

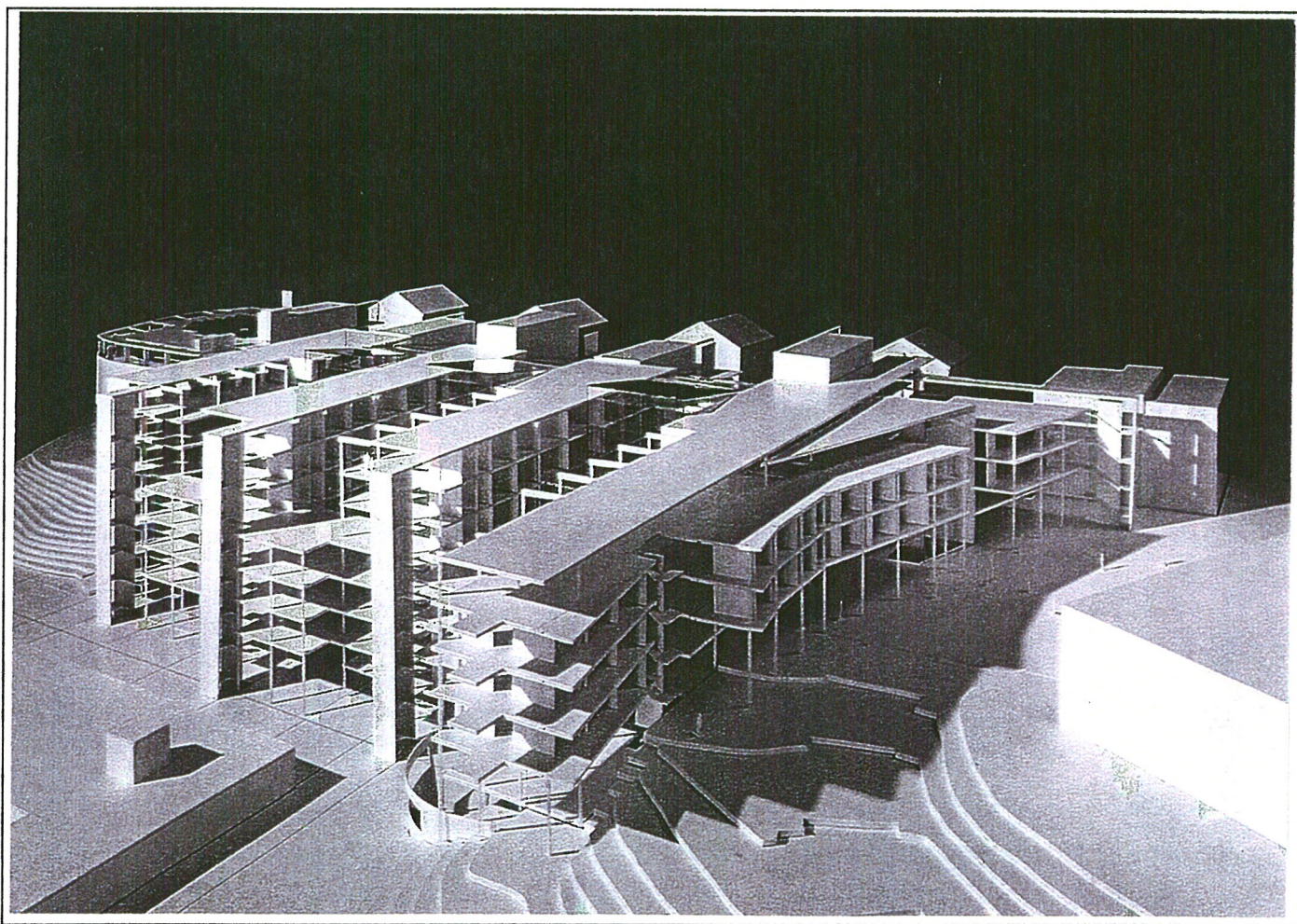
STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

FORPROSJEKT

GEOTEKNISK PROSJEKTERING

Rapport 57000 nr. 2



Fagområde:	Geoteknikk		
Stikkord:	Forprosjekt - Geoteknisk prosjektering - Stabilitet - Fundamentering		
Oppdragsnr.:	5 7 0 0 0		
Rapportnr.:	2		
Oppdrags- giver:	STATSBYGG		
Oppdrag/ rapport:	92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN FORPROSJEKT GEOTEKNISK PROSJEKTERING		
Dato:	19. desember 1995		
Rapportutdrag:	<p>Noteby er engasjert som geoteknisk rådgiver i prosjekteringsgruppen for nytt Realfagbygg på Gløshaugen.</p> <p>Denne rapporten presenterer det geotekniske grunnlaget for forprosjektet og behandler de geotekniske problemstillingene en vil stå overfor ved gjennomføringen av prosjektet. Sammenstilling av alle utførte grunnundersøkelser og beskrivelse av grunnforholdene er presentert i den geotekniske datarapporten 57118-1, datert 15.12.95.</p> <p>Prosjektet vil medføre store terrenginngrep i skråningen, og vil være stabilitetsmessig meget krevende. Prosjektet kan likevel gjennomføres på stabilitetsmessig forsvarlig måte etter retningslinjer gitt i rapporten. Utgraving vil dels bli utført med frie graveskråninger, dels med spuntoppstøtting. Stabilitetsforholdene vil kreve seksjonsvis graving og støping av bunnplate på østre del.</p> <p>Fundamenteringsforholdene på tomte er relativt gode, og nybygget kan fundamenteres direkte, dels på hel bunnplate, dels på enkeltfundamenter/banketter.</p>		
Land/fylke:	Sør-Trøndelag	Oppdragsansvarlig:	<i>[Signature]</i> Øystein Røe/ASS
Kommune:	Trondheim	Saksbehandler:	<i>[Signature]</i> Sigbjørn Rønning
Sted:	Gløshaugen	UTM-koordinater:	32V 5703 - 70329
Kartblad:	1621 IV		

Innholdsfortegnelse:	Side
1. Orientering	4
2. Stabilitet.....	4
2.1 Generelt.....	4
2.2 Vestre del	5
2.3 Midtre del.....	6
2.4 Østre del	7
3. Utgraving / oppstøtting	9
3.1 Utgraving	9
3.2 Oppstøtting	9
3.3 Utførelse av grunnarbeider	10
4. Fundamentering.....	10
4.1 Bæreevne	11
4.2 Setninger	12
4.2.1 Generelt.....	12
4.2.2 Vestre del.....	12
4.2.3 Midtre del	13
4.2.4 Østre del	14
4.3 Fundamentering nabobygg.....	14
5. Geoteknisk oppfølging og kontroll	15
6. Sluttkommentar.....	15

Tegninger:

Tegning BOK210 - 01: Graveplan
Tegning BOK210 - 02: Spuntplan
Tegning BOK210 - 03: Fundamentnivå, nabobygg

Vedlegg:

Vedlegg 1: Borplan / orienteringsskisse
Vedlegg 2: Stabilitet
Vedlegg 2.1: Profil A-A
Vedlegg 2.2: Profil E-E
Vedlegg 2.3: Profil H-H
Vedlegg 2.4: Profil I - I
Vedlegg 2.5: Profil J-J
Vedlegg 2.6: Grunnlag ADP-analyse
Vedlegg 3: Utgraving / oppstøtting
Vedlegg 4: Fundamentering

1. Orientering

NOTEBY er engasjert som geoteknisk rådgiver i prosjekteringsgruppen for nytt Realfagbygg på Gløshaugen. Denne rapporten presenterer det geotekniske grunnlaget for forprosjektet og behandler de geotekniske problemstillingene en vil stå overfor ved gjennomføringen av prosjektet.

Rapporten omfatter:

Tekst med presentasjon av problemstillinger og analysemetoder. Videre blir det gitt tolkning av datagrunnlag for valg av parametre, presentasjon av beregningsresultater og vurdering av resultatene.

Tegninger med grave- og spuntplan, samt oversikt over fundamenteringsnivå for nabobygg.

Vedlegg med datagrunnlag for parametertolkning, samt stabilitetsprofil med beregningsforutsetninger og -resultater.

Alt grunnlag for den geotekniske prosjekteringen er samlet i den geotekniske datarapporten 57000-1, datert 15.12.1995.

I det etterfølgende vil prosjektet bli delt i 3 deler: Vestre del - Midtre del - Østre del, med inndeling som vist på orienteringsskisse i vedlegg 1.

Prosjektet er plassert i prosjekteringsklasse 2, svarende til middels vanskelighetsgrad og meget alvorlige skadekonsekvenser.

2. Stabilitet

2.1 Generelt

Stabilitetsforholdene ved dette prosjektet er vurdert på grunnlag av stabilitetsanalyse etter $\alpha\phi$ -metoden, støttet av s_u -analyse (ADP-analyse). Stabilitetsanalysene er utført for vestre del i profil A-A, for midtre del i profil E-E og for østre del i profilene H-H, I-I og J-J. Beregningene er utført ved hjelp av Noteby's beregningsprogram «Stabil». Dokumentasjon for dette programmet er tidligere oversendt i forbindelse med skisseprosjektet. På enkelte glideflater er det også utført manuelle beregninger for kontroll.

I forbindelse med hvert stabilitetsprofil er datagrunnlag, samt jordartsprofil med hovedlagdeling, anvendte stabilitetsparametre og beregningsresultater presentert. Dette dokumentasjonsmaterialet finnes i vedlegg 2.1 - 2.5.

Generelle retningslinjer for tolkning av udrenert skjærstyrke og ADP stabilitetsmodell er presentert i vedlegg 2.6.

2.2 Vestre del

Prosjektet omfatter her påbygg og tilbygg til auditoriedelen av nåværende Kjemi Sørfløy, beliggende ved toppen av bratte skråninger mot sør, sørvest og vest. Profil A-A mot sørvest anses å være stabilitetsmessig ugunstigst, hvor stabilitetsberegninger derfor er utført.

Skråningshøyden er 17 -18 m, helningen lokalt opp til 1:1,3 og grunnen består av 15 m sand over leire. Sandlaget avtar i tykkelse til ca 10 m ved Gløshaugvegen ved foten av skråningen.

Grunnlaget for parametervalg er presentert i vedlegg 2.1 og omfatter prøveseriene PR I, 29 (NGI-2) og 39 (NGI-2), samt trykksonderingene 102, 103 og 14 (K-3)

Følgende parametervalg er gjort:

	Sand	Leire
Romvekt γ kN/m ³	18	20
Attraksjon a kN/m ²	0	10
Friksjon $\tan \phi$	0,7	0,5

Romvekten er stort sett middelerdi av målte romvekter i prøveserie PR I ved toppen av skråningen. Skjærstyrkeparametrene a og $\tan \phi$ er valgt på grunnlag av trykksonderingsresultatene i borpunkt 102 og 14 (K-3).

Profil A-A med glideflater, beregningsforutsetninger og -resultater er presentert i vedlegg 2.1. Beregningene er utført for situasjon med full last fra påbygg Sydfløy og nybygg utenfor som er prosjektert uten kjeller.

Lavest beregnede materialfaktor γ_m i dette profilet er 1,47 ved $a\phi$ - analyse. Da det vil bli små spenningsendringer i den dyptliggende leira, anses ADP-analysen å være lite relevant for problemstillingen, og er derfor ikke utført i dette profilet.

Vurdering:

Selv om beregningene viser tilfredsstillende sikkerhet i $a\phi$ -analysen, forutsettes den ytre delen av nybygget (utenfor auditoriedelen) fundamentert kompensert. Dette oppnås ved masseutskifting med lett masse på den delen av bygget som er prosjektert uten kjeller, og vil føre til at beregnet sikkerhetsfaktor blir større enn 1,5.

Det må også forutsettes at den prosjekterte ca 4 m høye oppfyllingen for amfi ved nordvestre hjørne av nybygget utføres av lette fyllmasser.

2.3 Midtre del

Denne delen av bygget ligger i slak, sørvendt skråning mellom Kjemiblokkene og Lerkendalbygget. Stabiliteten er vurdert i profil E-E og er konsentrert om indre del av byggegropa hvor avtrappingen opp mot Kjemiblokkene er relativt bratt, blant annet med spuntoppstøtting av et 2 etasjes nivåsprang fra kote 37,15 til 44,5.

Det er prosjektert en kulvert i vel 2 meters dybde fra 37,15-nivået parallelt spuntveggen i 4-5 m avstand.

Grunnen består av 15 m sand over leire, og grunnvannstanden ligger i svakt fall fra nord mot sør på kote 33-35 i det aktuelle området. Sonderboringer tyder på at nedre del av sandlaget og øvre del av leirlaget er meget fast.

Grunnlaget for parametervalg er presentert i vedlegg 2.2 og omfatter 2 prøveserier (PR 3 og PR 5) med rutinemessige lab.undersøkelser, 3 treaksialforsøk (PR 5), 2 trykksonderinger (102 og 14 K-3) og 1 totalsondering (109).

Følgende parametervalg er gjort:

	Sand	Leire
Romvekt γ , kN/m ³	18	20
Attraksjon a , kN/m ²	0	10
Friksjon, $\tan\phi$	0,65	0,50
S_{uA} / p_0'		0,33
S_{uP} / p_0'		0,18

Romvekt 18 kN/m² for sand er valgt over hele området og er et rimelig middel av relativt få sylinderprøver av sand. Tilsvarende er romvekt for leire valgt 20 kN/m² som er litt over middelveiden i laboratoriet, men pga. svelling ved opptak og utskyvning antas laboratorieverdiene å være for lave for dype prøver.

Når det gjelder skjærstyrkeparametrene a og $\tan\phi$ i den dyptliggende leira så er disse noe høyere enn treaksialforsøkene i borhull PR 5 tilsier (ca 4% def.). De undersøkte prøvene representerer det bløteste laget i leira. Over dette er det et vesentlig fastere lag som øker i mektighet nedover langs glideflatene. Med henvisning til totalsondering i borpkt. 109 er dette laget meget fast og har her en mektighet på ca 5 m. Vårt parametervalg er å forstå som et gjennomsnitt av leirlaget langs glideflatene.

Skjærstyrkeparametrene i sand er valgt ut fra forsiktig tolking av trykksonderingene i pkt. 102 og 14 (K-3). Sonderboringen i borpkt. 109 viser at nedre del av sandlaget har meget stor fasthet.

Profil E-E med glideflater, beregningsforutsetninger og -resultater i er vist i vedlegg 2.2.

Lavest beregnede sikkerhetsfaktor er 1,73 for $\alpha\phi$ -analyse og 1,61 for ADP-analyse.

Vurdering: Midtre del dekkes av profilene D-D, E-E og F-F. Grunnforholdene er best i de 2 førstnevnte profilene, mens profil F-F er har litt dårligere grunn. Imidlertid representerer profil F-F et begrenset område ved hjørnet av underetasjen, hvor det er et spunthjørne og et nivåsprang i byggegropa fra kote 37,15 til 40,75. Det vil derfor være en romvirkning som er stabilitetsmessig gunstig. Da beregningene dessuten er utført med ytre delen av bygget som tilleggslast på grunnen uten utgraving, mens det nå er prosjektert med full kjeller, vurderer vi de beregnede sikkerhetsfaktorer å være representative for Midtre del.

Stabiliteten av byggegropa for Midtre del vurderes derfor å være tilfredsstillende, og i ferdigtilstanden med bygget på plass vil stabiliteten bli ytterligere forbedret.

2.4 Østre del

Østre del av prosjektet er stabilitetsmessig mest krevende med størst høydeforskjell mellom nåværende terreng og bunn byggegrop, samt de vanskeligste grunnforhold med påvist kvikkleire i et lag over fjellet. Skjæringsdybden for den østligste høyblokken er opptil 12,5 m utenfor Materialteknisk Institutt. I nordøstre hjørne av nybygget vil høydeforskjellen være 8-9 m da bunnplata i bygget her ligger en etasje høyere enn i høyblokken.

Stabiliteten er vurdert i 3 profiler, profil H-H i det nordøstre hjørnet, profil I-I fra Materialteknisk Institutt mot vest og profil J-J fra Materialteknisk institutt sørvestover ned mot Lerkendalbygget (jfr. borplan i vedlegg 1).

For hele dette området består original grunn av sand, leire, kvikkleire og fjell. Dessuten er det i skråningen fylt ut store mengder fyllmasse, hovedsakelig bestående av sand og tørrskorpeleire. Fyllmassene skriver seg fra byggingen av Materialteknisk institutt og Lerkendalbygget, henholdsvis ca 1955 og 1975.

Lagene i original grunn viser små variasjoner over området, og vi har gjort et felles parametervalg for hvert lag i alle de 3 stabilitetsprofilene. Generelt kan en si at skjærstyrkeparametrene a og $\tan \phi$ er valgt ut fra treaksialforsøkene ved deformasjon ca 2% for leire og ca 1% for kvikkleire. Det vises til treaksialresultatene i vedleggene 2.3, 2.4 og 2.5. For forholdet s_{uA} / p_0' og s_{uP} / p_0' er det valgt lavt middel av alle treaksialforsøk for henholdsvis leire og kvikkleire.

Valgte parametre er:

	<u>Sand/fyllmasse</u>	<u>Leire</u>	<u>Kvikkleire</u>
Romvekt γ kN/m ³	18	20	20
Attraksjon a kN/m ²	0	10	10
Friksjon $\tan \phi$	0,65	0,50	0,34–0,37
s_{uA} / p_0'		0,33	0,31
s_{uP} / p_0'		0,18	0,16

For profil H-H finnes grunnlaget for parametervalget i vedlegg 2.3 og omfatter geotekniske data fra prøveseriene PR 6, 4 (K-3) og 5 (K-3) samt resultater av 2 aktive og 1 passivt treksialforsøk fra borhull PR 6 og 4 aktive treksialforsøk i borhull 4 (K-3).

I profil I-I er geotekniske data og treksialforsøkene fra borhull 4 (K-3) lagt til grunn.

I profil J-J er det treksialforsøkene fra borhull PR 7 og 4 (K-3) som danner det viktigste grunnlaget for valgte parametre, men også geotekniske data fra borhullene 3 (K-2) og 33 (NGI-2), samt trykksondering i borpkt. 3 (K-3) har hatt betydning.

Beregningsresultater:

I profil H-H er lavest beregnede sikkerhet 1,62 for $\alpha\phi$ -analysen og 1,69 for ADP-analysen, og dette gjelder langstrakte glideflater nedover det avtrappede graveprofilen. Sikkerheten mot utglidning mot den uavstivede utgravingen til kote 44 er ved manuell beregning bestemt til 2,0.

I profil I-I er laveste beregnede $\alpha\phi$ - sikkerhet i gravetilstanden 1,36 for glideflate som går fra Materialteknisk institutt under spuntveggen og inn i byggegroppa for østre høybygg. Tilsvarende er beregnet sikkerhetsfaktor 1,35 ved s_u -analyse.

I forbindelse med evt. seksjonsvis utførelse av bunnplata i østre høyblokk kan det være aktuelt i første omgang å sette igjen en avsats på kote 44 i 10 m bredde utenfor spuntveggen, og så trappe av utgravingen som tidligere forutsatt videre nedover. For denne situasjonen er beregnet sikkerhet hevet til 1,70 ved $\alpha\phi$ -analyse og 1,48 ved s_u -analyse.

Ved å grave ut inntil spuntveggen seksjonsvis og suksessivt støpe bunnplata inn til spuntveggen, vil en horisontalkraft på 100 kN/m gi beregnet sikkerhet på 1,50 etter utgraving.

I profil J-J er laveste beregnede sikkerhetsfaktor ved full utgraving 1,48 i $\alpha\phi$ -analyse og 1,34 i s_u -analyse. Ved å sette igjen en avsats i 10 m bredde på kote 44 utenfor spuntveggen, vil beregnet sikkerhet heves til 1,62 ($\alpha\phi$) og 1,46 (s_u).

For langstrakte glideflater fra skråningstopp og ned til utgraving for kulvert ved Lerkendalbygget, er beregnet sikkerhet henholdsvis 1,88 og 1,76 for henholdsvis $\alpha\phi$ - og s_u -analyse.

Vurdering av stabilitet

I profil H-H finner vi stabiliteten i gravetilstanden å være tilfredsstillende, både lokalt ved byggegroppa på kote 44, og for mulige glidninger videre nedover i byggeområdet.

I profil I-I og J-J vurderer vi beregnet sikkerhet å være for lav ved direkte utgraving til full dybde. Etappevis utgraving og utførelse av bunnplata i østre høyblokk vil heve beregnet sikkerhet til et akseptabelt nivå.

Sikkerheten mot mer omfattende glidninger mot dypere deler av byggegropa og/eller kulvert ved Lerkendalbygget vurderes å være tilfredsstillende.

Prosjektet spuntvegg vil kunne ha en oppdemmende virkning på grunnvannet som antas å strømme fra nordøst mot sørvest, dvs. på tvers av østre spuntvegg. Det er derfor viktig å forhindre en vesentlig heving av grunnvannstanden bak spunten og økning i poretrykket i leira under, da dette vil kunne føre til kritiske stabilitetsforhold. For å overvåke grunnvanns- og poretrykkforholdene etter nedramming av spunt, må det installeres vannstandsør og poretrykkmålere som leses av med jevne mellomrom.

For å forebygge oppbygging av poretrykk, vil spunten bli utstyrt med dreksåpninger i nivå omkring grunnvannsnivå. Videre er det viktig at overvannet fra de store skjæringsflatene i øst samles opp og ledes vekk slik at minst mulig trenger ned bak spunten. Det må også vurderes å ha et grunnvannssenkingsanlegg i beredskap i tilfelle betenkelig heving av grunnvannstanden skulle inntreffe.

3. Utgraving / oppstøtting

3.1 Utgraving

Graveplanen for bygget er vist på tegning BOK210-01. Generelt er det forutsatt skråningshelning 1:1,5 for skråningshøyde mindre enn 5 m og helning 1:2 for høyere skråninger. For østskråningen, mot Materialteknisk institutt, er skråningshelningen av stabilitetshensyn satt til 1:2,5 ovenfor spuntveggen.

Gravemassene vil bestå av fyllmasse, bestående av sand og tørrskorpeleire, og ellers originale sandmasser. Utgravingen vil ikke komme ned i grunnvannstanden.

3.2 Oppstøtting

Spuntplan er vist på tegning BOK210-02. Spunt vil bli brukt ved store, interne nivåsprang og i ytterkant byggegrop for å begrense skrånings-utslag mot nabobygg.

Sikringen skal utføres med nedrammet stålspunt som forankres ved hjelp av injiserte løsmassestag utenfor byggegropa. Dimensjonering av spunt er utført ved hjelp av elementprogrammet «Vegg». Teorigrunnlaget for programmet er presentert i vedlegg 3. Beregningsresultater er vist i samme vedlegg.

Ved dimensjoneringen er det lagt vekt på å redusere deformasjonene til et minimum, og valg av spunt er også styrt av rambarhet.

I utgangspunktet tas det sikte på ramming av spunten med høyfrekvent vibrolodd, som erfaringsmessig er gunstig når det gjelder virkninger på omgivelsene i form av støy og rystelser.

Lokalt, ved stor rammemotstand kan det bli nødvendig å benytte fall-lodd. Det kan også bli aktuelt å vurdere alternativt utstyr, som f.eks. hydraulisk neddrivningsutstyr.

3.3 Utførelse av grunnarbeider

Gravearbeidet starter i nordøst og arbeider seg sør- og vestover i byggegropa. Gravemassene transporteres hovedsakelig ut av byggeområdet i sørvestre hjørne, til Hans Osnes veg.

Rekkefølge for grunnarbeidene:

1. Graving til kote 48,0 for lokal spunt i nordøst, mot Kjemi V/Kjemiteknikk.
2. Utgraving med fri graveskråning ned til kote ca 44, først i øst, videre mot nord og vest.
3. Spunt installeres og forankres, både i ytterkant mot øst og lokalt i nordøst, samt ved interne nivåsprang i byggegropa.
4. Videre utgraving innenfor spunt med suksessiv etablering av stagforankring. Innenfor spuntveggen i øst skal det settes igjen en avsats på kote 44 i 10 m bredde innenfor spuntveggen. Ellers fortsetter utgravingen nivå for nivå til bunnen er nådd
5. Kulvert under 37-nivået graves, støpes, dreneres og tilbakefylles,
6. Bunnplate, vegger/søyler og dekke over underetasjestøpes og tilbakefylles.
7. Graving, støping og tilbakefylling for adkomstkulvert
8. Bunnplate på 40-planet øst for underetasjen støpes bort til gjenliggende gravemasse innenfor spuntveggen i øst.
9. Anleggsveg etableres fra Høgskoleringen i sørøst til ende av østre høyblokk.
10. Seksjonsvis utgraving og støping av bunnplate i østre høyblokk. Gravemassene transporteres ut den nye anleggsvegen i sørøst.
11. Vegger/søyler og dekke over 40-planet støpes osv.

4. Fundamentering

Realfagbygget skal i sin helhet fundamenteres direkte, vestre del på enkeltfundamenter og banketter, resten av bygget på hel bunnplate. Bygget vil i sin helhet bli å fundamenteres i originale, relativt faste sandavsetninger over grunnvannstanden. Fundamenteringsforholdene er således gode for hele bygget.

For vestre del vil påbygget på auditoriedelen på Kjemi Sørfløy bli hengt opp i tversgående bærere og lastene ført ned på utsiden av eksisterende fundamenter for auditoriedelen, på langsgående banketter. Stripecfundamenter er valgt for å oppnå en lastfordelende og setningsutjevne virkning i forhold til enkeltstående søylefundamenter.

Fundamentplanen for vestre del er vist i vedlegg 4.

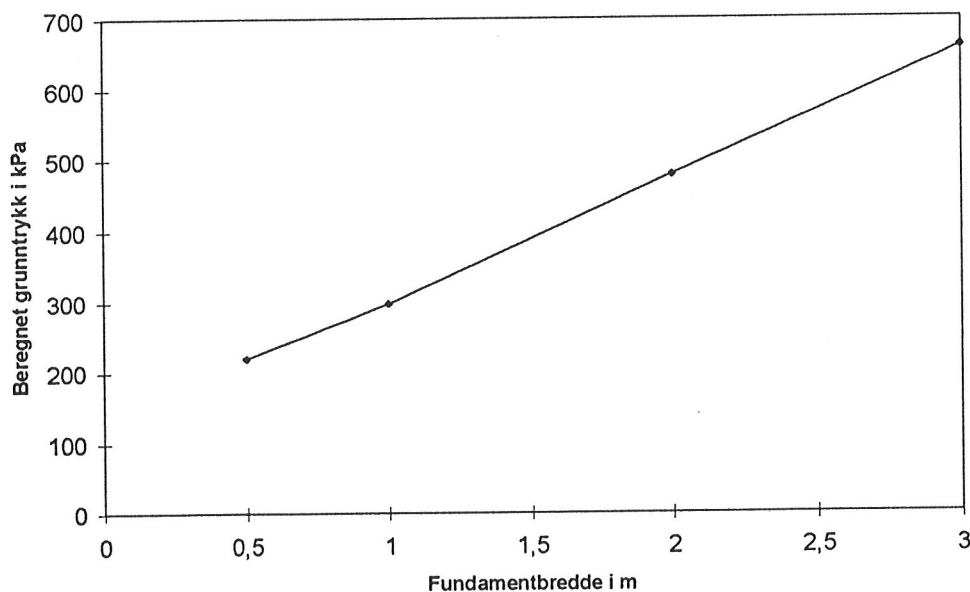
4.1 Bæreevne

Vestre del blir å fundamenter direkte på enkeltfundamenter og banketter, både for påbygg auditoriedelen og for nybygget utenfor.

Bæreevneformel: $q_d + a = N_q (p' + a) + \frac{1}{2} N_\gamma \gamma' B_0$

Parametrene a og $\tan \phi$ er tolket ut fra trykkforsøkene og vist i tabell i vedlegg 4.2. Parametervalget $a = 0$ og $\tan \phi = 0,72$ er midlere verdier for tolkningsresultatene i dybde 4-8 m for trykksonderingene i borpunktene 102 og 103, samt 2-7 m i 14 (K-3).

Bæreevneformelen gir sammenheng mellom tillatt grunntrykk og effektiv fundamentbredde som vist i diagram nedenfor, idet p' er beregnet for en høydeforskjell mellom innvendig golv og uk fundament på 0,5-0,8 m avhengig av B..



Fundamentplanen i vedlegg 4 ligger godt innenfor dette bæreevnekravet.

For *midtre del* som skal fundamenteres på hel plate, vil bæreevnen ikke være noe problem, idet jevnt fordelt grunntrykk under høybyggene vil bli av størrelse 120 kN/m², som er vesentlig under grunnens bæreevne.

For østre del, som også skal fundamenteres på hel plate vil den dype beliggenhet medføre et stort jordtrykk mot østre yttervegg. For 12 m oppstøttingshøyde vil jordtrykket bli ca 600 kN/m, og dette er mer enn østre høyblokk ved sin egenvekt kan ta opp som friksjon under bunnplata. For nordre del av dette bygget kan ubalansert jordtrykk tas opp av bunnplate og dekker i bygget videre vestover.

For den utstikkende, søndre del av østbygget viser beregninger at det er behov for støtte utenfra på ca 210 kN/m. Dette planlegges tatt opp av utstøpt plate mellom de 2 østligste høybyggene. Den ytterste, ca 18 m lange delen vil beregningsmessig ha en ubalansert horisontalkraft på 110 kN/m. Det må vurderes om dette kan tas opp ved «utkraging» av bunnplata eller om en ytre støtte også er nødvendig her.

Utkragende del på østsida av østre bygg skal fundamenteres utenfor bunnplata, på enkeltfundamenter. På den søndre delen vil disse fundamentene bli å sette på fyllmasse ved direkte fundamentering. Med forsiktig valgt fundamenttrykk vil det være mulig å oppnå tilstrekkelig bæreevne, men det må regnes med at setningsspørsmålet blir avgjørende for fundamenteringsmåten.

4.2 Setninger

4.2.1 Generelt

Storparten av Realfagbygget vil få kompensert fundamentering, det vil si at setningsgivende tilleggslast ikke overstiger avlastingen ved utgraving. For disse deler av bygget vil det ikke være setningsproblemer. Som setningsgivende last regnes 70% av bruksgrenselasten.

Med fundamentering i sand, og for det meste med stor dybde til leira, vil det for enkeltfundamenter med netto tilleggslast bli setningsegenskapene for sanden som blir avgjørende for setningenes størrelse og tidsforløp. For byggene på hel plate, vil influensdybden fra tilleggslasten bli større, og kan gi et setningsbidrag også fra leira under.

4.2.2 Vestre del

På vestre del vil påbyggingen av auditoriedelen gi store laster som skal føres ned på nye fundamenter på utsida av eksisterende fundamenter. For resten av bygget, utenfor auditoriedelen, vil det av hensyn til stabiliteten bli kompensert fundamentering.

Med 10-11 m sand under fundamenteringsnivå vil setningene i det alt vesentlige skje i sandlaget. Eventuelt setningsbidrag fra leirlaget under vil bli jevnet ut over byggets grunnflate og ikke få praktisk betydning.

Valg av setningsparametre er basert på skrueplateforsøk i borpunktene 103 og 104 på hver sin side av Kjemi sørfløy. Det er utført målinger i 4 dybdenivå i hvert målepunkt, og resultatene er presentert og tolket for forskjellige spenningsnivå i geoteknisk

datarapport 57000-1. I vedlegg 4 er modultallet m plottet mot dybden for tilleggsspenning 150 kN/m^2 .

Som en ser gir tolkningen modultall i sandlaget i intervallet 500 - 1200, som tyder på at sandavsetningen er meget lite kompressibel.

Det er utført setningsberegning for 3 av fundamentene på vestre del merket A, B og C på fundamentplanen, vedlegg 4.1. A er et av de store bankettfundamentene for påbygg auditoriedelen, B er i den kjellerløse delen og C er på den delen av bygget som tidligere hadde kjeller.

For alle disse fundamentene er beregnede setninger meget små, av størrelse 0,5-1,0 cm. Da en ikke kan se bort fra at det finnes mer kompressible lag mellom målenivåene, kan de virkelige setninger bli i overkant av dette, anslagsvis 1-2 cm.

4.2.3 Midtre del

Søndre ende av de 3 høybyggene vil få en avlastning ved utgraving omtrent svarende til bruksgrenselasten for nybygget. Da fundamenteringsnivået dessuten synes å komme ned i original grunn, ventes det ikke setningsproblemer her. I gravefasen bør det spesielt kontrolleres at bunnplata kommer i original grunn uten organisk innhold.

Ved nordre begrensing av Midtre del, mot Kjemiblokkene, er kjelleretasjen på kote 44,5 trukket 12 m sørover fra byggets ytterkant, slik at det 5-etasjes, tversgående bygget vil komme som ren tilleggslast på grunnen. Da denne endringen kom etter at grunnundersøkelsen ble utført, er det ikke utført forsøk for bestemmelse av setningsparametre i dette området.

Setningsparametre er derfor tatt fra skrueplateforsøk i pkt 103 og 104 når det gjelder sandlaget og fra ødometerforsøk i borhull PR 5 og 5 (K-3) når det gjelder leirlaget. For sandlaget (tolket i vedlegg 4) har en forsiktigvis valgt modultall $m = 500$ og for leirlaget $m = 18$, som er middelerdi fra 3 ødometerforsøk som er tolket i vedlegg 4.

Beregningen er utført litt øst for midten av bygget (profil F-F, tegn. 57000-1), og beregnet setning er her 3,3 cm, hvorav 1cm kommer fra sandlaget og 2,3 cm fra leirlaget. Setningene vil øke fra vest mot øst med avtakende dybde til leirlaget. Det store bidraget fra leirlaget skyldes stor influensdybde pga. stor bredde på «fundamentet». Sør for etasjespranget til kjellerdelen vil det bli kompensert fundamentering og tilnærmet setningsfritt.

Det skisserte setningsbildet er ikke akseptabelt, og vi tilrår avlastning ved utgraving svarende til en kjelleretasje også for denne delen av nybygget, eventuelt masseutskifting med lette fyllmasser.

4.2.4 Østre del

Hoveddelen av bygget ligger «tungt» i terrenget og vil i sin helhet være kompensert fundamentert. Det ventes derfor ingen setningsproblemer her, men bunnplata under søndre ende av østre høybygg kommer omtrent i overgangen mellom fyllmasse og originalt terreng. Her må det under utgraving kontrolleres at det ikke er organiske masser i eller like under fundamenteringsnivå.

De utkragede dekkene på østsida skal imidlertid understøttes av søyler som må fundamenteres utenfor bunnplata. På søndre del vil fundamentene ved direkte fundamentering komme i fyllmasse. Setningsspørsmålet vil være avgjørende om direkte fundamentering vil være forsvarlig, eller om det her må fundamenteres på peler.

Det kan være en mulighet for å løse setningsproblemet ved kompensert fundamentering, det vil si å benytte fundamenttrykk ved setningsgivende last som ikke overstiger nåværende overlagingstrykk, og fylle opp volumet over fundamentutspring med superlett masse (polystyren e.l.).

Forutsetning: I forbindelse med utgraving må det kontrolleres at grunnen i søylepunktene ikke inneholder organisk materiale, som kan gi skadelige setninger på de utkragede dekkene.

4.3 Fundamentering nabobygg

På tegning BOK210-03 er det gitt en oversikt over fundamenteringen av nabobyggene. Samtlige nabobygg er fundamentert direkte på sålefundamenter, og fundamenterings-nivå er påført for yttervegg nærmest byggegropa for Realfagbygget.

Når det gjelder tilstanden til byggene synes det stort sett å være lite skader å observere. Et unntak er Lerkendalbygget, som er et elementbygg, og hvor det opplyses å være en del sprekkeskader, forskyvninger av elementer osv.

Kjemiblokk Syd har generelt små synlige skader i kjelleren, bortsett fra et rom, under og bak det minste auditoriet. Her er det store sprekkeskader på golvet og delvis også på veggene. Da dette er i nærheten av det ene store bankettfundamentet som skal ta last fra påbygging av auditoriedelen, bør årsakene til disse skadene undersøkes nærmere.

5. Geoteknisk oppfølging og kontroll

Før arbeidet settes igang, må det gjennomføres tilstandskontroll på nabobyggene med systematisk gjennomgang av byggene og video-opptak.

I hele grunnarbeidsperioden må det forutsettes løpende kontroll med arbeidet med daglig besøk av geotekniker på byggeplassen og deltakelse på byggemøter.

Av spesielle kontroll-tiltak skal nevnes:

- Poretrykk- kontroll Nedsetting 5-6 nye poretrykkmålere og 8 vannstands-rør og løpende avlesning av alle målere
- Spunt-kontroll Kontroll med ramming/oppspenning, montering av 4 inklinometre og løpende avlesning i graveperioden
- Setningskontroll Installering av setningsbolter i nabobygg og løpende målinger i byggeperioden
- Komprimeringskontroll Ved tilbakefylling inntil bygg og kulverter, samt oppfylling for den nye Høgskoleringen

6. Sluttkommentar

Det beregnede sikkerhetsnivå ved utgraving på østre del, 1,4-1,5 er basert på vårt parametervalg og målt poretrykknivå. Sikkerheten må ikke senkes under dette nivå, og derfor er det viktig at grunnlaget for stabilitetsberegningene er sikrest mulig.

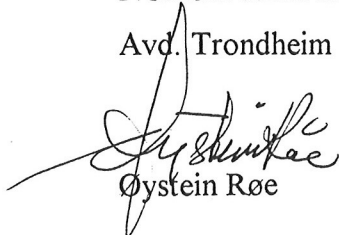
Vi foreslår derfor at de utførte grunnundersøkelsene suppleres med 4-5 trykksonderinger på østre del. Hensikten med disse vil være å styrke grunnlaget for parametervalget i stabilitetsanalysen, da det er grunn til å sette spørsmålstegn ved enkelte av treaksialforsøkene pga. antatt prøveforstyrrelse.

Trykksonderingene vil også kunne gi opplysninger om sandlagets permeabilitet på østre del, slik at faren for grunnvannsoppdemming og poretrykksøkning kan vurderes sikrere.

NOTEBY

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S

Avd. Trondheim



Øystein Røe



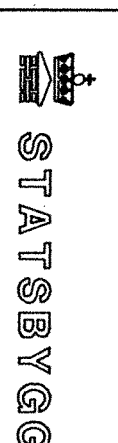
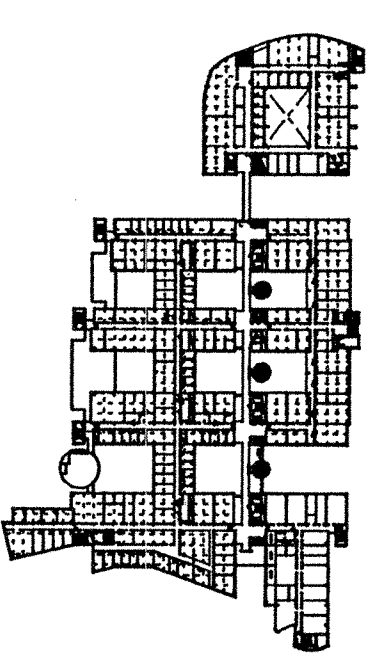
Sigbjørn Rønning



TEGNINGSGRUNNLAG: DIGITALT KARTVERK TRH. KOMMUNE

MERKNAD:

-KOTER ANGIT FOR GENERELT PLANUM, 60 CM UNDER FERDIG GOLV-
-GRAVESKRÅNING 1:1,5 HVOR IKKE ANNET ER ANGIT

[illegible][illegible]



TEGNINGSGRUNNLAG: DIGITALT KARTVERK, TR.H. KOMMUNE

MERKNADER:

ETABLERINGSNIVÅ SPUNT:

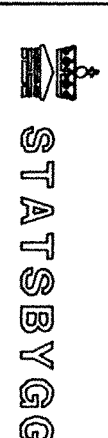
-LOVEDSPUNT : K+44

STALKVALITET SPUNT : S452

STAGLENDER :15 -20m

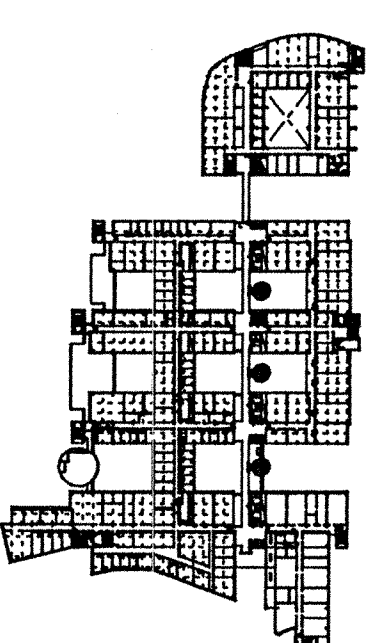
ANTALL STAGREKKER :

- 2 REAKER MUL VEST
- IREKKE FOR RESTEN

[illegible]

92033	REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN/NTNI
-------	----------------------------------

7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78																						



TITTEL		SPUNTPLAN	
MAL	1. 250	BOX/20-02	
DA/TD	18.01.1996		
TECHNISCHLEITER		REDAKTOR	



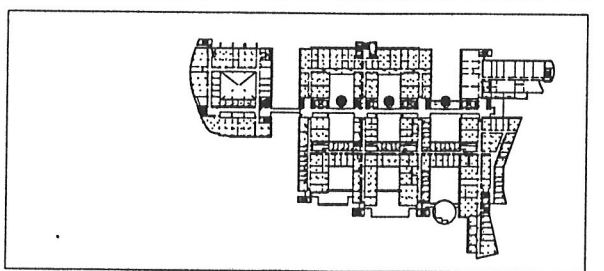
- MERKNAD**
- ALLE NABOBYGG ER DIREKTE FUNDAMENTERT PÅ SÅLER
 - FUNDAMENTNIVÅ ANGITT FOR FUNDAMENTER SOM LIGGER INN MOT BYGGEGROPA
 - ALLE OPPGITTE FUNDAMENTKOTER ER REFERERT TIL UK FUNDAMENT

REV	DATE	TEKST	SJEKK	KONTROLL	ODKJ
FORPROSJEKT				LEVERANDØR	



92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN/NTNU

FAG/PROSJEKTGRUPPE	FIRMA	FAGANSVARLIG	ADRESSE	TELF	FAX
Arkitekt (A)	NARUD STOKKE WIG AS Sivilarkitekt MAA	Jørn Narud	Reinertsen 21, 0158 Oslo	22 33 06 70	22 41 45 01
	HUS Sivilarkitekt MAA		Erling Skjervegt. 29 1013 Trondheim	73 51 39 51	73 51 36 92
Bygg. Teknisk (B)	REINERTSEN ENGINEERING	Tore Sæviide	Osloeggt. 30 0332 Oslo	67 54 11 03	67 54 11 03
VVS-Teknisk (V)	YVB THEDELLS NORGE AS	Børner Kristiansen	Olav Trygvehaugen, 50 PB 744, 7001 Trondheim	73 51 10 22	73 53 55 50
EL-Teknisk (E)	DRANGSHOLT INGENIØRKONTOR AS	Oddbjørn Johansen	Elisavestegaten 51 7011 Trondheim	73 52 16 00	73 51 00 61
E	RYJØD AS		Erling Skjervegt. 498 7013 Trondheim	73 88 37 60	73 51 85 80
LANDSKAP (L)	13.3 LANDSKAPARKITEKTER AS	Bjørn Aasen	Gransen 5/7 0158 Oslo	22 42 41 94	22 42 19 23
HAUSTEK (H)	BREKKE & STRAND AS	Lars V. Strand	Hoffvæien 13 PB 188 Sjøengen 0312 Oslo	22 06 19 50	22 52 45 41
GEOTEKNIKK (G)	NOTBY AS	Bystrøm Røe	PB 1178 Sjøvassberg 7001 Trondheim	72 55 29 00	72 55 26 61



TITTEL		FUNDAMENTNIVÅ, NABOBYGG	
MÅL	1 : 1000	BOK210-03	
DATE	18.01.1996	TEGNINGSNUMMER	
			REV

VEDLEGG 1:

Borplan

VEDLEGG 2:

Stabilitet

VEDLEGG 3:

Utgraving/oppstøtting

VEDLEGG 4:

Fundamentering

VEDLEGG 1

BORPLAN

INNHold:

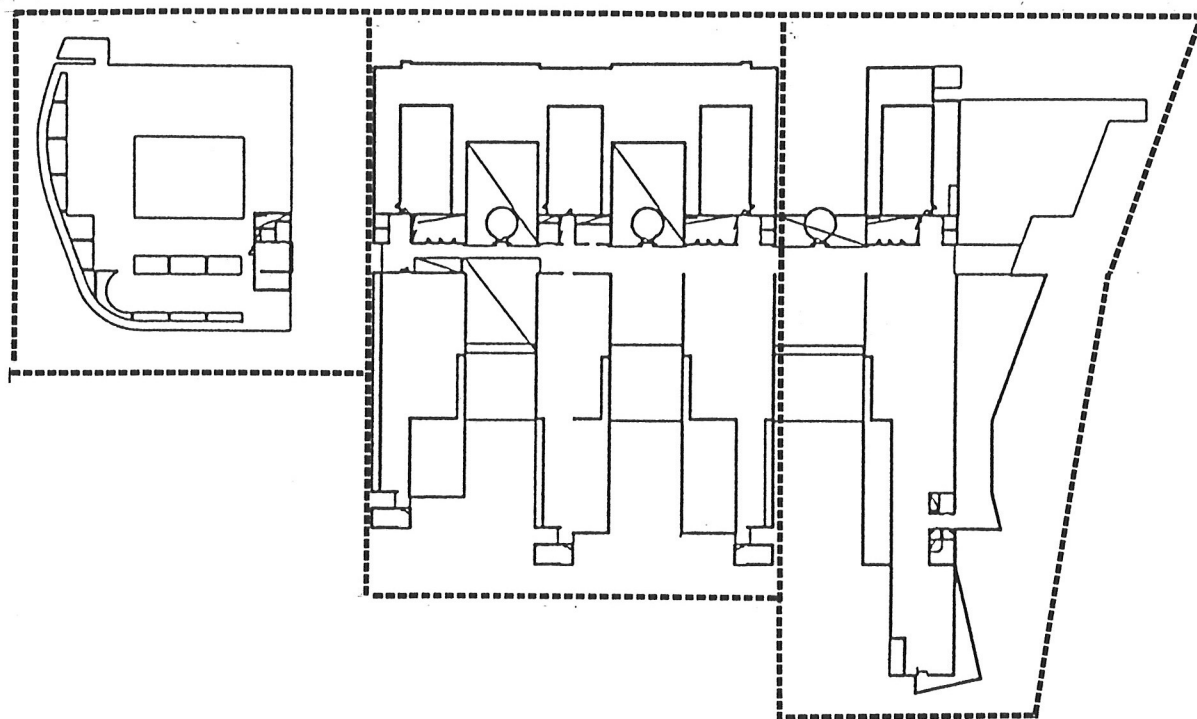
Tegning 57000-1: Borplan, M 1:1000

Orienteringsskisse

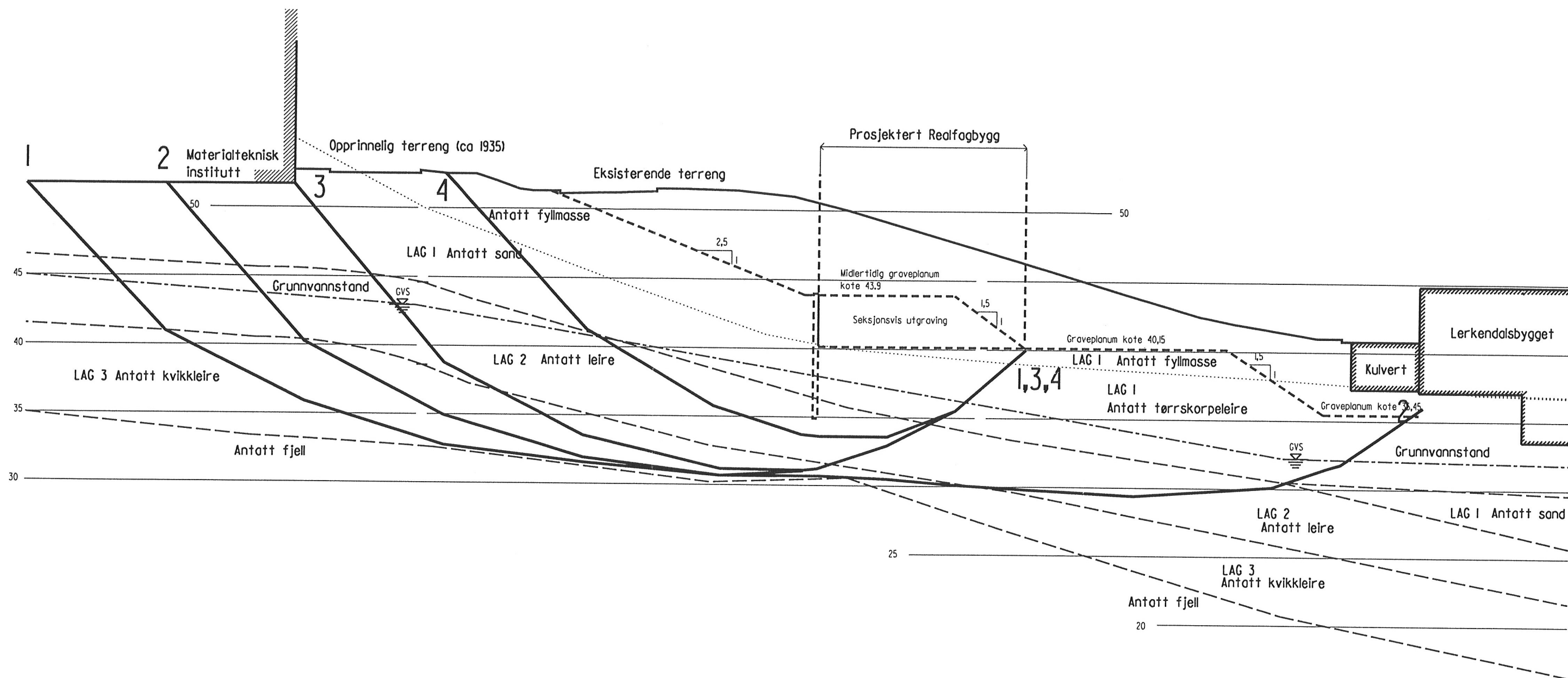
VESTRE DEL

MIDTRE DEL

ØSTRE DEL



ORIENTERINGSSKISSE



RESULTATER FRA STABILITETSBEREGNINGER

SIKKERHETSFAKTOR

m/seksjonering

GRUNNFORHOLD

LAG	EGENVEKT	ATTRAKSJON	$\tan(\phi)$	$S_u/\rho \cdot g$	$S_u/\rho \cdot g$
1	18 kN/m ³	0	0,65		
2	18 kN/m ³	10 kN/m ²	0,50	0,33	0,18
3	18 kN/m ³	10 kN/m ²	0,37	0,31	0,16

GLIDEFLATE	α - ϕ	S_u	α - ϕ	S_u
1	1,55	1,34	1,91	1,46
2	1,88	1,76	1,94	1,74
3	1,48	1,68	1,62	1,85
4	1,64	1,65	2,26	3,50

PROFIL J-J, STABILITET

STATSBYGG
REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN



OPDRAG NR.

57000

TEC.NR.

204

M-LESTOKK	TEGNET	SR
1:300	KONTR.	
ERST.FOR	REV. DATO	10.01.96



RAPPORTGRUNNLAG

Firmanavn	Rapport nr	Dato	Kode
NGI	0.208	16.02.55	NGI-1
NGI	0.208-2	25.04.55	NGI-2
Kummenesje	0.669	08.05.68	K-1
Kummenesje	0.669-5	05.10.71	K-2
Kummenesje	10495-1	27.05.94	K-3
Kummenesje	10495 (LAB)	04.07.94	K-4
NOTEBY	57188-1	12.12.95	Ukodet

- DREIESONDERING
- ENKEL SONDERING
- ▼ RAMSONDERING
- ⊕ TOTALSONDERING
- ☆ FJELLKONTROLLBORING
- ⊕ KJERNEBORING
- ▼ TRYKKDREIESONDERING
- ⊕ SKRUPATEFORSØK
- PRØVESERIE
- PRØVEGROP
- ▼ TRYKKSONDERING
- +
- ⊕ PORETRYKKMÅLING
- △ FJELL I DAGEN

- OMRIS NYBYGG
- ETASJESPRANG

KARTGRUNNLAG: DIGITALT KART: 1-30

UTGANGSPUNKT FOR NIVELLEMENT: TRONDHEIM LOKAL: KOTE 0,0 = MEDIUM LAVVANN

BORPLAN

STATSBYGG
92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUCEN



OPPDRAG NR.

57000

PROJEKT

VS

KONTROL

OK

DATO

15.12.95

REV. DATO

REV.

1

VEDLEGG 2

STABILITET

GRUNNLAG FOR PARAMETERVALG OG BEREGNINGSRESULTATER

INNHold

VEDLEGG 2.1: Stabilitet profil A-A

VEDLEGG 2.2: Stabilitet profil E-E

VEDLEGG 2.3: Stabilitet profil H-H

VEDLEGG 2.4: Stabilitet profil I-I

VEDLEGG 2.5: Stabilitet profil J-J

VEDLEGG 2.6: Grunnlag ADP-analyse

VEDLEGG 2.1

STABILITET PROFIL A-A

INNHold:

Grunnlag for parametervalg:

- Prøveserie PR 1
- Prøveserie 29(NGI-2)
- Prøveserie 39(NGI-2)
- Trykksondering 102, tolkning $\tan\phi$
- Trykksondering 103, tolkning $\tan\phi$
- Trykksondering 14(K-3), tolkning $\tan\phi$

Beregningsforutsetninger og - resultater

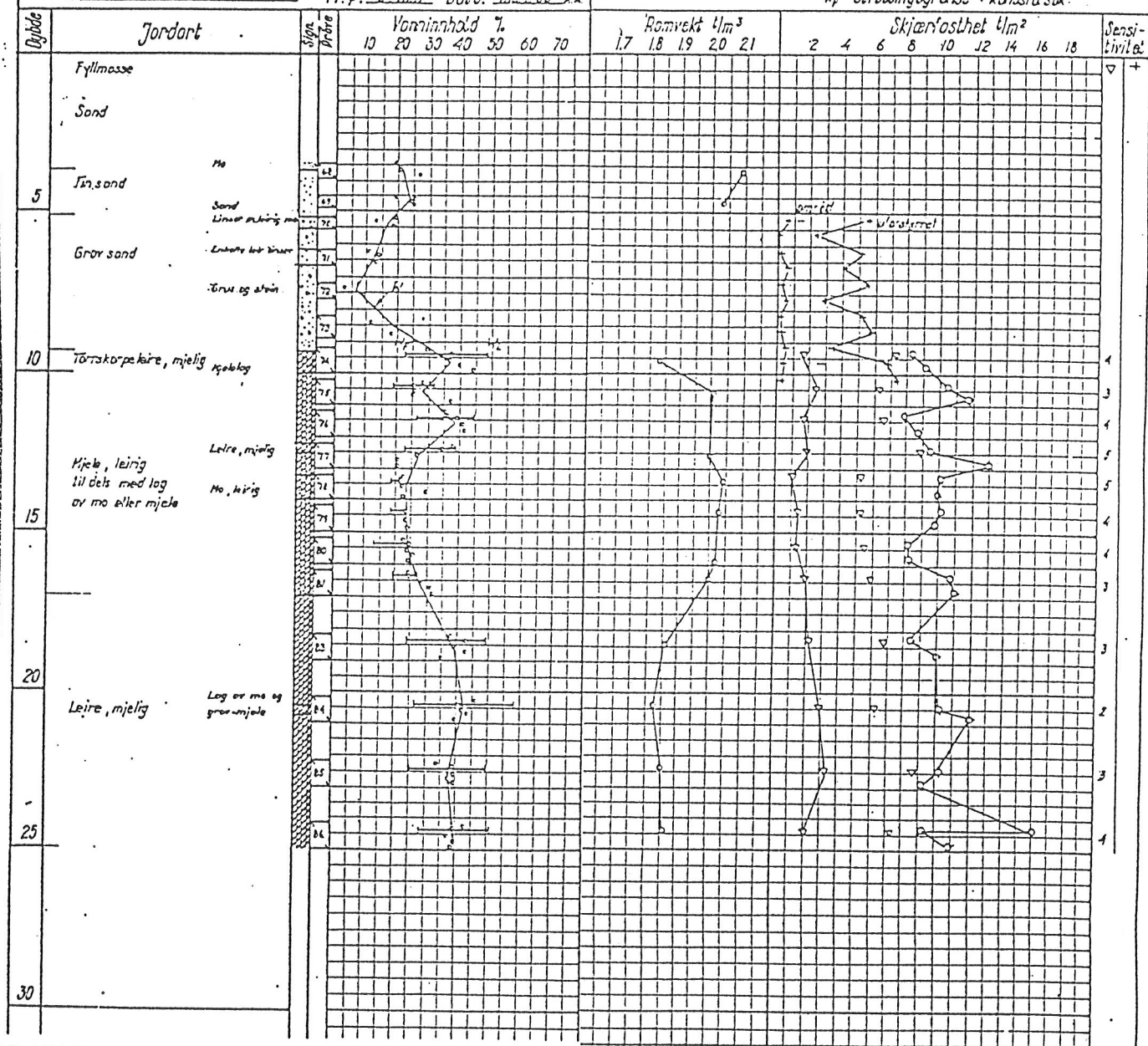
- Profil A-A M 1:300
- Profil A-A Datautskrift, $\alpha\phi$ -analyse

NORGES GEOTEKNISKE INSTITUTT.
BORPROFIL

Sted: N.T.H. TRONDHEIM

Hull: 29 Bilag: 9
Nivå: 5.10 m Oppdr: 0208-2
Pr. ø: 54 mm Dato: mar 55 1.1

Tegnforklaring: w = vanninnhold + vingebar
 w_L = flytegrense o enkelt trykksøk
 w_p = utrullingsgrense = konsolidsøk



$$F_s = 1,36$$
$$F_s = 1,33$$

39

1

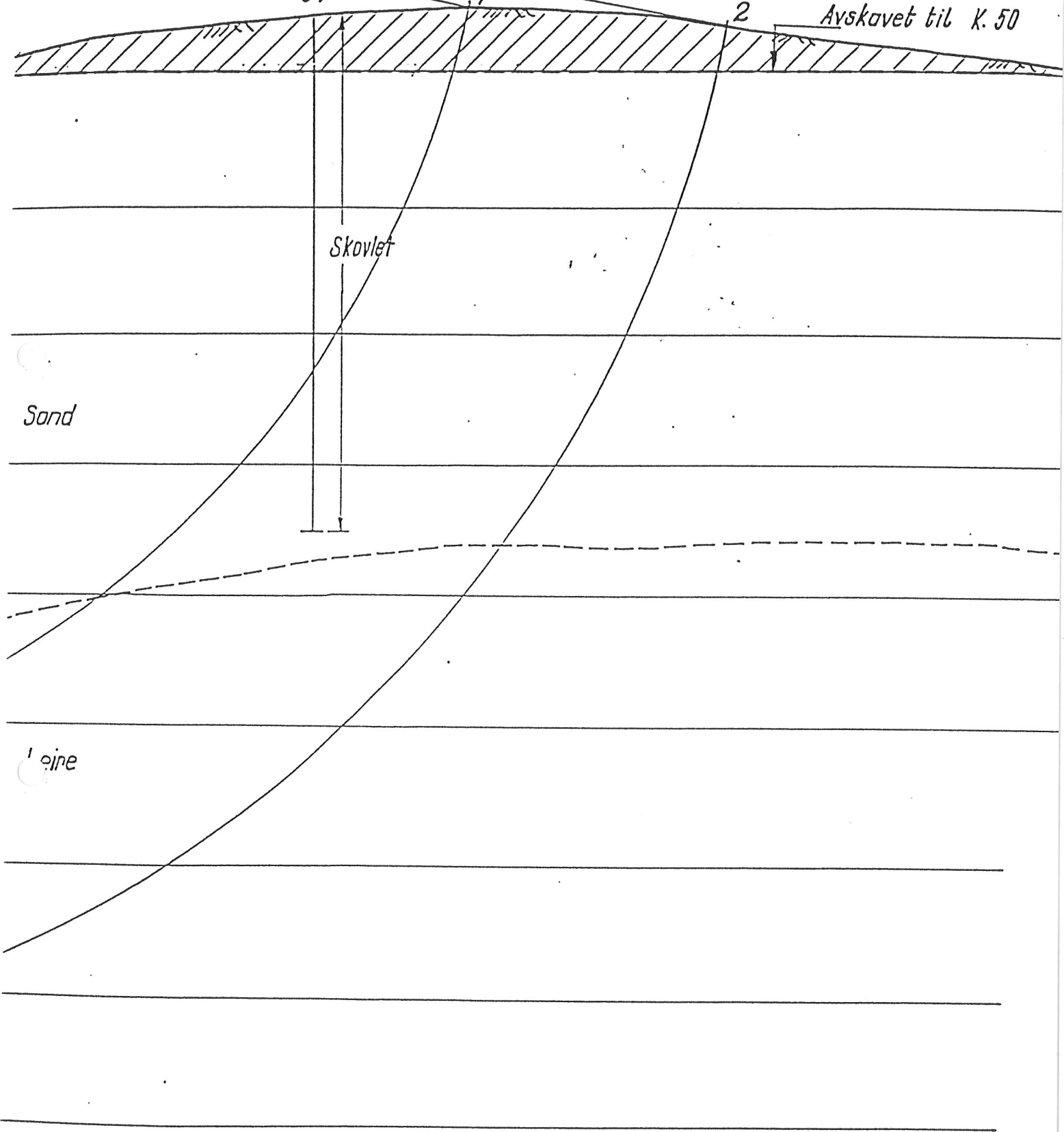
2

Afskåret til K. 50

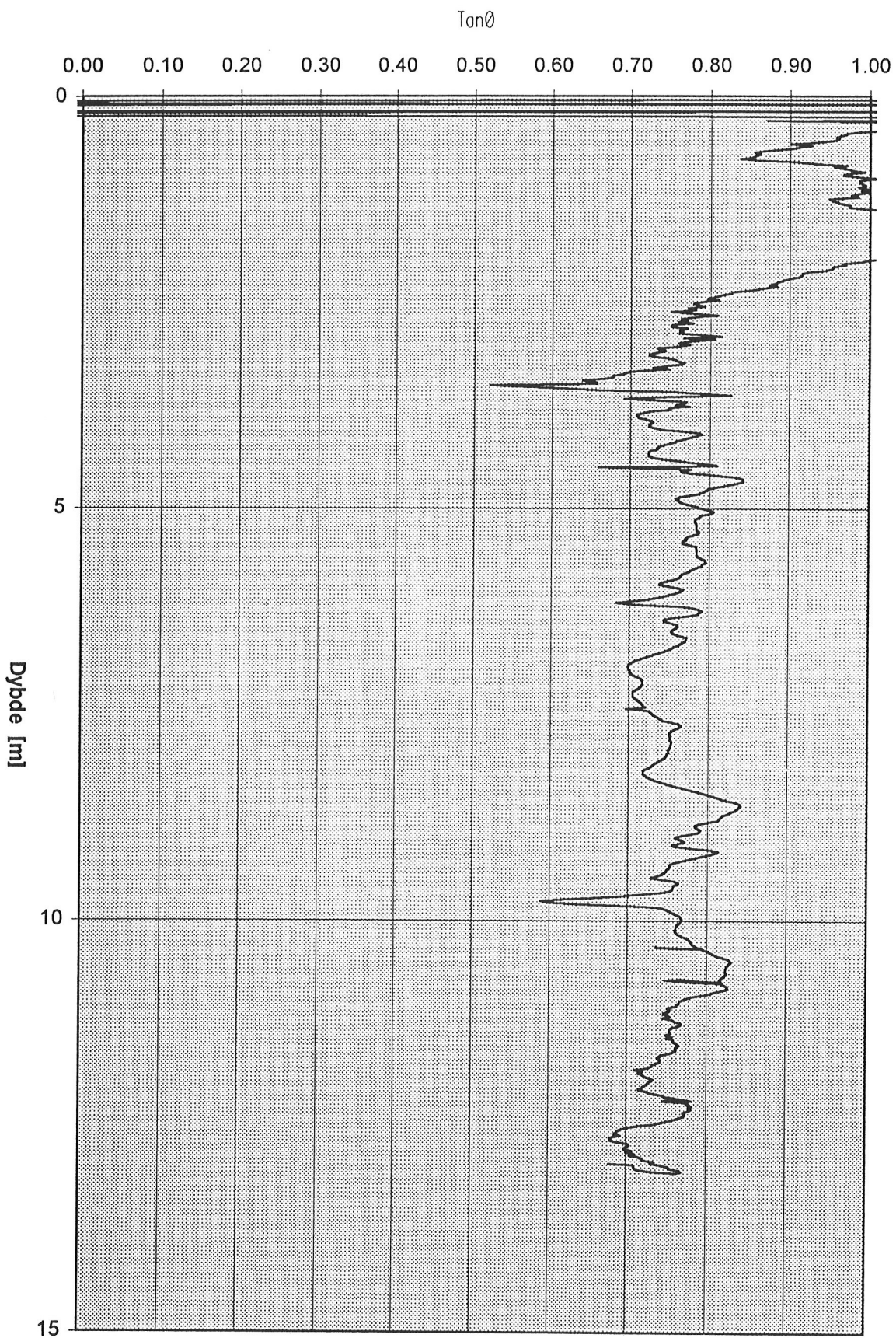
Skovlet

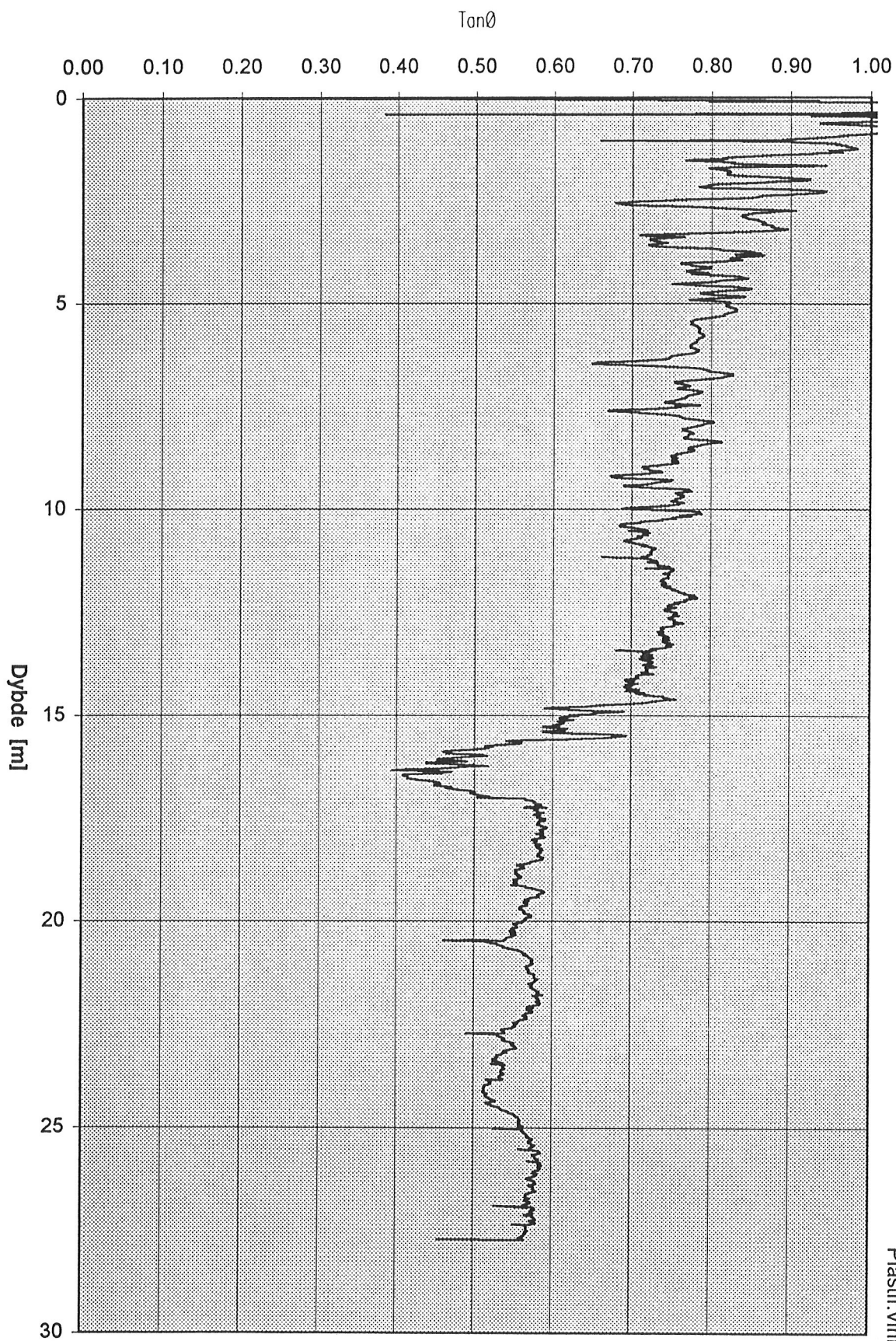
Sand

Leire

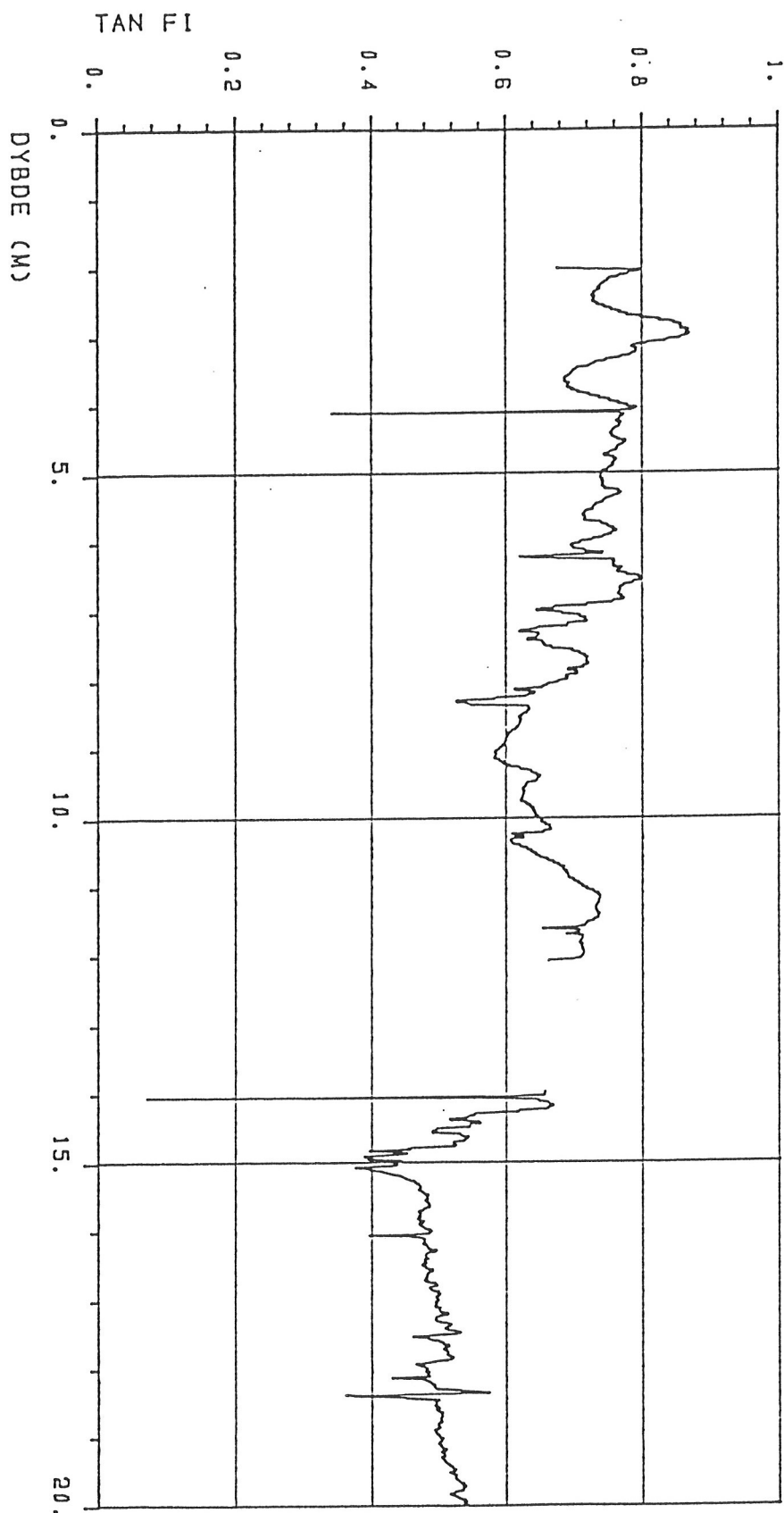


Tolkingsinput:
Jordart: Sand
Attraksjon, a: 0
Plastif. vinkel, β : -10





Tolkingsinput:
 Jordart: Sand Leire
 Attraksjon, α : 0 10
 Plastif. vinkel, β : -10 0



Kummeneje

Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
NTH - REALFAGBYGG

TAN FI
Trykksondering
Punkt 14

MALESTOKK

—

TEGNET AV

—

DATO
07/94

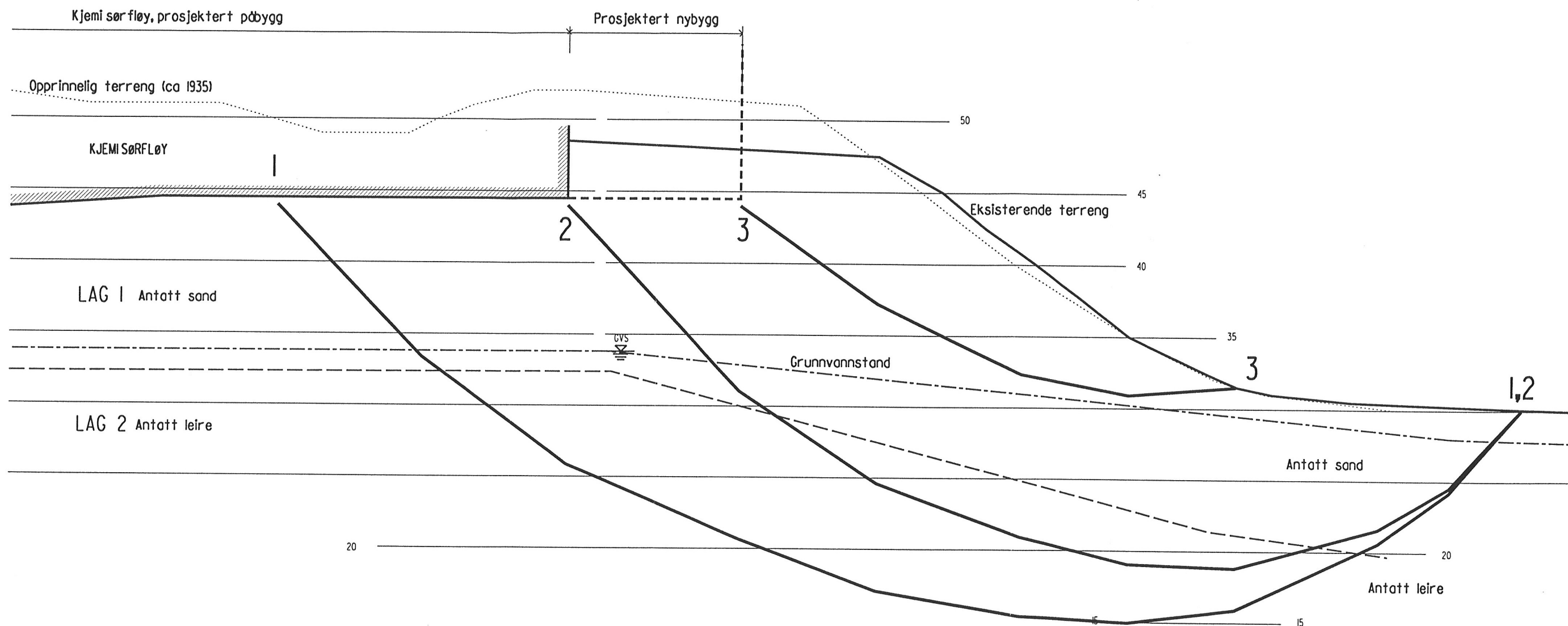
OPPDRAG

10495

BILAG

—

TEGN NR
015



GRUNNFORHOLD

LAG	EGENVEKT	ATTRAKSJON	$\tan(\phi)$
1	18 kN/m ³	0	0,70
2	20 kN/m ³	10 kN/m ²	0,50

RESULTAT AV STABILITETSBEREGNINGER

GLIDEFLATE	SIKKERHETSFAKTOR
1	1,73
2	1,47
3	1,68

PROFIL A-A, STABILITET

STATSBYGG
REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN



OPPDAG. NR.

57000

TEGN. NR.

200

MÅLSTOKK

1:300

TEGNET

SR

KONTR.

DATO

10.01.1996

ERST. FOR

REV. DATO

REV.

REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse Å-Å

Lag nr. 1 2
Sand Leire
Egenvekt 18 20
a/tg(phi) 0/0,70 10/0.50

STABIL

v. L.3
(c) NOTEBY Å.5

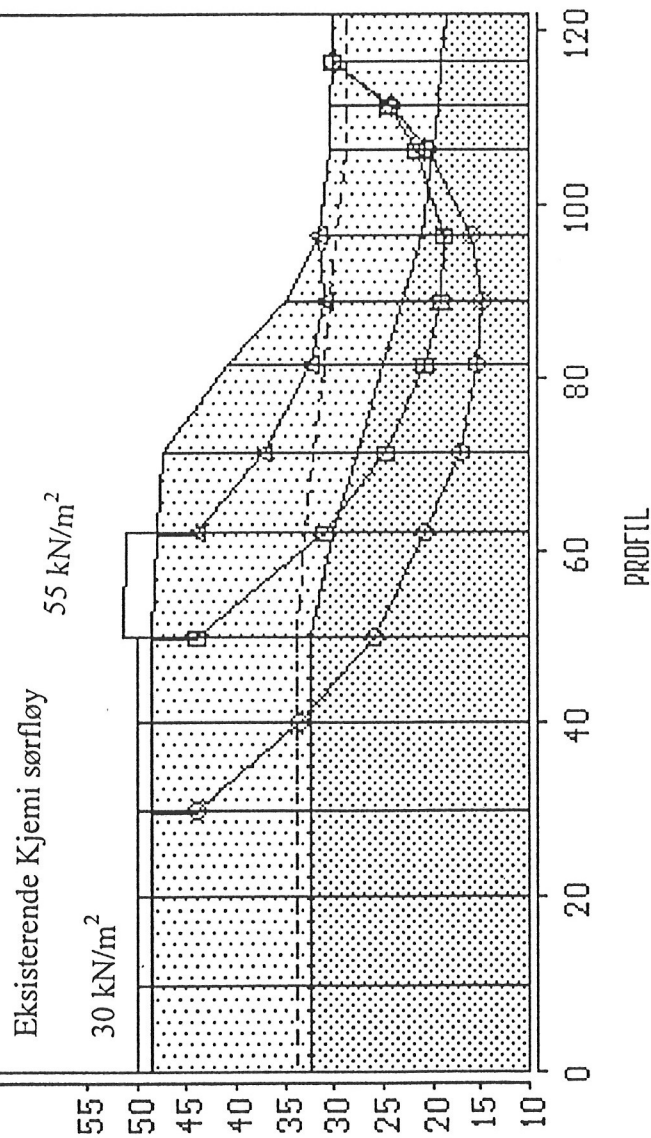
ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

SETTE KREFTER

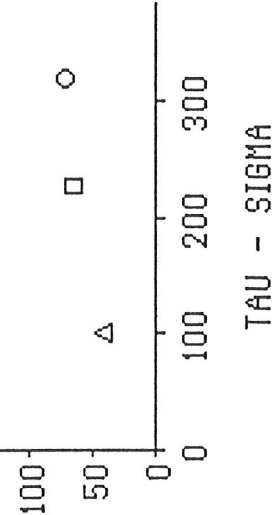
SLUTT

BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	*1.731	*1.466	*1.682



BEREGNINGER PÅ a-φ-BASIS



VEDLEGG 2.2

STABILITET PROFIL E-E

INNHold:

Grunnlag for parametervalg:

- Prøveserie PR 3
- Prøveserie PR 5
- Treksialforsøk, aktiv PR 5, D = 17.25
- Treksialforsøk, aktiv PR 5, D = 18.25
- Treksialforsøk, passiv PR 5, D = 17.35
- Totalsondering 109
- Trykksondering 102
- Trykksondering 14 (K-3)

Beregningsforutsetninger og - resultater

- Profil E-E M 1:300
- Profil E-E Datautskrift, α -analyse
- Profil E-E Datautskrift, Su-analyse

TERRENGKOTE BUNNKOTE		47,7 <div></div>	DYRDE PRØVE	VANNINNHOOLD OG KONSISTENSGRENSER %				n	O _{g1}	γ <div>$\frac{kN}{m^3}$</div>	SKJÆRSTYRKE S _u (kN/m ²)					S _i	
				10	20	30	40	%	%	$\frac{kN}{m^3}$	10	20	30	40	50		
SAND, FYLLMASSE grusig	—	5		o						1,3							
				o													
				K o													
				o													
				o													
fin, siltig fin, middels " " SAND, "		5		o						0,3							
				K o													
				o													
				K o													
				o													
siltig fin " " siltlag		10		o													
				o													
				o													
				o													
				o													
		15		o													

PR = PRØVESERIE
SK = SKOVLEBORING
PG = PRØVEGROP
VB = VINGEBORING
Borboke nr 12263
Lab.bok nr 1694

o NATURLIG VANNINNHOOLD
— W_L FLYTEGRENSE
W_F — " — KONUSMETODE
— W_P PLASTISITETSGRENSE

n = PORØSITET
O_{Na} = HUMUSINNHOOLD
O_{g1} = GLØDETAP
γ = TYNGDETETHET

▽ KONUSFORSØK
o TRYKKFORSØK
15-5 DEFORMASJON VED BRUDD
+ VINGEBORING
OMRØRT SKJÆRSTYRKE
S_i SENSITIVITET

Ø = ØDOMETERFORSØK P = PERMEABILITETSFORSØK K = KORNGRADERING T = TREAKSIALFORSØK

GEOTEKNISKE DATA

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.
PR3

BORPLAN NR.
1

BORET DATO
Nov. -95

TEGNET
VS

KONTR.
HN

DATO
11.12.95

REV.

KONTR.

DATO

SIDE

TERRENGKOTE 48,7 BUNNKOTE		DYBDE m PRØVE	VANNINNHold OG KONSISTENSGRENSER %				n	O _{Ns}	γ kN m ³	SKJÆRSTYRKE S _u (kN/m ²)					S _t
			10	20	30	40				10	20	30	40	50	
SAND,	fin, middels		o												
	"		o												
	siltig			o											
	fin, middels		o												
	middels	5	K o												
	"		o												
	"		o												
	siltig			o											
	siltlag				o										
	grusig	10	K o												
LEIRE	"		o												
	fin			o											
	siltig		K	o											
		15		o											
				o											
				o											
			T		o				18,3				88	4	
				o									65	4	
				o									83		
			T		o				18,3						8
				o											10
			T		o				19,2						11
		20		o											8

PR = PRØVESERIE
SK = SKOVLEBORING
PG = PRØVEGROP
VB = VINGEBORING
Borrbok nr 12263
Lab.bok nr 1694

o NATURLIG VANNINNHold
— W_L FLYTEGRENSE
W_F — » — KONUSMETODE
— W_P PLASTISITETSGRENSE

n = PORØSITET
O_{Ns} = HUMUSINNHold
O_{gl} = GLØDETAP
γ = TYNGDETETTHET

▽ KONUSFORSØK
○ TRYKKFORSØK
15-5 DEFORMASJON VED BRUDD
+ VINGEBORING
▽ OMRØRT SKJÆRSTYRKE
S_t SENSITIVITET

Ø = ØDOMETERFORSØK P = PERMEABILITETSFORSØK K = KORNGRADERING T = TREAKSIALFORSØK

GEOTEKNISKE DATA

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.
PR5

BORPLAN NR.
1

BORET DATO
Nov. -95

TEGNET
VS

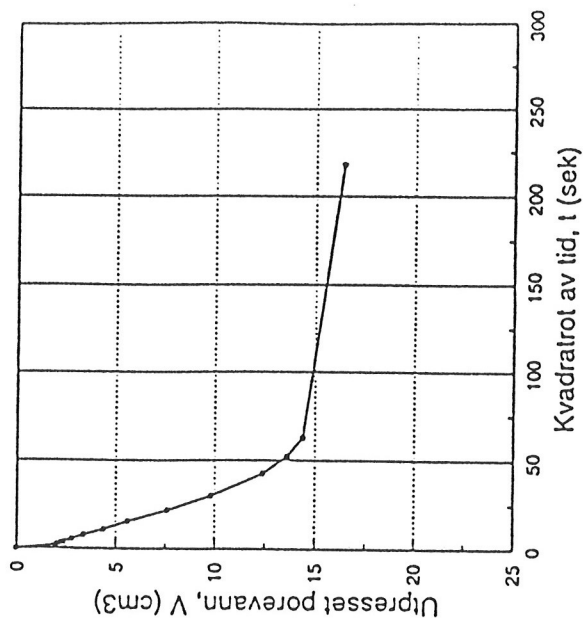
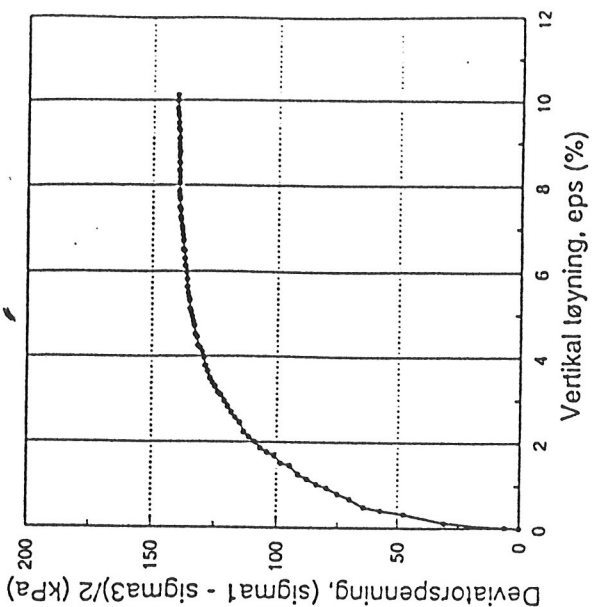
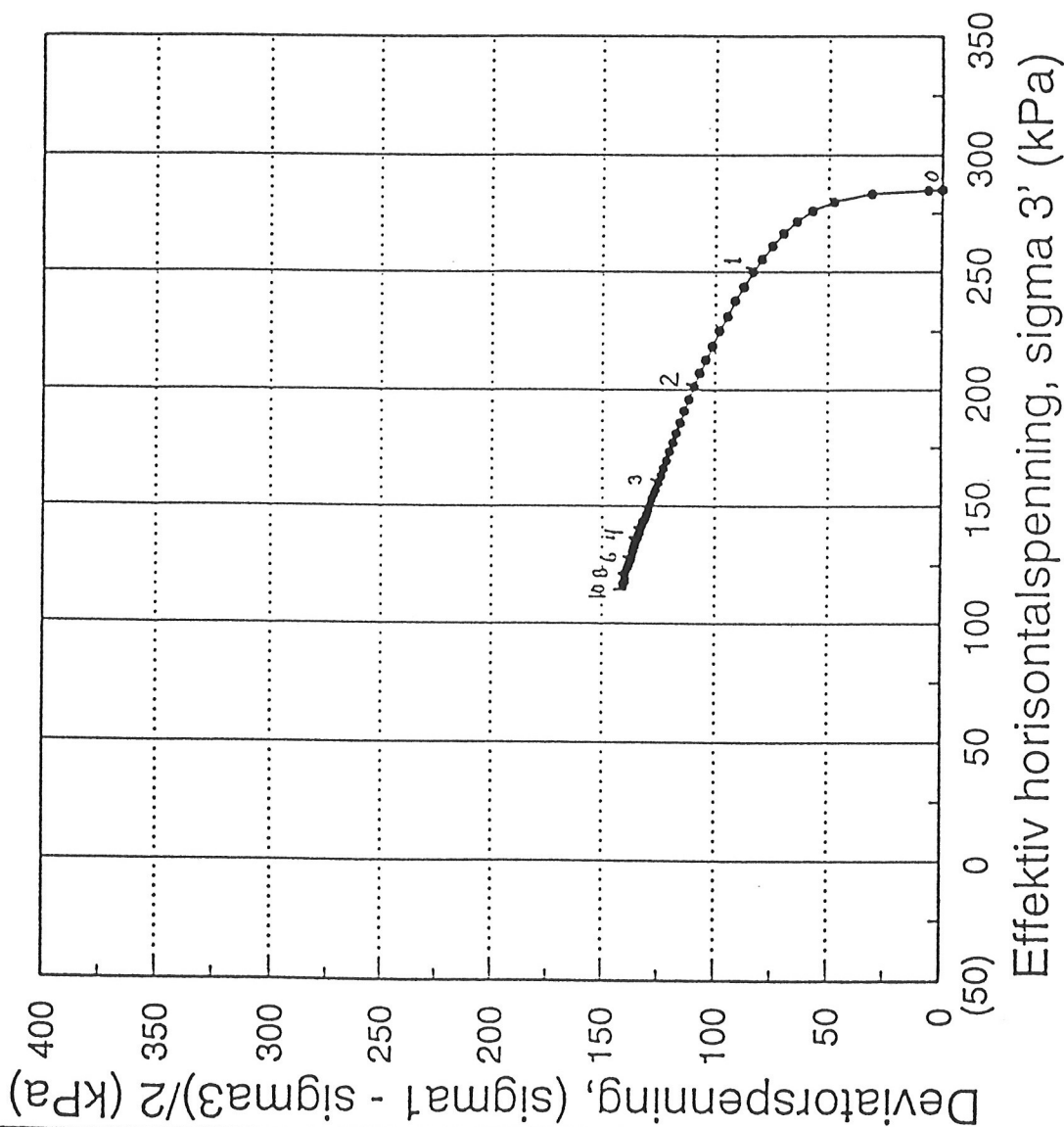
KONTR.

DATO
11.12.95

REV.

KONTR.

DATO



NOTEBY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningsstø og mobiliseringskurve fra treaksialforsøk.
Isotropt konsolidert, udrenert, aktivt skjærforsøk (CIU₃).
PR5, dybde 17.0 - 17.8 m.

DATO

1995.12.06



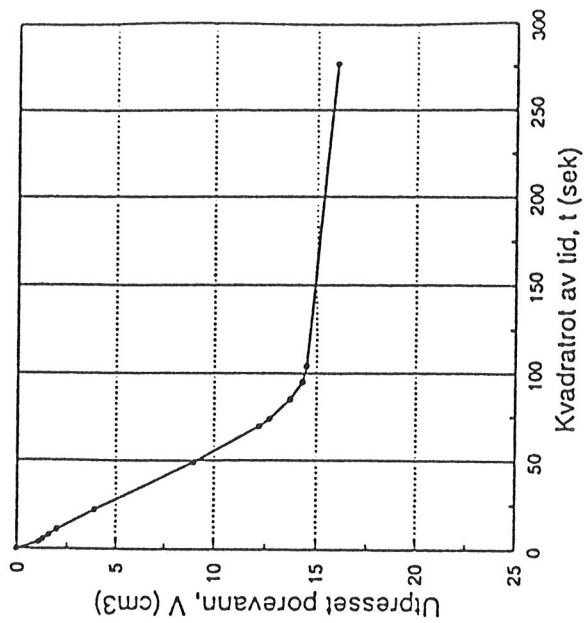
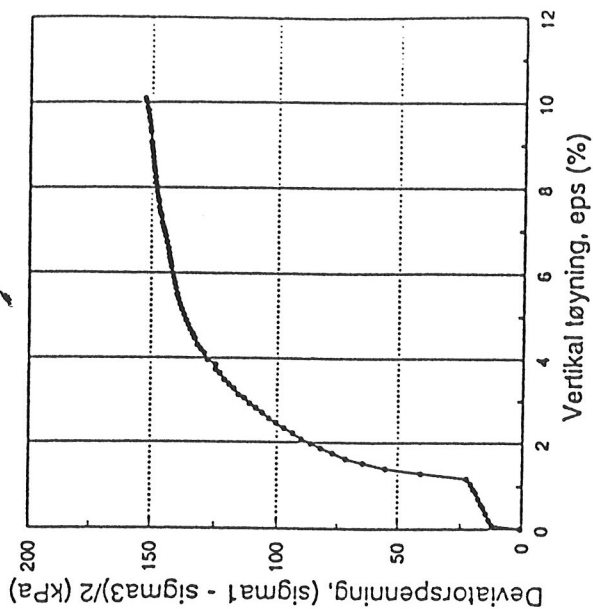
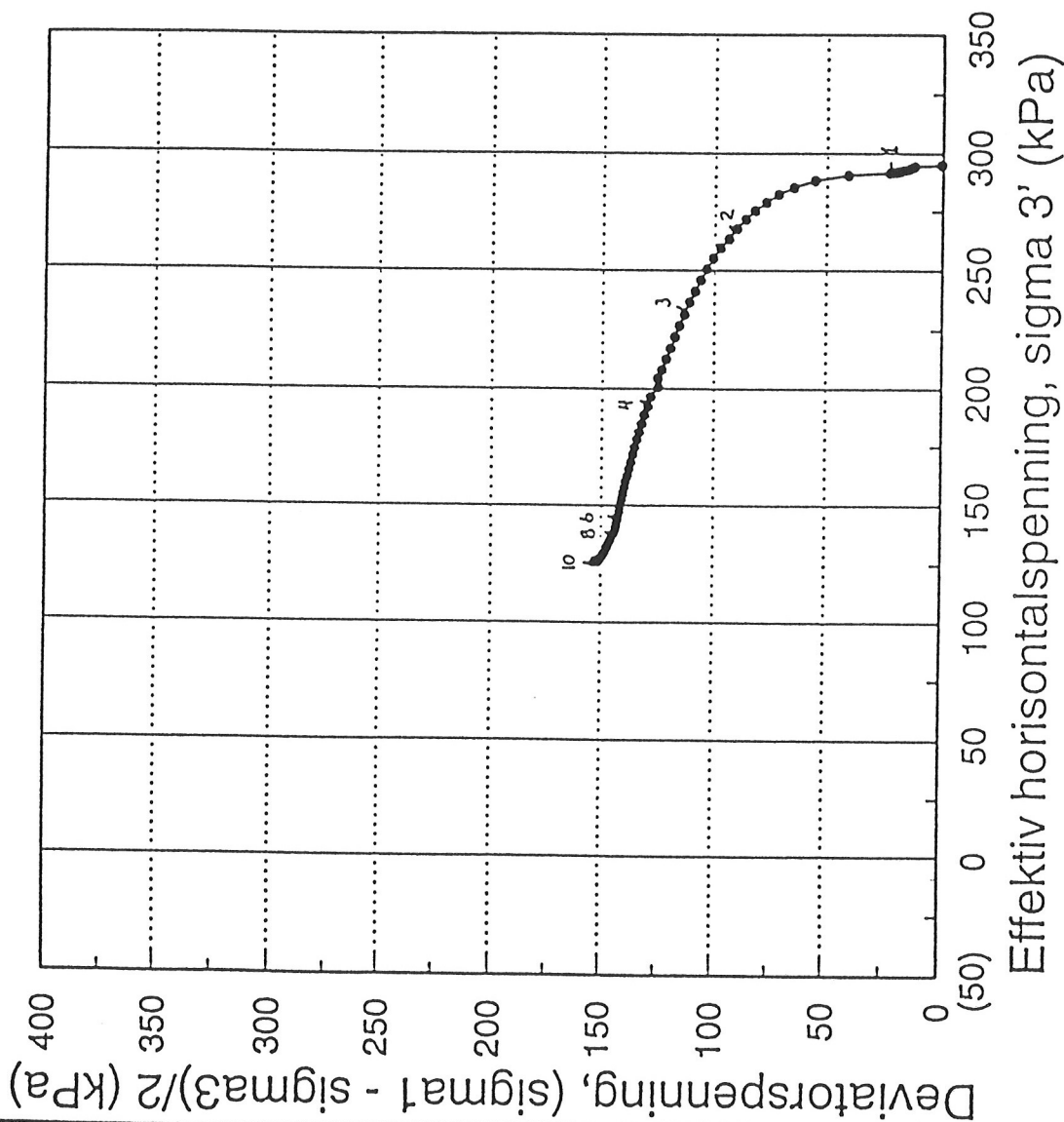
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

FIGUR

9

GODKJENT

[Signature]



PR5, 18,25 m

NOTEBY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningssti og mobiliseringskurve fra treaksialforsøk.
Isotropt konsolidert, udrenert, aktivt skjærforsøk (CIU).
PR5, dybde 18.0 - 18.8 m.

DATO

1995.12.06



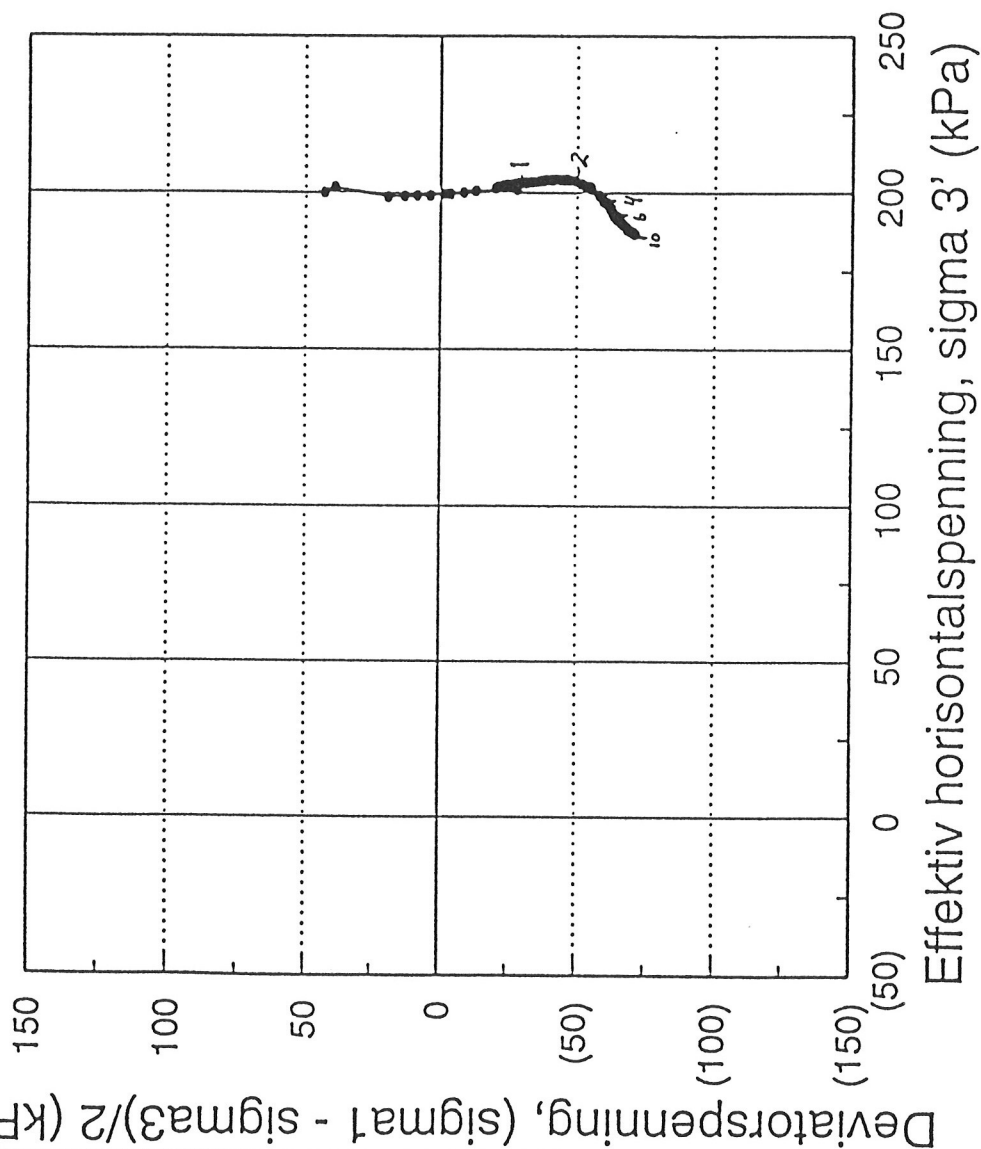
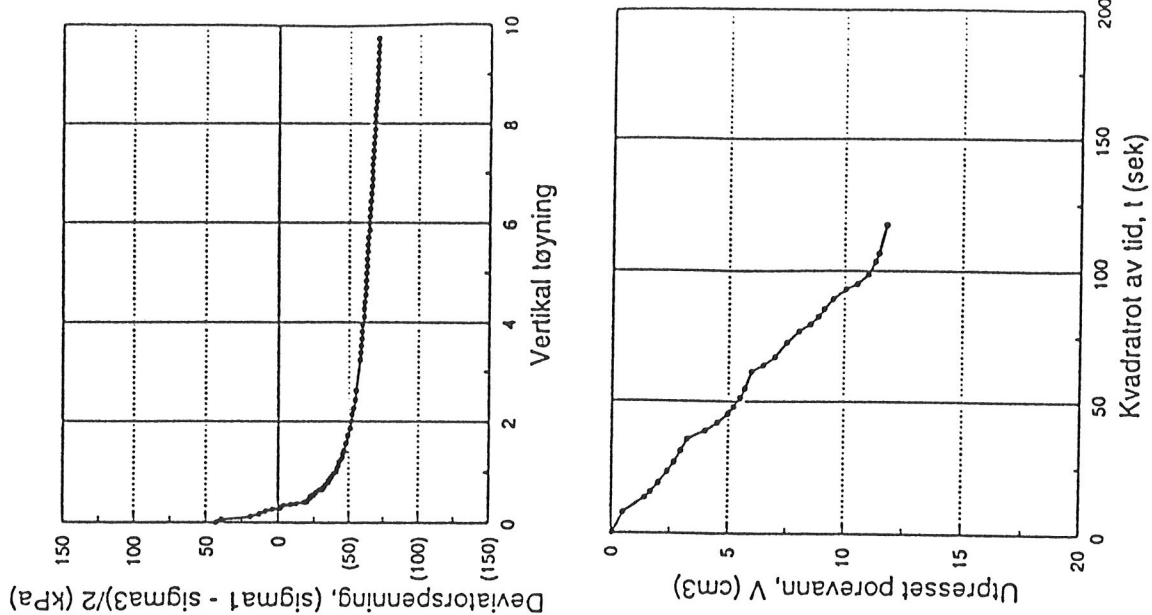
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

FIGUR

10

GODKJENT

[Signature]



PR5, 17,35 m

passiv

tøyning = strekk-tøyning

NOTE BY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningssti og mobiliseringskurve fra treaksialforsøk.
Anisotrop konsolidert, udrenert, passivt skjærforsøk (CAU_p).
PR5, dybde 17.0 - 17.8 m.

DATO

1995.12.06



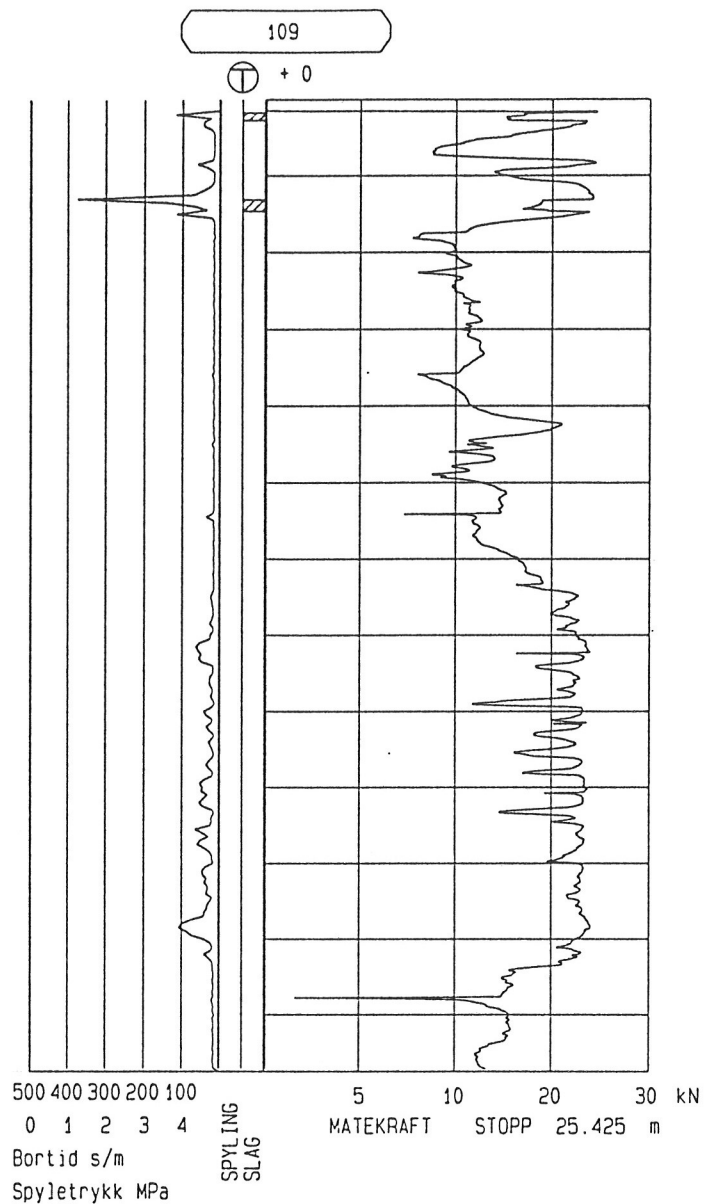
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

FIGUR

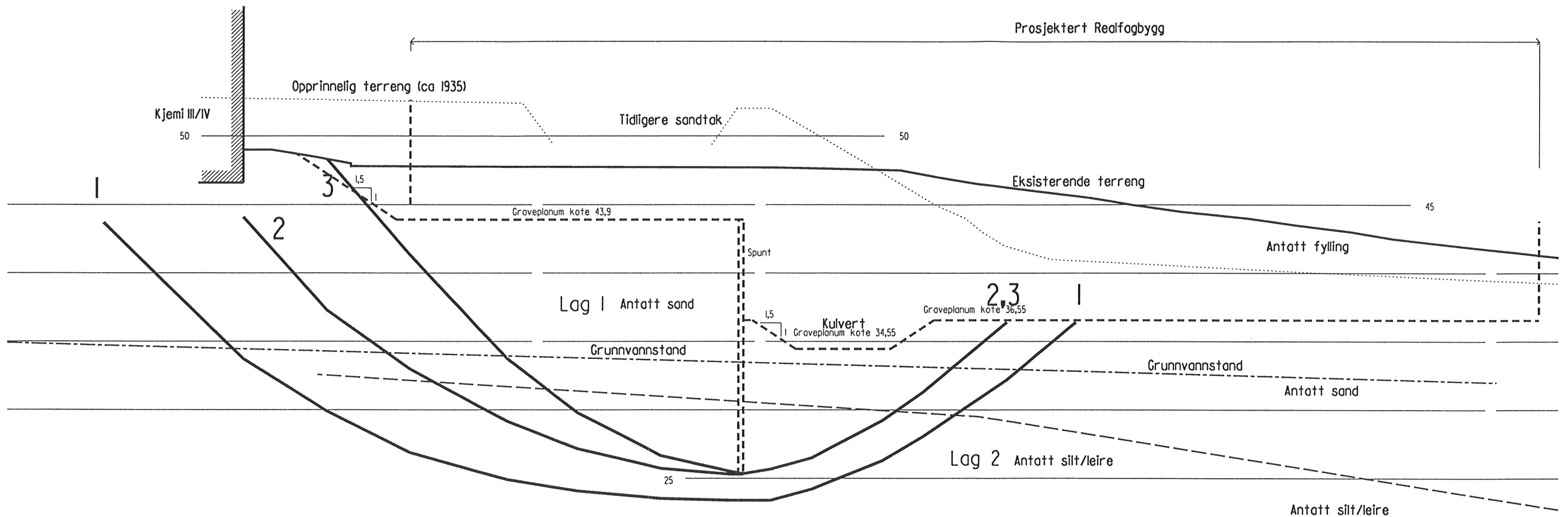
12

GODKJENT

[Signature]



Oppdragsnr. 57118100	Profilnr./Bp.nr BORPUNKT NR: 109	Høyde + 0	
Firmanavn NOTEBY A/S		Dato 951013	Målestokk 1: 200
		Side 1 (1)	Tegn. nr.:
Oppdragsnavn REALFAGBYGGET		Fil : CT501301.TOT	




GRUNNFORHOLD

LAG	EGENVEKT	ATTRAKSJON	$\tan(\phi)$	$S_{ua}/P_{o'}$	$S_{up}/P_{o'}$
1	18 kN/m ³	0	0,65		
2	20 kN/m ³	10 kN/m ²	0,50	0,33	0,18

RESULTATER AV STABILITETSBEREGNINGER

GLIDEFLATE	SIKKERHETSFAKTOR	
	$\alpha-\phi$	S_u
1	2,29	1,66
2	1,98	1,61
3	1,73	1,74

PROFIL E-E, STABILITET		MÅLSTOKK	TEGNET	SR
STATSBYGG REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN		1:300	KONTR.	
			DATO	10.01.96
		ERST.FOR	REV. DATO	
		OPDRAG NR.	TEGN.NR.	REV.
		57000	201	

REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse E-E

Lag nr. 1 2
Sand Leire
Egenvekt 18 20
 $\alpha/\tan(\phi)$ 0,0,65 10,0,50

STABIL

v. l.3
(c) NOTBY A.S

ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

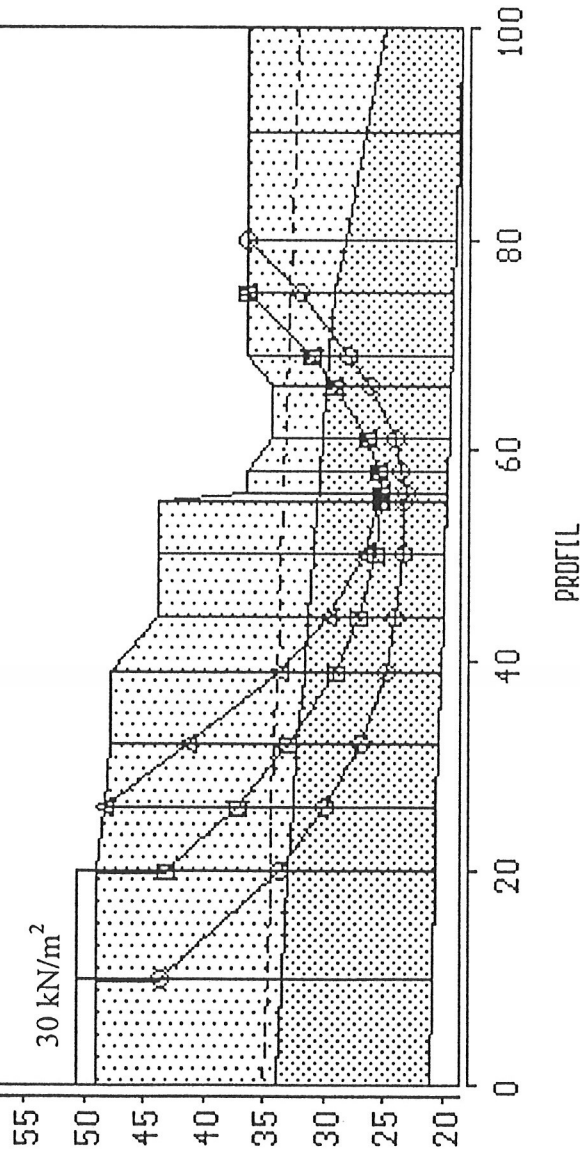
SETTE KREFTER

BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

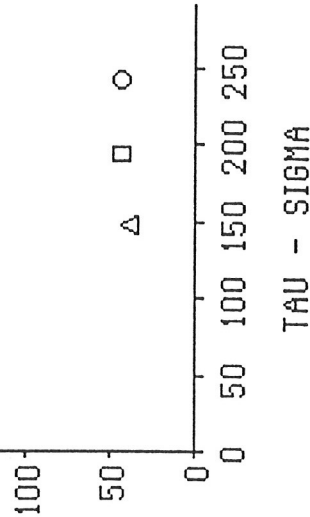
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	*2.288	*1.981	*1.730

Kjemi III/IV

30 kN/m²

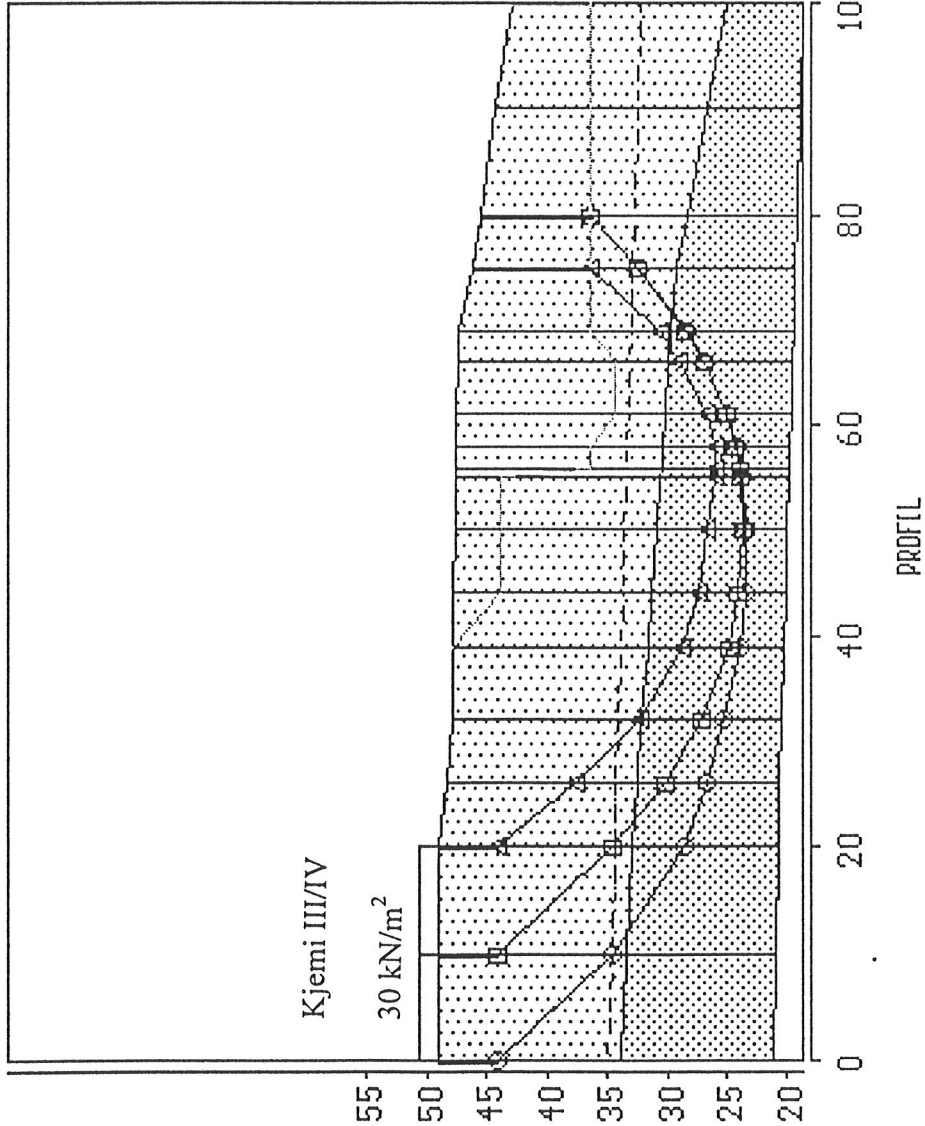


BEREGNINGER PÅ α - ϕ -BASIS



REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse E-E

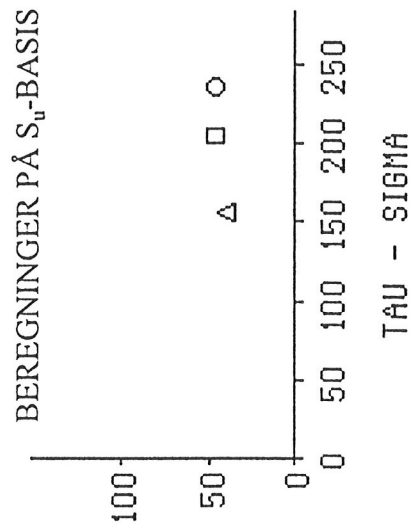
Lag nr. 1 2
 Sand Leire
 Egenvekt 18 20
 Sua-Sup/ ρ_o' 0,0,65 0,33-0,18



STABIL

v. 1.3
 (c) NOTEBY Å.S

ENDRE FLÅTE	SKRIV RESULTAT		
SETTE KREFTER	SLUTT		
BEREGNE FS	SKJÆR STYRKE		
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	1.661	1.606	1.740



VEDLEGG 2.3

STABILITET PROFIL H-H

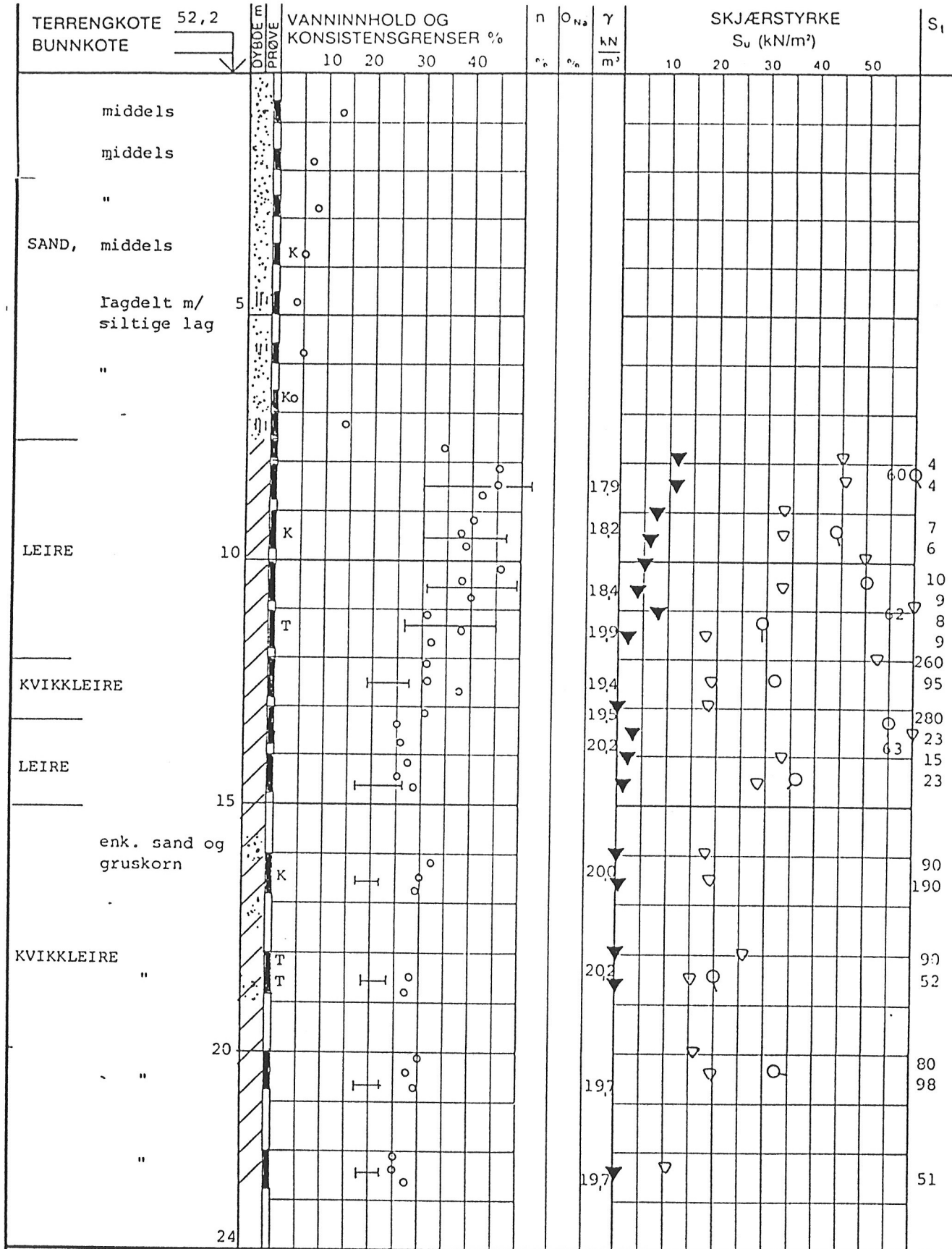
INNHold:

Grunnlag for parametervalg:

- Prøveserie PR 6
- Prøveserie 4 (K-3)
- Prøveserie 5 (K-3)
- Treksialforsøk, aktiv PR 6, $D = 11.65$
- Treksialforsøk, aktiv PR 6, $D = 18.25$
- Treksialforsøk, passiv PR 6, $D = 18.35$
- Treksialforsøk, aktiv 4(K-3) $D = 16.45/16.55$
- Treksialforsøk, aktiv 4(K-3) $D = 21.55/21.70$

Beregningsforutsetninger og - resultater

- Profil H-H M 1:300
- Profil H-H Datautskrift, $a\phi$ -analyse
- Profil H-H Datautskrift, Su-analyse



PR = PRØVESERIE
SK = SKOVLEBORING
PG = PRØVEGRØP
VB = VINGEBORING
Borrbok nr 12263
Lab.bok nr 1694

○ NATURLIG VANNINNHOOLD
— W_L FLYTEGRENSE
W_r — — — KONUSMETODE
— W_p PLASTISITETSGRENSE

n = PORØSITET
O_{Na} = HUMUSINNHOOLD
O_{gl} = GLØDETAP
γ = TYNGDETETTHET

▽ KONUSFORSØK
○ TRYKKFORSØK
15-5 DEFORMASJON VED BRUDD
+ VINGEBORING
▽ OMRØRT SKJÆRSTYRKE
S_i SENSITIVITET

Ø = ØDOMETERFORSØK P = PERMEABILITETSFORSØK K = KORNGRADERING T = TREAKSIALFORSØK

GEOTEKNISKE DATA

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.

PR6

TEGNET

VS

REV.

BORPLAN NR.

1

KONTR.

HN

KONTR.

BORET DATO

Nov. -95

DATO

11.12.95

DATO

TEGN. NR.

15

REV.

SIDE



OPPDRAG NR.

57118

Dybde, m	Jordart	Lag nr	Kornfordeling (%)				Laboratorieundersøkelser					S
			10	20	60	80	q ₁	q ₂	q ₃	q ₄	q ₅	
5	SAND,	01	○	○								17,1
		02	○	○								20,1 (18,2)
		03	○	○								16,2
		04	○	○								15,0
		05	○	○								17,1
		06	○	○								17,7
10	LEIRE,	07	○	○								18,3 (18,2)
		08	○	○								19,5 (19,3)
		09	○	○								20,2 (20,2)
		10	○	○								20,3 (20,2)
		11	○	○								19,9 (19,5)
20	KVIKKLEIRE, lagdelt m. tynne siltlag											

Enkelt trykkforsøk: ○ (strek angir def % v/brudd) Konusforsøk - Gmrørt/Uforstyrret: ▼/▽
 Penetrometerforsøk: □ Konsistensgrenser: Wp ——— W_L Andre forsøk
 T = Trecksialforsøk Q = Qdometorforsøk K = Kornfordeling

Kummeneje



Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
NTH - REALFAGBYGG

BORPROFIL HULL: 4

Test høyde: +52,56 Proved ø 54mm

DATO

05/94

TEGNET AV

KS/00

KONT

OPPDRA

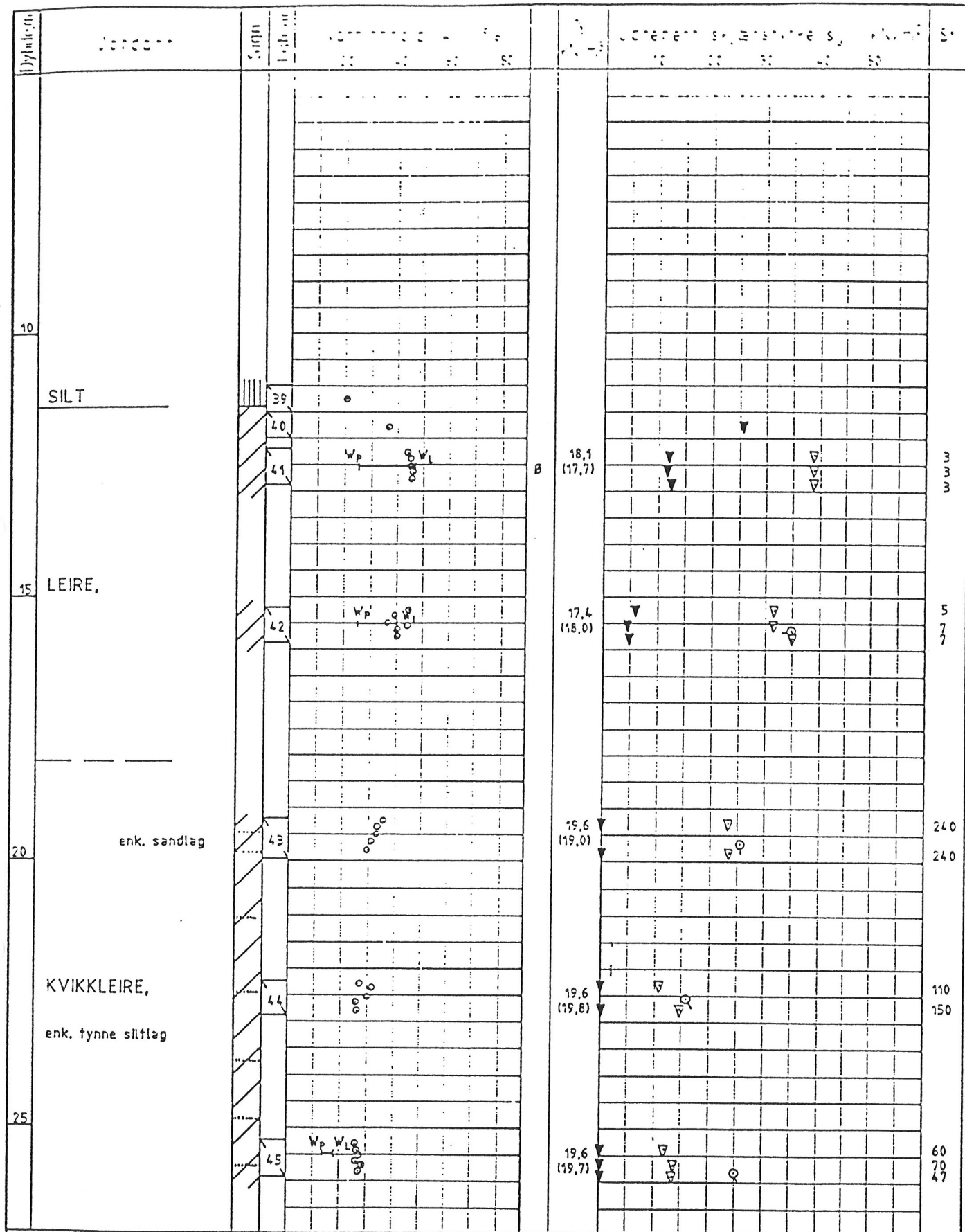
10495

BILAG

11

TEGN

111



Enkelt trykkforsøk: (strekk angir def.% v/brudd) Konusforsøk - Omrørt/Uforstyrret: /
 Penetrometerforsøk: Konsistensgrenser: Wp ——— WL Andre forsøk:
 T = Trecksialforsøk Ø = Ødemeterforsøk K = Kornfordeling

Kummeneje

Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
NTH - REALFAGBYGG

BORPROFIL HULL: 5

Terrøyde +52.65 Prove Ø 54mm

DATO

05/94

TEGNET AV

KS/00

KONTROLL

OPPDRAG

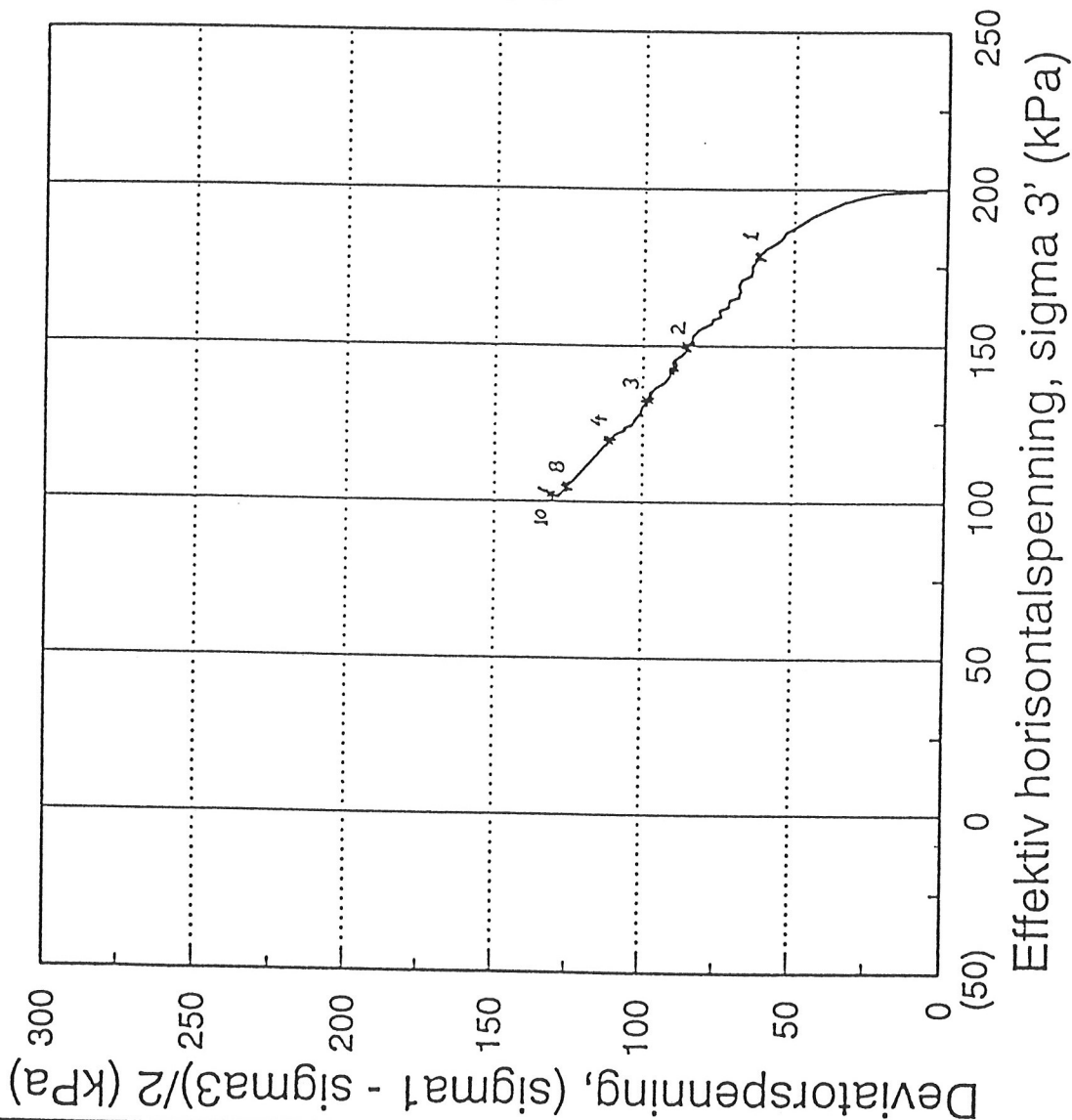
10495

BILAG

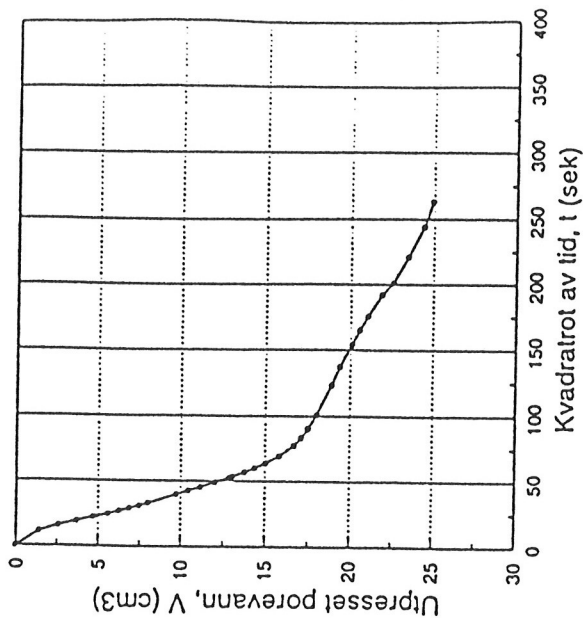
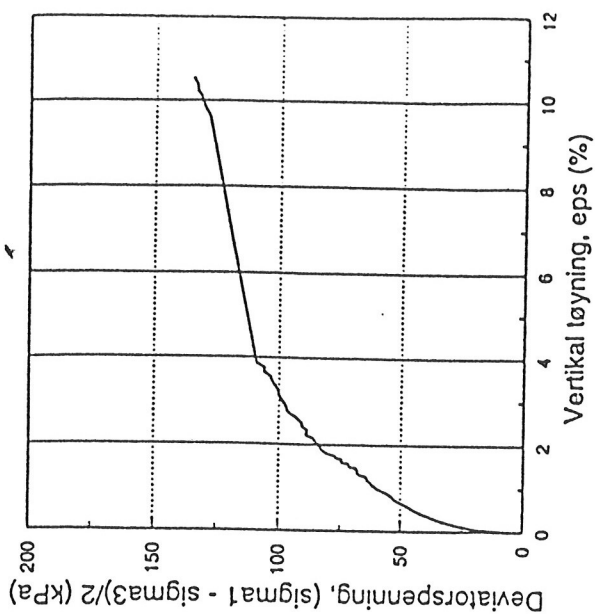
12

TEK. N°

112



PR6, 11.65 m



NOTEBY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningssti og mobiliseringskurve fra treaksialforsøk.
Isotropt konsolidert, udrenert, aktivt skjærforsøk (CIU).
PR6, dybde 11.0 - 11.8 m.

DATO

1995.12.06



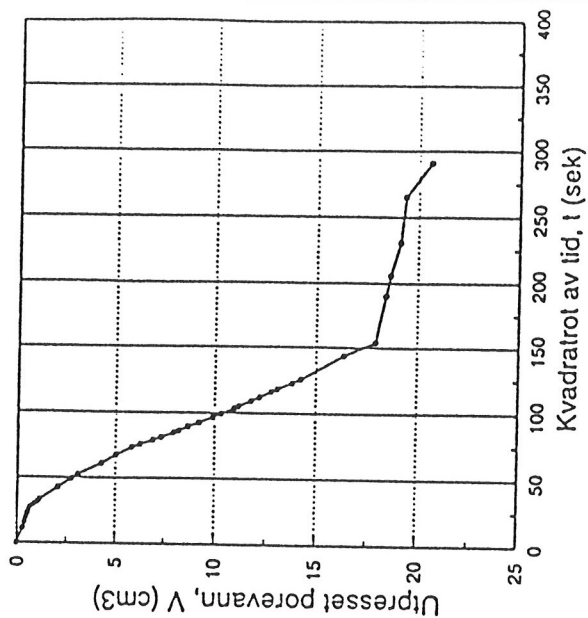
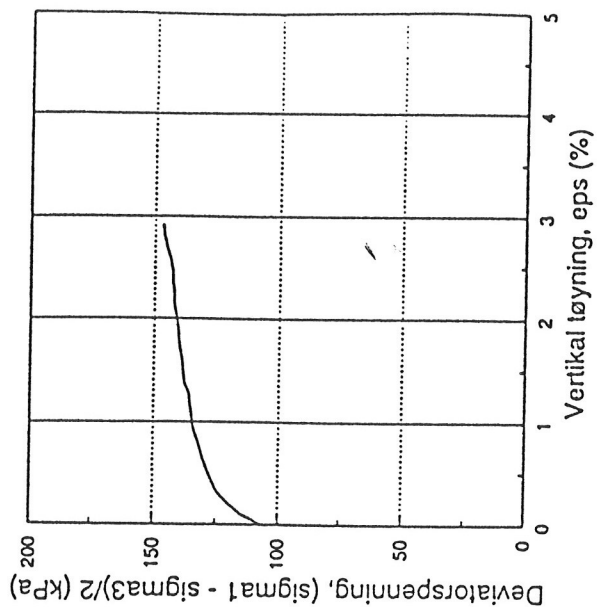
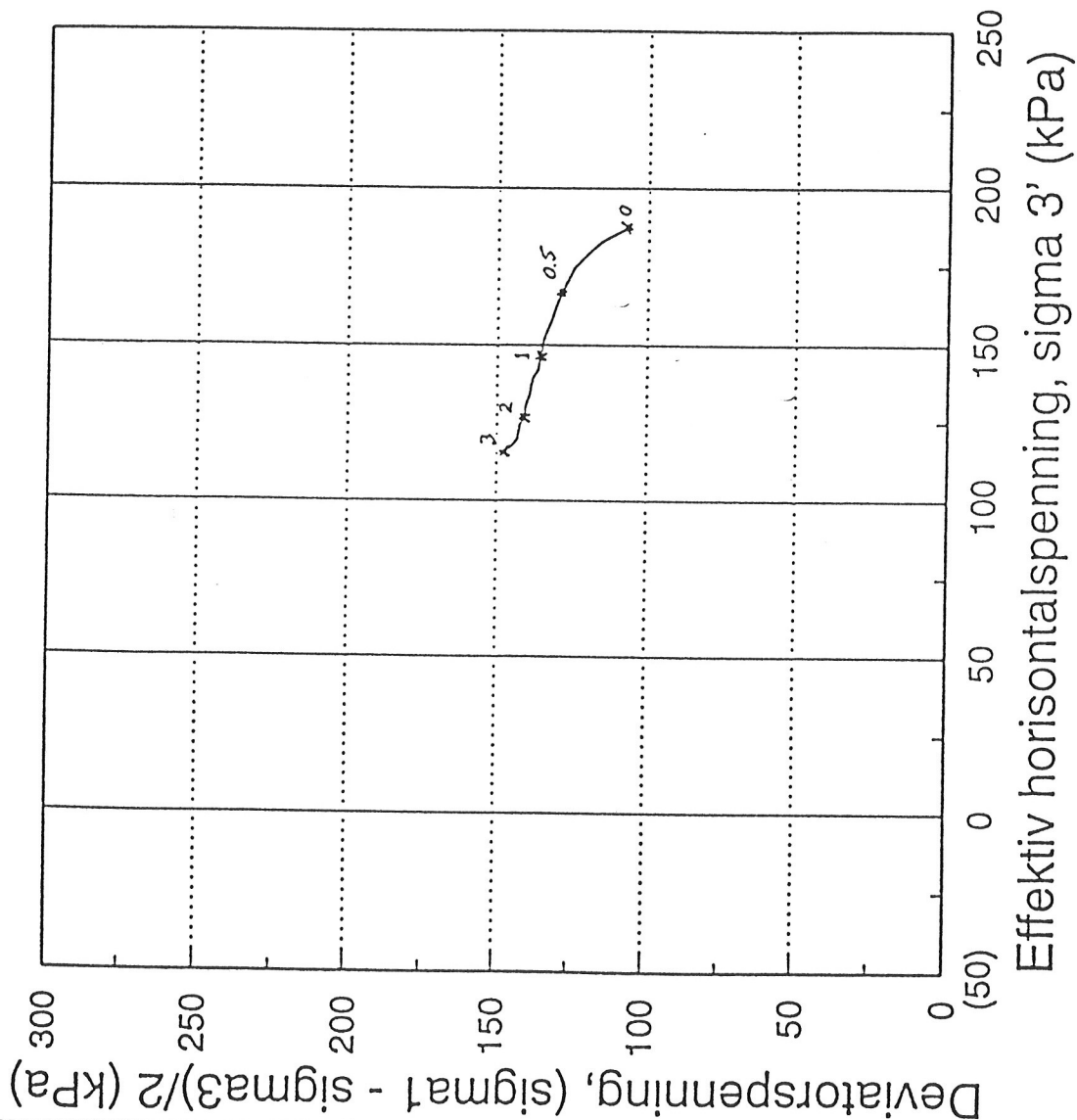
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

FIGUR

1

GODKJENT

[Signature]



PR6, 18.25 m

NOTEBY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningsstø og mobiliseringskurve fra treaksialforsøk.
Anisotropt konsolidert, udrenert, aktivt skjærforsøk (CAU).
PR6, dybde 18.0 - 18.8 m.

DATO

1995.12.06



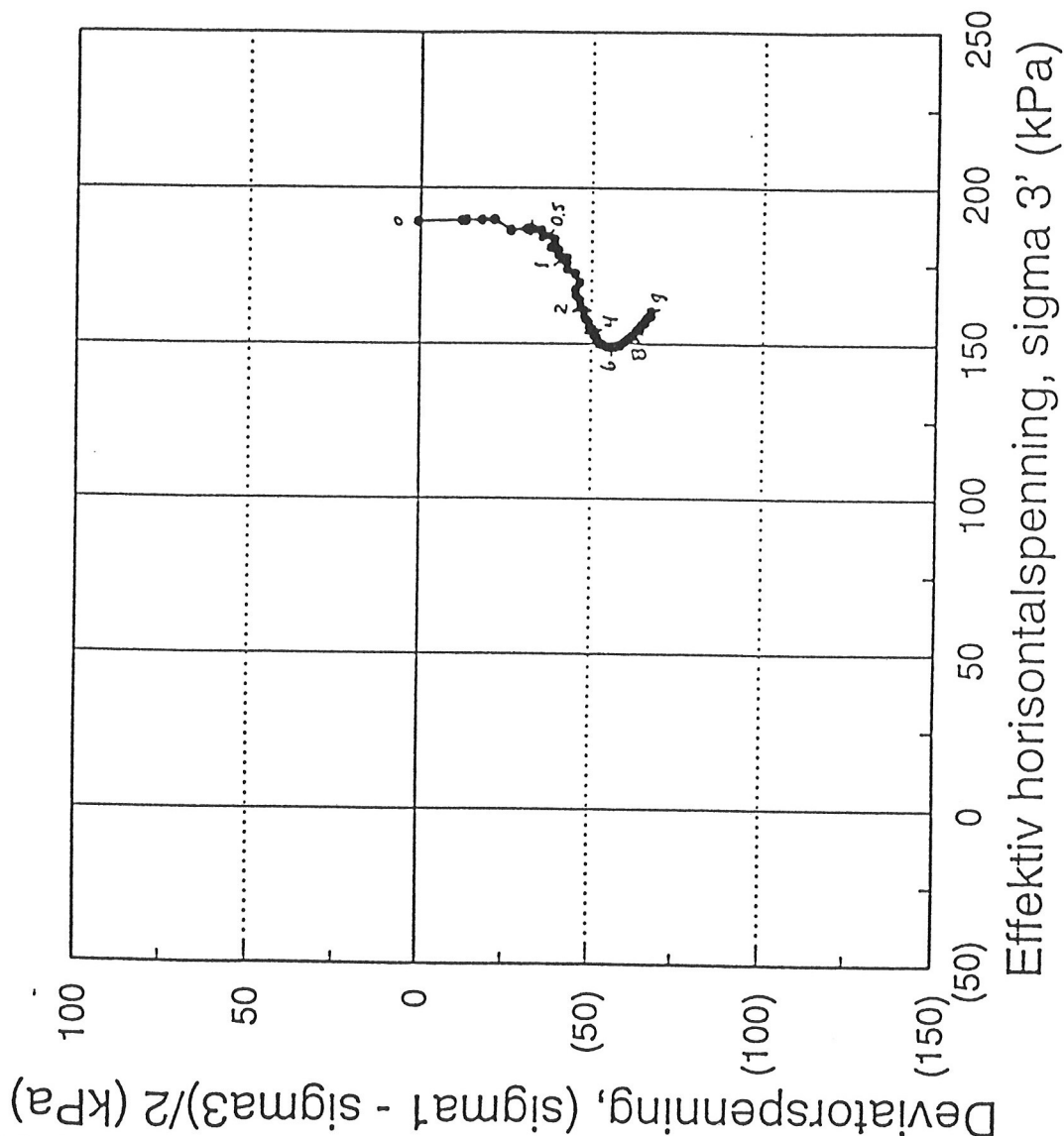
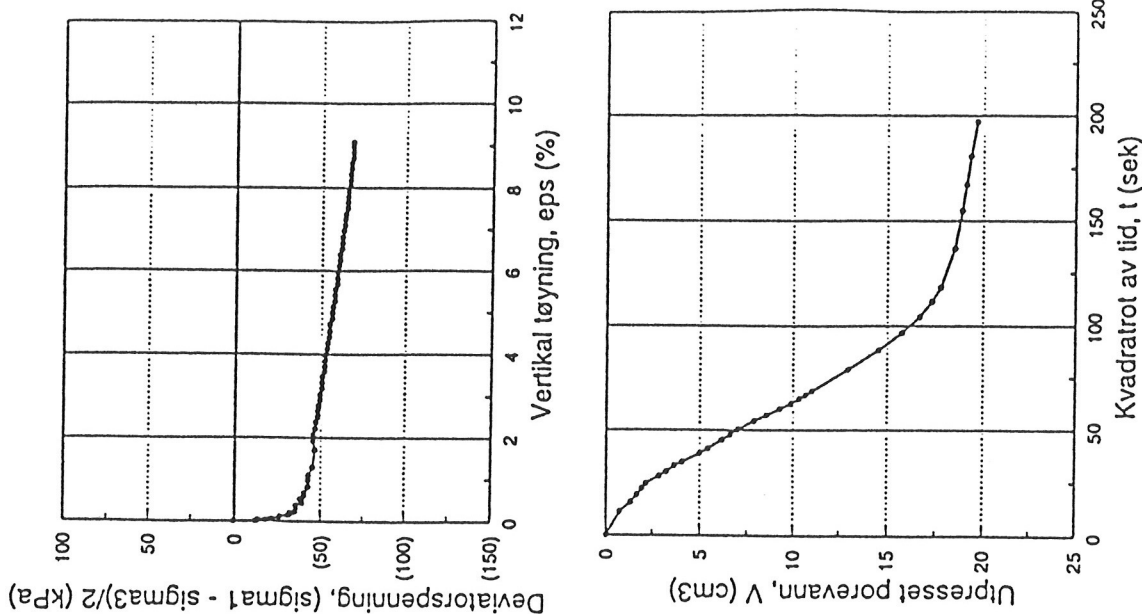
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

FIGUR

2

GODKJENT

[Signature]



PR6, 18,35 m

passiv

NOTE BY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningssti og mobiliseringskurve fra treaksialforsøk.
Isotropt konsolidert, udrenert, passivt skjærforsøk (CIU_p).
PR6, dybde 18.0 - 18.8 m.

DATO

1995.12.06



NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

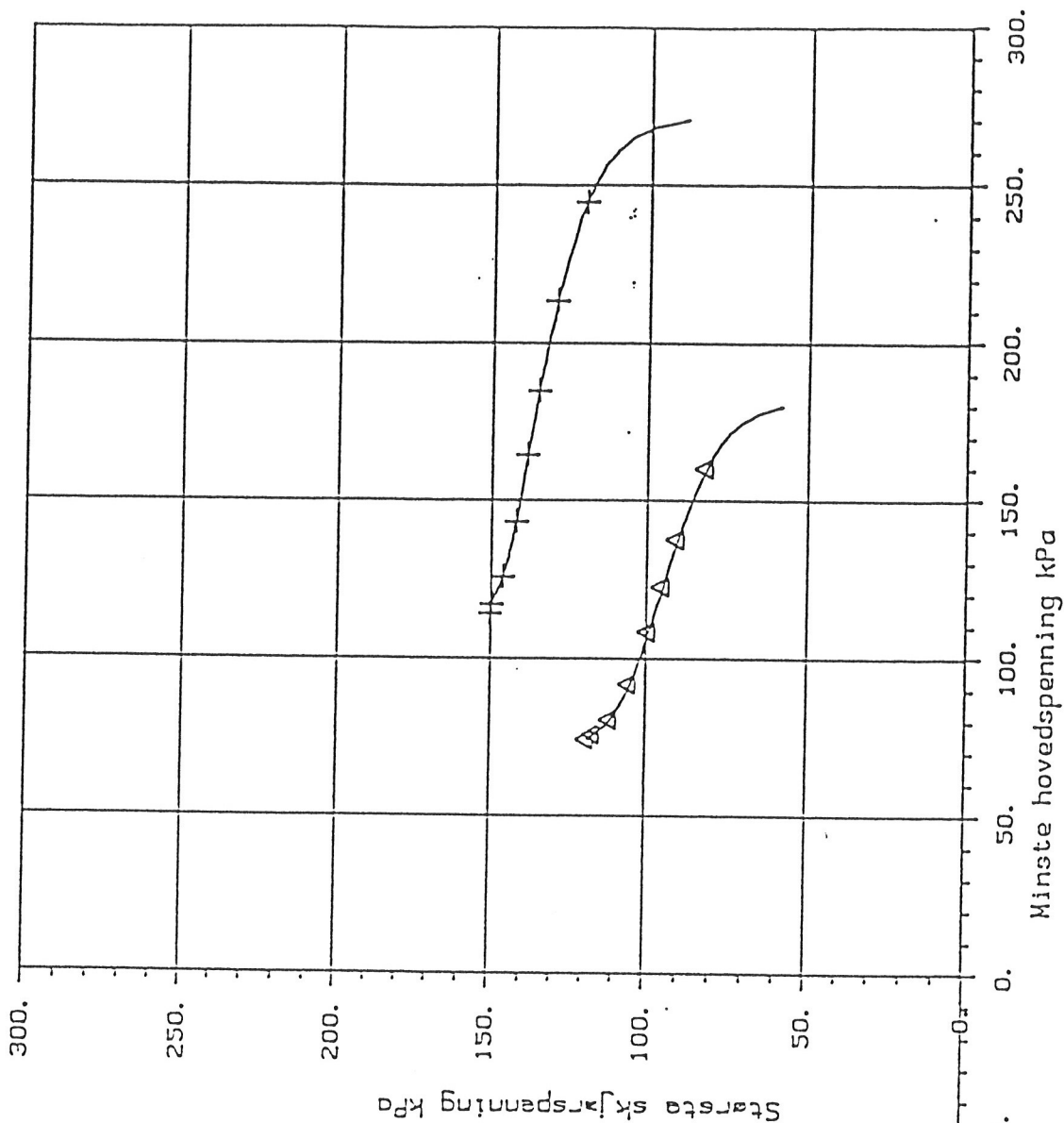
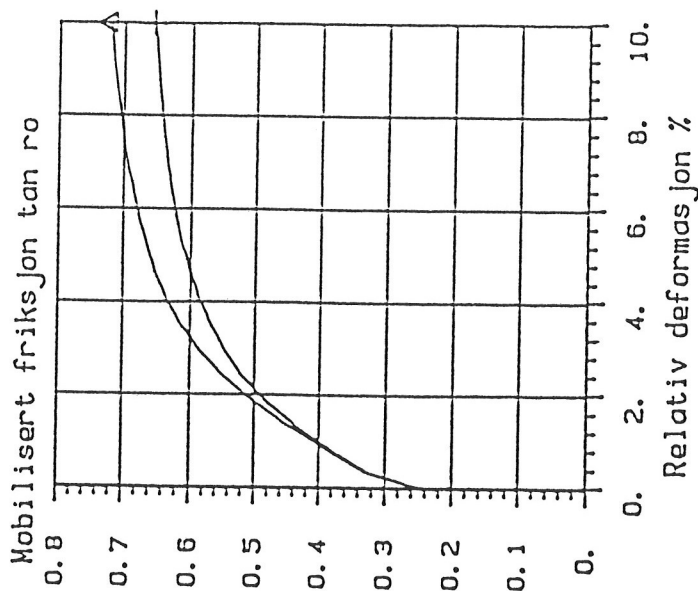
FIGUR

4

GODKJENT

[Signature]

SYMB	Boringnr.	Dybde, m	Labnr.	Forsøkstype	Jordart
+	4	15.55	08	CAU	LEIRE
Δ	4	16.45	08	CAU	LEIRE



Kummeneje

Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
NTH - REALFAGBYGG

TREAKSIALFORSØK

11 MAY . 1994

MALESTOKK

TEGNET AV

DATO

05/94

OPPDRAG

10495

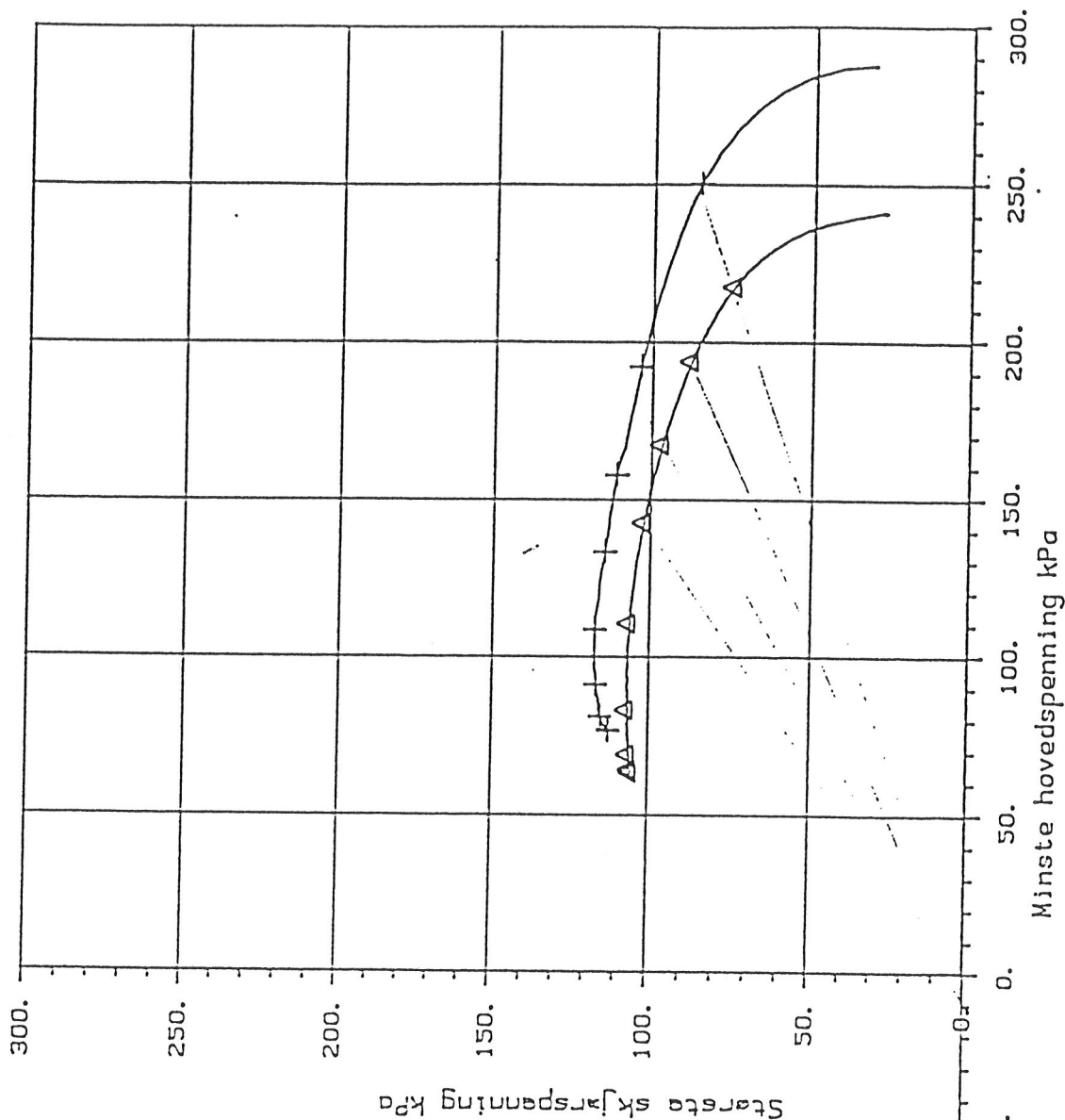
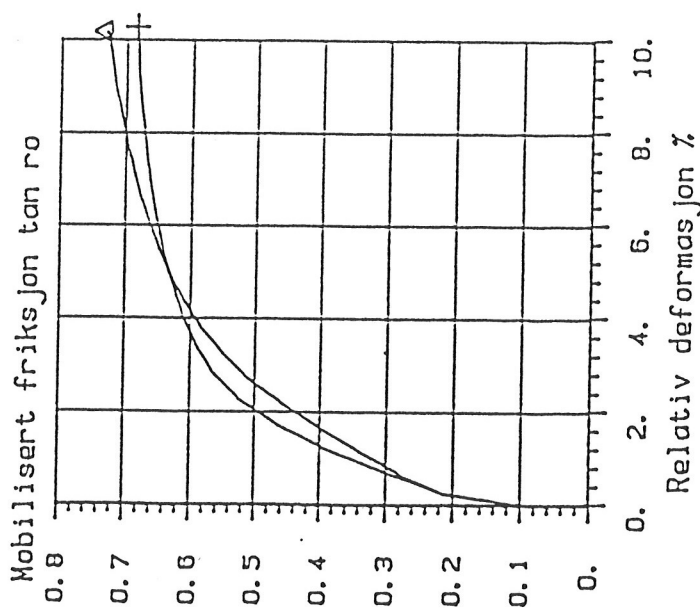
BILAG

17

TEGN NR

117

SYMB	Boringnr.	Dybde, m	Labnr.	Forsøkstype	Jordart
+	4	21.70	11	CAU	KVIKKLEIRE
Δ	4	21.55	11	CAU	KVIKKLEIRE



Kummeneje

Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
NTH - REALFAGBYGG

TREAKSIALFORSØK

19 MAY . 1994

MALESTOKK

OPPDRAG
10495

TEGNET AV

BILAG

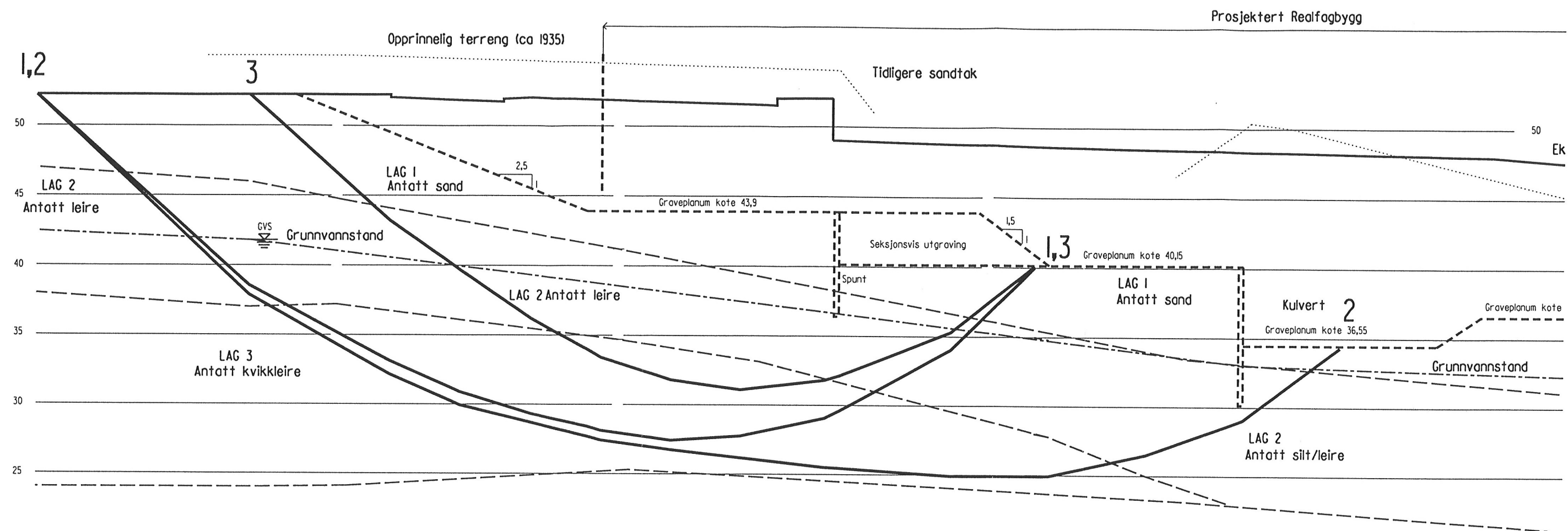
18

DATO

TEGN NR

05/94

118



GRUNNFORHOLD

LAG	EGENVEKT	ATTRAKSJON	$\tan(\phi)$	$S_u/\rho \cdot g$	$S_u/\rho \cdot g$
1	18 kN/m ³	0	0,65		
2	20 kN/m ³	10 kN/m ²	0,50	0,33	0,18
3	20 kN/m ³	10 kN/m ²	0,37	0,31	0,16

RESULTATER FRA STABILITETSBEREGNINGER

GLIDEFLATE	SIKKERHETSFAKTOR	
	$\sigma - \phi$	S_u
1	1,62	1,96
2	1,78	2,40
3	1,65	1,69

PROFIL H-H, STABILITET

STATSBYGG
REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN



OPPDRAG NR.

57000

TEGN. NR.

202

REV.

MÅLSTOKK
1:300
TEGNET
SR
KONTR.
DATO
10.01.96
ERST.FOR
REV. DATO

REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse H-H
Lag nr. 1 2 3
Sand Leire Kvikkleire
Egenvekt 18 20 20
a/tg(phi) 0/0,65 10/0,50 10/0,31

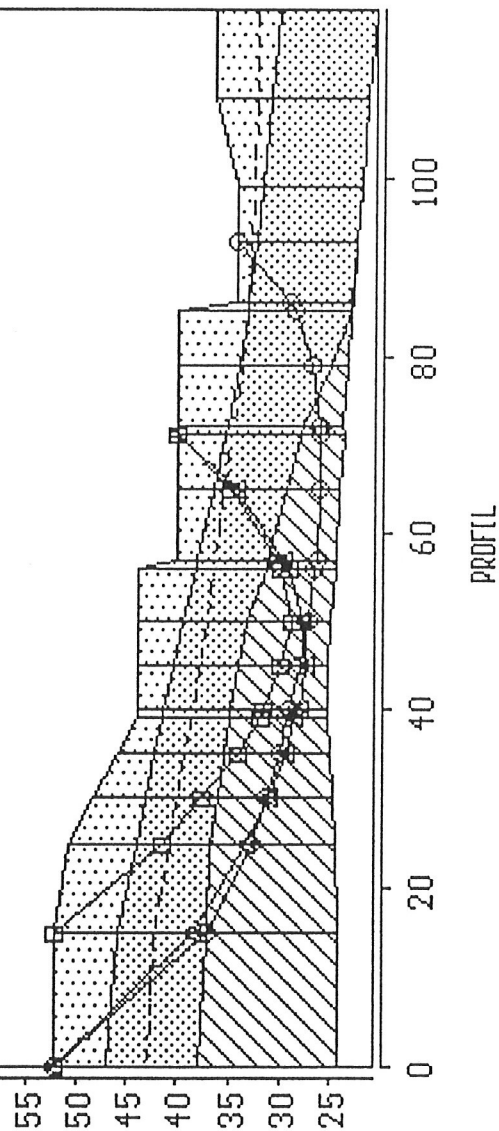
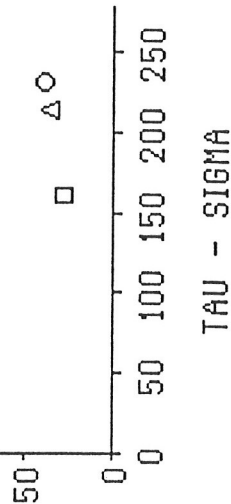
STABIL

v. 1.3
(c) NOTEBY A.S

ENDRE FLÅTE SKRIV RESULTAT
SETTE KREFTER SLUTT
BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

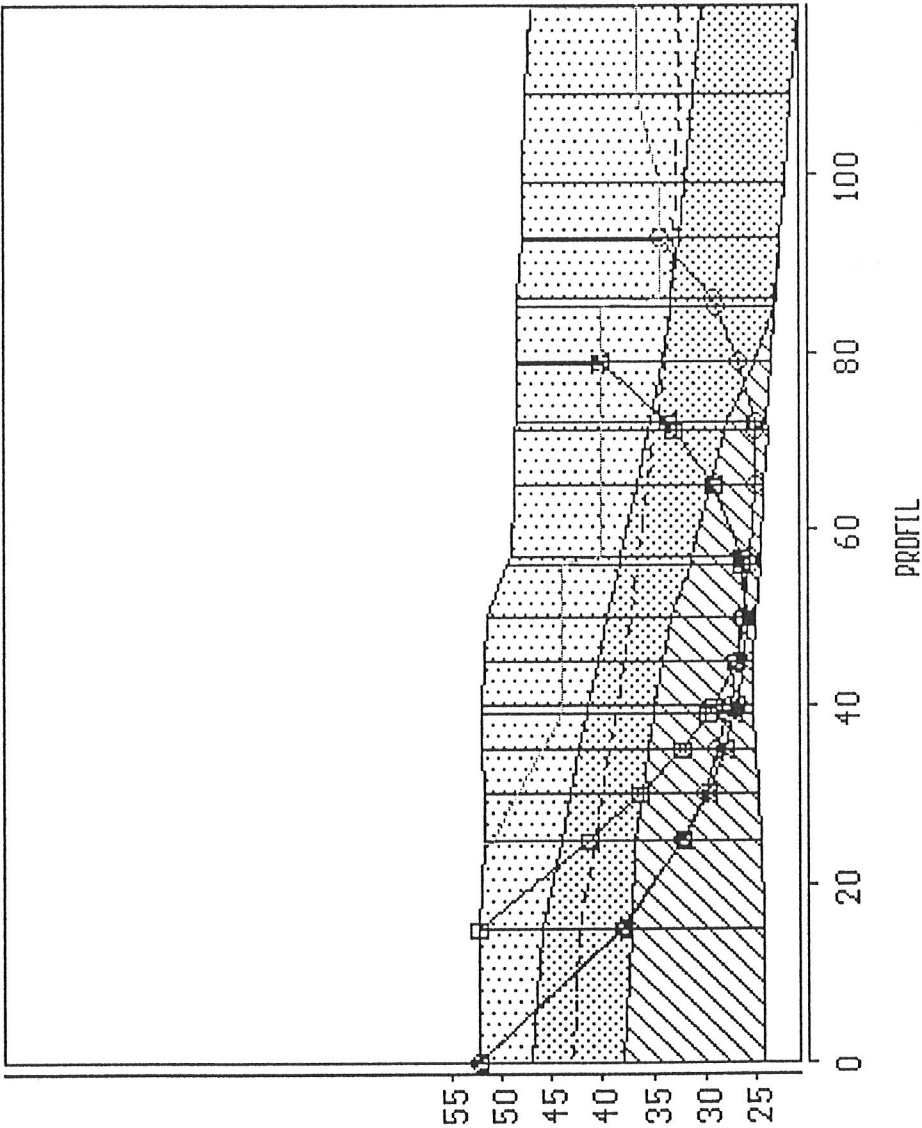
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
Fs	1.619	1.776	1.651

BEREGNINGER PÅ a-φ-BASIS



REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse H-H

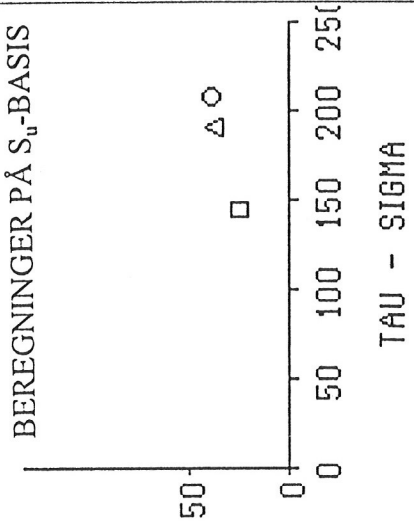
Lag nr.	1	2	3
	Sand	Leire	Kvikkleire
Egenvekt	18	20	20
Sua-Sup/Po'	0,0,65	0,33-0,18	0,31-0,16



STABIL

v. l.3
(c) NOTEBY A.S

ENDRE FLATE	SKRIV RESULTAT		
SETTE KREFTER	SLUTT		
BEREGNE FS	SKJÆR STYRKE		
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
Fs	1.957	2.399	1.689



VEDLEGG 2.4

STABILITET PROFIL I-I

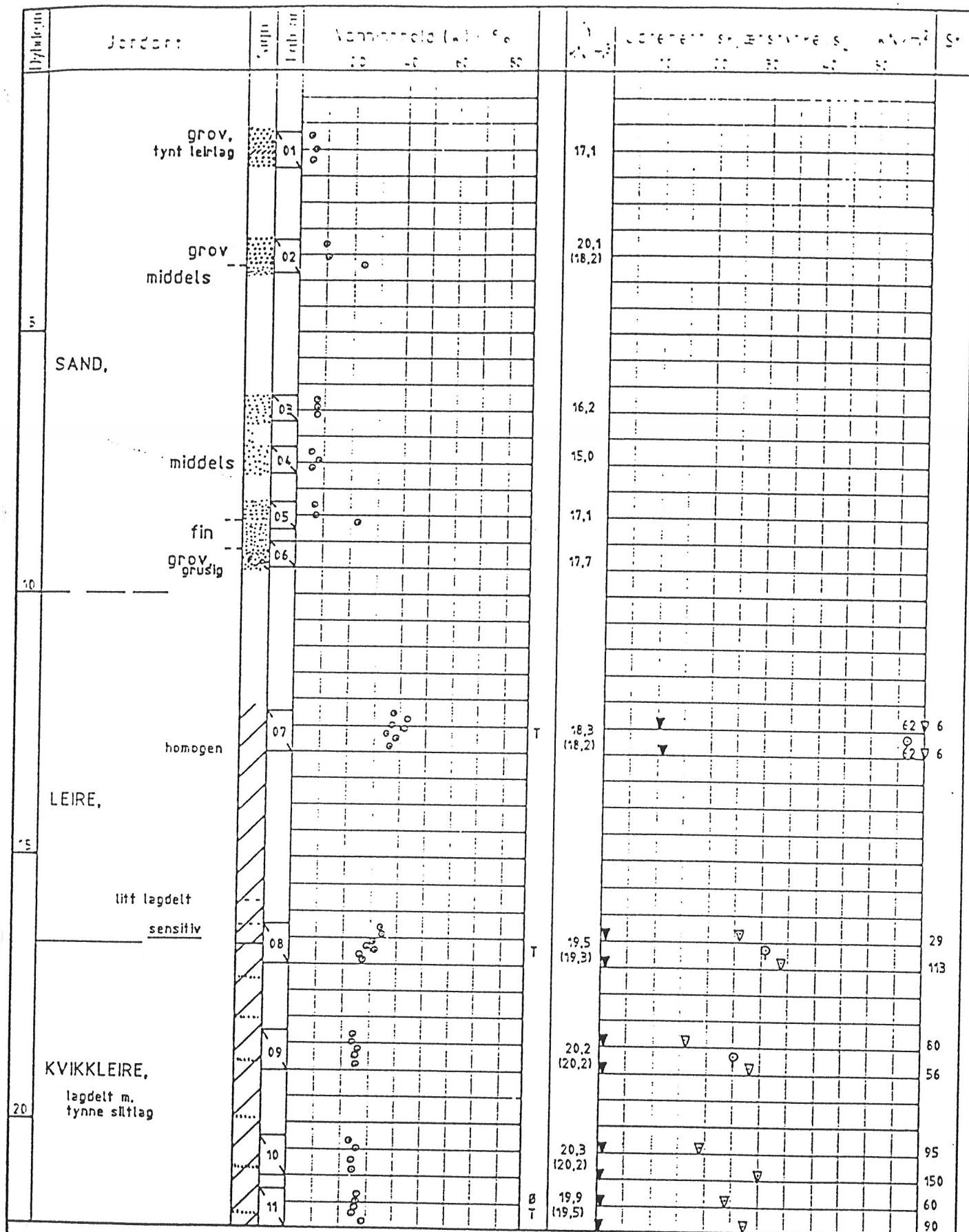
INNHold:

Grunnlag for parametervalg:

- Prøveserie 4 (K-3)
- Treksialforsøk, aktiv 4(K-3) $D = 16.45/16.55$
- Treksialforsøk, aktiv 4(K-3) $D = 21.55/21.70$

Beregningsforutsetninger og - resultater

- Profil I-I M 1:300
- Profil I-I Datautskrift, $a\phi$ -analyse
- Profil I-I Datautskrift, $a\phi$ -analyse, seksjonsvis utgraving
- Profil I-I Datautskrift, Su-analyse
- Profil I-I Datautskrift, Su-analyse, seksjonsvis utgraving



Enkelt trykkforsøk: σ_1 (strek angir def % v/brudd) Konusforsøk - Omrørt/Uforstyrret: ▽ / P
 Penetrometerforsøk: \square Konsistensgrenser: W_p — W_L Andre forsøk: \square
 T = Treksialforsøk ϕ = ϕ -metodeforsøk K = Kornfordeling

Kummeneje

Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
NTH - REALFAGBYGG

BORPROFIL HULL: 4

Terrøyde: +52,56 Probe ϕ 54mm

DATO

05/94

TEGNET AV

KS/00

REVISJON

OPPDRAG

10495

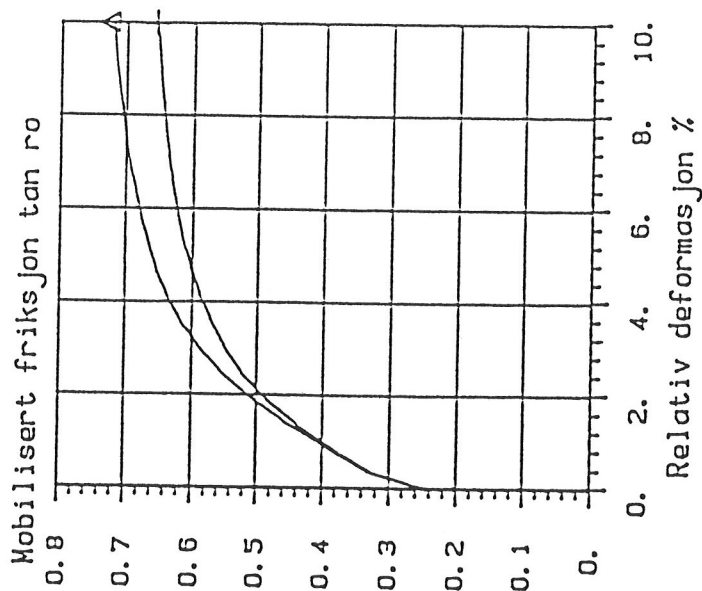
BLÅS

11

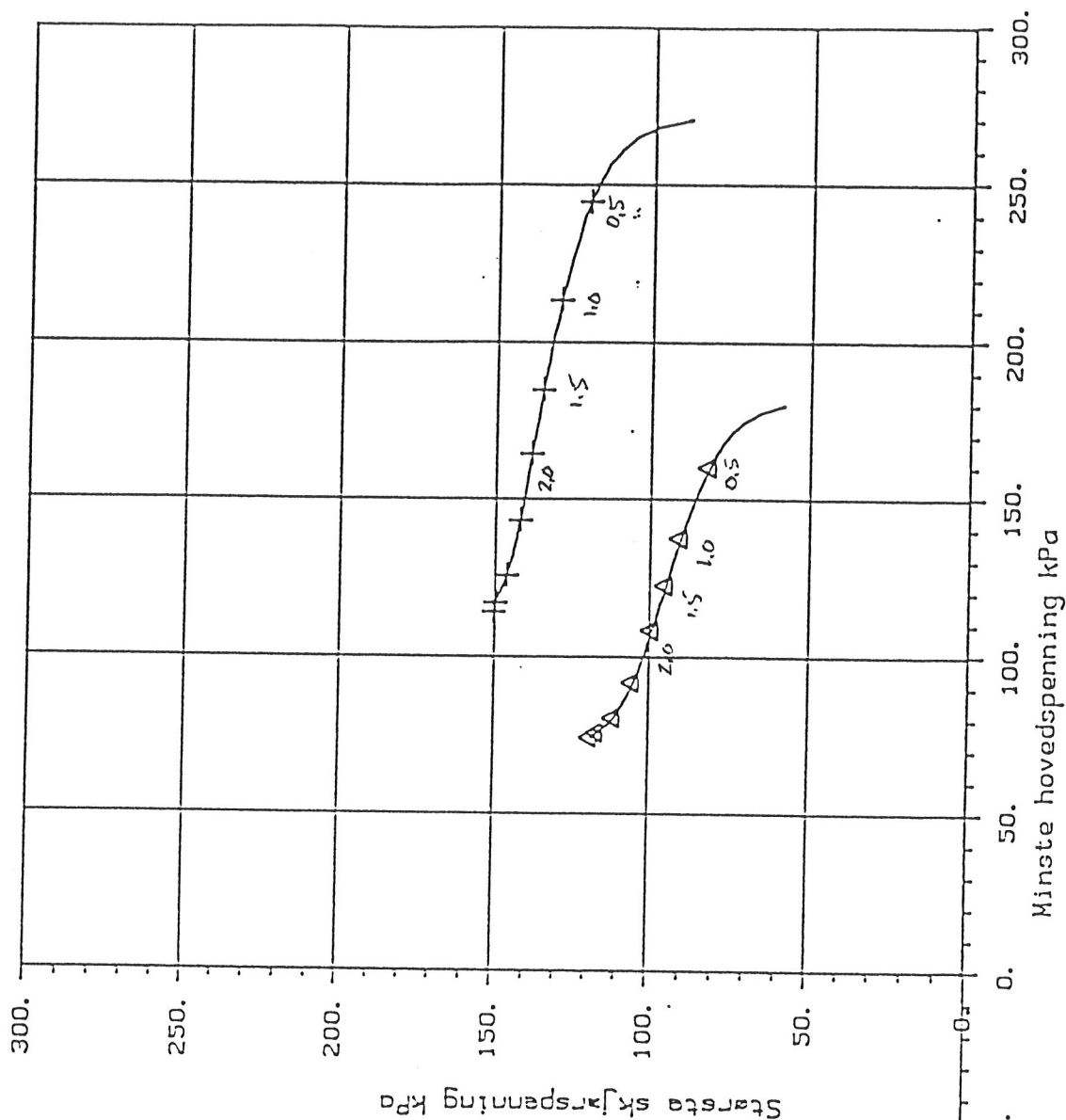
TEGNET AV

111

SYMB	Boringnr.	Dybde, m	Labnr.	Forsøksnr.	Jordart
+	4	15.55	08	CAU	LEIRE
Δ	4	16.45	08	CAU	LEIRE



+ $\sigma = 10.0$ kPa
 Δ $\sigma = 10.0$ kPa



Kummeneje

Rådgivende ingeniører i
 Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
 NTH - REALFAGBYGG

TREAKSIALFORSØK

11 MAY . 1994

MALESTOKK

OPPDRAG
 10495

TEGNET AV

BILAG
 17

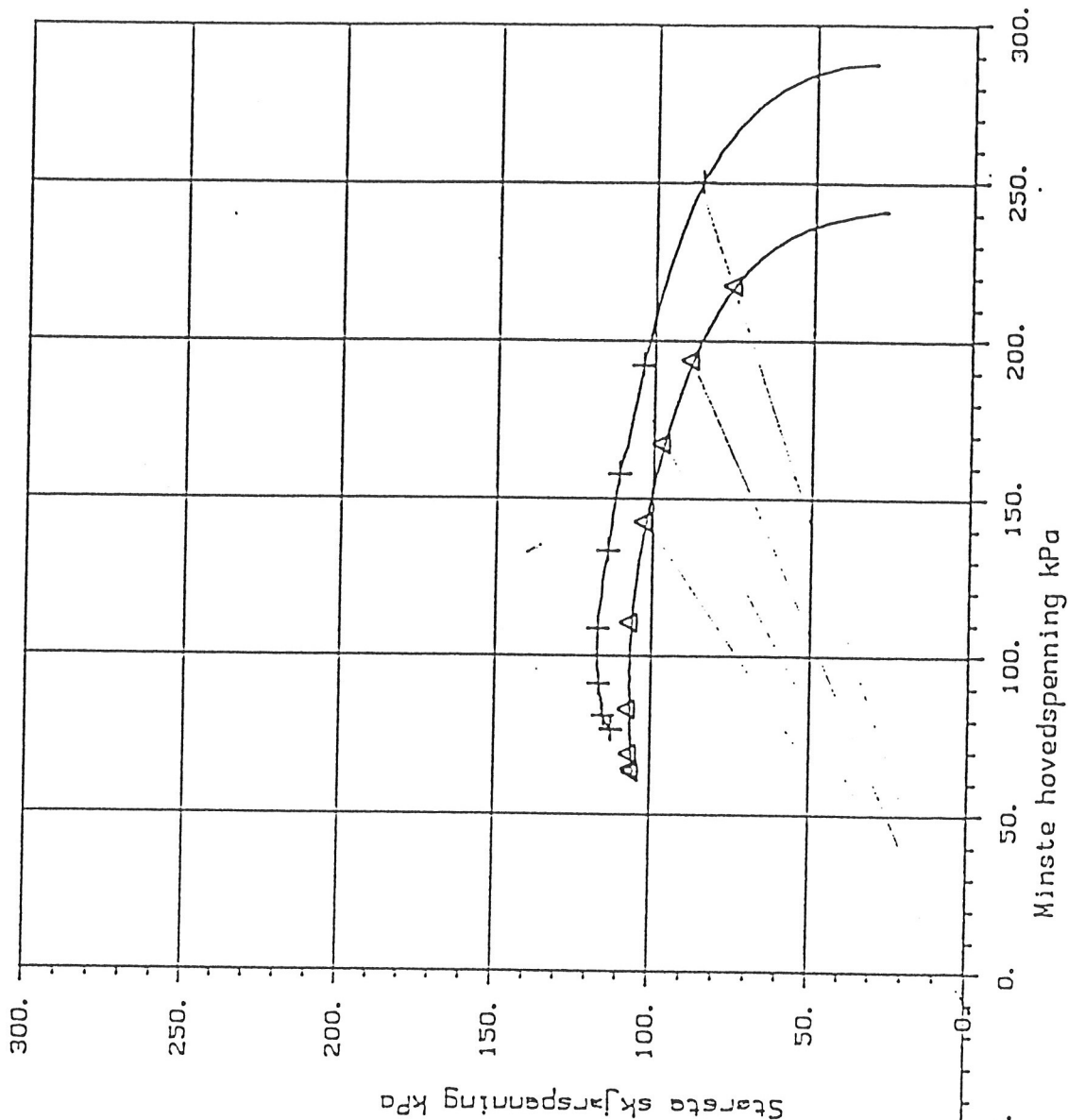
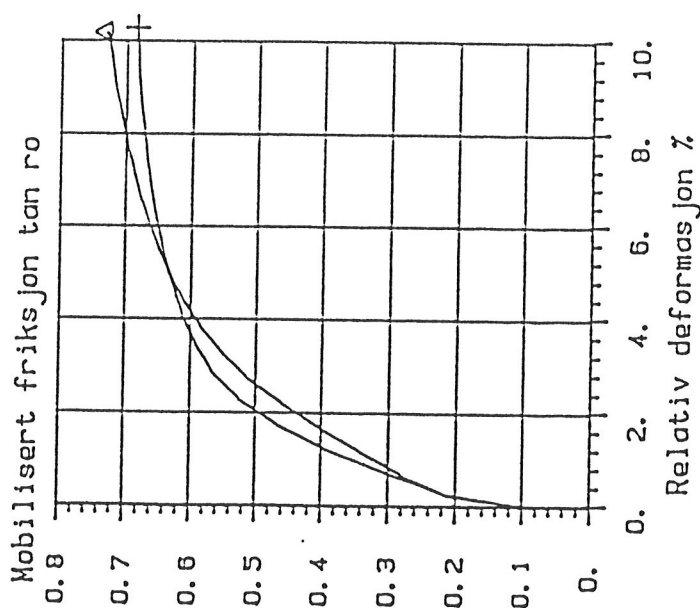
DATO

05/94

TEGN NR

117

SYMB	Boringnr.	Dybde, m	Labnr.	Forsøkttype	Jordart
+	4	21.70	11	CAU	KVIKKLEIRE
Δ	4	21.55	11	CAU	KVIKKLEIRE



Kummeneje

Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
NTH - REALFAGBYGG

TREAKSIALFORSØK

19 MAY . 1994

MALESTOKK

OPPDRAG
10495

TEGNET AV

BILAG

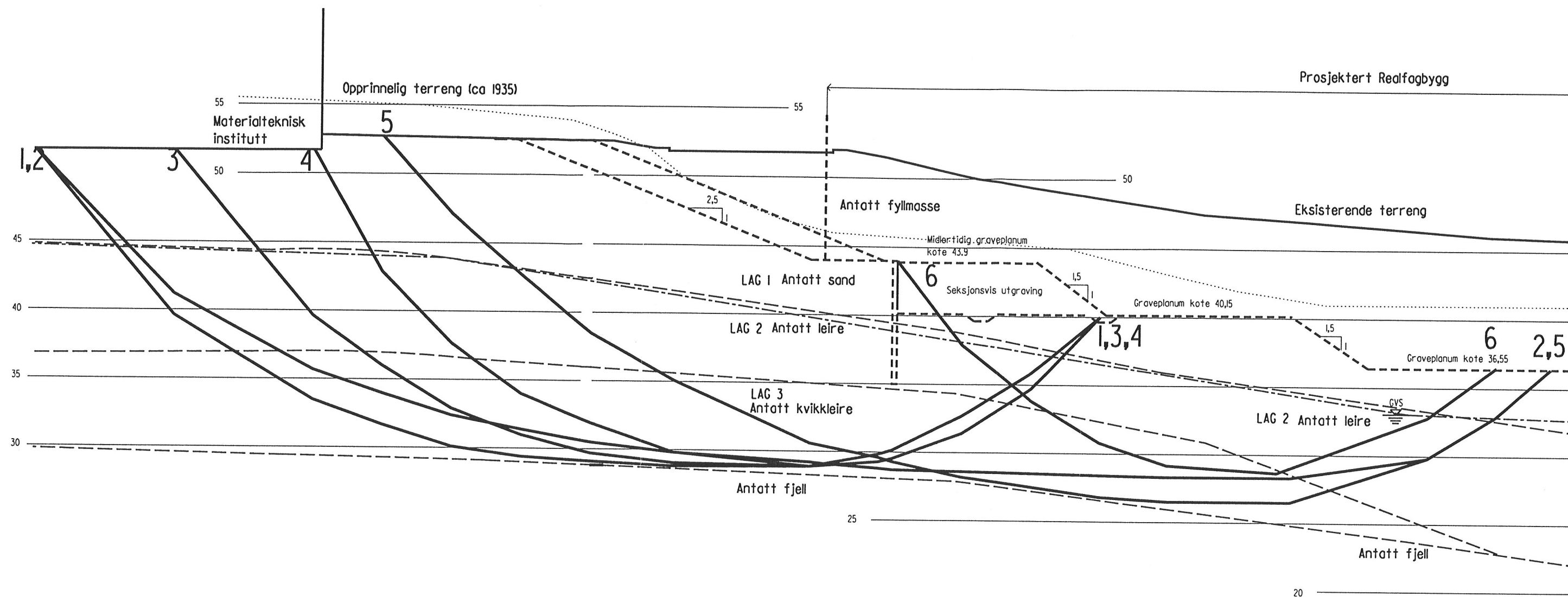
18

DATO

TEGN NR

05/94

118



RESULTATER FRA STABILITETSBEREGNING

LAG	EGENVEKT	ATTRAKSJON	$\tan(\phi)$	$S_{ua}/P_{o'}$	$S_{up}/P_{o'}$
1	18 kN/m ³	0	0,65		
2	20 kN/m ³	10 kN/m ²	0,50	0,33	0,18
3	20 kN/m ³	10 kN/m ²	0,34	0,31	0,16

RESULTATER FRA STABILITETSBEREGNING

SIKKERHETSFAKTOR

m/sekjsonering

GLIDEFLATE	$\alpha-\phi$	S_u	$\alpha-\phi$	S_u
1	1,63	1,39		
2			1,70	1,89
3	1,50	1,35	1,77	1,48
4	1,36	1,45		
5	1,66	2,32	2,43	4,79
6			2,42	4,80

PROFIL I-I, STABILITET

STATSBYGG
REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN



OPDRAG NR.

57000

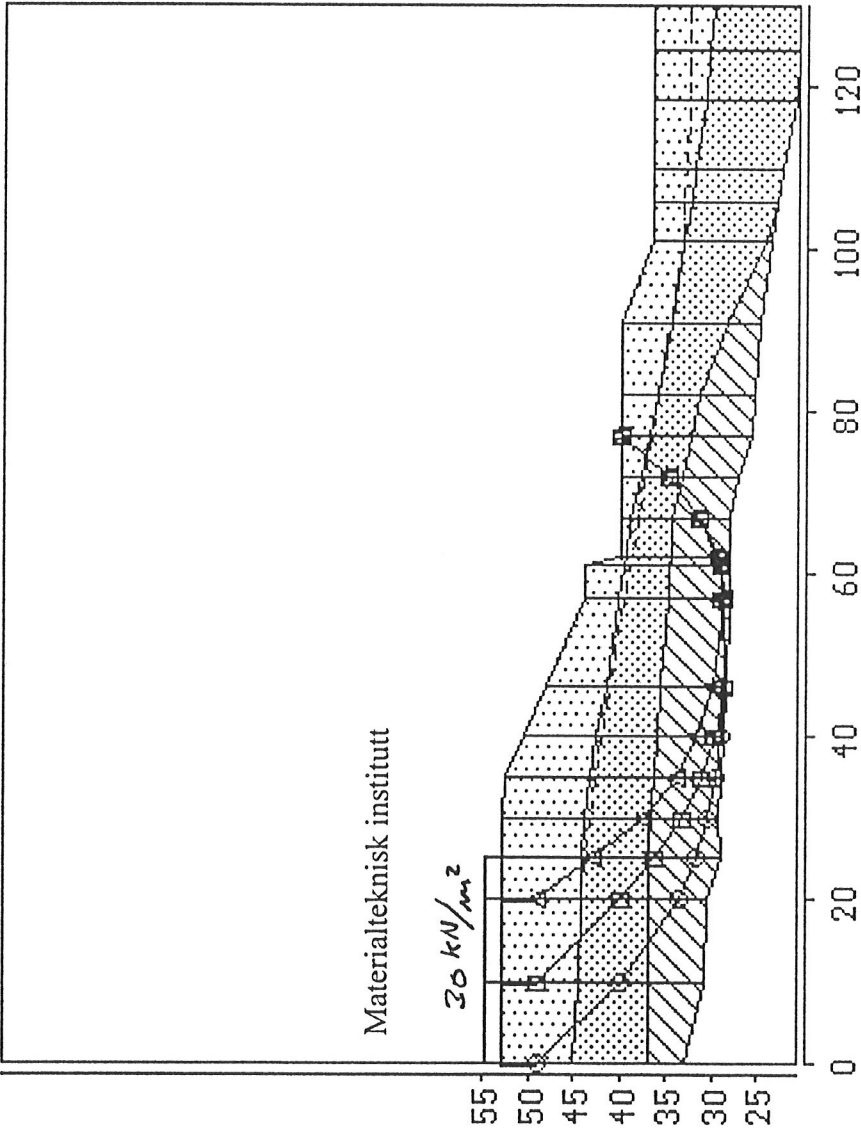
MÅLESTOKK	TEGNET
1:300	SR
ERST.FOR	KONTR.
REV. DATO	10.01.96

TEGN.NR.

203

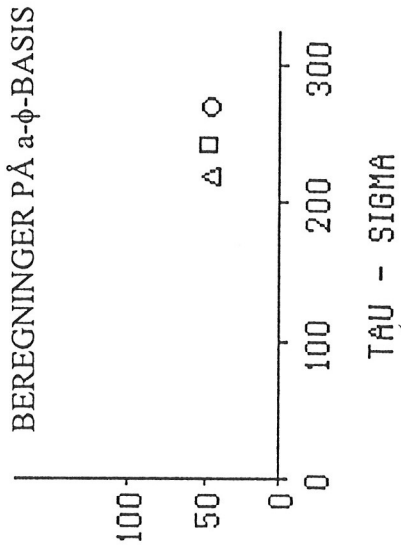
REV.

REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse I-I				
Lag nr.	1	2	3	
	Fylling/Sand	Leire	Kvikkleire	
Egenvekt	18	20	20	
a/tg(phi)	0/0,65	10/0,50	10/0,34	



STABIL	
v. L.3	
(c) NOTBY A.S	

ENDRE FLATE	SKRIV RESULTAT
SETTE KREFTER	SLUTT
BEREGNE FS	SKJÆR STYRKE
	○ □ △
Ea	0.0 0.0 0.0
Ta	0.0 0.0 0.0
Eb	0.0 0.0 0.0
Tb	0.0 0.0 0.0
FS	1.627 1.496 1.360



REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse I-I

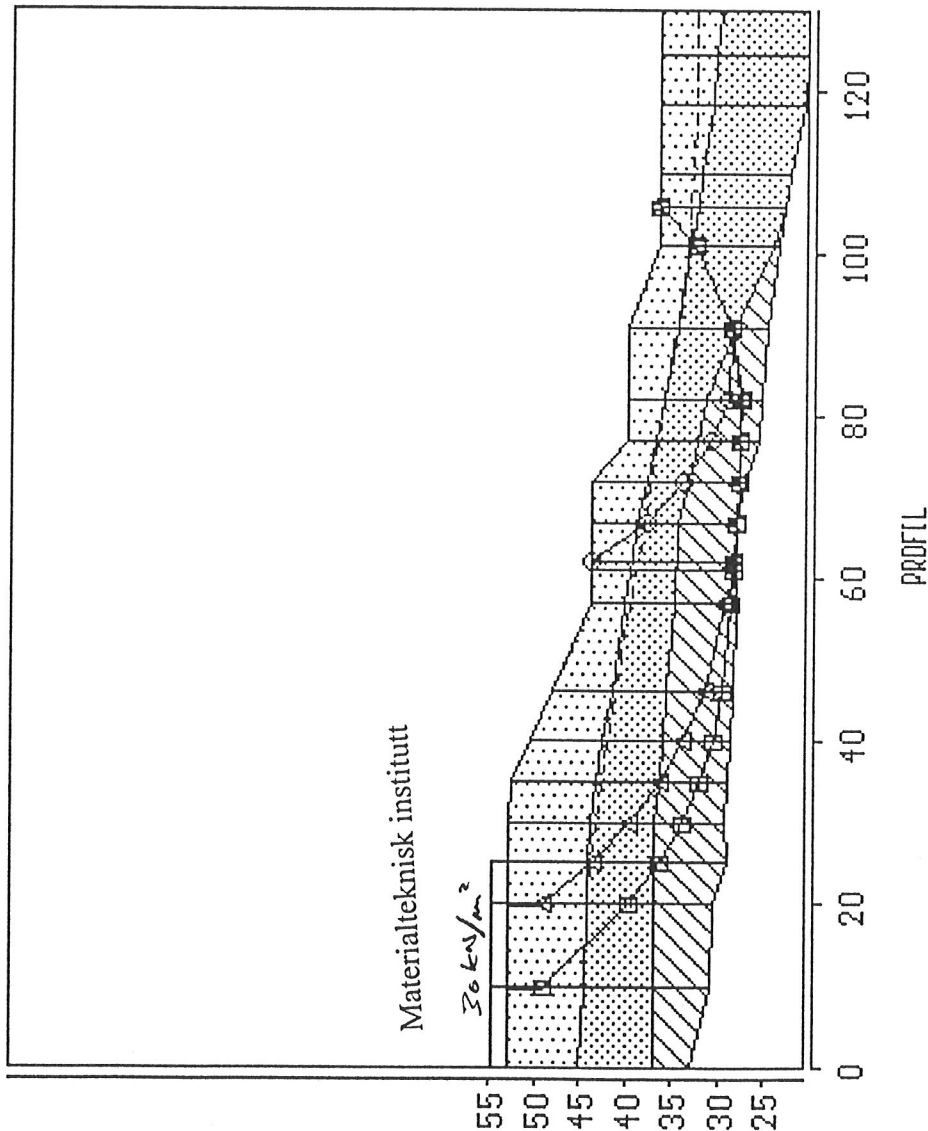
Lag nr.	1	2	3
	Fylling/Sand	Leire	Kvikkleire
Egenvekt	18	20	20
$\alpha/\tan(\phi)$	0/0,65	10/0,50	10/0,34

STABIL

v. 1.3
 (c) NOTBY A.S

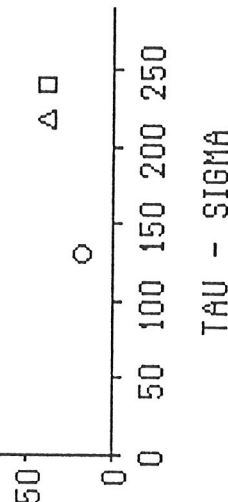
ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT
 SETTE KREFTER SLUTT
 BEREKNE FS SKJÆR STYRKE

	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	2.429	1.768	1.700

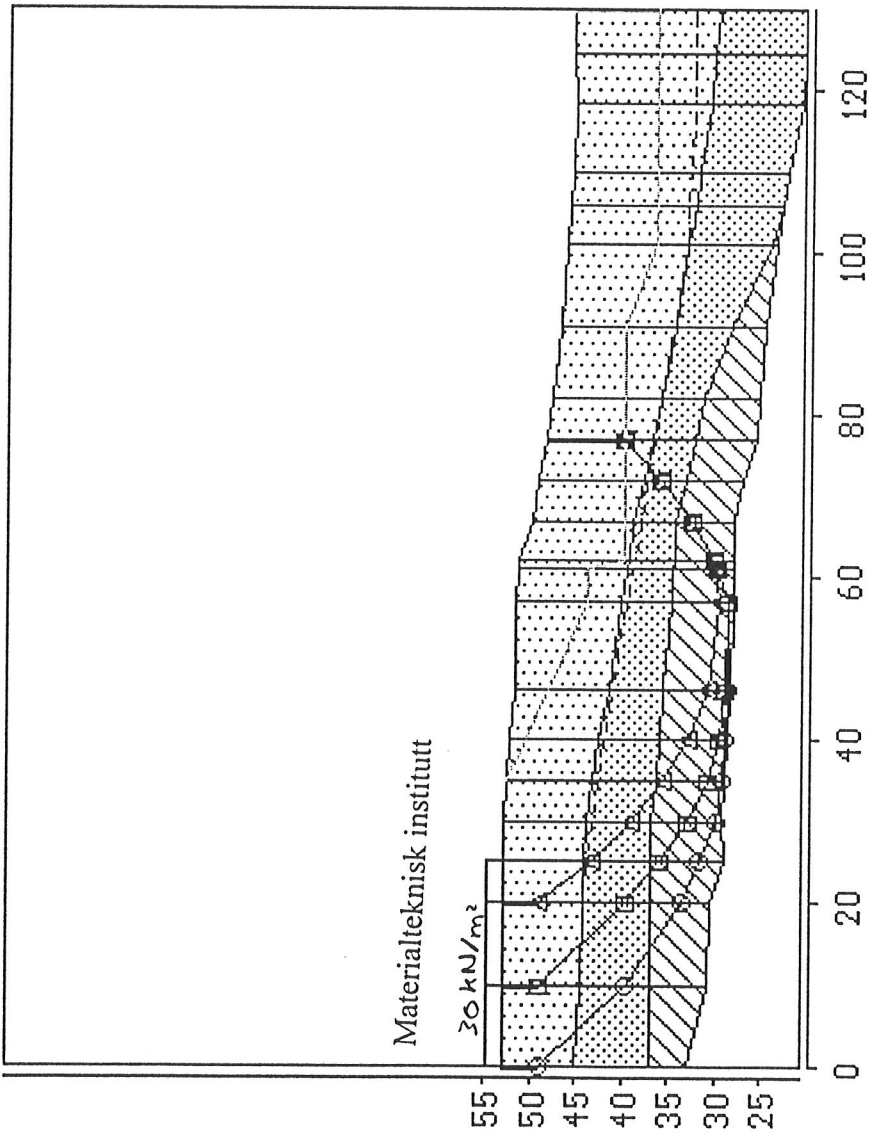


BEREGNINGER PÅ α - ϕ -BASIS

m/seksjonsvis utgraving

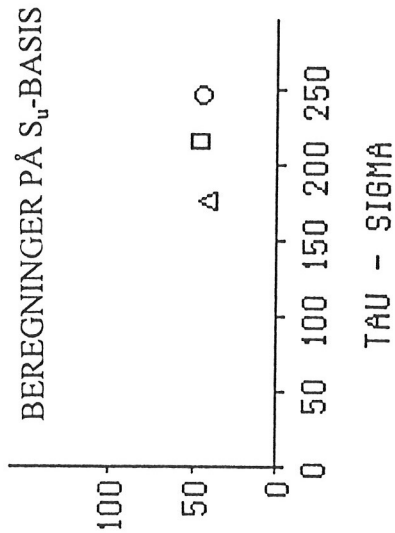


REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse I-I				
Lag nr.	1	2	3	
	Fylling/Sand	Leire	Kvikkleire	
Egenvekt	18	20	20	
Sua-Sup/Po'	0/0,65	0,33/0,18	0,31/0,16	



STABIL
 v. 1.3
 (c) NOTEBY A.S

ENDRE FLATE	SKRIV RESULTAT		
SETTE KREFTER	SLUTT		
BEREGNE FS	SKJÆR STYRKE		
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	1.394	1.352	1.451



REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse I-I
 Lag nr. 1 2 3
 Fylling/Sand Leire Kvikkleire
 Egenvekt 18 20 20
 Sua-Sup/ ρ_o' 0/0,65 0,33/0,18 0,31/0,16

STABIL

v. I.3
 (c) NOTBY A.S

ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

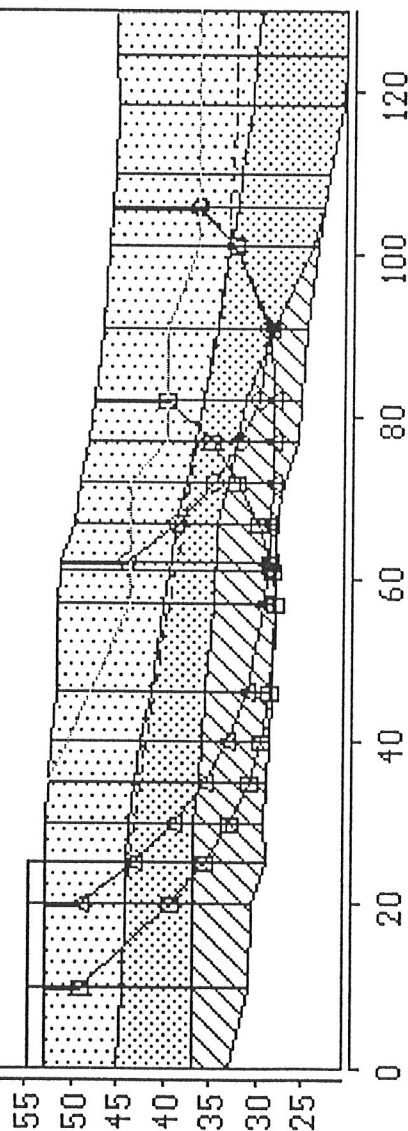
SETTE KREFTER

SLUTT

BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

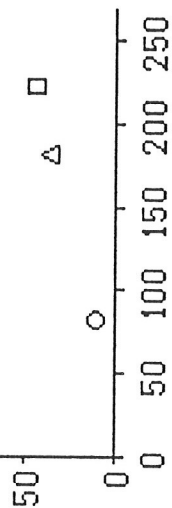
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	¥4.789	¥1.481	¥1.892

Materialteknisk institutt



PROFIL

BEREGNINGER PÅ S_u -BASIS
 m/seksjonsvis utgraving



TAU - SIGMA

VEDLEGG 2.5

STABILITET PROFIL J-J

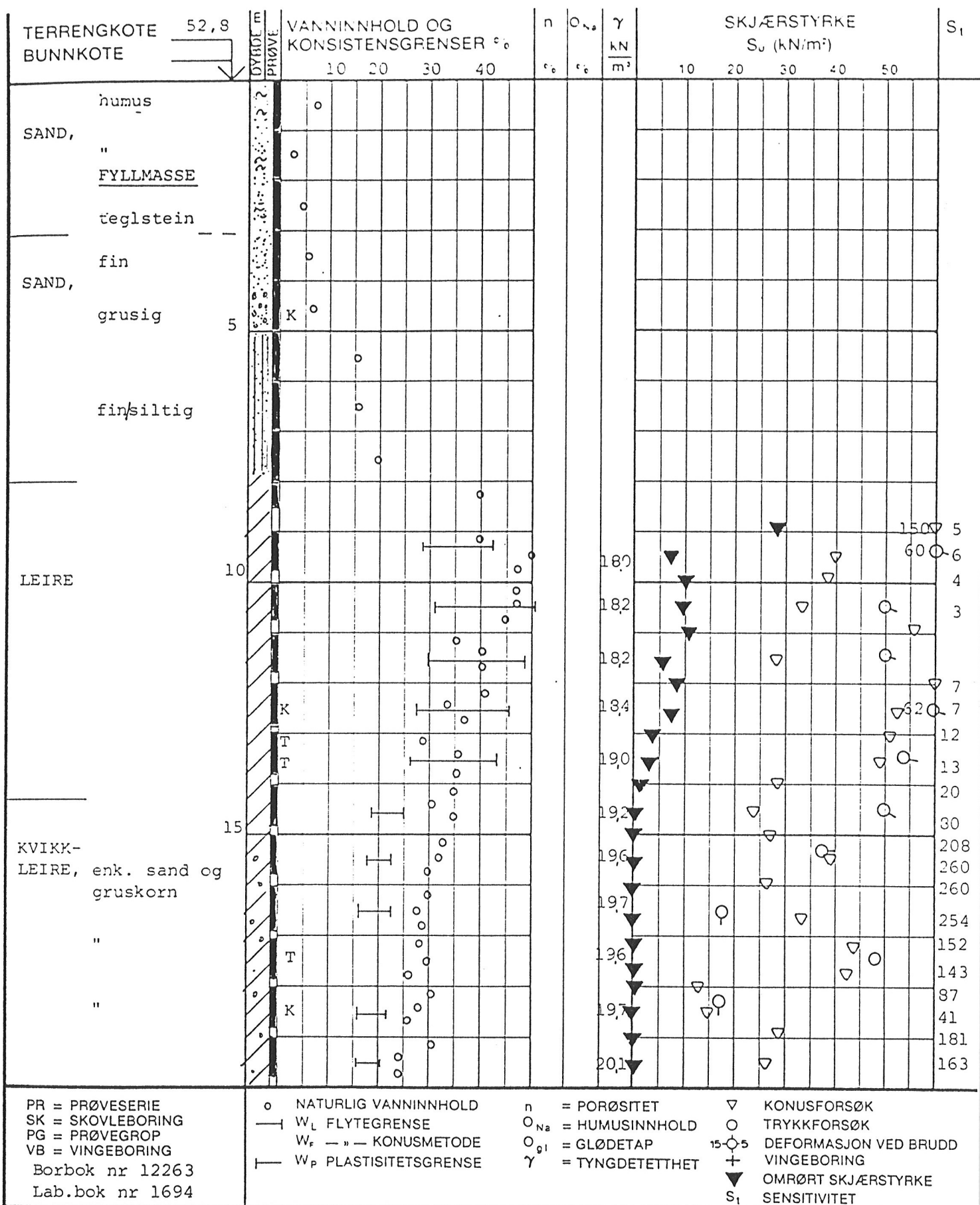
INNHold:

Grunnlag for parametervalg:

- Prøveserie PR 7
- Prøveserie 3 (K-2)
- Treksialforsøk, aktiv PR 7, $D = 13.35$
- Treksialforsøk, aktiv PR 7, $D = 17.35$
- Treksialforsøk, passiv PR 7, $D = 13.45$
- Trykksondering 3(K-3), tolkning $\tan\phi$

Beregningsforutsetninger og - resultater

- Profil J-J M 1:300
- Profil J-J Datautskrift, $a\phi$ -analyse (2 stk)
- Profil J-J Datautskrift, $a\phi$ -analyse, seksjonsvis utgraving (2 stk)
- Profil J-J Datautskrift, Su-analyse
- Profil J-J Datautskrift, Su-analyse, seksjonsvis utgraving (2 stk)



Ø = ØDOMETERFORSØK P = PERMEABILITETSFORSØK K = KORNGRADERING T = TREAKSIALFORSØK

GEOTEKNISKE DATA

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.

PR 7

TEGNET

VS

REV.

BORPLAN NR.

1

KONTR.

HN

KONTR.

BORET DATO

Nov. -95

DATO

11.12.95

DATO

TEGN. NR.

16

REV.

SIDE



NOTEBY
NORSK TEKNISK
BYGGEKONTROLL A/S

OPPDRAG NR.

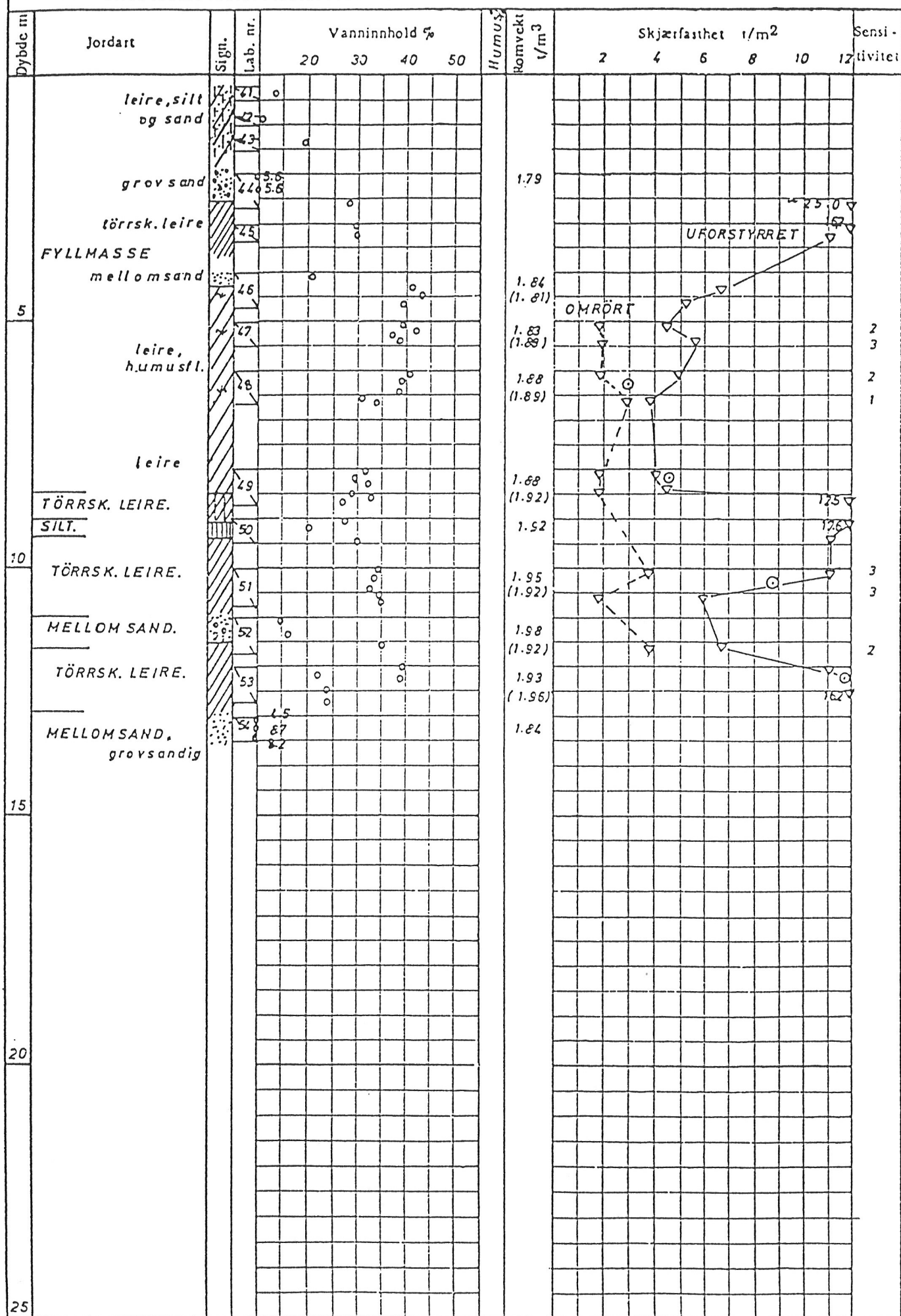
57118

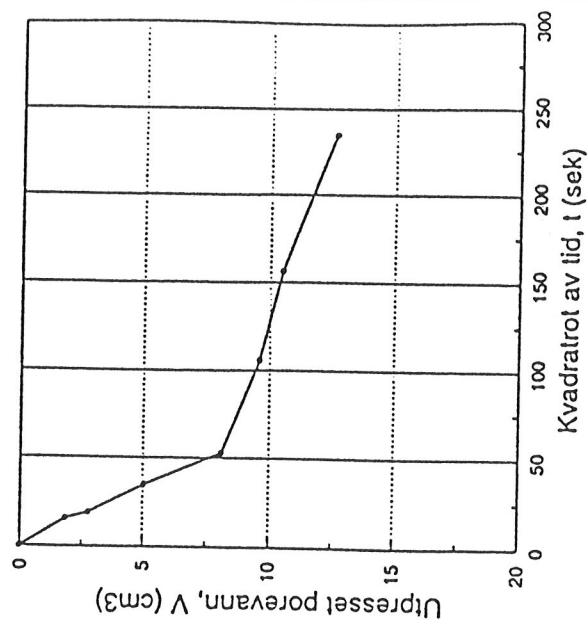
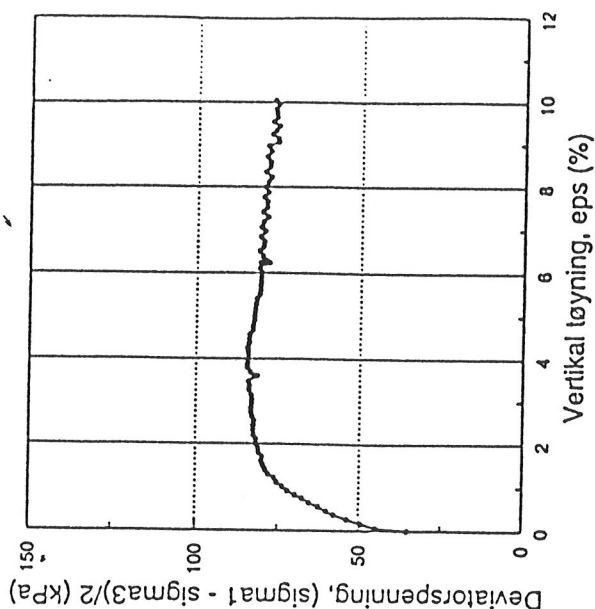
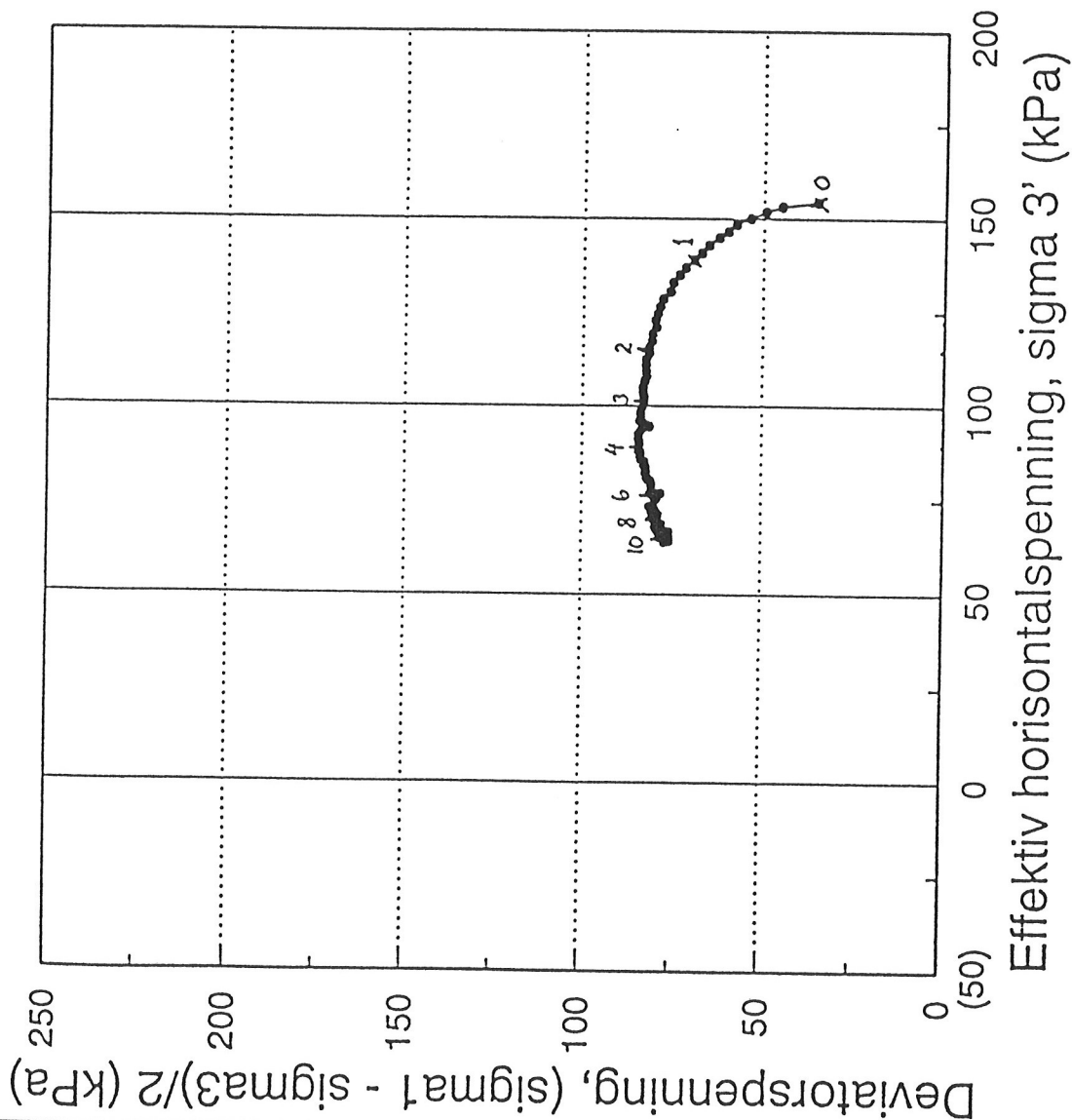
BORPROFIL

Sted NTH.

Hull 3 Bilag 8

Nivå k = 46.94 Oppdrag O. 669-5

Prøve ϕ 54 mm Dato 5. Sept. 70+ vingebooring ○ enkelt trykforsøk ▽ konusforsøk w = vanninnhold w_L = flytegrense w_p = utrullingsgrense



NOTEBY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningssti og mobiliseringskurve fra treaksjalforsøk.
Anisotrop konsolidert, udrenert, aktivt skjærforsøk (CAU).
PR7, dybde 13.0 - 13.8 m.

DATO

1995.12.06



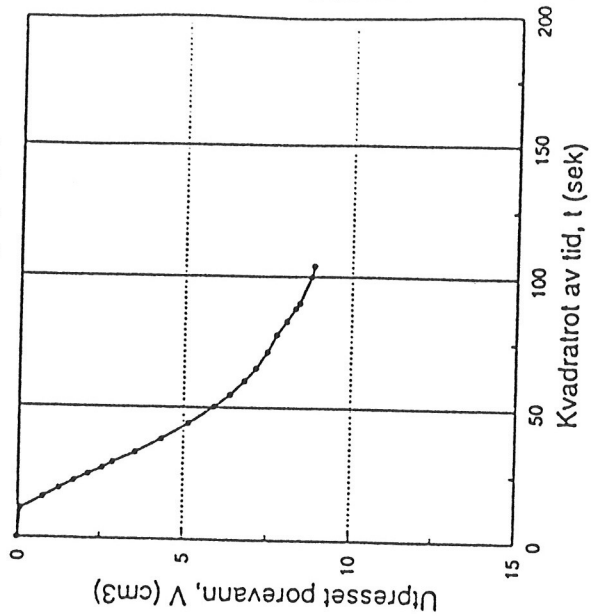
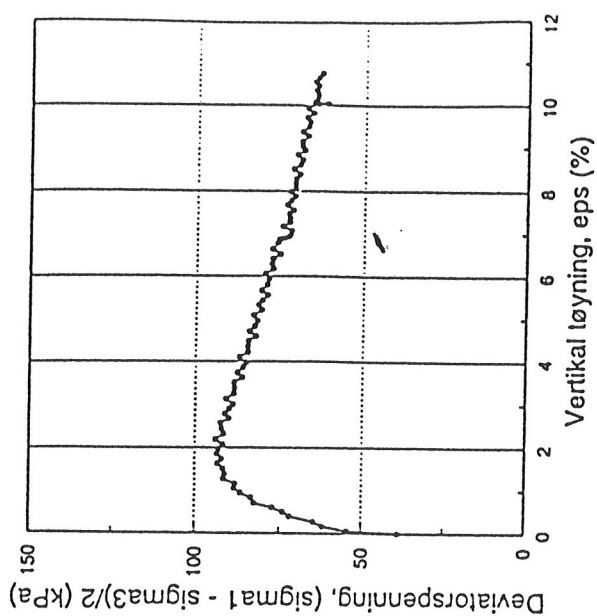
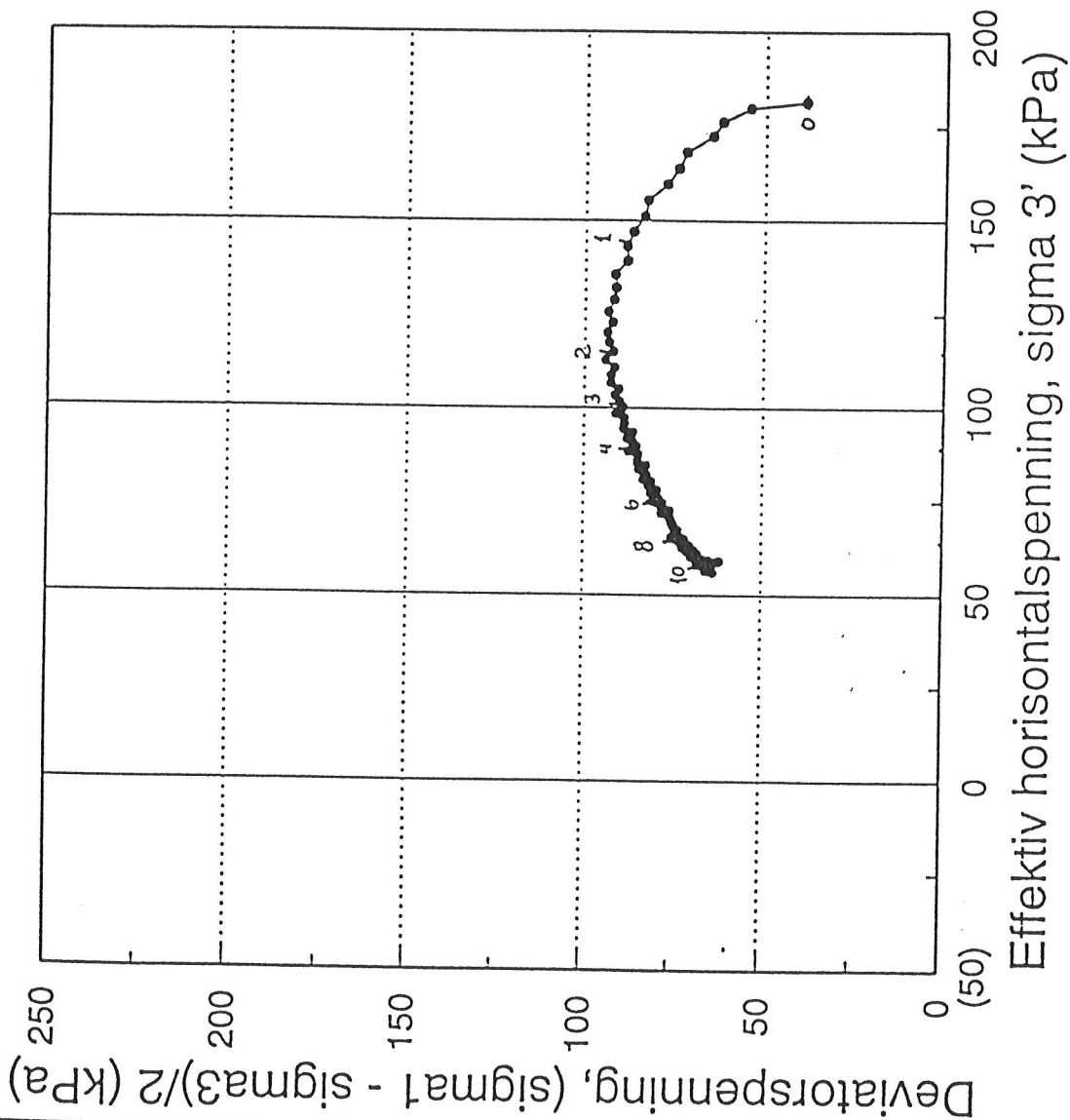
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

FIGUR

5

GODKJENT

[Signature]



NOTEBY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningsstø og mobiliseringskurve fra treaksjalforsøk.
Anisotrop konsolidert, udrenert, aktivt skjærforsøk (CAU).
PR7, dybde 17.0 - 17.8 m.

DATO

1995.12.06



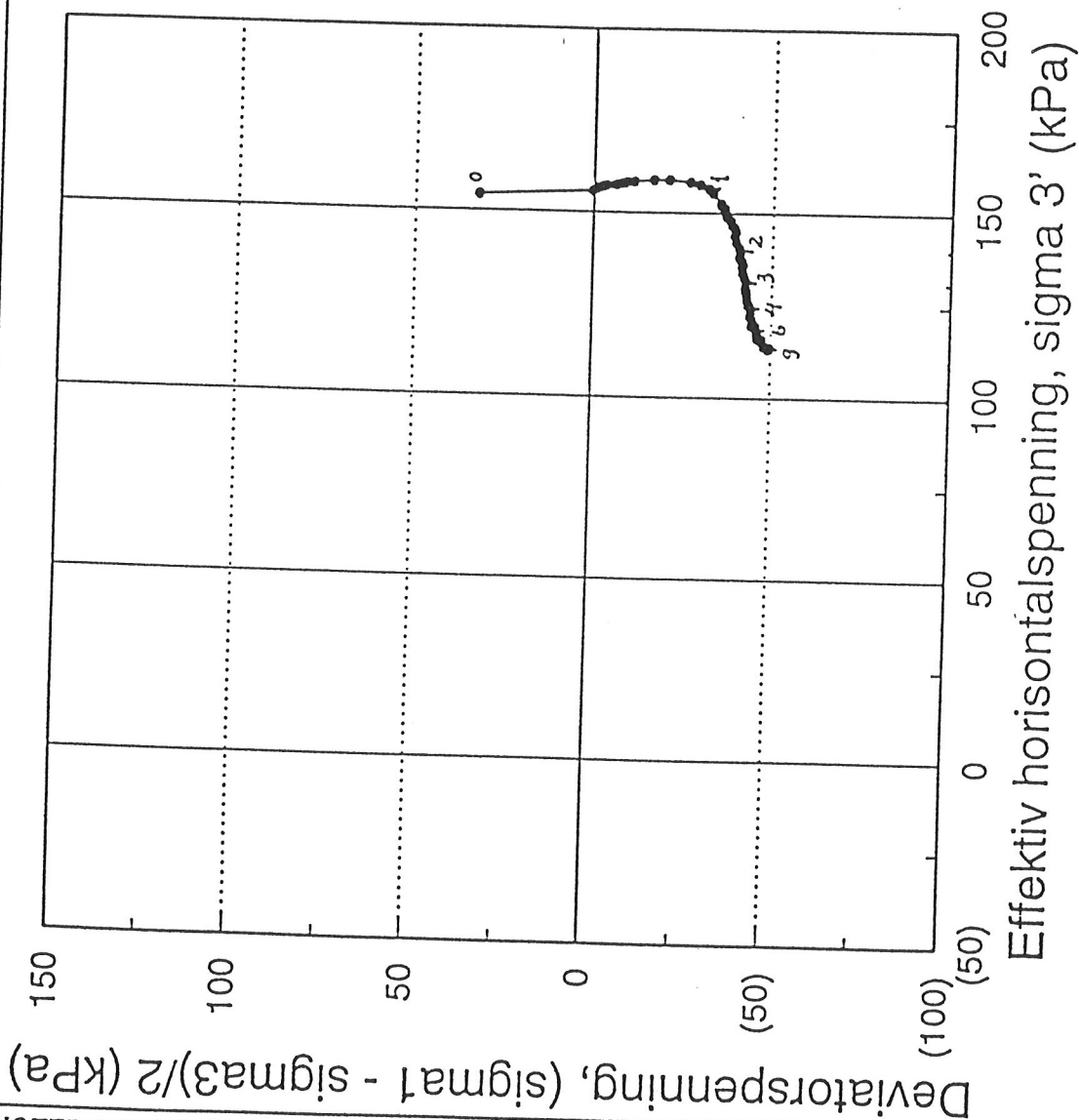
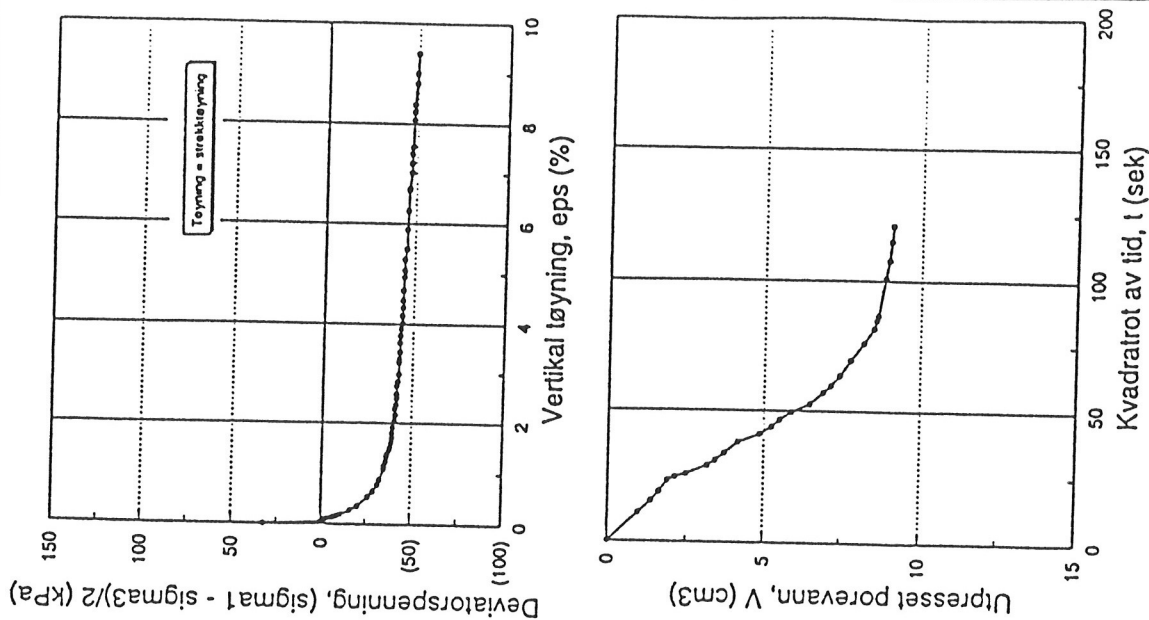
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

FIGUR

6

GODKJENT

[Signature]



PR7, 13,45 m

NOTEBY TRONDHEIM
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET, NTH
Spenningssti og mobiliseringskurve fra treaksialforsøk.
Anisotropt konsolidert, udrenert, passivt skjærforsøk (CIU_p).
PR7, dybde 13.0 - 13.8 m.

DATO

1995.12.06



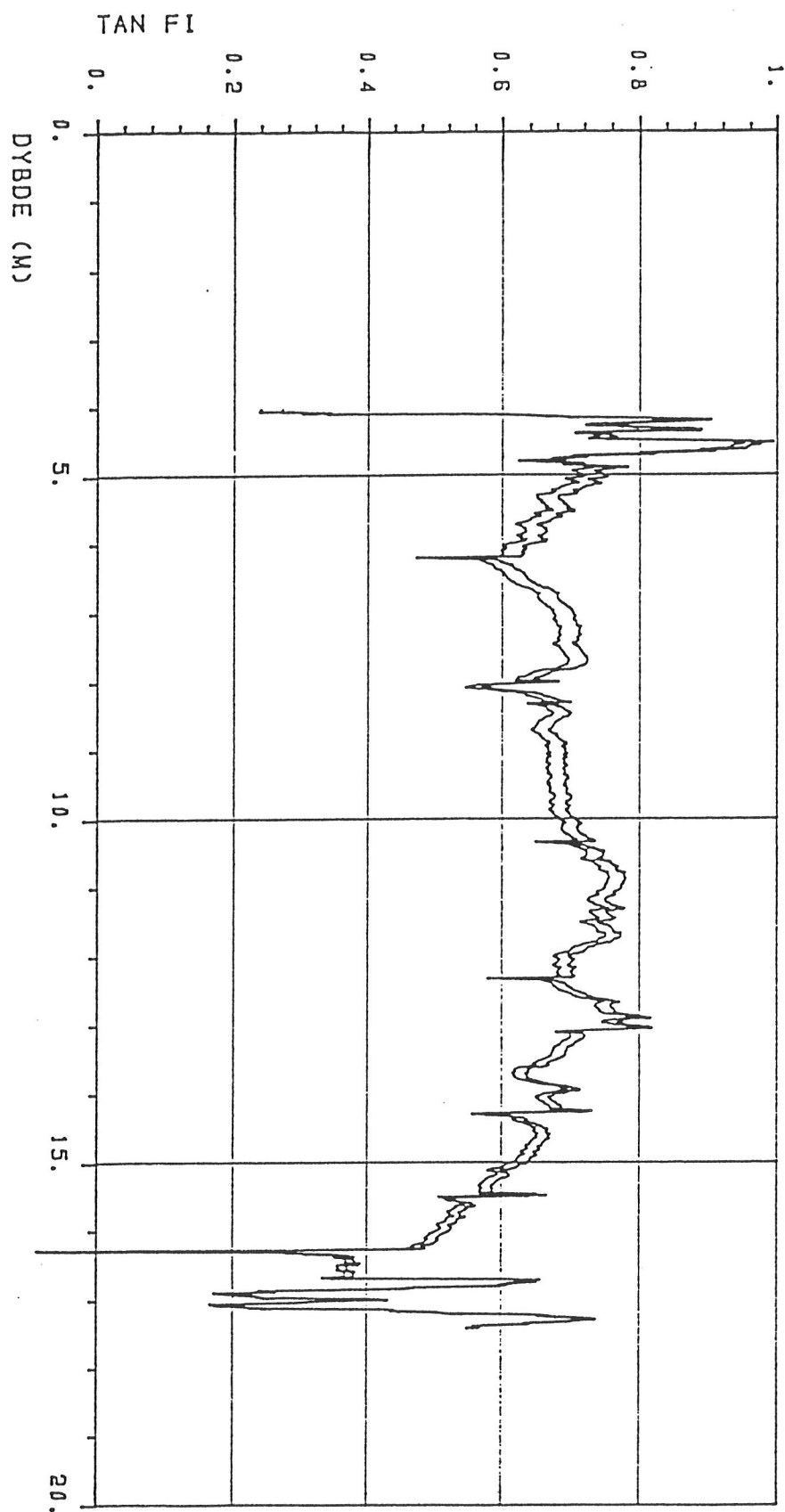
NORGES TEKNISKE HØGSKOLE
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK
Laboratoriet

FIGUR

8

GODKJENT

[Signature]



Kummeneje

Rådgivende ingeniører i
Geoteknikk og Ingeniørgeologi

STATSBYGG
NTH - REALFAGBYGG

TAN FI
Trykksondering
Punkt 3

MALESTOKK

—

TEGNET AV

—

DATO

07/94

OPPDAG

10495

BILAG

—

TEGN NR

005

REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J
Lag nr. 1 2 3
Fylling/Sand Leire kv.leire
Egenvekt 18 20 20
a/tg(phi) 0/0,65 10/0,50 10/0,37

STABIL

v. L.3
(c) NOTBY A.S

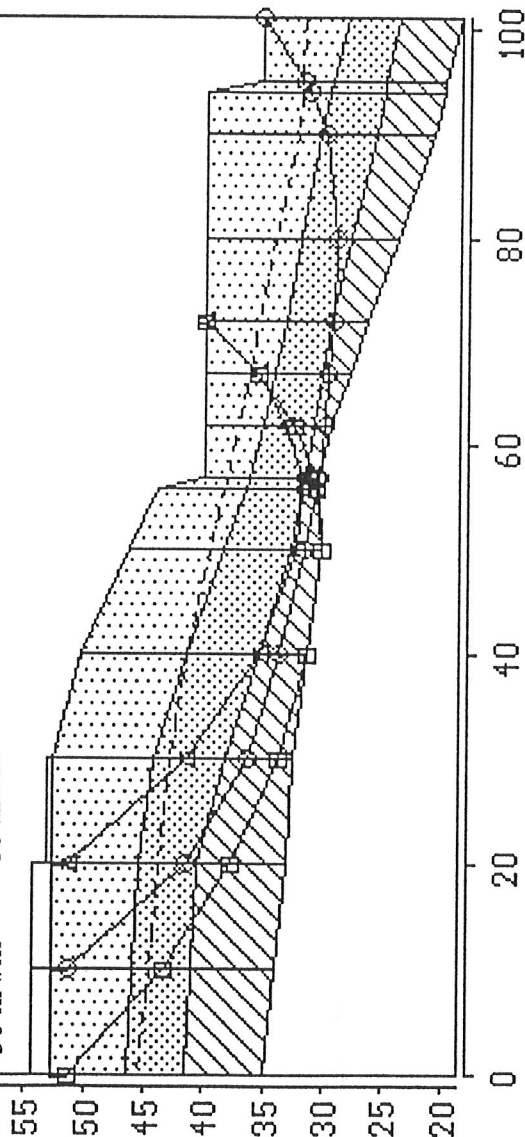
ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

SETTE KREFTER

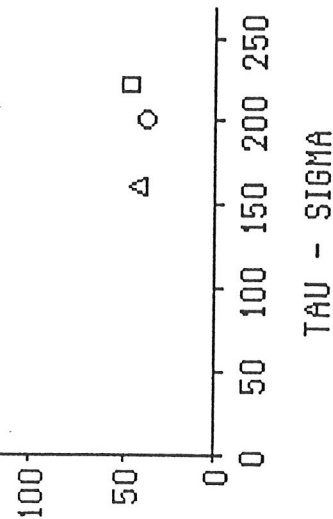
BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	1.880	1.555	1.477

MATERIALTEKNISK INSTITUTT
30 kN/m² 10 kN/m²



BEREGNINGER PÅ a - φ - BASIS



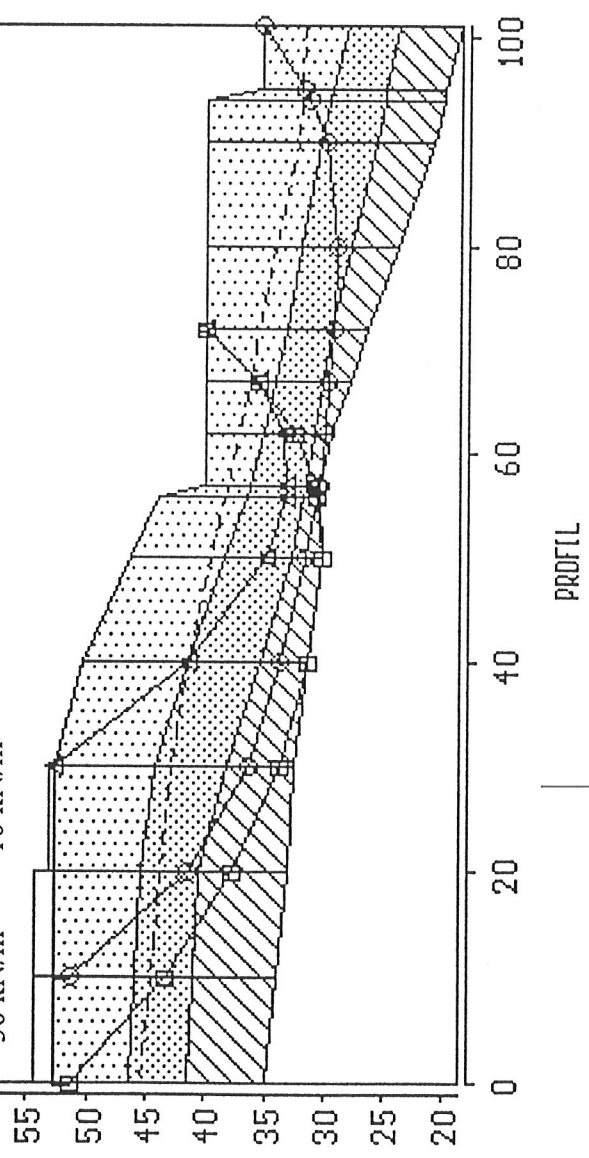
REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J
Lag nr. 1 2 3
Fylling/Sand Leire kv.leire
Egenvekt 18 20 20
a/tg(phi) 0/0,65 10/0,50 10/0,37

STABIL

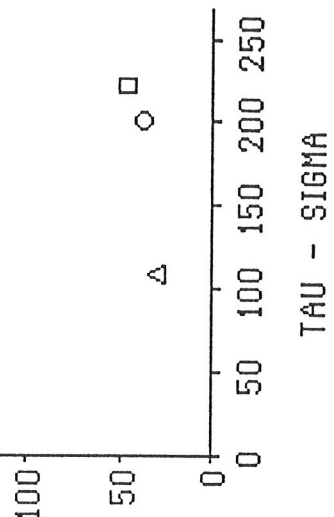
v. l.3
(c) NOTEBY Å.5

ENDRE FLATE		SKRIV RESULTAT	
SETTE KREFTER		SLUTT	
BEREGNE FS		SKJÆR STYRKE	
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	¥1.880	¥1.555	1.645

MATERIALTEKNISK INSTITUTT
30 kN/m² 10 kN/m²



BEREGNINGER PÅ a - φ - BASIS



REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J
Lag nr. 1 2 3
Fylling/Sand Leire kv.leire
Egenvekt 18 20 20
a/tg(phi) 0/0,65 10/0,50 10/0,37

STABIL

v. L.3
(c) NOTEBY Å.5

ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

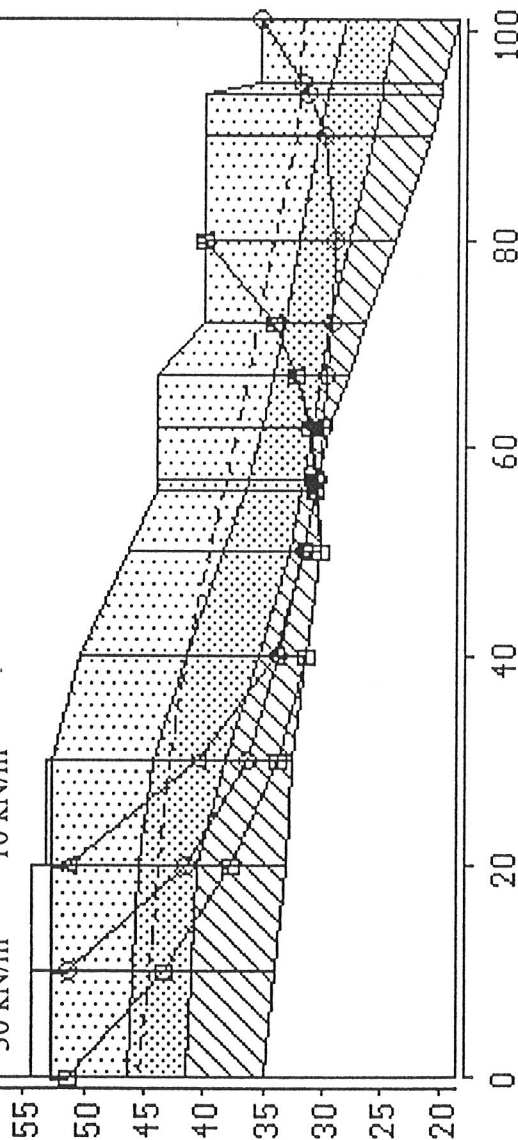
SETTE KREFTER

SLUTT

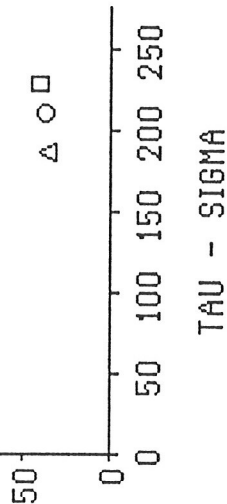
BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

	○	□	△
Fa	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
Fs	1.936	1.912	1.983

MATERIALTEKNISK INSTITUTT
30 kN/m² 10 kN/m²



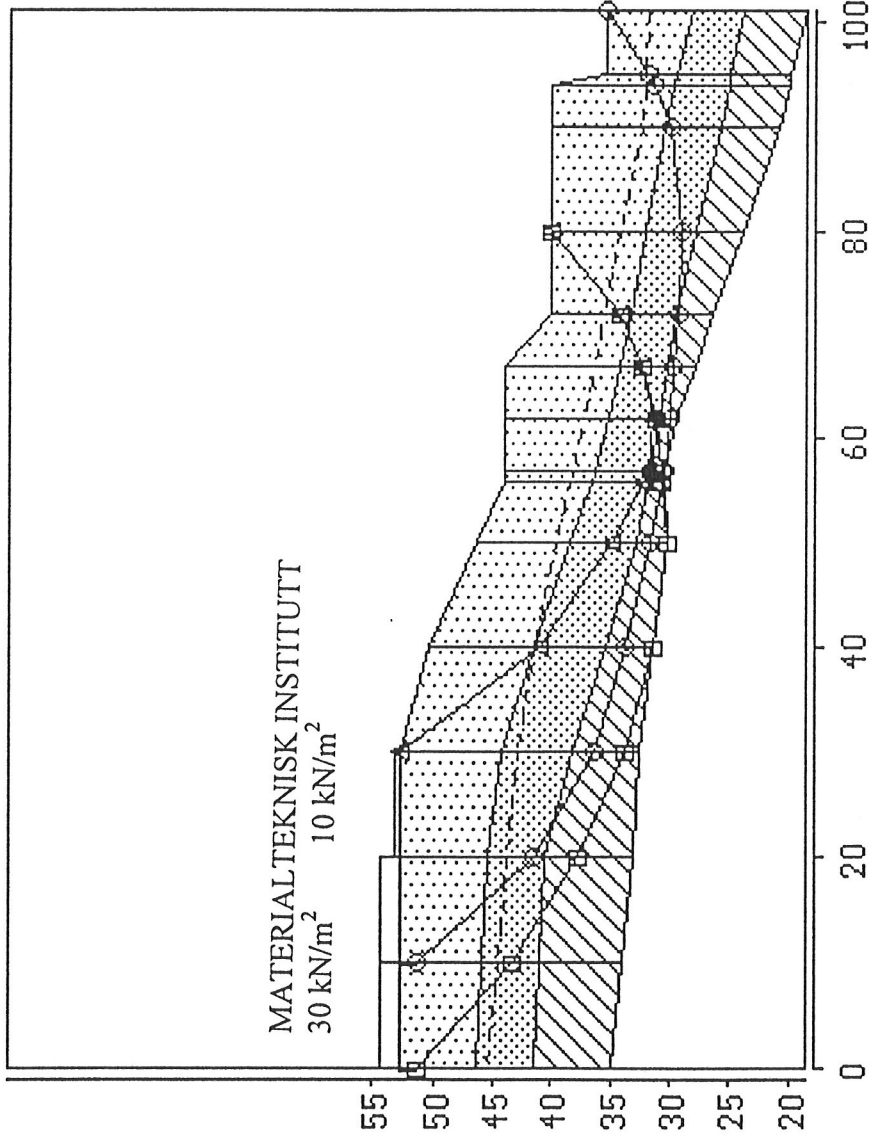
BEREGNINGER PÅ a - ϕ - BASIS
m/seksjonsvis utgraving



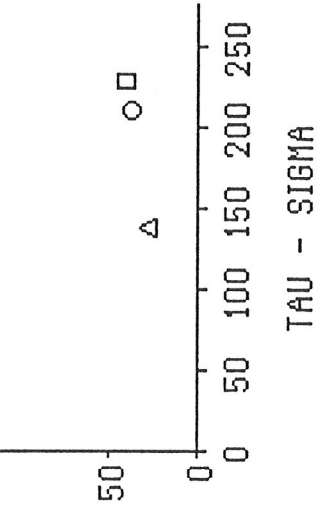
REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J
Lag nr. 1 2 3
Fylling/Sand Leire kv.leire
Egenvekt 18 20 20
a/tg(phi) 0/0,65 10/0,50 10/0,37

STABIL
v. L.3
(c) NOTEBY A.S

ENDRE FLATE	SKRIV RESULTAT		
SETTE KREFTER	SLUTT		
BEREGNE FS	SKJÆR STYRKE		
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	*1.936	*1.912	*2.257



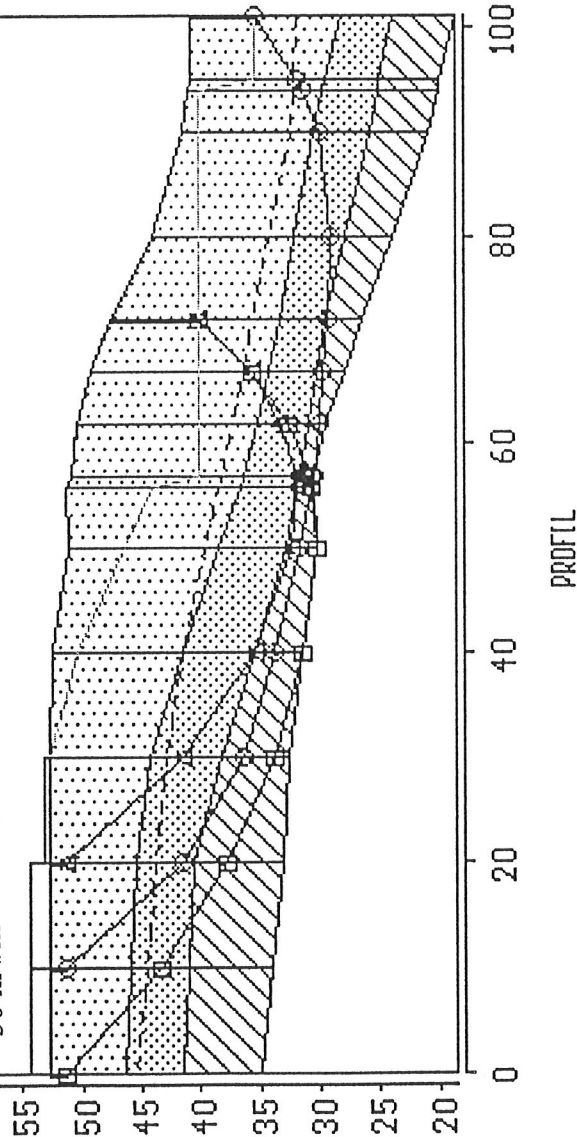
BEREGNINGER PÅ a - φ - BASIS
m/seksjonsvis utgraving



REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J

Lag nr. 1 2 3
Fylling/Sand Leire Kvikkleire
Egenvekt 18 19 20
Sua-Sup/ P_0' 0/0,65 0,33-0,18 0,31-0,16

MATERIALTEKNISK INSTITUTT
30 kN/m² 10 kN/m²



STABIL

v. 1.3
(c) NOTEBY Å.5

ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

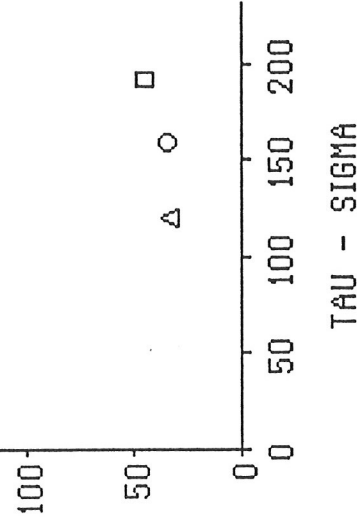
SETTE KREFTER

SLUTT

BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	*1.757	*1.338	*1.685

BEREGNINGER PÅ S_u - BASIS



REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J

Lag nr.	1	2	3
	Fylling/Sand	Leire	Kvikkleire
Egenvekt	18	19	20
Sua-Sup/Po'	0/0,65	0,33-0,18	0,31-0,16

STABIL

v. 1.3
(c) NOTEBY A.S

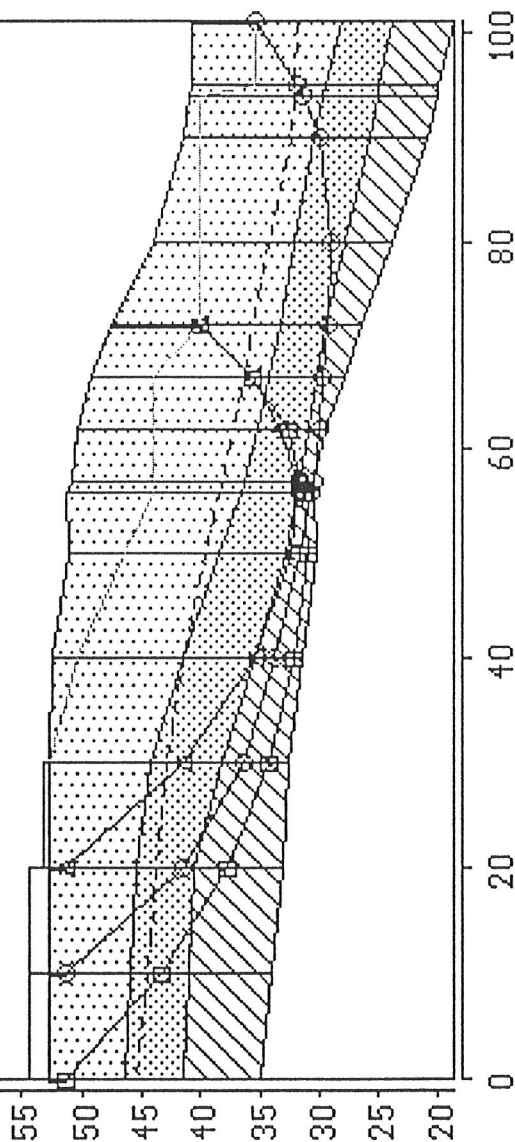
ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

SETTE KREFTER

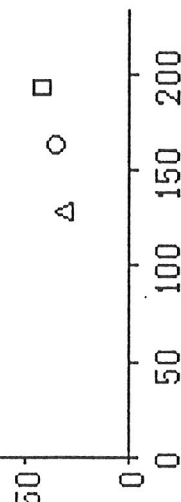
BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	¥1.740	¥1.459	¥1.853

MATERIALTEKNISK INSTITUTT
30 kN/m² 10 kN/m²



BEREGNINGER PÅ S_u - BASIS
m/seksjonsvis utgraving



TAU - SIGMA

REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J
Lag nr. 1 2 3
Fylling/Sand Leire Kvikkleire
Egenvekt 18 19 20
Sua-Sup/Po' 0/0,65 0,33-0,18 0,31-0,16

STABIL

v. 1.3

(c) NOTEBY Å.S

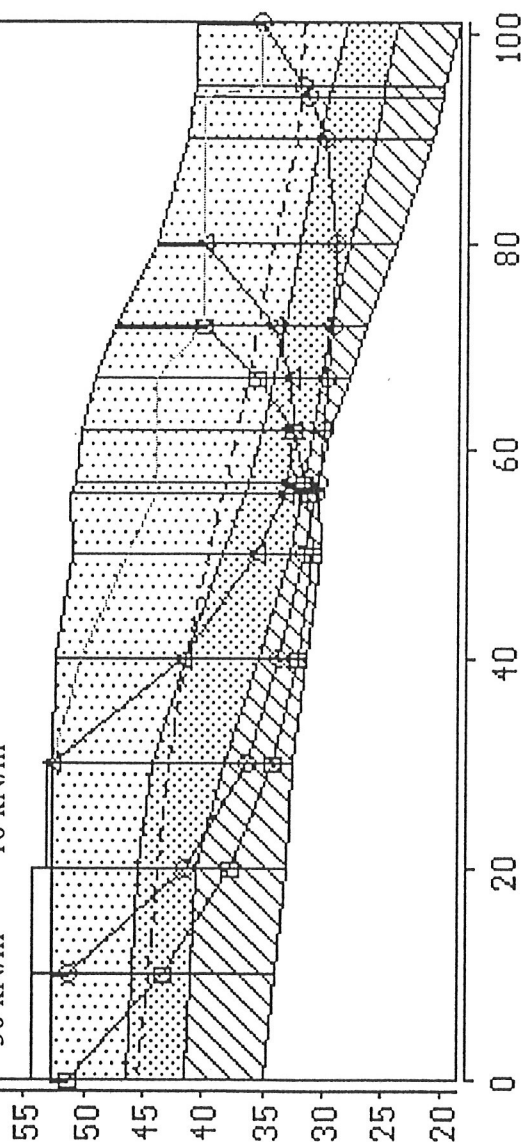
ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

SETTE KREFTER SLUTT

BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

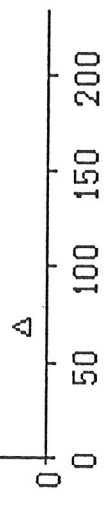
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	¥1.740	¥1.459	3.503

MATERIALTEKNISK INSTITUTT
30 kN/m² 10 kN/m²



PROFIL

BEREGNINGER PÅ S_u - BASIS
m/seksjonsvis utgraving



TAU - SIGMA

VEDLEGG 2.6

GRUNNLAG ADP-ANALYSE

INNHold:

Tolkning av udrenerte skjærstyrker
ADP stabilitetsmodell

Notat

Realfagbygg på Gløshaugen Geotekniske dimensjoneringsparametere

Til: NOTEBY Trondheim v/ Sigbjørn Rønning
Fra: NOTEBY v/ Torstein Alm
Oppdr.nr.: 57000
Dato: 11. januar 1996

Tolking av udrenerte skjærstyrker - ADP stabilitets modell

Tolking av udrenerte skjærstyrker for leire er primært basert på resultatene fra utførte konsoliderete udrencrete treaksialforsøk. I tillegg er inkludert i vurderingene resultatene fra vingeboringer og CPT, samt øvrige laboratorieforsøk slik som enaksialforsøk og konustesting. De endelige resultater er vurdert mot erfaringsdata.

Vedlagte tabell viser nøkkelresultater fra samtlige utførte treaksialforsøk. Det er generelt skilt mellom aktive og passive forsøk, og hvorvidt materialet er "vanlig" leire eller kvikkleire.

For hvert forsøk er udrenert skjærstyrke tolket ved en deformasjon på 2 til 4 %. Det er valgt 4 % deformasjon for de tilfeller der materialet er typisk dilatant med stor reststyrke.

Skjærstyrken er normalisert med hensyn på vertikal effektiv konsolideringsspenning. For noen forsøk er imidlertid denne spenningen lavere enn in-situ spenningen, og for disse er det derfor normalisert mot in-situ spenning.

Generelt vil udrenert skjærstyrke være avhengig av konsolidert normalspenning på skjærplanet, dvs 45 graders planet. Dette gjør at isotropt konsoliderte forsøk vil gi større styrke enn anisotropt konsoliderte forsøk, selv om vertikal konsolideringsspenning er den samme. Denne overvurderingen i styrke er det derfor korrigert for med en faktor som er proporsjonal med konsolidert normalspenning på 45 graders planet. In-situ spenningsforhold, K_0 , er satt til 0.6, ut ifra resultatene fra de to K_0 forsøkene. CAU forsøk som er konsolidert med K_0 lik 0.6 får følgelig 1.0 i korreksjonsfaktor, mens isotropt konsoliderte forsøk får en korreksjonsfaktor på 0.8.

Følgende gjennomsnittlige skjærstyrkeforhold er anbefalt som karakteristiske:

"Vanlig" leire	$SuA / po' = 0.33$	$Sup / po' = 0.18$
Kvikkleire	$SuA / po' = 0.31$	$Sup / po' = 0.16$

Den detaljerte gjennomsnittsberegningen er vist på vedlagte beregningsark. Resultatene fra noen forsøk er ekskludert fordi forsøket har vist stor utpressing av porevann under

konsolidering, og følgelig er forstyrret. Enkelte øvrige resultater er også ekskludert, især hvis disse viser resultater i ikke konservativ retning og samtidig er tatt fra områder som ikke ligger i kritiske snitt for spuntberegning eller stabilitetsberegning.

Udrenert skjærstyrke som funksjon av skjærplanets helning er dernest bestemt med parametere som angitt i Appendix 5 i brukerveiledning for STABIL. Parameterene er valgt utifra vedlagte erfaringsdata, samt grensebetingelsene for aktiv og passiv styrke slik disse er bestemt. Styrkevariasjonen som funksjon av skjærplanets helning blir da som vist på de vedlagte utskriftene av regneark for anisotropisk udrenert skjærstyrke, og disse styrkene blir automatisk brukt i STABIL når den aktuelle materialmodell blir valgt.

De udrenerte skjærstyrkene skal beregnes med bakgrunn i effektivt overlagingstrykk før utgraving.

Oslo, 11.01.1996



Torstein Alm

APPENDIKS 5. ANISOTROPISK SKJÆRSTYRKE FORHOLD, S_u/p_o I UDRENERET ANALYSE (Materialmodell nr. 3)

Skjærstyrke i udrenert tilstand på et plan (glideflate) med helning α er beregnet (se Bjerrum, 1973), for aktiv tilstand:

$$\frac{\tau_{cr}}{p_o} = \frac{\tau_{so}}{p_o} + \left[\frac{\sigma_{so}}{p_o} \cdot \tan \phi_o - \frac{\tau_{so}}{p_o} \right] \cdot D_m + \kappa \cdot \frac{p_c}{p_o} \quad (A5.1)$$

og for passiv tilstand :

$$\frac{\tau_{cr}}{p_o} = \left[\frac{\sigma_{so}}{p_o} \cdot \tan \phi_o - \frac{\tau_{so}}{p_o} \right] \cdot D_m + \kappa \cdot \frac{p_c}{p_o} \quad (A5.2)$$

der :

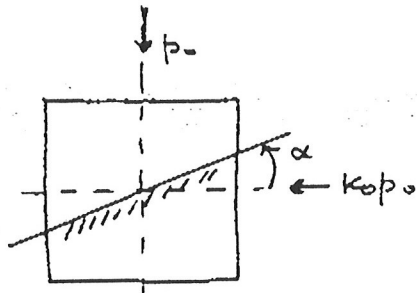
τ_{so}, σ_{so} - skjær og normal spenninger på " α -planet" fra "in-situ" effektiv overlagerings trykk;

$$\tau_{so} = \frac{1-k_o}{2} \cdot p_o \cdot \sin 2\alpha$$

(A4.3)

$$\sigma_{so} = \frac{1+k_o}{2} \cdot p_o + \frac{1-k_o}{2} \cdot p_o \cdot \cos 2\alpha$$

- D_m - mobiliserings grad for effektiv friksjon ;
- $\tan \phi_o, \kappa$ - effektiv skjærstyrke parametre (definert av Hvorslev, 1937);
- p_c'/p_o' - overkonsoliderings forhold;
- p_o' - effektiv vertikal overlagerings trykk;



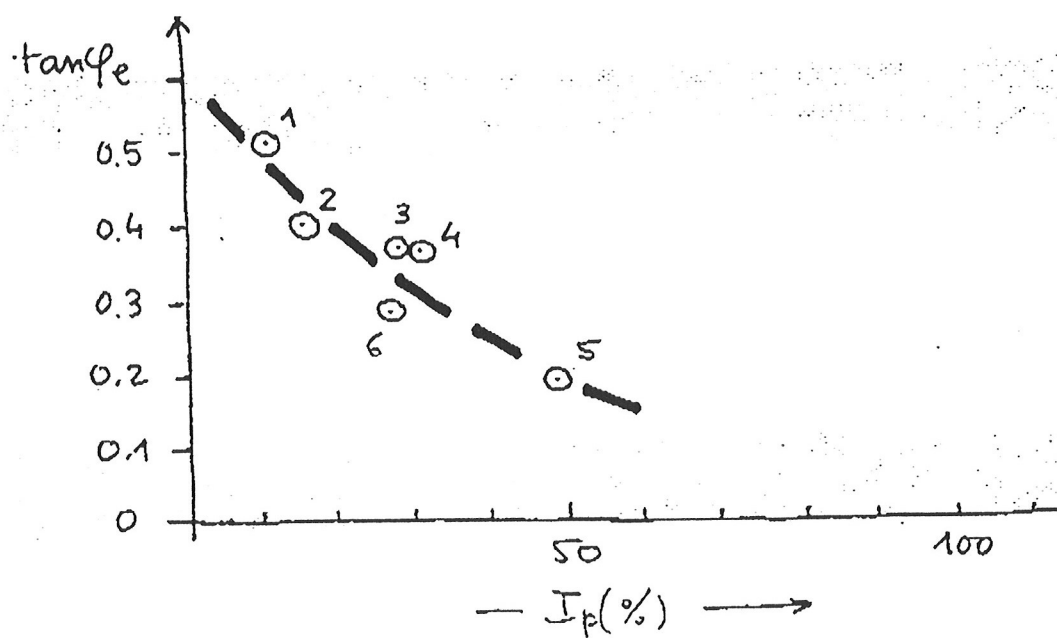
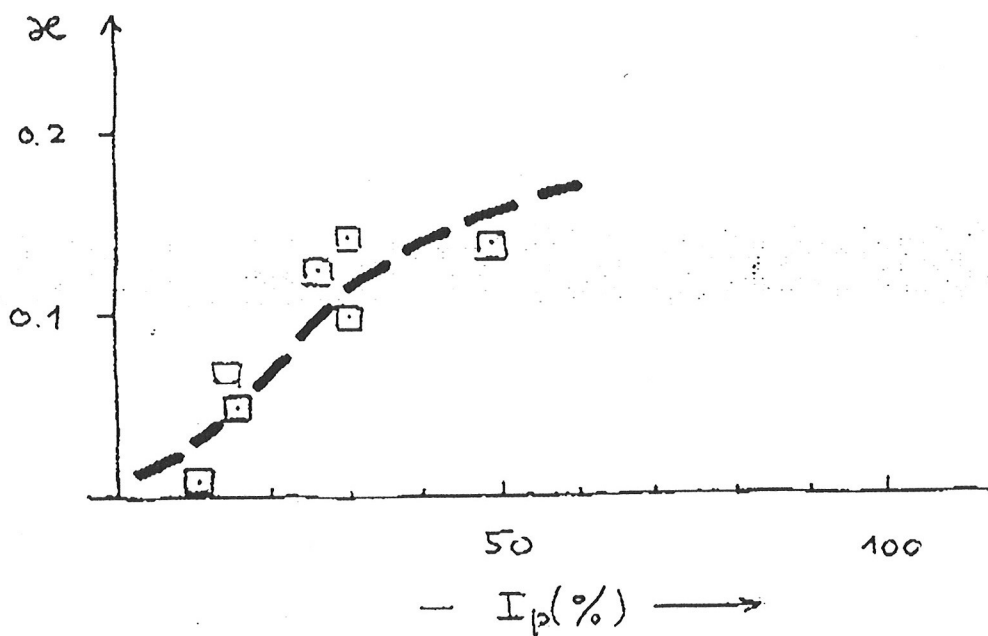
$$\frac{\tau_{cr}}{p_0} = C \cdot \sin 2\alpha + B \cos 2\alpha + A$$

$$A = D_M \frac{1+k_0}{2} \tan \varphi_c + \alpha \frac{p_c}{p_0}$$

$$B = D_M \frac{1-k_0}{2} \tan \varphi_c$$

$$C = (1-D_M) \frac{1-k_0}{2}$$

	I_p	D_M	p_c/p_0	k_0	α	$\tan \varphi_c$	
1	11	0.35	1.2	0.55	0.01	0.509	LEARN DRAMMEN
2	15	0.4	1.5	0.55	0.07	0.4	OSLO (GRANNFOSSLIN)
3	29	0.55	1.5	0.6	0.10	0.287	PLASTIC DRAMMEN
4	30	0.286	1.0	0.6	0.143	0.287	OSLO KONGSHAVEN
5	48	0.6	1.2	0.75	0.14	0.194	SKÅ-EDBY
6	30	0.63	3.5	0.63	0.125	0.287	SARBSBORG



VEDLEGG 3

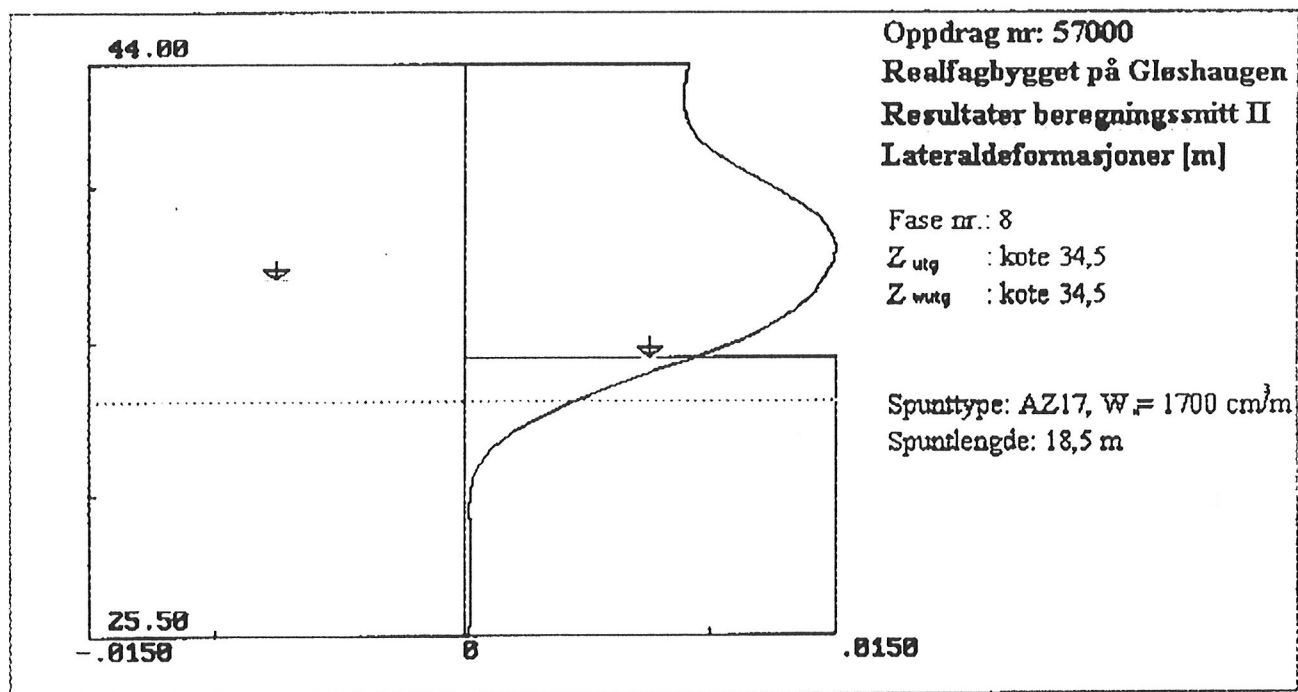
UTGRAVING OG OPPSTØTTING

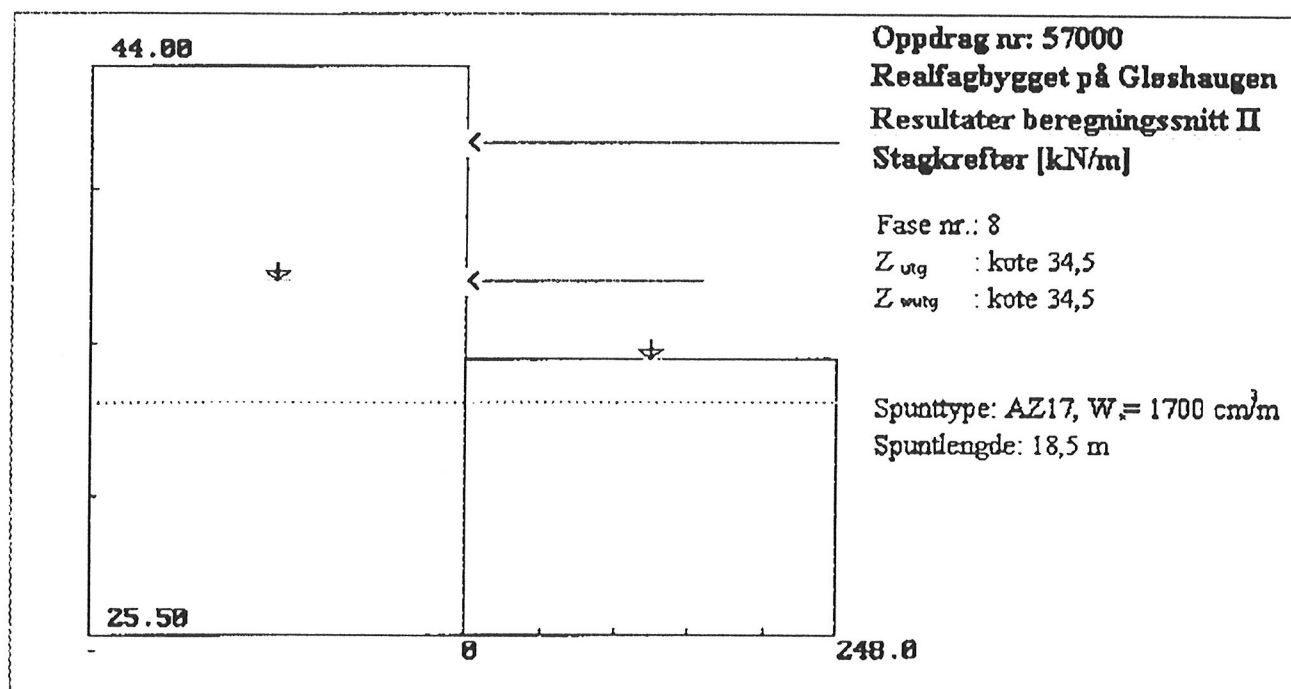
INNHold:

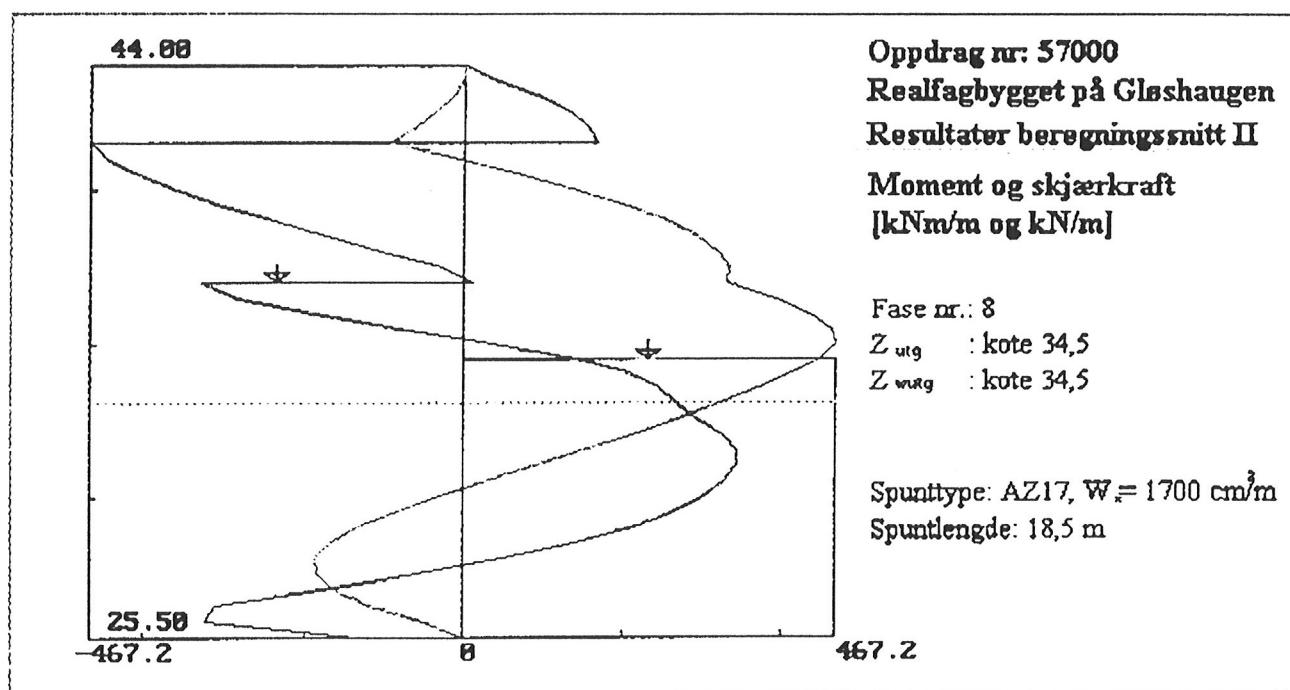
Beregningsresultater

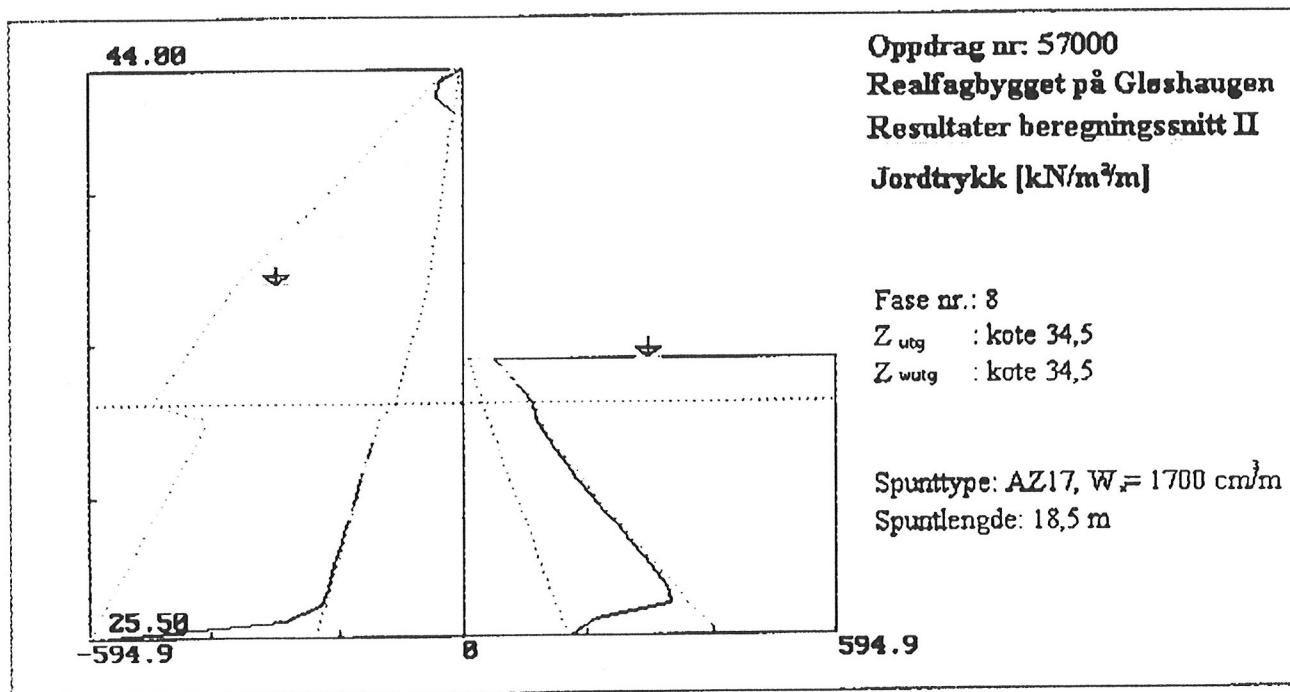
- Oversikt over beregningssnitt
- Resultater
 - Deformasjoner
 - Stagkrefter
 - Moment og Skjærkraft
 - Jordtrykk

Teorigrunnlag elementmetodeprogrammet «VEGG»









Fagområde:	Geoteknikk		
Stikkord:	Spuntvegger		
Oppdragsnr.:	39103		
Rapportnr.:	1		
Oppdrags- giver:	NOTEBY A/S		
Oppdrag/ rapport:	BRUKERVEILEDNING PROGRAM VEGG		
Dato:	12. desember 1995		
Rapportutdrag:			
Land/fylke:	Utvikling	Oppdragsansvarlig:	<i>C. Athanasiu</i> / <i>T. Alstad</i>
Kommune:		Saksbehandler:	<i>Morten Alstad</i>
Sted:		Morten Alstad	
Kartblad:		UTM-kordinater:	

Innholdsfortegnelse:	Side
1. Innledning	4
2. Systembeskrivelse	5
3. Virkemåte	6
3.1 Problem modellering.....	6
3.2 Aksesystem	6
3.3 Beregningsgang.....	7
3.4 Programbegrensninger	8
4. Inndata	9
4.1 Generelt.....	9
4.2 Datalinjer.....	9
4.2.1 Tekstlinjer	9
4.2.2 Kontroll data	10
4.2.3 Geometri data.....	11
4.2.4 Randbetingelser	11
4.2.5 Stivheter.	12
4.2.6 Jord Data.....	12
4.2.7 Jordlags parametere.....	13
4.2.8 Antall steppvise arbeidsoperasjoner	15
4.2.9 Endringer i initielle spenninger fra overlagingstrykk.....	15
4.2.10 Arbeidsoperasjoner.....	16
5. Programkjøring og resultater	19
5.1 Programkjøring (windows versjon)	19
5.2 Feilmeldinger	20
5.3 Grafisk fremstilling	21
5.4 Resultater	22

Figurer:

Figur 3.1	Modellering av vegg
Figur 3.2	Permanent tilstand
Figur 3.3	Endring av veggstivhet
Figur 3.4	Udrenert poretrykk
Figur 3.5	Aksesystem
Figur 3.6	Generell lateral oppførsel
Figur 3.7	Ikke-lineær modellering
Figur 4.1	Forskyvningene for Aktiv og Passiv tilstand
Figur 5.1	Eksempel på utskrift fra pvegg

Vedlegg:

Appendix 1	Eksempelberegning
Appendix 2	Utskrift fra eksempelberegning

1. Innledning

Programmet **VEGG** utfører statiske beregninger av slisse- og spuntvegger med tilhørende stag- eller stiversystemer og trinnvis utgraving og avstivning. Programmet utfører videre beregninger av effektene av etappevis støping av dekker og kapping av stag. Programmet kan også brukes til beregning av støttemurer med innspent fot.

VEGG kan også brukes til å beregne krefter og momenter ut ifra gitte forskyvninger og rotasjoner, for eksempel basert på resultater fra inklinometermålinger.

Programmet gir utbøying, rotasjon, moment og skjærkraft samt jordtrykk på begge sider langs veggen i hver enkelt fase under utførelsen. Krefter i stag og dekker, det vil si fjærkrefter, beregnes.

Resultatene skrives på egen utfil, og tegnes også grafisk direkte på utskriftfilen. For forbedret kvalitet på grafisk utskrift kan postprosesseringsprogrammet **PVEGG** benyttes. Utskrift fra dette programmet fås enklest gjennom bruk av utskriftsopsjonene i Windows.

2. Systembeskrivelse

Program **VEGG** er et "diskret element" program utviklet for beregning/dimensjonering av spunt eller slissevegger. Programmet er skrevet for bruk på IBM kompatible PC'er, og krever et minne på minimum 512 kB. Programmet bør kjøres med data-lagring på harddisk med minimum ca 2 MB tilgjengelig plass. Programmet kan kjøres i **DOS** eller **Windows**.

Programmet produserer 3 typer utdata:

- 1 Data som oppsummerer resultatene i form av maksimumsverdier for forskyvning, moment og skjærkraft for hver fase. Filnavn for dette er <innfil>.sum
- 2 Detaljerte resultater i hvert knutepunkt langs veggen for hver fase. Resultatene består av tabulerte data for jordtrykk, forskyvning, moment, skjærkraft og aksialkraft samt kopi av inndataene. I tillegg skrives også en grafisk presentasjon av forskyvning, moment, skjærkraft og jordtrykk langs veggen. Filnavn for dette er <innfil>.out.
- 3 Data tilrettelagt for grafisk presentasjon av veggens oppførsel basert på gitt grafikkprogram. Denne er ment å gi en kvalitet på grafikken som egnes for presentasjon i rapport. Etter at siste fase er beregnet kan man bruke programmet **PVEGG** for å få grafisk presentasjon av resultater på skjerm.

Utskrift av ovennevnte filer fåes ved å skrive:

PRINT <filnavn>.

Alternativt kan filen <innfil>.out hentes inn i Word Perfect eller annet tekstbehandlingsprogram og å skrive den ut.

Sistnevnte måte å få utskrift på anbefales i det man kan justere sideskift, tabell- og tegneposisjon etter ønske.

3. Virkemåte

3.1 Problem modellering

Programmet VEGG er basert på vanlig bjelketeori der virkninger av jord, stag og dekker modelleres som krefter og lineære fjærer, (Figur 3.1). Bjelken, (dvs spunten eller slisseveggen) er delt inn i seriekoblede elementer, og alle krefter og fjærer virker i elementenes knutepunkter ("stations"). Programmet tar hensyn til 2.ordens momenter fra vertikallaster når veggen får en horisontal utbøying.

For hvert problem som skal analyseres inndeles veggen i elementer som alle har lik lengde. Praktisk elementlengde vil være 0.5 meter, men bør reguleres i forhold til veggens totale lengde. Når antall elementer overstiger 50, og en samtidig har mange faser som skal beregnes, blir imidlertid regnetiden lang og utskriften omfattende.

Alle eksterne krefter, fjærer eller endringer i veggstivheter kan i det videre kun påføres i knutepunktene. Likeledes må også lagdelinger i jorda og grunnvannstanden, både innvendig og utvendig, stemme overens med den valgte knutepunktsdelingen for veggen.

Programmet regner selv ut de deformasjonsavhengige kontaktspenningsendringene i jorda på aktiv og passiv side inklusiv ubalansert vanntrykk p.g.a. utgraving. Alle andre ytre krefter må påføres av brukeren. Slike ytre krefter er horisontal- og vertikalkraft samt et rotasjonsmoment. I tillegg kan også horisontalfjærer og rotasjonsfjærer påsettes i knutepunktene.

Endringer i veggstivhet kan også innføres underveis, for eksempel for å modellere at det støpes en konstruktiv vegg i kontakt med for eksempel en spunt.

Programmet kan også brukes for beregning av veggens krefter og momenter i en permanent tilstand hvor jordtrykk endres fra siste fase til " k_0 "-tilstand, (Figur 3.2).

Endringer i veggens deformasjoner og krefter (momenter) på grunn av redusert stivhet fra korrosjon kan også modelleres, (Figur.3.3). Programmet gir også poretrykk i udrenert tilstand (Figur 3.4).

3.2 Aksessystem

Det benyttede aksessystem har horisontal x-akse pekende mot høyre, og vertikal z-akse pekende oppover. Utgraving skjer alltid på høyreside av veggen, dvs mot positiv x-akse.

Aksesystemet medfører en fortegnskonvensjon for påsatte krefter og momenter som følger:

- Momenter er positive når de fører til en rotasjon i knutepunktet som dreier med urviseren.

- Horisontalkrefter er positive mot høyre, dvs mot positiv x-akse.
- Vertikalkrefter er positive oppover, dvs mot positiv z-akse.

Det benyttede aksesystem samt positiv retning for utbøyningsmoment, skjærkraft og aksialkraft i vegg er vist på Figur 3.5.

For praktisk bruk av resultatene, er momentfortegn byttet (positiv for strekk i vegg mot utgravingsside) i resultatfil.

3.3 Beregningsgang

I det etterfølgende gjennomgås en typisk beregningsgang, og programmets oppfatning av endringer i randbetingelser blir kommentert etterhvert.

Programmet antar først at vegg er installert og at likt hviletrykk belaster vegg på begge sider.

For hver arbeidssekvens, påføres vegg endringer i ytre krefter/momenter forårsaket av utgraving eller laster. Programmet beregner endringer i forskyvninger, rotasjon, kontakt spenninger vegg/jord, utbøyningsmomenter og skjærkrefter i vegg. Disse endringene adderes til forrige verdier for å få endelige verdier for arbeidssekvensen.

Første fase vil så bestå i en utgraving på høyre side, og gravedybden angis. Programmet regner selv hvilket trykk som er tatt bort på utgravingssiden, og itererer til den finner likevekt for kreftene på vegg når det er kompatibilitet mellom deformasjon i vegg og deformasjon i jord. Veggens deformasjonskarakteristikk er gitt ved dens bøyestivhet EI , mens jordens karakteristikk er gitt ved en kontinuerlig ikke-lineær oppførsel mellom aktiv og passiv trykk for hvert knutepunktsnivå. Den generelle kurven er vist på Figur 3.6, og beskrives ut ifra 3 parametere, G , w_a og w_p , som er:

G	=	Jordens initielle skjærmodul,
w_a	=	Lateral forskyvning ved brudd i aktiv tilstand,
w_p	=	Lateral forskyvning ved brudd i passiv tilstand.

Programmet regner selv ut grenser for aktivt og passivt jordtrykk i hver fase, basert på Su-analyse eller a- ϕ analyse. Den kontinuerlige kurven er i programmet modellert som 10 parallellkoblede, bi-lineære fjærer med samme flytenivå men forskjellig stivhet. Eksempel på dette er vist med 3 fjærer i Figur 3.7

Neste fase vil så bestå av etablering av stag og oppspenning. Denne stagkraften modelleres ved at det settes på horisontal og vertikal komponenten av stagkraften i knutepunktet der staget er festet til vegg. Vektorsummen av disse kreftene representerer oppspenningskraften i staget pr. løpemeter vegg.

I neste fase, som da vil være videre utgraving, angis den utgravde dybden, og programmet regner selv de påførte krefter på veggen. I tillegg må imidlertid stagkraftens avhengighet av veggdeformasjon modelleres før utgravingen starter. Dette gjøres ved at det i stag-knutepunktet påføres en horisontal fjær som har samme stivhet som horisontalkomponenten av staget per løpemeter. Denne fjæren har sitt nullpunkt for den deformasjon som staget fikk etter at kraften ble påsatt, og vil gi en tilleggskraft, (positiv eller negativ) når veggen forskyves i forhold til dette nullpunktet.

Neste fase vil igjen bli stagoppspenning med kraftpåføring, og dernest innføring av stagfjær samtidig med den neste gravefase. Denne sekvensen fortsettes til endelig graveplanum er nådd.

Den videre gangen med støping av dekker inn mot spunten og kapping av stag utføres i prinsippet motsatt som ved etableringen av stagene. En horisontalfjær, som representerer dekkestivheten påsettes det knutepunkt som dekket ligger an mot, samtidig som kraften i staget som skal kappes blir fjernet og påført veggen med motsatt fortegn. Dette gjøres ved at bare horisontalfjæren påsettes knutepunktet med omvendt fortegn av hva det ble påsatt som.

Videre støping av dekker og kapping av stag skjer så på samme måte.

3.4 Programbegrensninger

Den skarpe leser vil ha oppdaget av det ovenstående at det ikke ble påsatt noen vertikalfjær i stagknutepunktene for å representere den vertikale elastisiteten av staget. Dette er heller ikke inkludert i programmet, og vertikalkraften i spunten blir dermed lik den påsatte vertikalkomponenten fra oppspenningsfasen, og forblir konstant inntil den blir forandret av brukeren. Dersom en vil ha med denne deformasjonsavhengigheten må man altså gjøre dette for hånd ved at vertikalkomponenten endres i takt med den faktiske horisontale stagkraftkomponenten. Vertikalkraftens innflytelse på den endelige dimensjonering er imidlertid marginal, og den beskrevne justeringen kan derfor som oftest sløyfes.

Jordtrykk kan som tidligere nevnt beregnes både basert på Su-analyse og a-φ analyse. De to analysemetoder kan brukes samtidig innenfor samme jordprofil.

VEDLEGG 4

FUNDAMENTERING

INNHold

VEDLEGG 4.1: Fundamentplan vestre del

VEDLEGG 4.2: Tolkning Trykkforsøk

VEDLEGG 4.3: Tolkning av modultall m fra
Skruplateforsøk

VEDLEGG 4.4: Tolkning ødometerforsøk

X321.25

X351.25

X411.25

X471.25

X531.25

X591.25

X651.25

X669.25

X729.25

X870

X930

VEDLEGG 4.1.
RANVIT 57000-2.

Y2040

Y2016

Y1956

Y1896

Y1836

Y1776

Y1728

Y1680

Y1620

700/300
UK +43,753000/900/400
UK +43,75

EKSIST. 1200/400 UK +43,85

EKSIST. 600/500 UK +43,75

OK GULV
+44,70OK GULV
+44,61OK GULV
+44,68F. BxH=2000x3500x800
UK +43,50

UK +43,85

UK +44,08

EKSIST. 500/300
UK +44,00OK GULV
+44,70OK GULV
+44,53EKSIST. 500/300
UK +44,00EKSIST. 500/300
UK +44,003400/1000/500
UK +44,00EKSIST.
400/250 UK +44,0EKSIST.
850/350 UK +44,0EKSIST.
600/250 UK +44,0700/300 UK
+43,75B/H/h=200/800/400
UK +43,75700/300 UK
+45,5B/H/h=3600/900/400
UK +44,50

2600/500 UK +43,50

UK +43,00

UK +42,80

BANKETT BxH=700/300 UK +44,0

3000/3000
UK +43,5PLATE T=300
UK +42,602300/2300
UK +44,501000/300
UK +44,5

700/300

B/H=1200/400 UK +43,80

Trykksondering

Trykksonderinger er gjengitt i vedlegg 5. Vi har utført tolkning av attraksjon, a og friksjon $\tan \phi$ i henhold til NTH's tolkningsmodell, og typiske verdier i de enkelte borhull er presentert i tabellene nedenfor. Plastisifiseringsvinkel β , er antatt -10 til -15° i sand, og 0° i leire.

Boring nr 102

Dybde-intervall (m)	Jordtype	Attraksjon, a (kN/m ²)	$\tan(\phi)$
0-4	Sand	0	0,75
4-8	Sand	0	0,73
8-12	Sand	0	0,72
12-14	Sand	0	0,70

Boring nr 104

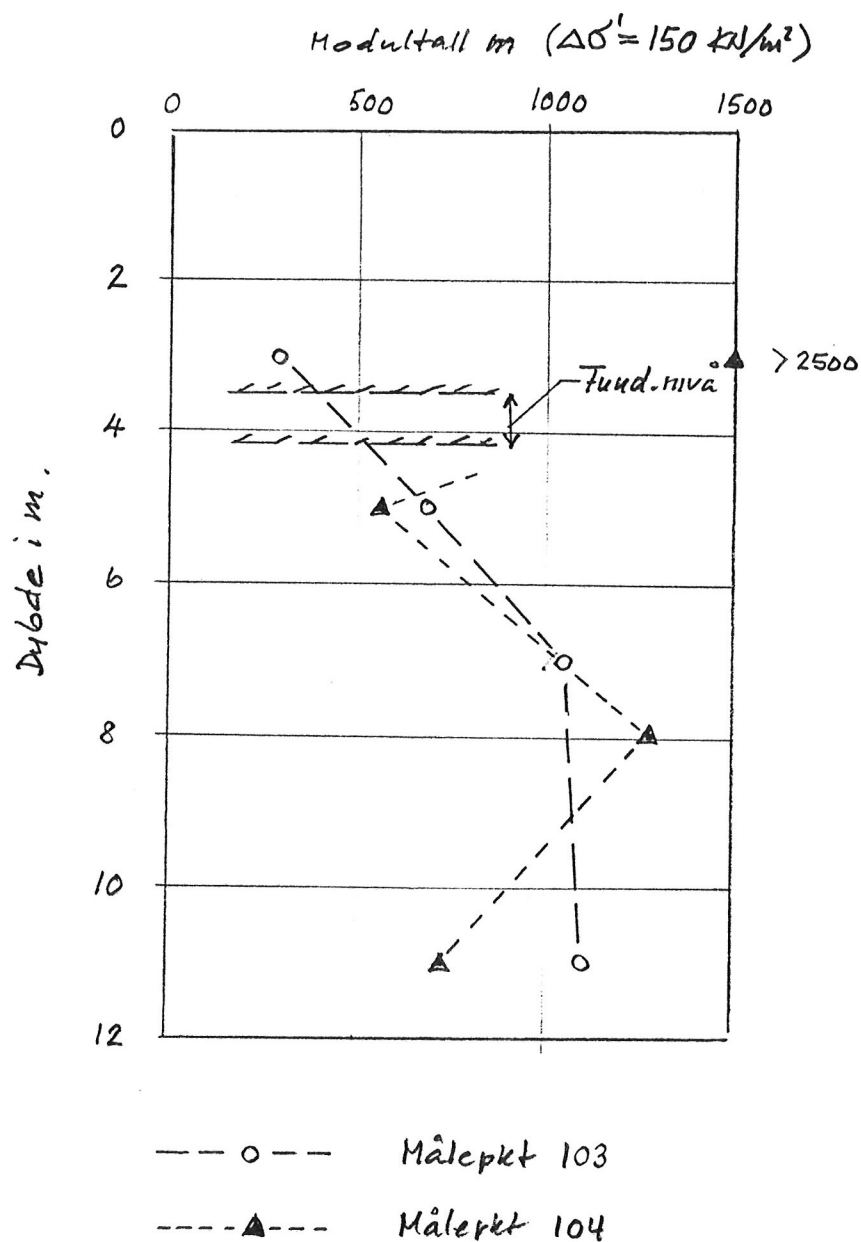
Dybde-intervall (m)	Jordtype	Attraksjon, a (kN/m ²)	$\tan(\phi)$
0-4	Sand	0	0,70
4-8	Sand	0	0,70
8-12	Sand	0	0,71
12-14	Sand	0	0,68

Boring nr 14 (K-4)

Dybde-intervall (m)	Jordtype	Attraksjon, a (kN/m ²)	$\tan(\phi)$
0-2	Sand		
2-7	Sand	0	0,75
7-12	Sand	0	0,65
12-14	Sand		
14-15	Sand/leire	0	0,5
15-20	Leire	10	0,5
20-27	Leire	10	0,58
27-34	Leire	10	0,55

TOLKING AV TRYKKFORSLØ

Dato:



TOLKING AV MODULTALL m FRA
SKRUEPLATEFORSØK.

Ødometerforsøk

Ødometerforsøkene er tolket med tanke på modultall og forkonsolideringsnivå. I tabellen nedenfor har vi angitt tolkede verdier fra ødometerforsøkene.

Prøveserie	Dybde	p_o' kN/m ²	p_c' kN/m ²	m	M kN/m ²
PR 5	20,28	315	350	17	3000
PR 5	20,45	317	350	21	5000
4 (K-3)	21,45	285	300	16	6000
5 (K-3)	12,50	195	200	15	3000
10 (K-3)	13,40	205	-	150	
15 (K-3)	9,50	160	180-200	9	5000

- p_o' : Vertikalt effektivt overlageringstrykk
 p_c' : Prekonsolideringstrykk, tolket fra forsøkene
m: modultall
M: Konstant modul for spenninger i prekonsolideringsområdet

Dato: