

**AIS
GEOTEAM**



NO:i3

Rapport 5089.01

Oslo, 19.9.1977

GRUNN- OG FUNDAMENTERINGSFORHOLD FOR
NYTT PVE-BYGG, JOTUN FABRIKKER
ALNABRU

FOR JOTUN FABRIKKER

Overf. kartv. se forbering Gedeam 1198

A/S GEOTEAM

Hovedkontor
Wdm. Thranesgt. 98, Oslo 1 - Telf. (02) 379785
Tlx. 18489 gt n

Grunn- og fundamenteringsforhold
for nytt PVE-bygg,
Jotun fabrikker Alnabru.

for Jotun fabrikker.

INNHold

Innledning - Prosjekt.....	Side	1
Tidligere undersøkelser.....	"	1
Felt- og laboratoriearbeider.....	"	2
Topografi og grunnforhold.....	"	2
Setningsregistreringer.....	"	4
Fundamenteringsforhold.....	"	5
<u>Stabilitet</u>	"	5
<u>Bæreevne</u>	"	6
<u>Setninger</u>	"	7
Fundamentering.....	"	7
Alt. 1 : Direkte fundamentering - enkeltfundamenter.....	"	7
Alt. 2 : Direkte fundamentering - helstøpt betongplate.....	"	9
Alt. 3 : Fundamentering på peler til fjell.....	"	9
Oppfølgings- og kontrollarbeider.....	"	10
Konklusjon og sluttbemerkning.....	"	10

BILAG OG TEGNINGER

- Bilag 1 : Borprofil.
- Bilag 2 : Vinge boring.
- Bilag 3-5 : Ødometerforsøk.
- Bilag 6 : Spenningsfordelingsdiagram.

Tegning nr. 5089-1 : Situasjonsplan med borpunkt plassering M 1:200.
Tegning nr. 5089-2 og 3 : Profil 1 og 2 stabilitetsberegning, M 1:100.
Tegning nr. 5089-4 : Profil 3, M 1:200.
Tegning nr. 5089-5 : Setningsregistrering.
Tegning nr. 5089-6 : Piezometerregistreringer.

INNLEDNING - PROSJEKT

Vårt firma har utført grunnundersøkelser for PVE-bygg på Jotun malingfabrikkers fabrikkområde, Alnabru. Arkitekt for byggeprosjektet er MNAL Rolf Ramm Østgaard og byggeteknisk konsulent Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.

Bygget vil bli et én etasjes lager/verkstedbygg uten kjeller, men med delvis mezzaninetasje og vil medføre moderate grunnbelastninger.

På den aktuelle tomten står det nå en gammel 2 etg. trebygning - "mølla" - med tilbygg.

Etter befaring av tomten den 10/8 d.å. ble det tidligere planlagte o.k. gulv på kt. + 93,5 opprettholdt da dette nivå vil korrespondere bra med den omkringliggende bebyggelse.

Det prosjekterte bygg er fremhevet med skravur på situasjonsplanen, tegning nr. 5089-1. Bebygget areal blir ca. 35 x 41 m = ca. 1.450 m².

TIDLIGERE UNDERSØKELSER

Vårt firma har også tidligere, fra ca. 1966, utført en rekke geotekniske undersøkelser for den eksisterende fabrikkbebyggelse og boringene fra disse er angitt på situasjonsplanen. Likeledes er en vingeoring utført av N.S.B., geoteknisk kontor i august i forbindelse med omlegging og heving av jernbanesporene nær inntil fabrikkområdet tatt med på situasjonsplanen, da en del av borresultatene herfra er benyttet ved våre stabilitetsberegninger av jernbanefyllingen.

I forbindelse med registrering av skjevsetninger på gammel spredfabrikk etter bygging av ny spredfabrikk, som ble fundamentert på peler, ble det i januar 1974 montert en presisjonssetningsmåler som viste en relativt jevn setningsutvikling med setninger i størrelsesorden 1,2 cm/år.

På bakgrunn av dette er det i forbindelse med det herværende byggeprosjekt satt ned 4 stk. presisjonssetningsmålere for kontroll av størrelsen av pågående setninger i det fremtidige bygg's hjørnepunkter.

FELT- OG LABORATORIEARBEIDER

Feltarbeidene for denne undersøkelsen ble foretatt i to perioder i tiden 27.6 - 12.7 og 15 - 23.8 d.å. Det er utført én vinge boring til stort dyp og tatt opp én prøveserie med uforstyrrede prøver for laboratorieanalyser. Videre er det satt ned to piezometere til henholdsvis 10 m og 18 m dybde under terreng for registrering av poretrykket i den mektige kvikkleireavsetningen her.

Som tidligere nevnt er 4 presisjonssetningsmålere ført ned til fjell nær byggets hjørnepunkter. Disse arbeidene har vært tidkrevende da fjelldybden innenfor området er opptil 38 m.

Alle terrenghøyder for borpunkter og instrumentinstallasjoner er nivellert med utgangspunkt på kumlokk med rist på kt. 92,23 mellom laboratoriebygget og vaktstua. Dette er også utgangspunktet for de terrengprofiler 1 og 2, tegning nr. 5089-2 og 3 som er opptatt for stabilitetsberegningene samt lokaliseringen av kt. 93,2 som planlagt arronderingsnivå innenfor tomten. Laboratorieundersøkelsene har foruten rutineforsøk omfattet 3 ødometerforsøk for bestemmelse av løsmassenes setningsegenskaper (kompressibilitet). Resultatene av disse er sammenstilt i spenningsfordelingsdiagrammet, bilag 6.

TOPOGRAFI OG GRUNNFØRHOLD

Byggeområdet for det aktuelle PVE-bygg ligger på det eksisterende fabrikkområdet langs foten av jernbanefyllingen for sporet til Alna stasjonsområde. Denne fyllingen som nå har en total høyde fra opprinnelig terreng opp til spor på ca. 5-6 m ble fylt opp samtidig med byggingen av ny spredfabrikk ved Alf Bjerkes fabrikk. I forbindelse med etablering av nybygget må den nuværende bebyggelse "Mølla", Celluloseskuret og Maskinhuset rives og høyspentkabelen som nå går gjennom byggeområdet omlegges.

Som det fremgår av profilene består jomfrulig grunn, utenom eksisterende bygg og asfalterte plasser, av et lag fast tørrskorpeleire og fyllmasser ned til ca. 3-5 m under terreng. Fra denne dybde finnes leire med avtakende fasthet til ca. 20-25 m under terreng hvor fastheten igjen øker noe mot fjell.

I forbindelse med etableringen av de fire presisjonssetningsmålerene nær det prosjekterte byggets hjørnepunkter er fjelldybden her registrert til ca. 25-30 m i vest langs byggets side mot gårdsplassen, og ca. 28-37 m langs siden mot jernbanelinjen. Prøveserien og vinge boringen ved byggets sydøstre hjørne som ble utført ved den herværende undersøkelse, sammenholdt med tidligere borer, viser god overensstemmelse.

Leireavsetningen under tørrskorpelaget er meget homogen med et vanninnhold, w , på ca. 30-35% og romvekt, γ , på $1,96 \text{ t/m}^3$.

Ned til ca. 13-15 m under terreng må leiren karakteriseres som bløt til middels fast og sensitiv, men ikke kvikk. Skjærfastheten, s_u , ligger her på $2-2,5 \text{ t/m}^2$ og sensitivitet, s_t , rundt 25.

Fra ca. 15 m under det opprinnelige terreng og ned til fjell finnes bløt til middels fast kvikkleire. Nærmest fjell er det på steder antydning til et tynt lag av morenemateriale.

Grunnvannstanden er målt til 1,80 m under terreng i undersøkelsesperioden juli/ august d.å.

For vurdering og kontroll av poretrykkene i leireavsetningen, er det installert to piezometere med manometeravlesning til henholdsvis 10 og 18 m under terreng. Poretrykksfordelingen ut fra måleresultatene er lagt inn på bilag 6 som representerer spenningstilstanden i grunnen ved byggets sydøstre hjørne.

Det er registrert et betydelig poreovertrykk $u \sim 4 \text{ t/m}^2$ i forhold til hydrostatisk vanntrykk i piezometeret med filter i 10 m dybde, og et noe mindre poreovertrykk $u \sim 2,5 \text{ t/m}^2$ i 18 m dybde under terreng.

Disse resultater indikerer at det etter all sannsynlighet pågår konsolideringssetninger, i første rekke som følge av at grunnen her ble betydelig pålastet ved oppfyllingen for jernbanen for ca. 8 år siden.

Setningsmålingene som senere er utført viser dessuten klart at setninger pågår i et område langs fyllingen.

Ødometerforsøkene som er utført på prøver i dybde under terreng henholdsvis 5,3 m, 8,3 og 15,2 m viser at leireavsetningen er normalkonsolidert og derfor er relativt setningsømfintlig ved påføring av den betydelige tilleggslast som jernbanefyllingen her representerer.

SETNINGSREGISTRERINGER

Etter oppføring av nytt Spredbygg for ca. 8-9 år siden samt oppfylling for jernbanelinjen langs fabrikkområdet, som tidligere nevnt, ble det snart observert setninger og sprekke-dannelser i overgangen mellom gammelt bygg som er såle-fundamentert og det nye bygget som ble fundamentert på peler.

I den forbindelse ble det satt opp en presisjonssetningsmåler ved det nordøstlige hjørnet av gammelt spredbygg med setningsregistrering fra 1974 som viste at grunnen her sank jevnt ca. 1,2 cm/år i den perioden målingene ble utført.

På bakgrunn av disse målinger ble det i forbindelse med undersøkelsen for det aktuelle PVE-bygg først satt ned 2 presisjonssetningsmålere langs jernbanelinjen. Disse er avlest siden 15/7 d.å. og viser samme setningstendens som den tidligere måler med en setning i størrelsesorden 1,0 mm/mnd. dvs. ca. 1,2 cm/år. Sammenholdt med de tidligere setningsregistreringer fra 1974 tyder dette på at setningshastigheten ikke viser merkbar avtakende tendens i løpet av de ca. 3 år som er gått siden setningsregistreringen tok til.

Våre beregninger av setningenes tidsforløp på grunnlag av ødometerforsøkene samt betraktninger av setningsårsakene, poretrykkobservasjonene og dreneringsmuligheter for den mektige leireavsetningen indikerer at det vesentligste av setningene vil være unnagjort i løpet av ca. 25 år fra nå. Til den tid kan totalsetningene på delen av bygget nærmest jernbanelinjen forventes å ligge i størrelsesorden 20-25 cm.

Etter befaring på byggeplassen med orientering av byggherre, arkitekt og konsulenter ble det besluttet å sette ned ytterligere 2 presisjonssetningsmålere nær byggets vestligste hjørner. Avlesningene av disse startet 23. august og resultatene til denne tid tyder på at det ikke pågår målbare setninger av grunnen i denne avstand fra jernbanefyllingen.

Det er ikke mulig å bestemme fordelingen av setningsstørrelsene innenfor det fremtidige byggeområdet ut fra dataene fra målingene som nå utføres, men det er grunn til å anta at setningenes 0-linje ligger noe inn i bygget, og kanskje så mye som 1/3 inn, dvs. ved ca. akse C.

FUNDAMENTERINGSFORHOLD

Stabilitet.

Som det fremgår av profil 1 og 2, tegning nr. 5089-2 og 3 går NSB jernbanespor på en ca. 5-6 m høy fylling forbi det planlagte byggeområdet. Bygget vil ligge langs fyllingsfoten av skråningen i en strekning på ca. 40 m og byggets nordøstre hjørne vil skjære ca. 2-3 m inn i fyllingen.

Etter utsetting av byggets hjørnepunkter i marken og nivellering av disse er gulvhøyden satt til kt. 93,5 og arronderingshøyden for eventuell gulvkonstruksjon med gulv på grunn satt til kt. 93,2. Denne høyden på nuværende terreng er også angitt omtrentlig på situasjonsplanen.

Som det fremgår av profilene må det eksisterende terreng fylles opp ca. 1-1,5 m i byggets sydligste del mens det blir en ubetydelig utgraving for å nå arronderingsnivået i den nordlige del med unntak av byggets nordøstlige hjørne der det på et lokalt parti blir en utgraving på ca. 2-2,5 m inn i foten av jernbanefyllingen.

Vi har inngående vurdert stabiliteten mot utglidning av jernbanefyllingen i de to profilene ut fra de innhentede bordata og er kommet frem til følgende sikkerheter mot utglidning på s_u -basis :

Tilfelle		Profil 1	Profil 2
1) Nuværende tilstand	$F_1 =$	1,05	1,20
2) Bygge tilstand	$F_2 =$	1,15	1,10
3) Permanent tilstand	$F_3 =$	1,20	1,20

Tatt i betraktning at de kritiske glidesirkler er så dype at de når ned i kvikkleiren må sikkerheten mot glidning betegnes som lav både i nåværende og permanent tilstand etter bygging, men vil bli noe forbedret etter byggingen.

Utgravingen for byggets nordøstre hjørne må imidlertid passes inn i fremdriftsplanen slik at denne står utgravd kortest mulig tid før grunnen her pålastes av gulvkonstruksjon og bygningslaster.

Spesielt vil vi gjøre oppmerksom på at stabiliteten av jernbanefyllingen nå vies den største oppmerksomhet dersom man av setningsmessige årsaker er nødt til å gå til pelefundamentering av det aktuelle bygget.

Eventuell peleramming gjennom et mektig kvikkleirelag i foten av den relativt høye fyllingen her vil kreve inngående geotekniske kontrollarbeider med ytterligere poretryks- og setningsobservasjoner da faren for utglidning kan bli stor ved slike arbeider.

Vi vil komme tilbake til inngående retningslinjer for slike arbeider dersom dette fundamenteringsalternativ skulle bli aktuelt.

Bæreevne.

Som tidligere angitt består den øvre del av opprinnelig grunn av et fast lag av tørrskorpeleire ned til ca. 3-5 m.

Ved en direkte fundamentering på kvadratiske enkeltfundamenter i tørrskorpen kan benyttes et tillatt fundamenttrykk $q_1 = 12 \text{ Mp/m}^2$ og tillatt kanttrykk $q_2 = 16 \text{ Mp/m}^2$. Det forutsettes her at fundamentene plasseres så grunt at det er min. 2 m tørrskorpe under alle fundamenter. Tillatt last på langstrakte fundamenter kan settes til $q = 10 \text{ Mp/m}^2$.

Ved beregningene er forutsatt at det rundt fundamentene tilbakefylles med ca. 0,5 m lettklinker og 0,5 m ordinære fyllmasser.

Setninger.

Resultatet av de tidligere utførte samt de pågående presisjons setningsmålingene som er utført i løpet av de siste ca. 2 mndr., viser den ganske entydige tendens til setninger i størrelse 1,0 mm/mnd. for eksisterende terreng i det nærmeste området langs fyllingsfoten for jernbanen.

Målingene (måler III og IV) inne på gårdsplassen som ligger i en avstand av ca. 50 m fra foten av fyllingen tyder ikke på at det er pågående setninger her.

Ved en eventuell direkte fundamentering må det på grunnlag av setningsregistreringene forventes betydelige differansesetninger over lang tid på bygget.

Sammenliknet med setningsregistreringene på gammelt spredbygg som ble utført i 1974/76 tyder ikke de pågående målingene på merkbar redusert setningshastighet og vi vil som tidligere angitt antyde at setninger av betydelig størrelse kan pågå i ca. 25-30 år fra i dag. Differansesetningene kan således komme opp i ca. 20-25 cm i løpet av denne tid.

Den sydvestligste del av tomten ligger inntil ca. 1 m lavere enn arronderingsnivået på kt. 92,2 og dette området bør fylles opp med lett-betong avfall, som har en egenvekt på det halve av ordinære fyllmasser, for å minimalisere setningene på dette området.

FUNDAMENTERING

Direkte fundamentering - enkeltfundamenter.

Dette vil være den enkleste og langt rimeligste fundamenteringstekniske løsningen dersom de betydelige differansesetningene som bygget etter hvert vil bli påført kan aksepteres.

Dersom de bygningstekniske forhold m.h.t. setningene kan ivaretas, så som en konstruksjon som er i stand til å oppta bevegelsene, eventuelt et system som kan justeres for de angitte setningsstørrelser, vil fundamenteringen etter dette alternativ ventelig ikke by på ytterligere geotekniske problemer eller konsekvenser.

Fundamentene bør plasseres grundt, fundamentnivå på kt. 92,2 - 92,5 vil være ideelt. De må gis tilstrekkelig frostisolering for å forebygge teleskader da byggegrunnen består av middels telefarlig materiale.

Med anlegg på fundamentene for yttervegger skal det støpes en ringmur av betong. Fundamenter og ringmur bør isoleres med løs lettklinker som er et lett materiale å arbeide med.

Et samarbeide med den byggetekniske konsulenten om detaljene i utførelsen av fundamentkonstruksjonenes frostisolering er ønskelig.

Det henvises for øvrig til side 6, kap. om bæreevne, for størrelsen av de tillatte fundamentlaster.

Ved denne fundamenteringsløsningen vil gulv på grunn være den hensiktsmessige konstruksjon. Avhengig til en viss grad av størrelsen på de nyttelaster som blir påført vil gulvet synke sammen med de øvrige fundamenter og opprettingsarbeider i løpet av en 10-års periode må påregnes.

Som gulvkonstruksjon på grunn vil vi her anbefale et 20 cm kapillærbrytende dremslag av velgraderte grusmasser direkte på arronderingsplanum. På gruslaget legges et fuktsperresjikt av 0,2 mm plastfolie, og 10 cm gulv støpes. Som isolasjon i gulv kan nyttes 5 cm isoporplater som legges mellom fuktsperresjiktet og betonggulvet.

Utgraving for fundamenter og ledninger vil foregå i fast tørrskorpeleire og det kan graves ut inntil 2,0 m dybde med loddrette sider uten avstivning.

Ved eventuelle utgravinger inntil 3,5-4 m må det graves ned skråningshelning 2:1 eller slakere. Dype grøfter parallelt med jernbanefyllingen kan ikke tillates uten etter en gjennomgåelse av planene.

Direkte fundamentering - helstøpt betongplate.

Dette fundamenteringsalternativ vil ventelig ikke medføre særlig reduserte setninger sammenliknet med alternativ 1, enkeltfundamenter. Setningsfordelingen vil imidlertid bli jevnere og gulvkonstruksjonen vil følge byggets bevegelser slik at sprekke-dannelser mellom konstruksjonene ikke oppstår.

Kostnadmessig vil dette alternativ falle noe dyrere ut enn alt. 1 hva gjelder anleggskostnader, men vil ventelig medføre mindre reparasjonskostnader i fremtiden.

Fundamentering på peler til fjell.

Dersom de forventede setninger på et bygg fundamentert i løsmasseavsetningen ikke kan aksepteres må bygget settes på peler til fjell.

Dette vil bli det langt dyreste fundamenteringsalternativet med de grunnforhold som er påvist her.

Fjelldybden varierer fra ca. 25-40 m innenfor det aktuelle byggeområdet, og faren for utglidning ved peling langs foten av jernbanefyllingen er vurdert dithen at kun stålpeler med liten massefortrengning ved nedrammingen kan benyttes.

Under pelerammingsarbeidene må poretrykkene som settes opp i leireavsetningen kontrolleres kontinuerlig og pelearbeidene må eventuelt stanses i perioder dersom poretrykkene bli kritiske. Skjærfastheten, især i kvikkleirelaget, kan bli kraftig redusert dersom poretrykkene øker sterkt og stabiliteten mot utglidning kan som følge av dette bli kritisk.

Peletype må eventuelt velges senere etter beregning av nødvendig kapasitet for enkeltpelene, men HE-stålprofil vil ventelig være mest aktuell. HE-profilene har relativt stor lastkapasitet i forhold til tverrsnittet og den tilhørende massefortrengningen. Overflatearealet pr. løpemeter pel er derimot stort i forhold til massive stålprofiler. Påhengskreftene på pelen, som øker proposjonelt med pelenes overflateareal vil derfor bli adskillig større på HE-profiler og de må derfor påføres asfaltbelegg etter nærmere spesifikasjoner for å redusere disse. Skjøtingen av stålpeler og påsetting av fjellspiss er et tidkrevende og omstendelig arbeid som medvirker til at denne fundamenteringsløsningen vil falle svært kostbar.

Ved dette fundamenteringsalternativ kombinert med frittstående gulv vil bygget senere ikke bli berørt av de pågående terrengsynkninger.

Ledninger og andre konstruksjoner som danner forbindelse mellom løsmassene og bygget må vies spesiell oppmerksomhet og må beregnes å kunne oppta bevegelser mellom bygget og grunnen av den størrelsesorden som tidligere er antydning for setningene dersom de ikke føres inn i bygget lengst i nord.

Kostnadene for dette fundamenteringsalternativet har vi på det nåværende stadium av prosjekteringen liten mulighet å oppgi tall med rimelig grad av sikkerhet for. Ut fra tidligere erfaring med kostnader for pelearbeider til tilsvarende dybder som her vil er antydning at dette alternativ vil medføre en merkostnad på ca. kr. 700 - 900.000,- eksklusiv merverdiavgift i forhold til alternativ 1.

OPPFØLGINGS- OG KONTROLLARBEIDER

Vi vil nå samarbeide med byggeteknisk konsulent om den videre vurdering for valg av fundamenteringsløsning og eventuelt utarbeide nærmere retningslinjer for utførelsen av fundamenteringsarbeidene.

Vi vil spesielt påpeke nødvendigheten kontrollarbeidene ved en pelefundamentering.

KONKLUSJON OG SLUTTBEMERKNING

Den aktuelle tomten ligger i foten av jernbanefyllingen langs fabrikkområdet og den beregningsmessige lave sikkerhet mot utglidning samt de pågående setninger av byggområdet nærmest fyllingen medfører geotekniske problemer for fundamenteringen av bygget.

Vi er på grunnlag av disse forhold kommet frem til 3 alternative fundamenteringsløsninger med store kostnadsforskjeller.

	<u>Fundamenteringsmåte</u>	<u>Fordel/konsekvens</u>
Alt. 1	Direkte fundamentering - enkeltfundamenter.	Rimeligst, rask og enkel utførelse. Vil medføre relativt store differensetninger på bygget. Primær-setningene vil ventelig være ferdige i løpet av 25-30 år og reparasjonsoppføringsarbeider må påregnes.
Alt. 2	Direkte fundamentering - helstøpt betongplate.	Noe dyrere, enkel utførelse. Noe gunstigere m.h.t. differensetninger og sprekke dannelse i bygget.
Alt. 3	Stålpeler til fjell	Kostbart, komplisert og tidkrevende. Ingentingsskader på bygget senere.

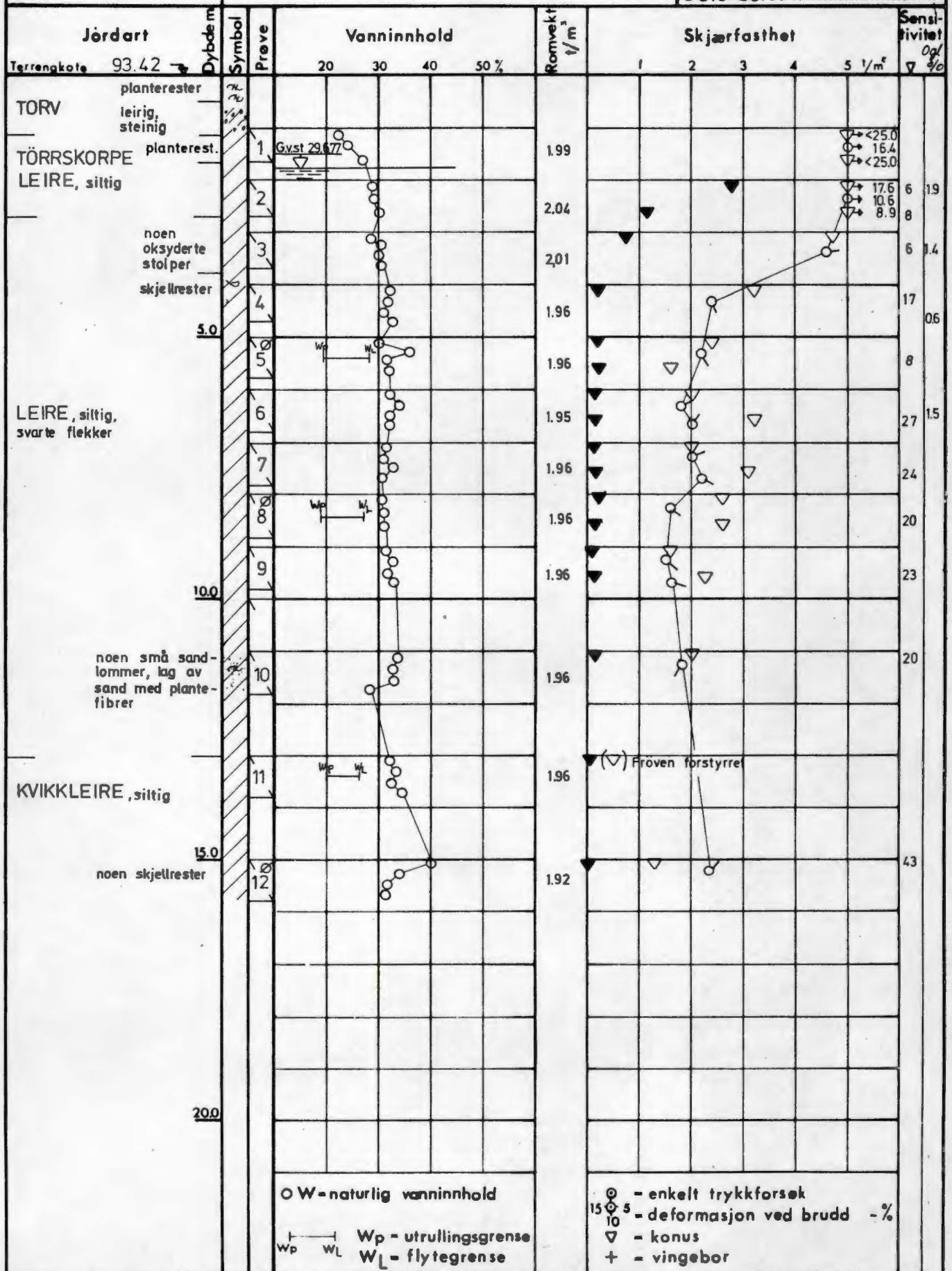
Det forutsettes at denne rapport benyttes i samarbeide med oss under de videre prosjekteringsarbeider for fundamenteringen av det aktuelle bygget.

Oslo, den 19. september 1977
for A/S G E O T E A M

Egil N. Rolfsen

Knut Espedal

BORPROFIL



○ W - naturlig vanninnhold

W_p - utrullingsgrense
 W_L - flytegrense

⊙ - enkelt trykkforsøk
 15 ⊙ 5 - deformasjon ved brudd - %
 ▽ - konus
 + - vingebor

⊙ - ødometer P - permeabilitetsforsøk K - korntfordeling T - triaksialforsøk

Symboler:



Matjord



Fyllmasse



Leire



Silt



Sand



Grus

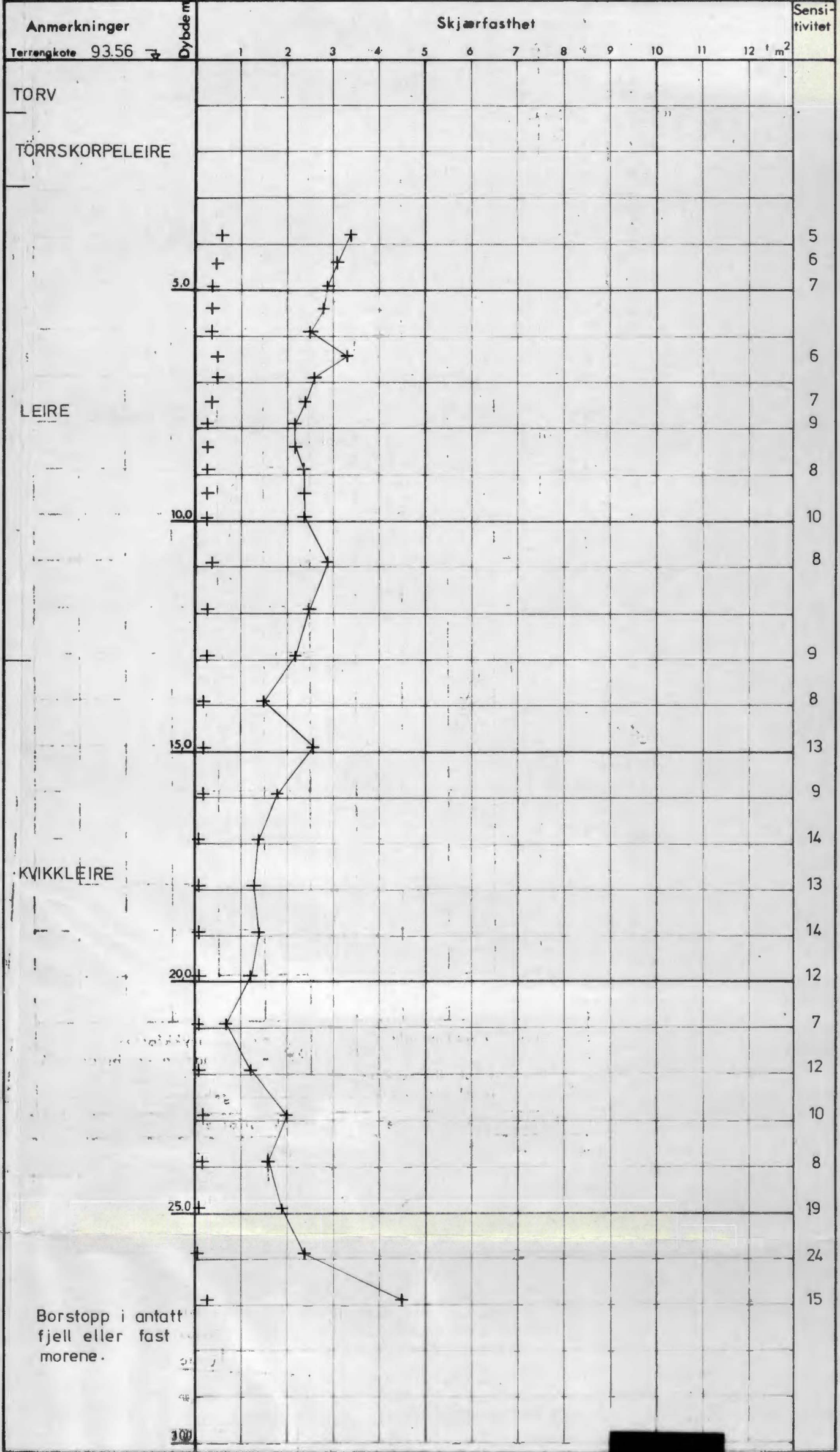


Torv

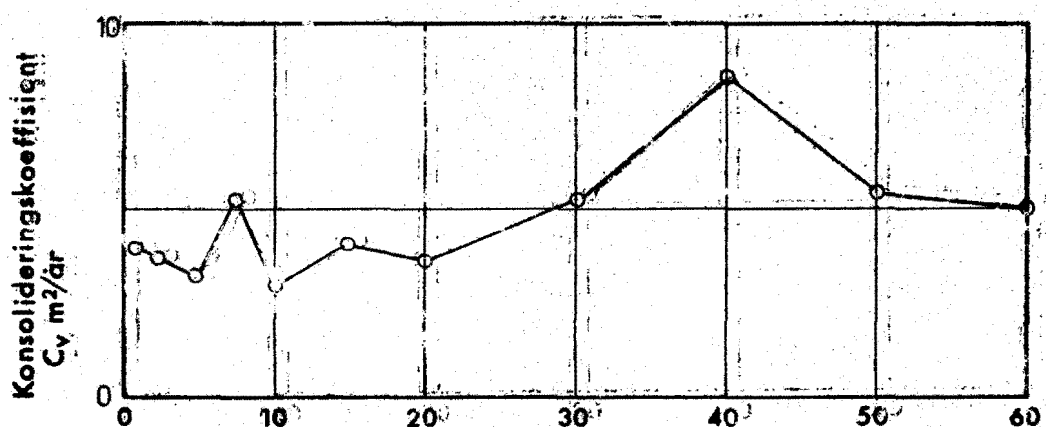
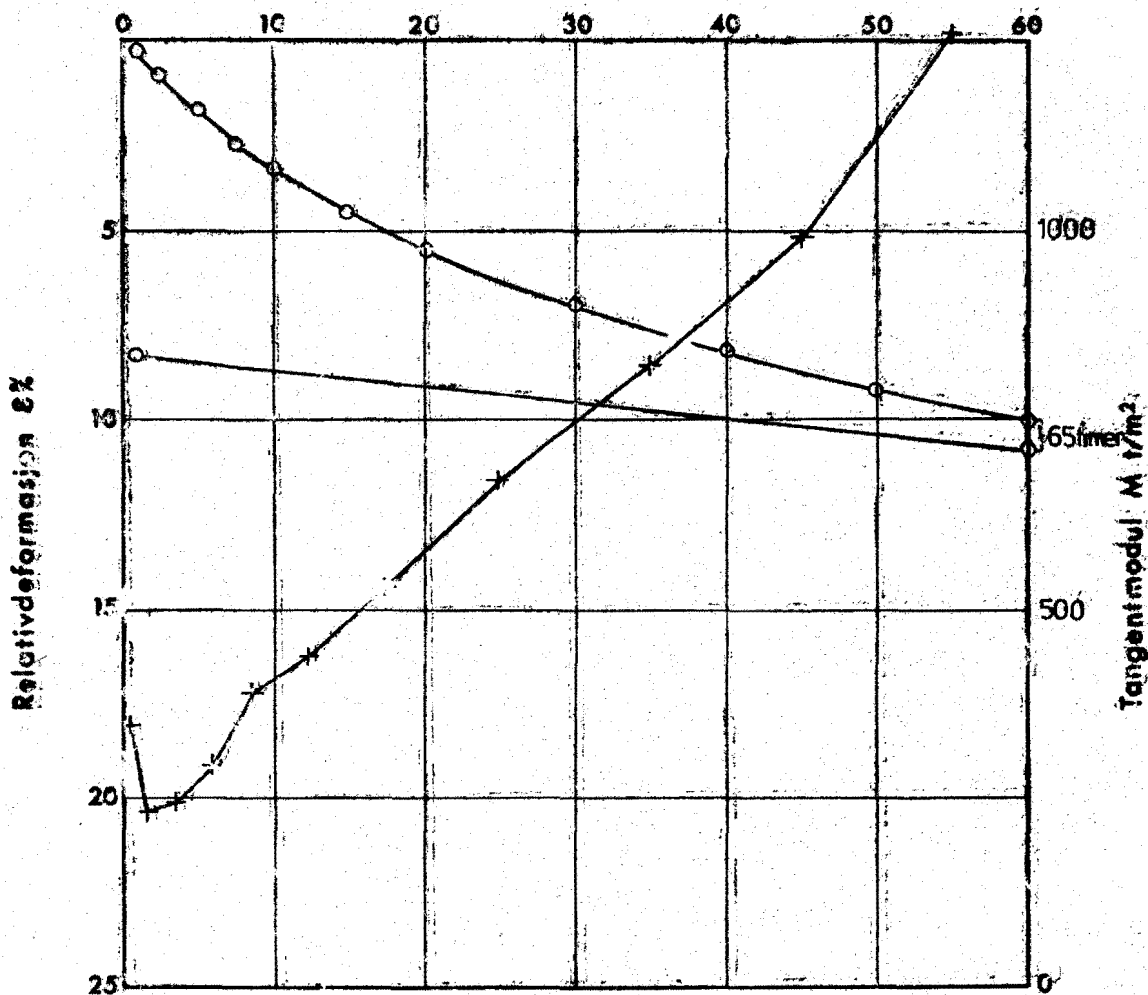


Gylje

VINGEBORING



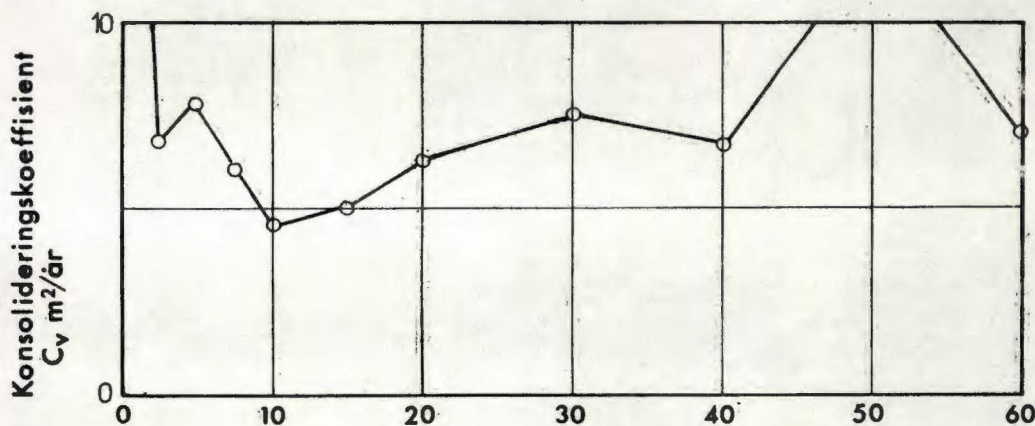
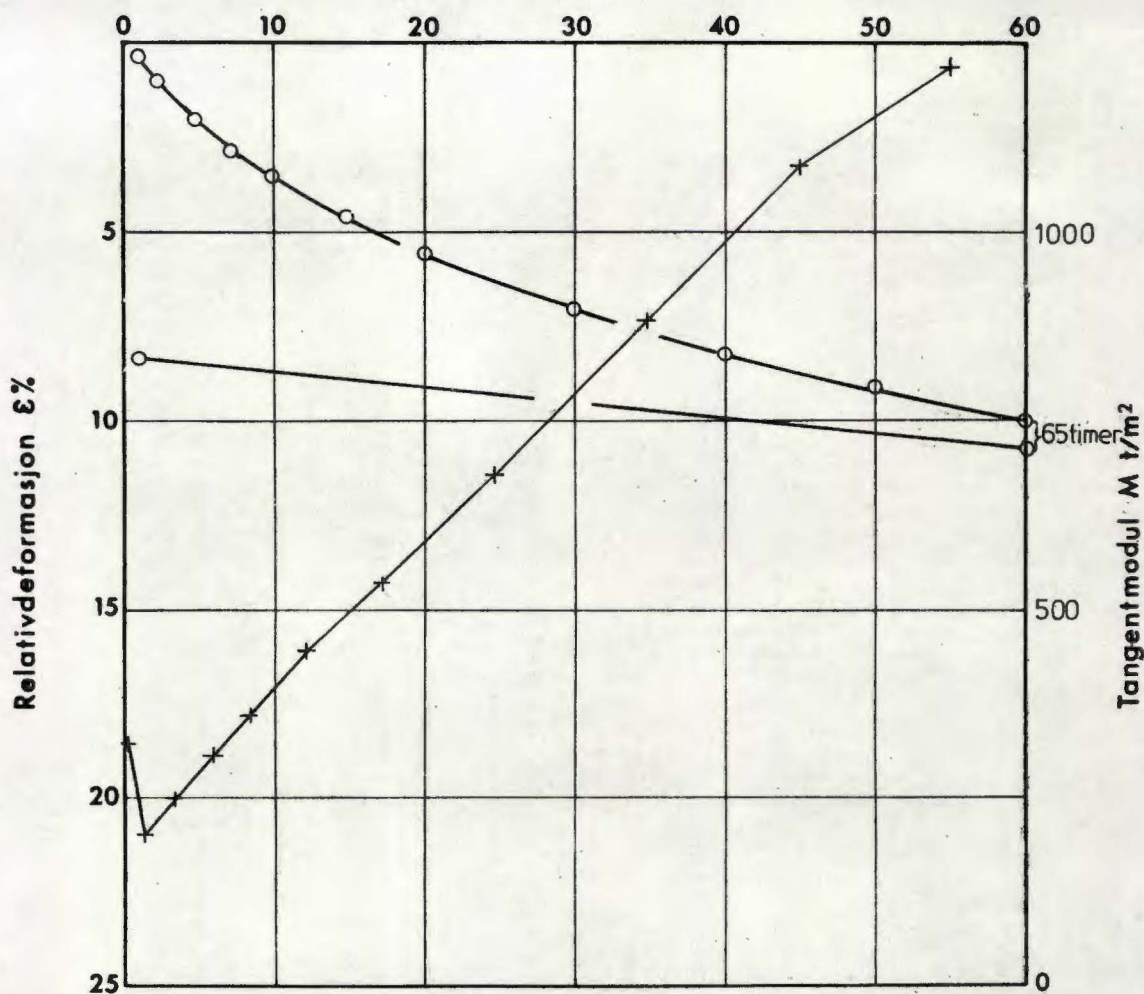
Effektiv vertikallastning σ'_{1/m^2}



Prøveserie: I Vanninnhold w : 32.0 %
 Prøve nr. : 5 Verf. eff. spenning p'_s : 7.0 t/m²
 Dybde : 5.30 m Prekons. spenning p'_c : 7.5 t/m²
 Trinntid : 30 min.

PVE-bygg 5089 JOTUN FABRIKKER, ALANDRU ØDOMETERFORSØK	DATO: 18.7.-77	TEGN. av: S.W
	GODT: <i>[Signature]</i>	
A. S. GEOTEKNI <small>ODOMETERFORSØK</small>		Bilag nr: 3

Effektiv vertikalbelastning $\sigma' t/m^2$



Prøveserie: I
 Prøve nr.: 8
 Dybde: 8.3 m
 Trinntid: 30 min.

Vanninnhold w : 32.5 %
 Verf. eff. spenning p'_o : 11.0 t/m^2
 Prekons. spenning p'_c : 10.0 t/m^2

PVE-bygg
5089 JOTUN FABRIKKER, ALNABRU

ØDOMETERFORSØK

A/S GEOTEAM
GEOTEAM AS

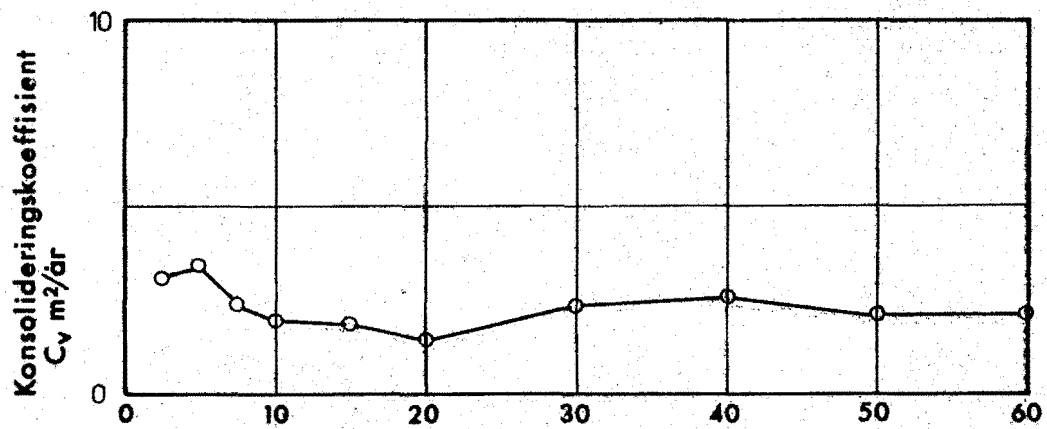
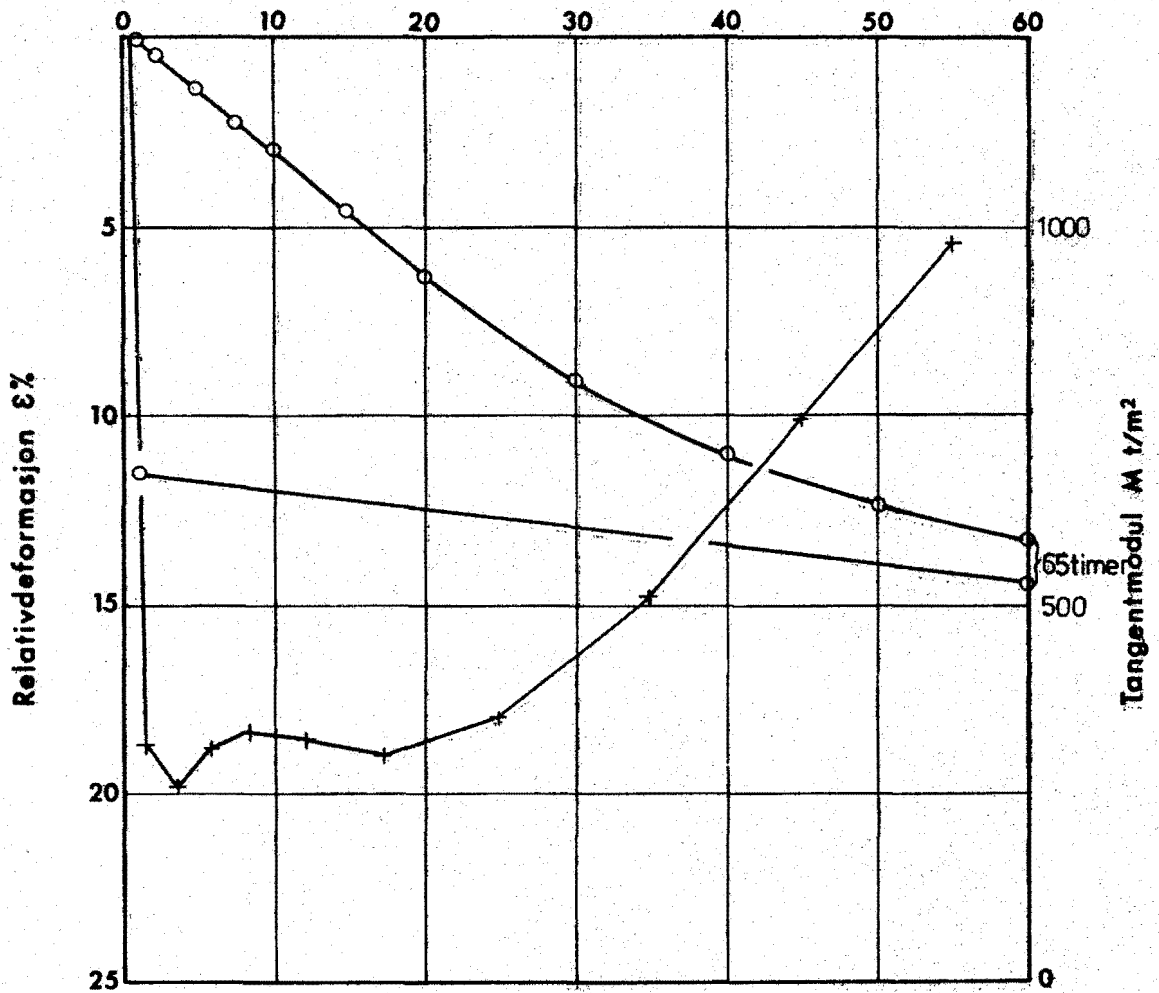
DATO: 18.7-77
TEGN. av: S.W

GODKJ: 2/7-77 K.E.

Bilag nr.

4

Effektiv vertikalbelastning $\sigma' \text{ t/m}^2$



Prøveserie: I
 Prøve nr.: 12
 Dybde: 15.2 m
 Trinntid: 30 min.
 Vanninnhold w: 38 %
 Verf. eff. spenning p'_0 : 16.6 t/m²
 Prekons. spenning p'_c : 15-17 t/m²

PVE-bygg
 5089 JOTUN FABRIKKER, ALNABRU
ØDOMETERFORSØK

DATO: 18.7.-77
 TEGN. av: S.W.

GODKJ: 20/7-77 K.E.

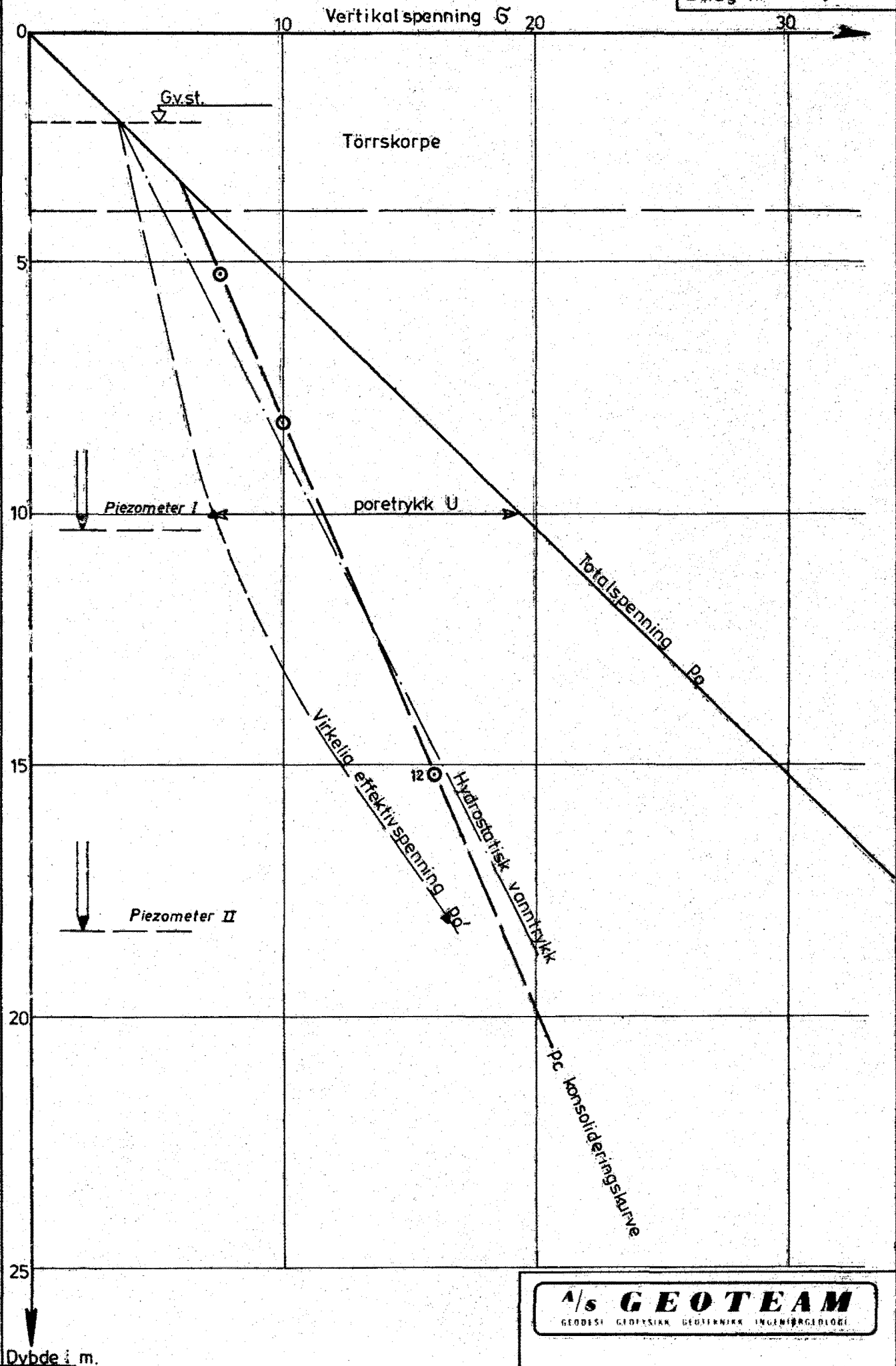
Bilag nr. 5

A/S GEOTEAM
 GEOTEKNIK GEOTEKNIK GEOTEKNIK INGENIØRBYGG

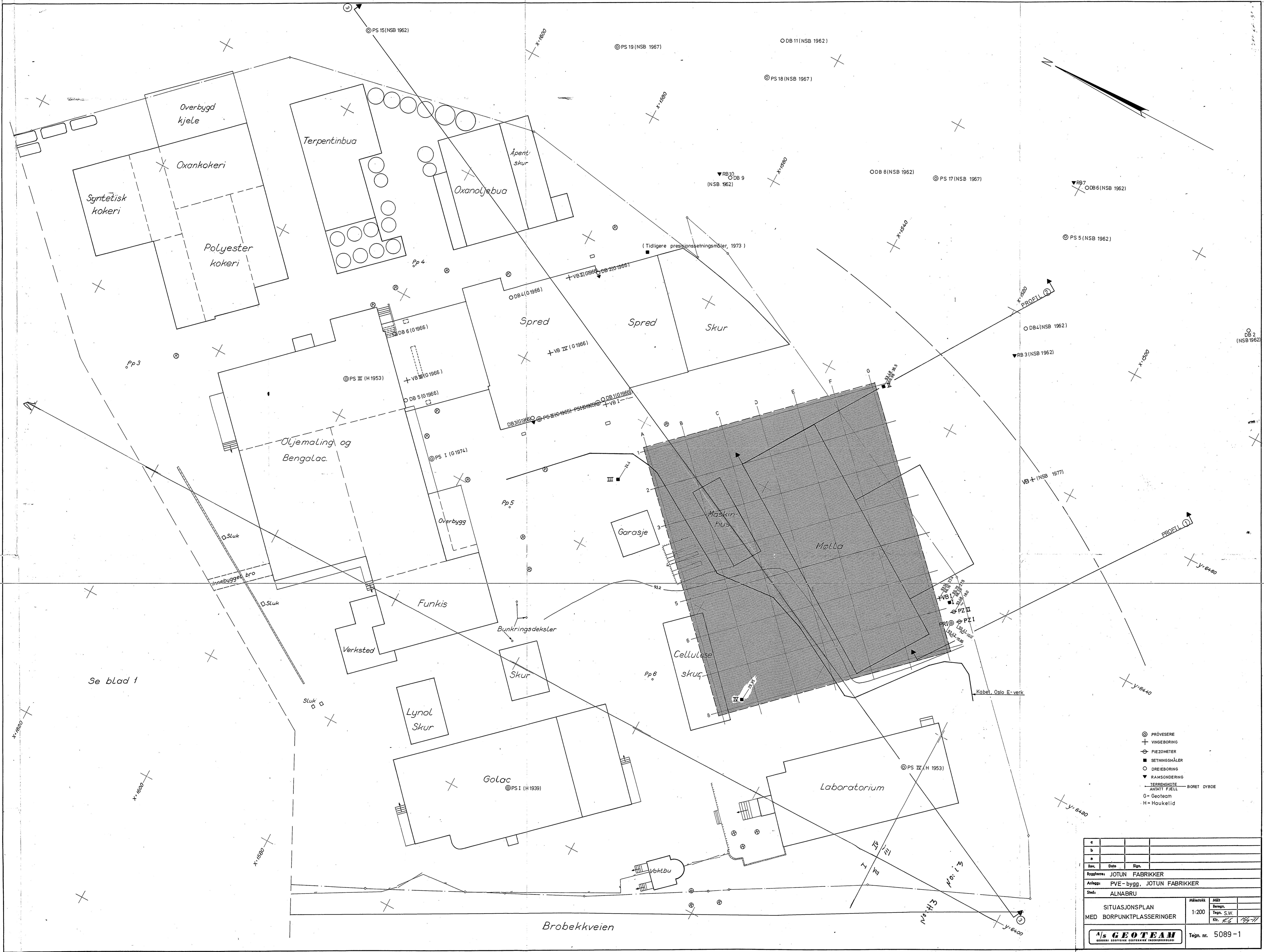
SPENNINGSFORDELING, PR I

Oppdr. nr: 5089/01

Bilag nr: 6



A/s GEOTEAM
GEODESI GEOTYSIAK GEOTEKNIKK INGENIØRGEOLØGI



Se blad 1

- ⊙ PRØVESERE
- + VINGEBORING
- ⊖ PIEZOMETER
- ⊕ SETNINGSMÅLER
- DREIBORING
- ▼ RAMSONDERING
- IERRENSKOTE
- ANTATT FJELL
- G = Geoteam
- H = Haukelid

c			
b			
a			
Dato		Sign.	
Byggherrens JOTUN FABRIKKER			
Anlegg: PVE-bygg, JOTUN FABRIKKER			
Sted: ALNABRU			
SITUASJONSPLAN		Målestokk	Mål
MED BØRPNKTPASSERINGER		1:200	Besegn.
		Tegn. S.W.	
		Kr. 2/2	1977
A/S GEOTEAM			Tegn. nr. 5089-1

PROFIL 1

VB
+(NSB 1977)

NSB
spor

ca. kt. 98.6

R ≈ 20 m

VBI
+
PRI
⊙

Kote
95

Kote
95

90

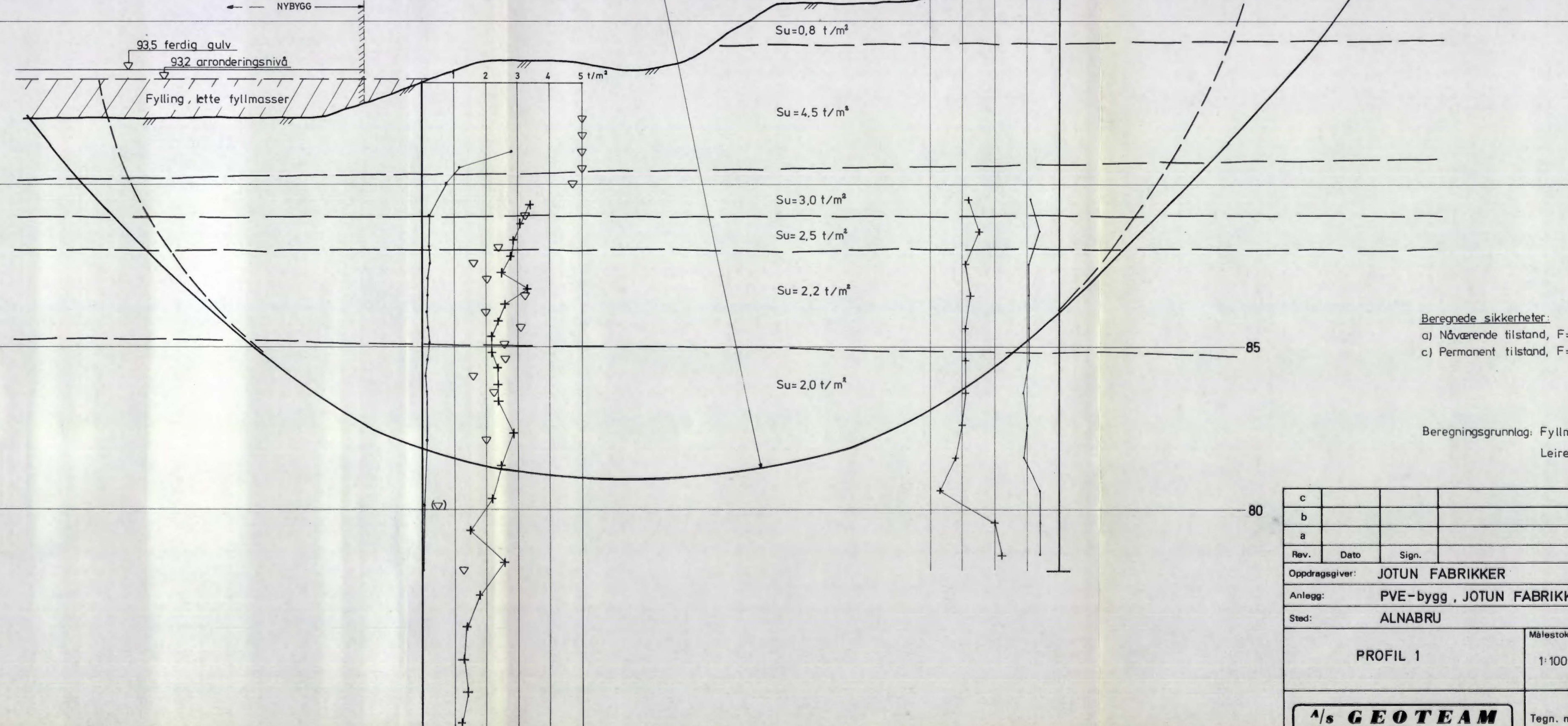
90

85

85

80

80



Beregnete sikkerheter:
a) Nåværende tilstand, F=1,05
c) Permanent tilstand, F=1,15

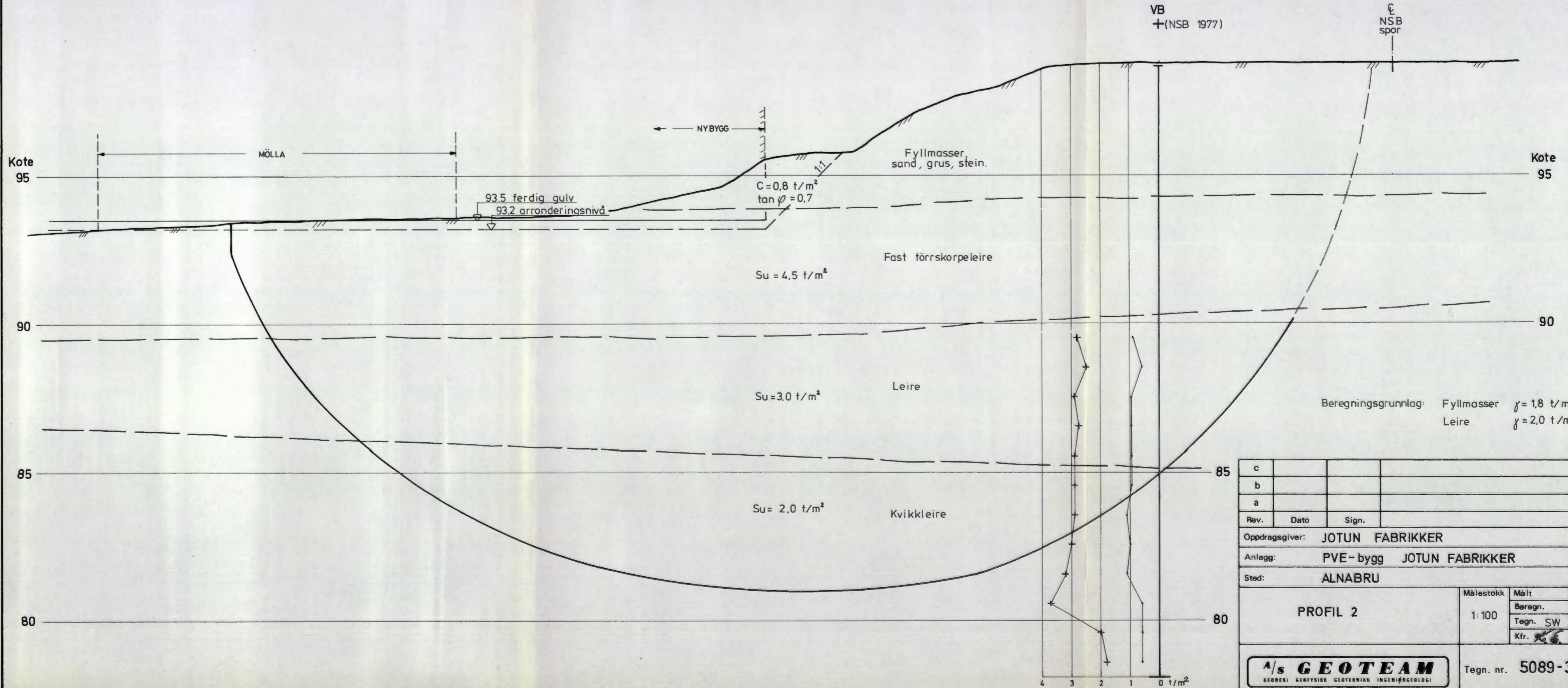
Beregningsgrunnlag: Fyllmasser $\gamma = 18 \text{ t/m}^3$
Leire $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$

c			
b			
a			
Rev.	Dato	Sign.	
Oppdragsgiver: JOTUN FABRIKKER			
Anlegg: PVE-bygg, JOTUN FABRIKKER			
Sted: ALNABRU			
PROFIL 1		Målestokk	Målt
		1:100	Beregn.
A/s GEOTEAM GEOTEKNIKK		Tegn. S.W.	18.8-77
		Kfr. <i>KE</i>	<i>SW</i>
Tegn. nr. 5089-2			

PROFIL 2

Beregnete sikkerheter:

- a) Nåværene tilstand, $F_1 = 1,20$
- b) Byggetilstand, $F_2 = 1,10$
- c) Permanent tilstand, $F_3 =$



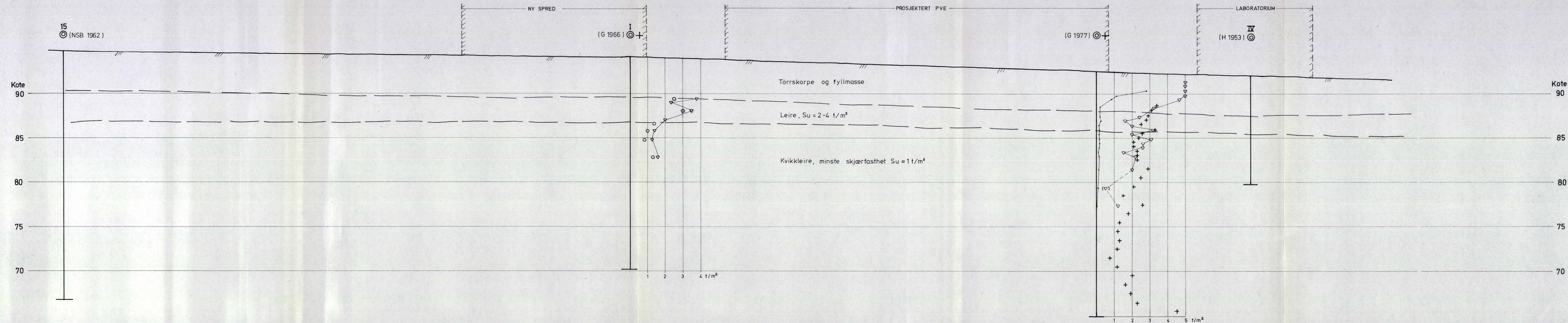
Beregningsgrunnlag: Fyllmasser $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
 Leire $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$

c			
b			
a			
Rev.	Dato	Sign.	
Oppdragsgiver: JOTUN FABRIKKER			
Anlegg: PVE-bygg JOTUN FABRIKKER			
Sted: ALNABRU			
PROFIL 2		Målestokk	Målt
		1:100	Beregn.
			Tegn. SW 18.8-77
			Kfr. <i>[Signature]</i> 18.8-77

A/s GEOTEAM
 GEOTEAM GEOTEAM GEOTEAM GEOTEAM

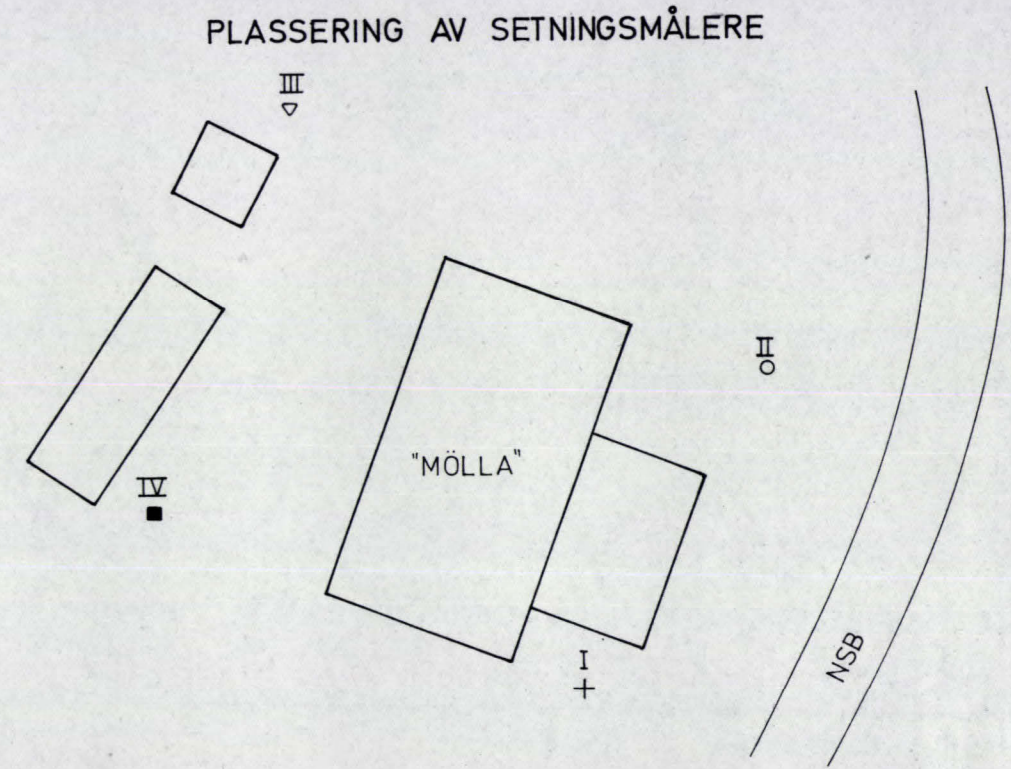
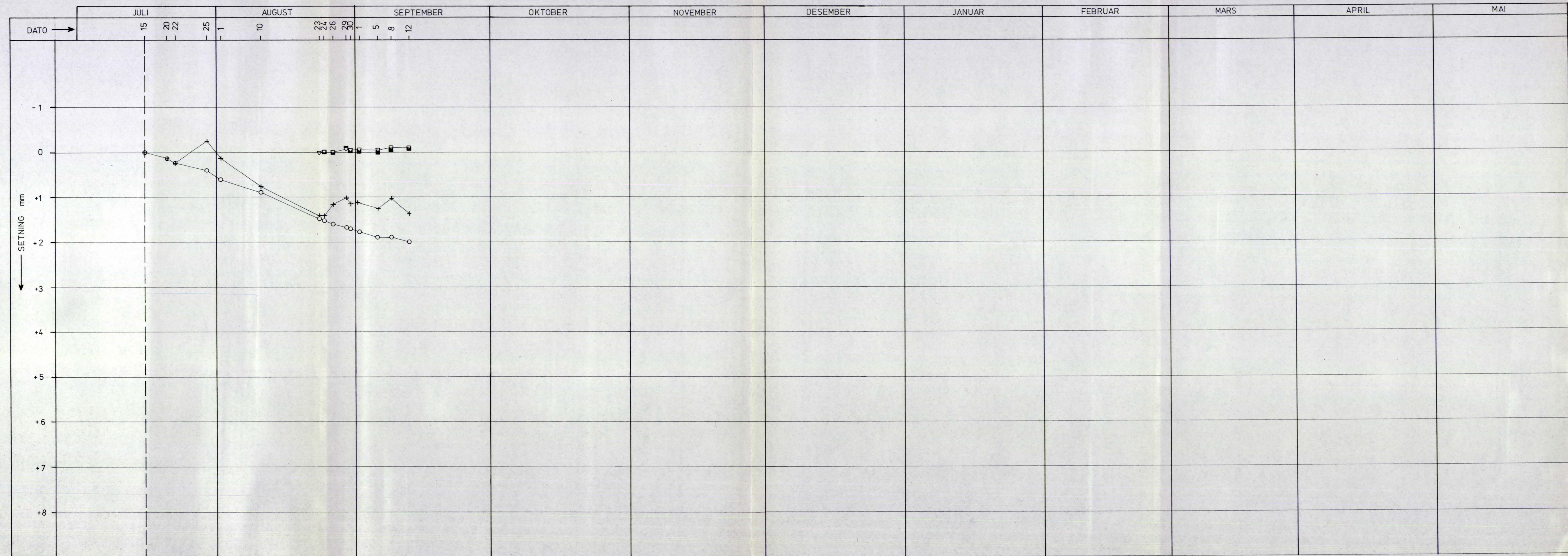
Tegn. nr. 5089-3

PROFIL 3

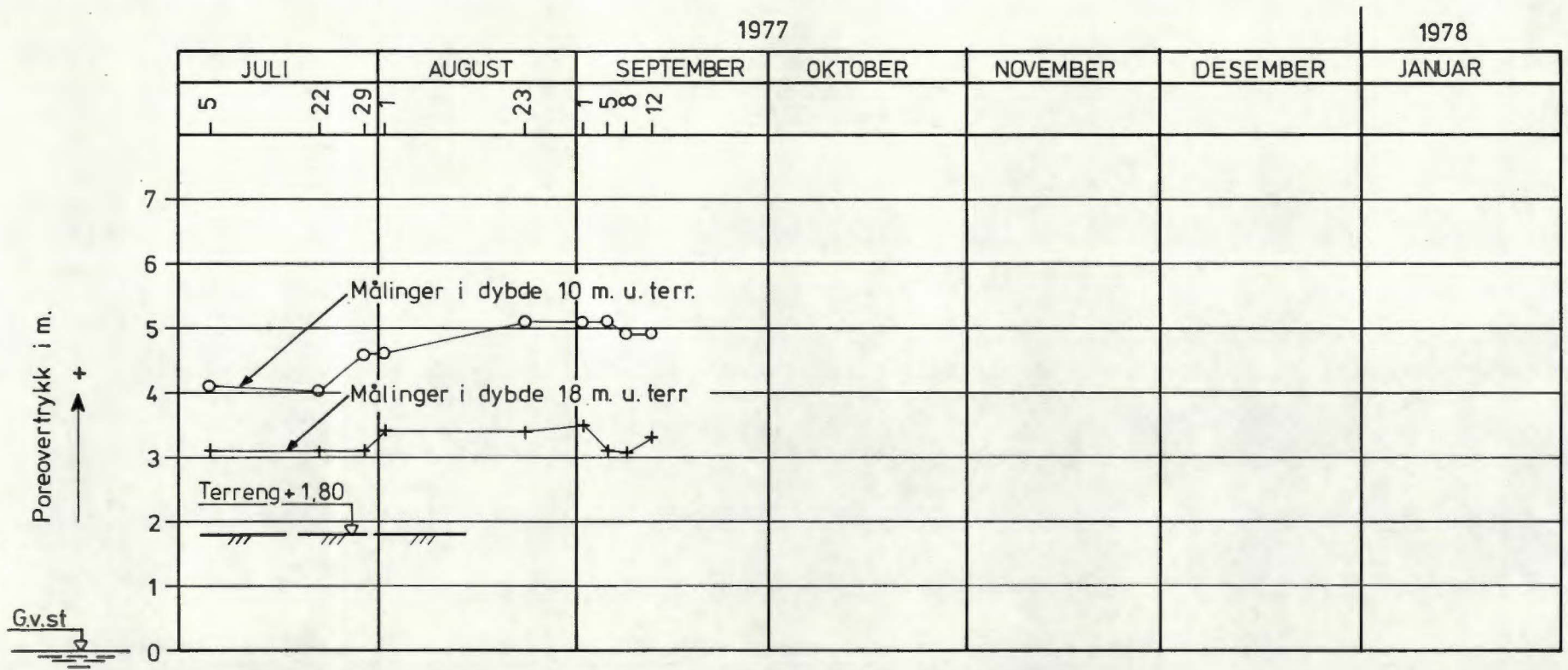


c			
b			
a			
Rev.	Dato	Sign.	
Oppdragsgiver: JOTUN FABRIKKER			
Anlegg: PVE-bygg, JOTUN FABRIKKER			
Sted: ALNABRU			
PROFIL 3	Målestokk	Målt	
		Beregn.	
		Tegn. S.W.	22. 8 -77
		Kfr. R.S.	15/9-77
A/s GEOTEAM GEODESI, GEOFYSIKK, GEOTERMIK, INGENIØRGEOTEKNIK			Tegn. nr. 5089-4

SETNINGSREGISTRERING



c			
b			
a			
Rev.	Dato	Sign.	
Oppdragsgiver: JOTUN FABRIKKER			
Anlegg: PVE-bygg, JOTUN FABRIKKER			
Sted: ALNABRU			
SETNINGSREGISTRERINGER	Målestokk	Målt	
		Beregnet	
		Tegn. S.W.	14. 9-77
		Kfr. N.E.	18. 9-77
A/s GEOTEAM GEODESI GEOFYSIKK GEOTEKNIKK INGENIØRGEOLOGI		Tegn. nr. 5089-5	



PIEZOMETERREGISTRERINGER

A/S GEOTEAM
 GEOTEKNIKK OG INGENIØRBYGGING

Oppdr. nr. 5089.01
 Tegn. nr. 6