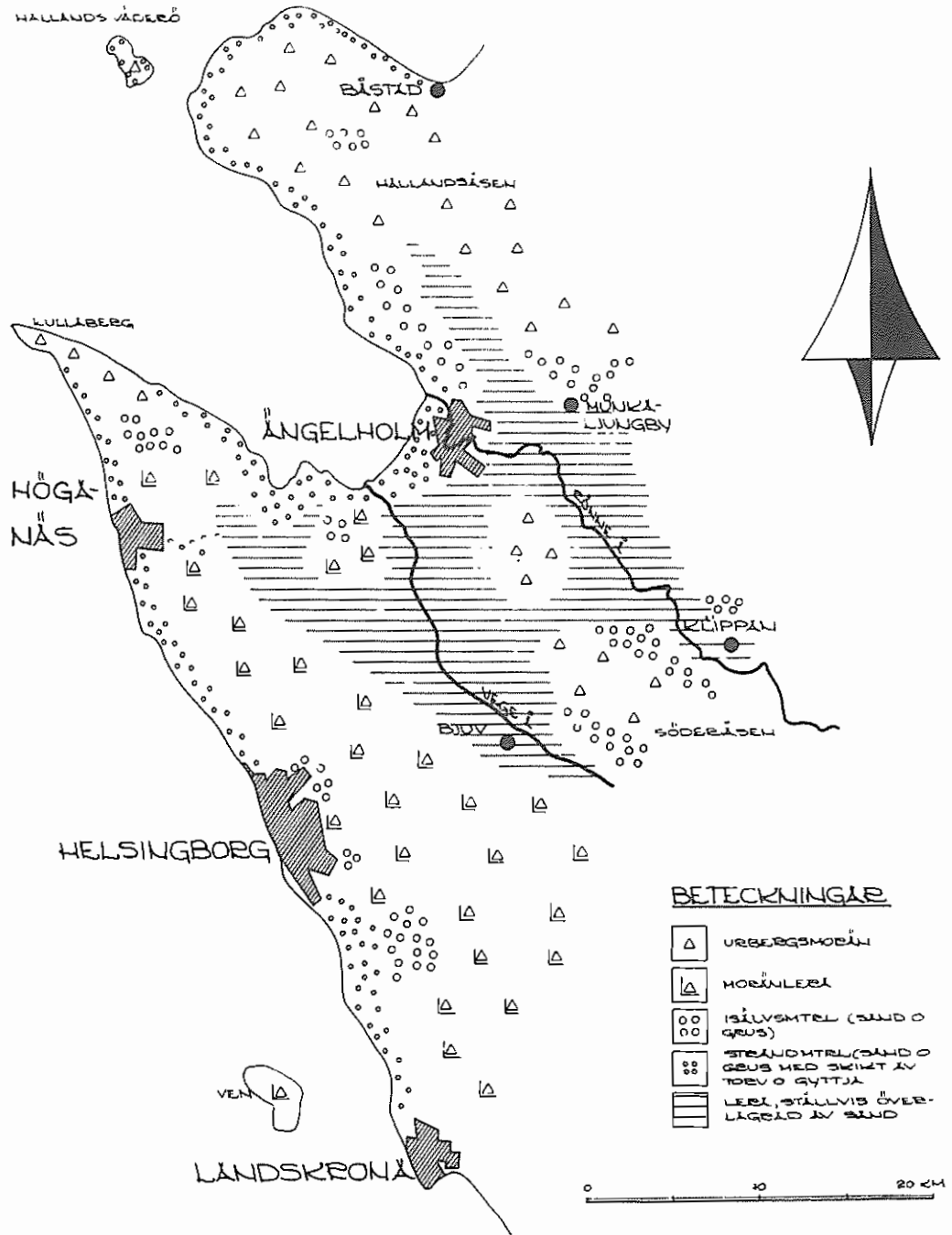


Fig. 2. Jordartskarta över NV-Skåne (översiktlig).

Vidare förekommer utbredda områden med isälvs material (sand och grus) i t ex Munka Ljungby, Kvidinge samt i Helsingborgstrakten. Bergartsmaterialet domineras av urbergsmaterial, dock förekommer i isälvs materialet i den sydligaste områdesdelen rikligt med skifferlera. Isälvs materialet över- och/eller underlagras i regel av någon form av moränjordart.

Längs hela NV-Skånes kustremsa på nivåer under den sk tapesgränsen på +9 å +10 förekommer mer eller mindre mäktiga postglaciala strand-sediment, främst grus, sand och mo, ställvis med organiska inlagringar (torv och gyttja).

Moränlera, skifferlera och mosten

Sammansättning

Moränleran har normalt en lerhalt på 10-20 %, dvs lerig morän och morän-grovlera. Block förekommer sporadiskt och stenhalten är vanligen låg. Dominerande fraktioner är mo och sand (sammanlagt 60 å 70 %). Ytskiktet till ett djup av ca en halvmeter är flerstädes något mindre lerigt, sannolikt beroende på en viss sekundär urtvättning. Bergartsinnehållet är främst i den undre delen av moränlagret till stor del av lokalt ursprung (skifferlera och mosten). Linser och skikt av sand förekommer ställvis, vanligen dock i ringa omfattning.

Mostenen består nästan enbart av relativt fast sammankittade kvartspartiklar, huvudsakligen av mofraktion (0,02-0,2 mm). Ytskiktet är dock ej sällan vittrat till ett djup av en eller flera meter, varvid bindemedlet mellan de enskilda partiklarna har lösts ut och bergarten i princip mer eller mindre återbildats till en mojordart.

Skifferleran, som är en till bergart konsoliderad sedimentär lera, uppbygges i huvudsak av kvarts och lermineral. Ställvis är skifferleran vittrad i de övre delarna och okulärt sett lik en kvartär överkonsoliderad glaciallera.

Skifferlera och mosten förekommer i växellagring från bankar på någon meter till millimetertunna skikt. Således förekommer övergångsformer mellan de

båda petrografiskt skilda bergarterna, som härvid vanligen benämnes skifferleran även vid ringa lerhalt.

Vattenhalt

Den normala vattenhalten i moränleran varierar vanligen mellan 10-15 % och i skifferleran mellan 15-20 %.

Volymvikt

Volymvikten i moränleran varierar mellan 1,8-2,2 t/m³ medan skifferlerans volymvikt vanligen ligger mellan ca 2,0-2,2 t/m³.

Fasthet

Moränlerans skjuvhållfasthet enligt konprovning ligger i regel i intervallet 5-15 Mp/m² medan skifferleran i allmänhet har en skjuvhållfasthet >15 Mp/m². Vid vingborrning erhålles vanligtvis högre värden.

Viktsondering i moränlera ger vanligen en sjunkningshastighet på 10-20 hv/20 cm ned till ett djup av 1-1,5 m, medan antalet halvvarv därunder varierar inom vida gränser, vanligen dock > 20 hv/cm.

Viktsondering i vittrad skifferleran/mosten ger i stort sett värden på > 20 hv/20 cm. I ovittrad skifferleran och mosten är viktsondering i regel ej möjlig.

Grävbarhet

Moränleran, liksom den övre vittrade delen av skifferleran och mostenen, är tämligen lättschaktad med grävmaskin (grävbarhetsklass B, mera sällan klass C). Den ovittrade delen av berggrunden tillhör grävbarhetsklass (C) - D.

I uppblött tillstånd, t ex vid schaktning under otjänliga väderleksförhållanden eller i kontakt med grundvattenförande horisonter, är moränleran och skifferleran mycket känsliga för omrörning. Härvid erhåller dessa jord- och bergarter en vällingartad konsistens, som ur arbetsynpunkt är svårhanterlig och

ur grundläggningssynpunkt medför minskad bärighet.

Den vittrade mostenen är under grundvattenytan flytbenägen.

Släntlutning

Schakter till normalt djup, dvs till ca 1,5 å 2,5 m, kan i regel utföras utan spont med schaktväggarna i brant lutning, i moränlera och vittrad berggrund 2:1 - vertikalt och i ovittrad berggrund vertikalt. Den flackare lutningen är betingad av växlingar i jordlagerföljden och vittringsgraden.

Tjälfarlighet

Moränleran hänföres i regel till tjälfarlighetsgrupp II-III beroende på lerhalten, medan mostenen och skifferleran vanligen tillhör tjälfarlighetsgrupp II.

TABELL 1. Materialegenskaper för moränlera, skifferlera och mosten

Beteckningar och egenskaper	Moränlera		Skifferlera		Mosten	
	lera	vittrad	vittrad	ovittrad	vittrad	ovittrad
w %	10-15	15-20				
γ t/m ³	1,8-2,2	2,0-2,2				
τ_{fu} Mp/m ² (konprovning)	5-15	>15				
Grävbarhet	B-(C)	B-(C)	(C)-D		B-(C)	(C)-D
Släntlutning	2:1-nästan vertikalt	nästan vertikalt	vertikal		nästan vertikalt	vertikal
Tjälfarlighet	II-III	II			I-III	

Grundvatten

I moränleran förekommer grundvatten av ringa omfattning, i huvudsak koncentrerat till skikt och linser av friktionsmaterial samt i ytliga torksprickor

och rotkanaler. Sett i stort är grundvattenmängderna i moränleran små och förhållandevis enkla att bortdränera.

I berggrunden förekommer fritt grundvatten huvudsakligen dels i vertikala spricksystem, dels i de horisontella skiktgränserna. Vattenmängderna är i regel små, endast i de större spricksystemen kan vattenmängderna öka väsentligt.

Grundvattenobservationer i moränleran i samband med grundundersökningar kan uppvisa stora variationer inom begränsade ytor. Uppmätta nivåer för vattenytorna i spadborrhålen måste därför sättas i relation till bl a jordlagerföljd, borrhjup och nederbördsförhållanden, först därefter kan en ur byggnadsgeologisk synpunkt riktig bild av de hydrologiska förhållandena erhållas.

Vid grundläggning under högsta grundvattenytan kan man i vissa fall vid måttliga vattenmängder undvika vattentäta konstruktioner genom dränering.

Undersökningsmetoder

De lämpligaste grundundersökningsmetoderna inom områden med huvudsakligen moränlera, skifferlera och mosten är provgroppgrävning och skruvborrning i kombination med enstaka viktsonderingar. Således ger t ex enbart viktsondering föga upplysning om lagerföljden. Provgroppsgrävning är att rekommendera där så är möjligt genom att grundvattenförhållanden, schaktbarhet etc bättre kan bedömas.

Genom kontinuerlig vingborrning i provgropar och skruvborrhål erhålles goda värden på skjuvhållfastheten i moränleran (undersökningen bör ske med vingborr typ DGI, som är speciellt konstruerad för moränlera).

Laboratorieprovningen bör förutom mekaniska analyser omfatta bestämning av volymvikt, vattenhalt och skjuvhållfasthet.

Klassificering

Klassificeringen av förekommande jord- och bergarter utföres säkrast i fält vid provgrovsgrävning. Vid laboratoriebedömning av störda prover, upptagna genom borrhning, kan svårigheter föreligga att skilja bl a en utpräglad lokal moränlera från skifferlera-mosten eller en kvartär mojordart från vittrad mosten.

Vid laboratorieprovning kan, förutom stratigrafiska förutsättningar och slutsatser, enkla analyser av bergartsinnehållet underlätta klassificeringen. Vidare utgör vattenhalt, volymvikt, skjuvhållfasthet etc goda karakteristika för respektive jord- och bergart.

Byggnadsgrund

Som framgått karakteriseras såväl moränlera som mosten/skifferlera av goda egenskaper ur byggnadsgeologisk synpunkt. Således förekommer sällan geotekniska problem vad bärighet, släntstabilitet, sättningar etc beträffar.

Grundläggning kan därför oftast ske med relativt höga grundtryck (20-60 Mp/m^2). Vid schaktningsarbeten skall dock schakten hållas fria från vatten. Sättningsskador i byggnader grundlagda på moränlera kan i många fall förklaras av att schaktnings- och grundläggningsarbetena utförts under besvärliga väderleksförhållanden med uppmjukning av schaktbotten som följd.

Sammanfattningsvis kan sägas att de olika jord- och bergarterna i NV-Skåne i regel karakteriseras av goda geotekniska egenskaper. Undantag utgör dock strandsedimenten, som ställvis innehåller mer eller mindre mäktiga lager av torv och gyttja. Genom att dessa sediment förekommer inom den tätbefolkade kustregionen är det i huvudsak här som geotekniska problem föreligger. Grundundersökningarna i NV-Skåne får därför avpassas efter de geologiska förhållandena. Således kan grundundersökningarna inom enhetliga moränområden utföras relativt enkelt medan de däremot under tapesgränsen måste göras mera omfattande.

PLATTGRUNDLÄGGNING PÅ MORÄNLERA

Civ.ing. Jan Hartlén, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

Allmänt

Moränlera är en i Sverige mindre vanlig jordart, och där den förekommer utgör den i allmänhet en god byggnadsgrund. På grund härav har moränlerornas hållfasthets- och deformationsegenskaper inte studerats närmare. I samband med att hushöjderna ökar och elementbyggnadstekniken alltmer används, ökar emellertid kraven på kunskaper om moränlerornas geotekniska egenskaper. Statens Råd för Byggnadsforskning har därför ställt medel till mitt förfogande för genomförandet av en större undersökning i norra Lund. Fältförsöken har omfattat vingborrförsök och plattförsök. I det senare fallet har plattdiametern varierats mellan 8 och 100 cm. På laboratoriet har enkla tryckförsök, triaxialförsök, konförsök samt ödometerförsök utförts på packade och ostörda prover. I denna artikel läggs tonvikten på resultaten från plattförsöken. Kompressions- och bärighetsvärden, utvärderade från dessa försök, kommer att jämföras med de från laboratorieresultaten teoretiskt beräknade.

Beskrivning av försöksplats och utförda provborrningar

Försöksplatsen är belägen i norra Lund norr om N. Fäladen, begränsad i öster av Örtoftavägen, i söder av Skjutbanevägen och i väster av järnvägen Lund-Eslöv. På detta fält kommer inom en snar framtid ett rehabiliteringscentrum att uppföras av Malmöhus läns landsting. Detaljplan av försöksplatsen visas i Fig. 1.

Provboringarna har bestått av trycksondering och motorslagsondering. Provtagning har gjorts med skruvborr - i några fall med kolvborr - samt i provgropar. Resultaten från boringarna inom det aktuella området redovisas i Fig. 2.

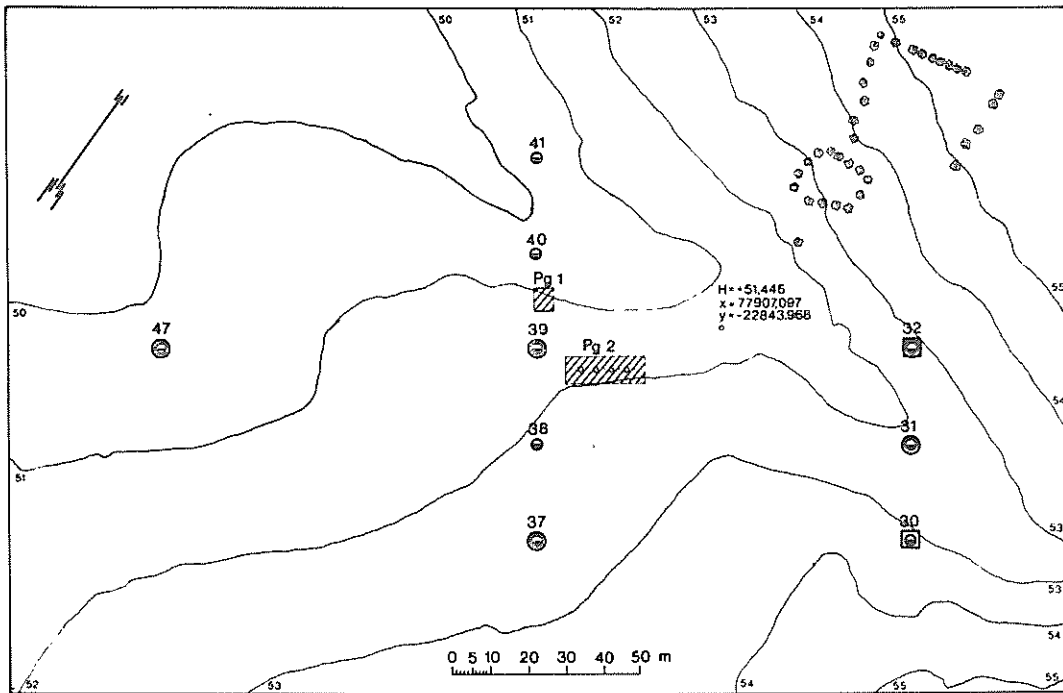


Fig. 1. Plan över försöksplatsen. Pg 1 och Pg 2 är provgroparna där plattformsförsök utförts. Nivålinjer och borrhypunkter är redovisade.

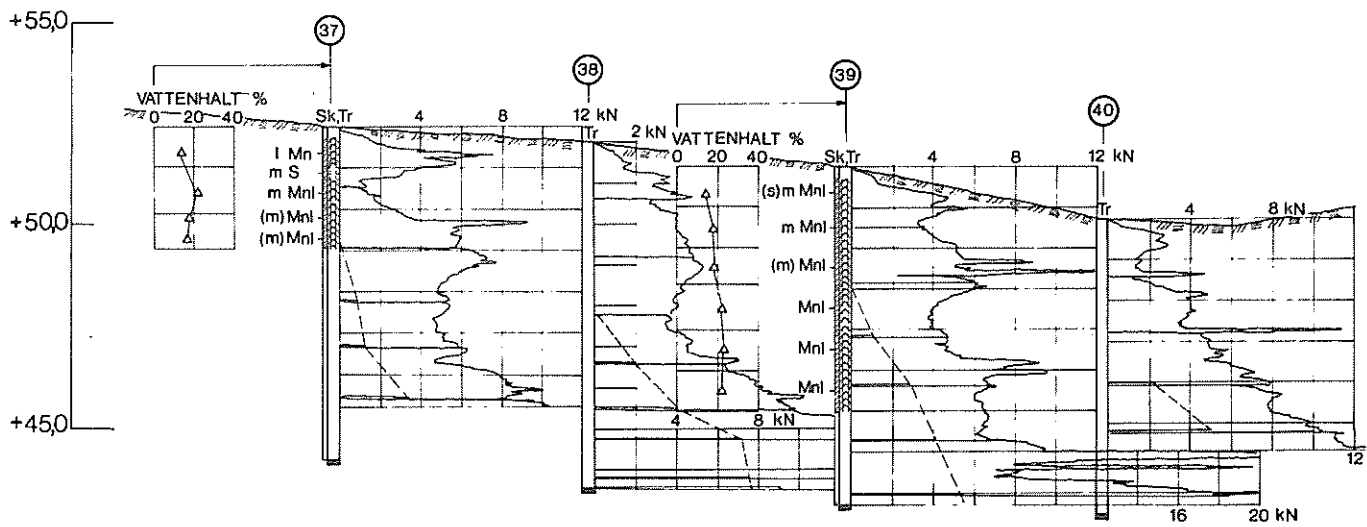


Fig. 2. Resultat av provborrningar i fyra representativa sektioner.

Borrningsresultaten visar att grundförhållandena är tämligen homogena. För den mest representativa borrhypunkten (nr 39) gäller att de översta 0,3 m består av bearbetad åkerjord, därunder av gråbrun något sandig, moig moränlera med kalkklumpar till djupet 1 m. Mellan 1 och 3 m djup består jorden av gråbrun något moig moränlera för att under 4 m djup övergå i en brunrå moränlera. Kolvborrhypor togs till 6 m djup. Vidare utfördes trycksöndering till 8,5 m djup med trycksönd typ Nilcon. Spetsmotståndet blev ungefär 4 kN (400 kp) genom hela sektionen. I samband med stagsättningen fann man på 14 m djup ett mycket fast lager vilket torde utgöras av skifferberg.

Lerans geotekniska data

Standardundersökningar utfördes på prover tagna under schaktbotten. I tabell 1 redovisas parametrarnas medelvärden från schaktbotten till 2 m därunder. Nämnas bör att spridningen var liten.

TABELL 1. Moränlerans allmänna geotekniska data

Egenskaper	Beteckning	Storlek	Dimension
Skrymdensitet	γ	2,07	t/m ³
Vattenhalt	w	16	%
Plasticitetsindex	I _P	11	%
Flytindex	I _L	0	1
Kompaktdensitet	γ_s	2,66	t/m ³
Lerhalt		32	%
Skemptions aktivitet	a _c	0,4	1

Kornstorleksfördelningen visar att moränleran i medeltal innehåller 32 % ler, 42 % silt, 23 % sand samt 3 % grövre partiklar. Genom modifierad proctor-packning bestämdes den optimala vattenhalten till 11,5 % och tillhörande torr-densitet till 2,03 t/m³.

Plattförsök i fält

Fältförsöken utfördes i två omgångar. I provgrop 1 med planmått 4,7 x 5,7 m och schaktdjupet 1,7 m (nivå $\approx + 49,4$ m) utfördes plattförsök i modellskala (plattdiametrar 8-15 cm) och vingborrförsök (vinge 1,6 x 3,2 cm). I provgrop 2 med planmått 21 x 7 m och schaktdjupet 1,9 m (nivå $\approx + 50,0$ m) utfördes stagsättning och plattförsök i full skala (diametrar 68 och 100 cm).

Belastningsutrustningen bestod vid modellplattförsöken av en fackverksbalk, vilken med stänger monterades i en ram av U-balkar. Denna ram förankrades i jorden med jordskruvar. Referenssystemet för mätning av plattans vertikallrörelse utgjordes av ett 1,7 m långt fyrkantrör (20 x 50 mm), vilket i yttre ändarna fästes med skruvtvingar i stänger nedslagna i marken. Indikator-klockorna med delning 1/100 mm fästes i fyrkantröret. Last på plattan påfördes med en 50 kN (5 Mp) Nike-domkraft med handpump, varvid fackverksbalken utgjorde mothållet.

Vid plattförsöken i full skala bestod belastningssystemet, Fig. 3, av en 5 m lång balk (2 st sammansvetsade INP 47,5), trycklock, två förspänningsdomkrafter typ Dywidag 1,4 MN (140 Mp), två elektriska kraftmätare med mätbryggor samt referenssystem. Noggrannheten hos kraftavläsningen var 1,0 kN (100 kp).

Vinkelrätt balken placerades referenssystemet. Detta bestod av 2 stycken 6 m långa 2" rör i ena ändan fastspända i en nedgrävd betongklump med ingjutet T-rör och i andra ändan fritt löpande i ett annat motsvarande T-rör. På rören monterades indikatorklockor med delningen 1/100 mm mot fyra vinkeljärn fastsatta i plattan för mätning av plattans vertikallrörelser. Under försökens gång kontrollavvägdes referenssystemet med ett precisionsavvägningsinstrument försett med planplattmikrometer. Avvägningarna visade att referenssystemet och intilliggande plattor ej påverkades under tryckningen.

Försöksprogrammet omfattade platsgjutna betongplattor (3 modellplattor och 4 fullskaleplattor) och glatta molybdendisulfidinsmorda stålplattor (4 modellplattor). Vid försöken användes två typer av lastpåläggning. Vid den ena typen fick varje laststeg ligga på i 8 minuter (3 modellplattor och 1 fullskaleplatta) medan vid den andra typen varje laststeg låg på under så lång tid, att sättnings-

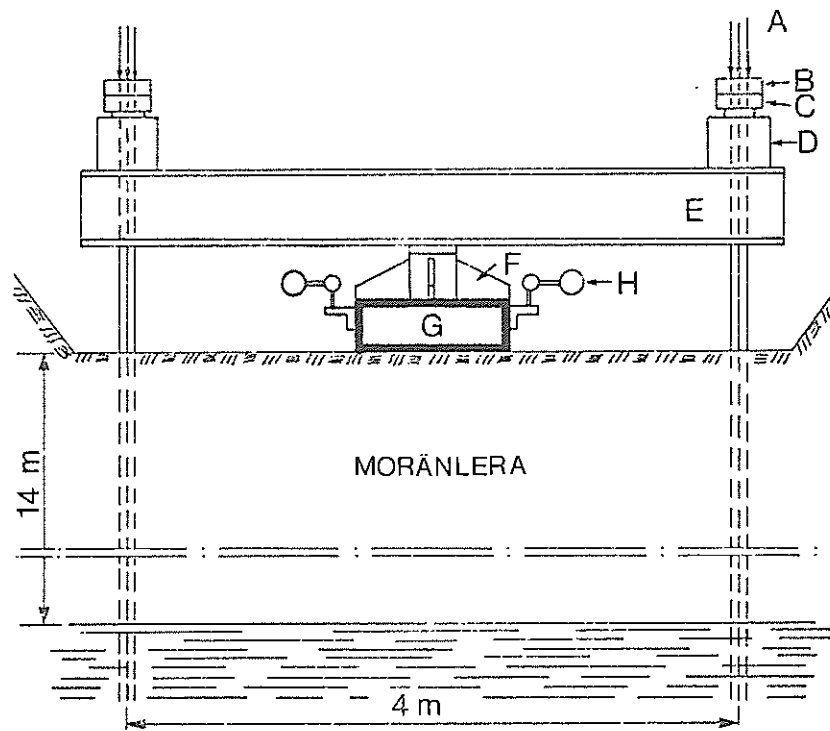


Fig. 3. Belastningssystem vid försök i full skala

- A) Stag. B) Dragstykke. C) Elektrisk lastcell.
 D) Hydraulisk domkraft. E) Balk. F) Trycklock.
 G) Platta. H) Mätssystem för vertikallrörelser.

tillväxten avtog eller åtminstone blev konstant med logaritmen för tiden (4 modellplattor och 3 fullskaleplattor).

I Fig. 4 visas resultatet från plattförsök 3 (ϕ 100 cm platsgjuten). I figuren redovisas överst totalsättningen som funktion av grundtrycket och underst sättningsstillskottet mellan 2 och 8 min - dvs kryphastigheten - som funktion av samma tryck. I totalsättningskurvan utgör den streckade kurvan en antagen kurva för en lastpåläggning av 8 min. Den övre punkten i denna figur anger sättningen efter 8 min och den nedre slutsättningen för respektive laststeg. De angivna tiderna vid respektive laststeg anger totala belastningstiden.

Bäddmodulen kan beräknas ur grundtryck - sättningskurvan som en sekantmodul

$$k = \Delta q / \Delta s$$

där q är grundtrycket och s tillhörande sättning. Bäddmodulen har bestämts i intervallet $0 - 400 \text{ kN/m}^2$ ($0 - 4 \text{ kp/cm}^2$). Om man inverterar modulen fås sättningen per tryckenhet. I Fig. 5 redovisas sättningen vid grundtrycket 400 kN/m^2 (4 kp/cm^2) som funktion av plattdiametern.

Det framgår av Fig. 5, att sättningen ökar linjärt med plattdiametern. Detta är naturligt, då bäddmodulen för överkonsoliderade leror är omvänt proportionell mot plattdiametern. Hos moränleror förstärks effekten av att ju större jordvolym som involveras, desto fler relativt sett mer kompressibla delar såsom sprickor och lösa skikt influerar sättningsutbildningen.

Att bestämma plattans brottlast med ledning av belastningsförsöken, Fig. 4a, är svårt. Olika förfaranden finns rekommenderade i litteraturen. Jag skall inte här gå in närmare på dessa metoder, utan endast föreslå en enkel metod, som befunnits ge värden på säkra sidan. Vid utvärderingen av bärigheten använder man "krypkurvan", Fig. 4b, i stället för sättningskurvan, Fig. 4a. Som framgår av Fig. 4b fås en markant ökning i kryphastigheten vid ett visst grundtryck (Hartlén & Pusch, 1973). Det kritiska grundtrycket definieras av den punkt på krypkurvan, där krökningsradien har minimum. I Fig. 6 redovisas utvärderad bärighet uttryckt som kritiskt grundtryck, som funktion av plattdiametern. Nämnas bör att denna utvärderingsmetod visat sig vara användbar även vid plattförsök på lösa leror såsom göteborgsleran. (Hansbo, 1972; Andersson et al. 1972).

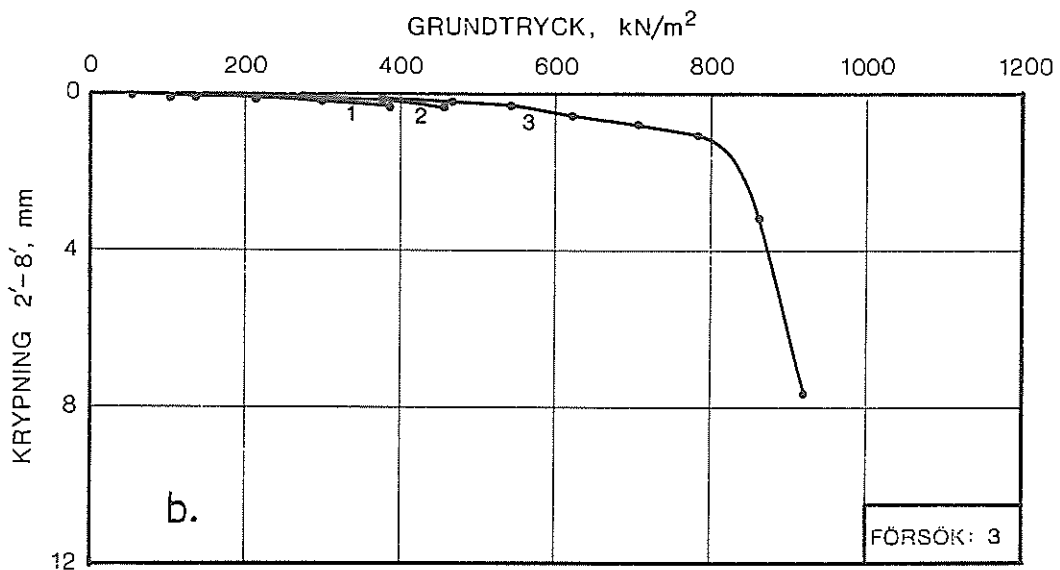
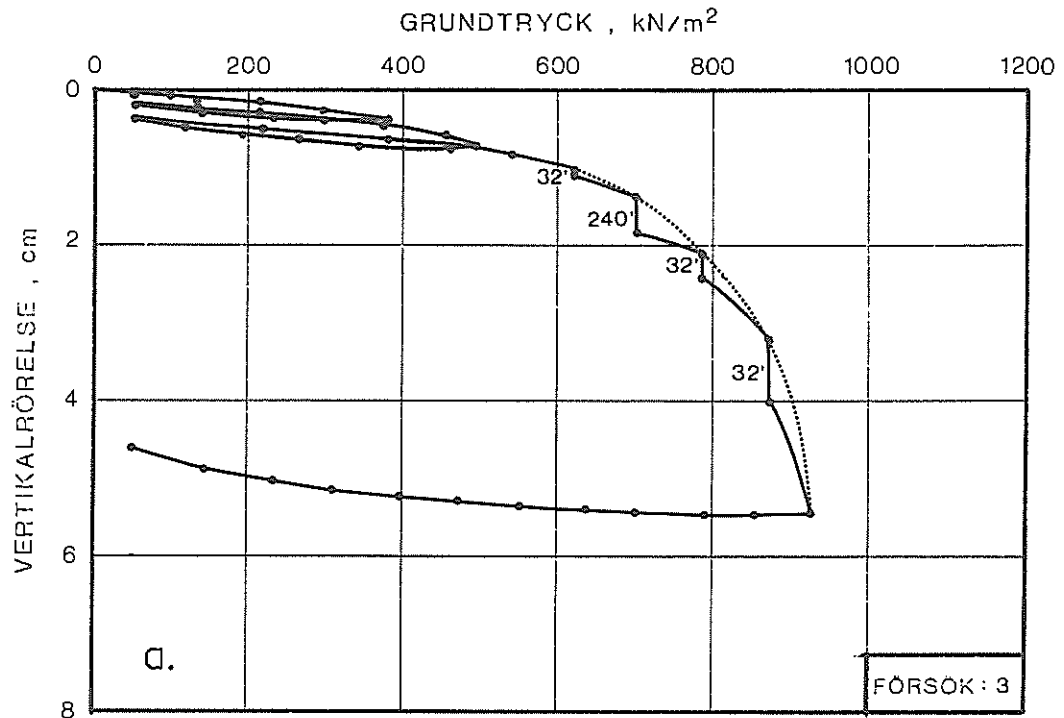


Fig. 4. Resultat från plattförsök (\varnothing 100 cm platsgjuten).

- a. Last- deformationskurva. Heldragen kurva anger totalsättningen, streckad kurva antagen 8-min. kurva.
- b. Last- kryphastighetskurva. (Siffrorna anger belastningsgrenens nummer).

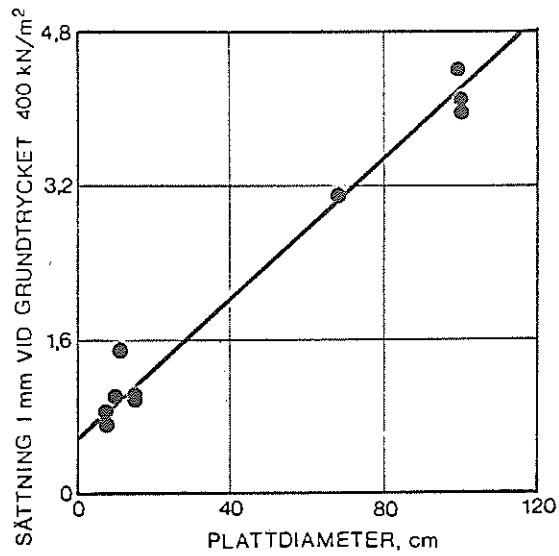


Fig. 5. Uppmätt sättning vid grundtrycket 400 kN/m² som funktion av plattdiametern.

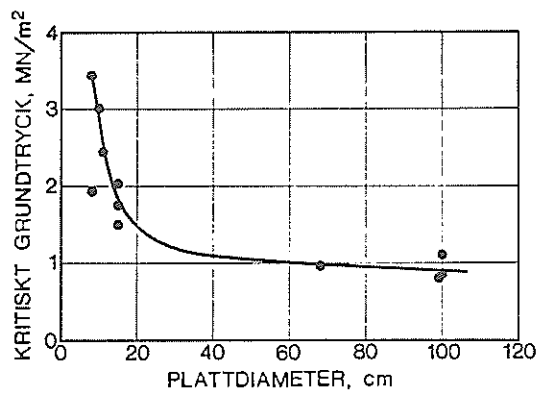


Fig. 6. Utvärderat kritiskt grundtryck som funktion av plattdiametern.

Man ser att bärigheten (liksom sättningen, Fig. 5) är beroende av involverad jordvolym, vilket i fortsättningen benämns volymsberoende. Bärigheten avtar med ökande involverad jordvolym. Någon signifikant skillnad hos sättnings- och bärighetsegenskaperna erhöles däremot inte mellan olika platttyper (rå respektive glatt) och olika belastningshastigheter.

Hållfasthetens volymsberoende orsakas av moränlerans heterogena struktur, av existerande sprickor och spricksystem samt påverkas av vattenhalt och kornstorleksfördelning. För andra sprickiga heterogena material har olika ansatser gjorts för att teckna hållfasthetens volymsberoende (Weibull, 1939; Protodyakonov, 1964; Bishop, 1967; Lo, 1970 m fl). I allmänhet grundar sig den teoretiska ansatsen på "svagaste länken"-teorin. Lo (1970) åskådliggör för en fast sprickig lera volymsberoendet enligt Fig. 7.

Enligt Lo har hållfastheten, oberoende av mätmetod, en övre begränsning svarande mot den intakta lerans hållfasthet och en nedre begränsning svarande mot hållfastheten längs en spricka. I Fig. 7 är a_0 det minsta avståndet mellan två sprickor. När den influerade provvolymen har större utsträckning än a_0 , innehåller materialet sprickor och får därmed en lägre hållfasthet än den intakta leran. När provvolymen ökar, ökar dessutom sannolikheten för närvaro av fler sprickor liksom sannolikheten för att dessa har stor utbredning och kritisk orientering. Hållfastheten avtar därför med ökande provvolym mot ett asymptotvärde motsvarande en verksam hållfasthet. Sannolikheten för att sprickorna är orienterade så, att de bildar ett sammanhängande svaghetsplan är mycket liten, varför den verkamma hållfastheten kommer att vara större än sprickhållfastheten. Ur ingenjörssynpunkt gäller det att finna en verksam hållfasthet, som kan användas vid praktisk dimensionering. Enligt Fig. 6 blir den verkamma bärigheten enligt plattförsöken 800 kN/m^2 (8 kp/cm^2).

Hos moränlera inverkar förutom sprickor och andra svaghetsplan även vattenhalt och halt grova partiklar på hållfasthetsegenskapernas volymsberoende (liksom på deras absolutbelopp) (Hartlén, 1972). Dessa undersökningar har visat att hos packad moränlera avtar volymsberoendet med ökande vattenhalt. Förklaringen är den att brottprocessen ändras med vattenhalten. Vid låg vattenhalt fås sprött brott (axiellt splittringsbrott) och vid hög vattenhalt segt brott (plastisk flytning). Existerande grövre partiklar i moränleran styrar upp vissa snitt, och när lasten påförs via en stel platta blir spänningsfördelningen i moränleran

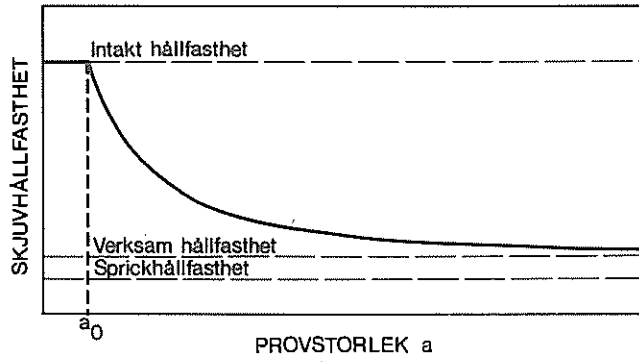


Fig. 7. Hållfasthetens volymsberoende för en fast sprickig lera (Lo, 1970).

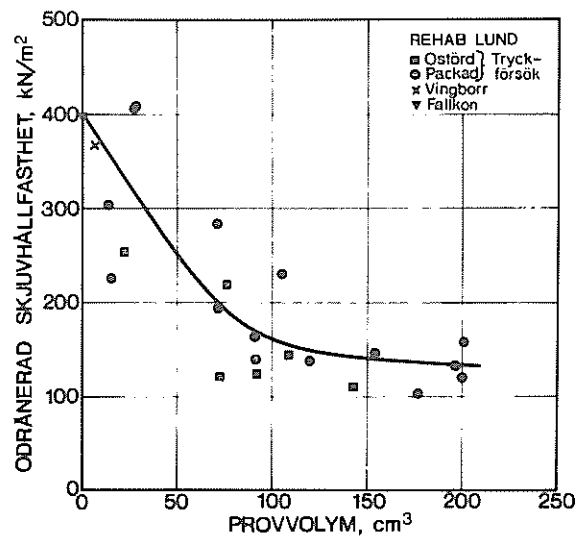


Fig. 8. Den odränerade skjuvhållfastheten som funktion av provvolymen.

ojämn, då kompressionen är densamma i alla vertikalsnitt. Spänningskoncentrationer fås i de styvare snitten (de starkare delarna bär lasten). När den pålagda lasten ökat till ett visst belopp, initieras brottet i det finare materialet i de hårdast ansträngda sektionerna. Om materialet är sprött (låg vattenhalt) utbreder sig brottet med accelererande hastighet vilket resulterar i ett makrobrott, medan om materialet är segt (hög vattenhalt) uppstår plastisk flytning med åtföljande spänningsomlagring vilken resulterar i ett eller flera mikrobrott. Det sega materialet kan bära ytterligare lasttillskott tills allt det fina materialet plasticerats. Sprickor i moränleran medför spänningskoncentrationer vid deras ändar, vilket leder till att i spröda material makrobrottet även utbreder sig från sprickänden, medan i sega material endast en lokal plasticering uppstår.

På grund av skillnaden i brottutbildning i sega och spröda material blir moränlerans hållfasthet endast volymsberoende vid låga vattenhalter. Volymsberoendet orsakas av att sannolikheten av att det finns sektioner med hög halt av grova korn samt av att den ovannämnda influensen av sprickor, spricksystem och andra svaghetszoner, ökar med ökande provvolym.

Odränerade skjuvförsök

Den aktuella moränlerans odränerade skjuvhållfasthet har studerats med avseende på volymsberoendet. I Fig. 8 visas hållfastheten bestämd med enkla tryckförsök på ostörda och packade prover vid varierande volym, med konförsök samt med vingborrförsök. Spridningen i försöksresultaten är stor, speciellt vid små volymer, men det tycks som om de lägsta värdena för de olika volymerna närmar sig den av L_0 föreslagna verk samma hållfastheten. Konförsöket, som influerar en mycket liten volym, ger följdriktigt en hög hållfasthet.

I Fig. 8 har såväl ostörda som packade provers hållfasthet redovisats. Mina undersökningar har nämligen visat att eftersom moränleran ältats, avsatts och packats under inlandsisen kan man studera moränlerans egenskaper på ett på laboratorium packat prov (Hartlén, 1972). Villkoret är givetvis att den packade moränleran har samma densitet och vattenhalt som den ostörda moränleran i fält. Variation i hållfasthet kan dock fås, speciellt vid små provvolym, på grund av att vattenfasen i den naturliga moränleran fått en ökad ordningsgrad och av att de små rörliga partiklarna kopplats in i partikelsystemet. Det bör

nämnas att försök visat att ett volymsberoende även fås vid vingborrförsök med varierande vingstorlek liksom vid andra undersökningsmetoder.

Jämförelse mellan beräknad och uppmätt sättning vid plattbelastning

Vid sättningsberäkningar använder man de mest varierande metoder. För fasta jordar som moränlera kan bäddmodulteori och halvempiriska metoder baserade på elasticitetsteori användas liksom resultat från ödometerförsök. Om man utgår från ödometerförsök vid sättningsberäkningen, måste man beakta att i jorden existerande spänningar på jordprovet frigjorts vid upptagningen. För starkt överkonsoliderade leror bör man därför utgå från återbelastningsgrenen i stället för den primära pålastningskurvan. Vid själva sättningsberäkningen är det oftast lämpligt att använda Jakys metod (cirkulär platta):

$$s = \frac{q D}{2 M}$$

där s är sättningen, q grundtrycket, D plattans diameter samt M kompressionsmodulen (ödometermodulen).

I Fig. 9 redovisas de stora plattornas tryck- sättningskurvor. I samma figur har sättningarna beräknade enligt Jakys metod med kompressionsmodulen bestämd ur ödometerförsökets primära och sekundära pålastningskurva inlagts.

Fig. 9 visar att en mycket god överensstämmelse fås för den aktuella moränleran mellan uppmätta sättningar och sättningar beräknade enligt Jakys metod, om kompressionsmodulen bestäms ur andra pålastningsgrenen. Om man i stället beräknar sättningen enligt elasticitetsteori utgående från en empiriskt bestämd elasticitetsmodul fås bästa överensstämmelse med plattförsöken i full skala för

$$E = 500 \tau_{fu}$$

där den odränerade skjuvhållfastheten är bestämd med enkla tryckförsök vid standardprovvolum.

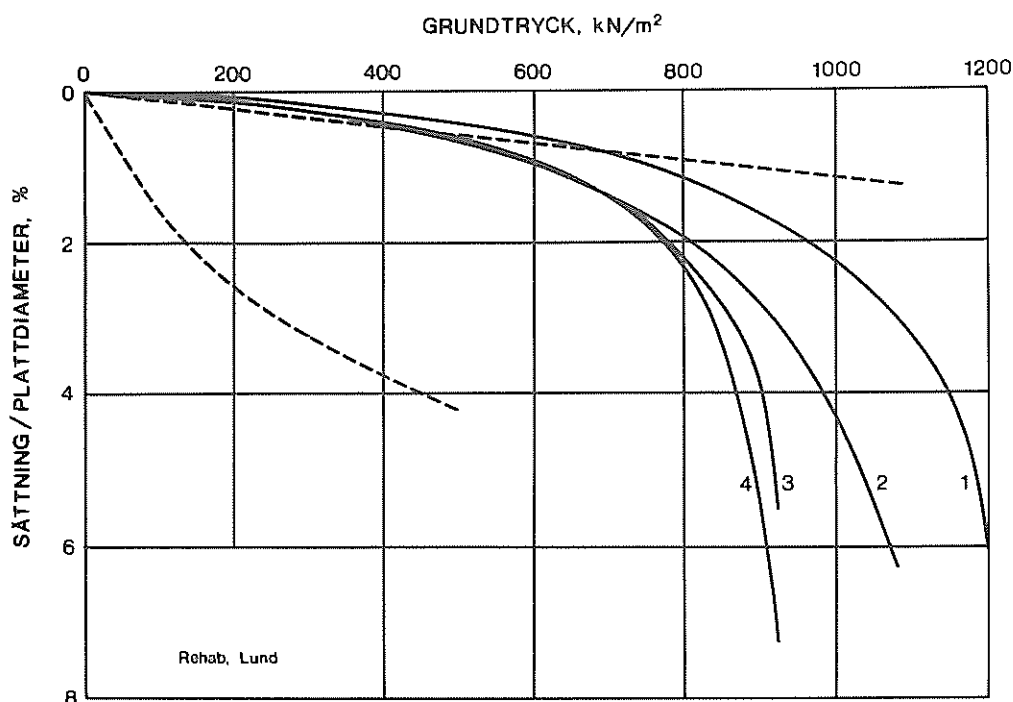


Fig. 9. Sammanställning av kvoten mellan uppmätt sättning och plattdiameter som funktion av grundtrycket för plattförsöken i full skala (heldragna kurvor). I figuren är beräknade sättningar från ödometerförsök inlagda (streckade kurvor). Den övre streckade kurvan gäller en sättningsberäkning med kompressionsmodulen bestämd ur andra pålastningsgrenen och den undre en sättningsberäkning med kompressionsmodulen bestämd ur primärkurvan. Platta 1, 3 och 4 har diametern 100 cm och platta 2 diametern 68 cm.

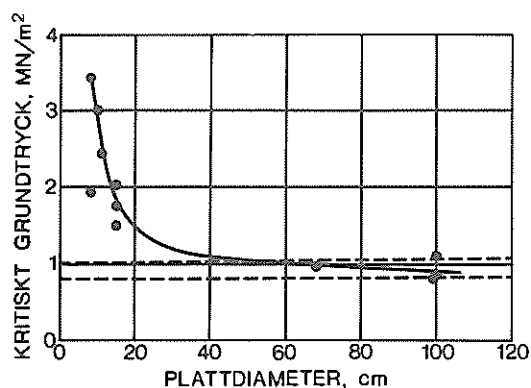


Fig. 10. Jämförelse mellan teoretiskt beräknad (streckade kurvor) och uppmätt bärighet (heldragen kurva) för plattor med varierande diameter. Den övre streckade kurvan är beräknad utgående från dränerade och den undre från odränerade hållfasthetsparametrar.

Jämförelse mellan beräknad och uppmätt bärighet

Vid beräkning av plattors bärighet på moränlera är det vanligt att man utgår från SBN 67:s rekommendationer (1967). Om större teoretisk exakthet önskas kan man beräkna bärigheten med användande av Brinch Hansens (1970) bärighetsfaktorer och korrektionsfaktorer. I Fig. 10 redovisas uppmätt bärighet bestämd ur krypkurvan som funktion av plattediametern samt de teoretiskt beräknade långtids- och korttidsbärigheterna. Vid långtidsfallet har c och ϕ bestämts från konsoliderade dränerade triaxialförsök. Vid korttidsfallet har τ_{fu} valts som medelvärdet av enkla tryckförsök på packad moränlera (diameter = 5 cm, höjd = 10 cm).

En god överensstämmelse fås enligt Fig. 10 mellan den verkliga bärigheten bestämd ur fullskaleförsöken och den teoretiskt beräknade bärigheten, om den senare beräknas enligt Brinch Hansen med en odränerad skjuvhållfasthet bestämd enligt ovan. c -analysen ger således ett värde på en brottlast vid vilken krypbrott ej uppkommer. Om bärigheten beräknas med hjälp av hållfasthetsparametrarna c och ϕ överskattas det kritiska grundtrycket med ca 20%. Å andra sidan är också plattans brottlast vid stor deformation ca 20% större än det kritiska grundtrycket. c - ϕ analysen ger sålunda ett någorlunda riktigt värde på den maximala brottlasten. Om tillåtet grundtryck bestäms enligt SBN 67 (1967) för en fast lagrad m_o blir den verkliga säkerhetsfaktorn ca 12. Om grundtrycket i stället bestäms enligt SBN 67 för en lera blir säkerhetsfaktorn 3,4 om skjuvhållfastheten bestäms med enkla tryckförsök och 1,2 om hållfastheten bestäms med konförsök.

Sammanfattning

Plattor grundlagda på moränlera har i fält belastats till brott. Platttyp, plattediameter och belastningstid har varierats. Moränlerans deformations- och hållfasthetsegenskaper visar sig vara beroende av plattediameter men knappast av belastningshastighet och platttyp. En orsak till volymsberoendet är moränlerans sprickiga och heterogena struktur. Om plattförsök utförs i fält bör plattediametern överstiga 60 cm varvid bärighetens volymsberoende tycks kunna försummas.

Vid en sättningsberäkning används för denna typ av moränlera lämpligen kompressionsmodulen från ödometerförsökets återbelastningsgren insatt i Jakys formel. Sättningsens storlek visar sig vara direkt proportionell mot plattans storlek.

Vid en bärighetsberäkning används lämpligen Brinch Hansens (1970) bärighetsparametrar och en odränerad skjuvhållfasthet bestämd med enkla tryckförsök på ett vid naturlig vattenhalt till naturlig densitet packat moränlereprov (höjd = 10 cm, diameter = 5 cm).

Referenser

- ANDERSSON, H., ANDERSSON, T., ANDRÉASSON, B. & BACKLUND, G.,
1972. Plattgrundläggning på en göteborgslera. Chalmers Tekn. Högskola,
inst. för geoteknik med grundläggning. No. G 71/3, Göteborg (Examens-
arbete).
- BISHOP, A.W., 1967. Discussion on Shear strength of stiff clay. Proc. Geot.
Conf. Vol. 2, pp. 142-150. Oslo.
- HANSBO, S., 1972. Deformationer och sättningar. Handboken Bygg. Del Ib,
pp. 368. Stockholm.
- HANSEN, BRINCH J., 1970. A revised and extended formula for bearing
capacity. Danmarks Geot. Inst. Bull. no. 28, pp. 5-11. Copenhagen.
- HARTLÉN, J., 1972. The geotechnical characteristics of moraine clays
related to their structure. Acta Universitatis Upsaliensis. Bull. Geol.
Inst. Univ. Uppsala (Under tryckning).
- HARTLÉN, J. & PUSCH, R., 1973. Interpretation of creep measurements on
stiff clays. Proc. 8th Conf. on Soil Mech. a. Found. Engng. Moscow.
(Under tryckning).
- LO, K.Y., 1970. The operational strength of fissured clays. Géotechnique.
Vol. 16, no. 4, pp 284-304. London.

- PROTODYAKONOV, M.M., 1965. Methods of evaluating the cracked state and strength of rocks in situ. Mines Branch, Dep. of Mines a. Techn. Surv., Ottawa, Canada. Översatt från ryska av H. Frisch, Fuels a. Mining Practice Div.
- PUSCH, R., 1972. The role of water in inorganic clays with reference to certain geotechnical properties. Chalmers Univ. Techn. Göteborg. (Under tryckning).
- SJÖSTEDT, J. & TORKELSON, L., 1971. Moränleras bärighets- och deformationsegenskaper. Chalmers Tekn. Högskola, inst. för geoteknik med grundläggning. No. G 71/5. Göteborg. (Examensarbete).
- SVENSK BYGGNORM 67, 1967. Föreskrifter, råd och anvisningar till byggnadsstadgan. Statens Planverk. Publ. no. 1. Stockholm.
- WEIBULL, W., 1939. A statistical theory of the strength of materials. Proc. R. Swedish Inst. Engng. Res. Stockholm.

FÄLT- OCH LABORATORIEMETODER VID UNDERSÖKNING AV MORÄNLERA

- redovisning av enkätsvar

Civ.ing. Jan Hartlén, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.

Allmänt

När en geoteknisk undersökning läggs upp, följer denna i allmänhet en utbildad praxis. För det fall att jorden utgörs av moränlera, finns dock inte någon sådan praxis. För att klargöra hur denna typ av byggnadsgrund undersöks av berörda konsulter, entreprenörer och statliga verk, sände jag i april 1972 ut ett frågeformulär till dessa. Enkäten avsåg att utröna vilka metoder som används vid sondering, provtagning, bestämning av hållfasthets- och kompressionsegenskaper samt slutligen hur tillåten grundpåkänning fastställs. Det är min förhoppning att inventeringen skall kunna bilda en del av underlaget till mer standardiserade förfaranden än vad som i dag är fallet. Det bör i sammanhanget poängteras, att många typer av moränlera finns, varför inte någon generell arbetsrutin kan användas, lika lite som man utan vidare kan tillämpa utländska metoder.

Enkätsvaren redovisas under de ovan nämnda områdena. De kommentarer, som lämnas är dels egna och dels sådana som framkommit i samband med svaren. Inventeringen omfattar 14 företag eller verk (se sist i artikeln).

Sonderingsmetoder

Metod	Utrustning, angivna typer	Antal brukare av 14 tillfrågade
Viktsondering	Motorsond typ Borro, G-sond, H-sond	11 (1)
Trycksondering	Nilcon	4
Motorslagsondering	Pionjär, Cobra, Wacker (∅ 22-28 mm)	9 (1)
Hejarsondering	Borro	7 (1)

() anger mindre ofta förekommande

Viktsondering alternativt trycksondering utförs allmänt. Emellertid tycks den enda säkra information som fås vara nivån mellan den övre lösare och den undre fastare moränleran. Orsaken är den stora stångfriktionen.

Motorslagssondering används i allmänhet för block- och bergkontroll. Hejarsonderingen ger samma, om inte tillförlitligare, information som motorslagssonderingen.

Provtagningsmetoder

a. Tagning av störda prover för jordartsbestämning (skrymdensitet, vattenhalt, konsistensgränser, kornstorleksfördelning).

Metod	Utrustning	Antal brukare av 14 tillfrågade
Skruvborr	Geoskandia, Borro, AIB ø 40-70 mm	14
Spadborr		2
Provgrop		6
Provtagningspets	Borro ø 34	2 (1)
Kolvborr	St I	1

Med provgropsgrävning kan man bl a lätt bestämma vattengenomsläppliga lager.

b. Tagning av ostörda prover för bestämning av hållfasthets- och kompressionsegenskaper på laboratorium.

Metod	Utrustning m. m.	Antal brukare av 14 tillfr.	
		Hållf.best.	Kompr.best.
Kolvborr	St I och II	10 (2)	10 (2)
Provgrop	Stuffer paraffineras. Stål- eller mässings- cylindrar (ø 50, 70, 100)	5	7
Bitar av skruvkax		1	-
Öppen provtagare	Innertub i plast ø 87	1	2
Specialprovtagare	Svensk Grundundersökning	1	1

12 av de tillfrågade tar upp s k ostörda prover. Det är ofta svårt att ta prover p g a lerans fasthet och stenhalt. Man kan ifrågasätta om proverna är ostörda vid de fall man måste heja ner provtagaren. Egna undersökningar har visat att standardkolvborren har för liten diameter, varför de upptagna proverna komprimeras och får högre densitet än den naturliga moränleran.

Hållfasthetsbestämningsmetoder

a. Fältmetoder

Metod	Utrustning	Antal brukare av 14 tillfrågade
Vingborr	Typ DGI (V5, 50x100, 75x150)	9
	Typ SGI (45x90)	1
	Typ Nilcon (65x130, 70x110, 40x80)	6
	Fickvingborr Geonor	2
Pressiometer		1

I fält bestäms den odränerade skjuvhållfastheten med vingborr. Man bör därvid beakta att vingdimensionen skall vara så stor som möjligt p g a hållfasthetens volymsberoende. En liten vinge ger högre hållfasthet än en större. Ofta ger vingborrningen för höga hållfasthetsvärden p g a att brottytan är tvångsstyrd samt att sten kan finnas i den potentiella brottytan.

Pressiometern influerar en större jordvolym än vingborren och de försök som utförts tycks ha gett rättvisande värden på bärigheten.

b. Laboratoriemetoder

Metod	Utrustning	Antal brukare av 14 tillfrågade
<u>Odränerad skjuvhållfasthet</u>		
Konförsök		6
Skjuvboxförsök	Clockhouse, Nyttoverktyg	2
Enkla tryckförsök		1 (2)
<u>Dränerad skjuvhållfasthet</u>		
Skjuvboxförsök	Nyttoverktyg, Clockhouse	3 (1)
Triaxialförsök		1 (1)

Konförsöket är en olämplig metod för moränlera, när metoden ger för höga hållfasthetsvärden. Vid övriga försöksmetoder är största problemet att få fram ostörda provkroppar, eftersom trimningen är en besvärlig procedur. Författarens undersökningar på lerrikare moränleror har visat att försök på packade prover ger tillförlitliga resultat. Vid skjuvförsöken bör man eftersträva en så stor provvolym som möjligt.

Bestämning av kompressionsegenskaper

a. Fältmetoder

Metod	Utrustning	Antal brukare av 14 tillfrågade
Pressiometer		1 (1)

Pressiometermetoden syns vara väl lämpad för bestämning av moränlerors kompressionsegenskaper. I fält kan även plattförsök utföras, varvid hänsyn måste tas till volymsberoendet.

b. Laboratoriemetoder

Metod	Utvärderade parametrar	Antal brukare av 14 tillfrågade
Ödometerförsök ø 50 typ SGI och Clockhouse	Utvärdering av ϵ_2 eller kompressions- modul ur	
	jungfrukurvan	2 (1)
	avlastningskurvan	1
	andra pålastningskurvan	5
	jungfru- och återbelastningskurvan	2
Modellplattförsök	Jordprov ø 100 platta ø 50	1
Triaxialförsök		1
Empiriskt	Elasticitetsteoretiskt ($E = k \cdot \tau_{fu}$)	2

Vid val av ϵ_2 ur ödometerförsöket måste beaktas om leran tillhör den lösa eller den fasta typen. I sistnämnda fallet har det visat sig att sättningen kan överskattas även om denna beräknas ur andra pålastningskurvan.

Bestämning av tillåtna grundpåkänningar

Metod	Ingångsdata, säkerhet etc.	Antal brukare av 14 tillfrågade
SBN 67	{ Kohesionsmaterial, τ_{fu}	7
	{ Friktionsmaterial lös/fast lagrad mo/sand/grus	3
Danska bärighets- formeln	{ Dränerade parametrar $c = 0$ (om lerfattig)	3
	{ Dränerade parametrar $c \neq 0$	1 (2)
	{ Odränerad hållfasthet τ_{fu}	(1)
Skemptions bärighets- diagram	Odränerad hållfasthet	1
Från pressio- meterför- sök	Pressiometermodul och kritisk gränslast med $F = 1,5$	1

Beräkningsmetoderna varierar givetvis med typ av objekt. För enklare byggnader kan erfarenhetsvärden användas. I moränleran finns ofta inlagrade mo- och sandskikt vilka bestämmer tillåtet grundtryck. Vid val av grundtryck måste även hänsyn tas till risken för ytuppmjukning.

Förteckning över intervjuade

Jag vill framföra mitt tack till nedanstående personer, vilka genom att noggrant ha besvarat min enkät har gjort inventeringen representativ: R. Brink (Allmänna Ingenjörbyrå), L. Cadling (Svenska Riksbyggen), J. Eriksson (Svensk Geoteknisk Undersökning), J. Widerström (Jacobson & Widmark), B. Jönsson (Vägförvaltning M-län), G. Lindskog (Statens Geotekniska Institut), K.G. Lye (Centerlöf & Holmberg), L. Malmberg (Flygfältsbyrå), A. Mattsson (Sydsvenska Ingenjörbyrå), J. Molin (Vattenbyggnadsbyrå), K.-E. Nyman (Svensk Grundundersökning), P. Riise (Kjessler & Mannerstråle), T. Stål (Orrje & Co - Scandiaconsult) samt L. Sundström (Skånska Cementgjuteriet).

PÅLNING I MORÄNLERA

Ing. Karl-Erik Nyman, Svensk Grundundersökning AB, Arlöv

Moränleran är normalt en utmärkt undergrund, varför grundförstärkningsåtgärder i form av exempelvis pålning så gott som undantagslöst endast erfordras när denna överlagras av sättningsbenägna jordlager. I sydvästra Skåne är detta ofta fallet på utfyllda kustområden, där fyllning av dålig beskaffenhet utlagts på sjöbottnen, vars övre jordlager är mer eller mindre organiska. Vidare förekommer allmänt inom det sydvästskånska backlandskapet så kallade dödisgröpar, i vilka moränleran överlagras av organiska jordarter, ställvis till ganska betydande djup. Andra vanliga områden där pålning erfordras utgöres av sedimentavlagringar med organisk inblandning kring vattendrag och deras tidigare deltabildningar.

Pålningens utförande och problem i samband härmed

Pålning under ifrågavarande förhållanden utföres normalt som stödpålning med stoppslagning av pålarna enligt gällande pålnormer. Härvid nedtränger i Malmöområdet pålarna vanligen till kalkberget, vilket ger pållängder mellan 10 och 20 m. På grund av moränlerans fasthet kan pålningen bli tidsödande, speciellt vid pållängder över 15 m, då pålsjunkningen vanligen understiger 0,5 cm per slag (uppfyller ej normenliga stoppslagningsvillkor för stödpålar). Genom att pålarna måste drivas flera meter med en förhållandevis låg pålsjunkning, blir påfrestningen på pålarna stor. Ibland förekommer lokalt mycket fasta linser av friktionsjord i moränen, vilket medför att pålstopp erhålls för vissa pålar i dessa lager, medan närliggande pålar slås igenom och kan neddrivas betydligt djupare. Detta ger naturligtvis upphov till praktiska svårigheter vid pålningsarbetet, samtidigt som pålspillet blir onormalt stort. Moränleran är normalt blockfattig, varför bortslagningsprocenten till följd härav är förhållandevis låg.

Förekommande påltyper

Pålningen sker i Skåne till övervägande del med runda förspända betongpålar i betongkvalitet K 500 eller högre. Dessa pålar, som tillverkas med diametrarna 28 och 34 cm, synes vara väl lämpade för påslagning i moränlera, eftersom förvånansvärt få pålar sönderslås trots hård slagning med fallhöjder som ofta väsentligt överstiger riktvärdena enligt gällande pålnormer. Vid pålning med andra påltyper, exempelvis fyrkantiga, slakarmerade pålar med betongkvalitet K 400, har man efter framgrävning av sådana pålar, slagna i fast moränlera, konstaterat omfattande pålskador i form av sprickbildning. I något fall har konstaterats att det täckande betongskiktet lossnat, troligen genom en kombination av tät sprickbildning vid slagningen och sedermera rostsprängning. Moränlerans innehåll av stenar kan dessutom vid slagningen ge upphov till vridpåkänning i fyrkantiga pålar, vilket kan medföra pålskador och t o m pålbrott.

Utförda provbelastningar

I syfte att studera pålbärigheten i moränlera utfördes under år 1965 förenklade provbelastningsförsök på modellpålar, varigenom vissa erfarenheter vanns beträffande dessa pålars verknings sätt. Dessa erfarenheter gav vid handen, att man borde kunna utnyttja pålarnas mantelbärighet vid bestämning av tillåten last. Vid projekteringen av några större byggnadsobjekt i Malmö ansågs därför att pålarnas bärighet och verknings sätt närmare borde studeras i syfte att förenkla och förbilliga pålningsarbetet.

Här nedan skall lämnas en kortfattad redogörelse över dessa försök och resultaten härav.

Försöken har utförts och till huvudsaklig del bekostats av Svensk Grundundersökning AB. Provpålning och provbelastning av sammanlagt 7 pålar utfördes under åren 1965-1967 för tre byggnadsobjekt i Malmö:

Kontors- och verkstadsbyggnader i kv. Söderarm	3 pålar
Kontors- och verkstadsbyggnad i kv. Vinkeln	2 pålar
Motellbyggnad på Segevångsområdet	2 pålar

Grundförhållandena vid dessa objekt var i huvudsak likartade med 3-4 m lös

yllning eller organiska jordlager på moränlera. Moränleran vilar på kalkberg 14-18 m under markytan. Moränlerans naturliga vattenhalt var normal för Malmöområdet och varierade mellan 11-17 %. Skjuvhållfastheten har uppmätts med vingborr, typ DGI-V5, varvid motståndsvärden erhöles, som svarade mot en skjuvhållfasthet varierande mellan 10 och 50 Mp/m². Vingborrningen har utförts före påslagningen med 0,5 m avstånd mellan mätpunkterna och med största möjliga noggrannhet.

I tabellen nedan redovisas uppmätta skjuvhållfasthetsvärden, varvid τ_{fu}^m anger medelvärdet längs pålens mantelyta i moränlera och τ_{fu}^s skjuvhållfastheten vid pålspetsen.

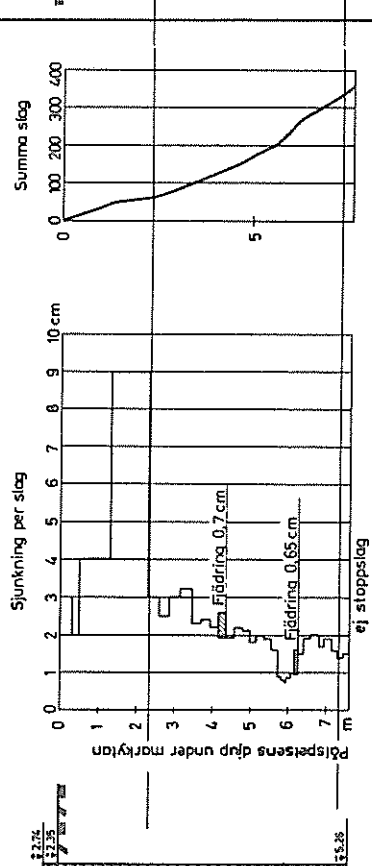
TABELL 1. Skjuvhållfasthetsvärden

Plats	Påle nr	τ_{fu}^m Mp/m ²	τ_{fu}^s Mp/m ²
Kv. Söderarm	I	21	35
	II	17	25
	III	19	40
Kv. Vinkeln	I	21	18
	II	32	50
Segevång	I	14	22
	II	15	25

Pålarna har utgjorts av runda förspända betongpålar, typ SCG, varav 5 med diametern 28 cm, avsedda för en tillåten last av 30 Mp, och 2 med diametern 34 cm, avsedda för en tillåten last av 45 Mp.

Det första provpålningsojektet utfördes i kv. Söderarm, där en industribyggnad med pålgrundläggning var projekterad. Pålningen omfattade drygt 300 pålar, avsedda att slås som stödpålar på konventionellt sätt, varvid pålarna skulle fått en längd av 14-16 m. Samtliga pålar var avsedda att uppta en last av maximalt 30 Mp. Med ledning av vunna erfarenheter vid de tidigare modellförsöken och efter samråd med Byggnadsnämnden i Malmö uppgjordes program för provpålningens och provbelastningens genomförande. Eftersom man givetvis

Provpåle nr. I



Provpåle nr. III

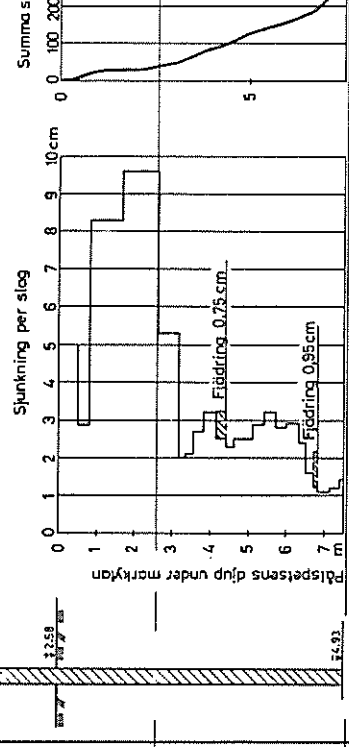


Fig. 1.

Slagningsdiagram för påle I och III i kv. Söderarm.
Data för provpålningen.

Slagverk: Åkerman 610, fallhejare 3,0 t,
enkel part lina

Dyna: 5 cm dubbelt trä mellanlägg, vikt 0,3 t

Knekt: Ej använd

Fallhöjd: 65 cm ± 5 cm

Pålar: Förspända betongpålar, K 500, ø 28 cm

ville uppnå minsta möjliga pållängd med beaktande av betryggande säkerhet mot brott eller skadliga sättningar kom diskussionen främst att beröra brottkriteriet och lämplig säkerhetsfaktor på brotthlasten. Som utgångspunkt för beräkning av provpålarnas längd antogs på försök att tillåten last med 2-faldig säkerhet fick uppgå till $7/8$ av brotthlasten. Brotthlasten skulle anses vara uppnådd då pålhuvudets sjunkningshastighet översteg $0,5 \text{ mm/min.}$, mätt 5 min. efter den aktuella belastningens påförande. Vidare bestämdes att två av provpålarna skulle provbelastas ca en månad efter slagningen, medan den tredje först efter ett halvår.

Slagningen utfördes utan problem och slagningsdata framgår av Fig. 1.

Intressant i sammanhanget är det ringa totala slagantalet och den stora pålsjunkningen, ca $1,5 \text{ cm/slag}$ för de sista slagen. Provbelastningen utfördes med hydraulisk domkraft och eldriven tryckreglerad hydraulpump, typ SGI. Pålhuvudets rörelser uppmättes med mätklockor, som medgav en avläsningsnoggrannhet av $1/100 \text{ mm}$. Som mothåll användes dragstag fastinjekterade i kalkberget.

Provlasten påfördes stegvis med 10 Mp belastningsintervall upp till 30 Mp motsvarande avsedd tillåten last, varefter avlastning skedde till 0 Mp . Sedan utfördes en serie på- och avlastningar inom intervallet $15\text{--}30 \text{ Mp}$, vilka laster utgjorde pålarnas beräknade minimi- och maximilaster i den färdiga byggnaden. Efter avlastning till 0 Mp utfördes ånyo stegvis pålastning med nya lastintervall mellan $30\text{--}60 \text{ Mp}$, varefter pålen stegvis pålastades till brott.

Provbelastningsförloppet för provpåle nr I i kv. Söderarm framgår av Fig. 2. Av denna kan utläsas att pålhuvudets totala sjunkning är mycket liten, ca $1,5 \text{ mm}$ vid en last av 30 Mp , med en kvarstående sjunkning av ca $0,5 \text{ mm}$ vid avlastning till 0. Efter lasten 60 Mp och avlastning till 0 var den kvarstående sjunkningen mindre än 1 mm . Markant förändring inträffade sedan lasten 80 Mp pålagts. Härvid ökade pålens sjunkningshastighet betydligt och blev praktiskt taget konstant ca $0,25 \text{ mm/min.}$ under ca 40 min. Vid avlastning till 60 Mp med denna last kvarliggande i 15 timmar sjönk pålen endast $0,2 \text{ mm}$.

Av försöket drogs slutsatsen att pålens brotthlast var 80 Mp eller eventuellt något lägre samt att brotthlasten borde definieras som den last då pålens sjunk-

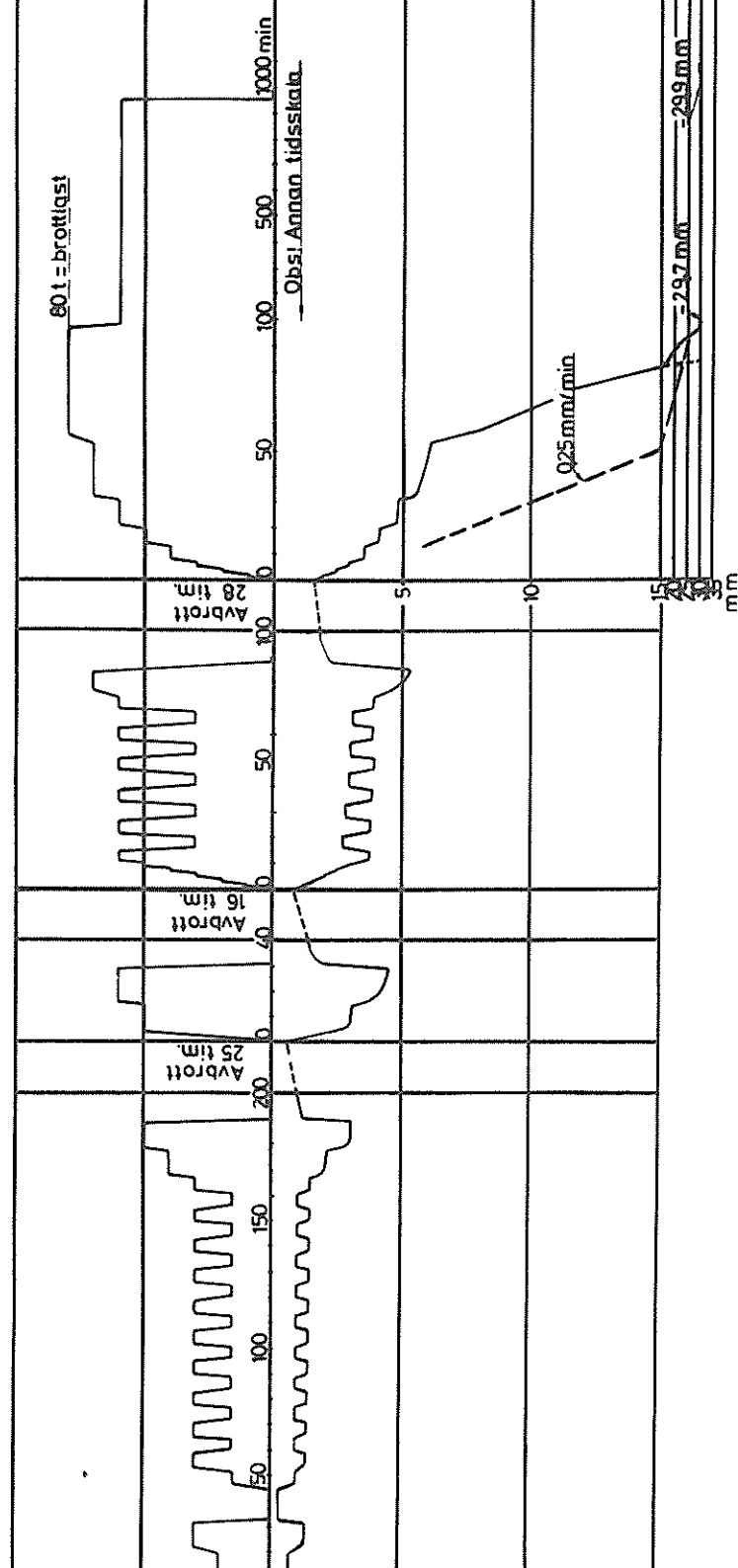


Fig. 2. Probelastningsdiagram för påle nr I i kv. Söderarm.

ningshastighet var 0,25 mm/min.

Övriga 6 provpålar har slagits och provbelastats i huvudsak enligt samma förfarande som ovan beskrivits för provpåle nr I i kv. Söderarm.

Resultaten kan vad beträffar brottkriteriet sammanfattas enligt följande:

- 1) Brottlasten kan definieras som den last för vilken pålens sjunkningshastighet uppgår till 0,25 mm/min., mätt 5 min. efter lastens påförande.
- 2) Motsvarande sjunkningshastighet uppgår endast till ca 10 % av ovanstående värde när ca 85 % av brottlasten påförts.
- 3) Vid brottlasten visar sjunkningshastigheten normalt accelererande tendens, medan sjunkningshastigheten vid 85 % av brottlasten praktiskt taget avstannar helt efter 10-20 min.

Nästa steg i utvecklingen avsåg att närmare utreda pålars spets- respektive mantelbärighet i moränlera.

Försöken härför utfördes vid provpåling i kv. Vinkeln, där två pålar slogs, provpåle nr I med diametern 34 cm och provpåle nr II med diametern 28 cm. Pålarnas längd i mark var 9,7 respektive 8,7 m. Provbelastning av pålarna utfördes en vecka efter slagning, varvid brottlaster erhöles på 65 respektive 100 Mp. Den lägre brottlasten för den grova pålen betingas av att moränlerans skjuvhållfasthet vid pålspetsen endast uppgick till 18 Mp/m², medan motsvarande värde för den klena pålen var ca 50 Mp/m². Försöket avbröts när brottlasten var uppnådd och fortsattes en vecka senare genom dragprovning av pålarna.

Denna utfördes med samma belastningstider och lastintervall som den tidigare provbelastningen. Skarpt markerade brottlaster erhöles vid en dragkraft av 25 Mp/m² för påle nr I och 32 Mp/m² för påle nr II.

Med utgångspunkt från dessa värden och uppmätta skjuvhållfasthetsvärden beräknades enligt nedanstående formler (1-3) bärighetsfaktorn (N_c) till 25 för påle nr I och till 22 för påle nr II. Kohesionsfaktorn (β) beräknades till 0,19

för påle nr I och 0,25 för påle nr II.

Kohesionsfaktorn beräknas öka med tiden till värden mellan 0,4 å 0,5 efter 6 månader. Faktorn 0,4 erhöles exempelvis vid kontrollberäkning av provpåle nr II i kv. Söderarm, vilken provbelastades efter 6 månader.

Förslag till beräkning av pålars geostatiska brottlast i moränlera

Med ledning av utförda provbelastningar av runda betongpålar med 6-10 m längd i moränlera föreslås följande metod för beräkning av en sådan påles brottlast. Med beteckningar enligt Fig. 3 erhålles:

$$P_{\text{brott}} = P_s + P_m - P_{\text{neg}} \quad (1)$$

där

$$P_s = N_c \cdot \tau_{\text{fu}}^s \cdot A_s \quad (2)$$

$$P_m = \beta \cdot \tau_{\text{fu}}^{m1} \cdot A_{m1} \quad (3)$$

$$P_{\text{neg}} = \tau_{\text{fu}}^{m2} \cdot A_{m2} \quad (4)$$

$$A_s = \text{på lens spetsarea (m}^2\text{)}$$

$$A_{m1} = \text{på lens mantelarea i moränlera (m}^2\text{)}$$

$$A_{m2} = \text{på lens mantelarea till underkant av sättningsbenägna jordlager (m}^2\text{)}$$

$$\tau_{\text{fu}}^s = \text{jordens odränerade skjuvhållfasthet vid pålspets (Mp/m}^2\text{). Uppmätt med DGI vingborr}$$

$$\tau_{\text{fu}}^{m1-2} = \text{medelvärde av jordens odränerade skjuvhållfasthet längs mantelytan (Mp/m}^2\text{) för respektive jordlager. Uppmätt med DGI vingborr}$$

$$N_c = 20 \text{ (bärighetsfaktor, pålspets)}$$

$$\beta = 0,4 \text{ (kohesionsfaktor)}$$

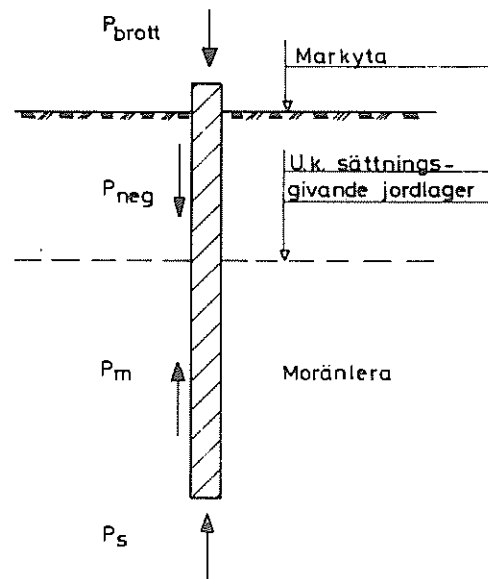


Fig. 3. Principfigur över kraftfördelningen i en påle nedslagen i moränlera.

Vid dimensionering rekommenderas för erhållande av betryggande säkerhet mot jordbrott

$$P_{\text{brott}} \geq 3 \cdot P_{\text{vanl}} + 2P_{\text{exc}} \quad (5)$$

där

P_{vanl} = tillåten last vid vanligt lastfall (Mp)

P_{exc} = exceptionell last och trafiklast (Mp)

Av (1) framgår att hänsyn tas till eventuellt uppträdande negativ mantelfriktion. Denna kan nämligen få en betydande inverkan om exempelvis jorden från markytan räknat utgöres av utfylld moränlera med hög skjuvhållfasthet utlagd på ett organiskt sättningsgivande jordlager.

Av (4) framgår att kohesionsfaktorn (β) vid beräkning av negativ mantelfriktion har satts till 1, vilket antagande med viss säkerhet gäller för exempelvis lågsensitiva leror eller organiska jordarter. Om däremot fyllningen i ovanstående exempel utförts med friktionsjord bör negativa mantelfriktionen beräknas enligt vedertagen praxis för friktionspålar. Med normalt förekommande lagertjocklekar av sådan friktionsjord blir dock negativa mantelfriktionen liten och kan då försummas.

Kohesionsfaktorn (β) har satts till 0,4, vilket värde antages gälla 6 månader efter påslagningen. Motsvarande värde på (β) två veckor efter slagningen kan sättas till 0,25.

Jämförelse mellan dynamiska och geostatiska brottlastberäkningar

I tabell 2 har en sammanställning av samtliga 7 provpålar gjorts beträffande dels dynamisk brottlast enligt olika pålformler, dels geostatisk brottlast beräknad enligt ovanstående rekommendationer. I tabellen redovisas dessutom erhållna brottlaster för respektive pålar enligt provbelastning. Överensstämmelsen mellan beräknade och erhållna brottlaster är som synes förbluffande god. Undantag utgör provpåle nr I Segevång, där de dynamiskt beräknade brott-

2. Sammanställning över provpålning i moränlera utförd under åren 1965-1967

Påle nr	Dim. ϕ	Pållängd		Hejare fallhöjd	Dynamisk brottlast		Geostatisk brottlast		Provbelastning
		totalt	i mark		1)	2)	brottlast	brottlast	
	cm	m	m	m	Mp	Mp	Mp	Mp	tid efter slagnin veckor
arm, Malmö	I 28	8,0	7,6	0,65	71	64	79	80	5
arm, Malmö	II 28	8,0	8,0	0,65	83	80	78	80	27
arm, Malmö	III 28	11,0	7,5	0,65	69	67	81	80	6
ln, Malmö	I 34	10,0	9,7	0,60	63	68	66	65	1
ln, Malmö	II 28	9,0	8,7	0,60	94	86	94	100	1
Malmö	I 34	11,0	9,8	0,60	137	140	77	75	1
Malmö	II 28	10,0	9,0	0,60	66	63	61	60	1

pålslagningen

Åkerman 610, 3,0 t fallhejare, enkel part lina
 Vikt 0,3 t, 50 mm dubbelt trä mellanlägg
 Runda förspända betongpålar

ormel 1 enligt Bygg 324:333 (6) och (7)
 ormel 2 enligt Bygg 324:333 (8), (9) och (10) (motsvarande SBN S 23:6771)
 geostatiska brottlasten har beräknats under antagande av
 $\beta = 0,25$ och $\beta = 0,25$ ($\beta = 0,40$ för påle nr II i kv. Söderarm)

brottlast har antagits den belastning för vilken pålens sjunkningshastighet uppgår till 0,25 mm/min.,
 5 min. efter belastningens påförande.

lasterna är nästan dubbelt så stora som den verkliga. Någon tillfredsställande förklaring till denna stora avvikelse har ej kunnat finnas. Möjligen ligger förklaringen i att de använda påformlerna ger för höga brottlaster då pålsjunkningen under de sista serierna om 10 slag är så "låg" som 0,4 per slag. De övriga 6 pålarna uppvisar nämligen en motsvarande sjunkning av 1,0-1,5 cm per slag.

Praktisk tillämpning

Pålningens arbetet för geostatiskt beräknade pålar utföres med sedvanlig pålningskontroll, varvid bl a pålsjunkningen protokollföres under de sista 3 serierna. Härvid gäller att påslagningen ej får avslutas förrän en dynamisk brottlast enligt vedertagen pålformel uppnåtts som är 2-4 ggr större än tillåten pållast. Säkerhetsfaktorn 2-4 på dynamiska brottlasten väljes med hänsyn till objektets art, grundundersökningens noggrannhet och omfattning, grundförhållandena samt den utnyttjade pållastens fördelning på vanlig och exceptionell last. Genom denna kontroll att pålsjunkningen under de sista serierna ej överskrider vissa på ovanstående sätt beräknade värden, erhålles en nödvändig säkerhet mot att pålspetsen ej står på ett lokalt lager med dålig bärighet.

Pålning i moränlera där pålarnas längd beräknats geostatiskt med utgångspunkt från erforderlig brottlast och där påslagningen utförts på ovan föreslaget sätt har sedan år 1967 tillämpats på minst ett 40-tal större och mindre byggnadsprojekt i sydvästra Skåne. I intet fall har härvid några påvisbara sättningar i pålarna uppstått, varför man vid det här laget torde kunna påstå att beräkningsmetoderna är praktiskt tillämpbara, åtminstone för pålar upp till 45 Mp tillåten last.

Ekonomi

Efterkalkyler på utförda pålningsarbeten, där pålarnas bärighet beräknats och pålningen utförts på ovan föreslaget sätt, visar att om pålningen skulle utförts med stoppslagning på konventionellt sätt, hade kostnaden stigit upp till den dubbla. Denna stora kostnadsbesparing erhålles genom minskad pållängd, minskad slagningstid per pålmeter, minskad bortslagning samt genom att pål-

kapning och -skarvning normalt ej behöver utföras.

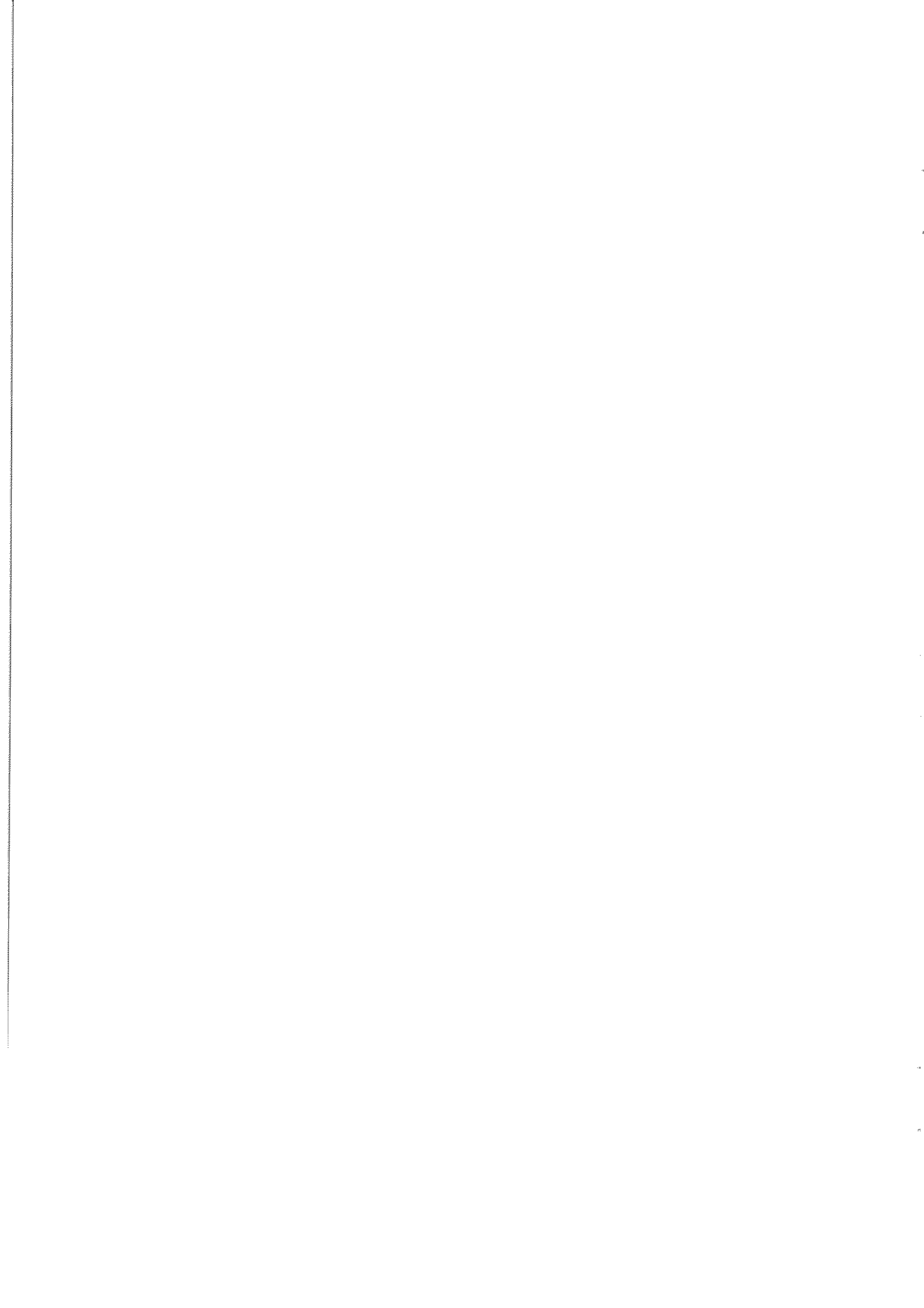
Utveckling

De utförda försöken och den praktiska tillämpningen med pålning i moränlera visar, att stora kostnadsbesparingar kan göras om pålarnas längd beräknas och pålningen utföres på ovan föreslaget sätt.

Det torde dock vara nödvändigt att ytterligare utreda sådana pålars spets- och mantelbärighet samt beroendet av tidsfaktorn, innan metoden kan rekommenderas för generell tillämpning.

Dessa utredningar bör främst inriktas på följande:

- 1) Utförande av provbelastningar på pålar med varierande längd, instrumenterade så, att spets- och mantelbärigheten noggrant kan särskiljas. Provb belastningen skall utföras med olika tidsintervall efter slagningen och resultaten ställas i relation till en enkel grundundersökningsmetod.
- 2) Vid provbelastningen bör metoden med konstant nedpressningshastighet och den så kallade 90%-regeln tillämpas och jämföras med i denna artikel föreslagna metoden.
- 3) Erhållna brottlaster jämföres med dynamisk beräknade sådana enligt olika pålformler. Jämförande försök bör utföras för undersökning av den dynamiska brottlastens eventuella variation vid olika värden på den kvarstående sjunkningen, exempelvis strax över 0, 1, 0 och 2, 0 cm/slag. Dessa kvarstående sjunkningsvärden erhålles genom anpassning av hejrens fallhöjd.



ARBETSTEKNIK OCH EKONOMI VID SCHAKTNING OCH FYLLNING AV MORÄNLERA

Överingenjör Lars Lindskog, AB Skånska Cementgjuteriet, Malmö

Moränlera är ett allmänt använt namn för den sydvästska jord, som i betsäsongen kännetecknas av att det ibland behövs två bandtraktorer för att dra ett lass betor ute på fältet. Moränleran och den leriga moränen är mycket känsliga för vatten och kan bli helt omöjliga att umgås med under regniga vinterhalvår.

Under senare år har åtskilliga försök i stor skala gjorts att grundlägga på utfylld och packad moränlera. Fig. 1 visar ett antal kornkurvor för morän från tre arbetsplatser på olika orter, Barsebäck, Lund och Trelleborg, där stora packningsarbeten utförts.

Moränerna från Trelleborg och från Barsebäck liknar varandra mycket i fråga om kornkurvan, medan Lundamoränen är mera mjällig.

Redan av Fig. 1 kan man dra slutsatsen att moränens packningsegenskaper varierar mycket mellan de olika platserna, men också inom dessa. Detta framgår ännu tydligare av Fig. 2, som visar jordarnas proctorkurvor.

Man blir betänksam när man ser att jorden varierar så mycket inom varje arbetsplats. Hur skall man med normala metoder kunna kontrollera packningsarbetet, när jorden på samma plats visar en variation i torra volymvikten mellan 1,9 och 2,1 t/m³?

I Fig. 3 visas en sammanställning av alla packningsprov vid arbetet i Lund. En liknande, minst sagt splittrad, bild är vanlig. Om man jämför resultatet enligt Fig. 3 med den naturliga jordens ursprungsvärden enligt Fig. 2 finner man att det gått att packa jorden något mer än till naturlig lagringstäthet.

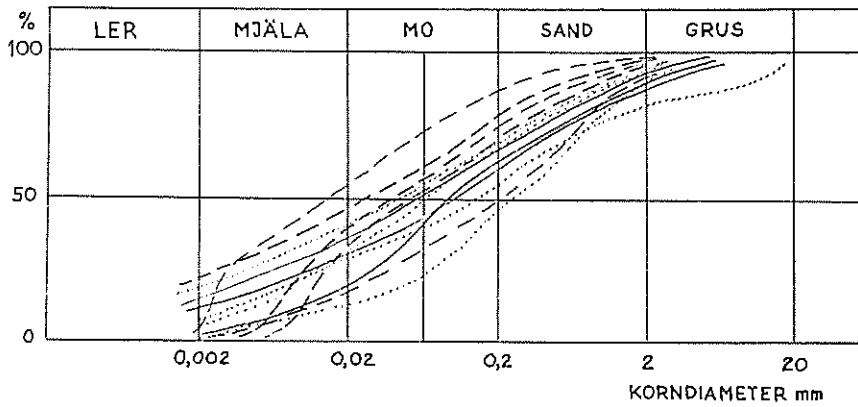


Fig. 1. Kornkurvor för morän från Barsebäck (—), Lund (-----) och Trelleborg (.....).

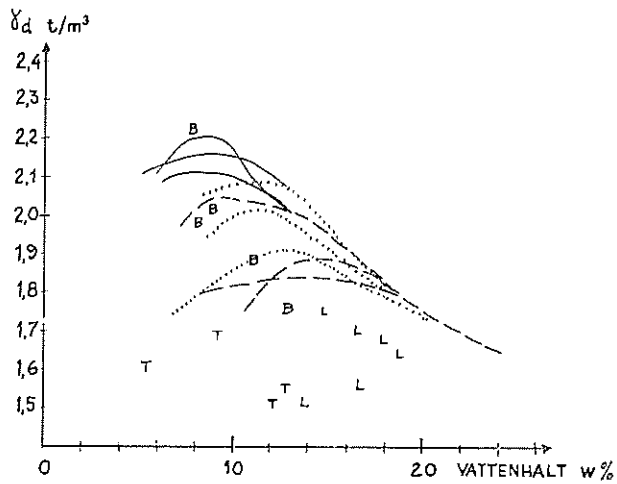


Fig. 2. Proctorkurvor (mod. Proctor) för morän från Barsebäck (—), Lund (-----) och Trelleborg (.....). Den naturligt lagrade moränen är markerad med resp. B, L och T.

Praktiska erfarenheter under arbetet

Schakt och utläggning har vid dessa försök gjorts med schaktvagnar, traktor-dragna eller självgående. Packningen har utförts av en extra schaktvagn med ungefär halvt lass. Antalet överfarter har varierats efter provningsresultaten. En 3-tonns vibrationsvält har gjort den sista ytpackningen.

För att undvika att regn skall förstöra resultatet arbetar man helst med lutande terrass och kör med schaktvagnarna på ett sådant sätt att regnvatten kan rinna av från arbetsplatsen. Sammanfattningsvis kan man nog våga säga att packningsarbetet blir godtagbart om schaktvagnarna kan ta sig fram obehindrat utan att köra fast. När man måste hjälpa till med ytterligare två traktorer börjar svårigheterna bli stora.

Sommartid kan en våt morän hinna torka något under arbetets gång, vilket förbättrar packningsresultatet. Vintertid kan man knappast arbeta med våt morän. Den måste då sorteras bort och läggas ut på mindre känsliga ytor.

Vid dessa tre försök blev resultatet rätt varierande. Moränen i Barsebäck gick lätt att packa till över 90% packningsgrad. Denna morän togs på relativt stort djup och var ganska torr.

I Trelleborg användes yttlig moränlera med någorlunda måttlig vattenhalt. Arbetet blev besvärligt först vid regn. I Lund blev svårigheterna stora trots hyggligt väder. Stor möda har lagts ner för att få det till synes tvivelaktiga resultatet i Fig. 3. En jämförelse med den naturliga vattenhalten i Fig. 2 visar också att moränen bör kunna bli besvärlig.

Kontroll

Kontrollen har gjorts med modifierad proctorpackning och med sondering i efterhand. Resultatet från volymviktsbestämningen har i varje utlagt skikt fått ge anvisningar om hur många överfarter som behövts. Sonderingar och provtagningar i efterhand har gett ytterligare en kontroll av packningen och även gett ledning vid val av tillåten grundpåkänning.

I Fig. 4 visas sonderingsresultatet före och efter fyllning i ett par hål i Lund. Sonderingsmotståndet är fullt tillfredsställande och man kan se att även den naturliga jorden har packats. Trycksondering och även en enkel sticksondering med handsond är ett utmärkt kontrollinstrument vid alla fyllningsarbeten med stenfattig jord. Sonderingen kan ge ett bättre mått på packningsresultatet än proctorpackningen, om jorden varierar mycket. Dessutom är den så enkel att utföra att den alltid bör ingå som efterkontroll.

Ekonomi

Följande exempel (Fig. 5) får visa att det lönar sig att använda den jord, som finns tillgänglig. Priserna är hämtade ur verkligheten och exemplet är ganska realistiskt, även om många andra förhållanden har stor inverkan i praktiken.

En stor byggnad 200x200 m skall byggas i en sluttning, men med horisontellt golv. Eftersom tidsplanen är pressad skall arbetet förenklas så mycket som möjligt och grundläggning skall göras på fyllningen.

I fall A schaktas matjorden bort och övre delen av tomten schaktas ner medan den nedre delen fylls upp med inköpt friktionsjord.

I fall B schaktas matjorden bort, jorden flyttas med schaktvagnar från den övre delen till den nedre, packas med schaktvagn och ytan vältas.

Kalkyl

Fall A. Fyllning med friktionsmaterial	
Schakt, transport	105.000
Sandfyllning, packning	<u>360.000</u>
Summa kr	465.000
Fall B. Fyllning med befintlig jord	
Jordtransport, schaktvagn	49.000
Packning med schaktvagn	11.000
Vibrovält	3.000
Kontroll	<u>7.000</u>
Summa kr	70.000

Kostnadsbesparing 395.000 kr.

Resultatet av kalkylen talar för sig självt.

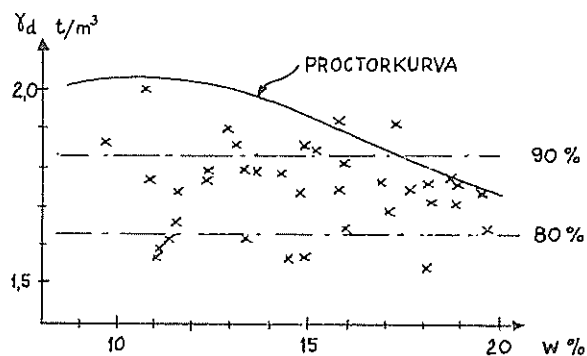


Fig. 3. Lund. Sammanställning av packningsresultat.

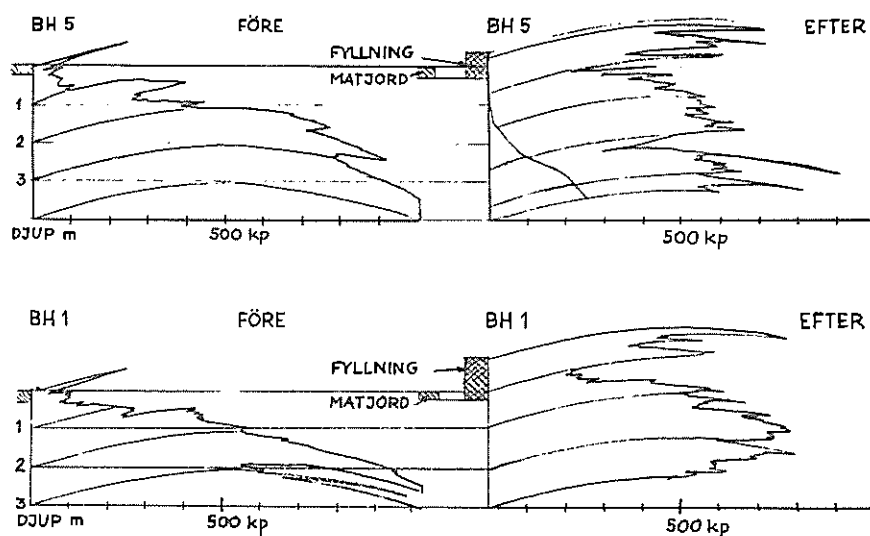


Fig. 4. Lund. Kontroll av packningsresultat genom trycksondering.

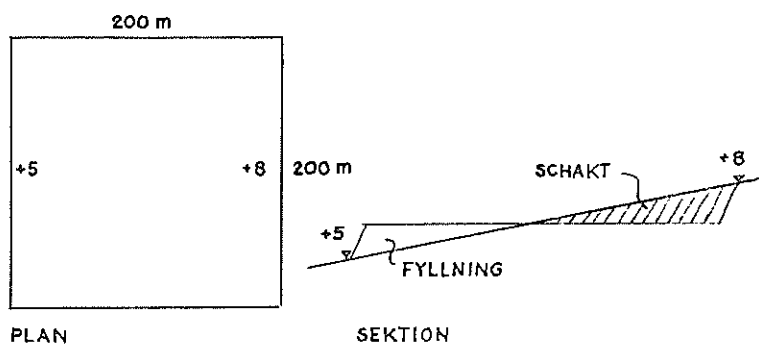


Fig. 5. Exempel på avschaktning.

Man kan också tänka sig att fylla med den befintliga jorden, men inte utnyttja den som underlag för grundläggning av stomme och mellanväggar. Detta visar sig vara besvärligt och tidsödande i praktiken. Man får följande arbetsgång.

1. Fyllningen läggs ut och packas över hela ytan.
2. Fyllningen schaktas bort till ca 30% för att grundläggning skall kunna göras på naturlig mark.
3. Grundsulor gjuts, väggar och pelare gjuts upp till golvnivå.
4. Återfyllning kring pelare och väggar måste göras med sand, som är lätt att packa med lätta redskap, vilka ej skadar konstruktionen.

Allt detta medför kostnader och längre byggnadstid. Mycket kan sparas på en grundläggning direkt i fyllningen.

Slutord

Försök alltid använda den jord, som finns på platsen när det är fråga om stora mängder. Man kan misslyckas, men den möjliga besparingen är så stor att den finansierar även omfattande förundersökningar. Endast i undantagsfall kan följderna av ett misslyckande bli av betydelse. Vid normala byggnader kan golvet alltid läggas på en fyllning av moränlera. Det kan alltså endast bli fråga om att ändra grundläggningssätt för stommen. Förhållandena skall dessutom vara mycket ogynnsamma i fråga om värderleken för att man skall kunna misslyckas fullständigt.

STURUPS FLYGPLATS

Förkortad version av föredrag

Civ.ing. Torbjörn Stål, Orrje & Co - Scandiaconsult, Malmö

Överenskommelse om att anlägga en ersättningsflygplats för Bulltofta i Malmö träffades första gången 1965. Fältarbetena för den nya flygplatsen i Sturup belägen ca 3 mil öster om Malmö påbörjades våren 1970 och skall vara avslutade hösten 1972.¹⁾

Anläggningen omfattar en 2 800 m lång huvudbana samt stations-, drift- och hangarbyggnader. Möjlighet finns att senare utöka anläggningen med en tvärbana och en parallellbana. Banan är dimensionerad för att ta emot jumbojetplan.

Flygplatsen är belägen inom det s k backlandskapet med nivåskillnader i terrängen som lokalt kan uppgå till ca 10 m. Jorden utgöres i huvudsak av lerig morän med lokala skikt av mo och sand. Moränen överlagras i vissa fall av lera av glacialt ursprung. Under moränen finns mäktiga sediment (Alnarpsdalen). Karakteristiskt för området är vidare den rika förekomsten av dödishålör med stundtals upp till 8-10 m mäktiga lager av torv, gyttja och lera.

Schakt- och utfyllnadsarbetena har varit tämligen omfattande. Ca 2 milj m³ jord har omfördelats inom området. Vidare har ca 1/4 milj m³ organisk jord grävts ur under belagda ytor och byggnader. Inom stråkområdena utanför banorna har valts att fylla ut på förekommande organisk jord varför framtida höjjusteringar här kan bli nödvändiga.

Utfyllning under belagda ytor har utförts med morän som utlagts i 30-50 cm tjocka skikt. Den totala mäktigheten uppgår lokalt till mer än 10 m. Packning har i huvudsak skett med fårfotsvält. För att påskynda sättningsförloppet i fyllningen har inlagts ca 20 cm tjocka sandskikt på varannan meter i fyllningen,

¹⁾ Invigdes den 3 december 1972

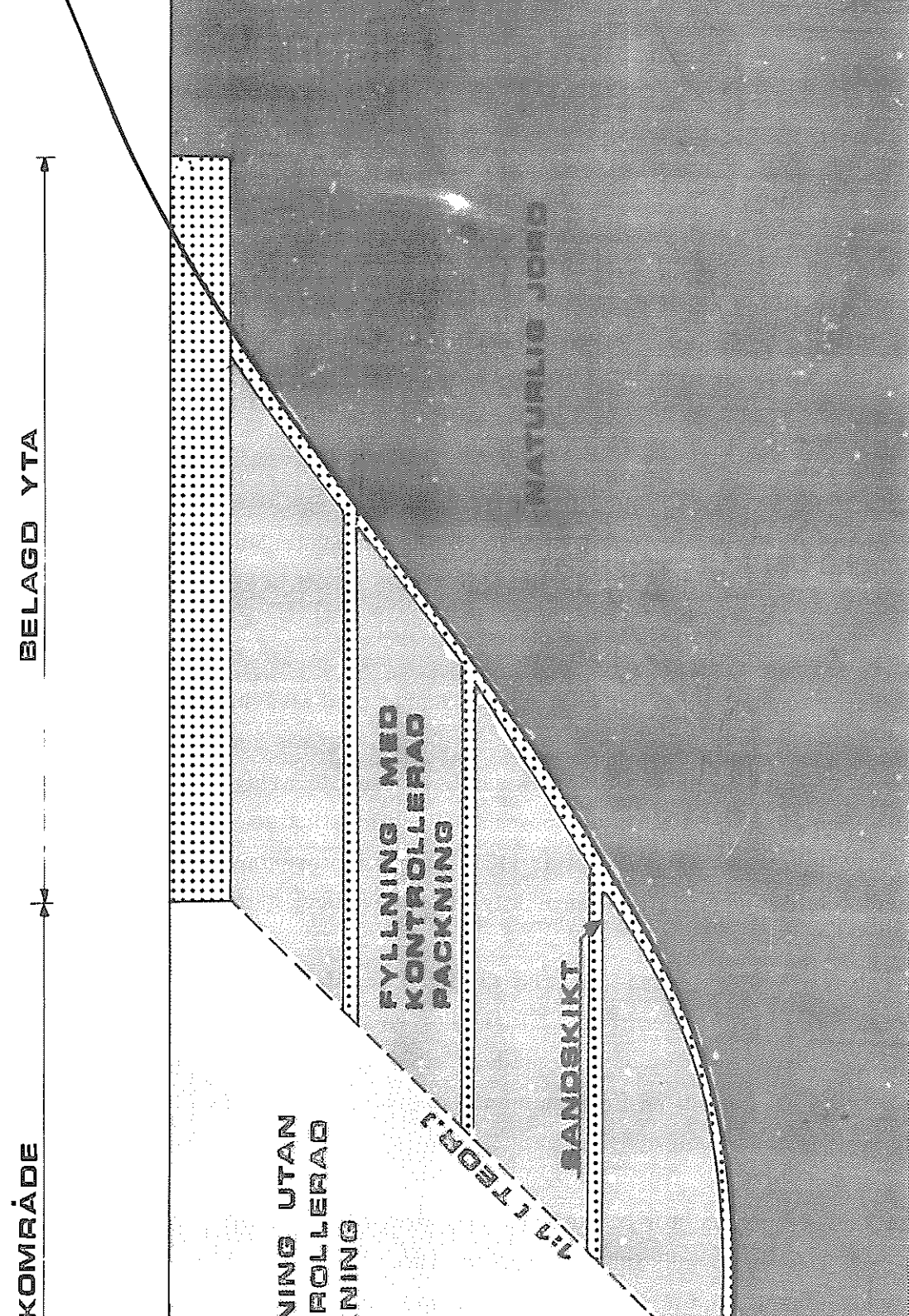
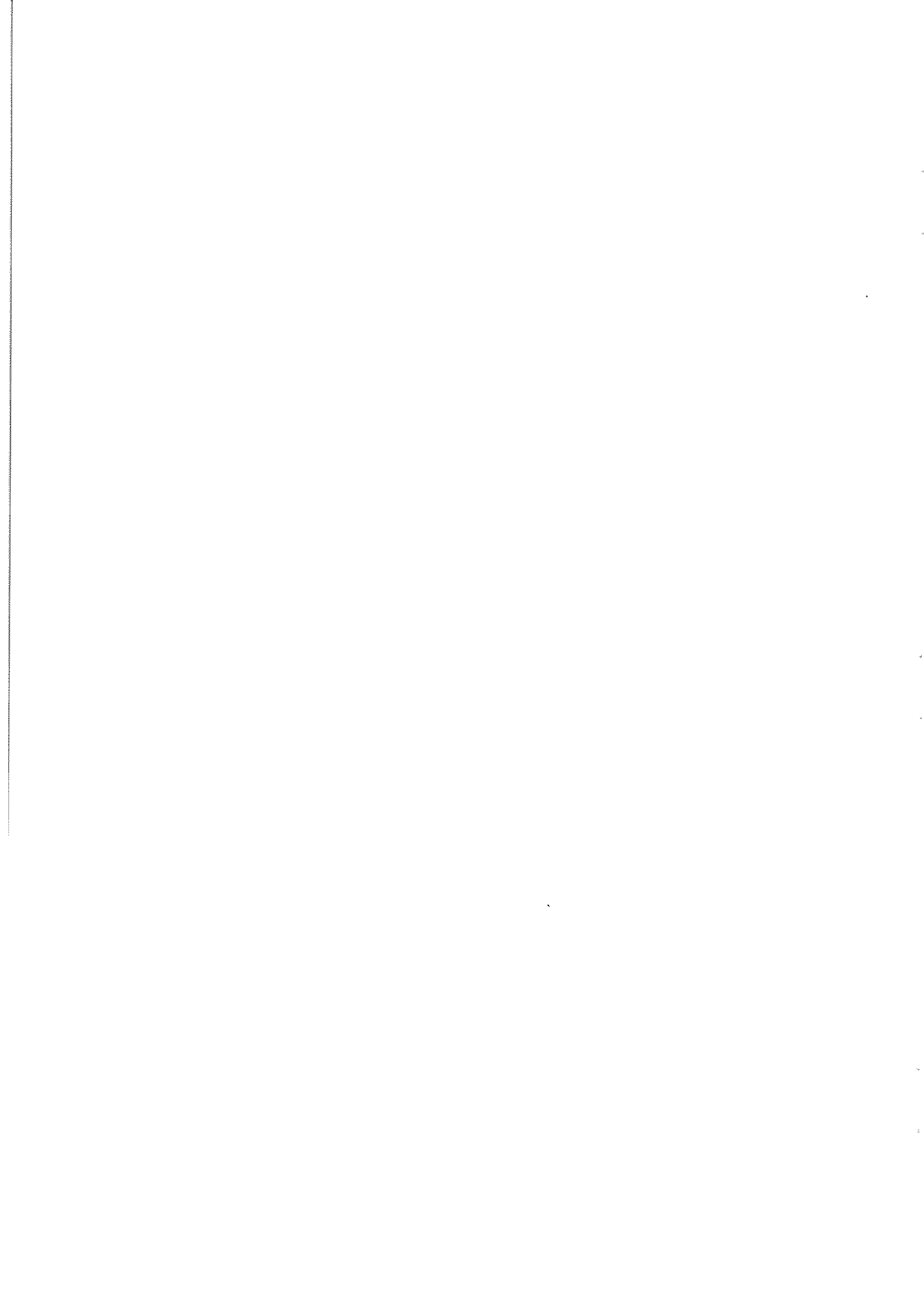


Fig. 1. Principförfarande vid utfyllning av morän.

se Fig. 1. Fyllningsarbetena har av arbetstekniska skäl i huvudsak utförts sommartid under åren 1970 och 1971. Huvuddelen av sättningarna i fyllningen beräknas vara utbildade innan beläggning utföres. I de fall postglacial lera förekommer under fyllningen har överlast utlagts för att påskynda sättningarna i leran.

Samtliga byggnader har grundlagts på morän eller på sandfyllning med en största fyllningshöjd av ca 5 m.



GRUNDLÄGGNING AV BARSEBÄCKSVÄRKET

Tekn. lic. Jan Molin, VBB Vattenbyggnadsbyrån, Malmö

År 1965 beslutade Sydsvenska Kraft AB att bygga ett atomkraftverk vid Barsebäck, beläget vid Öresund, ungefär mitt emellan Malmö och Landskrona. Den första utbyggnadsetappen omfattar ett aggregat på 560 MW. Byggnadsarbetena påbörjades 1970 och beräknas vara avslutade 1974. Byggnadskostnaden uppgår till ca 110 Mkr.

Grundförhållanden

Grundförhållandena på den tilltänkta platsen undersöktes i flera omgångar, översiktligt av Kjessler & Mannerstråle och VBB Vattenbyggnadsbyrån samt detaljerat av Ingenjörfirman Orrje & Co, såväl till lands som till sjöss. Undersökningarna har bestått av bl a jord-bergsondering och borrhning enligt Lindö- och Alvik X-metoderna för tagning av "ostörda" prover med en \varnothing 87 mm öppen provtagare.

Jordlagerföljd

Det aktuella området är beläget omedelbart väster om den sänka i berggrunden som går under benämningen Alnarpsdalen, se Fig. 1. Jorddjupet inom det aktuella området varierar mellan 25 och 40 m.

De översta jordlagren inom området består av mo-, sand- och grusavlagringar med en mäktighet varierande mellan 0 och 2 m. Därunder följer moränlera eller moig morän som under några få meters djup är mycket fast. Moränleran har följande egenskaper:

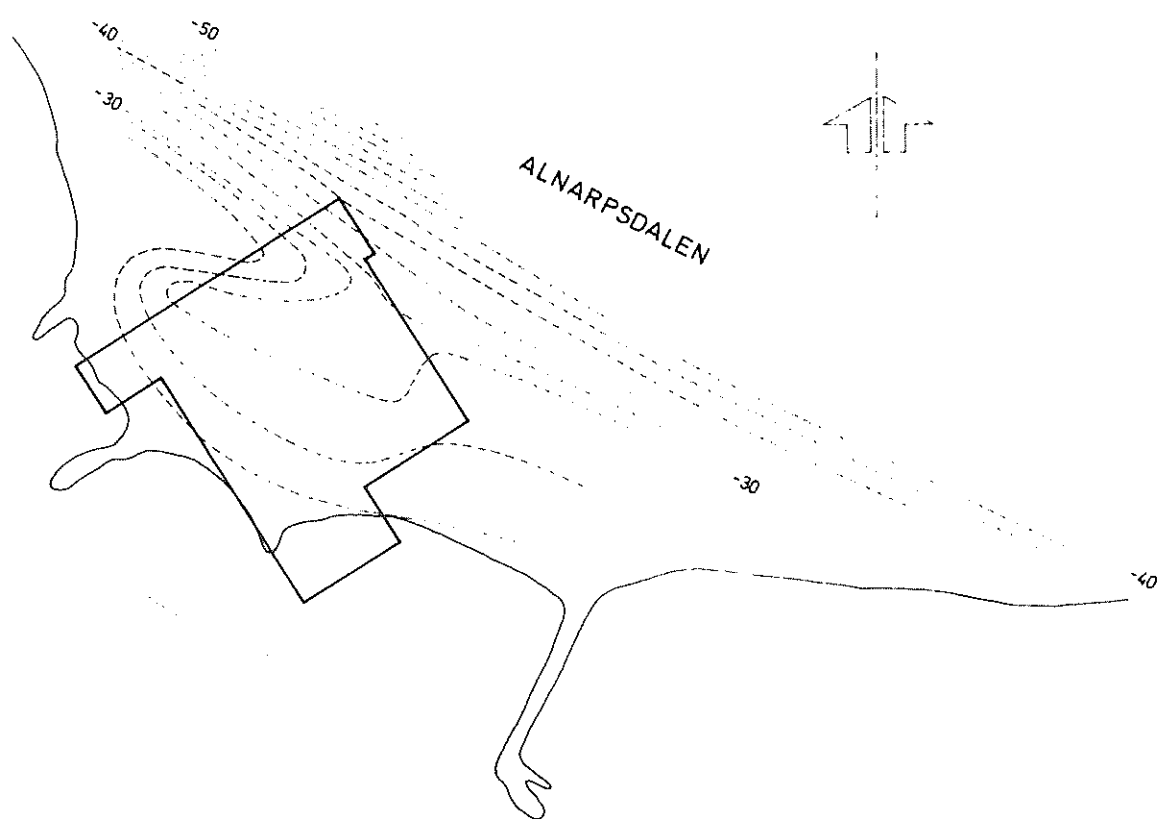


Fig. 1. Berggrundsnivåer inom det aktuella området.
Observera att nivåerna i denna figur är angivna
i Rikets allmänna höjdsystem, dvs nivån ± 0 är
belägen ungefär vid medelvattenståndet i Öresund.

Lerhalt	10-20%
Densitet	$\gamma = 2,1-2,4 \text{ t/m}^3$
Vattenhalt	$w = 7-10\%$
Plasticitetsgräns	$w_P = 9-12\%$
Flytgräns	$w_L = 17-19\%$

Moränlerans mäktighet är 20-25 m. Den underlagras av sediment av omväxlande lager av mycket fast lera, mo, sand och grus. Lerans vattenhalt $w = 13-15\%$ och densiteten $\gamma = 2,0-2,2 \text{ t/m}^3$. Sedimentens totala mäktighet är 3-5 m och de underlagras av ett tunt moräntäcke, 1-2 m tjockt, på kalkberg.

Grundläggning

Det ur grundläggningssynpunkt utmärkande för en anläggning av den aktuella typen är den stora tyngden, till följd av tjocka och höga betongkonstruktioner, samt den kompakta placeringen av de olika byggnaderna i omedelbar anslutning till anläggningens hjärta, reaktorn. Runt reaktorbyggnaden ligger sålunda turbinbyggnad, el- och personalbyggnad samt verkstadsbyggnad, enligt Fig. 2. Därtill kommer ett flertal stora kulvertar under och mellan de olika byggnaderna.

Grundläggningsnivån för de tunga byggnaderna, reaktor- och turbinbyggnaderna, bestäms i första hand av att kondensorn i turbinbyggnaden måste ligga på en viss nivå i förhållande till vattenytan i kylvattensystemet.

Reaktorbyggnaden är grundlagd på en hel, styv bottenplatta på nivån ca +90 m i ett lokalt höjdsystem (nivån +100 m anger medelvattenståndet i Öresund). En tvärsektion genom reaktorbyggnad och angränsande elbyggnad och verkstadsbyggnad visas på Fig. 3. Reaktorbyggnadens bottenplatta har planmått ca 35x45 m och är 1,0 m tjock vid kanterna och 2,5 m tjock under själva reaktorkärlet. Under grundplattan finns ett dränerande lager av 20 cm sandigt grus och 20 cm finmakadam 8-32 mm som skyddats med 10 cm grovbetong. I finmakadamlagret har inlagts strängar med grovmakadam för att förbättra dräneringsförmågan. Permanent grundvattensänkning med ca 10 m skall utföras runt reaktorbyggnaden genom pumpning. Grundkonstruktionerna är dock dimensionerade för fullt vattentryck. Medelgrundtrycket under reaktorbyggnaden

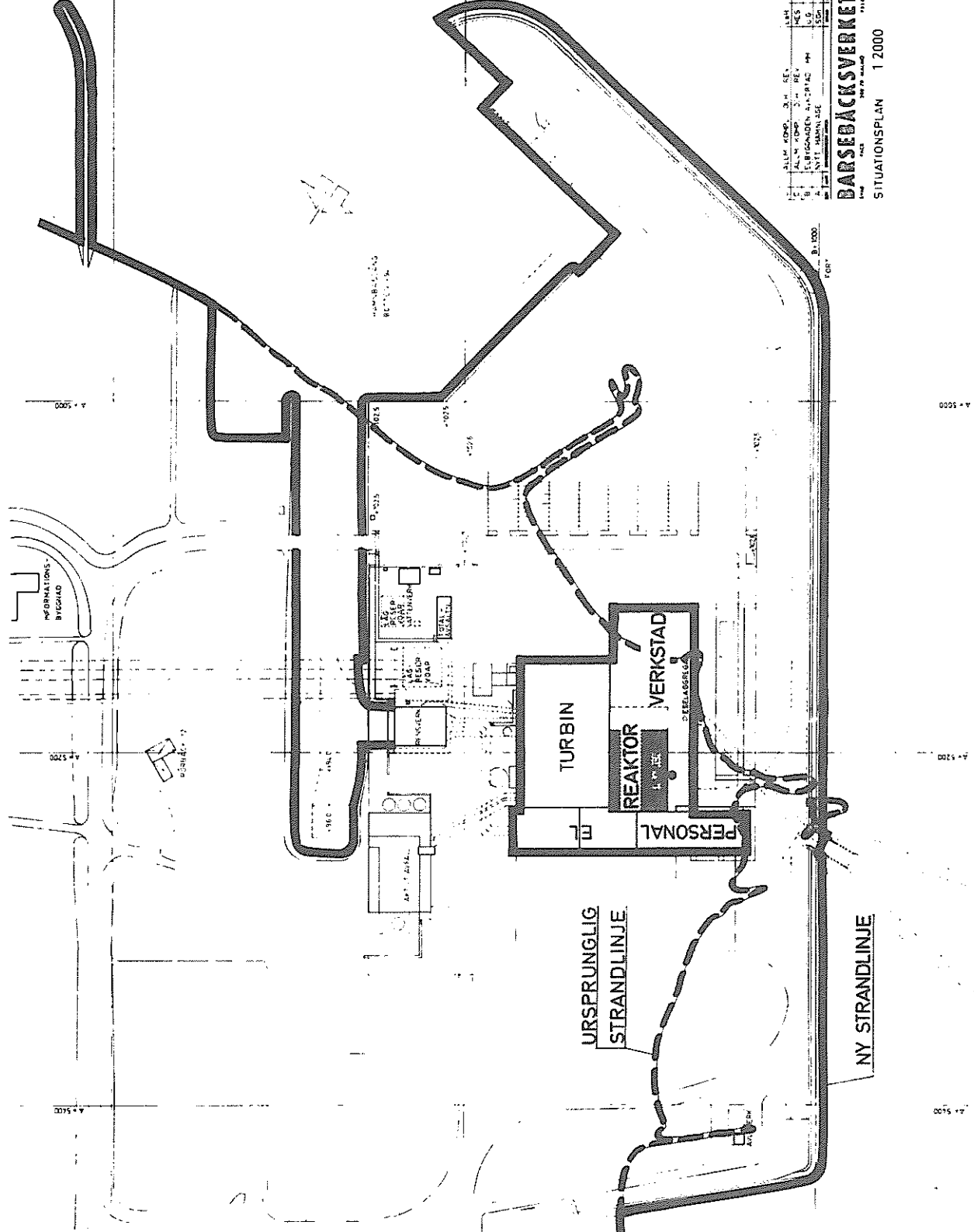
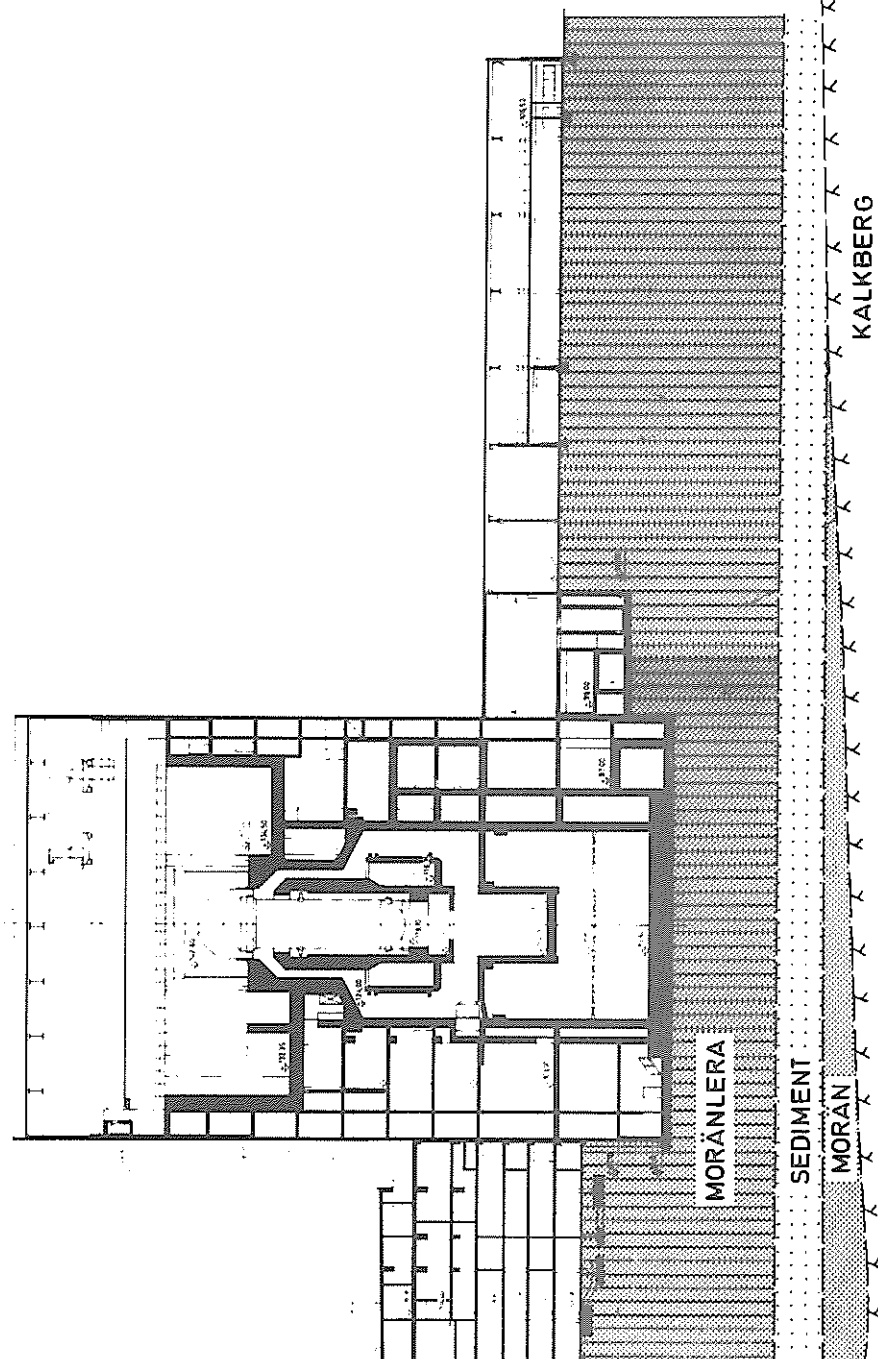


Fig. 2. Översiktsplan över området.

EL

REAKTOR

VERKSTAD



STATENS BYGGMÄSTERSAMFUNNEN
SVEVENS
DARSBÄCKSVÄRKET
KRAFTVERKSBYGGNAD
SÄMPLASTÄLLNINGSRITNING
SEKTION A-0-69

Fig. 3. Tvärsektion genom el-, reaktor- och verkstadsbyggnaderna.

den uppgår till ca 500 kN/m^2 .

Turbinbyggnaden, som är helt dilaterad från reaktorbyggnaden, är grundlagd på nivåer mellan +93 m och +98 m på grundsulor och grundplattor. Turbinfundamentet, som har planmått 17x20 m, är grundlagt på nivån +96 m. Grundtrycket under dessa är ca 100 kN/m^2 .

El- och personalbyggnaden, som är en mer konventionell byggnad, ligger intill reaktorbyggnaden med lägsta golvnivån på nivån +100 m, dvs ca 10 m över reaktorns grundläggningsnivå. En stor del av elbyggnaden är sålunda belägen över återfyllningen runt reaktorbyggnaden. Elbyggnaden är i ena långfasaden grundlagd på grundsulor på orörd mark, medan den i andra långfasaden via pelare är nedförd till reaktorbyggnadens bottenplatta. Däremellan är den grundlagd på återfyllning. För att minska fyllningshöjden under grundsulorna och säkerställa möjligheterna för en god packning av fyllningen runt reaktorbyggnaden återfylldes med grovbetong upp till nivån +93 m. Återfyllningen har utförts med sandigt grus som packats till packningsgraden minst 95 % enligt tung laboratoriestampning.

Sättningar

Grundläggning av de tunga byggnaderna har utförts på mycket fast morän. Säkerheten med avseende på grundbrott är hög. Laboratorieundersökningar i form av kompressionsförsök på "ostörda" jordprover i ödometrar av olika typer har utförts som underlag för beräkning av storleksordningen av de sättningar som kan förväntas. Kompressionsförsöken har utförts i en styv ödometer med liten egendeformation. En konventionell sättningsberäkning har givit beräknade sättningar under reaktorbyggnaden av storleksordningen 3-5 cm vid full last.

Sättningsmätningar genom precisionsavvägning av dubbar pågår f n (april 1972) på såväl reaktorbyggnad, turbinfundament som på elbyggnad. I Fig. 4 visas hittills erhållna resultat från reaktorbyggnaden. Den visade sättningen avser medelsättningen hos plattan. Omkring 45 % av den totala lasten har hittills påförts och medelsättningen uppgår till ca 1 cm, vilket är något mindre än beräknat. Mätningarna fortsätter.

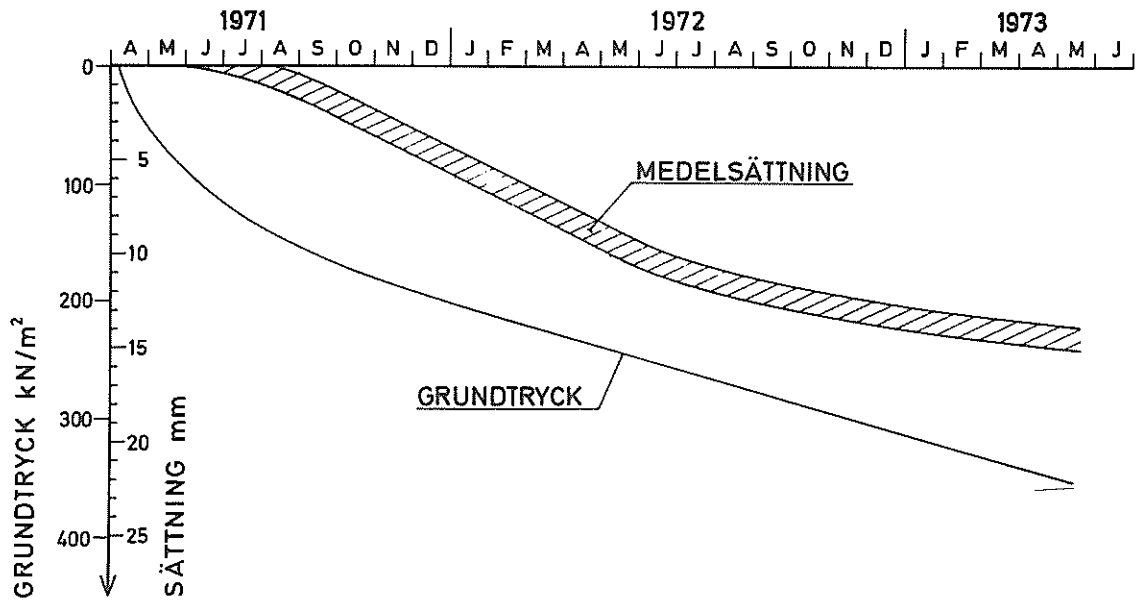


Fig. 4. Diagram över uppmätta sättningar och beräknat grundtryck under reaktorbyggnaden.

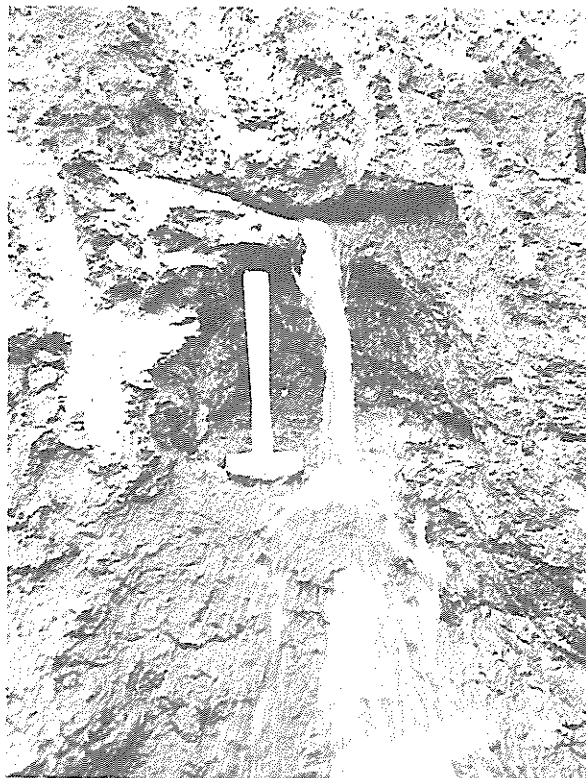


Fig. 5. "Källsprång" på nivån ca +92 m i den norra schaktslätten vid reaktorbyggnaden. Vattenflödet uppgår till ca 50 l/minut.

Schaktningsarbeten

Samtliga provisoriska schaktslänter står normalt i lutning 1:1 utan problem. Permanenta slänter i moränen, t ex kylvattenkanalen, har utförts med lutning 1:2.

Den totala grundvattentillrinningen till schaktet runt reaktorbyggnaden uppgår endast till 100-150 l/min, vilket måste betecknas som exceptionellt lågt med tanke på närheten till Öresund. Av den totala tillrinningen kommer nästan hälften från ett "källsprång" i norra schaktväggen på nivån ca 92 m, se Fig. 5, som utbildades i ett mycket tunt sandskikt i moränen. Tillrinningen i "källsprånget" har varit konstant under ca 1 års tid, varför det finns anledning misstänka att vatten tillförs från djupare liggande vattenförande lager via något borrhål från grundundersökningarna. Sådana borrhål påträffades även under pågående schaktningsarbeten för reaktorbyggnaden och ställde till ett visst besvär innan de tätats genom injektering.

RADIOLÄNKTORN VID JÄGERSRO, MALMÖ

Tekn.lic. Anders Mattsson, Sydsvenska Ingenjörbyrå AB, Malmö

I samband med den pågående utflyttningen av Sveriges Radio till Jägersro i de sydöstra delarna av Malmö uppfördes ett radiolänktorn intill de blivande administrationsbyggnaderna. I den första etappen byggdes ett ca 65 m högt kvadratisk torn av betong. I en senare etapp, när flygtrafiken på Bulltofta flyttas till Sturup, kommer tornets höjd att ökas med ytterligare ca 30 m genom en stålkonstruktion. Betongtornet uppfördes under tiden 1970-1972.

Marken utgjordes av i huvudsak plan åkermark på nivån ca +19. Under matjordslagret bestod grunden av ett 1 à 2 m tjockt lager av normalt lagrad finmo och mjåla. Därunder följde normal till mycket fast moränlera ned till kritberget, som här var beläget på nivån +1 à +2. I moränleran förekom mellan nivåerna +15 och +10,5 ett ca 3 m tjockt lager av fast lagrade sedimentjordarter bestående av sand och mo.

Prover upptogs från sediment- och moränlerelagren med standardkolvborr, St II, ur två borrhål till ett största djup av 13 m. På de moränlereprover som tagits från nivåer under de insprängda sedimentlagren utfördes CU-provningar med triaxialapparat för att erhålla en bild av brottspänningarna vid kortvarig belastning t ex vindlast. Försöken gav $c = 3,2 \text{ Mp/m}^2$ och $\varphi = 17^\circ$. Ödometerförsök utfördes på några av moränlereproverna. Vid dessa försök genomfördes en fullständig av- och pålastning, varvid återbelastningsgrenen utnyttjades för bestämning av kompressionsmodulen. För laster med lång varaktighet, såsom egenvikt, uppgick denna modul till minst $M = 400 \text{ kp/cm}^2$. För kortvariga belastningar, såsom vindlast, torde kompressionsmodulen vara åtskilligt högre.

Tornet grundlades på nivån +10,7 med en åttkantig grundplatta med ett största tvärmått av 18,6 m. I den första etappen uppgick tornets grundpåkänning till ca $3,4 \text{ kp/cm}^2$. I den andra etappen beräknades grundpåkänningen till $3,7 \text{ kp/cm}^2$ vid enbart egenvikt och till $5,4 \text{ kp/cm}^2$ vid vindbelastning. Sättningarna av egenvikt för den första etappen bedömdes uppgå till högst ca 35 mm. För att radio-

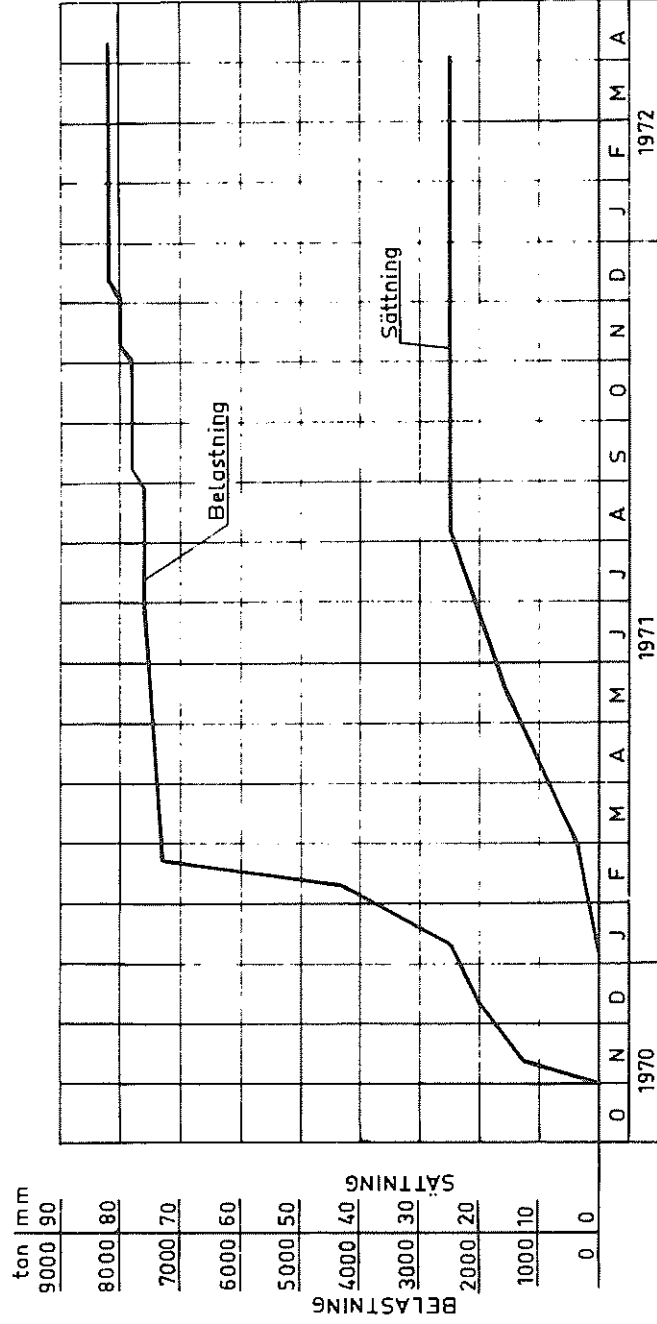
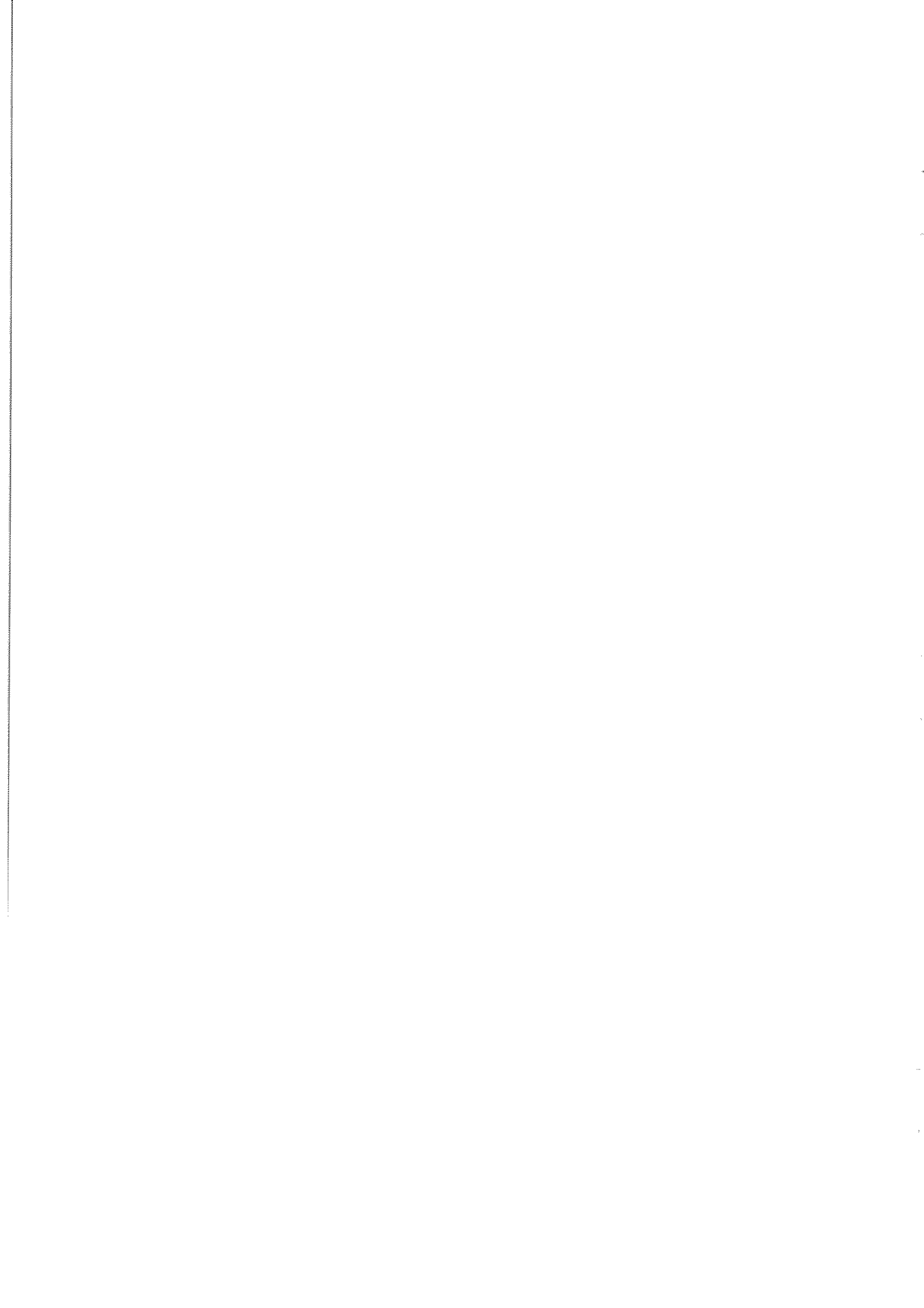


Fig. 1. Resultat av sättningsmätningar för radiolänkornet vid Jägersro.

länktornet skulle fungera tillfredsställande fick bottenplattan luta högst 1,5 o/oo vid maximal vindlast. Med den plattdimension, som grundplattan erhöll, skulle detta krav lätt kunna innehållas.

Vid schaktningsarbetet, som till nivån +11,0 utfördes utan spont med en släntlutning av ca 1:1, visade det sig, att de sedimentära lagren i moränleran var starkt vattenförande. Vattnet utdränerades med wellpointaggregat och dränkbara pumpar i pumpgropen. Det maximala vattenflödet uppgick till 300 å 400 m³ per dygn och var i huvudsak lika stort under hela den tid som schaktet stod öppet. De sedimentära lagren hade stor utsträckning i plan, vilket framgick av att vattenståndet i några brunnar i ett koloniområde, beläget ca 800 m från tornet, sänktes under den tid länshållningen i schaktet pågick.

Mätning av tornets sättning utfördes från och med bottenplattans gjutning i mitten av december 1970 till och med slutet av mars 1972. Sättningsmätningarna verkställdes som precisionsavvägning mot ingjutna dubbar dels i grundplattan och dels i tornskaftet. Resultatet av mätningarna framgår av Fig. 1. Genom lodning har konstaterats att någon snedsättning ej har förekommit. Med hänsyn till att de uppmätta sättningarna är lägre än de maximalt bedömda sättningarna kommer de uppställda lutningskraven att uppfyllas med god marginal.



DANSKE ERFARINGER MED FUNDERING PÅ MORAENELER

Civilingeniør Torben Balstrup, Danmarks Geotekniske Institut, Lyngby

DGI har tidligere haft fornøjelsen at deltage i SGF-drøftelser om moraenlers funderingsegenskaber, og vi skal derfor tillade os at henvise til artikler af H. Moust Jacobsen og T. Balstrup i SGI's særtryk no. 39, 1970: Morändag 1969, hvor der er omtalt hovedretningslinier og vist nogle eksempler på bygvaerker funderet på moraeneler.

1. Moraenelerets klassifikationsegenskaber

Da vi i alt vaesentligt opfatter moraeneler som et kohaesionsmateriale, og der er en helt flydende overgang fra moraeneler over moraenesilt til moraenesand og -grus, er det vaesentligt at sikre sig en omtrentlig definition af graensen mellem kohaesionsjord og friktionsjord. Saedvanligvis forudsætter vi et lerindhold ≥ 13 à 15% og et plasticitetsindex $I_P \geq 8$ à 10% . For moraenesand og -grus er det naturligt at opfatte disse materialer som friktionsjord, mens der for de lerede, siltrige moraeneaflejringer vil ske en vurdering af materialet som såvel friktions- som kohaesionsjord.

Afhaengig af lokaliteten i Danmark vil lerindholdet variere mellem 15 og 20% , plasticitetsindex mellem $I_P \sim 10$ og 15% og vandindholdet mellem $w \sim 8$ og 25% . For kalkrige moraeneaflejringer ($k_a > 20\%$) kan lerfraktionen ($d \lesssim 0,002$ mm) indeholde så stor en del nedknust kalkslam, at materialet får karakter af moraenesilt (lavt plasticitetsindex).

2. Bestemmelse af den undraenede forskydningsstyrke, c_v

Moraenelerets forskydningsstyrke (c_v) in situ bestemmes på grundlag af vingeforsøg udført ved hjælp af håndvinger (faste vingesæt med tyndt skaft af en laengde på $1,5$ m) fra terraen eller fundamentets bund og med målinger pr. $0,2$ m.

Håndvinger findes i to udgaver med et måleinterval $c_v \sim 0-12 \text{ t/m}^2$ og $c_v \sim 0-36 \text{ t/m}^2$. Ved dyberegående undersøgelser sker målingerne i boringer (med foringsrør) ca. 0,3 m under dennes bund pr. ca. 1 m med varierende vingedimension (dybvinger, max. $c_v \sim 12, 36$ og 72 t/m^2). Drejetiden til brud andrager 2-3 minutter, hvorefter styrken efter 10 hele omdrejninger, c'_v bestemmes. Sensitiviteten andrager sædvanligvis, $S_t \sim 2-5$. Påvirkning af sten noteres, og resultaterne udelades af bedømmelsen.

Der må påregnes relativt store variationer af moraenelers forskydningsstyrke ($c_v \sim 3$ å $> 100 \text{ t/m}^2$), og selv inden for samme lokalitet kan variationen være betydende. Ved projekteringen fastsættes en forsigtig middelværdi i de aktuelle niveauer for brudfiguren, idet enkelte store værdier reduceres, således at forsøgsresultaterne ligger inden for middelværdien $\pm 30\%$. Der kan være tale om en systematisk variation såvel horisontalt som vertikalt inden for samme byggeobjekt. Ved vurderingen af variationer med dybden bør man sædvanligvis sætte denne i relation til de moraenale aflejrings overflade, snarere end i relation til kote.

Det må anføres, at en bedømmelse af moraenelers udraenede forskydningsstyrke, c_u ved simple trykforsøg på "intakte" rørprøver ofte vil give alt for små værdier ($c_u \lesssim 1/3 c_v$). Ved meget omhyggelig prøveudtagning, tildannelse og forsøgsteknik, kan der dog findes god overensstemmelse mellem de to forsøgstyper (10% afvigelse).

3. Direkte fundering

Dimensioneringen af fundamenter sker på grundlag af sædvanlige bæreevneformler for kohaesionsjord (jfr de danske funderingsnormer, DS 415, Teknisk Forlag, København, 1965) og med et system af partialkoefficienter.

Da forskydningsstyrken kan variere væsentligt inden for samme byggeri anbefales det at gennemføre kontrolvingeforsøg (håndvinge) i fundamentudgravningerne (med en samtidig geologisk/geoteknisk klassifikation).

Man bør være opmærksom på, at større afgravninger eller opadrettede gradienter i grundvandet kan medføre reduktioner i forskydningsstyrken.

Opblødningstendenser på grund af aflastning og nedbør eller mekanisk påvirkning bør imødegås ved hurtig udstøbning af fundamentene. Ved stort vandindhold, siltrigt moraeneler og/eller stor sensitivetsværdi er risikoen for ødelæggelse af en intakt moraeneoverflade størst.

4. Pælefundering i moraeneler

Ved dimensionering af pæles bæreevne bestemmes såvel overflademodstand som spidsmodstand på grundlag af formler for kohæsionsjord:

$$Q = Q_m + Q_p = r \cdot O \cdot c_v + N_p \cdot A_p \cdot c_v \quad (t)$$

Vore erfaringer viser, at regenerationsfaktoren for rammede betonpæle varierer mellem $r \sim 0,35$ og $0,5$ (mindst for fast moraeneler), mens spidsmodstandsfaktoren kan sættes til $N_p \sim 18$ (jfr. DS 415). Resultaterne af den geostatistiske beregning kontrolleres ved prøveramninger (den danske rammeformel). Erfaringerne viser relativt god overensstemmelse mellem prøvebelastning og geostatisk beregning. Rammeformlen i fast moraeneler ($c_v \gtrsim 30$ à 40 t/m^2) giver ligeledes rimelige resultater, mens den i svagere moraeneler ($c_v \lesssim 20 \text{ t/m}^2$) ofte vil give for små værdier.

For borede, in situ støbte pæle viser foreløbige erfaringer, at såvel regenerationsfaktoren r som spidsmodstandsfaktoren N_p er mindre end for rammede pæle ($r \sim 0,15$ og $N_p \sim 9$ à 13).

5. Langtidsbæreevne

For sædvanlige fundamenter og pæle vil langtidsbæreevnen (draenet tilstand) sædvanligvis være større end korttidsbæreevnen (udraenet tilstand). De effektive parametre for moraeneler kan forventes at variere mellem $\varphi \sim 32^\circ$ à 36° og $\bar{c} \sim 1$ à 5 t/m^2 (poretal $e \sim 0,5$ à $0,25$). Mens der ved bestemmelsen af fundamentbæreevner og passive jordtryk kan indregnes en vis effektiv kohæsion, bør denne ved aktive jordtryk negligeres (specielt hvis moraeneleret er sprækket) eller indgå med en lav værdi ($\bar{c} \lesssim 0,5$ à 1 t/m^2).

6. Saetningsegenskaber

Vurdering af og erfaringer med saetninger i moraeneler er tidligere omtalt i "Morändag 1969", hvor forsøgsteknik og bestemmelse af konsolideringsmodulen er omtalt.

Helt orienterende skal det anføres, at vore erfaringer viser, at moraeneler med $c_v > 6$ å 8 t/m^2 og $w \lesssim 16\%$ ikke medfører saetningsproblemer ($\delta \lesssim 1$ å 3 cm) for saedvanligt, let byggeri ($\lesssim 3$ etager), når sikkerheden mod brud er til stede.

For meget faste moraeneler af lejring ($c_v > 40$ å 100 t/m^2 , $w \lesssim 8$ å 12%) vil saetningerne for bygningskonstruktioner ligeledes være acceptable selv ved belastninger på 80 - 160 t/m^2 . Det er dog en forudsætning, at belastningspåførelsen sker relativt langsomt (saedvanligt byggetempo), og at langtidsbaereevnen har en sikkerhed $F \sim 3$ å 4 .

Ved meget hurtige belastningspåførelser (udraenet tilstand) kan saetningerne og specielt differenssaetningerne for det enkelte fundament blive større.

For jernbetonpæle ($20 \times 20 \text{ cm}$ å $40 \times 40 \text{ cm}$ med belastning $G + P \sim 35$ å 120 t) vil saetningerne ligeledes være små ($\delta < 1$ å 2 cm), medmindre der er tale om store grupper (gruppevirkning).

For saedvanligt byggeri funderet direkte eller på pæle viser erfaringerne, at saetningerne i alt vaesentligt er indtrådt samtidig med belastningspåførelsen.

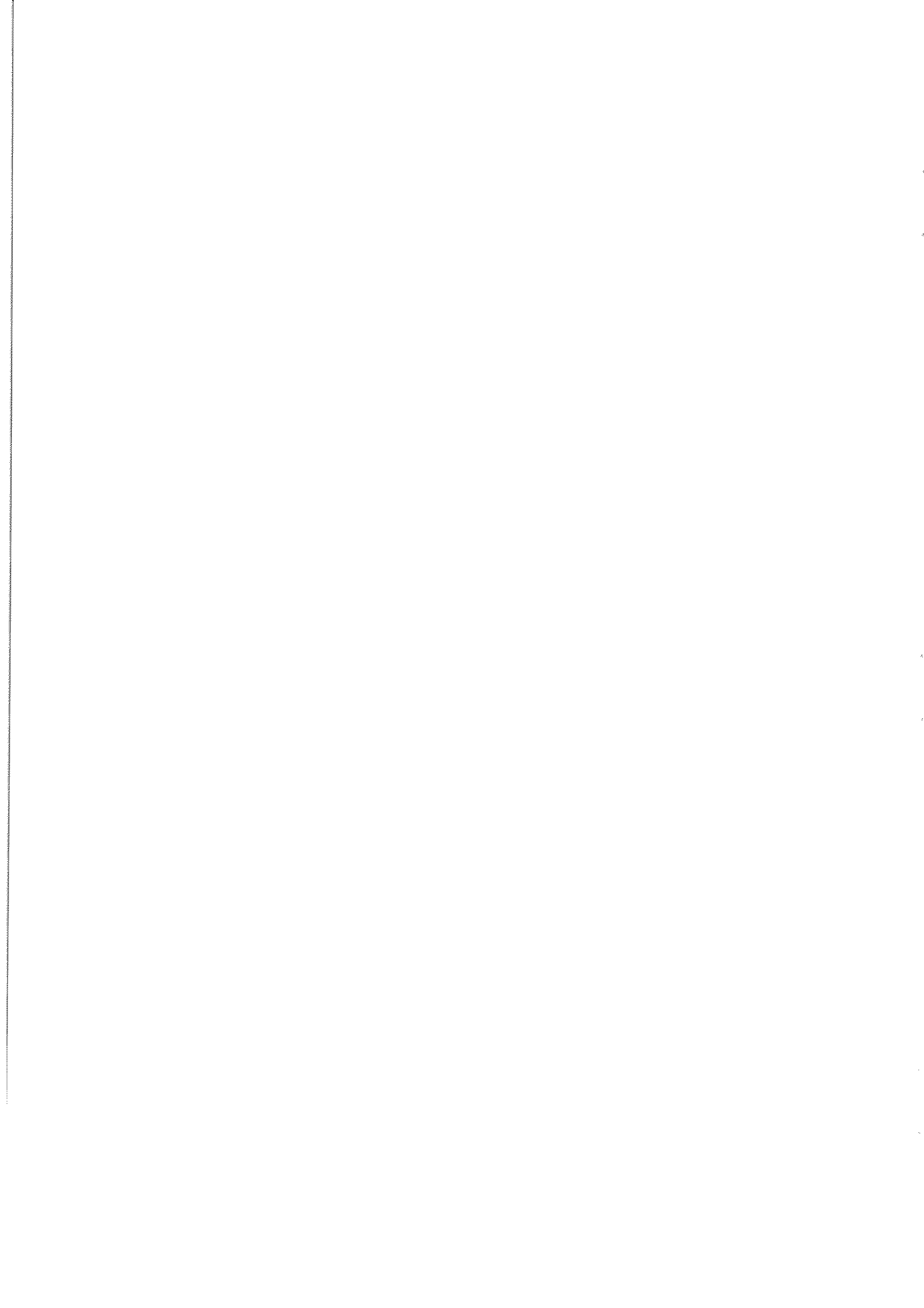
7. Moraenelerfyld

Ved DGI arbejdes der i laboratoriet og i marken på bestemmelse af moraenelerfylds styrke- og deformationsegenskaber. Det primaere problem er, at moraenelerets naturlige vandindhold ofte er relativt højt i forhold til det optimale.

Foreløbige resultater tyder på, at moraenelerfyld komprimeret til $\lesssim 88$ å 90% Standard Proctor (SP) må betragtes som en normalt konsolideret jord (dekade-

hældning $Q \sim 8$ à 12%), mens fastere komprimering ($SP \sim 92$ à 100%) giver konsolideringsmoduler i intervallet $K \sim 50-600 \text{ t/m}^2$.

Såvel sætningsegenskaber, tilsyneladende forkonsolidering som "udraenet" forskydningsstyrke varierer foruden af tæthedens ($SP\%$) også i meget høj grad af den relative mætningsgrad (S_r).



GENNEMGANG AF SAEDVANLIG KONSULTATIV OPGAVE

Civ.ing. C. C. Ballisager, Danmarks Geotekniske Institut, Lyngby

1. Sagens start

Ved rekvirentens henvendelse til os om bistand ved løsning af nogle geotekniske problemer er det den første opgave at indhente alle tilgængelige oplysninger, således at formålet med undersøgelsen klart kan defineres. Dette sker naturligvis i snæver kontakt med rekvirenten.

Derefter bliver den næste opgave at tilvejebringe de bedst mulige forhåndsoplysninger om bund- og grundvandsforholdene på det aktuelle areal. Her ved nyttiggøres ældre kortmateriale og tidligere undersøgelser i nærheden, ligesom der indhentes geologiske oplysninger og andet materiale, der kan belyse forholdene. Når disse oplysninger sammenholdes med arealets topografi, er det - i hvert fald under danske forhold - oftest muligt at danne sig et ret godt indtryk af forholdene på stedet.

Dette materiale danner grundlag for valget af den undersøgelsesmetode, som skal anvendes, og der udarbejdes herefter et forslag til omfanget af den geotekniske undersøgelse, som efter vort skøn er nødvendig for løsningen af den pågældende opgave. Samtidig udarbejdes et overslag over de dermed forbundne udgifter. Begge dele forelægges rekvirenten til godkendelse. Dette sker ofte telefonisk, men det er dog mere almindeligt, at denne aftale bekræftes skriftligt i et standardbrev.

Sagen placeres herefter i en af instituttets konsultative afdelinger, hvor den behandles af en sagsingeniør, der er direkte ansvarlig over for afdelingsingeniøren. Denne sagsingeniør leder sagens behandling i alle dens faser på instituttet og administrerer den nødvendige bistand fra instituttets markafdeling og laboratorium. Alle vigtige afgørelser og beslutninger under sagens forløb træffes i samråd med afdelingsingeniøren. Undertiden forelægges særligt betydningsfulde spørgsmål for instituttets direktør.

2. Sagens behandling

Sagens behandling på instituttet vil iøvrigt i alt vaesentligt fremgå af den oversigt over udformningen og indholdet af en typisk rapport over en undersøgelse, som er vedlagt som bilag. Den er vedlagt vore standardbilag og et eksempel på nogle typiske boreprofiler.

Der skal ganske kort fremdrage nogle vaesentlige forhold i forbindelse med de enkelte afsnit.

I indledningen defineres undersøgelsens formål, hvis dette ikke allerede er sket tidligere, ligesom der redegøres for de saerlige aftaler, der måtte vaere truffet, f.eks. i henseende til begrænsninger af undersøgelsens omfang.

I afsnit 1 beskrives undersøgelsen på stedet ganske kort. Jeg skal her naevne, at vi i størst mulig omfang udfører undersøgelsen ved hjælp af geotekniske boringer, dvs tårboringer med optagning af intakte og omrørte prøver, registrering af laggrænser og udførelse af vingeforsøg. Der efterlades naesten altid et pejlerør i borehullet. Sonderinger, hvad enten der er tale om dreje-, ramme- eller keglesonderinger, anvendes så vidt muligt kun i de tilfaelde, hvor der er rimelig sikkerhed for, at de herved indvundne resultater bidrager vaesentligt til belysning af forholdene.

I laboratoriet underkastes alle de indkomne prøver en besigtigelse, således at der for hver enkelt foreligger en sikker jordartsmaessig og geologisk karakteristisk. Omfanget af forsøgene tilpasses iøvrigt den aktuelle opgave. Der er ofte kun behov for simple klassifikationsforsøg.

Et eksempel på to boreprofiler, der rummer disse oplysninger, er vedlagt rapporten.

I afsnit 3 er der gjort rede for grundvandsforholdene. Vi tillægger disse oplysninger stor betydning, fordi vandspejlets stilling meget ofte er vaesentlig for arbejdets udførelse, altså for entreprenørens planlægning og arbejdsmåde, ligesom det naturligtvis spiller en rolle for vurderingen af løsningen af eventuelle vandproblemer i den permanente tilstand.

I afsnit 4 fastlægges beliggenheden af funderingsfast bund; der lægges vægt på at vurdere muligheden for eventuelle afvigelser i bundforholdene i forhold til det, der er fundet i undersøgelsespunkterne.

I afsnit 5 vurderes funderingen og udformningen af alle de konstruktionsdele, der kommer i berøring med jorden - eller vandet i den. Dette må ske i relation til et konkret projekt, og vore rapporter indeholder derfor altid en beskrivelse af det projekt, der tages stilling til, samt en stillingtagen til den funderingform, som ud fra de foreliggende undersøgelser kan anbefales.

De enkelte afsnit taler iøvrigt for sig selv. Det vil ses, at vi generelt søger at tage endelig stilling til både bæreevne- og sætningsmæssige problemer, ligesom vi vurderer de problemer, der knytter sig til arbejdets udførelse. Det sidste, mener vi, er meget væsentligt at få med. Det bemærkes, at vi ikke behandler disse forhold i detaljer, men angiver grundlaget og de principielle retningslinier for løsningen af problemerne.

Normalt er undersøgelserne begrænset til det planlagte byggeri og tager derfor principielt ikke sigte på de anlægstekniske forhold. Det bliver dog mere og mere almindeligt, at også denne vigtige side af byggeriet inddrages i undersøgelserne, således at der som i rapportens afsnit 6 kan foretages en vurdering af de forhold, der er af betydning i denne sammenhæng.

Rapportens konklusion er et resumé af de vigtigste oplysninger med understregning af et eventuelt behov for yderligere undersøgelser eller konsultationer i forbindelse med særlige spørgsmål.

Da DGI behandler mere end 1000 sager pr år (nye og genoptagne ældre sager) lægger vi megen vægt på at rapporterne har en så ensartet opbygning som muligt, da dette letter benyttelsen for vore rekvirenter og os selv.

For egentlige jordarbejder (vejanlæg, terraenreguleringer o.l.) vil udformningen af rapporten i videst mulig udstrækning tage hensyn til de anlægstekniske problemer.

3. Projekteringsfasen

Med fremsendelsen af denne rapport træder instituttet normalt uden for sagens behandling en tid, idet selve projekteringen af konstruktionerne varetages af de rådgivende ingeniører, arkitekter eller entreprenører efter de udstukne retningslinier. Det er dog ikke usædvanligt, at vi deltager i projekteringen af f. eks. byggegrubeindfatninger eller større grundvandssaenkingsanlaeg - altså konstruktioner, der ligger inden for vort naturlige arbejdsområde.

4. Udførelsesfasen

Under arbejdets udførelse er det derimod meget almindeligt, at instituttet medvirker igen. Hovedformålet hermed vil oftest være at sikre, at de forudsætninger, der er lagt til grund ved projekteringen, er opfyldt. Denne efterkontrol, som flere steder er omtalt i rapporten, kan naturligvis antage mange former. Inspektion af færdige fundamentudgravninger, vurdering af prøveramninger og taethedsbestemmelser in situ af komprimeret fyld, deformationskontrol er de almindeligst forekommende opgaver.

Vi betragter denne del af vor virksomhed som meget vigtig, fordi den giver os mulighed for at kontrollere vores vurdering af forholdene. samtidig med at vi har mulighed for at indhøste værdifulde, praktiske erfaringer.

6. Økonomi

Hvad koster nu dette? Jeg behøver vist ikke i denne forsamling at understrege, at talangivelser i denne sammenhæng er meget usikre, men vi plejer at antage, at en undersøgelse af god kvalitet vil kunne gennemføres for 5-15 o/oo af omkostningerne ved projektet. Det er mit indtryk, at dette ikke afviger meget fra svenske forhold.

Derimod er der forskel på afregningsprincippet, idet vi hidtil har kunnet fastholde, at afregningen for de udførte undersøgelser sker i regning efter medgået tids- og materielforbrug. Vi har på denne måde haft mulighed for at fastholde en rimeligt høj kvalitet af vore undersøgelser. Dette er ikke begrundet

i manglende konkurrence, men snarere i, at vi gennem en ihaerdig oplysningsvirksomhed har kunnet overbevise vore rekvirenter om rigtigheden af at ofre penge på kvaliteten.

Oversigt over udformning og indhold af geoteknisk rapport over undersøgelser i forbindelse med sædvanlig, konsultativ opgave (vedlagt faste bilag)

Indledning

Undersøgelsens formål.

1. Markarbejde

Undersøgelsens art og omfang.

Omtale af prøveoptagning, udførelse af vingeforsøg og etablering af pejlerør.

Bilag: Situationsplan

Signaturforklaring

Profiler

2. Laboratoriearbejde

Jordartsmaessig og geologisk beskrivelse af jordprøver.

Klassifikationsforsøg (bestemmelser af vandindhold, rumvægt og poretal).

Særlige forsøg (styrke- og deformationsforsøg, komprimeringsforsøg).

Bilag: Definitioner

Boreprofiler

Arbejdskurver

3. Grundvandsforhold

Sammenfatning af observationer.

Sekundaere vandspejlsniveauer.

Primaert vandspejls stilling.

Mulige variationer.

Yderligere undersøgelser.

4. Bundforhold

Sammenfattende beskrivelse.
Fastlæggelse af niveau for bæredygtig jord.
Mulige variationer.
Yderligere undersøgelser.

5. Funderingsforhold

5.1 Projekt

Kortfattet beskrivelse med væsentligste oplysninger.
Valg af funderingsform.

5.2 Fundamenternes (paelenes) bæreevne

Direkte fundering:

Valg af styrkeparametre og funderingsniveauer.
Efterkontrol (inspektion af færdige udgravninger).

Paelelængder:

Valg af paeletype og forventet paelelængde.
Efterkontrol (prøveramning, endelige kriterier for rammearbejdet).

Bilag: Fundamenters bæreevne.

Paeles bæreevne.

5.3 Fundamenternes (paelenes) sætninger

Vurdering af sætninger.
Yderligere undersøgelser af sætninger.
Generelle anvisninger for begrænsning af sætninger.
Efterkontrol (sætningsobservationer).

5.4 Fundering af gulve

Valg af funderingsform.
Generelle anvisninger for udformning.

5.5 Kældre

Retningslinier for løsning af permanente vandproblemer. Jordtryk.
Efterkontrol (undersøgelse af færdige udgravninger).

5.6 Funderingsarbejdets udførelse

Løsning af midlertidige vandproblemer.
Principielle retningslinier for udformning af byggegrubeindfatninger.
Problemer i relation til nabobyggeri.
Yderligere undersøgelser.

6. Anlægstekniske forhold

Veje og pladser:

Udskiftning af blød bund. Vurdering af fyldmaterialer.
Retningslinier for fastsættelse af komprimeringsgrader og -teknik.
Dimensionering af befaestelser.
Vurdering af sætningsforhold.

Ledningsføringer:

Valg af funderingsform.
Sætningsforhold.
Dimensionering af ledninger (jordtryk).

Efterkontrol (inspektion, måling af tætheder).





















7. Konklusion

Kortfattet resumé.
Anbefaling af eventuelle yderligere undersøgelser.
Tilbud om medvirken ved undersøgelser af særlige forhold.

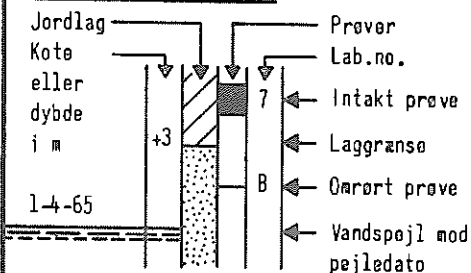
8. Opbevaring af prøver

14 dage efter afsendelse af rapport.











JORDARTSSIGNATURER:

 Sten  Grus  Sand  Silt  Ler	 Leret, stenet sand (morænesand)  Sandet, stenet ler (moræneler)  Siltholdigt sand  Kalk øl. kridt  Klippe	 Muld  Tørv  Tørvedynd  Dynd  Skaller	 Fyld  Dyndholdig silt (\"klæg\")   
---	---	---	---

BOREPROFILER:



SITUATIONSPLAN:

 Boring med prøveoptagning  Gravning med prøveoptagning  Gravning  Drejesondering (Spidsboring)  Tryksondering	 Ramøsondering  Vingeforsøg  Belastningsforsøg  Sætningsmåling  Poretryksmåling
--	---

DEFINITIONER:

Vandindhold	w	= Vandvægten i procent af tørstofvægten.
Flydegrænse	w_L	= Vandindhold ved overgangen fra flydende til plastisk tilstand.
Plasticitetsgrænse	w_p	= Vandindhold ved overgangen fra plastisk til halvfast tilstand.
Plasticitetsindeks	I_p	= $w_L - w_p$.
Poretal	e	= Forholdet mellem porevolumen og tørstofvolumen.
Løs lejrning	e_{max}	= Poretal i løseste standardlejring i laboratoriet.
Fast lejrning	e_{min}	= Poretal i fasteste standardlejring i laboratoriet.
Tæthedsindeks	I_D	= Relativ lejringsstæthed = $(e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$.
Runvægt (t/m^3)	γ	= Forholdet mellem totalvægt og totalvolumen.
Kørnrunvægt (t/m^3)	γ_s	= Middelværdien af tørstoffets runvægt.
Glødetab	gl	= Vægttabet ved langvarig glødning i procent af tørstofvægten.
Kalkindhold	ka	= Vægten af $CaCO_3$ i procent af tørstofvægten.
Vingestyrke (t/m^2)	c_v	= Den udrånedede forskydningsstyrke målt ved vingeforsøg i intakt jord.
Vingestyrke (t/m^2)	c'_v	= Den udrånedede forskydningsstyrke målt ved vingeforsøg i omrørt jord ($10 \times 360^\circ$).
Sonderingsmodstand	R	= Antal halve omdrejninger pr. 20 cm nedtrængning for spidsbor med 100 kg belastning. Vandrette streger med vægtbetegnelse angiver nedsynkning uden omdrejninger.

S: Sigtning eller slømning udført.
 K: Konsolideringsforsøg udført.
 I_1 : Simpelt trykforsøg udført.
 I_3 : Triaksialt trykforsøg udført.

Henviser fra boreprofilerne til særlige bilag

Resultaterne af vingeforsøg (c_v og c'_v) kan ikke anvendes direkte i

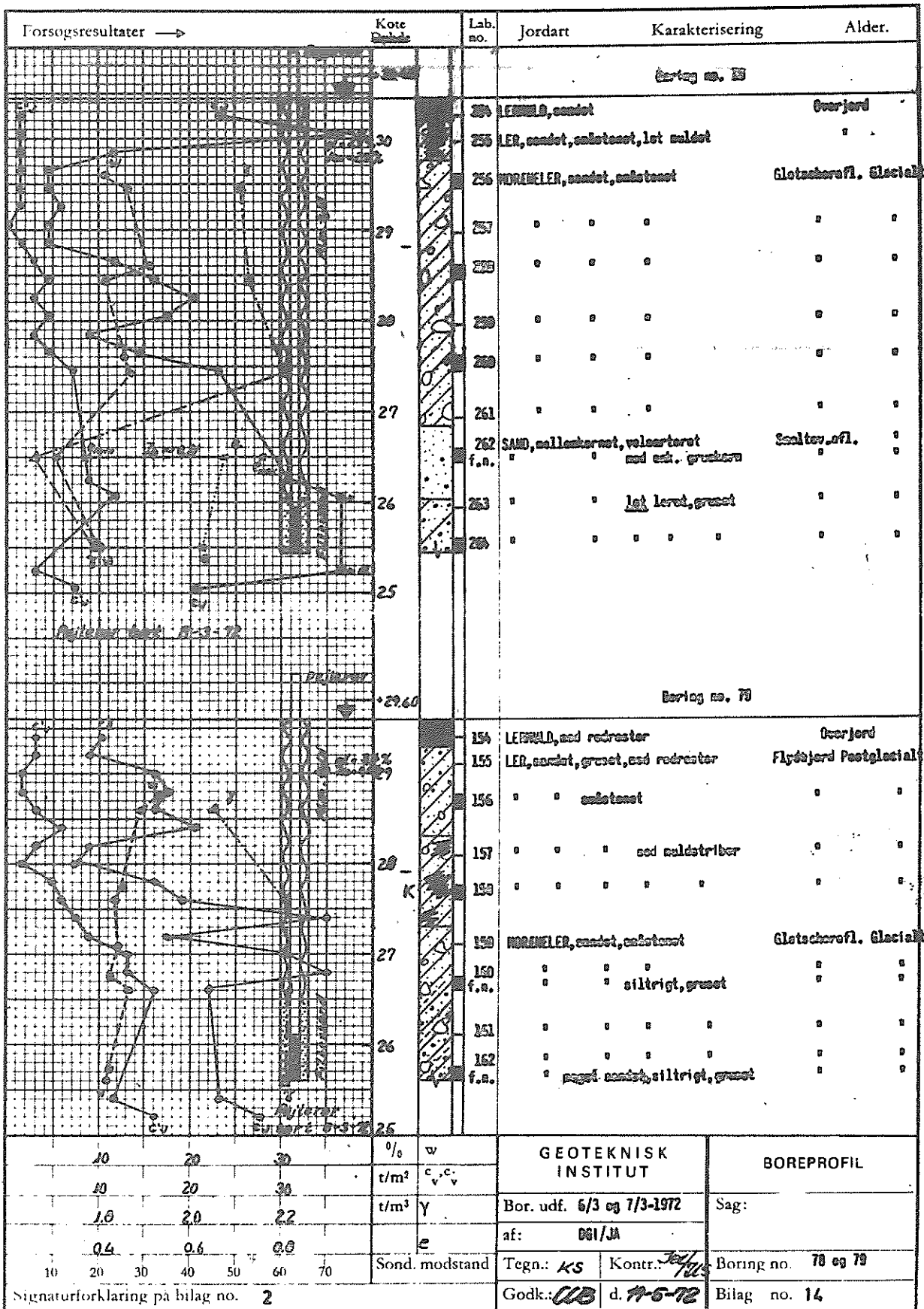
a. SAND og SILT samt jord med stort indhold af disse fraktioner.
 b. SPRÆKKET LER (f.eks. Lillebæltsler og Septarieler).

GEOTEKNISK INSTITUT

SIGNATURER - DEFINITIONER

Sag:

Bilag no.:



Den lodrette komponent af et fundaments bæreevne bestemmes af den generelle formel:

$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + \bar{q} N_q s_q d_q i_q + c N_c s_c d_c i_c \quad (t/m^2) \quad (1)$$

Vigtige specialtilfælde:

$c = 0$ (sand og grus):
$$\frac{Q}{A} = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + \bar{q} N_q s_q d_q i_q \quad (t/m^2) \quad (1a)$$

$\varphi = 0$ (ler, udrånet):
$$\frac{Q}{A} = c_u N_c^0 s_c^0 d_c^0 i_c^0 + \bar{q} \quad (t/m^2) \quad (1b)$$

I specialtilfældene gælder:	N Bæreevnefaktor	s Forafaktor	d Dybdefaktor ($D \leq D$)	i Hældningsfaktor
$c = 0$ (sand og grus):	N_{γ} (se tabel nedenfor)	$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	-	$i_{\gamma} = i_q^2$
	N_q (se tabel nedenfor)	$s_q = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$	$d_q = 1 + 0,35 \frac{D}{D}$	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V}\right]^2$
$\varphi = 0$ (ler, udrånet):	$N_c^0 = \pi + 2 = 5,14$	$s_c^0 = s_q$	$d_c^0 = d_q$	$i_c^0 = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{H}{Ac}}$

φ (°)	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
N_{γ}	3,5	4,9	6,9	9,6	13,1	18,1	25,0	34,5	48,1	67,4	95,4	137	199	293
N_q	6,4	7,8	9,6	11,9	14,7	18,4	23,2	29,4	37,0	48,9	64,2	85,4	115	158

Fundamenter påvirket af vandrette kræfter undersøges desuden for glidning:

For $c = 0$: $H < V \tan \varphi$

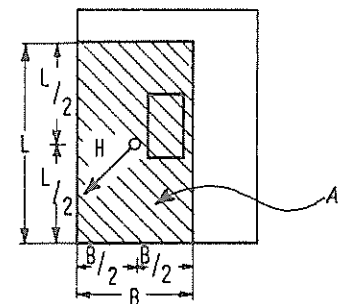
For $\varphi = 0$: $H < Ac$

For excentrisk belastede fundamenter regnes der for fundamenterdimensionerne A, B og L kun med den del af fundamentet, som ligger symmetrisk om kraftresultanten i fundamentfladen (se skitse nedenfor).

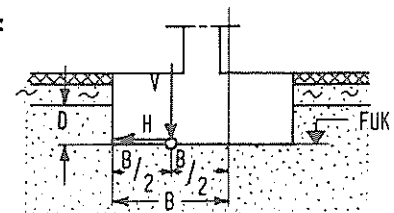
I ovenstående formler er:

- A (m^2) Effektiv fundamentareal (symp. om trykresultanten).
- B (m) Effektiv fundamentbredde (symp. om trykresultanten).
- D (m) Mindste funderingsdybde i jord af mindst samme styrke som under funderingsniveau.
- H (t) Horizontal kraft på fundamentflade.
- L (m) Effektiv fundamentlængde (symp. om trykresultanten).
- N Dimensionsløs bæreevnefaktor.
- Q (t) Lodret bæreevne af fundament.
- V (t) Vertikalkraft på fundamentflade (excl. evt. opdrift).
- c (t/m^2) Kohesion af ler.
- c_u (t/m^2) Udrånet forskydningsstyrke.
- d Dimensionsløs dybdefaktor.
- i Dimensionsløs hældningsfaktor.
- \bar{q} (t/m^2) Mindste, lodrette, effektive spænding i funderingsniveau (ved siden af fundamentet).
- s Dimensionsløs forafaktor.
- $\bar{\gamma}$ (t/m^3) Effektiv rumvægt for jorden under funderingsniveau.
- φ Friktionsvinkel.

Plan af fundament:



Snit:



Ved beregning af aktuelle brudværdier anvendes for c og φ de aktuelle målte værdier.

Ved beregning af nominelle brudværdier anvendes for c og φ nominelle værdier, som fremkommer af de aktuelle ved påførelse af de respektive partialkoefficienter.

GEOSTATISK BEREGNING

(gældende for jordlag, igennem hvilke pæle rammes eller presses):

$$\text{En enkeltpæls bæreevne: } Q = Q_p + \sum Q_m \quad (t) \quad (1)$$

	Q_p	Q_m
$c = 0$ (sand, grus)	$2N_q \bar{q}_p A_p^x$ (4)	$0,6 \bar{q}_m \cdot A_m$ (2)
$\varphi = 0$ (lor, udrænet)	$9c_u A_p$ (5) For moræneler dog: $18 c_u A_p$ (5a)	$m s r c_u \cdot A_m$ (3)

x) Normalt kan der kun påregnes fuld spidsmodstand, såfremt det pågældende jordlag findes i en tykkelse på mindst 3 gange pælens mindste tværmål under pælospidsen og mindst 5 gange over denno.

MATERIALFAKTOREN m :

Beton og træ: $m = 1,0$
Stål : $m \sim 0,7$

FORMFAKTOREN s :

Cylindrisk pæl : $s = 1,0$
Konisk træpæl : $s = 1,0$
Konisk trykpæl (spidsenden nød) : $s = 1,2$

REGENERATIONSFAKTOREN r :

Fast moræneler: $r \approx 0,4$
Andre lerarter: $0,4 \approx r \approx 1,0$
(afhænger stærkt af hongået tid efter ramning)

RAMMEFORMEL

$$\text{Den danske rammeformel: } Q_d = \frac{\eta \cdot H \cdot W_r}{S + \frac{1}{2} S_0} \quad (6)$$

$$\text{hvor } S_0 = \sqrt{2 \cdot \eta \cdot H \cdot W_r \cdot \frac{L_p}{AE}} \quad (7)$$

FORUDSÆTNINGER FOR ANVENDELSE AF RAMMEFORMLEN:

1. Pælspidsen står i sand, grus eller fast moræneler.
2. Den nodrammede del af pællængden større end 2ϕ à 25 gange pælens middeldiameter.

EFFEKTIVITETSFAKTOREN η :

Hammoren faldor frit (saks): $\eta = 1,0$
Hammoren trækker viron ned: $\eta \sim 0,6$ à $0,8$
(afhænger af ræbukkens kvalitet)

ELASTICITETSKOEFFICIENTEN E :

Jernbeton: $E = 2 \cdot 10^6$ (t/m²)
Træ : $E = 1 \cdot 10^6$ (t/m²)
Stål : $E = 21 \cdot 10^6$ (t/m²)

I ovenstående formler er:

A (m ²)	Pælens middeltværsnitsareal.
A_m (m ²)	Pælens overfladeareal i det betragtede jordlag.
A_p (m ²)	Pælens spidsareal.
H (m)	Hammereens lodrette faldhøjde.
L_p (m)	Pælens fulde længde.
N_q	Dimensionsløs bæreevnefaktor (funktion af φ).
Q (t)	Enkeltpælens samlede bæreevne.
Q_p (t)	Spidsmodstand.
Q_m (t)	Overfladenodstand i det betragtede lag.
Q_0 (t)	Enkeltpælens bæreevne (6) svarende til $S = 0$.
S (m)	Den blivende sætning pr. slag.
W_p (t)	Pælens vægt.
W_r (t)	Hammereens vægt.
c_u (t/m ²)	Udrænet forskydningsstyrke.
m	Materialfaktor ved geostatisk beregning.
\bar{q}_p (t/m ²)	Lodret effektiv spænding i pælspidsniveau.
\bar{q}_m (t/m ²)	Lodret effektiv spænding i midten af det betragtede jordlag.
s	Formfaktor ved geostatisk beregning.
r	Regenerationsfaktor ved geostatisk beregning.
σ_p (t/m ²)	Pælematerialets brudstyrke.
φ	Friktionsvinkel.

Vigtige kriterier:

OVERRAMNINGSRISIKO (knusning) foreligger, hvis

$$\frac{Q_0}{A} \cdot \sqrt{\frac{W_p}{W_r}} > \sigma_p$$

Dette medfører for normale pæle følgende begrænsninger af den effektive lodrette faldhøjde:

Jernbetonpæle: $\eta \cdot H \approx 1$ m
Træpæle : $\eta \cdot H \approx 4$ m
Stålpæle : $\eta \cdot H \approx 2$ m

HENSIGTSMæssig RAMNING forudsætter $Q \approx 0,9 Q_0$
Dette medfører for fuldt udnyttede pæle:

Jernbetonpæle $\frac{W_r}{W_p} \approx 0,8$

Træpæle $\frac{W_r}{W_p} \approx 1,0$

Stålpæle $\frac{W_r}{W_p} \approx 1,5$

Oftentimes vil det dog være fordelagtigt med større værdier af forholdet $\frac{W_r}{W_p}$

Ved beregning af aktuelle brudværdier anvendes for c og φ de aktuelle målte værdier.
Ved beregning af nominelle brudværdier anvendes for c og φ nominelle værdier, som fremkommer af de aktuelle ved påførelse af de respektive partialkoefficienter.

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
Swedish Geotechnical Institute

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

Reprints and preliminary reports

No.		Pris kr. (Sw. crs.)	Out of print
1.	Views on the Stability of Clay Slopes. <i>J. Osterman</i>	1960	»
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 Satu- rated Clay. Normally-Consolidated Clay. <i>S. Odenstad</i>		
	3. Development of two Modern Continuous Sounding Me- thods. <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	»
	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 Settle- ments 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. Casbarlan</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	Out of print
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 utmattnings 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 försöksserie på NABO-pålar. <i>G. Fjelkner</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 oefftergivliga 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>		
29.	Classification of Soils with Reference to Compaction. <i>B. Broms & L. Forssblad</i>	1968	5:—
30.	Flygbildstolkning som hjälpmedel vid översiktliga grundundersökningar.	1969	10:—
	1. Flygbildstolkning för jordartsbestämning vid samhällsplanering 1-2. <i>U. Kihlblom, L. Viberg & A. Heiner</i>		
	2. Identifiering av berg och bedömning av jorddjup med hjälp av flygbilder. <i>U. Kihlblom</i>		
31.	Nordiskt sonderingsmöte i Stockholm den 5-6 oktober 1967. Föredrag och diskussioner.	1969	30:—
32.	Contributions to the 3rd Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest 1968.	1969	10:—
	1. Swedish Tie-Back Systems for Sheet Pile Walls. <i>B. Broms</i>		
	2. Stability of Cohesive Soils behind Vertical Openings in Sheet Pile Walls. Analysis of a Recent Failure. <i>B. Broms & H. Bennermark</i>		
33.	Seismikdag 1969. Symposium anordnat av Svenska Geotekniska Föreningen den 22 april 1969.	1970	20:—
34.	Något om geotekniken i Sverige samt dess roll i planerings- och byggprocessen. Några debattinlägg och allmänna artiklar.	1970	15:—
	<i>T. Kallstenius</i>		
	1. Geoteknikern i det specialiserade samhället. <i>B. Broms</i>		
	2. Diskussionsinlägg vid konferens om geovetenskaperna, 7 mars 1969.		
	3. Geoteknik i Sverige — utveckling och utvecklingstendenser.		
	4. Geotekniska undersökningar och grundläggningsmetoder.		
	5. Grundläggning på plattor — en allmän översikt.		
35.	Piles — a New Force Gauge, and Bearing Capacity Calculations.	1970	10:—
	1. New Pile Force Gauge for Accurate Measurements of Pile Behavior during and Following Driving. <i>B. Fellenius & Th. Haagen</i>		
	2. Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles. A Summary. <i>B. Broms</i>		
36.	Påslagning. Materialegenskaper hos berg och betong.	1970	10:—
	1. Bergets bärförmåga vid punktbelastning. <i>S.-E. Rehnman</i>		
	2. Deformationsegenskaper hos slagna betongpålar. <i>B. Fellenius & T. Eriksson</i>		
37.	Jordtryck mot grundmurar.	1970	10:—
	1. Jordtryck mot grundmurar av Lecablock. <i>S.-E. Rehnman & B. Broms</i>		
	2. Beräkning av jordtryck mot källarväggar. <i>B. Broms</i>		
38.	Provtagningsdag 1969. Symposium anordnat av Svenska Geotekniska Föreningen den 28 oktober 1969.	1970	25:—

No.		Pris kr. (Sw. crs.)
39.	Morändag 1969. Symposium anordnat av Svenska Geotekniska Föreningen den 3 december 1969.	1970 25:—
40.	Stability and Strengthening of Rock Tunnels in Scandinavia. 1. Correlation of Seismic Refraction Velocities and Rock Support Requirements in Swedish Tunnels. <i>O. S. Cecil</i> 2. Problems with Swelling Clays in Norwegian Underground Constructions in Hard-Rocks. <i>R. Selmer-Olsen</i>	1971 25:—
41.	Stålpålars bärförmåga. Resultat av fältförsök med lätta slagdon. <i>G. Fjellkner</i>	1971 30:—
42.	Contributions to the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico 1969.	1971 15:—
43.	Centrically Loaded Infinite Strip on a Single-Layer Elastic Foundation — Solution in Closed Form According to the Boussinesq Theory. <i>B-G. Hellers & O. Orrje</i>	1972 20:—
44.	On the Bearing Capacity of Driven Piles. 1. Methods Used in Sweden to Evaluate the Bearing Capacity of End-Bearing Precast Concrete Piles. <i>B. Broms & L. Hellman</i> 2. Discussions at the Conference, Behaviour of Piles, London 1970. <i>B. Fellenius, B. Broms & G. Fjellkner</i> 3. Bearing Capacity of Piles Driven into Rock. With Discussion. <i>S-E. Rehnman & B. Broms</i> 4. Bearing Capacity of Cyclically Loaded Piles. <i>B. Broms</i> 5. Bearing Capacity of End-Bearing Piles Driven to Rock. <i>S-E. Rehnman & B. Broms</i>	1972 20:—
45.	Quality in Soil Sampling. 1. Secondary Mechanical Disturbance. Effects in Cohesive Soil Samples. <i>T. Kallstenius</i> 2. Sampling of Sand and Moraine with the Swedish Foil Sampler. <i>B. Broms & A. Hallén</i>	1972 10:—
46.	Geoteknisk flygbildstolkning. En undersökning av metodens tillförlitlighet. <i>L. Viberg</i>	1972 1) ¹⁾
47.	Some Experiments on Hollow Cylinder Clay Specimens. <i>A. K. Jamal</i>	1972 10:—
48.	Geobildtolkning vid vägprojektering. Rapport från försöksverksamhet 1969—71. <i>U. Kihlblom, L. Viberg, A. Heiner & K. Hellman-Lutti</i>	1972 20:—
49.	Lerzoner i berganläggningar. Diskussionsmöte anordnat av IVA den 7 oktober 1970.	1972 30:—
50.	Damping of Stress Waves in Piles during Driving. Results from Field Tests. <i>G. Fjellkner & B. Broms</i>	1972 30:—
51.	Skå-Edeby Test Field — Further Studies on Consolidation of Clay and Effects of Sand Drains. 1. Soil Movements below a Test Embankment. <i>R. Holtz & G. Lindskog</i> 2. Long-Term Loading Tests at Skå-Edeby, Sweden. <i>R. Holtz & B. Broms</i> 3. Excavation and Sampling around Some Sand Drains at Skå-Edeby, Sweden. <i>R. Holtz & G. Holm</i>	1973 20:—
52.	Lateral Earth Pressures on Walls and Measurements under Different Temperature Conditions. 1. Lateral Earth Pressures Due to Compaction of Cohesionless Soils. <i>B. Broms</i> 2. Earth Pressure against the Abutments of a Rigid Frame Bridge. <i>B. Broms & I. Ingelson</i> 3. Lateral Earth Pressure on a Bridge Abutment. <i>B. Broms & I. Ingelson</i> 4. Lateral Pressures on Basement Wall. Results from Full-Scale Tests. <i>S-E. Rehnman & B. Broms</i> 5. Behaviour of Anchored Sheet-Pile Wall Exposed to Frost Action. <i>E. Sandegren, P. O. Sahlström & H. Stille</i> 6. Back-Tied Sheet Pile Wall in Friction Soil. Deformations and Drag Forces Due to Piling and Freezing. <i>G. Sandqvist</i>	1973 25:—

¹⁾ Distribution: AB Svensk Byggtjänst

No.		Pris kr. (Sw. crs.)
53.	Piles — General Reports, Basic Theories, Measurements and a Case Record of Buckling.	1973 30: —
	1. Settlements of Pile Groups. <i>B. Broms</i>	
	2. Stability of Flexible Structures (Piles and Pile Groups). <i>B. Broms</i>	
	3. Buckling of Piles Due to Lateral Soil Movements. Discussion. <i>B. Fellenius</i>	
	4. Bending of Piles Determined by Inclinator Measurements. <i>B. Fellenius</i>	
	5. Precast Concrete Piles. State-of-Art Report. <i>B. Fellenius</i>	
	6. Die Anwendung der Ähnlichkeitstheorie in der Geotechnik. (Dimensional Analysis and Similarity Theory in Soil Mechanics.) <i>R. Massarsch</i>	
54.	Moränleredagar 1972. Symposium anordnat av Svenska Geotekniska Föreningen den 2–3 maj 1972.	1973 25: —