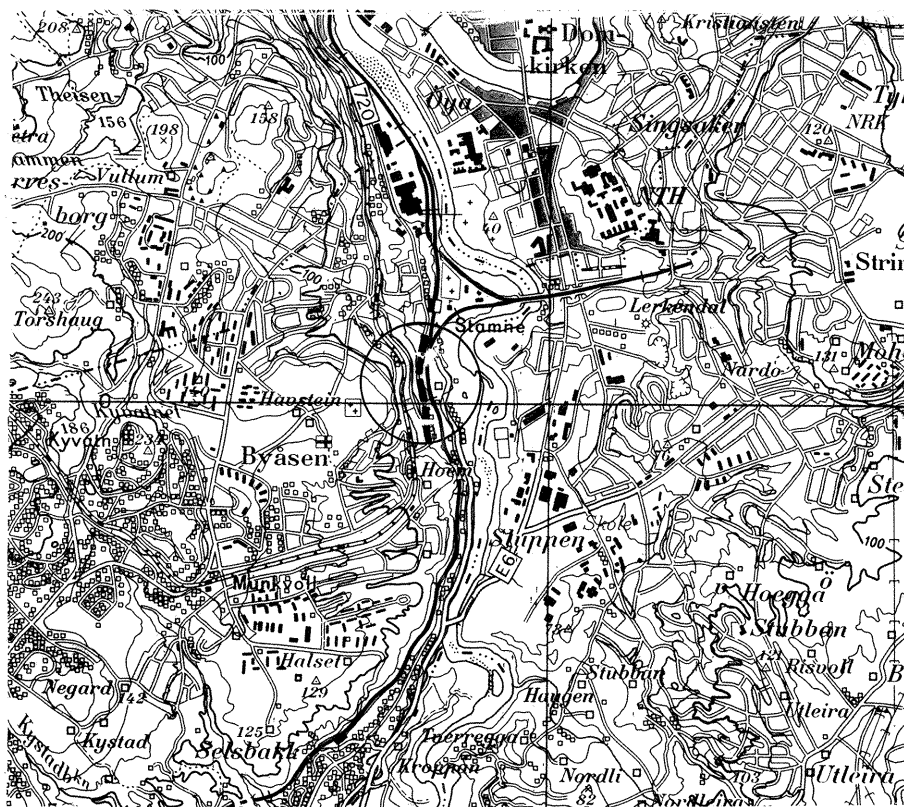


R.509-3 BØCKMANSVEG. Oppsummering av erfaringar frå anleggsarbeidet.



SEPT. 1987
GEOTEKNISK SEKSJON
PLANKONTORET TRONDHEIM KOMMUNE

R 509-3 BØCKMANS VEG. OPPSUMMERING AV ERFARINGAR FRÅ
ANLEGG SARBEIDET

INNHALD	SIDE
1. ORIENTERING	1
2. GRUNNFORHOLD	1
3. OPPSUMMERING, VURDERING	1
Armert jord, prinsipp	2
Støttemur	3
Drenering	5
Kontroll	5
Kostnader	5
Mannskap og utstyr	6
Forslag til endringer	6
Fordelar og ulemper	7
Armert fylling	7
Konstruksjon	8
Kontroll	8
Drenering	9
Alternativ utforming	9
Kostnader	9
Utstabil fylling	9
4. BRUK AV BORKAKS TIL VEGBYGGINGSFORMÅL	11

BILAG

Bilag 1: Situasjonsskart

- 2: Støttemur med armert bakfylling, prinsippskisse
- 3: Støttemur, frontpanel - detaljar
- 4: Frontpanel, forslag til endringar av konstruksjons-
detaljar
- 5: Støttemur, fundament
- 6: Armert fylling, prinsippskisse
- 7: Poretrykksmålingar (profil 851) framstilte i profil
- 8: Poretrykksutvikling
- 9: Borprofil, boring 5A
- 10: Stabilitet profil 851
- 11-13: Kornfordelingsanalyser for tilkjørte grusmasser
- 14: Proctorforsøk (Standard)
- 15: Komprimeringsresultat
- 16: Kornfordelingsanalyse/Proctorforsøk for borkaks

R 509-3 BØCKMANN'S VEG, OPPSUMMERING AV ERFARINGAR FRÅ
ANLEGG SARBEIDET

1. ORIENTERING

Våren 1985 vart det starta arbeid med omlegging av den nedre delen av Bøckmanns veg frå krysset med Oslovegen sørover mot Hoemsbrua, i alt ca 600 m.

Den opprinnelige tracéen er regulert til gangveg og fellesavkjørsel, jfr. situasjonskartet i bilag 1.

Under anleggsarbeidet oppsto det stabilitetsmessige problem med den største fyllinga ned mot Dovrebanen. Anlegget vart derfor noe forsinka.

To av fyllingane på anlegget vart bygde opp med armerte jordkonstruksjonar, som armert fylling og som støttemur med armert bakfylling. Armert jordkonstruksjon er eit relativt nytt byggeprinsipp her i landet.

Denne rapporten tar sikte på å oppsummere erfaringane frå arbeidet med dei armerte fyllingane. I tillegg vil vi vurdere årsaka til stabilitetsproblema.

2. GRUNNFORHOLD

For ein generell omtale av grunnforholda viser vi til rapportane R 509 og R 509-2 Bøckmanns veg. Det skal her berre nemnast at det nordvest for Dorthealyst, ca profil 850 - 950, er påvist eit lag med blaut, marin leire ca 2 - 3 m under terengoverflata.

3. OPPSUMMERING, VURDERING

Vi vil først gi ein kort omtale av konstruksjonsprinsippet armert jord og ta for oss dei konstruksjonane som vart bygde etter dette prinsippet i Bøckmanns veg.

Vi vil deretter gi ei vurdering av den ustabile fyllinga ved Dorthealyst.

Til slutt vil vi vurdere bruk av borkaks, dvs. masse frå tunneldrift med fullprofilmaskin, til vegbyggingsformål.

Armert jord,
prinsipp

Armert jord har mange fellestrekk med armert betong.

Betong har liten strekkkapasitet. Armeringa har derfor til hovudoppgave å ta opp strekkspenningar.

I jord har ein berre unntaksvis reine strekkspenningar. Normalt vil skjerkapasiteten vere dimensjonerande for jordartar. Jordarmeringa har som formål å redusere strekk-tøyningar og dermed auke skjerkapasiteten av jordarten.

Eit jordelement som er påført last, har ein tendens til å utvide seg i minste hovudspenningsretning. Ved å legge inn armering i denne retninga kan ein redusere strekktøyningane og dermed påføre jordelementet ei tilsynelatande tilleggsspenning i minste hovudspenningsretning. Ei forutsetning for å oppnå ein positiv verknad er at armeringa er stivare (har høgare E-modul) enn jorda.

Det armerte jordelementet kan ta opp strekk-tøyningar i armeringa og blir dermed påført ei tilsynelatande tilleggsspenning i minste hovudspenningsretning.

Ved å framstille spenningstilstanden i eit $\sigma' - \tau$ - (normal - skjerspennings-) diagram, vil ein sjå at mobilisert skjerspenning i jorda vil vere mindre for armert element enn for uarmert, og mobilisert friksjon ($\tan \phi$) vil dermed vere mindre.

Der dette er mulig bør altså armeringa leggest i minste hovudspenningsretning (ekspansjonsretninga).

Normalt vil det berre vere aktuelt å legge armeringa horisontalt.

Det kan oppstå brudd også i armert jord, og bruddformene kan da vere:

- strekkebrudd i armeringa
- for liten friksjon langs armeringa

Dette kan ein normalt unngå ved å:

- auke armeringsmengda
- bruke armering av høgare kvalitet
- bruke armering med bedre friksjonsegenskapar
- bruke jord med bedre friksjonsegenskapar

Dei to siste punkta er svært viktige for samvirket mellom armeringa og jorda. For at skjerspenningane i jorda skal kunne overførast til strekkspanningar i armeringa, er det nødvendig med gode friksjonsegenskapar mellom materiala.

I tillegg til å vurdere brudd i den armerte jorda må ein og vurdere totalstabiliteten (brudd bak den armerte sona).

Her i landet har det for det meste blitt brukt friksjonsmateriale (sand, grus, puk) i armerte konstruksjonar. Etter kvart har det også kommi fleire typar jordarmering: galvaniserte stålstrips og fleire typar plastnett.

Støttemur med
armert
bakfylling

I Bøckmanns veg ved ca profil 680 var det innregulert støttemur ved busslomma. Geoteknisk seksjon foreslo å bygge støttemur med armert bakfyll i staden for konvensjonell blokksteinsmur. Det var to årsakar for å foreslå dette:

- forventa billigare konstruksjon
- ønske om å prøve eit, for byggherren og konsulentane, nytt konstruksjonsprinsipp

Støttekonstruksjonen er i prinsippet samansett av 2 element:

- armert fylling (med tilnærma vertikal front)
- frontpanel

Den viktigaste delen av konstruksjonen er den armerte fyllinga som er sjølv støttekonstruksjonen. Frontpanelet har berre som formål å halde massane mellom armeringsnetta på plass. I tillegg skal det verne massane i fronten mot vér og vind, og det skal fungere som forskaling ved utlegging og komprimering av massane.

I bilag 2 er vist prinsippskisse av støttekonstruksjonen.

Total lengde av støttemuren er ca 52 m. Aktuelle oppstøttingshøgder er frå 1 m til 4,7 m. Som armering ble brukt Tensar SR 2.

Detaljutforming av konstruksjonen er vist i bilag 3 og 5.

Som fundament vart det brukt bankett av armert betong.

Som støtte under monteringsarbeidet vart det montert 1 stk 2" x 4" lask til banketten bak og foran betongpanelet. Før tilbakefylling foran muren vart den fremre støttelasken fjerna. Formålet med dette var å kunne gi høve til deformasjonar av panelet.

Sentrisk i fronten på kvart betongpanel var det innmontert ei hylse for feste av skråstivar til bruk under montasjearbeidet. Det viste seg imidlertid at dei høgaste panela var så fleksible at det var nødvenig med avstiving også i toppen.

I samanføyningane mellom panela vart i første omgang foreslått not/fjær eller enkel fals som feste. Etter råd frå Bygg-Element A/S som produserte panela, vart det brukt ståldyblar. I tillegg var det meininga å bruke pakningar i fugene. Desse pakningane vart ved ei misforståing ikkje monterte. Dette førte til ein del merarbeid ved samankopling/tilpassing av elementa. Til dette arbeidet vart det mellom anna brukt vinkelslipar.

Som isolasjon vart det brukt 5 cm tjukke plater av ekstrudert polystyren. Formålet med isolasjonen var å hindre tele under banketten og ved drensledningane.

Som bakfyllmasse i ei ca 0,5 m brei sone inntil betongpanela brukte ein pukk. Formålet med dette var å bruke masse som var lett å komprimere. Det var viktig å redusere setningane inntil betongpanela til eit minimum for å hindre avklipping av netta i overgangen mellom betong og bakfyllmasse.

Som utstyr ved komprimering av pukkmassane nærast betongpanela brukte ein vibrasjonsplate. Massane i den bakre delen av den armerte sona vart komprimert med lett, sjølgåande vibrovals. Grusmassane bak den armerte sona vart komprimert med 6 tonns vibrerande slepevals.

All masse i den armerte sona vart lagt inn med beltegåande gravemaskin.

Utlekking av pukk i sona inn mot betongpanelet var arbeidskrevande og hindra god framdrift.

Kornfordelingskurver for bakfyllingsmassen er vist i bilag 11 - 13.

Drenering

I gravetrauet bak støttemuren vart det påvist stor pågang av vatn. For å hindre innvasking av den siltige massen i skråninga opp mot gamle Bøckmanns veg vart det utlagt fiberduk og fylt med drenerande masse. I tillegg er det lagt 2 sett drensledningar i tilfelle den eine skulle gå tett. Drensledningane er sikra mot frost ved isolasjon ved muren og fundamentet.

Kontroll

Kontrollarbeid ut over den eigenkontrollen som byggherren utførte, vart utført av Geoteknisk seksjon.

Arbeidet gikk stort sett ut på komprimeringskontroll og kontroll av oppstramming av armeringsnetta. I tillegg vart det utført visuell inspeksjon av frontpanela.

Komprimeringsresultatet vart kontrollert med Troxler isotopmålar. For å få eit tilfredsstillande komprimeringsresultat kunne ein eventuelt auke vassinnhaldet i massane ved vatning og også justere kor mange overfartar med komprimeringsutstyr som var nødvendig. Det var dermed mulig å redusere deformasjonane - både vertikale og horisontale - til eit minimum.

Målingane viste imidlertid at ein relativt lett nådde eit tilfredsstillande komprimeringsresultat. Lågaste målte verdi med 5 overfartar (komprimering med lett sjølgåande vibrovals) var tørr romvekt $\gamma_d = 20,9 \text{ kN/m}^3$ som tilsvara pakningsgrad 102% av Standard Proctor. Høgaste verdi var $\gamma_d = 22,0 \text{ kN/m}^3$ eller 107,5% Standard Proctor. Gjennomsnitt: ca 104% St. Proctor.

Med sju overfartar var lågaste/høgaste verdi $21,4 \text{ kN/m}^3 / 21,9 \text{ kN/m}^3$ eller 104%/107%. Gjennomsnitt: 105,5%. Sjå også bilag 15.

Vegvesenets krav til underbygging er til samanlikning 93 - 97% av Standard Proctor, jfr. Handbok 018 kap. 3 pkt. 2.

Kostnader

Ifølge opplysningar frå byggherren vart kostnadene for denne muren ca 2270 kr/m^2 (1986-kr) som ca tilsvarar prisen for ein konvensjonell blokksteinsmur.

I kostnadene er det tatt med alle utgifter til mannskap og materiell.

I praksis vil det vere vanskelig med ei nøyaktig fordeling av kostnadene på støttekonstruksjonen og på vegfyllinga innafor.

For framtidige prosjekt av liknande karakter reknar ein imidlertid med at kostnadene kan reduserast en del ved å effektivisere byggeprosessen.

Mannskap og utstyr

På anlegget var det nødvendig med 2 mann ved fundamenteringsarbeid, montasje/avstiving og utlegging av masse/oppstramming av nett. I periodar vart det også brukt ledig mannskap frå andre delar av anlegget. I tillegg vart det brukt gravemaskin, lett dozar og vatningsbil (lastebil med tank). Som komprimeringsutstyr brukte ein vibrasjonsplate (0,45 m²), sjølgåande vibrovals og 6 tonns slepevals.

Vibrasjonsplata vart brukt til komprimering av pukklaget inntil betongpanela og grusmassane ca 1 m bak pukksone. Vidare 2 - 3 m bakover brukte ein den lette, sjølgåande vibrasjonsvalsen. Den tunge slepevalsen kunne ikkje brukast for nært inntil betongpanela. Dette utstyret førte til store vibrasjonar og egna seg derfor berre bak i fyllinga.

Forslag til endring av konstruksjon/byggemåte for støttemuren

Byggeprinsippet armert jord synest å fungere etter forutsetningane. Imidlertid kan det vere aktuelt å utføre enkelte av arbeidsoperasjonane på alternative måtar.

I prinsippet bør mest mulig vere prefabrikkert. Dei innstøpte netta bør rullast opp i full lengde.

Det bør vurderast om betongelementa kan leverast frå fabrikk med isolasjon ferdig montert. Det vil da vere viktig med godt feste mellom isolasjon og betong. Det viktigaste argumentet mot eit slikt produkt vil trulig vere at isolasjonen kan bli skadd under transporten.

I overgangen mellom nett og betongpanel kan det lett oppstå skade på jordarmeringsnetta. Ved å støype inn ei list av fleksibelt materiale (gummi, ekstrudert polystyren el. likn.) på kvar side av nettet vil ein kunne unngå alvorlige nettskader, sjå bilag 4.

Betongpanel med høgde større enn ca 2,5 m må ha avstiving i minimum 2 nivå under montering. Ein må derfor støype inn ei hylse i fronten for feste av støttestag også ved paneltoppen. Ved å bruke justerbare stålstag kan ein dermed gjere montasjen enklare og sikrere.

Som støtte for montasjestaga vart det brukt betongblokker med vekt ca 250 kg. Desse kunne med fordel ha vori vesentlig tyngre, f.eks. 1 tonn. Alternativt kan ein slå ned pålar som feste for montasjestaga.

Den største utgiftsposten var levering, utlegging og komprimering av fyllmassen i den armerte sona. Her vil det trulig vere mulig å redusere kostnadene ved bruk av alternativt utleggingsutstyr. Det bør mellom anna vurderast å bruke lett hjullastar i staden for tung, beltegåande gravemaskin ved utlegging av massen.

Ved bruk av gummilist mellom kvart panel vil montasjen bli enklare og dermed meir rasjonell.

Fordelar og ulemper

Dei viktigaste fordelane med denne konstruksjonen er at fronten kan byggast svært bratt, og det kan byggast relativt høge støttekonstruksjonar. I tillegg er det mulig å gi konstruksjonen ei relativt bra estetisk utforming.

Ein tilsvarande konvensjonell konstruksjon i plasstøyppt betong vil trulig kreve noe lenger byggetid.

Ein opplagt ulempe med den armerte konstruksjonstypen er at det vil bli problematisk å reparere eventuelle store skader.

Eit anna problem er montering av rekkverk/guardrail på ein slik konstruksjon.

Armert fylling

Konstruksjonsprinsippet for den armerte fyllinga ca profil 820 - 890 er det samme som for muren med armert bakfylling.

Det var fleire årsaker til å bygge armert fylling i staden for konvensjonell blokksteinsmur. Norges Statsbaner har planar for bygging av dobbeltspor på strekninga Marienborg - Heindal. Sjøl om denne bygginga er utsett inntil vidare, sette NSB restriksjonar på bruken av arealet inntil Dovrebanen.

Med skråningshelling 1:1,5 ville vegfyllinga komme inn på området til NSB. Ein måtte derfor enten trekke vegtracéen noe vestover, bygge støttemur eller skjerpe skråningshellinga.

Det vart i første omgang planlagt konvensjonell blokksteinsmur.

Kontroll av stabiliteten for fyllinga viste imidlertid at det ikkje var tilfredsstillande sikring mot utrasing.

Ein vurderte derfor å legge ut fyllinga som armert konstruksjon. Den kritiske skjerflata vart på denne måten "tvinga" bak den armerte sona, og den reknemessige stabiliteten auka derfor noe.

På det brattaste vart skråningshellinga ca 1:1,2. Normal helling car 1:1,5 eller slakare.

Med forventa poretrykksutvikling i den originale grunnen var den reknemessige sikringsfaktoren mot utrasing $\gamma_m=1,25-1,3$.

Konstruksjon

I fronten av fyllinga (frostsona) vart det brukt grus av ikkje telefarlig kvalitet. I den bakre delen av fyllinga fylte ein faste, mineralske blandingsmassar. Massane vart lagt ut i lag á 40 cm, som også var den vertikale avstanden mellom kvart nett.

Prinsippskissa i bilag 6 viser plassering av armeringsnetta.

Som hovudarmering vart det brukt Tensar SR 2 med lengde 5 m og vertikal avstand 1,2 m. Som sekundærarmering brukte ein Tensar SS 1, lengde 4 m (med oppbrett) og vertikal avstand 0,4 m. For å hindre utrasing av masse mellom nettlaga i fronten vart kvart nett bretta opp og lagt inn i fyllinga ved neste lag.

Utlegging av masse på armeringsnetta vart utlagt med beltegående gravemaskin.

Forøvrig vart massane lagt ut med dozar og komprimert med 6 tonns vibrerande slepevals.

Komprimeringsresultatet viste seg som vanlig å variere noe, men var gjennomgåande noe dårligare ved fyllingsskuldra enn innover i fyllinga.

Det viste seg også at utlegging av så tjukke lag som 40 cm delvis fører til redusert effekt av komprimeringsarbeidet for den nedre delen av laget.

Kontroll

Som geoteknisk kontroll utførte Geoteknisk seksjon komprimeringskontroll med Troxler isotopmålar. Ved å måle romvekt og vassinnhald av dei utlagte massane kunne ein samanlikne komprimeringsresultatet med optimale verdiar målte ved Proctorforsøk i laboratoriet.

Som kontroll av isotopmålaren vart det også tatt prøvar av den utlagte massen for måling av vassinnhaldet. Desse samanlikningane viste berre små avvik.

Resultatet frå kontrollen viste at det var nødvendig med 6 - 10 passeringar (6 tonns vibrerande slepevals).

I hovudsak vart det da målt tørromvekter som tilsvara 96 - 102% av Standard Proctor.

Ved tilfredsstillande komprimeringsresultat var det nødvendig med tilleggskomprimering og eventuelt justering av vassinnhaldet (vatning).

Resultata frå komprimeringskontrollen er viste i bilag 15.

Bilag 14 viser sammenstilling av Proctorforsøka i laboratoriet.

Drenering

For å sikre tilfredsstillande drenasje av fyllinga vart det lagt ut drenslag (50 cm) med grus under fyllinga. I tillegg vart det lagt ut 2 gjennomgåande drenslag (~40 cm) oppe i fyllinga.

Alternativ utforming

Planering av fyllingsfronten og oppbretting av armeringsnetta viste seg å vere arbeidskrevande. Det ville trulig vere meir rasjonelt og teknisk tilfredsstillande å armere den ytre sona noe tettare med horisontale nett utan oppbretting.

Med nettavstand 1,2 m for primærarmeringa ville høvelig avstand mellom sekundærarmeringsnetta bli 0,2 m eller 0,3 m.

Kostnader

På grunn av stabilitetsmessige problem med fyllinga måtte delar av den utlagte fyllinga planerast ned. Det vart derfor vanskelig å skille ut kva som var kostnader til bygging av den armerte fyllinga og kva som var kostnader i samband med stabilitetsproblema. På grunn av dette er det vanskelig å gi sikre kostnadstal for denne konstruksjonen. Det er imidlertid opplagt at grusmassane som vart brukte i fronten av fyllinga, utgjorde ein vesentlig del av kostnadene.

Utstabil fylling

Den 30. august 1985 vart det påvist store deformasjonar av jernbanesporet nedanfor vegfyllinga frå ca profil 840 til ca profil 860. Maksimum sideforskyving av skinnegangen var ca 15 cm. I tillegg var vestre skinne pressa noe opp, og ein overvasskum ved foten av fyllinga var ødelagt.

NSB hadde oppdaga deformasjonar på skinnegangen ca 4 dagar før, men trudde at nylagte, heil-sveisa skinner var årsak til forskyvinga.

Fyllinga vart stabilisert ved å legge ut motfylling mellom jernbanesporet og vegfyllinga. Arbeidene vart utført i løpet av ettermiddagen den 30.8.

Vidare oppfyllingsarbeid på denne strekninga vart utsett inntil vidare.

Det vart sett i verk kontrolltiltak for å overvåke stabiliteten.

- 1) Kontrollnivellement av skinnegangen.
- 2) Poretrykksmålingar i undergrunnen i det ustabile området.

Kontrollnivellementet utført av byggherren viste små deformasjonar etter at motfyllinga var lagt ut. I det kritiske området vart det påvist heving på ca 4 - 8 mm. Ved visuell inspeksjon av skinnegangen var det ikkje mulig å påvise horisontale deformasjonar.

Geoteknisk seksjon utførte måling av poretrykket i den originale grunnen ved nedsetting av poretrykksmålarar i 9 punkt. Det vart målt til dels høge poreovertrykk. Resultata er framstilte i bilag 7. Bilag 8 viser poretrykksutviklinga for de forskjellige poretrykksmålarane.

Stabiliteten vart vurdert å vere tilfredsstillande etter ca 2 månader, og vi ga da klarsignal for å fortsette oppfyllingsarbeidet på fyllinga.

Det vart i denne omgangen fylt opp 1 - 3 m. Dette førte berre til ei mindre auking i poretrykket, ca 5 - 7 kPa (0,5 - 0,7 mvs), jfr. bilag 8.

Byggherren starta utlegging av overbygninga (ca 80 cm) sommaren 1986. Heller ikkje dette medførte vesentlig auking i poretrykket.

Korttidsstabiliteten var kritisk, dvs. $\gamma_m \approx 1,0$, før utlegging av motfyllinga, jfr. bilag 10. Reknemessig auka stabiliteten med ca 20% p.g.a. motfyllinga.

Etter kvart som poretrykket vart drenert ut, vart stabiliteten gradvis ytterligere bedra.

Langtidsstabiliteten er vurdert å vere tilfredsstillande.

Ved eventuell framtidig bygging av dobbeltspor vil det vere nødvendig å fjerne motfyllinga. Dette vil trulig vere mulig, men må vurderast på nytt viss bygging blir aktuelt.

Årsaka til stabilitetsproblema er etter vårt skjønne poretrykksutviklinga i den blaute undergrunnen.

Materialet har hatt ei uventa høg poretrykksutvikling i forhold til treaksialforsøka som er utførte i laboratoriet.

Denne poretrykksutviklinga har dermed redusert den rekнемessige stabiliteten ned mot 1,0.

4. BRUK AV BORKAKS TIL VEGBYGGINGSFORMÅL

I samme tidsrommet som anleggsdrifta i Bøckmans veg var i gang, vart det bygd tunnel under Sjetnemarka og Kroppanmarka. Desse tunnellane vart drevne med fullprofilmaskin. For å skaffe billig masse til anlegget, vart noe av denne "tunnellmassen", dvs. borkaks, forsøkt brukt i fyllingane i Bøckmans veg.

Massen hadde kornfordeling ca som vist i bilag 16.

Med det relativt høge finstoffinnhaldet var massen svært ømfintlig for vatn.

Borkaks vart brukt berre i lite omfang på anlegget i Bøckmans veg. Hovudårsaka var at denne typen masse ikkje har tilfredsstillande byggetekniske eigenskapar.

Massen kan berre leggest ut og komprimerast tilfredsstillande i periodar med lite nedbør. Det er ikkje tilrådelig å bruke slike massar i overflata av skråningar der det er tilgang på vatn.

I denne samanhengen vil vi vise til rapport 8190.02 frå A/S Geoteam som på oppdrag frå Vegkontoret i Sør-Trøndelag har utført ei vurdering om bruk av borkaks til vegformål.

Vi vil her referere samandraget av rapporten:

"A/S Geoteam har vurdert mulige anvendelsesmuligheter for bruk av borkaks til vegbyggingsformål.

Borkaks har en utpreget stenglig og bladlig kornform, særlig i de groveste fraksjonene. Flislighets- og sprøhetsverdiene klassifiserer borkaks som lite egnet til vegbyggingsformål. En del av bergarten knuses ned til finstoff under kuttereggen og gjør at borkaks oftest er en telefarlig masse.

Borkaksets kornform kan forbedres ved knusing, og verdiene for sprøhet og flislighet kan nærme seg tilsvarende verdier som fra nedknuste blokkprøver.

Rapporten anbefaler at det ved vurdering av borkaks legges mer vekt på mineralogi og tekstur samt hvordan sprøhetsverdiene endrer seg med endrede flislighetstall. Ved anvendelse vil det i de fleste tilfeller være nødvendig å skille fra en del finstoff før borkaks kan anvendes.

Bergartene som er registrert mellom Trondheim og Stjørdal er i de fleste tilfeller så svake og finstoffproduserende at anvendelsen hovedsakelig blir som forsterkningslag eller som sementstabilisert bærelag."

PLANKONTORET
Geoteknisk seksjon

Leif I. Finborud
Leif I. Finborud

Erling Romstad
Erling Romstad

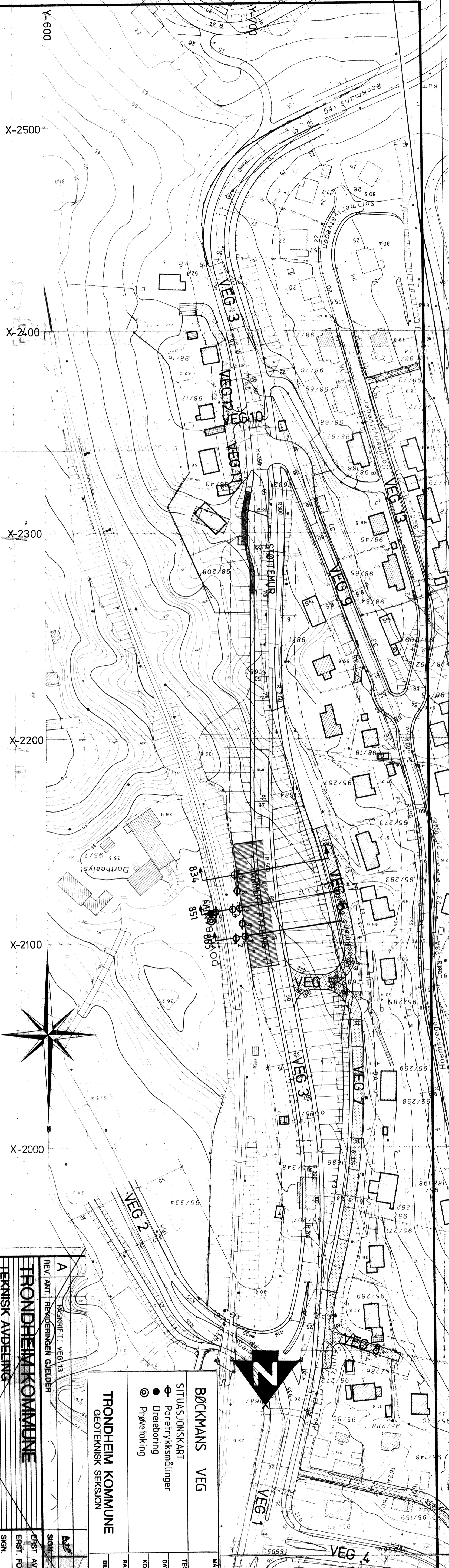
Referanser:

NIF-kurs: Forbedring av byggegrunnen. Armert jord. v/Steinar Hermann (1985).

Statens Vegvesen: Vegbygging. Håndbok 018.

Netlon Limited: Guidelines for the design and construction of embankments over stable foundations using "TENSAR" geogrids.

Netlon Limited: Guidelines for the design and construction of reinforced soil retaining walls using "TENSAR" geogrids.



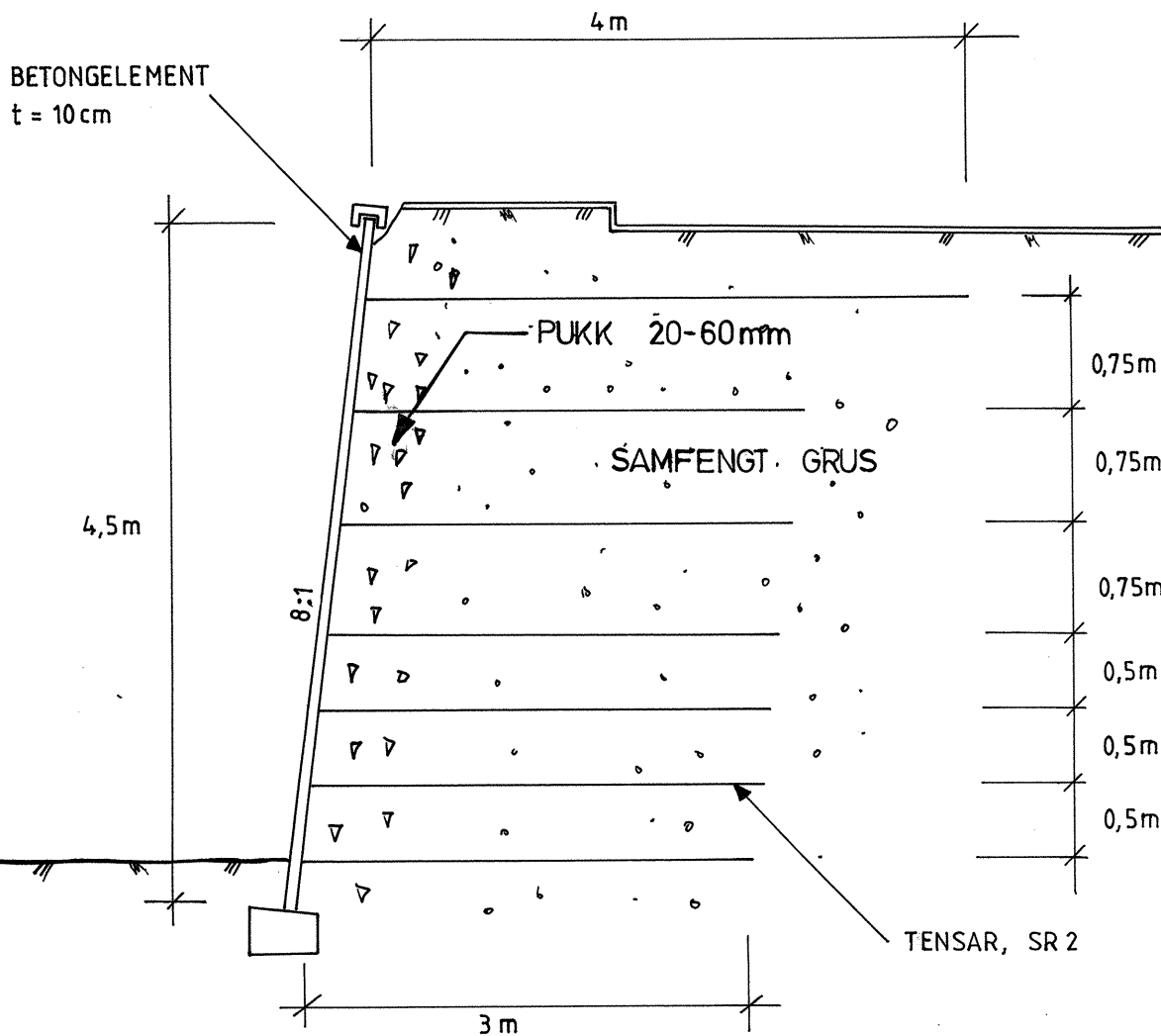
BØCKMANS VEG
 SITUASJONSKART
 Poretrykksmålinger
 Dreieboring
 Prøvetaking

TRONDHEIM KOMMUNE
 GEOTEKNISK SEKSJON

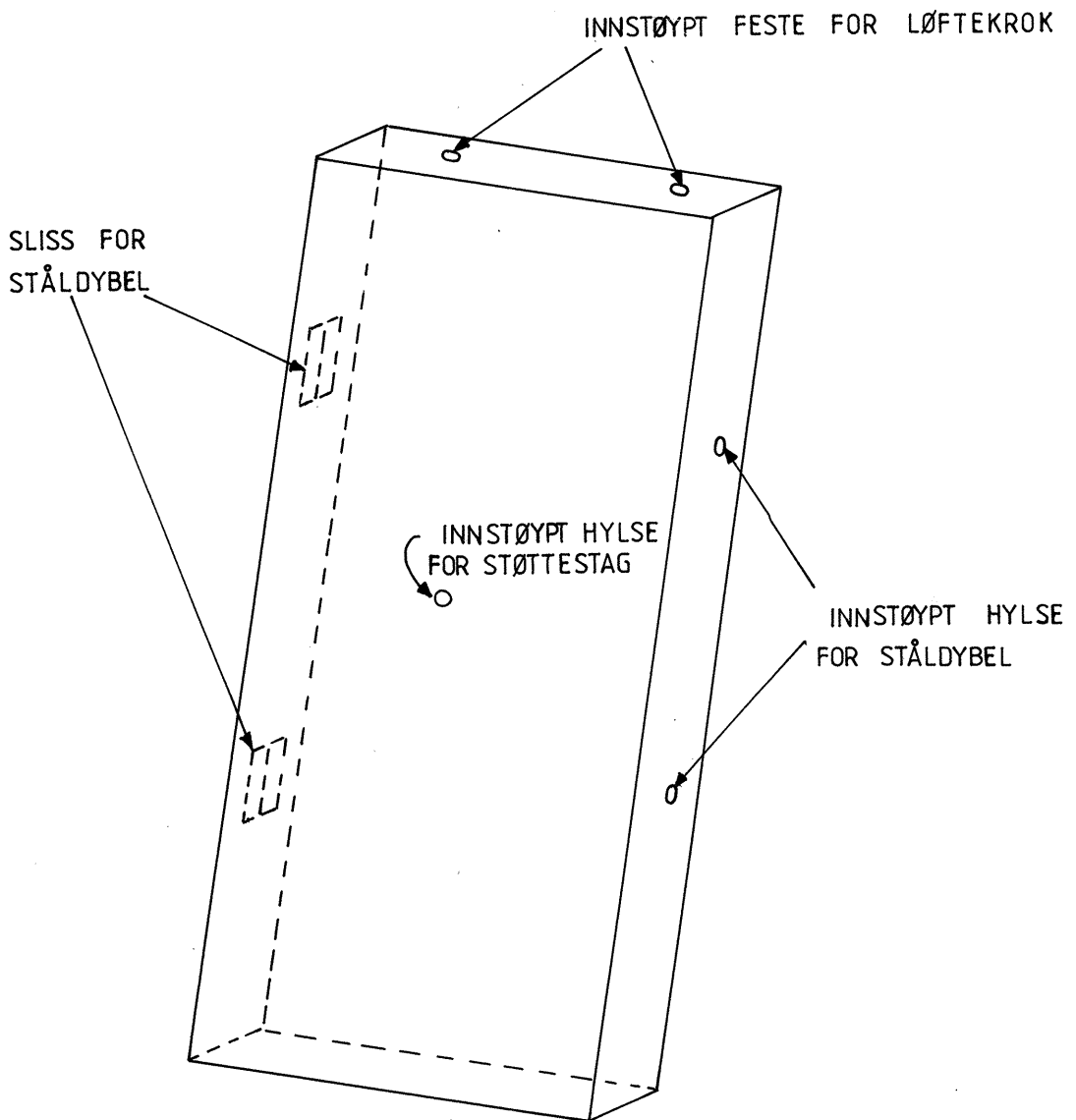
MALESTOKK: 1:1000
 TEGN. AV: K.T.
 DATO: 13. 8. 87
 KONTR.:
 RAPP. NR.: R. 509-3
 BILAG: 1

A	REVISJON	07.02.86
REV. ANT.	REVISJONEN GJELDER	
TRONDHEIM KOMMUNE		
TEKNISK AVDELING		
BØCKMANNS VEG, NEDRE DEL		
REGULERINGSPLAN / ØVERSIKTSKART		
SIGN.	ERST. AV	ERST. FOR
SIGN.		
GODKJ.		
MAL	1:1000	
DATO	11.03.85	
SAK NR.	105-12	
TEGN. NR.	05	REV. A

KOMMUNALTEKNIKK as
 INGENIØR TORBJØRN ALSTAD MNIF - MRIF
 RÅDGIVENDE INGENIØRER I SAMFERDSELSTEKNIKK OG VÅRTEKNIKK
 TLF. 07/51 11 44 - KIRKEGT. 67 - 7000 TRONDHEIM



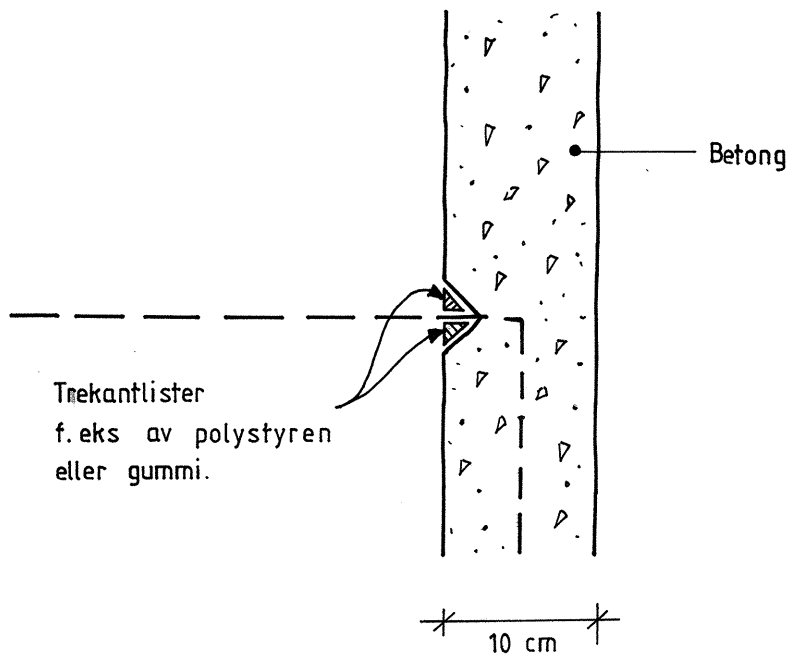
TRONDHEIM KOMMUNE GEOTEKNISK SEKSJON	BØCKMANS VEG	MÅLESTOKK	1:50
	STØTTEMUR MED ARMERT BAKFYLLING, PRINSIPPSKISSE	TEGNET AV	RAPP NR.
		E.R. K.T.	R. 509-3
		DATO	BILAG
		14. 8.. 87	2



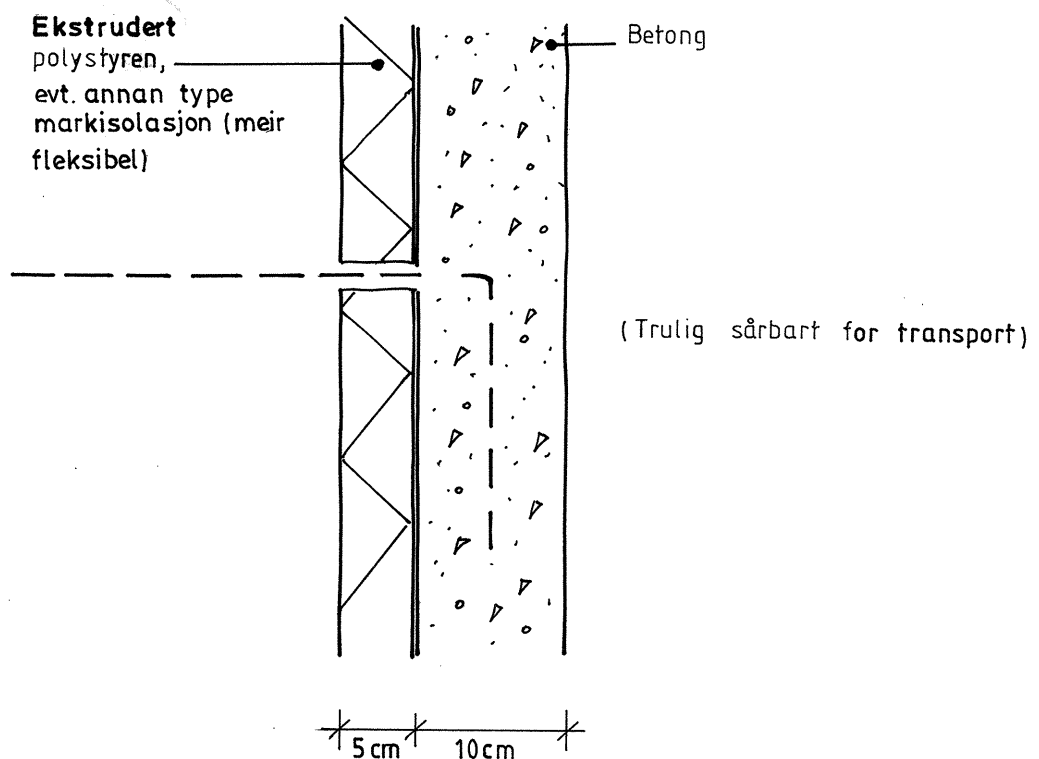
FRILAGT BETONG I FRONTEN.
 INNSTØYPTE NETT, BAK
 (1-7 stk.)

HØGDE : 1-4,7m
 BREIDDE: 1,1 m

TRONDHEIM KOMMUNE GEOTEKNISK SEKSJON	BØCKMANS VEG	MÅLESTOKK	
	FRONTPANEL, DETALJER	TEGNET AV K.T.	RAPP NR. R. 509-3
		DATO 13 8..87	BILAG 3

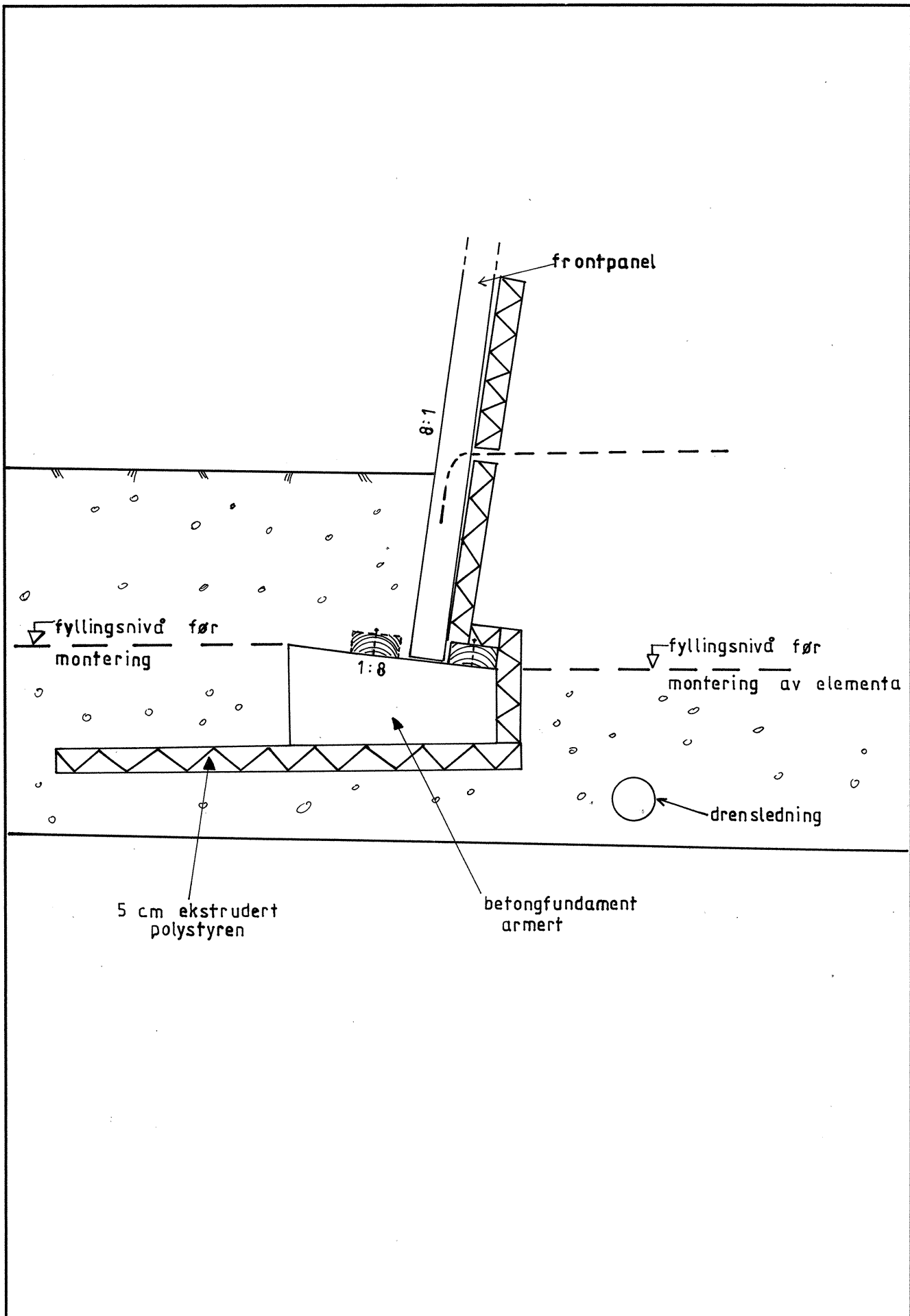


OVERGANG NETT / BETONGPANEL

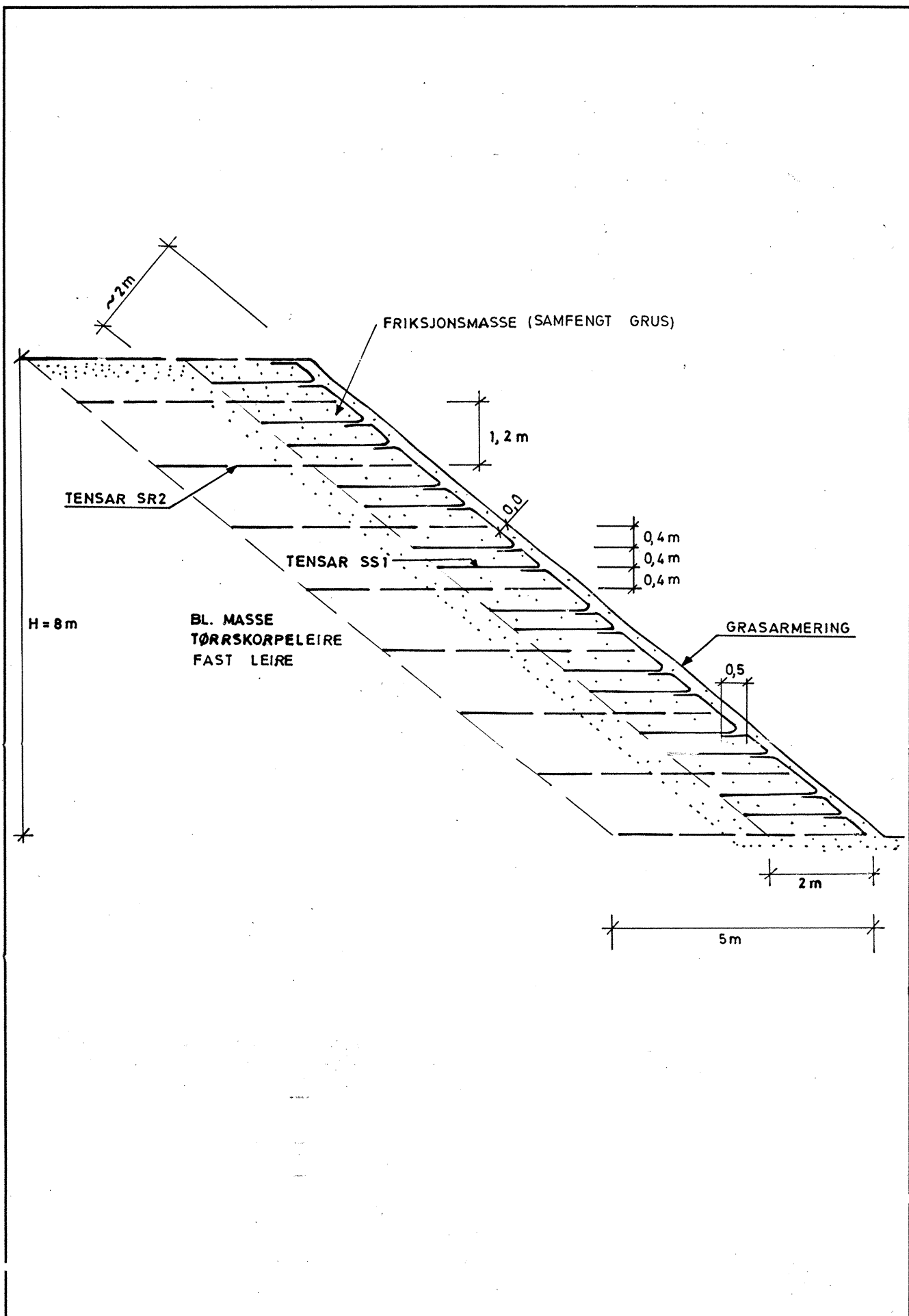


PANEL MED ISOLASJON (PREFABRIKERT)

TRONDHEIM KOMMUNE GEOTEKNISK SEKSJON	BØCKMANS VEG	MÅLESTOKK	
	FRONTPANEL, FORSLAG TIL ÆNDRINGER AV KONSTRUKSJONSDETALJER	TEGNET AV K.T.	RAPP NR. R.509-3
		DATO 19. 8.. 87	BILAG 4

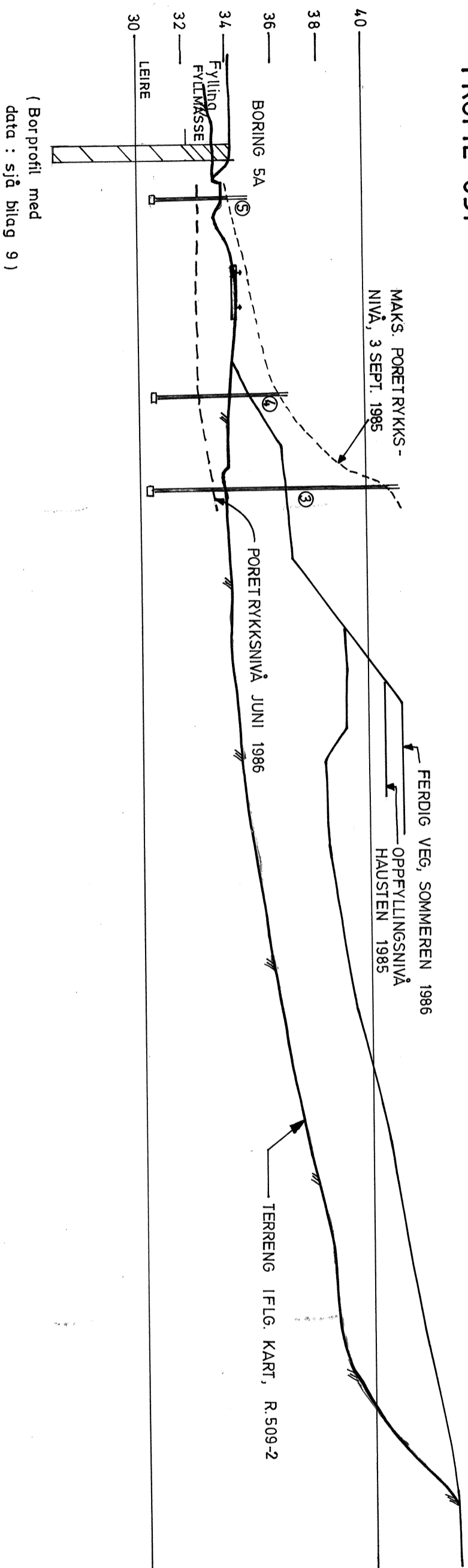


TRONDHEIM KOMMUNE GEOTEKNISK SEKSJON	BØCKMANS VEG	MÅLESTOKK	
	Fundament, prinippskisse	TEGNET AV N.W.	RAPP NR. 509-3
		DATO 3/9-87	BILAG 5



TRONDHEIM KOMMUNE GEOTEKNISK SEKSJON	ARMERING AV JORDFYLLING	MALESTOKK 1:100	
	PRINSIPP	TEGNET AV K.T.	RAPP NR. 509-3
		DATO 2.5..85	BILAG 6

PROFIL 851



BØCKMANS VEG

MALESTOKK:
1:200

Poretrykksmålinger (profil 851)
framstilte i profil.
Boreresultat.

TEGN. AV:
K.T.

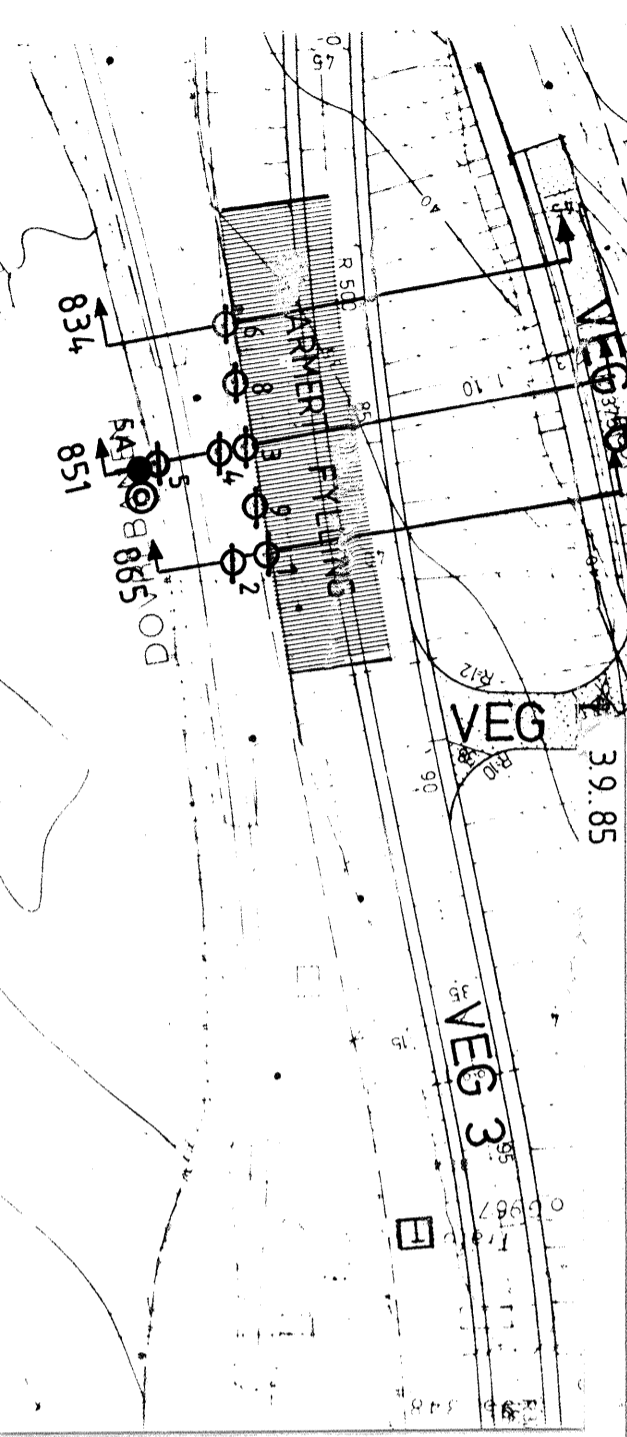
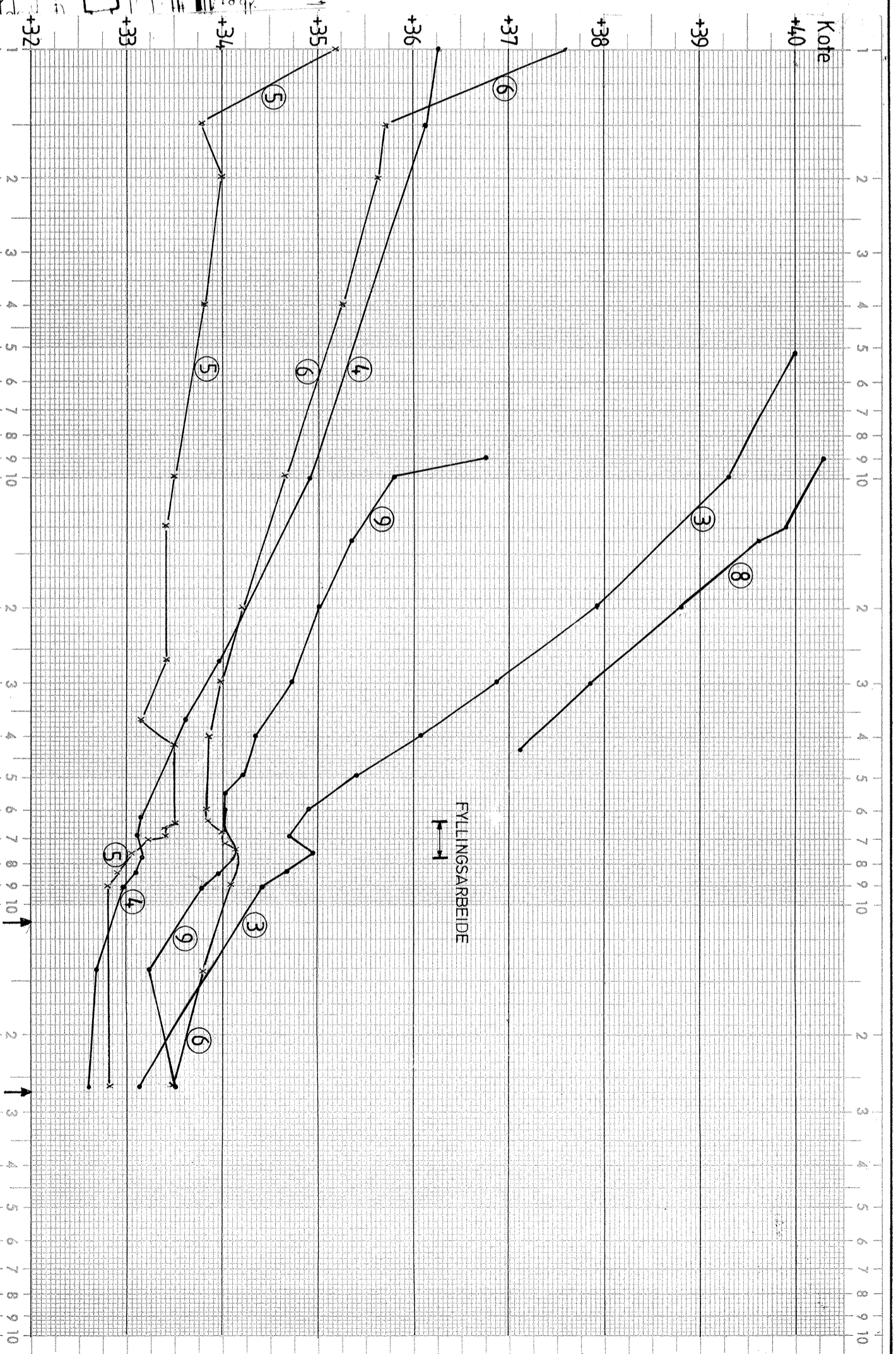
DATO:
8.9.87

KONTR.:

RAPP. NR.:
R. 509-3

BILAG:
7

TRONDHEIM KOMMUNE
GEOTEKNISK SEKSJON



[Logaritmisk tidsakse]

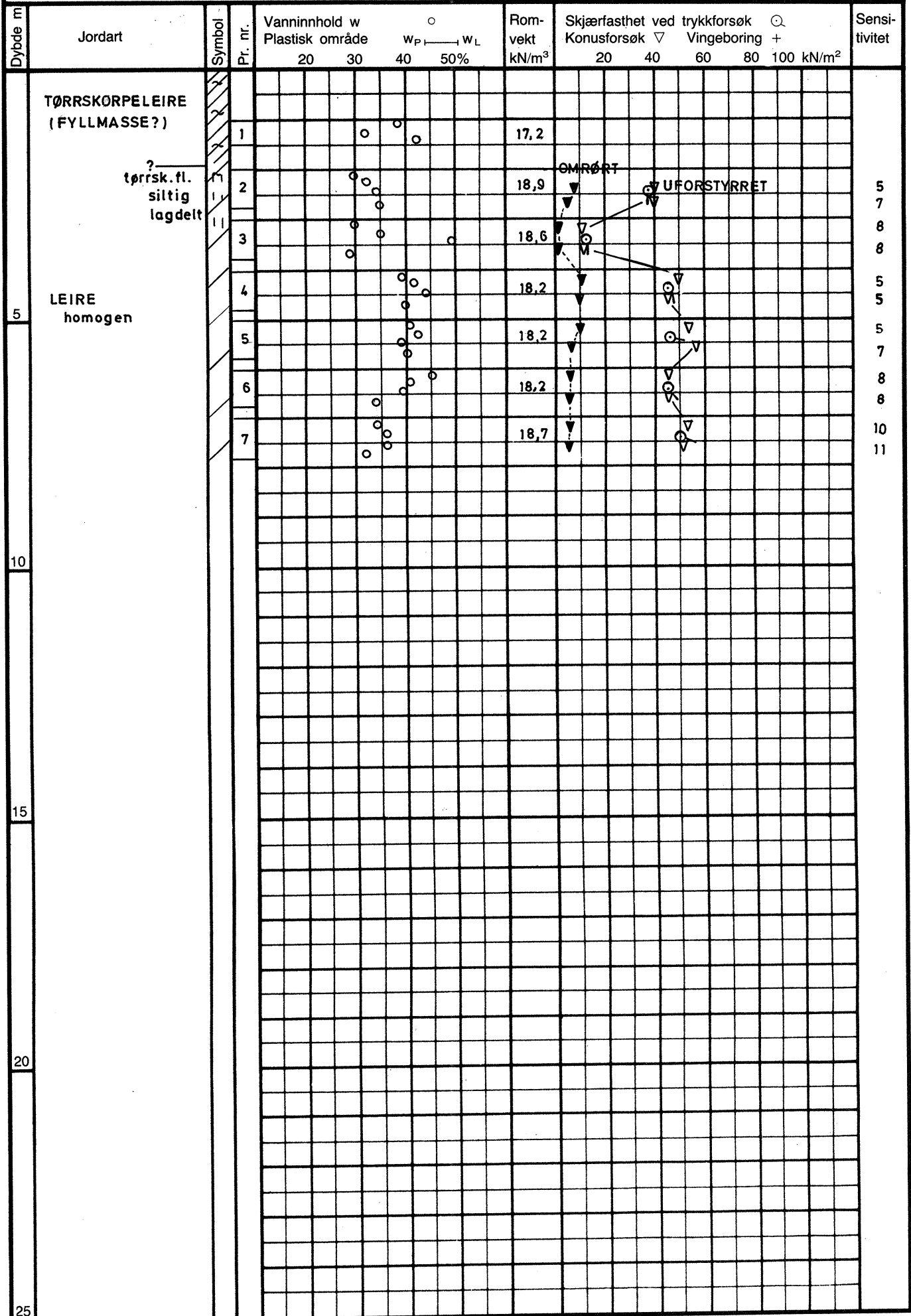
1.1.86 1.6.86

BØCKMANS VEG

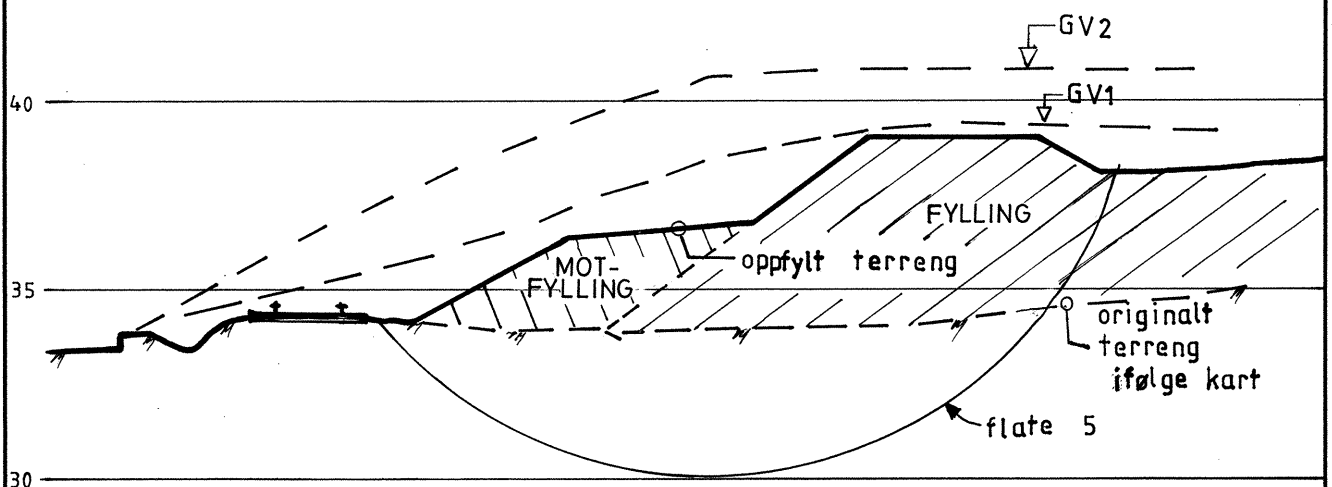
Porenykksutvikling.
Kantutsknitt med målepunkt

TRONDHEIM KOMMUNE
GEOTEKNISK SEKSJON

MALESTOKK:	
TEGN. AV:	K.T.
DATE:	8.9.87
KONTR.:	
RAPP. NR.:	R. 509 - 3
BILAG:	8



Pore-trykk		$a=10 \text{ kPa}$ $\tan \varphi=0.65$	$a=0 \text{ kPa}$ $\tan \varphi=0.76$
GV1	Med motfylling	2.03	
	Utan motfylling	0.98	
GV2	Med motfylling	1.32	
	Utan motfylling	0.87	0.43



TRONDHEIM KOMMUNE GEOTEKNISK SEKSJON	BØCKMANS VEG	MÅLESTOKK 1:200	
	Stabilitet profil 851, flata 5	TEGNET AV E.R., N.W.	RAPP NR. 509-3
		DATO 2/9-87	BILAG 10



GEOTEKNISK SEKSJON
TRONDHEIM KOMMUNE

STED:

BØCKMANS VEG

Tilkjørt grusmasser

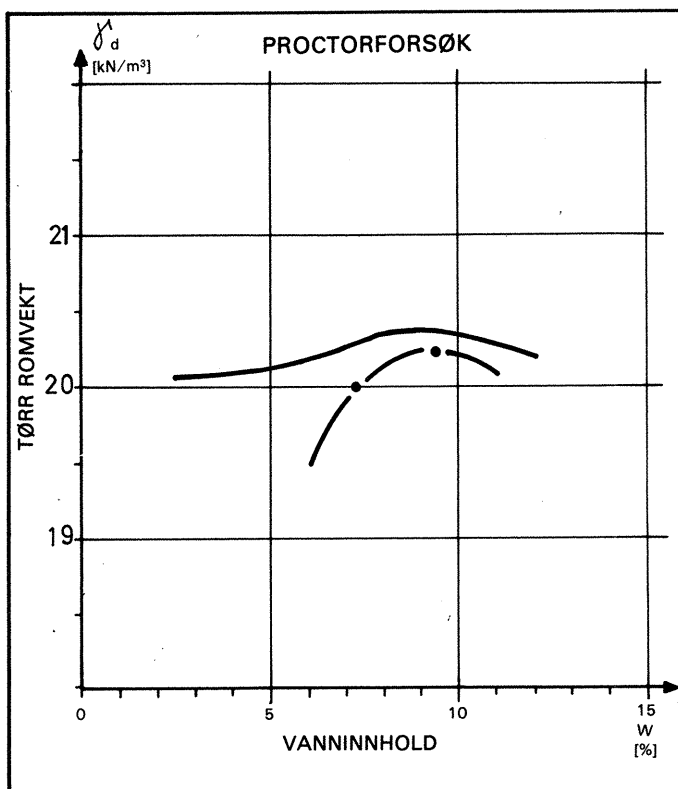
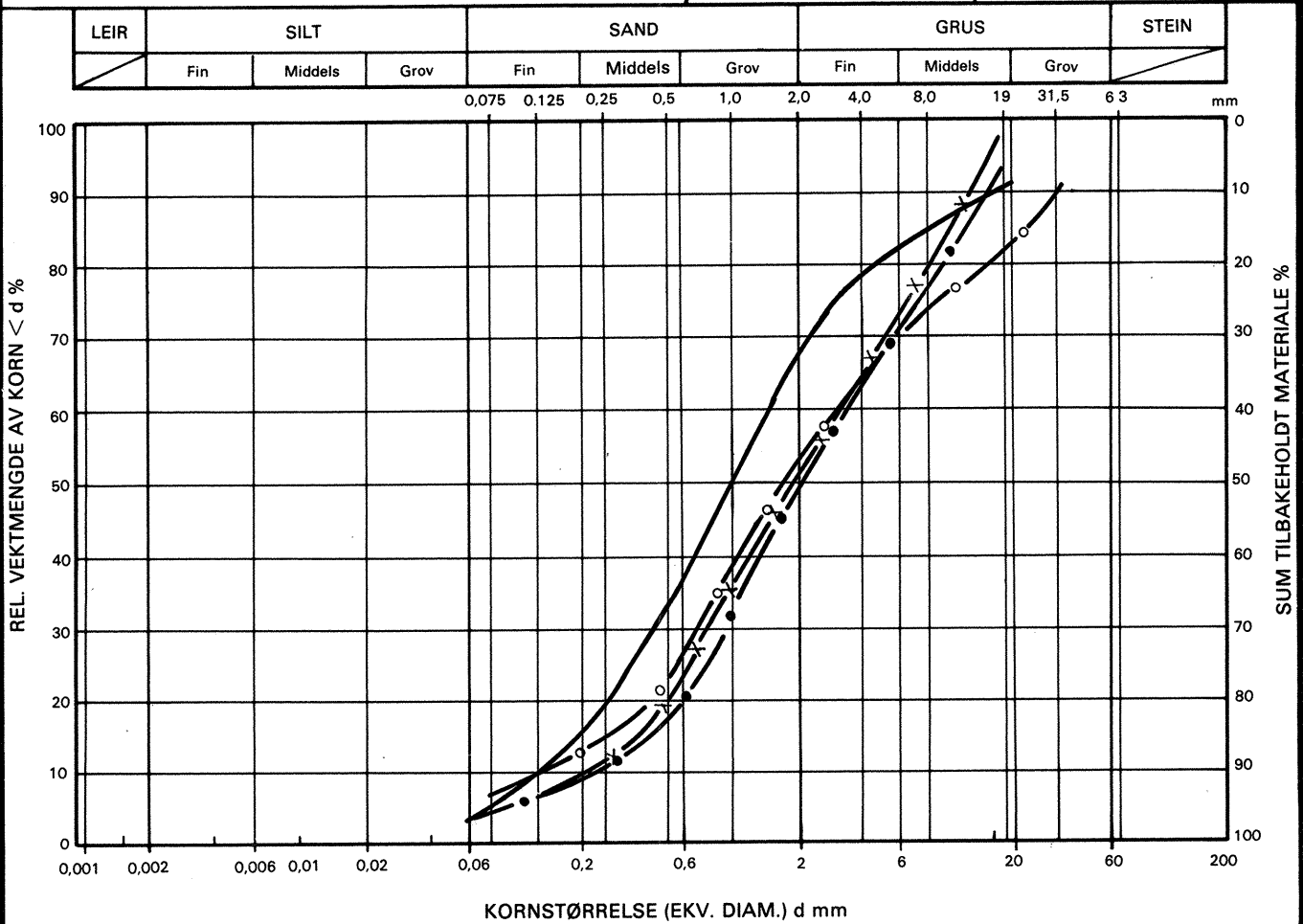
Oppdragsgiver:

Dato: 8.9.87

Rapport nr.: R. 509-3

Sign.: F.O.F. K.T

Bilag: 11



SYMBOL	PRØVE	C _u
—	FYLING BAK STØTTEMUR	≈ 12
—●—	FYLING BAK STØTTEMUR (KLÆBUGRUS)	
—○—	FYLING BAK STØTTEM. (MELHUSGRUS). TATT ETTER KOMPRIMERING	
—x—	FYLING BAK STØTTEMUR	

BESKRIVELSE AV MATERIALET

SAND, grusig

MERKNAD

- $\gamma_{d\text{opt}} \sim 20,35 \text{ kN/m}^3$
 $w_{\text{opt}} \sim 8-9\%$
- $\gamma_{d\text{opt}} \sim 20,2 \text{ kN/m}^3$
 $w_{\text{opt}} \sim 9\%$



GEOTEKNISK SEKSJON
TRONDHEIM KOMMUNE

STED: **BØCKMANS VEG**
Tilkjøpte grusmasser

Oppdragsgiver:

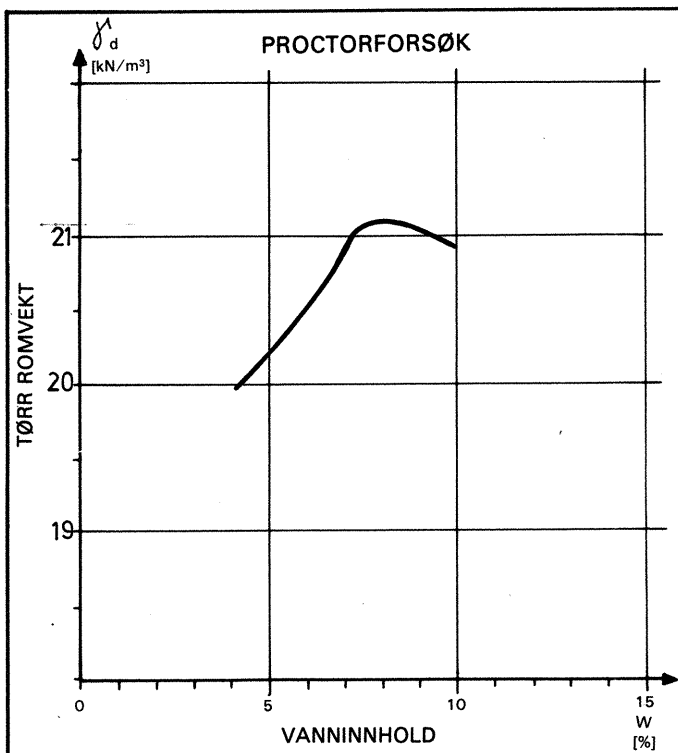
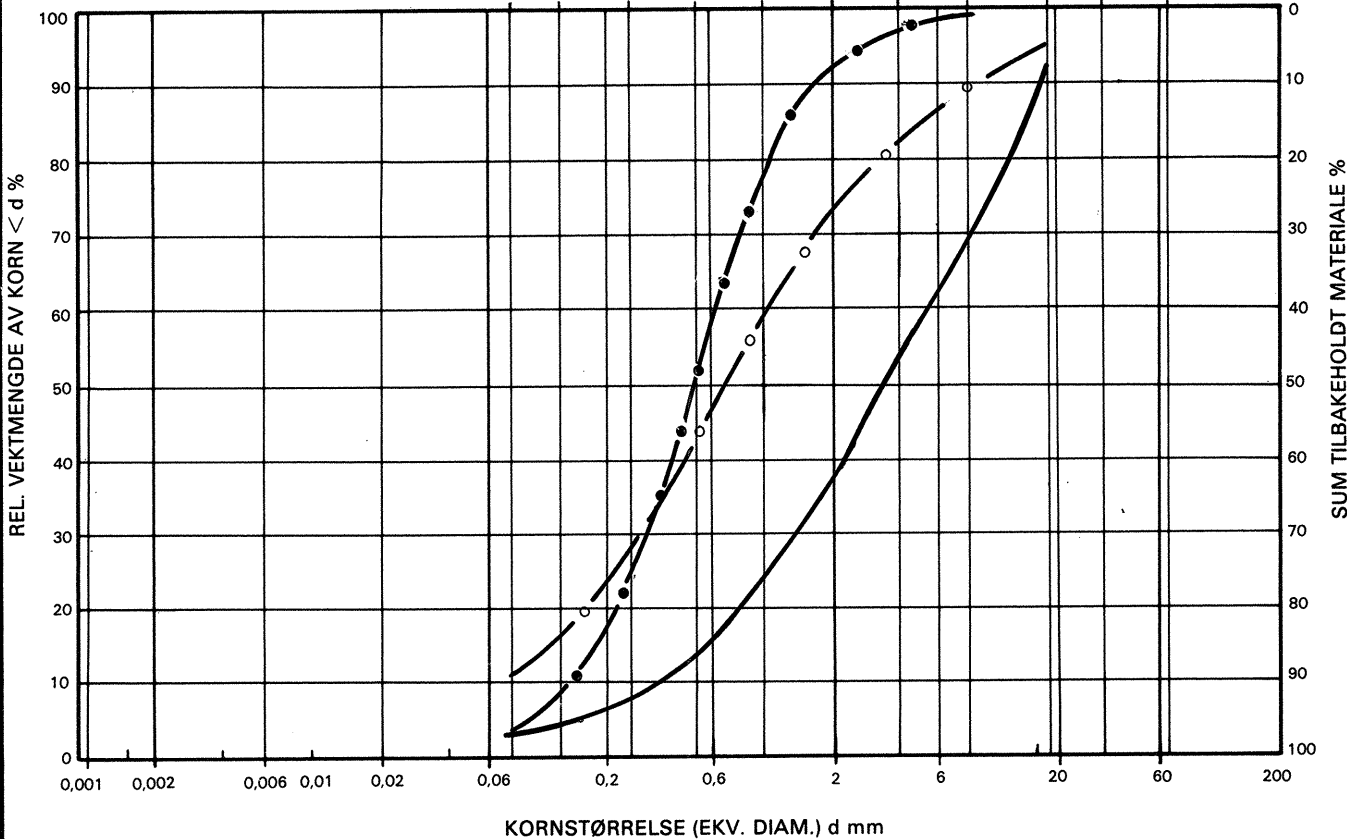
Dato: **8.9.87**

Rapport nr.: **R. 509-3**

Sign.: **F.O.F. K.T.**

Bilag: **12**

LEIR	SILT			SAND			GRUS			STEIN					
	Fin	Middels	Grov	Fin	Middels	Grov	Fin	Middels	Grov						
				0,075	0,125	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0	19	31,5	63	mm



SYMBOL	PRØVE	C_u
—	LEVERT FRA HOLUM, MELHUS	≈ 17
—●—	TATT I YTERKANT FYLLING PROFIL 718	4
—○—	€ PROFIL 705	≈ 18
—X—		

BESKRIVELSE AV MATERIALET

— GRUS, sandig

—○— SAND, grusig

—●— " "

MERKNAD

— $\gamma_{dopt} \approx 21,1 \text{ kN/m}^3$

w_{opt} ca. 8%



GEOTEKNISK SEKSJON
TRONDHEIM KOMMUNE

STED:

BØCKMANS VEG
Tilkjøpte grusmasser

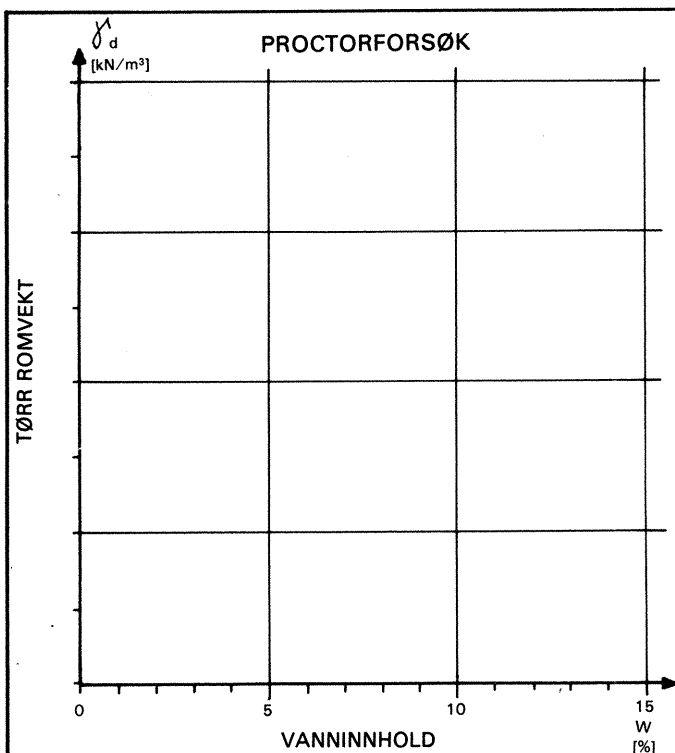
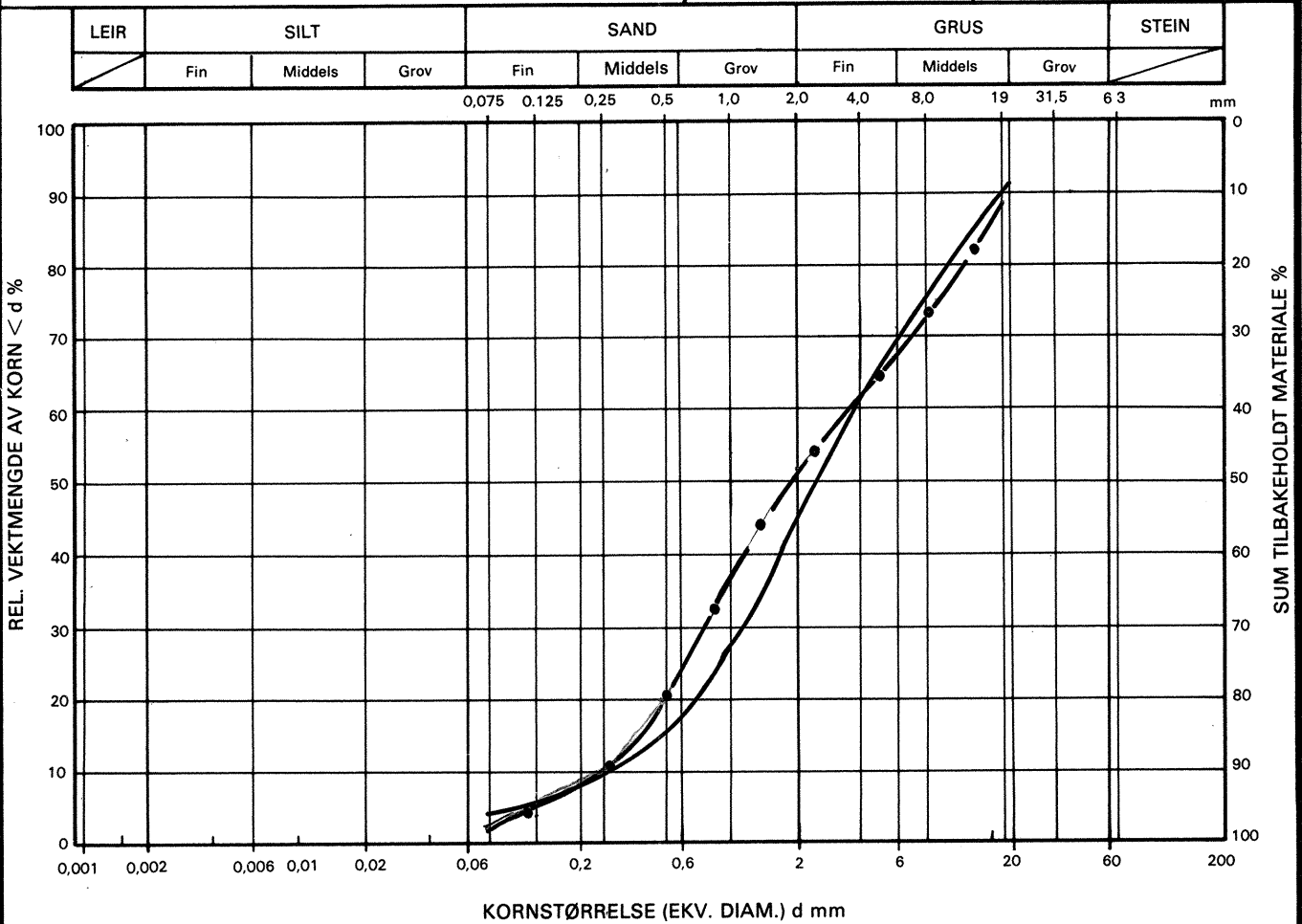
Oppdragsgiver:

Dato: 8.9.87

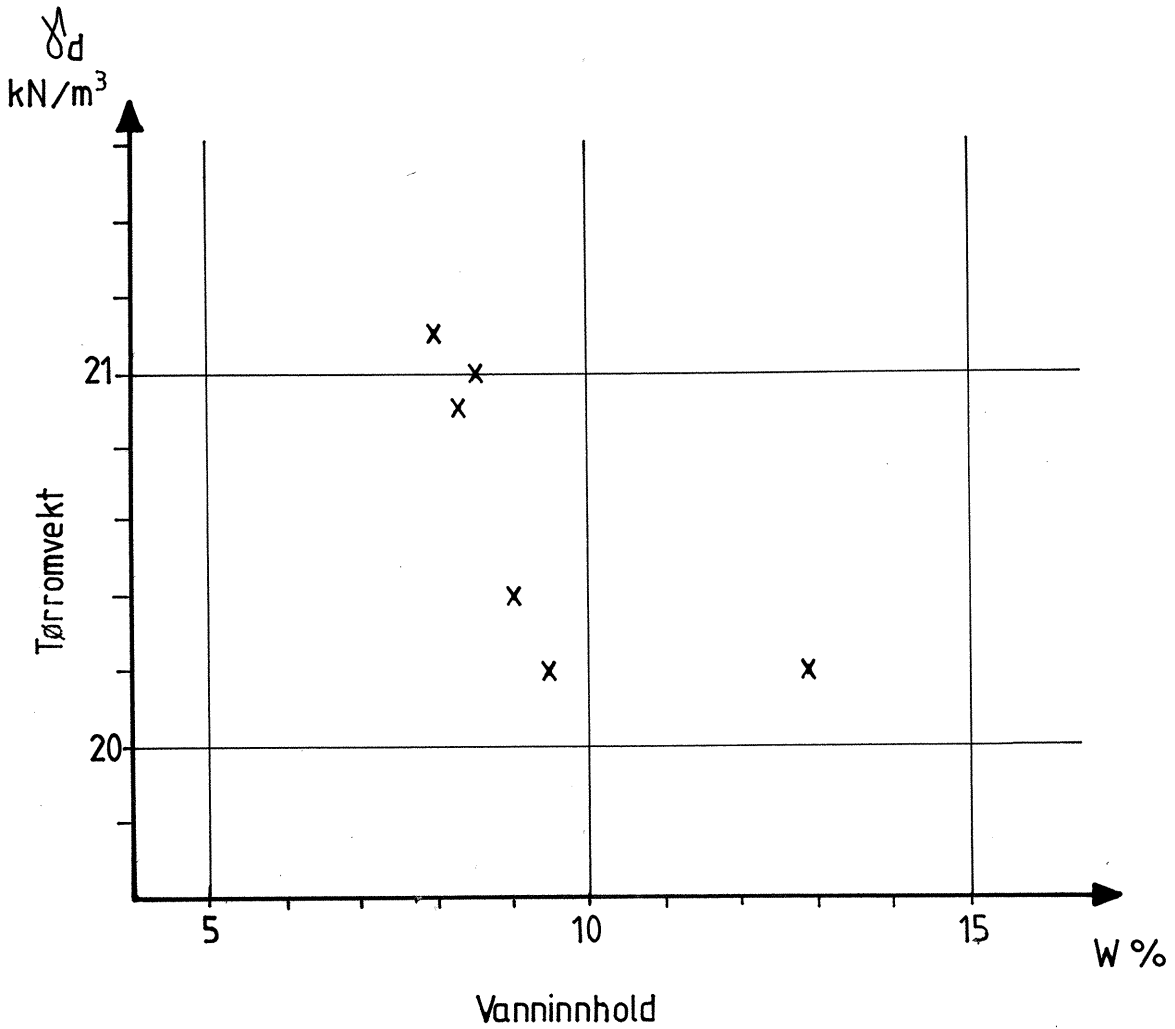
Rapport nr.: R.509-3

Sign.: F.O.F. K.T.

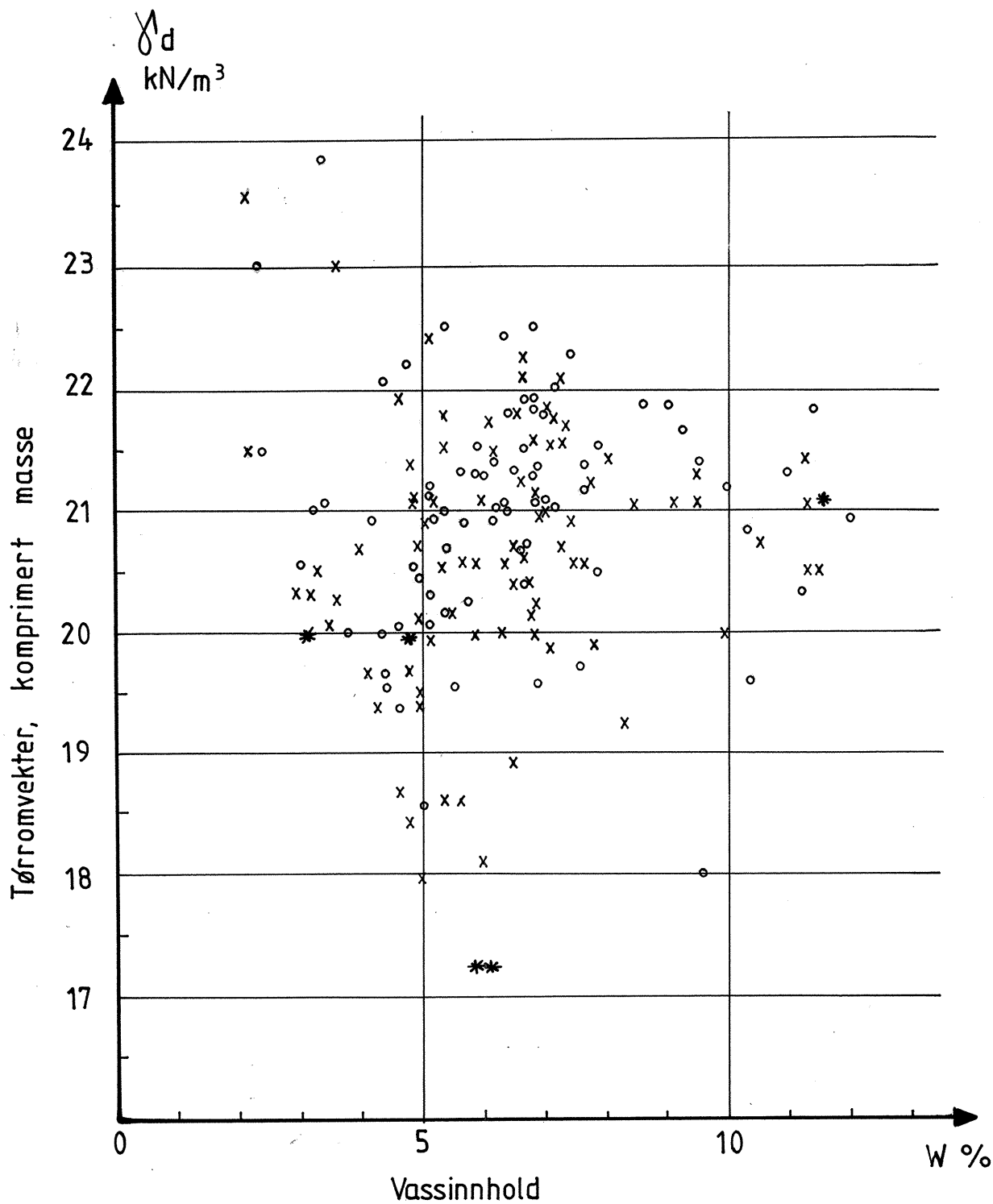
Bilag: 13



SYMBOL	PRØVE	C _u
—————	TATT FRA BILLASS DEN 20.6-86	≈ 13
-●-●-		
-○-○-		
-x-x-		
BESKRIVELSE AV MATERIALET		
—————	GRUS, sandig	
-●-●-	SAND, grusig	
MERKNAD		



TRONDHEIM KOMMUNE GEOTEKNISK SEKSJON	BØCKMANS VEG	MÅLESTOKK	
	Resultat av innstampingsforsøk, Standard proctor. Optimale tørrromvekter som funksjon av vanninnhold. (Jfr. bilag 11-13)	TEGNET AV K.T.	RAPP NR. R.509-3
		DATO 19.8..87	BILAG 14



x = 15cm lag

o = 30cm lag

* = BS (overflatemåling)

TYPISK VARIASJONSOMRÅDE :

W ~ 4-8%

$\gamma_d \sim 19,5 - 22,5 \text{ kN/m}^3$

TRONDHEIM KOMMUNE
GEOTEKNISK SEKSJON

BØCKMANS VEG

Komprimeringsresultat målt
med Troxler isotopmålar.
Mur og fylling.

MÅLESTOKK

TEGNET AV
K.T.

RAPP NR.
R.509-3

DATO
19.8.87

BILAG
15



GEOTEKNISK SEKSJON
TRONDHEIM KOMMUNE

STED:

BØCKMANS VEG

Oppdragsgiver:

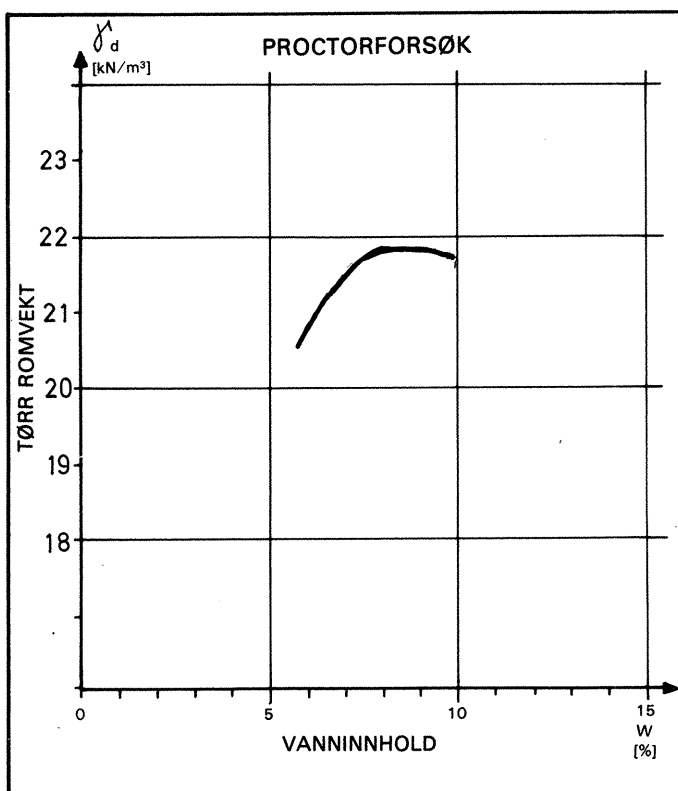
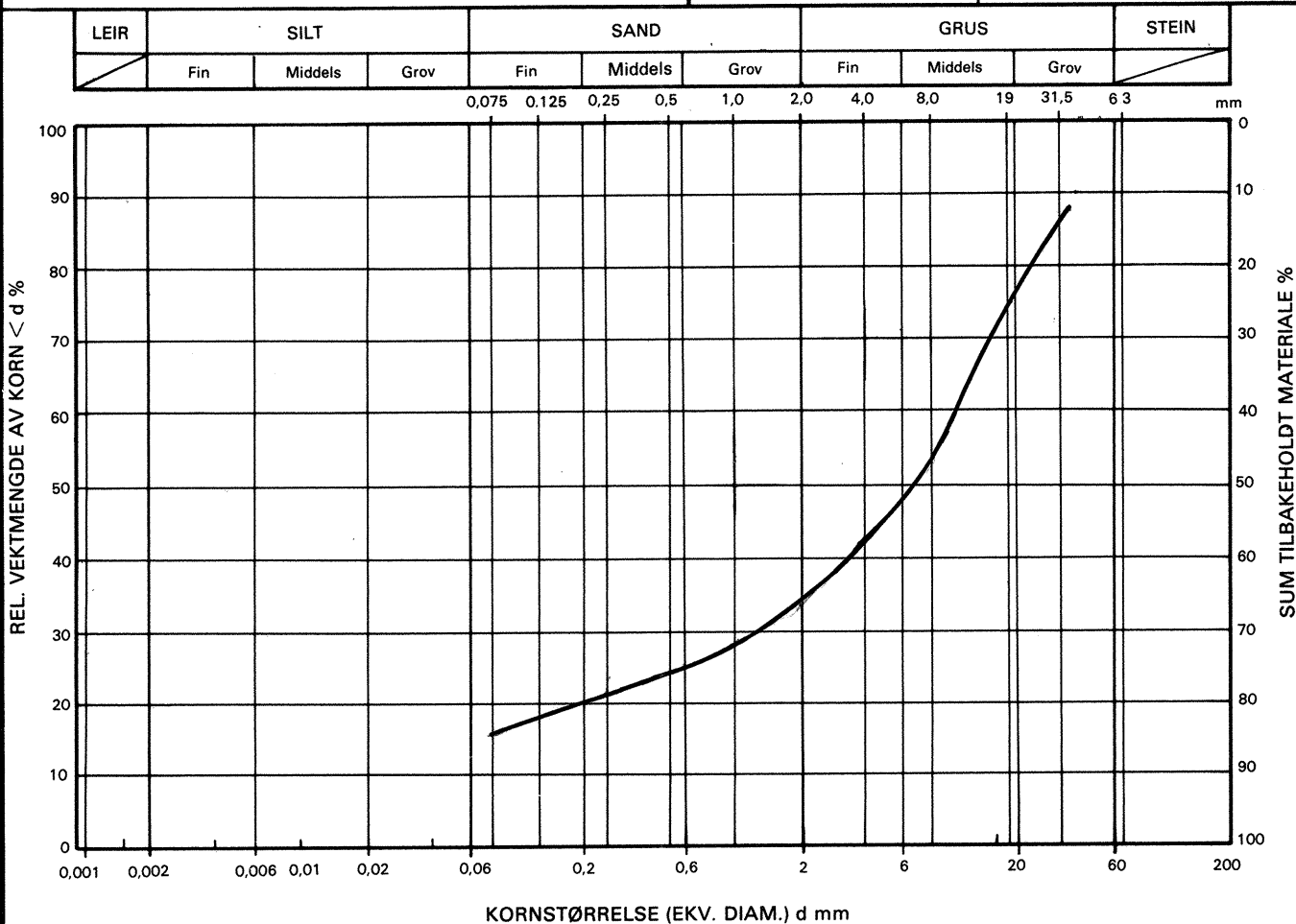
Kommunaltekn. A/S / Statens vegvesen

Dato: 21. 8.. 87

Rapport nr.: R. 509-3

Sign.: F.O.F. K.T.

Bilag: 16



SYMBOL	PRØVE	C _u
————	Grus, sandig siltig	
—●—●—		
—○—○—		
—x—x—		
BESKRIVELSE AV MATERIALET		
BORKAKS		
MERKNAD		
MASSEN TÅLER LITE VÅTN FØR UTLEGGING/ KOMPRIMERING		