P. 15.5.81

NOTEBY
NORSK TEKNISK
BYGGEKONTROLL A.S

RÅDGIVENDE INGENIØRER - MNIF, MRIF
GEOTEKNIKK. INGENIØRGEOLOGI. HYDROGEOLOGI
GEOFYSIKK. BETONGTEKNOLOGI. MATERIALKONTROLL

1 2 1 8 3

POSTTERMINAL VED SOLHEIMSVANNET.

GRUNNUNDERSØKELSER. FORSØK MED SLAMPUMPING OG DYNAMISK DYP-KOMPRIMERING.

VURDERING AV GEOTEKNISKE FOR-HOLD OG FUNDAMENTERINGSMETODER.

PROSJEKTERINGSRAPPORT.

8. mai 1981

NOTEBY

INNHOLDSFORTEGNELSE.

A.	INNLEDNING.	side 3
B.	UTFØRTE UNDERSØKELSER	" 3
C.	EKSISTERENDE BEBYGGELSE	" 4
D.	GRUNNFORHOLD	" 6
E.	GEOTEKNISK VURDERING	" 7
F.	UTFYLLING	" 9
G.	KOMPRIMERING	" 10
H.	FUNDAMENTERING	" 12
I.	SLUTTBEMERKNING	" 15

TEGNINGER.

12183	- 0	Oversiktskart.
"	- 2	Borplan (løs i lomme)
"	- 3	Innmåling av kulvert utløp. (løs i lomme)
"	- 4	Bunnkotekart (løs i lomme)
"	- 10	Undersøkelse av bunnprøver.
"	- 103	f.o.m. A-A
"	- 112	t.o.m. Profil Q-Q
"	- 113	Profil av prøvemudring (s.4 i bilag I)
"	- 1100	Skisse av prøvemudring (s.3 i bilag I)
"	- 1101	Dynamisk dypkomprimering. Oversiktsskisse over forsøk (s.4 i bilag 2.)
"	- 1102	Dynamisk dypkomprimering. (s.5-6 i bilag 2) Foto fra forsøk.
4000	-1 og -2	Geotekniske bilag.

Bilag nr.1.	Prøvepumping av slam. Fellingsforsøk.
Bilag nr.2.	Forsøk med dynamisk dypkomprimering.

Oppdragsansvarlig:	O.Bjølgerud
Oppdragsleder:	A.K.Haug
Saksbehandler:	A.Veseth/acm

A. INNLEDNING.

Det skal utarbeides planer og anbudsmateriale for opparbeidelse av tomt til en fremtidig postterminal ved Solheimsvannet i Bergen. Tomten som skal opparbeides er på ca.15.000 m^2 hvorav allerede vel 4000 m^2 er delvis etablert ved oppfylling i vannet.

Selve terminalbygningen har i forprosjektet en grunnflate på ca.4.500 m^2 og tenkes oppført i 2.etasjer med muligheten for påbygging av ytterligere en etasje. Det er også overveiet et forslag om etablering av en underetasje,hovedsaklig som parkeringsareal. Hele tomtearealet vil komme utover Solheimsvannet og må enten opparbeides ved fortsatt utfylling eller ved en frittbærende dekkekonstruksjon over vannet.

Byggeteknisk konsulent for prosjektet er Fredrik B.Falkenberg A/S, mens byggherre er Statens Bygge- og Eiendomsdirektorat. Vårt firma er engasjert som rådgivende ingeniører i geoteknikk.

Vi har nå utført grunnundersøkelser på tomten i 3 etapper.

1. Orienterende grunnundersøkelser med boringer i rutenett.30x60 m, samt opptak av løsmasseprøver i 1978. Presentert i vår rapport nr.12183, datert 22.6.1978.

2. Undersøkelse av slambunnen basert på opptak av prøver og analyser i laboratoriet. Presentert i vår rapport nr.12183, datert 18.9.1979.

3. Supplerende grunnundersøkelser med boringer i et generelt rutenett på 20x 30 m. Utført vinteren 1980/81.

Den foreliggende rapport gir en sammenstilling av resultatene fra disse undersøkelsene. Det er også foretatt registreringer av nabobebyggelse og tilstøtende konstruksjoner. Foruten en beskrivelse av grunnforholdene inneholder denne rapporten også en geoteknisk vurdering av mulige fundamenteringsmåter for den fremtidige postterminal avhengig av hvordan tomten opparbeides. Fundamentering ved hjelp av dynamisk dypkomprimering er spesielt omtalt.

B. UTFØRTE UNDERSØKELSER.

Våre undersøkelser i felten og på laboratoriet har omfattet følgende:

- 9 ramsonderinger utført fra flåte for registrering av løsmassenes art og lagringsfasthet samt dybder til fast grunn eller fjell.

- 18 fjellkontrollboringer, 14 fra land og 4 fra flåte, for sikker fjellpåvisning. Undersøkelsesmetoden gir begrenset informasjon om løsmassenes art og relative lagringsfasthet.

- 19 dreiesonderinger fra flåte, for registrering av massenes art og relative lagringsfasthet, samt dybder til fast grunn eller fjell.

- 5 enkle slagsonderinger på land til fast grunn eller fjell for ny kanal. Metoden gir begrenset informasjon om løsmassene og normalt ikke sikker fjellpåvisning.

- opptak av 2 uforstyrrede jordprøver fra flåte for visuell klassifisering og bestemmelse av geotekniske parametre i laboratoriet.

- opptak av 7 masseprøver av det øvre, organiske slamlag for bestemmelse av omdanningsgrad og miljømessige faktorer.

- 1 vannprøvetaking for bestemmelse av pH-verdi og innhold av oppløste stoffer.

- opplodding av vannets bunn i punkter for hver 5 meter i profiler for hver 20 m fra Solheimsvannets vestside mot øst til forbi vannets dypeste parti.

- Nøyaktig innmåling av inntak på eksisterende overvannskulvert lengst syd i Solheimsvannet.

I tillegg har vi foretatt en omfattende arkivundersøkelse vedrørende naboeiendommen og overvannskulvert som går videre mot syd under Kanalveien. I egne avsnitt er dessuten redgjort for forsøk med slampumping og komprimering.

Alle borpunkter er innmålt som vist på borplanen. Angitte terrengbunnkoter er vanlige NGO-koter av 1954.

For nærmere opplysninger om undersøkelsesmetoder og opptegningsmåte henvises til de geotekniske bilag, 4000 -1 og -2.

C. EKSISTERENDE BEBYGGELSE.

Tomtene som er aktuelle for den fremtidige postterminal ligger på vestsiden av Solheimsvannet. Mot vest grenser tomten mot Kanalveien og i nord mot Lastebilkontorets eiendom. Langs Svaneviksveien, sydøst for den planlagte utfylling, ligger flere eldre bolighus samt en større kloakkledning.

Tomten for eiendommen Kanalveien 51 er hovedsaklig opparbeidet ved tidligere utfylling i Solheimsvannet. Eier er engrosfirma Univest A/S. Ut mot Solheimsvannet er bygget fundamentert på betongpeler til fast grunn eller fjell. Vestre del av bygget er fundamentert dels direkte på fjell, dels på fylling. Ing. Stoltz & Røthing & Co.A/S har utført grunnboringer for bygget. Av profiler vi har mottatt fremgår at dybder til fjell øker fra ca.3 m ved byggets vestside til ca.10 m ut mot Kanalveien.Grunnen består trolig øverst av løst lagrede fyllingsmasser utfylt direkte på tidligere bunn. Fastheten øker med dybden, og det ligger sannsynligvis et grus- eller morenelag over fjellet.

Lastebilkontorets anlegg, Kanalveien 50, er oppført i 1975 også på en utfyllt del av Solheimsvannet. Fyllingsarbeidet ble utført

ved utfylling av masser på tipp og delvis fortrengning av de bløte organiske masser foran fyllingsfronten. Det ble ikke tatt spesielle forhåndsregler for å sikre full fortrengning, f.eks i form av forsprengning eller mudring. Det ble registrert en del mindre utrasing og oppsprekking langs fyllingsfronten under utfyllingen. På et begrenset område hvor fremtidig bebyggelse skulle komme ble fyllingen utlagt med ca. 4 m overhøyde.

Geoteam A/S har utført setningsnivellementer på hele det utfylte området og spesielt det som var forbelastet. Tildels store setninger ble unnagjort de første 6 måneder etter utfylling. Av mottatt tegning fremgår at de største setningene på ca. 25 cm har funnet sted nær fyllingsfronten. Setningshastigheten har vært sterkt avtagende med tiden og kontrollen er nå avsluttet. Veier og plasser er justert opp og alle målepunktene tildekket slik at de ikke kan måles på nytt. Lastebilkontorets bygninger ble fundamentert direkte på fyllingen. Flere steder på tomten er det nedgravde tankanlegg og bl.a. ligger tanker for bensinstasjonen like vest for det nåværende ekspedisjonsbygg. Det har oppstått mindre sprekkdannelser på bygningene,konfr. spesiell besiktigelsesrapport. Lastebilkontoret har forøvrig fått tillatelse til oppføring av et nybygg på tomten med ca.900 m^2 grunnareal og 2 til 4 etasjer.

Bebyggelsen i sydøst, Svaneviksveien 29,39 og 33, er bolighus med 3 etg. oppført i årene 1929-32. De to blokkene nærmest tomten Svaneviksveien 31 og 33 er fundamentert på fjell. Tomtene er utsprengt i bakkant.

Nr.29 står med søndre del på fjell, nordre del er fundamentert på steinfylling lagt på fjell, p.g.a. at fjellet her lokalt faller bratt mot nord. Avløpsledningene fra bolighusene går i utsprengt grøft. Opplysningene er gitt av eldre beboere som selv var med på grunnarbeidene. Det var ingen opplysninger i Kommunens arkiver.

Den kommunale kloakkledningen langs Solheimsvannets østside går dels i utsprengt grøft og er delvis lagt på fylling innmurt i nåværende gangveg. Kloakkledningen består av betongrør med diameter 1.0 m. Rørenes overkant er stykkevis synlige og uten overdekning. Vi antar at ledningen er tilstrekkelig godt fundamentert til at den ikke vil skades i noen vesentlig grad av den planlagte utfylling og komprimering. Det har ikke vært mulig å skaffe nøyaktige opplysninger hos Kommunen vedrørende fundamenteringen, kun muntlige utsagn.

Solheimsvannet har i syd utløp gjennom en lukket betongkulvert under Kanalveien. Solheimsvannets høyde varierer noe, men bestemmes av kulvertbunnens høyeste punkt. Denne terskel ligger ca.13m syd for inntaket, og høyden er målt til kote 17.25. Kulvertens vegger står på peler til fast grunn eller fjell iflg. tegninger fra Kommunen. Pelene er plassert i avstand 4,0 m, de lengste peler er ca.8,0 m,gjennomgående pelelengde er 4 til 5 m. Kulverten er pelet i en strekning på 70 til 80 m sydover fra vannet. Massene under kulverten er fjernet i noe dybde og fyllt opp med sprengstein. Kulverten er ellers armert og støpt på stedet og er kun dimensjonert for en begrenset billast. Ved byggingen av den nye NSB-terminalen blir kulverten i dette område forsterket.

Vi har i samråd med byggeteknisk konsulent foretatt en nøyaktig innmåling av kulvertutløpet i Solheimsvannet. Det vises til tegning nr.12183 -3.

D. GRUNNFORHOLD.

Resultatet av grunnundersøkelsene fremgår av profilene, tegninger nr.12183 -103 t.o.m. 12183 -112 som også viser laboratorieresultater for de opptatte masseprøver. På tegning nr.12183 -10 er gitt en oversikt over laboratorieundersøkelsene av bunnslamprøver. Ut fra loddingene og tidligere bunnkotekart fra Bergen Kommune er det utarbeidet et orienterende bunnkotekart på tegning nr.12183 -4. I en del av området utenfor den aktuelle tomten er kotene noe usikre p.g.a. utfyllingen for Lastebilkontoret.

Ved vannkanten langs Svaneviksveien er det flere steder fjell i dagen. Fjellkontrollboringene viser at fjelloverflaten ute i Solheimsvannet faller fra syd mot nord med gjennomsnittlig helning ca.1:15. Lokale variasjoner med vesentlig brattere fjellhelninger må forventes. Like syd for det prosjekterte bygg ligger fjellet på kote 10 til 13 (profil J-J, tegn. nr.12183 -109). Ved kanten av nåværende fylling langs Kanalveien ligger fjellet på ca.kote +10 lengst i syd og fjelloverflaten faller mot ca.kote +7 lengst i vest. Mot nord faller fjellet til kote -0,7 i borpunkt 15, tegning nr.12183 -113. I borpunkt 13, like nord for planlagte fylling er boret til kote -3.3 uten at fast fjell er påvist.

Over fjell ligger et sand/grus- eller morenelag. Mektigheten øker fra syd mot nordøst. Resultatene fra ramsonderingene tyder på at laget underst kan bestå av faste morenemasser av såkalt "bergensleire" som i toppen går gradvis over mot mer sandige og grusige masser. "Bergensleiren" er en fast finstoffholdig sammenkittet bunnmorene som også kan inneholde stein og tildels store blokker. I den søndre del av tomten er lagets tykkelse fra 0-2 m, mens en på nordre del har målt opptil 7-9 m mektighet.

En prøve fra de underliggende uorganiske massers øverste lag består av finsand med en del skjellrester. Prøven viser normal romvekt og spesifikk vekt. Dette er antagelig opprinnelig sjøbunn.

Bunnen i vannet er dekket av et organisk slamlag, tildels gytje. Dette øker i mektighet fra 2-4 m i søndre del til opptil 4-7 m i nordre del. Utfyllingen for Kanalveien 51 og Lastebilkontorets eiendom er utført ved at det organiske slammet hovedsaklig er fortrengt foran fyllingsfronten. Det har derfor bygd seg opp en stor slamvalk foran dagens fylling. Her kan slammektigheten lokalt nå opp i 8-9 m. Det fortrengte slammet har vesentlig sedimentert ute i vannet. Solheimsvannet har dermed fått en bunnhevning på ca.2 m i de dypeste områder, fra ca.kote +1 til ca.kote +3. Av bunnkotekartet, tegning nr.12183 -4, fremgår at bunnen ellers skråner jevnt utover fra sydvest mot nordøst innenfor den planlagte utfylling. I et område nordvest i vannet utenfor fyllingen til Lastebilkontoret er bunnkotene markert med stiplet linje.

Strandlinjen er her forskjøvet ved utfylling i forhold til bunnkotekartet fra 1969, og området faller utenfor våre opploddinger. De angitte bunnkoter er derfor noe usikre her, men for beregning av volum av masser skulle dette ha liten betydning.

Resultatene av laboratorieundersøkelsene viser at slamlaget består av sterkt omdannede og strukturløse organiske masser (omdanningsgrad H8-H9 von Posts skala) og er meget kompressible (vanninnhold W=728 % av tørrstoffvekt). Dette bekreftes av romvektsmålingene på slamprøvene som viser verdier fra 1.05 til 1.10 g/cm^3. Massene inneholder også en del silt og finsand. Ved lodding ble det registrert noe bladvekster på bunnen.

De oppfyllte områdene langs Kanalveien og ved Statens Bilsakkyndiges bygg består hovedsaklig av sprengsteinsmasser. Fjellkontrollboringene er noe usikre når det gjelder opplysninger om løsmassenes art og lagringsfasthet. Med ved boringene gjennom fyllingene har en påvist ekstra lett gjennomtrengelige masser. Dette er sannsynligvis torv og gytje som er innesluttet i lommer i fyllingen.

E. GEOTEKNISK VURDERING.

En del av det aktuelle tomteområdet for postterminal langs Kanalveien og mot nord utgjøres idag av oppfylt areal med terreng på ca.kote 19.0. Vannoverflaten i Solheimsvannet ligger normalt på ca.kote 17.3 og kan stige endel i flomperioden. Totalt vil en utfylling dekke ca.10.000 m^2 av eksisterende vannflate.

Den nye postterminalen er planlagt som et betongbygg med grunnflate 6500 m^2 i 3 eller 4 etasjer og eventuelt med kjeller. Bæresystemet er planlagt med store spenn som medfører relativt høye fundamentlaster i størrelsesorden 5000-8000 kN pr.søylepunkt. Utenfor bygget skal det anlegges større utearealer for parkering, trafikk og grønt-anlegg, totalt ca.7000 m^2. På sydsiden skal Bergen Kommune, Fritidsseksjonen opparbeide et mindre parkareal, mens forlengelse av kanalen langs vannets sydbredde inngår i prosjektet for ny postterminal.

Grunnforholdene må karakteriseres som vanskelige med relativt store vanndybder og bunnslam av betydelig mektighet. Kvaliteten av det allerede oppfylte fyllingsarealet er antagelig uensartet. Det er påvist steinfylling med løse lag med noe stein i. Sannsynligvis består de bløte lag av innesluttede slammasser med noe nedtrengt stein. Ved ytterligere belastning vil det kunne oppstå betydelige setninger på terrenget som følge av disse massenes antatte høye kompressibilitet.

De bunnfelte slamholdige massene vil ha lav bæreevne og høy kompressibilitet som gjør de uegnet for fundamentering av aktuelle konstruksjoner. De underliggende friksjonsmasser bestående av sand og grus går over i fastere morenemasser nær fjelloverflaten. Massene antas å ha relativt høy bæreevne og middels til lav

NOTEBY

kompressibilitet, og vil være egnet som underlag for en videre oppfylling.

På møter med byggeteknisk konsulent har forskjellige utbyggingsalternativer blitt drøftet og i prinsippet har en nå kommet fram til to muligheter.

1. Bygging på frittbærende dekke ut over vannet.

2. Bygging på utfyllt grunn.

Ved alt.1 tenker en i utgangspunktet på et frittbærende dekke fundamentert på peler eller pilarer til fast grunn eller fjell,dvs en kailøsning. Alt.2 på utfyllgrunn betyr at det foretas en oppfylling av det aktuelle tomteområde med sprengsteinsmasser. Begge metoder vil bli nærmere vurdert i de neste kapitlene. En kombinasjon av de to prinsippene kan også være aktuell.

Det foreligger to forslag til bygningsplassering som er godkjent av Postverket. Alt 1 omfatter at langblokken kommer lengst ut i vannet mens alt.2 har langblokken nærmest Kanalveien. Se tegn. nr.12183 - 2.

Ut fra de registrerte grunnforhold vil helt klart alt.2 være den gunstigste løsning både økonomisk og teknisk. En får da fløyer mot Kanalveien og mot syd som gir de minste dybder til fast grunn eller fjell. Alt.2 vil altså være gunstigst uansett om en velger kai- eller utfyllingsalternativet. Nedenfor er satt opp en tabell som viser orienterende dybder og fyllingshøyder innenfor bygningsarealet for de to alternativene:

Alt.	Fyllingshøyde (m)		Slamdybde (m)		dybde til fjell (m)	
	Max.	Middel	Max	Middel	Max.	Middel
Alt. 1	18	10	8	4	20	11
Alt. 2	12	8	7	3	15	9

En må understreke at disse dybder kun er orienterende og er utilstrekkelig for masseberegning.

Som nevnt innledningsvis skal også prosjektet for Postterminalen omfatte forlengelse av kanalen frem til den nye fyllingslinjen (se tegning nr.12183 - 2). Etter en del drøftelser med Bergen Kommune har en kommet til at kanalen kan utføres som en åpen kanal med slake skråninger. Det er ønskelig å komme ned i kanalen med maskinelt utstyr for opprensking. For å oppnå en stabil kanalbunn er det nødvendig å foreta en masseutskifting av slammassene og bygge opp med sprengsteinsmasser til like under bunnnivå. Selve bunnen kan avrettes med heller, utstøpt betong eller betongelementer. Skråningene planeres med steinmasser og påføres matjord og beplantes over normalvannsnivå. Mot eksisterende

terreng på sydsiden utnyttes dagens terrengoverflate i størst mulig grad.

F. UTFYLLING.

Innenfor det aktuelle tomteområde er det ca.70.000 m^3 slamholdige masser og ved en oppfylling med sprengstein til ferdig fyllingsnivå vil det totalt medgå ca.170.000 m^3 stein dersom hele området fylles opp og alle slammassene fjernes.

For å etablere tilfredstillende byggegrunn på en fylling må de organiske massene fjernes. Ved de tidligere begrensete utfyllinger i Solheimsvannet for Kanalveien 50 og 51 er dette gjort ved en massefortrengning foran fyllingsfronten. Dette er delvis oppnådd ved forbelastning. Lengst i vest er det fylt fra to sider og ved dette har det derfor bygd seg opp en stor valk av slam framfor fyllingene som nå er 1-2 m'høy, men som var 4-5 m under utfylling.

Den omfattende videre utfylling kan tenkes utført på to måter:

1. Ved massefortrengning foran fyllingsfronten supplert med forsprengning og eventuelt bruk av overhøyde på fyllingen.

2. Organiske masser fjernes ved mudring, deretter etterfylles med sprengstein.

Ved massefortrengning foran fyllingsfronten vil en stadig få større mektigheter av slam framfor fyllingen samtidig som fyllingshøyden vil øke utover og til maksimalt 18-19 m. En vil derfor med stor sannsynlighet ikke klare å presse de store slammengder foran fyllingen og få innesluttede valker av organiske masser i fyllingen. Dette vil gi store setninger lokalt på fyllingen både på kort tid og lang tid. Det vil være fare for utglidninger av fyllmassene under fyllingsarbeidet. Fyllingsfronten blir ustabil, men ved systematiske sprengninger kan en redusere faren for ukontrollerte utglidninger.

Det vil videre under arbeidet være svært vanskelig å kontrollere hvorvidt det er god kontakt mellom fyllmassene og det uorganiske sand-/gruslaget på bunnen av vannet. Ved en slik metode vil det også trenge inn en del organiske masser i porevolumet i steinfyllingen. Dersom dette innhold blir stort vil det virke som "svamper" og redusere effekten av senere komprimering.

Fjerning av det organiskeholdige slamlaget kan utføres ved sugende mudring eller grabbing før utfylling. For å undersøke effektiviteten og andre forhold ved en slik mudring har det blitt utført en prøvemudring. En beskrivelse av forsøket er gjort i bilag nr.1.

De utførte undersøkelsene med prøvetaking og prøvepumpingen har vist at massene består av organiske avsetninger med varierende innhold av silt og noe sand. Massene kan synes løse, men har tildels en nokså plastisk karakter som bevirker at de stedvis oppfører seg som diletante sammenkittede siltklumper. Enkelte stein og kvister ble påtruffet. Det synes også klart at massene har liten eller ingen tendens til å renne inn mot en pumpe. Massene står nærmest vertikalt og nedtrengning av pumper vil kreve relativt høy vekt for å oppnå en rimelig produksjon.

Langs strendene må det forventes å påtreffe endel tilfeldig dumpet avfall av enhver art og relativt mye stein også oppe i de løse slamholdige massene.

For grabbing skulle det ikke være spesielle forhold annet enn eventuelt ekstreme fyllmasser av skapjern eller lignende.

Ved en slik kontrollert fjerning av organiskholdige masser må disse deponeres på dypt vann ute i vannet. Det kan skje på to måter. Enten ved hurtig sedimentering ved tilsetting av kjemikalier, eller innenfor en lense med dype gardiner lagt på vannets dypeste parti. En kombinasjon av disse to er også mulig. Dette ble også nærmere undersøkt i slampumpeforsøket og det henvises til bilag 1.

G. KOMPRIMERING.

Normalt opparbeides en kvalitetsfylling av sprengstein ved en lagvis utlegging og komprimering av steinmassene med tunge (5-15 tonn) vibrovalser. Normale lagtykkelser er 1-2 m. I dette tilfellet vil imidlertid størstedelen av fyllingen komme under vann hvor det ikke er mulig å oppnå tilfredstillende komprimering ved konvensjonelt utstyr. Det er likevel klart at så fremt en aksepterer setninger på fyllingen er metoden egnet. Forbelastninger av fyllingen kan delvis kompensere for manglende komprimering under vann. Spesielt for utearealene kan dette være en mulig løsning. Imidlertid vil dette være lite egnet for selve bygget idet stripefundamentlastene vil ligge vesentlig over de belastninger en normal forbelastning kan gi. To metoder vil bli beskrevet i det etterfølgende:

Konvensjonell komprimering.

Metoden kan benyttes fra vannstandsnivå og opp til ferdig fyllingsnivå. Med 15 tonns valse vil komprimeringseffekten trenge 1,5-2.0 m ned og en 10 tonns valse vil tilsvarende ha 1.0-1.5 m nedtrengning.

Massene må videre opp legges ut lagvis med tilsvarende tykkelse og maks. steinstørrelse lik 2/3 av lagtykkelsen. Overflaten må dekkes av 6-8 overfarter.

For en del av fyllingen som kommer under vann- og dybdeeffekten av komprimeringen, må en regne med 1-3% av fyllingsmektigheten som egensetning. Det forutsettes da ren steinfylling og under-

NOTEBY

lagets kvalitet må vurderes separat. Forøvrig henvises til tabellen bak i dette kapittel vedrørende kvaliteter av forskjellige fyllings- og komprimeringsalternativer.

Dynamisk dypkomkomprimering.

Dynamisk dypkomprimering er en komprimeringsmetode som internasjonalt har vært anvendt i stor målestokk de siste 10 år. I Sverige har metoden vært brukt med hell en tid, hos oss er metoden mindre kjent, men nyttet noen ganger ved Tinfoss Jernverk (1976). Metoden består i å slippe et tungt lodd fra stor høyde ned på terreng i punkter plassert etter et visst mønster. Opptil 40 tonns lodd og 40 m fallhøyde har vært benyttet. Etter det vi kjenner fra faglitteraturen er metoden benyttet på masser varierende fra leire til sprengstein.

Den vanlige fremgangsmåten er at man innledningsvis plasserer slagpunktene i et grovt rutenett, alternativt i spredte striper og slår flere slag i hvert punkt. Dette gir erfaringsmessig best dybdevirkning. Senere går man over området i et finere nett for å oppnå jevn komprimering. I den foreliggende litteraturen hevdes at dybdevirkningen primært er en funksjon av tilført energi pr. slag mens komprimeringsgraden primært er en funksjon av total tilført energi pr.flateenhet. Følgende empiriske formel for dybdevirkning angis som tommelfinger-regel:

$d = \sqrt{m \times h}$ hvor
d = dybdevirkning (m)
h = fallhøyde (m)
m = falloddets masse (tonn)

Ved det foreliggende prosjekt ønsker vi en komprimering av hele fyllingen og ønsker derfor en dybdevirkning på maksimalt 8-10 meter. I følge formelen over kan dette oppnås med en rammeenergi pr.slag på ca.80 -100 MPa, og med loddvekt på 10 tonn.

For å vurdere nærmere hvor velegnet metoden vil være for prosjektet har vi anbefalt en prøveramming på stedet i 1-2 dager med det aktuelle utstyret.

Det var spesielt forholdet til nabobyggene Kanalveien 51 og Lastebilkontorets anlegg samt meget begrenset erfaring som var grunnen til at en prøveramming ble sterkt anbefalt. I bilag 2 er laget en egen rapport om selve komprimeringsforsøket.

Forsøket viste at rystelsene på nabobygg ligger innenfor tolererbare grenser, idet den største svingehastighet ble målt til v=1-2mm/sek. En serie på 6 gil 10 slag resulterte jevnt over i totalinnsynkninger på 60-110cm i slagpunktet. Effekten av rammingen var dermed omtrent som forventet.

Det valgte utstyr fungerte ellers tilfredstillende, dog med en del varmgang på krantrommelen. Ved større arbeider bør derfor utløsekrok benyttes.

NOTEBY

Postterminal Solheimsvannet.

	Metode nr.			
Utfylling/komprimering.	1	2	3	4
Fortrengning av slam med sprengning.	X		X	
Fjerning av slam med pumpe.		X		X
Dynamisk dypkomprimering.			X	X
Konvensjonell komprimering over vann.	X	X		
Geoteknisk vurdering av fylling.	Fare for ukontrollerte utglidninger under fylling. Store og ujevne setninger. (ca.0,2-1,0m)	Kontrollert utfylling. Begrenset jevne setninger. (ca.0.05-0.2 m)	Fare for ukontrollerte utglidninger under fylling. Begrensete langtidssetninger. (ca.0.05-0.2 m)	Kontrollert utfylling. Små jevne setninger. (ca.0.01-0.05 m)

NOTEBY

H. FUNDAMENTERING.

Det planlagte tunge bygget for ny postterminal må fundamenteres på fast grunn eller til fjell. Avhengig av bæresystemet vil bygget kunne tåle små differensialsetninger mellom søylepunktene, i størrelsesorden et par centimeter. Som nevnt i forrige avsnitt er det to metoder for fundamentering av bygget, enten en kailøsning eller på utfylt grunn. I det etterfølgende skal disse løsningene omtales nærmere.

Kai-løsning.

En slik løsning betyr at bygget settes direkte oppå en hel plate fundamentert til fjell eller i meget faste masser på peler eller pilarer. Bærekonstruksjonen for dekket må i størst mulig grad tilpasses bæresystemet i det fremtidige bygg, spesielt gjelder dette plasseringen av peler/pilarer kontra søylepunktene i bygget.

Spesielt på søndre del av tomten er løsmassemektigheten liten og peler/pilarer vil ha liten sidestøtte. Det vil derfor antagelig være nødvendig å foreta en midlertidig avstivning av peler og pilarer. Ved bruk av prefabrikerte bjelke- og dekkeelementer skulle det være mulig å oppnå en rasjonell drift ved å ta en søylerad av gangen startende med land som første avstivning. Bjelker og dekket legges så ut til første pilar/pele-rekke. Nødvendig permanent horisontalavstivning kan etableres enten med skrå peler/pilarer eller en veggskive ført til fjell under søndre del av bygget hvor dybdene til fjell er minst. I dette området er også et langsgående fundament til fjell langs søndre endevegg en mulig løsning når det gjelder horisontalavstivning. Denne synes også naturlig å benytte som utgangspunkt ved bygging av en kaiplateløsning.

På det nåværende tidspunkt synes bruk av 800 og 600 mm stålrørspeler være mest aktuelt. Prefabrikerte betongpeler vil kreve svært mange peler og de relativt store vanndybdene fører til raskt synkende bæreevne p.g.a. knekning. Stålrørspelene må rammes vannfylt og de fleste vil antagelig stoppe mot fjell. Enkelte, spesielt på nordre del, hvor morenemassene har størst mektighet, kan oppnå tilfredstillende bæreevne i de faste morenemassene. Det må utarbeides detaljerte ramme- og utførelsesinstrukser for pelearbeidene. Pelene støpes ut tørre ved direkte dumping av betong i røret etter at armeringskurv er nedført. Fordyblingsbolt og hul spiss på grunn av skrått fjell skulle ikke være nødvendig.

Karakteristisk bæreevne for stålrørspeler er når en ser bort fra eventuell reduksjon p.g.a. knekning: 2

Ø 600 mm:	5000 - 6000 kN
Ø 800 mm:	6000 - 7500 kN

og med ekvivalent materialfaktor $\gamma_E = 1,5$ tilsvarer dette at pelene kan bære dimensjonerende laster på henholdsvis 3300-4000 kN og 4000 - 5000 kN.

Oppnådd bæreevne vil primært være avhengig av rammeutstyrets kapasitet. Dette må tilpasses i rammeinstrukser. Nødvendig armering vurderes av byggeteknisk konsulent. Det er vanlig å se

NOTEBY

må da se på korrosjonsfaren.

bort fra stålrørets bæreevne p.g.a. korrosjon. Ved høye belastninger kan det bli nødvendig med relativt store godstykkelser for å overføre rammeenergien til pelespiss og det kan derfor bli aktuelt å betrakte deler av ståltverrsnittet som bærende.

Pilarer er også en mulig løsning hvor de høye søylelastene kan taes i en pilar og dybdene ikke overstiger 4 m. På søndre del av tomten skulle forholdene være slik at konvensjonelle sjaktede pilarer innenfor en prefabrikert forskaling kan benyttes. Denne kan enten settes ned etter bortgrabbing av masser til fjell i en større grop eller føres ned parallelt med utgrabbing av massene innenfor en forskaling av stål- eller betongrør. Etter at forskaling er etablert må det tettes langs fjell og skikkelig fjellfot etableres enten etter sprengning eller med fjellbolter. På nordre del hvor løsmassemektigheten er stor kan det være svært vanskelig å komme ned med konvensjonelt utførte pilarer.

Fundamentering ved full utfylling.

For en slik løsning har to alternativer vært diskutert, enten direkte fundamentering på fylling eller på peler rammet gjennom fyllingen.

Ved sistnevnte løsning kan kravet til fyllingen reduseres og komprimeringen forenkles, slik som beskrevet i kapitel F og G. Det må imidlertid settes krav til steinstørrelser for å hindre for store problemer under rammearbeidene. Kravet til maksimal steinstørrelse settes til 100 cm, mens minst 90% av massene bør være mindre enn 80 cm. Konstruksjonssystemet bør utformes slik at avvik på ± 10 cm og helning 1:30 kan aksepteres.

Ramming av prefabrikerte betongpeler, ansees mindre egnet p.g.a. faren for omfattende brekkasje og store avvik i plassering og helning. Antagelig er rammede stålrørspeler den beste løsning ved dette alternativ, og med hensyn på ramming, bæreevne etc. henvises til forrige kapitel. Avhengig av utfyllingsmetode må en også ta hensyn til påhengskrefter.

Alternativet med en direkte fundamentering av bygget på fylling vil sette høye krav til fyllingens kvalitet. Ved en slik metode må slammet fjernes ved mudring før utfylling. Med konvensjonelle metoder er det ikke mulig å oppnå en effektiv komprimering mer enn et par meter under vann. Dette vil spesielt for nordre del av tomten hvor mektigheten blir over 15 m gi relativt store egensetninger i en steinfylling. Vi har derfor kommet til at dynamisk dypkomprimering er den eneste mulige løsning til å oppnå kvalitetsfylling helt ned til faste masser. Da metoden er lite kjent i Norge, og det er nabobygg tett ved, er det blitt utført en prøvekomprimering. Metoden og forsøket er nærmere beskrevet i kapitel G og bilag 2.

Utearealet.

I prinsippet kan dette fundamenteres som bygget forøvrig. Kravet til både utfyllingsmetode og komprimering kan reduseres noe. Det henvises til de foregående kapitlene F og G. Valg av metode vil være avhengig av hvilke krav som stilles til arealet med hensyn på setninger. Dette er også nærmere redegjort for i tabellen i kap.G. Metode 1 frarådes. Ved metode 2 eller 3 må man forvente en del setninger og eventuelt motvirke disse ulemper ved å forskyve bygging av tekniske anlegg så langt ut i byggeprosessen som mulig og ved valg av løsninger. Ved alternativ 4 vil deformasjonene bli små.

Da utearealene kommer på nordre del av tomten med relativt store vanndyp og stor slammektighet, bør det også vurderes å benytte "kai-dekke" løsningen for denne delen. Den gir et ferdig opparbeidet areal av høy kvalitet. På grunn av stor vanndybde og dermed øket knekklengde er stålrørspeler den mest økonomiske peletype.

Oppsummering.

Det planlagte bygg kan enten fundamenteres ved en "kai-løsning" eller på utfylt grunn. Førstnevnte løsning setter spesielle krav til utførelsen, men gir samtidig et ferdig dekke i 1.etasje eventuelt i kjeller av meget høy kvalitet. Rammede stålrørspeler og/eller korte sjaktede pilarer er antagelig de tekniske/økonomiske alternativer for understøttelse av dekket.

På fylling kan bygningen enten fundamenteres direkte på denne eller på stålrørspeler rammet gjennom fyllingen. Førstnevnte løsning setter spesielt høye krav til fyllingskvalitet gjennom hele fyllingshøyden og fjerning av alle slammasser. Vi har kommet til at den best mulige metode for å oppnå dette er komprimering med dynamisk dypkomprimering. Gulv i 1.etasje kan da legges direkte på fylling.

Ved ramming av stålrørspeler gjennom fylling settes krav til maks. steinstørrelse. Utfylling og krav til komprimering kan forenkles. Dette må tilpasses gulv i 1.etasje, eventuelt kjeller som uten mudring og ved redusert fyllingskvalitet utføres frittbærende.

Utearealene kan som bygget enten utføres som en kai, eller legges på utfylt grunn. Ved sistnevnte løsning vil kvaliteten være helt avhengig av utfyllingsmetode og komprimering, og dette er nærmere redegjort for i tabell i kap.G.

I. SLUTTBEMERKNING:

For opparbeidelser av tomt til ny postterminal utover i Solheimsvannet må det utføres omfattende grunnarbeider. De forskjellige alternativer når det gjelder utfylling, komprimering og fundamentering er det redegjort for.

NOTEBY

Disse har vært diskutert med byggeteknisk konsulent som vurderer de forskjellige løsninger nærmere økonomisk.

Den foreliggende rapport gir en beskrivelse av grunnforholdene og de rent tekniske løsninger som er aktuelle. Vi forutsetter at en endelig diskusjon og valg av løsning blir foretatt i samråd med oss.

For utførelsen av arbeidene må det utarbeides en særskilt anbudsrapport som foruten en beskrivelse av grunnforhold og valgte løsninger må omfatte instrukser for de forskjellige arbeidsoperasjoner for utfylling, komprimering, ramming av peler og graving av sjakter.

Med hilsen

NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A.S.

O.Bjølgerud

A.K.Haug

ANG.: BORINGSUTSTYR OG OPPTEGNING AV RESULTATER.

● DREIESONDERING

utføres med 22 mm borstål med glatte skjøter og med en 30 mm skruespiss nederst. Boret belastes med opptil 100 kg og dreies ned med motorkraft eller for hånd.

Motstanden mot boret illustreres ved en tverrstrek på borhullstegningen ved den dybde spissen har nådd etter hver 100 halve omdreininger. Antall halve omdreininger påføres høyre side av borhullet.

Skrafert borhull angir at boret er sunket uten omdreining med den belastning som er påført venstre side av borhullet.

Krysset borhull angir at boret er slått ned.

○ ENKEL SONDERING

består av slagboring eller spyleboring til fast grunn eller antatt fjell.

▼ RAMSONDERING

utføres med 32 mm borstål med glatte skjøter og med en 38 mm 6-kantet spiss nederst. Boret rammes ned med et 75 kg fallodd som føres på borstangen og drives av en motornokk.

Motstanden mot boret illustreres i et diagram som viser rammearbeidet pr. m (Q_o) for å drive boret ned

$$Q_o = \frac{\text{Loddvekt x fallhøyde}}{\text{Synkning pr. slag}} \quad \text{(Mpm/m)}$$

TRYKKDREIESONDERING

utføres med 32 mm fjellbor med muffeskjøter og med en ca.60 mm hardmetall-krone nederst. Boret opereres fra en motorisert borrigg som dreier boret ned med en konstant omdreiningshastighet på 25 o/min. og en konstant matningshastighet på 3 m/min.

Motstanden mot neddrivning i Mp registreres automatisk med en skriverenhet.

✡ FJELLKONTROLLBORING

utføres med 32 mm fjellbor med muffeskjøter og med 51 mm hardmetall kryss-skjær nederst. Boret drives av en tung pneumatisk borhammer under spyling med vann under høyt trykk. Det kreves en kompressor med minst 10 m^3/min. kapasitet.

Boring gjennom leire, grus etc. eller gjennom større stein noteres.
Når fjell er nådd, bores 3-5 m i fjellet for sikker påvisning og motstanden registreres som borsynk (cm/min.).

KJERNEBORING

utføres med borstenger som nederst har et ca. 3 m kjernerør påskrudd en diamantkrone. Det finnes en rekke typer bormaskiner, kronetyper og diametre, men i prinsipp utføres boringene alltid ved å ta opp kjernerøret når det er fullt, ta ut kjernen for oppbevaring og senke kjernerøret for boring av neste prøve.

ANG.: BORINGSUTSTYR OG OPPTEGNING AV RESULTATER

AVSLUTTET BORING

AVSLUTTET UTEN Å NÅ FAST GRUNN

AVSLUTTET UTEN Å NÅ FAST GRUNN

STEIN, BLOKK ELLER FAST GRUNN

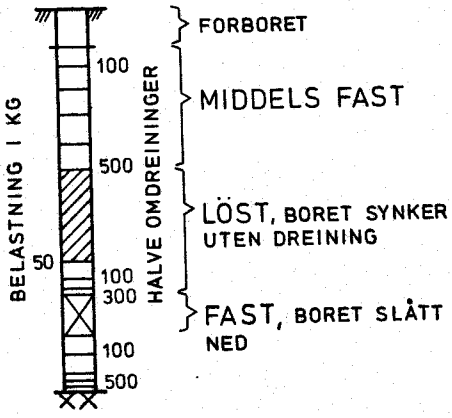
ANTATT FJELL

BORET I FJELL

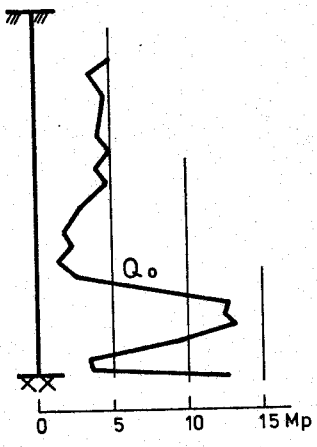
BORET I FJELL KJERNE TATT OPP

BORINGSRESULTATER

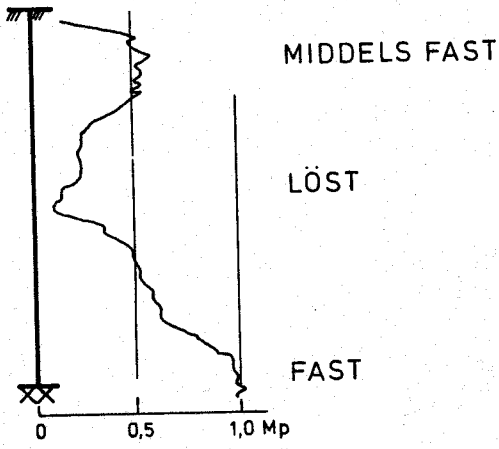
● DREIESONDERING



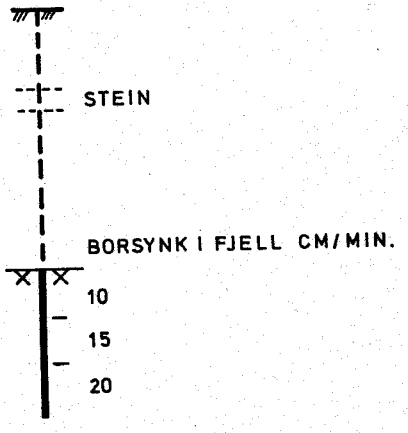
▼ RAMSONDERING



⊖ TRYKKDREIESONDERING



✡ FJELLKONTROLLBORING



ANG.: GEOTEKNISKE DEFINISJONER, LABORATORIEUNDERSÖKELSER AV PRÖVER

JORDARTER

MINERALSKE JORDARTER klassifiseres på grunnlag av korngraderingen. Betegnelsen på de enkelte fraksjoner er:

Fraksjoner	Leire	Silt	Sand	Grus	Stein	Blokk
Kornstørrelse mm	<0.002	0.002-0.06	0.06-2	2-60	60-600	>600

En jordart inneholder en eller flere kornfraksjoner, og betegnes med substantiv for den fraksjon som har størst betydning for dens egenskaper, og med adjektiv for medvirkende fraksjoner (eksempel: siltig og sandig leire).

Morene er en usortert istidsavsetning som kan inneholde alle fraksjoner fra leire til blokk. Den største fraksjonen kan angis i beskrivelsen (eksempel: grusig morene, moreneleire).

ORGANISKE JORDARTER klassifiseres på grunnlag av jordartens opprinnelse og omdanningsgrad. De viktigste typer er:

Torv	består av omdannede rester av myrplanter
Gytje	består av omdannede vannavsatte plante- og dyrerester
Mold	sterkt omdannet organisk materiale med løs struktur
Matjord	det øvre sammenfiltrede humuslag, som skarpt skiller seg fra mineraljorden

LABORATORIEUNDERSØKELSER. GEOTEKNISKE PARAMETRE

For nærmere undersøkelse av grunnens geotekniske egenskaper foretas laboratorieundersøkelser av opptatte prøver, og derved bestemmes forskjellige geotekniske parametre. Omfanget av slike undersøkelser avhenger av undersøkelsens art og den geotekniske problemstilling.

De viktigste geotekniske undersøkelser/parametre er:

SKJÆRFASTHET (Su, τ_f)
(udrenert skjærfasthet) bestemmes ved trykkforsøk og konusforsøk på uforstyrrede prøver i laboratoriet eller vingebor in situ. Skjærfastheten av leire er ikke entydig, den vil variere med retning, målehastighet og andre forhold.

SKJÆRFASTHETSPARAMETRE
Kohesjon c (eller attraksjon a) og friksjonsvinkel ϕ angir variasjonen av skjærfasthet med effektivt korntrykk (totaltrykk minus poretrykk). Verdiene bestemmes ved triaksiale trykkforsøk eller skjærforsøk med poretrykksmåling.

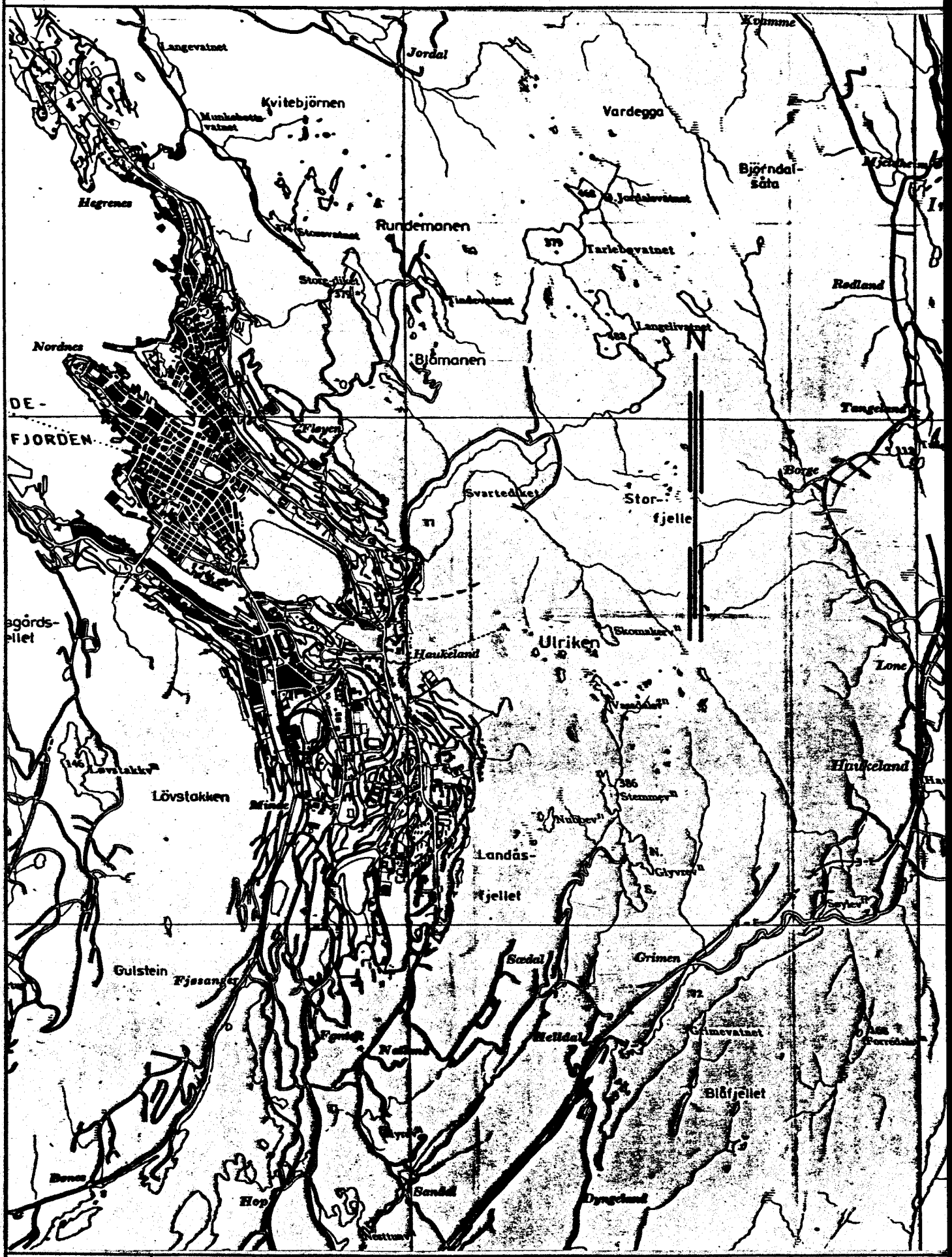
SENSITIVITET (S)
er forholdet mellom en leires udrenerte skjærfasthet i uforstyrret og i omrørt tilstand, som bestemt ved konusforsøk. Sensitiviteten varierer vanligvis ved norske leirer mellom verdier på ca. 3 til verdier større enn 100. Leire som blir flytende i omrørt tilstand betegnes kvikkleire.

VANNINNHOLD (w)
angir vekten av vann i % av vekten av fast stoff i prøven og bestemmes ved tørking ved 110°C.

NOTEBY NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A.S	SAK: POSTTERMINAL SOLHEIMSVANNET STATENS BYGGE-OG EIENDOMSDIREKTORAT	SIDE:

ANG.:

OVERSIKTSKART



BEREGN.	KONTR.	TEGNET	DATO	MÅL	SAK NR.	TEGN. NR.	REV.
		HN	6.6.78	1:50 000	12183	0	

NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A.S

SAK: STATENS BYGGE- OG EIENDOMSDIREKTORAT. POSTTERMINAL, SOLHEIMSVANNET.

SIDE:

ANG.: Undersøkelse av bunnprøver samt 1 vannprøve.

Prøveserie	IV	V	V	V	V	VI	VI	Vannprøve
Dybde under bunn, m	0.9	0.0	0.9	1.9	2.3	0.7	1.7	-
Våt romvekt, g/cm^3	1.03	1.11	1.03	1.03	1.06	1.08	1.05	-
Humusinnhold, % (Natronlutmetoden)	>3.0	>3.0	>3.0	>3.0	>3.0	>3.0	>3.0	-
Sulfatreduserende bakterier	-	-	Tilstede	-	Tilstede	Tilstede	-	-
Sedementasjonsprøve	Hurtig	Langsom	Middels	Hurtig	Hurtig	Langsom	Langsom	-
pH	6.9	6.6	7.6	7.4	8.0	7.7	7.7	6.7
Ledningsevne i mikromho/cm ved 18°C	298	204	377	456	702	674	650	78
Saltinnhold i mg NaCl-ekv/l	170	110	210	260	400	380	370	42
Sulfatinnhold i mg SO_3/l	Spor	Spor	Spor	Spor	Spor	200	165	Spor

Merknad: På masseprøvene er pH, ledningsevne, salt- og sulfatinnhold målt på vann sentrifugert ut av prøvene.

BEREGN. | KONTR. | TEGNET | DATO | MÅL | SAK NR. 12183 | TEGN. NR. 10 | REV.

NOTEBY
NORSK TEKNISK
BYGGEKONTROLL A.S

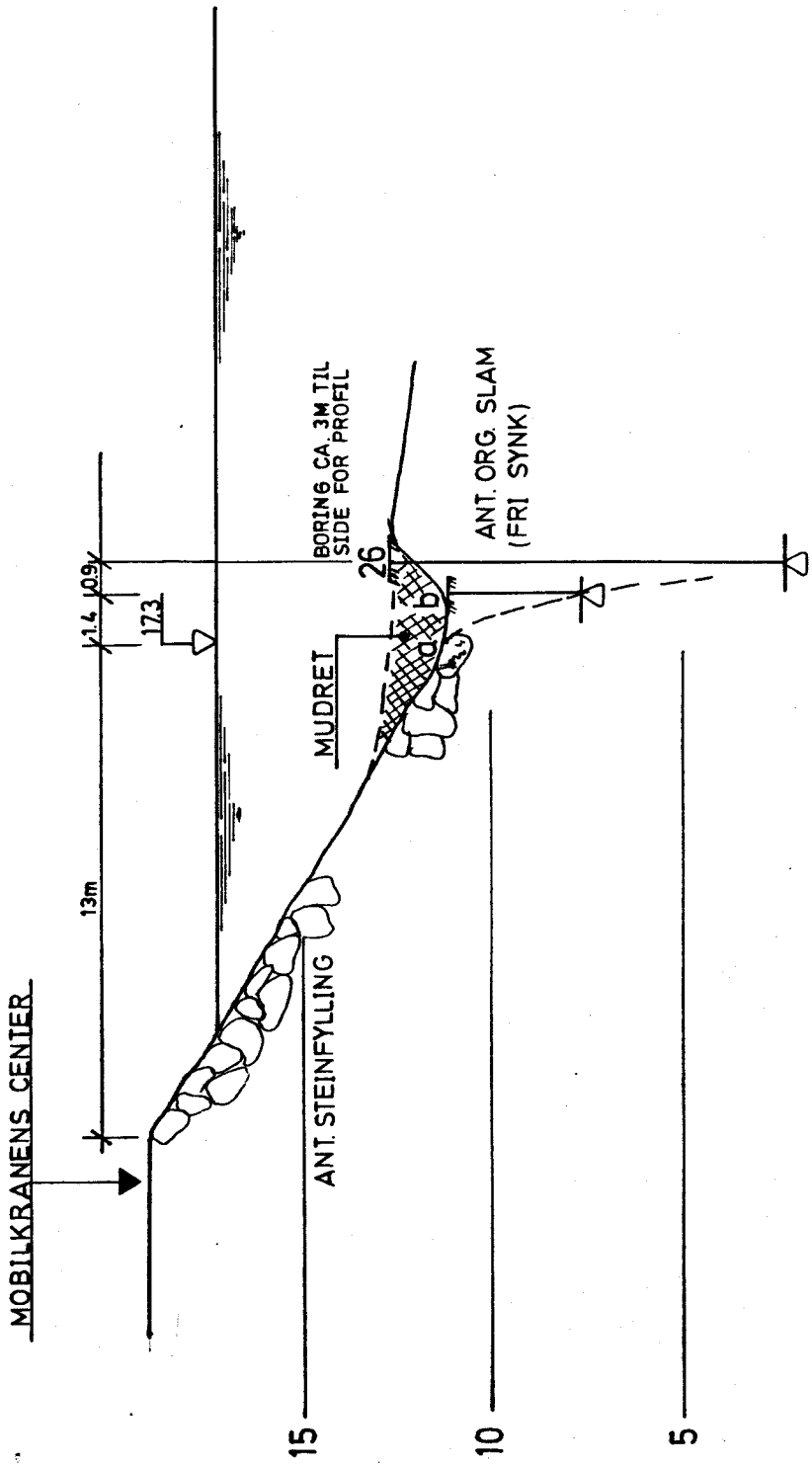
SAK: POSTTERMINAL
SOLHEIMSVANNET

STATENS BYGGE OG EIENDOMSDIREKTORAT

SIDE: 5

ANG.:

PROFIL AV PRÖVEMUDRING



BEREGN.	KONTR.	TEGNET	DATO	MÅL	SAK NR.	TEGN. NR.	REV.
		HN	27.4.81	1:200	12183	113	

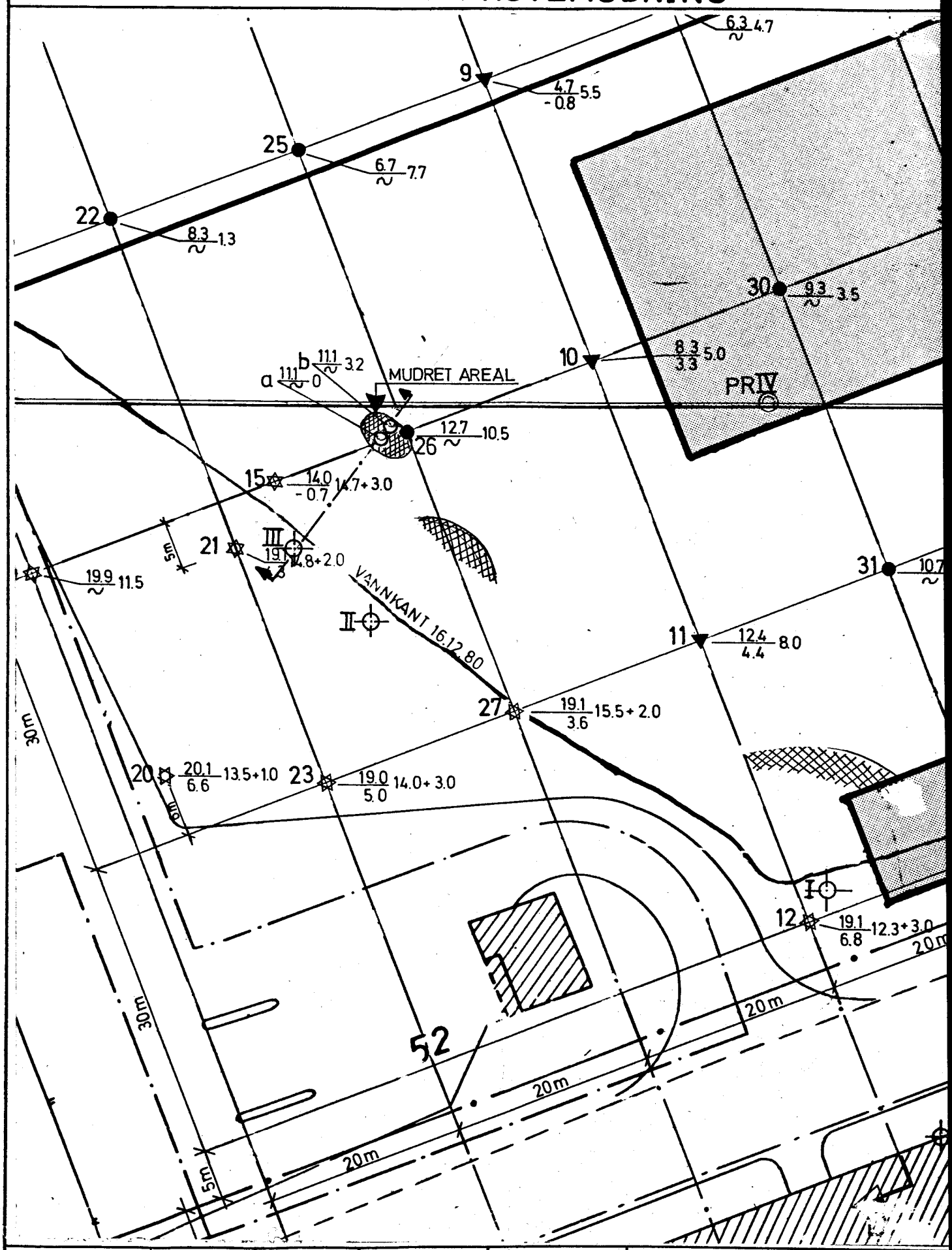
NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A.S

SAK: POSTTERMINAL SOLHEIMSVANNET
STATENS BYGGE-OG EIENDOMSDIREKTORAT

SIDE: 4

ANG.:

SKISSE AV PRÖVEMUDRING



BEREGN.	KONTR.	TEGNET	DATO	MÅL	SAK NR.	TEGN. NR.	REV.
		HN	27.4.81	1 : 500	12183	1100	

NOTEBY

BILAG NR.1.

POSTTERMINAL SOLHEIMSVANNET.
PRØVEPUMPING AV SLAM. FELLINGSFORSØK.
MED KJEMIKALIER.

1. Prøvepumping.

En prøvepumping/mudring av bunnslammet i Solheimsvannet ble utført i tiden 25-30.mars d.å. Etter innhenting av tilbud fra Ing.F.Selmer A/S og Ing.Lau.Eide A/S ble det av prismessige grunner valgt å benytte sistnevntes tilbud med bruk av relativt lett utstyr. Forsøket ble utført med en Flygt sentrifugalpumpe, modell 3152. Pumpen ble utlånt i demonstrasjonsøyemed fra firma Flygt Pumper A/S, mens Ing.Lau.Eide A/S stod for opplegg og praktisk utførelse forøvrig.

Under pumpingen ble pumpen ført av en mobilkran som stod inne på land. Rekkevidden på kranarmen var maks. 16,5 m regnet fra kranens senter. Strøm til pumpen ble levert fra et dieselaggregat på land.

Under forsøket oppsto en del problemer med utstyret. Det oppsto tidlig svikt i strømforsyningen, p.g.a. feil på dieselaggregatet samt på en koblingsboks mellom aggregatet og pumpen. Disse ble rettet opp på stedet, men førte til en del tidsheft.

Pumpen ble først benyttet uten ribber eller netting foran pumpehuset. Flere ganger kilte steiner (steinens største diameter var 10-15 cm) seg i pumpeskovlen og det oppsto brist i skovlen.

Pumpen hadde videre problemer med å trenge ned i massen med det resultat at man til tider pumpet nær rent vann.

Pumpingen ble foretatt fra tre posisjoner, markert I,II og III, tegning nr.1100. Gjennomsnittlig nedtrengningsdybde for alle steder var ca.½ m. Best resultat oppnådde man fra posisjon merket III. Her ble det lengst ute mudret til litt over 1 m dybde.

Her ble mudringsstedet senere undersøkt ved enkel sondering fra båt. Denne viste at bunnen etter mudring vesentlig bestø av store blokker. Like utenfor mudringsstedet var det derimot flere meter med organiskholdig slam, se tegning nr.113. Dette tyder på at en med kranen ikke har nådd lenger ut enn akkurat til fyllingsfoten. Med en kran med lengre bom ville en trolig fått vesentlig bedre resultat av mudringen.

Under siste del av prøven ble det lagt en grovmasket netting foran inntaket til pumpen. Denne hindret at steiner ble sugd inn. Imidlertid la det seg en del røtter og fibre på nettingen, og pumpen måtte flere ganger taes på land og renskes. Pumpen ble en gang også stoppet til da dumpede plastsekker la seg over inntaket.

NOTEBY

Forsøket viser imidlertid at massene kan fjernes med en kraftig pumpe. Massen vil, særlig i de øverste lag, inneholde en del fibre, og det kan finnes en del stein og søppel. Mot bunnen av det organiske laget er ventet at massene er mer sammenpresset og faste. Ved sugespissen bør en derfor ha et kutterhode eller annet utstyr som kan rote opp massen.

Nær eksisterende fylling må sugespissen beskyttes mot stein.

2. Fellingsforsøk med kjemikalier.

Som avtalt med byggeteknisk konsulent tok vi under pumpeforsøket opp prøver av det organiskholdige slammet. På disse er det gjort forsøk for om mulig å finne fram til egnet fellingskjemikalie for slammet. Disse har bestått i:

1. Jahrtester, med 5 ulike kjemikalier utført ved Fylkeslaboratoriet i Hordaland. Ved disse ønsker en å finne fram til et stoff som kan gi flokkulering og hurtig felling av de oppmudrete masser. Aktuelle kjemikalier er tatt ut etter samråd med NIVA og Hordaland Fylke.

2. Forsøk med avvanningsmiddel ved vår kjemisk avdeling i Oslo. Dette er midler som kan gi en tettere lagring og hurtigere konsolidering av de organiske massene etter de er avsatt.

3. Før pumpeforsøket ble igangsatt tok vi prøver fra Solheimsvannet ved innløp og utløp. Disse er analysert av oss på vår kjemiske avdeling i Oslo for bestemmelse av miljømessige faktorer.

For resultat av Jahrtestene viser vi til rapporten fra Fylkeslaboratoriet i Hordaland, bilag 1. Av de undersøkte kjemikalier ga jernforbindelsene jernalum og ferriklorid de beste resulatat og i dosering 300-400 mg/l, d.v.s. 0,3-0,4 kg/m^3 masse.

Vi har innhentet pris på disse kjemikalier fra to firmaer:
- Bendik M.Hjelle og Paus & Paus A/S.

Vi har her fått oppgitt følgende veiledende priser:

Kjemikalie	Pris 1000 kr/tonn	Merknad.
Jernalun	14	levert fra Vest-Tyskland.
Ferriklorid	4-5	levert fra USA.

For begge kjemikalier er oppgitt en leveringstid på ca.8 uker.

NOTEBY

Til sammenligning kan opplyses at prisen på de billigste kommersielle fellingskjemikalier som brukes ved kloakkrensing ligger på ca.22.000 kr/tonn.

For forsøkene med avvanningsmiddel prøvde vi innledningsvis å tilsette ferriklor, kalk og sement. Etter diskusjon med byggeteknisk konsulent besluttet vi imidlertid å bryte av forsøket, da vi fikk resultatene av Jahrtestene som er redegjort for foran.

På de to vannprøvene fra henholdsvis innløp og utløp i Solheimsvannet ble tre parametre målt:

a.) Transmisjon, lysgjennomgang, ved 3 bølgelengder. Målingen ble gjort med spektrofotometer med destillert vann som transmisjonsstandard, d.v.s. destillert vann har 100 % lysgjennomgang ved alle bølgelengder. Transmisjonen gir et mål for mengden av suspendert materiale i vannet.

b.) Surhet i vannet, d.v.s. pH-verdien,ble målt med pH-meter og glasselektrode.

c.) Vannets ledningsevne ble målt med Radiometer ledningsevnemåler med skjermet platinert platinaelektroder. Ledningsevnen viser vannets totalinnhold av oppløste salter.

Resultatet er satt opp i tabellen under:

Prøve merket	Prøve tatt	Ledningsevne ved 18°C i µS	pH ved 20°C	Transmisjon i % ved		
				400mm	540mm	670 mm
Innløp	25/3-81	118	7.73	99,2	98,6	100
Utløp	25/3-81	113	7.60	100	100	100

Målingene viser at Solheimsvannet er nærmest nøytralt (svakt basisk) og inneholder lite oppløst og suspendert materiale.

Vi anbefaler at det under utfyllingsarbeidet jevnlig tas prøver av Solheimsvannet. Disse kan analyseres som overfor for å vurdere variasjonen i vannkvaliteten.

Minde den 4.mai 1981

Arvid Veseth

Arvid Veseth.

Vedlegg: Skisse av pumpeforsøk
Profil ved pumpested III
Rapport fra Fylkeslaboratoriet i Hordaland.

ANALYSERAPPORT - FELLINGSFORSØK PÅ VANN FRA SOLHEIMSVANNET.

Prøvetaker: Noteby, Eikeveien 4,5o3o Minde
Prøve tatt: 30/3.81
Prøve mottatt:30/3.81-jnr.46.
Analysert av Bjørg Halsvik.

Prøvene ble oppsamlet i 2 bensinfat og deretter fordelt på 1 l flasker som ble levert laboratoriet 30/3-81 kl.13^{oo}. Prøvene fra de to fatene ble holdt adskilt. Inholdet av flaskene som stammet fra samme fat ble blandet i bøtte under omrøring. Herfra ble det tatt ut 500 ml til hver enkelt prøve.
Apparaturen som ble nyttet under forsøket var Hach floctester Modell 15o57 med regulerbar innstilling for røretid, plass for 6 ½l prøveglass som kan kjøres samtidig. Rørehastigheten er fast. For tilsetting av kjemikalier ble brukt Hach Dasher. Det er doseringsskåler som kan henges på en stang, slik at alle kan håndteres på likt og tilsats av kjemikalier skjer samtidig for alle glassene.

Turbiditet ble målt med Hach Turbidimeter Modell 2100 A. Instrumentet har 5 skalaer for måleområdene o-1000, o-100, o-10, 0-1, 0-0.20.
Litt.: Manual som følger Hach instrumenter, NS 4723.

Kjemikalier som ble prøvet var:

1. NH_4 Fe $(SO_4)_2$. $12H_2O$ jernalun i løsning med cons. 5 g/l
2. Fe Cl_3. $6H_2o$ feniklorid " " 10 g/l
3. K $Al(SO_4)_2$. 12 H_2O kalialun " " 10 g/l
4. NH_4 AI (SO_4) . 12 H_2o am.. aluminium sulfat " 10 g/l
5. Na_2 CO_3 soda, hadelsvare " 10 g/l

Prøveglassene ble satt til røring 15 min. ph og temp. notert før kjemikalietilsetting, dosering som beskrevet, uttak av løsning fremgår av listene.
Prøvene sto til røring i 30 min., deretter 30 min. i ro for sedimentering.
25 ml ble tatt ut med pipette, ca 1 cm. under væskeoverflaten for turbidtets-måling.
De 4 første forsøk gikk ut på å finne hvilket stoff som ga best resultat m.h.p. rask utfelling og klar vannfase. Jern-forbindelsene viste seg å være de beste, de andre kjemikaliene ble derfor utelatt for videre undersøkelse.

De 4 neste forsøk viser resultat med doseringsskala fra 200-450, intervall på 50 mg/l.
ph var forskjellig i de to prøveuttak fra start av, dette gjør det noe vanskelig å trekke helt sammenlignbare slutninger av analyseresultatene.
Det ble forsøkt eliminert ved å justere ph til 8.9 som den var for de 4 første forsøk. Men oppnådde ikke jevne resultat. Tidspunktet for analysene kan her gjøre seg gjeldene. Prøvene var helt ferske da forsøket startet, men 4 dager gamle da siste forsøk ble kjørt.

Det bør påpekes at ph forskjellen i de to prøveuttakene var unaturlig stor, og det er urad å si hvilken verdi som er den representative for Solheimsvannet. Men vanlig praksis er å legge mest tiltro til analysene som bygger på ferske prøveuttak..
Disse viser at jernforbindelsene ga det beste resultat, og med en dosering på 300 - 400 mg/l.
Effekten av høyere dosering, 500 mg/l $FeCl_3$, var liten i forhold til øket mengde tilsatt stoff.
500 mg/l NHy Fe $(SO_4)_2$ ga dårligere resultat.
Alt tatt i betraktning, også ph-måling foretatt tidligere, der ph ble målt til ca 7, vil det nok være ønskelig å få tatt en ny prøve på nytt uttak for bedre å kunne fastsette mengdeforhold.

Som opplysning ligger FTU verdier for drikkevann i området o,2 - o,5.

FYLKESLABORATORIET I HORDALAND

for Bjørg Halsvik

Torvid Hestenes

NOTEBY

BILAG NR. 2.

POSTTERMINAL SOLHEIMSVANNET.
FORSØK MED DYNAMISK DYPKOMPRIMERING.

1. Rammeforsøket.

En prøveramming i fullskala ble utført i tiden 21.-23.april. Etter at vi hadde fått inn tilbud fra Lieng Kranservice A/S og Vest-Kran A/S ble tilbudet fra Vest-Kran A/S valgt ettersom dette var det laveste i pris.

Kran.

Vest-Kran A/S brukte en kran av typen "P&H", 27,5 tonn. Kranen var en wirekran med mekanisk kraftoverføring til wiretrommelen. Maksimal løftehøyde var 15-16 meter, men under forsøket ble maksimalt 8 meter fallhøyde nyttet.

Lodd.

Som ramlodd ble benyttet et 10 tonns armert betonglodd med sirkulær bunn, diameter 170 cm og høyde 170 cm. Armeringen besto i:

- Stålplate i bunn.
- Vertikalarmering.
- Spiralarmering.
- Tilsats av stålfiber til betongen, 170 kg pr.m^3 betong.

Betongkvaliteten var C40.

Vibrasjonsmålinger.

Ved prøverammingen var en særlig interessert i å se hvordan lodd og kran ville fungere i praksis, samt i å måle rystelser på nabobygg. Rystelsene ble målt av oss ved et Ultralett 10-kanals utstyr. Med dette utstyret kunne vi måle bølgenes svingehastighet og frekvens i 3 retninger vinkelrett på hverandre, altså i vertikal- og to horisontale retninger.

I tillegg hadde vi installert et aksellerometer på toppen av loddet. Ved dette kunne vi måle retardasjonen av loddet som gir informasjon om virkningsgraden av utstyret.

Rammeprosedyre.

De ulike rammepunkter er vist på oversiktsplanen, tegning nr. 12183 -1101. En forsøkte først pkt.I med små fallhøyder som ble øket etter hvert (høyden 2-4-6-8 meter). Rystelsene ble overvåket kontinuerlig. Det ble deretter rammet i serier på 6 til 10 slag i hvert slagpunkt for å undersøke forløpet av innsynkningen.samt kapasitet av rammeutstyret.

Det ble ialt rammet i 6 slagpunkter. Disse er merket I til VI på oversiktsplanen.

NOTEBY

2. Resultater.

Under forsøket hadde entreprenøren en del problemer med varmgang på trommelen i det denne måtte bremses etter hvert slag. Ved slagseriene oppnådde man en kapasitet på 15 til 20 slag pr.time,og en vesentlig del av tiden gikk med til å vente på at trommelen ble kjølt ned. Dersom man konstruerer en utløserkrok ved loddefestet slik at loddet faller fritt vil trolig kapasiteten kunne økes vesentlig.

Friksjon.
Under forsøket var kranens wire og trommel fast forbundet til loddet og fulgte loddets bevegelser. Den falltid vi har målt ved akselerometermålingene tyder imidlertid på at tapet i fallenergi p.g.a. friksjon er lite-i størrelsesorden ca.10%.

Lodd.
Etter rammingen var det ikke synlige skader på loddet.

Innsynkning.
De største innsynkninger oppnådde en for de første 3 slag i hver serie og maksimal innsynkning ca.15-17 cm for ett slag. For de neste slag fikk man en jevn innsynkning som i middel lå på ca.7-8 cm pr.slag. Denne innsynkningen holdt seg konstant for resten av slagserien.

Totalt oppnådde man innsynkninger på 0,6-1,2 meter for hvert slagpunkt. Ved ingen av slagpunktene viste det tegn til oppbuling av grunnen omkring. Av dette kan vi slutte at den tilførte energi virkelig går med til å komprimere grunnen,og at en ikke bare får plastiske deformasjoner rundt loddet.

Komprimering.
For massen mellom hvert slagpunkt og fjell tilsier de totale innsynkninger at en har oppnådd en volumreduksjon på ca.4-7%. Egensetningene i en steinfylling er vanligvis fra 1-3 %. I virkeligheten er den oppnådde volumreduksjonen i denne størrelsesorden ettersom man under hvert slagpunkt også har fått komprimert massen til side for slagpunktet. Vi kan tenke oss det komprimerte volum som en kjegle med slagpunktet i toppen. Dette bekreftes av at man for slagpunktene IV,V og VI kunne konstatere at terrenget inntil slagpunktet hadde satt seg noe.

I litteraturen hevdes at en ved dynamisk dypkomprimering får unnagjort det vesentligste av primærsetningene samt en del av sekundærsetningene. Våre måledata ser så langt ut til å bekrefte dette.

Vibrasjonsmålingene.
Plasseringen av rystelsesmålerne er vist på oversiktsskissen, tegning nr.12183 -1101. Avstand fra rammepunkt til nærmeste rystelsesmåler var ca.30 m. Målingene viser at bølgenes horisontale komponenter er den dominerende ved forplantning i løsmasser. Den tangentielle forplantningskomponent er den største, den radielle er ca.10 prosent mindre. Den største målte svingehastighet var 1,7 mm/sek. Denne ble målt i kjelleren i Kanalveien 51, tilhørende Univest A/S. Svingefrekvensen varierte fra 6 til 9 Hertz.

NOTEBY

De målte rystelser er dermed så små at de ikke gir fare for bygningsmessige skader. Vi målte videre rystelser som var av samme størrelsesorden både ved Univest A/S og ved Lastebilkontorets bygg. Rystelsene endret seg heller ikke nevneverdig i løpet av en slagserie.

Setningskontroll.
Før forsøket ble satt igang nivellerte vi en del fundamentpunkter ved Univest A/S, Lastebilkontorets bensinstasjon og bensinpumpefundamentene. Disse er kontrollmålt etter ramming. Vi har ikke kunnet påvise setninger på noen av de målte punkter.

3. Konklusjon.

Forsøket viste at dynamisk dypkomprimering er en brukbar metode for det aktuelle prosjekt. De rystelser metoden medfører er så små at de ikke gir fare for skader på nabobygg.

Dersom man bruker fast forbindelse mellom loddet og løftewiren vil dette medføre store påkjenninger på kran og wiretrommel. For et utstyr som det vi benyttet i forsøket er det derfor en forutsetning at man konstruerer en utløserkrok slik at loddet kan slippes fritt.

Minde den 6.mai 1981

Arvid Veseth

Arvid Veseth

Vedlegg: Skisse av forsøk, dynamisk dypkomprimering.

Foto av forsøket.