

SIVILINGENIØR OLAF ABEL ENGH A.S

NYBYGG FOR STATENS HUS

STRØMSØ, DRAMMEN

GEOTEKNISK PROSJEKTERING

DESEMBER 1993



RAPPORT 930418-1

SIVILINGENIØR OLAF ABEL ENGH A.S
NYBYGG FOR STATENS HUS
STRØMSØ, DRAMMEN

GEOTEKNISK PROSJEKTERING

PÅ GRUNNLAG AV FORELIGGENDE DATA FRA TIDLIGERE GRUNNUNDER-SØKELSER KAN DET FASTSLÅS AT TOMTENS STABILITET ER TILFREDSSTILLENDE. DET ER IKKE VENTET AT PELERAMMING SKAL MEDFØRE NOEN STABILITETSFORVERRING AV BETYDNING I BYGGEPERIODEN.

DET ER FORESLÅTT Å FUNDAMENTERE BYGGET PÅ LANGE BETONGPELER OG ANGITT DIMENSJONERENDE BÆREEVNE FOR SVEVEPELER SOM FUNKSJON AV LENGDEN.

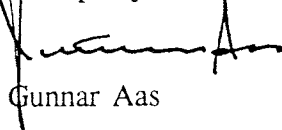
BYGGEGROPEN FOR KJELLEREN MÅ GRAVES UT INNENFOR EN VANNTETT SPUNT RAMMET GJENNOM TOPPLAGET AV SAND OG NED I LEIRE. FOR Å SIKRE UTGRAVNINGENS STABILITET MÅ DET FORETAS GRUNNFORSTERKNING UNDER GRAVENIVÅ MED KALK/SEMENT-PELER. DET ER UTARBEIDET FORSLAG TIL PROGRAM FOR SLIK JORDSTABILISERING, SAMT TIL DIMENSJONER FOR SPUNT, PUTER OG STIVERE ELLER STAG.

DEN FORETATTE DIMENSJONERING KAN LETT TILPASSES EN EVENTUELL UTVIDELSE AV KJELLEREN I BYGGETS LENGDERETNING. EN ØKNING AV UTGRAVNINGSDYBDEN PÅ MER ENN 0,1 - 0,2 M VILLE DERIMOT KREVE OMPROSJEKTERING.

En mer detaljert beskrivelse av de vurderinger og beregninger som ligger til grunn for denne rapport fremgår av etterfølgende avsnitt.

Høvik, 14. desember 1993

AKS-prosjekt as

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Gunnar Aas'.

Gunnar Aas

DETALJBESKRIVELSE	<u>side</u>
OPPDRAK	4
GRUNNFORHOLD	4
TOMTENS STABILITET	5
FUNDAMENTERING	6
UTGRAVNING AV BYGGEGROP	7
PRAKTISK UTFØRELSE AV GRUNNARBEIDER	9
SUPPLERENDE BORINGER/INSTALLASJONER	10

FIGURER

- 01 Borprofil, hull 1
- 02 Borprofil, hull 2
- 03 Bæreevne av svevende peler
- 04 Profil V med borerresultater
- 05 Stabilitet, s_u -analyse
- 06 System for innvendig avstivning
- 07 Prosjektert kalk-/sementstabilisering
- 08 Situasjonsplan

OPPDRAK

Etter oppdrag fra Sivilingeniør Olaf Abel Engh A.S er AKS-prosjekt as engasjert som geoteknisk rådgiver i forbindelse med en planlagt oppførelse av Statens Hus Drammen. Bygget vil bli liggende på Strømsøsidan like oppstrøms for sporområdet ved Drammen jernbanestasjon og skal ha 5-6 etasjer og delvis kjeller.

Oppdraget går ut på å vurdere tomtens totalstabilitet, samt foreta den nødvendige dimensjonering i forbindelse med fundamentering og grunnarbeider. Dette arbeid er i alt vesentlig basert på det kjennskap man har til grunnforholdene på den aktuelle tomt og naboeiendommer fra omfattende grunnundersøkelser som ble utført av Norges Geotekniske Institutt (NGI) mellom 1962 og 1973. Det er imidlertid foreslått supplerende undersøkelser av et visst omfang, dels for å klarlegge nærmere forhold av betydning for den praktiske utførelse av grunnarbeidene, og dels med henblikk på stabilitetskontroll i anleggstiden.

GRUNNFORHOLD

Grunnforholdene på tomten er utførlig beskrevet i NGI's rapport 61/64 "Grunnundersøkelser på Grønland 30, Norwegian Paper Mill, Drammen", datert 28.09.1962. Resultatene fra to serier uforstyrrede prøver, tatt med 54 mm stempelprøvetaker, er gjengitt på Fig. nr. 01 og 02. Videre viser Fig. 04 et profil, orientert gjennom det planlagte bygg og normalt på elvebredden (Fig. 08), med resultater av dreiesonderinger og vingeboringer.

Stort sett kan grunnforholdene beskrives som følger:

Terrenget på tomten er relativt flatt og ligger for en stor del på mellom kote + 1.6 og + 2.1.

Nærmest under terreng har man et 1-2 m tykt lag av fyllmasser bestående av sagflis, stein og grus. Innen dette dybdeintervallet vil man også måtte regne med gamle fundamenter og rester etter bygningskonstruksjoner.

Videre ned til kote ÷ 2 til ÷ 3 består grunnen av finsand med noe innhold av sagflis. Det foreligger ingen dokumentasjon av kornfordeling for disse massene.

Under sandlaget har man leire, ihvertfall til 25-30 m dybde, hvor boringene ble avsluttet. Leiren har et naturlig vanninnhold som avtar fra 45-50% like under sandlaget til 30-45% i 20-25 m dybde. Udrenert skjærstyrke avtar fra ca. 20 kPa (2 t/m²) nærmest under sandlaget til vel 10 kPa i 6-8 m dybde for så å øke jevnt til omkring 30 kPa i 20-25 m dybde. Leiravsetningen har stort sett en sensitivitet på 5-10.

Som det fremgår av Fig. 04 ble grunnvannstanden i finsandlaget registrert under borearbeidet i 1962 i nivåer varierende mellom kote + 0,4 og + 1,2. Man må regne med at grunnvannstanden endrer seg i takt med vannstanden i elva.

TOMTENS STABILITET

Det er foretatt en stabilitetsberegning basert på målt vingeorskjærstyrke og med resultater som vist på Fig. 05.

Lavest beregnede sikkerhetsfaktor for en tenkt skjærflate som strekker seg nesten inn til planlagt byggegrense, er 1,12, mens beregningsmessig sikkerhet for skjærflater som går noen meter inn under bygget, er 1,24 - 1,33.

I prinsippet innebærer en sikkerhetsfaktor på 1,0 labil likevekt, mens man normalt definerer en verdi på F lik 1,3 - 1,4 som tilfredsstillende.

Ved en vurdering av de beregnede verdier over er det viktig å være klar over at anvendelsesområdet for den benyttede s_u -analysen egentlig er begrenset til stabilitetstilfeller hvor det skjer en rask spenningsendring i leiren, f.eks. ved påføring av en ytre belastning. Videre er leirens udrenerte skjærstyrke anisotrop, slik at graden av overensstemmelse mellom vingeorskjærstyrke og den gjennomsnittlige skjærmotstand som kan mobiliseres langs en potensiell bruddflate, varierer med leirtype og bruddlegemets geometri. Ovennevnte forhold gjør at s_u -analysen må betraktes som en halvempirisk beregningsmetode, hvor man ved bedømmelsen av resultatene må støtte seg til erfaringer fra sammenlignbare tilfeller. Spesielt gjelder dette når metoden, som her, benyttes for vurdering av langtidsstabilitet av naturlige skråninger.

Hvis man i første omgang gjør den meget ugunstige antagelse at elveskråningen kan likestilles med en hurtig utført skjæring, skal målt vingeorskjærstyrke erfaringsmessig korrigeres ved multiplikasjon med en faktor (Norsk Geoteknisk Forening: "Veiledning for utførelse av vingeboring", 1982):

$$\mu = \frac{1}{2,75(0,13 + s_u/p_0)}$$

der p_0 er effektivt overlagringsstyrke i marken.

I det foreliggende tilfelle er $s_u/p_0 = 0,17$ og $\mu = 1,21$. Korrigert beregningsmessig sikkerhet for denne skjæringsskråning ville således ha vært $F = 1,21 \times 1,12 = 1,36$.

Tilsvarende stabilitetsberegninger er tidligere utført (NGI-rapport 71080-2 av 21.06.73) for et profil 5 ved Forenede Papirfabrikker (hvor det skjedde en utglidning i 1971 under peleramming), samt for to profiler C og D på nabotomten oppstrøms, hvor det i ettertid er lagt ut stabiliserende steinmasser i elva. I tabellen nedenfor er det gjort en sammenligning av resultater fra disse undersøkelser og for den aktuelle byggetomt.

Lokalitet	F beregnet	s_u/p_0	μ	F skjæring	F n.skråning
Profil 5	0,76	0,11	1,51	1,15	1,27
Profil C	0,82	0,15	1,30	1,07	1,18
Profil D	0,81	0,135	1,37	1,11	1,22
Aktuell tomt	1,12	0,17	1,21	1,36	1,50

Siste kolonne i tabellen omfatter en skjønnsmessig anslått sikkerhetsfaktor for den naturlige skråning, antatt 10% høyere enn beregningsmessig sikkerhet for den tilsvarende betrakte skjæring. Som man ser har den aktuelle tomt vesentlig bedre stabilitet enn de tre andre undersøkte lokalitetene, som tross alt også var stabile (profil 5 på peleramming).

Såvidt vi kan bedømme har tomten for Statens Hus fullt tilfredsstillende stabilitetsforhold. Det antas videre at den temporære forverring av stabilitetsforholdene som skyldes pelerammingen vil være vesentlig mindre her enn hva som var tilfelle ved Forenede Papirfabrikker (langt flere peler ute ved elvebredden), og ikke representere noe alvorlig problem ved den valgte fundamenteringsløsning (se neste avsnitt).

FUNDAMENTERING

En direkte fundamentering av nybygget vil under de foreliggende grunnforhold gi uakseptable setninger. Det må derfor anvendes pelefundamentering. Både for å få en mest mulig setningsfri fundamentering og for å redusere volumet av massefortrengning og derved den negative effekt på tomtens stabilitetsforhold av pelingen, bør det velges en løsning med relativt få og lange peler. Da det ikke er boret dypere enn til ca. 30 m på tomten, kjenner man ikke fjellets beliggenhet. Basert på erfaringer fra pelerammingen ved Forenede Papirfabrikker, kan man ikke utelukke at fjelldybden kan være av størrelsesorden 50 m eller mer. Det kan derfor bli aktuelt å fundamenter bygget på meget lange svevende peler i stedet for på spissbærende peler på fjell.

Ifølge Peleveiledningen (Norges Byggstandardiseringsråd) kan dimensjonerende bæreevne av en svevende pel i leire beregnes fra følgende uttrykk:

$$Q_d = \frac{1}{\gamma_e} [\alpha \times s_u A_f + 9/s_{up} A_p]$$

Her er γ_e en ekvivalent materialkoeffisient lik 1,6, α en sidefriksjonsfaktor lik 0,7 (meget lange peler) og A_f og A_p henholdsvis sideflate og spissareal av pel. Hvis man antar at løsmassene under 30 m også er en leire med s_u/p_0 -forhold lik 0,17, blir s_u og s_{up} uttrykt som funksjon av pel Lengden L:

$$s_u = \frac{1}{2} \times 0,17 \times 8,5 (L + 1), s_{up} = 2 s_u$$

Basert på det grunnlag som er utledet over, er det foretatt en beregning av hvordan dimensjonerende bæreevne i jord av en betongpel P230 eller P270 avhenger av pelelengden. Resultatene er sammenstilt i diagrammet på Fig. 03. I samme diagram er også vist peletverrsnittets dimensjonerende kapasitet beregnet ut fra en meget lav verdi av $f_a = 0,6$. Selv med denne forsiktige antagelse, må en pel P230 rammes til 50 m dybde og en P270 til 57 m dybde før jorden bærer så mye at pelematerialet blir fullt utnyttet.

Med forbehold om at supplerende boringer ikke viser fjell i slik dybde at det blir aktuelt å anvende spissbærende peler, kan dimensjonerende pelelast for peler under kjellerløs del av bygget tas ut av diagrammet på Fig. 03. For peler under kjeller gjelder diagrammet hvis pelelengden reduseres med 2 m.

Hvis det blir aktuelt med spissbærende peler på fjell, anser man det forsvarlig å basere seg på en f_a -faktor på 0,7 i det foreliggende tilfelle.

For at man skal ha en tilstrekkelig rammeenergi til å kontrollere bæreevnen av pelene hvis de eventuelt stopper opp i faste masser over forutsatt spiss-nivå, må det anvendes et fall-lodd med tyngde minst 60 kN.

UTGRAVING AV BYGGETOMT

Som grunnlag for en vurdering av utgraving og avstiving av byggegropen er det antatt følgende nivåer:

Overkant gulv, 1. etg.	kote + 2,2
Midlere terreng	kote + 2,0
Overkant gulv kjeller	kote ÷ 0,8
Gravevinå generelt	kote ÷ 1,2
Gravenivå pelehoder	kote ÷ 1,7

a) Sikkerhet mot bunnoppressing

Med antatt gjennomsnittlig gravedybde på 3,5 m og trafikklast 5 kPa (0,5 t/m²) på terreng blir beregningsmessig sikkerhet mot bunnoppressing langt under 1,0 for skjærflater som går ned til 3-5 m under utgravingsens bunn. For dypere skjærflater øker beregningsmessig sikkerhet og er av akseptabel størrelse, ca. 1,3 for en tenkt bruddflate som går ned til 10-12 m under gravenivå.

Da man ikke oppnår tilstrekkelig stabilitet selv med seksjonsvis utgraving og støping av kjellergulv, anbefales det at man foretar jordforbedring under kjelleren med kalk/-sement peler. Stabiliseringen utføres som skiver med tykkelse ca. 1 m og fri avstand 1-2 m som vist på Fig. 07. Stabiliseringen skal omfatte dybdeintervallet fra kote ÷ 8 og opp til gravenivå.

Det er ved vurdering av den stabilitetsmessige effekt av kalk/sement pelene antatt (noe forsiktig) at skjærstyrken øker i det stabiliserte jordmaterialet fra 10-15 kPa til 100 kPa. Det skal imidlertid presiseres at dette forutsetter 50/50% kalk/sement og ikke bare kalk som tilsetningsmiddel. Det antas tilsatt en mengde på ca. 75 kg pr. m³ jord.

For ikke å risikere problemer med ramming av peler og spunt i faste, stabiliserte masser, bør disse aktivitetene utføres foran jordforbedringsarbeidene.

Videre må en detaljert utforming av programmet for kalk/sement-stabilisering samordnes med peleplanen slik at man også unngår konflikter mellom stabiliseringsutstyret og allerede installerte peler. Dette er anskueliggjort på Fig. 07 ved at man har søkt å unngå stabilisering i områdene ved aksekryssene hvor det antas å bli en konsentrasjon av peler.

b) Avstiving

Med det foreliggende topplag av sand der grunnvannet kommuniserer fritt med elvevannstanden, antas det nødvendig å foreta kjellerutgravingen som en spuntet grop. Det anvendes 6 m lang spunt som har topp på ca. kote + 2,0 og som vil trenge 1,4 - 1,7 m ned i leiravsetningen. Spunten rammes i lås og må ha spesielle låsenåler i byggegropens hjørner. For å få en mest mulig vanntett spunt bør videre låsene innsettes med fett eller lign.

Spuntveggen avstives nær toppen (kote + 1,5) og får innspenning i de stabiliserte jordmasser under gravenivå. Det kan anvendes et relativt lett spuntprofil med motstandsmoment $W_x = 500-600 \text{ cm}^3$.

Dimensjonerende linjelast i stivernivået på kote + 1,5 er ca. 55 kN/m. Med et valgt stiversystem som vist på Fig. 06 får man følgende beregnede dimensjonerende laster:

Hjørnestivere:	$N = 463 \text{ kN}$
Tverrstivere:	$N = 273 \text{ kN}$
Puter langvegg:	$N = 464 \text{ kN}, M = 137 \text{ kNm}$
Puter kortvegg:	$N = 464 \text{ kN}, M = 350 \text{ kNm}$

Aktuelle dimensjoner er vist på Fig. 06.

Det har vært overveiet å knekkavstive stiverne mot fundamentpelene for å redusere ståldimensjonene. Da det ville bli komplisert å opprettholde en slik avstivning inntil bunnplate og vegger til en viss høyde var støpt, har man valgt å se bort fra denne mulighet.

En alternativ måte å avstive spuntveggene på, er med utvendige stag. Det vil her være snakk om enten injiserte løsmassestag eller stag med ekspanderkropper. For ikke å gi en for stor vertikal lastkomponent som trykker spunten ned, må stagene settes med maksimalt 20 graders vinkel med horisontalen. Samtidig må stagene være så lange at forankringssonen kommer dypest mulig ned i sandlaget (men ikke ned i leiren) for at de skal få størst mulig bæreevne.

Kapasiteten av et løsmassestag med lengde, L og diameter, d i sand kan forhåndsbedømmes på grunnlag av en formel tilsvarende den som benyttes for beregning av friksjonspellers bæreevne:

$$Q_A = N_f \times p'_{vm} \times d \times L + N_p \times p'_{vp} \times d^2$$

Her er N_f og N_p bæreevnefaktorer for henholdsvis sidefriksjon og spissmotstand, mens p'_{vm} og p'_{vp} er effektivt overlagingstrykk midt på, respektive i øvre ende av staget.

Med antatt $\varphi' = 35^\circ$ og $\gamma'_e = 1,3$ i sanden ($N_f = 1,2$ og $N_p = 7,0$) og høyeste grunnvann på kote $+1,5$, får man følgende beregningsmessige dimensjonerende bæreevne for to aktuelle stagtyper med total borelengde 10-11 m:

Løsmassestag, $d = 0,35$ m, $L = 6$ m: $Q_A = 117$ kN

Ekspanderstag, $d = 0,63$ m, $L = 1,7$ m: $Q_A = 172$ kN

Ved bruk av førstnevnte stag måtte man anvende senteravstand ca. 2 m og pute HE 100 B, mens man med ekspanderstag kunne bruke senteravstand ca. 3 m og pute HE 140 B.

Det skal imidlertid presiseres at den endelige tillatte last i et løsmassestag må bestemmes på grunnlag av prøvetrekking, og at dimensjoneringen foran må ansees som rent orienterende.

PRAKTISK UTFØRELSE AV GRUNNARBBEIDER

Nedenfor er de aktuelle arbeidsoperasjoner i forbindelse med grunnarbeidene omtalt i den rekkefølge de synes naturlig å utføre:

- 1) Tomten innenfor det areal som skal graves ut flås av til ca. kote $+1,0$, eller til et noe høyere nivå hvis dette ansees nødvendig med hensyn til faren for flomtilstand i elva.
- 2) Det foretas lokalt graving og eventuell utskifting av stein og bygningsrester i pelepunkter og langs spuntlinjer.
- 3) Spunt og peler rammes, uten noen på forhånd foreskrevet rekkefølge.
- 4) Kalk/ement-stabilisering utføres fortløpende etter hvert som spunt og peler er installert i det angjeldende område. Både for å slippe å grave ut pelehoder i stabilisert jordmateriale og for å sikre effektiv utdrenering av sandlaget ned til maksimal gravedybde, avsluttes kalk/ement-pelene på kote $\div 1,7$ i 2 m brede striper langs byggets akser (Fig. 07).
- 5) Det etableres en eller flere pumpekummer for utdrenering av sandlaget innenfor den spuntede grop ned til kote $\div 1,7$. Pumping av et visst omfang vil her være nødvendig inntil kjelleren er støpt.
- 6) Stiverlaget monteres.
- 7) Med et omfang av stabiliseringen som forutsatt kan tomten, inklusive gruber for pelehoder, graves ut samlet. En betydelig del av utgravingen bør kunne utføres med gravemaskinen stående på terreng utenfor spuntveggen. Noe masser sentralt i byggegropen må trolig graves med en lettere maskin nede i gropen og flyttes ut mot spuntveggen hvor

de kan nåes med ovennevnte gravemaskin. Etter hvert som feltene graves ut, legges 100 mm magerbetong med et lett armeringsnett.

- 8) Hvis heisegruben prefabrikeres, bør utgraving for denne kunne gjøres innenfor vegger av kalk/ement-stabilisert jord uten ytterligere avstivning. Hvis det skal arbeides med forskaling nede i utgravingen, må nødvendigheten av en spesiell avstivning her vurderes.
- 9) Bunnplate og vegger opp til litt under stivernivå støpes og stiverlaget fjernes. Det er ved dimensjoneringen av stiverlaget forutsatt at spunten er rammet i slik posisjon at den danner ytterforskaling for kjellerveggene.

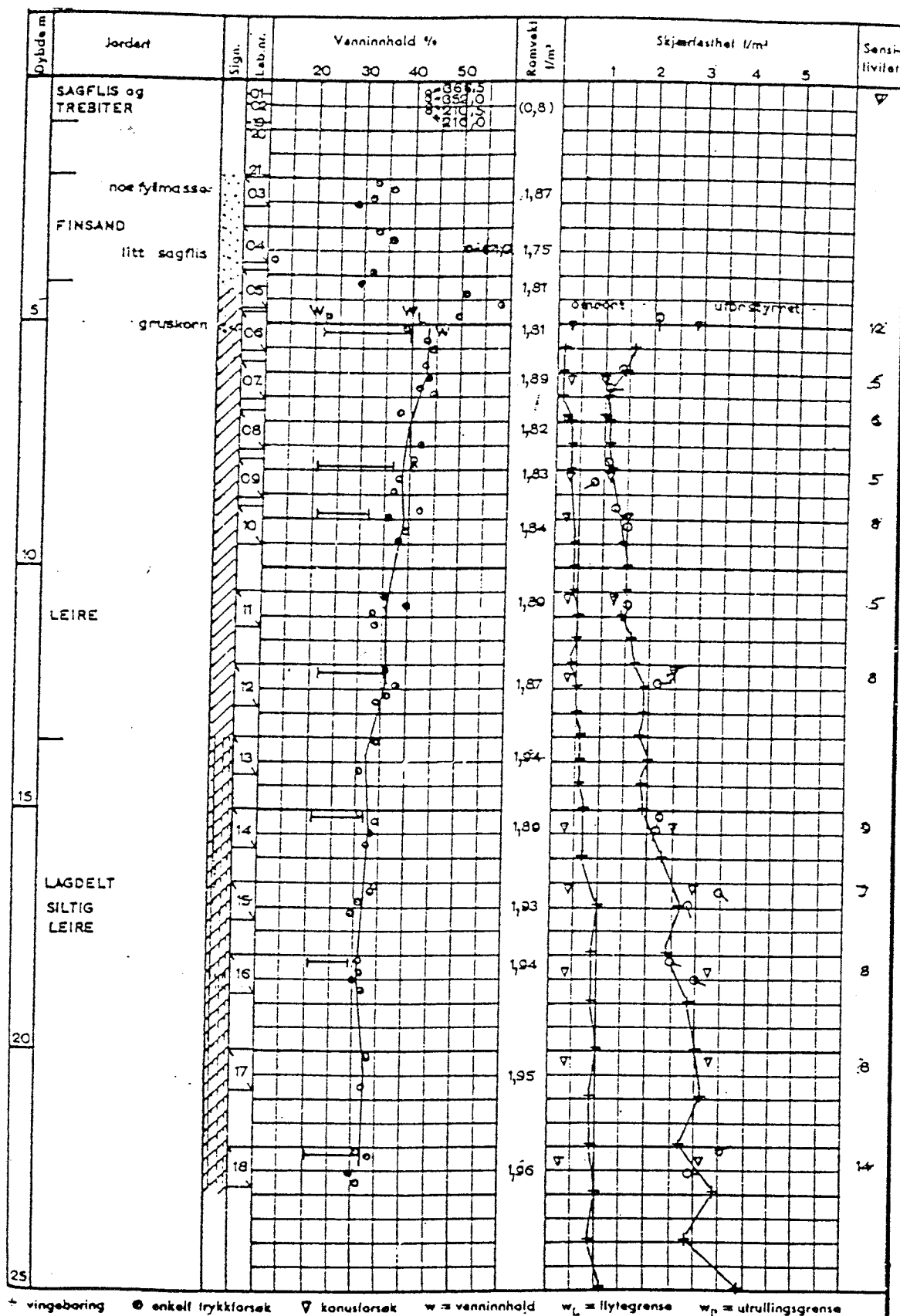
SUPPLERENDE BORINGER/INSTALLASJONER

Det vil kunne innebære besparelser ved pelearbeidene hvis man på forhånd har klarlagt om man noen steder kommer ned på fjell før pelene er rammet til forutsatt dybde (valg mellom fjellspiss og grussko, skjøtelengder). Det anbefales derfor at det foretas fjellkontrollboring i byggearealets frie hjørner.

Samtidig bør det tas to prøveserier gjennom topplaget av sand for kornfordelingsanalyser; dette som et grunnlag for entreprenøren til å bedømme gravemassenes beskaffenhet med hensyn til avvanning og trafikkering.

For å kontrollere poretrykksoppbyggingen i leiravsetningen under pelerammingen og derved elveskråningens stabilitetsforhold, monteres poretrykksmålere (elektriske) i nivåene kote $\div 6$, $\div 12$, $\div 20$ og $\div 30$ m i en gruppe ute ved elvekanten. Disse målerne må være installert minst et par uker før pelearbeidene starter.

Boring er utført av Norges Geotekniske Institutt.



A K S

prosjekt a.s.

STATENS HUS, DRAMMEN

Borprofil, hull 1
(Terrengkote: 1,73 m)

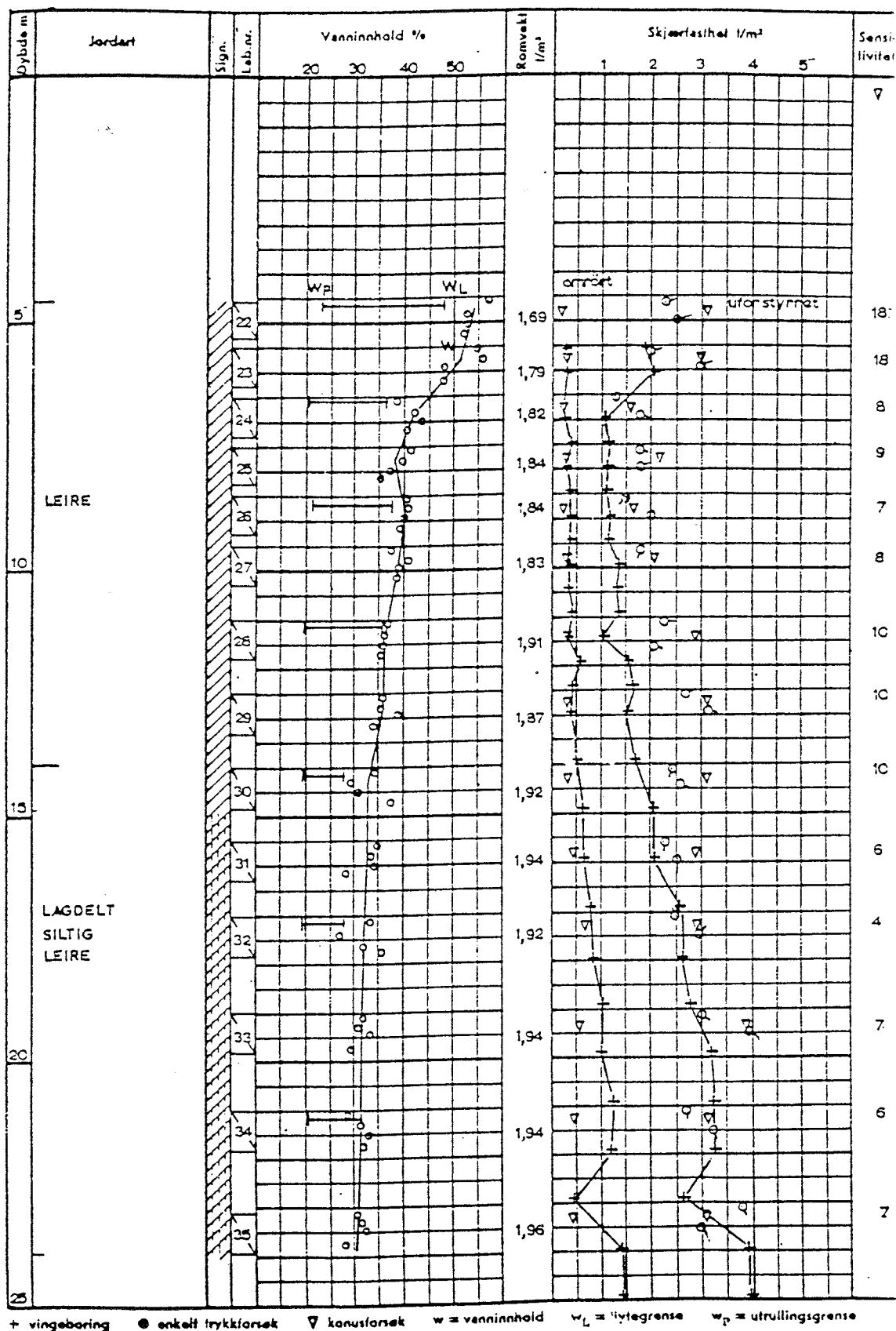
DATE
9/12-93

KONTR.
641

OPPDRAK
930418

FIG. NR. 01

Boring er utført av Norges Geotekniske Institutt



A K S



STATENS HUS, DRAMMEN

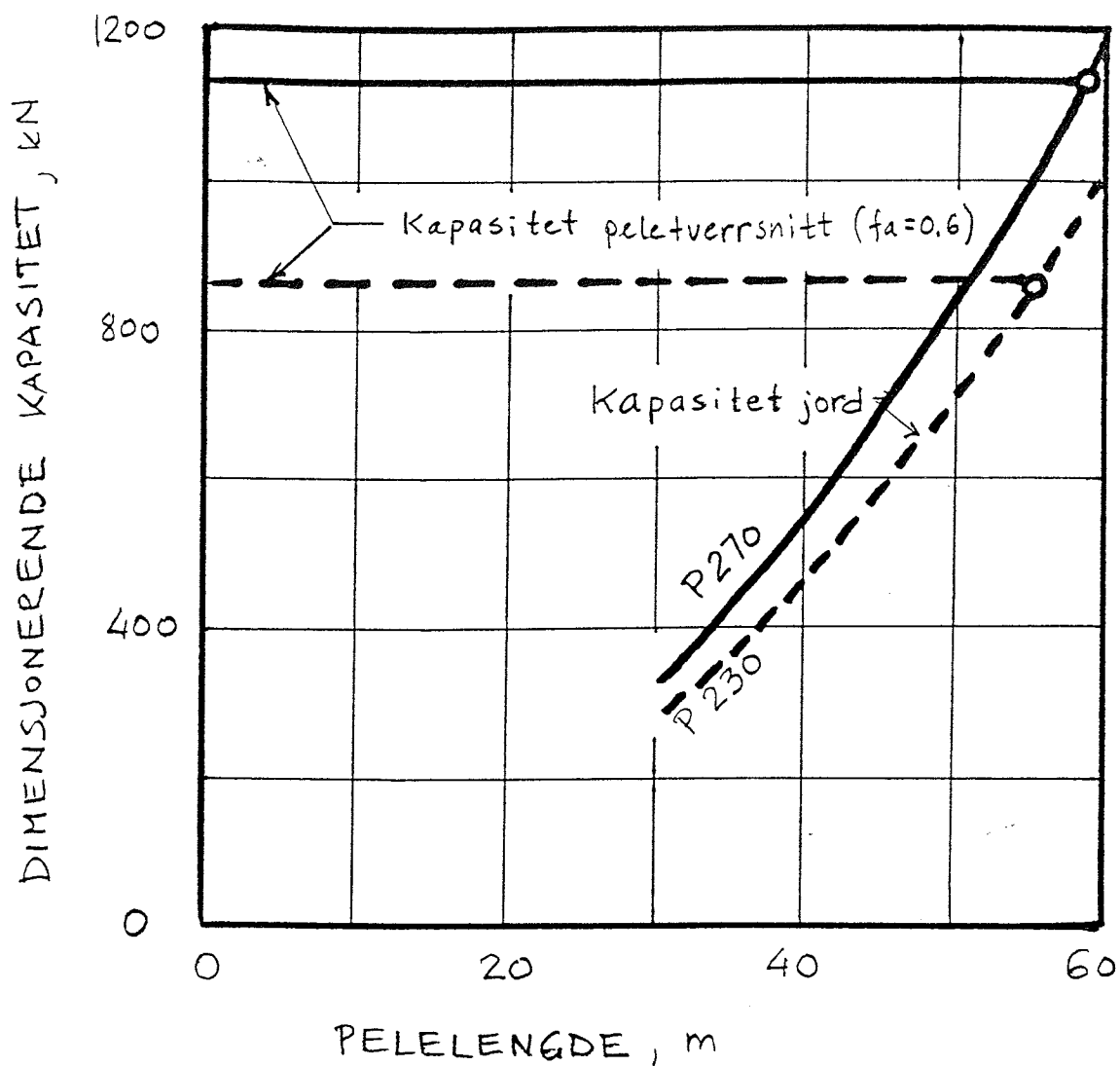
Borprofil, hull 3
(Terrengkote: 2.15)

DATE
9/12-93


KONTR.
641

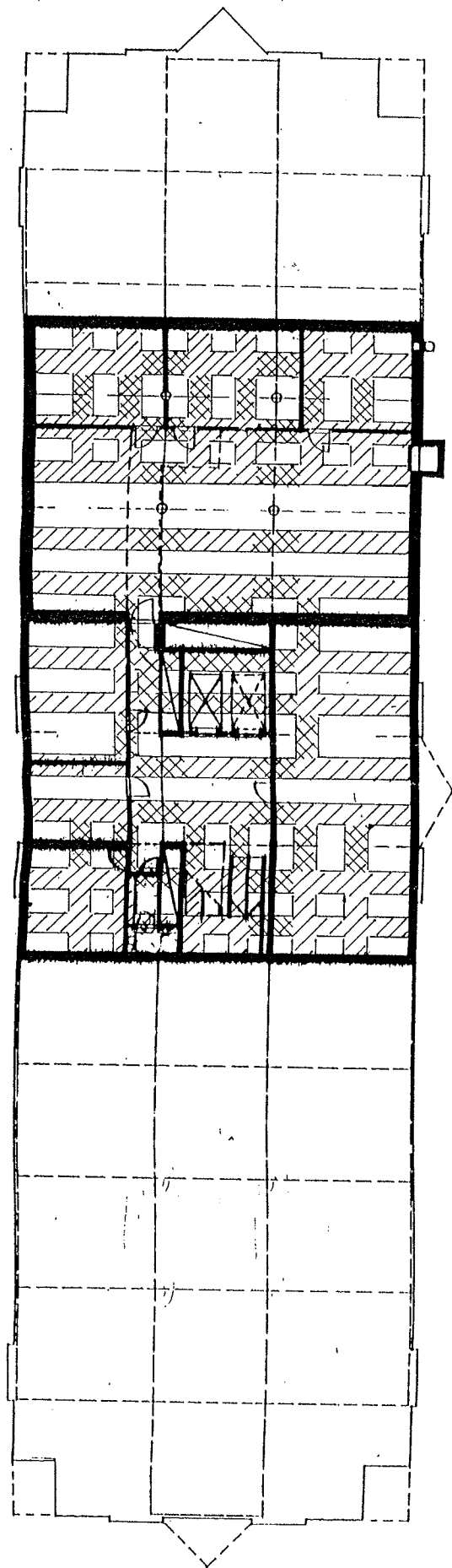
OPPDRAK
930418



FIG.NR. 02




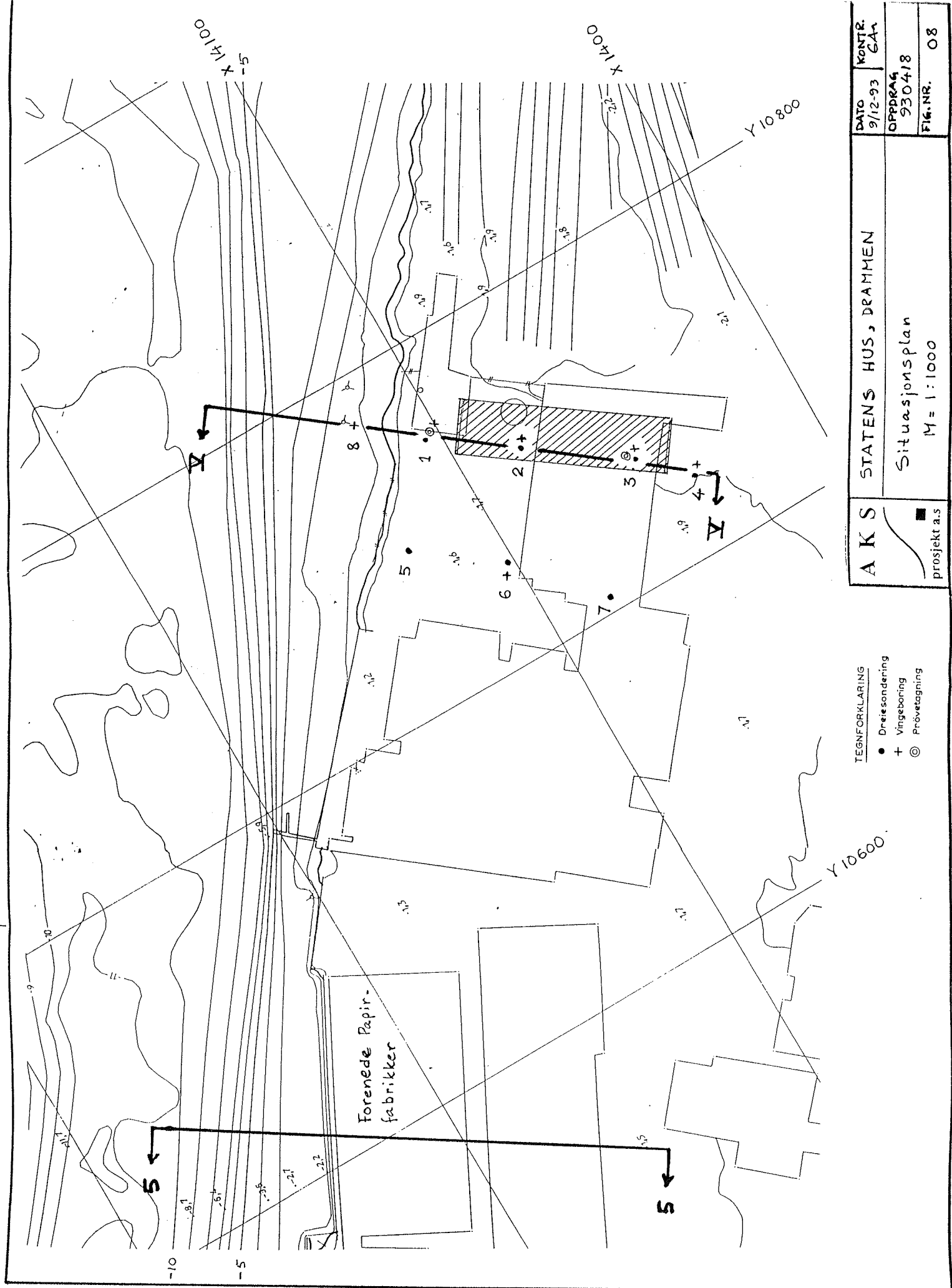
(For peler under kjeller oppnås samme bæreevne med 2 m mindre lengde)

A K S  prosjekt a.s.	STATENS HUS, DRAMMEN	DATO 9/12-93	KONTR. G.A.
	Bæreevne av svevende peler	OPPDRAG 930418	
		FIG.NR. 03	



-  stabilisering til generelt gravenivå
-  stabilisering til gravenivå for heisesjakt

A K S	STATENS HUS, DRAMMEN	DATO 9/12-93	KONTR. 6A
 prosjekt a.s	Prosjektert kalk/semestabilisering M = 1 : 200	OPDRAG 93 0418	FIG. NR. 07

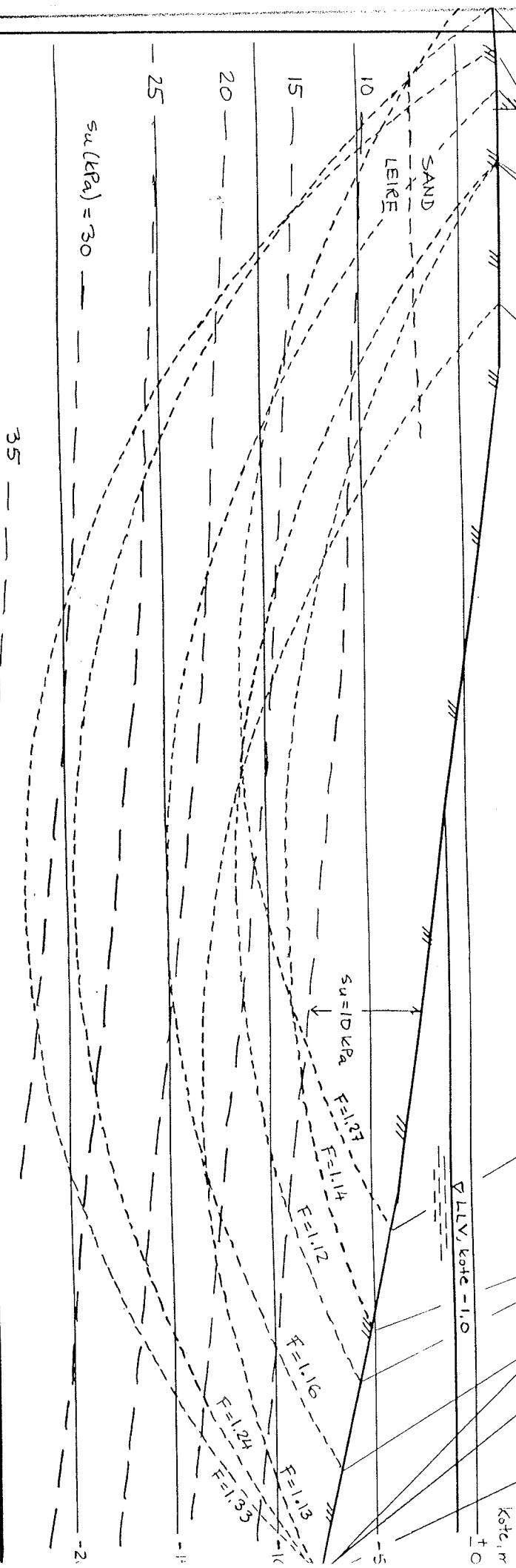


TEGNFORKLARING

- Dreiesondering
- + Vingeboring
- ⊙ Prøvetagning

A K S	STATENS HUS, DRAMMEN		DATE	KONT.
	Situasjonsplan		9/12-93	GA
			OPPDRAG	FIG.NR.
	M = 1:1000		930418	08

YTERVEG
PROSJEKTEERT
NYBYGG



AKS
prosjekt a.s.

STATENS HUS, DRAMMEN
Stabilitet, s_u -analyse
M = 1 : 200

DATO	KONT.
9/12-93	64
OPPDRAG	
930418	
FIG.NR.	
05	

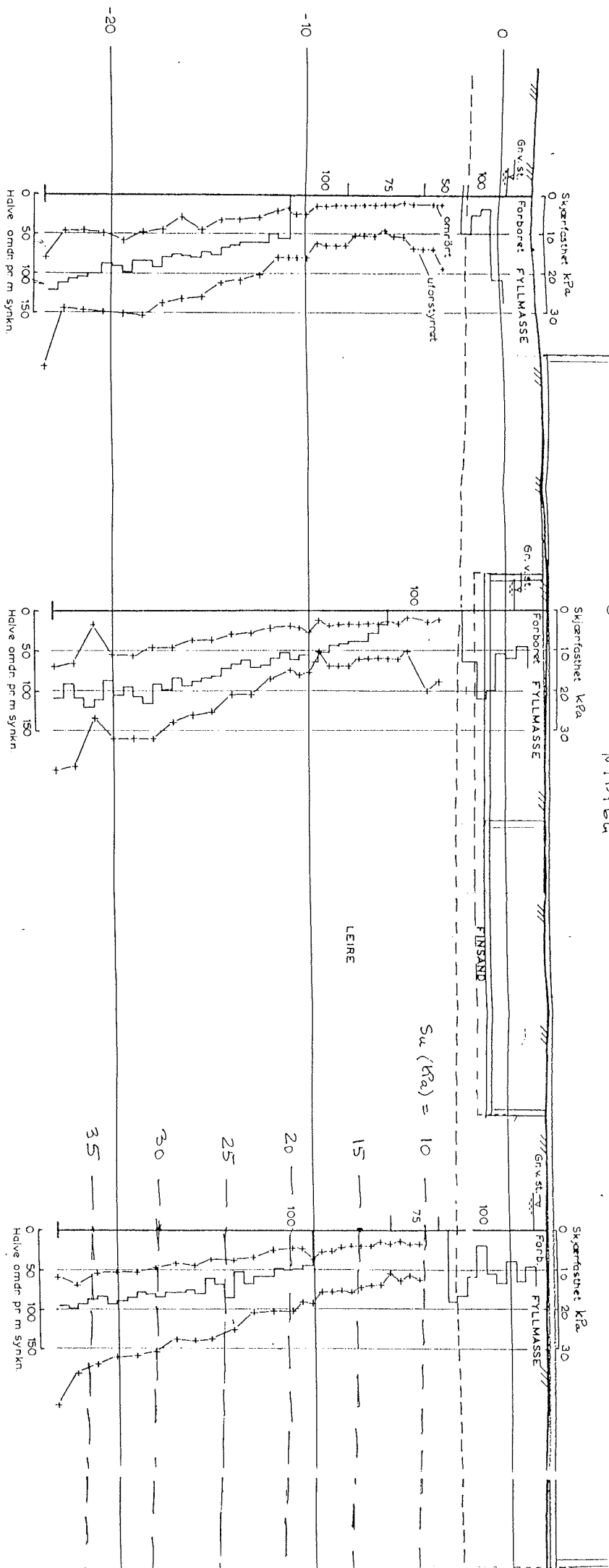
Borhull:

4
•
+

3
•
+
⊙

PROSJEKTEET
Nybygg

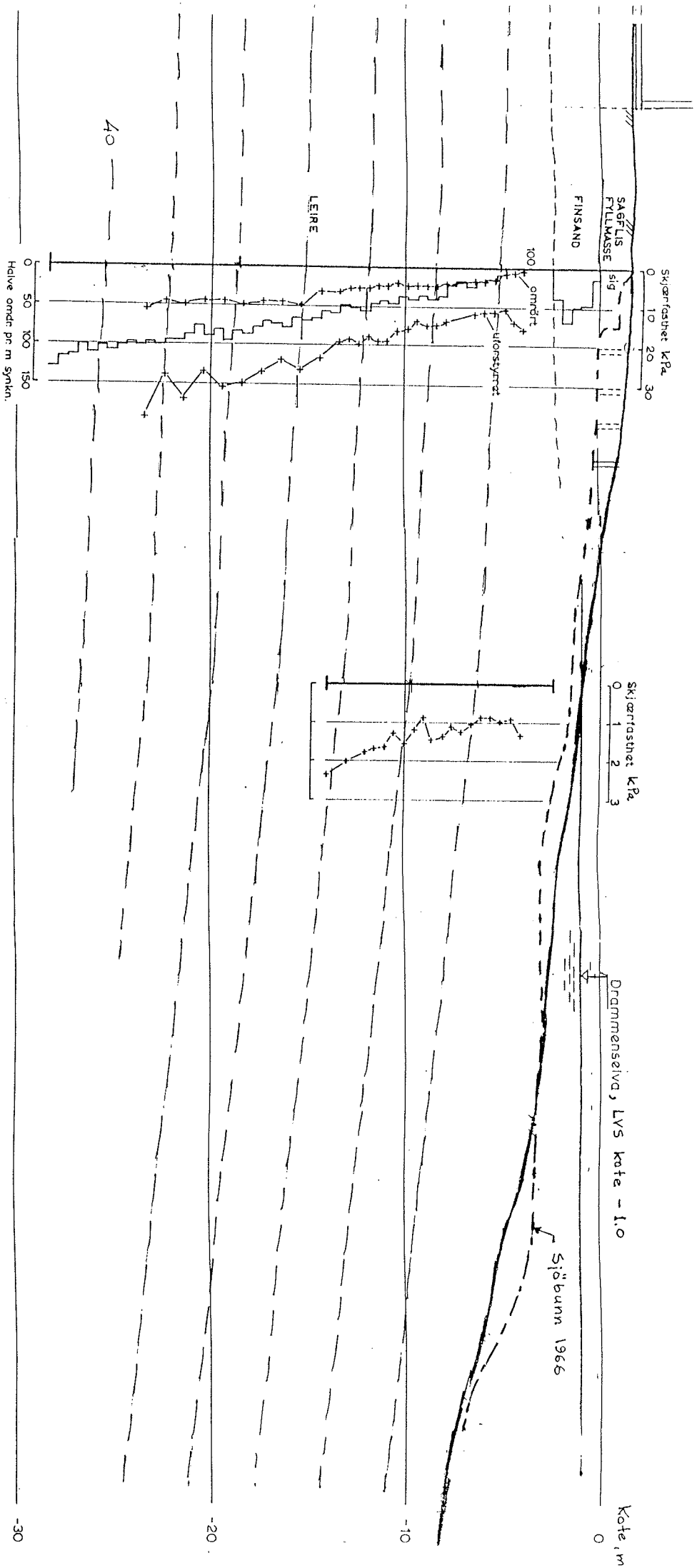
2
•
+



-30

1
•
+
⊙

8
+
⊙

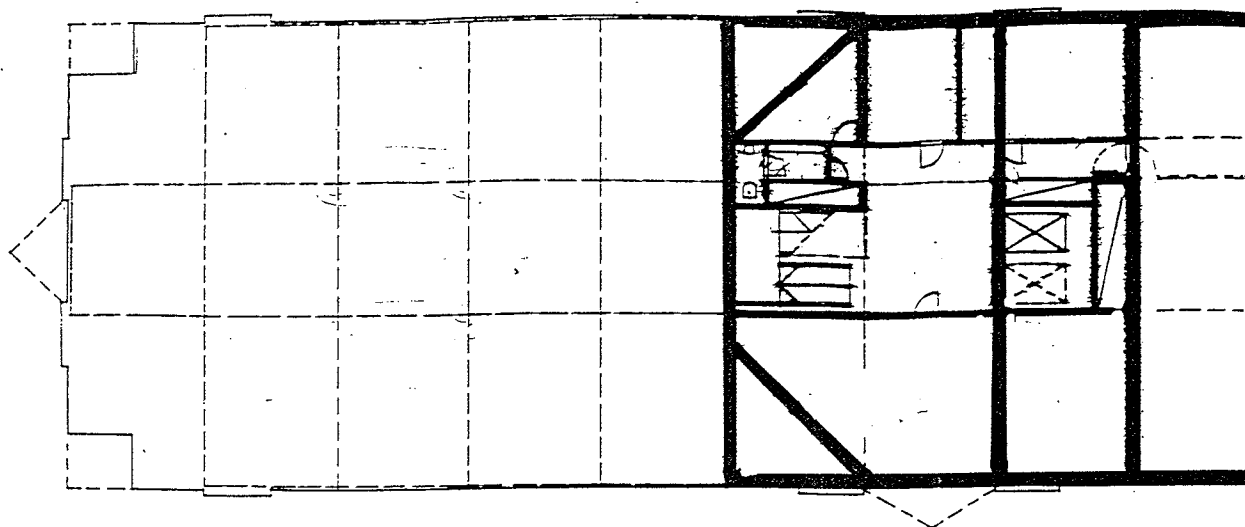


TEGNEFORKLARING

- Dreiesondering
- + Vingeboering
- ⊙ Provetagning

Boringer er utført av Norges Geotekniske Institutt.

<p>A K S</p> <p>prosjekt a.s.</p>	<p>STATENS HUS, DRAMMEN</p> <p>Profil V med boreresultater</p> <p>M = 1 : 200</p>	<p>DATO</p> <p>9/12-93</p> <p>KONT</p> <p>644</p> <p>OPPR</p> <p>930418</p> <p>FIG.NR.</p> <p>04</p>
-----------------------------------	---	--



Puter langvegg: HE 220 B (X-retning horisontalt)
 Puter tverrvegg: HE 300 B (X-retning horisontalt)
 Hjørnestivere: HE 200 B (X-retning vertikalt)
 Tverrstivere: HE 300 B (X-retning vertikalt)