

**BANE NOR**

Dokumentnummer:

**UB.110781-000**

Rev.:

**000**PLANKONTORET FOR OSLO SENTRALSTASJON

Forprosjekt med omkostningsoverslag  
for

REGULERING AV ALNA VED ALNABRU

Oslo, den 7. mai 1969.

Sivilingeniør R. Brusletto A/S

Lilleakerveien 31, Oslo 2.

Tlf. 55 55 90.

## REGULERING AV ALNA VED ALNABRU.

### A. INNLEDNING.

Plankontoret for Oslo Sentralstasjon planlegger en større gods-terminal på Alnabru. For å kunne utnytte arealene til de anlegg som er under planlegging, vil det bli nødvendig å lukke Alna i kulvert for deretter å foreta oppfyllinger i dalføret og planering for de forskjellige anlegg.

Alna er foreslått lukket på strekningen fra ca. 200 m syd for Nedre Kalbakkvei, forbi den prosjekterte terminalbygning og videre i sydlig retning, forbi veianlegget fra vest inn til anlegget. Tidligere er undersøkt og kostnadsberegnet 5 alternative traseer for kulverten. En er blitt stående ved at traseen langs elveleiet i bunnen av dalføret er den gunstigste totalt sett, og denne traseen gir dessuten beste muligheter for oppdeling av anleggsarbeidet i eventuelle byggetrinn.

Prosjektet er bearbeidet med hensyn til ombygging av kloakkledninger og overvannsledninger i området. Det er dessuten i overslaget medtatt et visst antall tilkoblingskummer for drencvann fra terminalområdet. Dimensjoneringsgrunnlag, hydrologi og den praktiske utførelse av kulverten, inntak, innføringskummer etc., er drøftet med Oslo Vann og Kloakkvesen. Fundamentering og geotekniske problemer er drøftet med N.S.B.s geotekniske kontor.

B. TEGNINGSLISTE.

- 745-01 Hovedplan.
- 745-02 Drenssystem.
- 745-11 Lengdeprofil Pel 0-10.
- 745-12 " " 10-30.
- 745-13 " " 30-50.
- 745-14 " " 50-70.
- 745-15 " " 70-90.
- 745-16 " " 90-110.
  
- 745-21 Bekkelukking II og III, lengdeprofil.
- 745-22 " IV og V, "
- 745-23 Oppkomme, dremsledning, "
  
- 745-31 1600 sp.v., lengdeprofil.
- 745-32 1400 sp.v., "
- 745-33 15" kloakk og 21" sp.v. lengdeprofil.
  
- 745-41 Tverrrprofiler Pel 0-4.
- 745-42 " " 6-18.
- 745-43 " " 20-32.
- 745-44 " " 34-46.
- 745-45 " " 48-60.
- 745-46 " " 62-74.
- 745-47 " " 76-88.
- 745-48 " " 90-102.
- 745-49 " " 104-108.
  
- 745-60 Oversiktsplan for nedslagsfeltet.
- 745-61 Beregning av den statistiske 50 års flom.

C. BILAGSLISTE.

- Bilag 1 Kurve over regnintensiteter og hyppighet.
- " 2 Regnkurver fra Oslo Vann og Kloakkvesen.
- " 3 Pluviografmålinger fra flommen 8.9.1965.
- " 4 Brev fra Oslo Vann og Kloakkvesen til  
Sivilingeniør R. Brusletto A/S.
- " 5 Brev fra Oslo Vann og Kloakkvesen til  
Sivilingeniør Elliot Strømme A/S.
- " 6 Systemskisse av nedslagsfeltet.
- " 7 Systemskisse av "Müller-Neuhaus"-metode.



- Litt. 1. Sivilingeniør Jan Erik Hagen &  
" Jan Inge Keisengen:  
Mellomeuropeiske elvereguleringer  
Bygg 8.9.1968.
- Litt. 2. Sivilingeniør E. Ræstad:  
Eksempler fra anvendt hydrologi.  
NIF kurs i hydrologi 1968.
- Litt. 3. Dipl.ing. Adolf Hörler:  
Intensiteter for regnskyll i Sveits og deres  
anvendelse i avløpsteknikk (Norsk overs.)  
Werband Schweizerische Abwasserfachleute.
- Litt. 4. Sleicher:  
Taschenbuch für Bauingenieure.
- Litt. 5. Sivilingeniør I. Grønseth:  
Foreliggende beregningsmetoder for bestemmelse  
av vannføringen i et ledningsnett ved sterk  
nedbør.

D. KONSESJON.

Det er vanligvis Oslo Vann og Kloakkvesen som tar stilling til konsesjonssøknader om elvereguleringer innenfor Oslo bys grenser. I brev av 10.2.1967 har vi, på vegne av Plankontoret for Oslo Sentralstasjon, søkt om formell konsesjon på å lukke Alna i kulvert forbi det prosjekterte terminalanlegg. Oslo Vann og Kloakkvesen oversendte søknaden til Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen med brev av 16. november 1967 til uttalelse. Oslo Vann og Kloakkvesen har svart på søknaden i brev av 29. mai 1967, bilag 4.



## E. HYDROLOGI.

Tidligere har vi foretatt en omtrentlig hydrologisk vurdering for dimensjonering av kulverten. Etter den første overslagsmessige beregning, kom man frem til en dimensjonerende vannføring på 70 m<sup>3</sup>/sek. (Jfr. også brev fra Oslo Vann og Kloakkvesen av 29.5.1967, bilag 4, der man ut fra den dimensjonerende regnkurve for Oslo er kommet frem til en vannmengde på 81 m<sup>3</sup>/sek.)

For om mulig å kunne redusere kulverttverrsnittet, har det vært ønsket å få undersøkt de hydrologiske forhold noe mere i detalj.

### Valg av sikkerhet mot flom.

Den planlagte godsterminalen på Alnabru vil representere så store verdier både i bygninger og den lagrede godsmengde at man må ha en høy sikkerhet mot oversvømmelser.

I litt. 1 er anført hvilken praksis man benytter i Østerrike og Sveits for å fastsette den dimensjonerende vannføring for regulerte elver.

I Østerrike dimensjonerer man for Q 100 innen bebygget område og Q 50 utenom slike. (Betegnelsen betyr den statistisk største flom i en 100 års, henholdsvis 50 års periode). Imidlertid er både Donau ved Wien og Salzach ved Salzburg regulert for Q 1000.

I Sveits forsøker man stort sett å benytte Q 100, eller en vannføring minst lik den største observerte, der denne ligger høyere.

Valg av dimensjonerende vannføring er naturlig et rentabilitets-spørsmål, der man må vurdere hvilke verdier som vil gå tapt mot kostnaden man må betale for økt sikkerhet. En slik vurdering ligger utenfor vår oppgave, og vi vil i det følgende forsøke å beregne Q 50, Q 100 og Q 1000 for å forutsi hvilken sikkerhet man har mot flom med den valgte kulvertdimensjon.

## Beregning av flomvannføringer i Alna.

### a) Valg av regnintensitet:

Det statistiske materiale for høye regnintensiteter i Oslo-området er sparsomt. Pluviografer (kontinuerlig registrerende vannmålere) har vært oppsatt i en relativt lang periode på Blindern, men ikke særlig lenge andre steder, og materialet fra disse har ikke vært gjenstand for statistisk behandling. Sivilingeniør E. Ræstad A/S har imidlertid fått i oppdrag av Oslo Vann og Kloakkvesen å gå igjennom det eksisterende materiale for å få utarbeidet statistiske regnkurver for Oslo-området. Resultater fra denne undersøkelse foreligger ikke ennå, bortsett fra kurver for intensitet, tid og hyppighet (som er vist på bilag 1, fra litt. 2). Videre foreligger regnkurver av 1938 fra Oslo Vann og Kloakkvesen som vist på bilag 2. Som sammenlikningsgrunnlag vedlegges også regnkurver fra Bryn og Alunsjø stasjon for flomperioden i september 1965.

Det ses av bilag 2 at de heftigste regnintensiteter så å si alltid inntreffer om høsten. Av denne grunn velger vi å se bort fra muligheten for at konstallasjonen regnvær - snøsmelting vil gi den største flom. Å beregne en maksimalflom på grunn av dette er også meget komplisert og resultatet vil bli usikkert.

Med utgangspunkt i bilag 1 har vi søkt å utlede et matematisk uttrykk for intensitet, varighet og antall år mellom hver overskridelse. Med en hyppighet på 1 gang pr. 50 og 100 år, kommer vi utenfor kurven. Med utgangspunkt i litt. 3 antas at intensiteten kan uttrykkes som:

$$I_z^t = h_z \frac{A}{(t+B)^C}$$

Der  $I$  = Regnintensitet i l/s. ha.

$t$  = Regnets varighet i minutter.

$z$  = Antall år mellom hver overskridelse.

$h_z$  = Hyppighetsfaktoren som er en funksjon av  $z$ .

$A$ ,  $B$  og  $C$  = Konstanter.



Det er antatt at det er en sammenheng mellom intensitet og loghyppighet. Denne sammenhengen inngår i  $h_z$ :

$h_z$  uttrykker forholdet mellom regnintensitetene for regn som overskrides henholdsvis en gang pr.  $z$  og en gang pr. 1 år.

$$\frac{h_z^t}{z} = \frac{I_z^t}{\frac{z}{I_z^t} \cdot 1}$$

$$\frac{h_z^t}{z} = P + Q \log z$$

der  $P$  og  $Q$  er konstanter.

For  $z = 1$  blir  $h_z = 1,0$

d.v.s. at  $P = 1,0$ .

For statistisk materiale fra kortere perioder vil man komme ut med  $P$  litt forskjellig fra 1,0.

Vi er kommet til følgende:

$$\frac{I_z^t}{z} = \frac{h_z^t}{z} \frac{705}{(t+5)^{0,77}}$$

$$\frac{h_z^{60}}{z} = 1,15 + 1,05 \cdot \log z$$

$$\frac{h_z^{360}}{z} = 1,15 + 0,97 \log z$$

(Kurven for  $t = 60$  min. på bilag 1 synes å ligge noe for lavt i forhold til kurvene for 20 og 360 min.)

Senere beregninger vil vise at intensitetene må beregnes for en tid  $t$  på ca. 75 min. Med hyppighet 1 gang pr. 50, 100 og 1000 år blir regnintensitetene:

$$I_{50}^{75} = 70,8 \text{ l/s ha}$$

$$I_{100}^{75} = 78,6 \text{ l/s ha}$$

$$I_{1000}^{75} = 104,1 \text{ l/s ha}$$



Bestemmelse av avløpskoeffisient til 0,15 for uregulert område og 0,6 for regulerte arealer.

De valgte tall kan i første omgang virke noe høye, men en kalkulering som ble foretatt etter flommen 9.9.1965 viste at avløpskoeffisienten for hele feltet den gang var på hele 0,49, se bilag 5.

På tegn.nr. 745-60 ses hele nedslagsfeltet delt opp i 23 mindre felt. De regulerte områder i henhold til generalplanen for Oslo er svertet. Avløpskoeffisienten for de enkelte felt bestemmes av den prosentvise regulering etter en rettlinjet skala mellom de valgte grenseverdiene.

#### Bestemmelse av tilrenningstid.

Tiden fra vannet treffer bakken til det opptrer i de enkelte delfelts lednings- eller bekkesystem er avhengig av den prosentvise regulering og av avløpsfeltets form og fall.

Generelt kan sies at tilrenningstiden er ca. 6-7 minutter for regulerte områder og opp til ca. 15 minutter for uregulert område, skog etc.

De valgte verdier ses i tabell 1.

Den gjennomsnittlige strømmningstiden fra feltets lednings-system og inn til hovedsystemet (Alna/Fossumbekken) er kalkulert ut fra den forutsetning at hastigheten er den samme som i en full 8" ledning med fall som forekommer i nederste halvdel av de respektive felt, se tabell 1.

#### Bestemmelse av hastigheter i hovedstrømveiene.

For vannhastigheten i elver kan benyttes Gauckler-Striklers formel (litt. 4 s. 535):

$$V = K_S \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

$K_S$  = Ruhetskonstant for regelmessig elvetverrsnitt i jordmateriale kan settes lik 40.

$R_h$  = Hydraulisk radius.

$J$  = Fall i energilinjen = ca. elvens fall.



Formelen gjelder for rette elvestrekninger. På grunn av slyngninger og andre uregelmessigheter i Alnas løp, antas en hastighetsreduksjon på 25% fra de beregnede. Når så hastigheten er fastlagt, finnes strømningstiden.

Det dimensjonerende regnvørs varighet blir da sum av strømningstiden i hovedfeltet + den totale tilrenningstid for øverste felt. I dette tilfelle fåes 74 min. = ca. 75 min.

(Det er ikke undersøkt om det kan oppstå større flom enn den beregnede på grunn av et heftigere regn av kortere varighet, som bare influerer på den mindre del av feltet. Denne situasjon er imidlertid mest utpreget i lange, smale felt, nokså forskjellig fra dette).

I tabell 1 kan vi nå finne ut hvilken vannmengde som teoretisk vil komme fra hvert felt under det dimensjonerende regnvør, se også bilag 6.

Når vi har den teoretiske avrenning fra hvert felt, samt de forskjellige strømtidene, kan flomkurven konstrueres grafisk som en summasjonskurve, men for et felt av denne størrelse er det nødvendig å benytte en metode som innkalkulerer den magasinering som finner sted i ledninger, bekker og elver.

Vi har valgt "Müller-Neuhaus"-metode, litt. 5, se bilag 7. Denne benyttes til store felt med høy prosent regulert areal og med åpne hovedkanaler for overvann og kloakk.

I utledningen av metoden går man ut fra at ledningsnett og kanaler er tomme når regnskylllet begynner. (Det kan være en litt farlig forutsetning, idet de fleste regnskyll har en "gaussfordeling" med hensyn til intensiteten). Videre settes at strømningstiden fra tomt til halvfullt tverrsnitt er 2 ganger tiden fra halvfullt til fullt. Dessuten forutsettes at tverrsnittet øker lineært med fyllingshøyden. Så settes det opp en differensiallikning for "tilløps- og avløpskurven", og "Müller-Neuhaus" kommer til en tilrenningslinje som er 7 ganger lengre enn i den vanlige summasjonskurvemethoden. Dog er vannmengden etter 3 ganger tilrenningstiden oppe i 86% av den teoretiske, se bilag 7.

Summasjonskurven for feltet ses av tegn.nr.745-61.

Man kommer frem til at 75 min. regnet med hyppighet 1 gang pr. 50 år gir en maksimalflom på 68 m<sup>3</sup>/sek. + det som går i overløpene fra Alunsjø, Breisjø og Steinbrutvann = ca. 5 m<sup>3</sup>/sek., d.v.s. totalt ca. 73 m<sup>3</sup>/sek.

Vi kan dermed anslå at hundreårsflommen blir:

$$Q_{100} = \frac{78,6}{70,8} \cdot 68,0 + 5,0 = 80,5 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

og tusenårsflommen:

$$Q_{1000} = \frac{104,1}{70,8} \cdot 68 + 5,0 = 105 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Den siste verdien må anses som svært hypotetisk.

#### Etterskrift.

For å komme frem til maksimalflommene er det gjort en del forutsetninger som kan diskuteres. Det statistiske grunnlagsmaterialet for intensitetene er kanskje den mest usikre faktor, og det kan være grunn til å regne igjennom systemet på nytt når mer sikre verdier foreligger. (Som før nevnt arbeider sivilingeniør E. Røstad A/S med saken).

Hvis man ønsker en sikkerhet mot oversvømmelse på 1% - ( $Q_{100}$ ), må kulverten dimensjoneres og bygges på en slik måte at den praktiske kapasitet blir 80 m<sup>3</sup>/sek. - jfr. kapitel F om dimensjonering.



Pkt	Av-stand km	Fall o/oo	Hast m/sek.	Strøm- tid min.	Felt nr.	Halv lengde km	Fall o/oo	Hastig- het m/sek.	Strøm- tid min.	Tilrenn- ingstid min.	Totalt min.	Areal ha.	Inten- sitet l/s ha	Avløps- koeffi- sient	Avløp m3/sk
A	0,45	5,5	3,00	2,5	1	1,70	40,0	2,25	13	8	21	359	70,8	0,375	9,53
					2	0,65	39,0	2,25	5	5	10	37	"	0,330	0,86
B	1,35	1,5	1,85	12,2	3	0,30	40,0	2,25	2	6	8	64	"	0,510	2,31
C	0,40	2,5	2,25	3,0	4	1,40	32,0	2,00	12	8	20	215	"	0,425	6,47
D	0,25	2,5	1,85	1,9	5	0,85	47,0	2,50	6	5	11	43	"	0,510	1,55
					6	0,40	30,0	2,00	3	5	8	32	"	0,490	1,11
E	0,65	1,5	1,85	5,9	7	0,90	13,5	1,30	12	6	18	75	"	0,550	2,92
F	1,20	6,5	2,85	7,0	8	0,50	100,0	3,50	2	7	9	123	"	0,550	4,78
					9	0,25	48,0	2,50	2	5	7	42	"	0,550	1,64
G	0,40	2,5	1,65	4,0	10	1,25	20,0	1,75	12	7	19	199	"	0,490	6,90
H	0,65	3,0	1,85	5,9	11	1,45	25,5	1,75	14	7	21	137	"	0,465	4,51
					12	0,65	57,0	2,75	4	5	9	54	"	0,510	1,95
I	1,50	20,0	5,00	5,0	13	1,25	24,0	1,75	12	7	19	303	"	0,550	11,80
					14	0,55	45,5	2,25	4	7	11	93	"	0,425	2,86
J	0,15	16,5	3,00	0,9	15	0,80	43,5	2,25	6	7	13	80	"	0,465	2,64
K	0,55	13,5	2,50	4,6	16	1,10	68,0	3,00	6	8	14	78	"	0,425	2,40
					17	0,60	66,5	3,00	3	7	10	50	"	0,510	1,81
					18	0,80	56,5	2,75	5	10	15	85	"	0,350	2,10
L					19	1,30	30,5	2,00	11	10	21	285	"	0,265	5,35
F	1,8	26,5	3,65	8,2	8										
M	3,9	17,0	2,75	12,7	20	0,95	52,5	2,50	6	7	13	70	"	0,445	2,20
					21	0,60	83,5	3,00	3	7	10	181	"	0,375	4,80
					22	0,65	23,0	0,75	15	10	25	85	"	0,330	1,98
N					23	1,65	30,0	0,75	37	10	47	167	"	0,150	1,77

F. DIMENSJONERING AV KULVERT-TVERRSNITT.MAKS.VANNFØRING Q=85 m3/sek.

a) Vannhastighet.

Oslo Vann og Kloakkvesen tillater vanligvis en maksimal hastighet i betongrør for overvann. V.maks. = 6 m/sek. Dette for at slitasjen på rørveggen ikke skal bli for stor. Den kraft som strømmende vann utøver mot bunnen og som virker i strømrretning parallelt med vannspeilet, avhenger av hydraulisk radius, fall og væskens egenvekt:

$$S = \gamma \cdot R \cdot J \text{ (kg/m}^2\text{)}.$$

For å unngå sedimentering eller slitasje skal denne kraft hverken under- eller overskrides. Den bør ligge i området:

$$S = 0,35 \rightarrow 7,5 \text{ kg/m}^2.$$

I nedenstående tabell er beregnet gjennomsnittshastigheter i % av maksimalhastigheter for de forskjellige fyllinger i firkantrøret 3,0 m x 3,0 m med fall 1:150 med tilsvarende vannføring og "slitekraft". Vannhastighet etter Mannings formel:

$$V = 90 R^{2/3} I$$

F/2 Vanntverrsnitt	V	Hastighet i % av V maks.	q m3/s Vannføring	Kraft: S (kg/m <sup>2</sup> )
3,0 x 0,50	3,40	51	10,2	2,5
3,0 x 1,00	4,65	71	28,0	4,0
3,0 x 1,50	5,40	82	48,5	5,0
3,0 x 2,00	6,00	92	72,0	5,7
3,0 x 2,50	6,20	95	93,0	6,2
3,0 x 2,95	6,60	100	116,0	6,6
3,0 x 3,00	5,00	76	90,0	5,0

Kulverten er av hensyn til fremtidig vedlikehold foreslått utført med 2 tverrsnitt. Etter beregningene skulle teoretisk tverrsnitt 2 stk. a 2,5 x 3,0 m være tilstrekkelig for den beregnede flomvannføring. En må imidlertid regne med be-



tydelige setningsdifferenser langs kulverttraseen, som følge av ujevne grunnforhold og varierende belastning over kulverten. Selv om en ved detaljprosjekteringen vil søke å vurdere setningenes størrelse langs traseen, kan en ikke regne med å oppnå et jevnt fall 1:150 langs hele traseen, hvorved kapasiteten vil bli redusert. Kulverten er derfor foreslått utført med 2 tverrsnitt 3 m x 3 m og teoretisk fall 1:150. Med dette fall er maks. hastighet  $V = 6,5$  m/sek. og "slitekraften" beregnet =  $6,6$  kg/m<sup>2</sup>. Denne hastighet opptrer sjelden, ved "nesten" fullt tverrsnitt og bare i kortere perioder.

b) Kulvertens fall.

Inntaket ligger på ca.	kote 97,00
Utløpet " " "	<u>" 81,75</u>
Disponibelt fall:	15,25 m

Kulvertens lengde	=	1100 m.
Gjennomsnittlig fall	=	1:72.

Kulverten legges med fall 1:150 mellom fallkummene, ialt 5 stk. Ekstra falltap i knekkpunktene elimineres ved å la kulverten få et større fall i kurvene.

G. BEKKELUKKINGER.

Det er 3 større og 1 mindre overvannsledning som har sitt utløp i Alna på denne strekningen. Alle bekkelukkinger og overvannsledninger er forutsatt ført inn direkte på hovedkulverten i spesielle kummer som i prinsippet er vist på tegn.nr. 745,06.

H. KLOAKKLEDNINGER.

Følgende kloakkledninger berøres av oppfyllingen:

15" kloakkledning fra Skinnesmia antatt Q maks.	=	200 l/sek.
21" avskj. " i bro over Alna " Q "	=	280 "
Avskjærende kloakkledning D = 130 cm		
langs Alna " Q "	=	3000 "



Avskjærende kloakkledning langs Alna er forutsatt lagt om som vist på tegn.nr. 745-01 fra kum A til kum D. Den følger parallelt sporanlegget ned til pel 90, videre ved siden av kulverten ned til pel 40. Herfra og ned til pel 20 kan ledningen plasseres over taket på kulverten.

I overslaget er der regnet med at ledningen omstøpes helt mellom pel 90 + 10 og pel 80 + 18,9, samt pel 52 + 16 og kum A. Halv omstøping er forutsatt mellom kum D og pel 90 + 10, samt pel 80 + 18,9 og pel 52 + 16.

Under sporanlegg og større fyllingshøyder er kloakkledningens dimensjoner forutsatt  $D = 160$  cm av hensyn til fremtidig inspeksjon og vedlikehold.

Utenfor sporanlegg, med normale fyllingshøyder, er nødvendige rørdimensjoner beregnet  $D = 140$  cm. 21" spillvannsledning og 15" kloakk fra Skinnesmia tilknyttet avskjærende spillvannsledning i spesialkummer, som i prinsippet er vist på lengdeprofil av ledningen.

#### I. DRENSVANN FRA TERMINALANLEGG.

Drensvann fra terminalanlegget forutsettes fanget opp av en avskjærende overvannsledning langs anleggets nordvestfasade.

I overslaget er regnet med 3 tilknytningskummer, alle drensledninger og samleledninger for drensvann er forutsatt bygget senere, omkostninger er derfor ikke medtatt i overslaget.

Tegn.nr. 745-02 viser hvordan drenssystemet for terminalområdet i prinsippet kan løses.

#### J. FUNDAMENTERING.

N.S.B.s geotekniske kontor har foretatt grunnundersøkelser i området, og det vises til kontorets rapporter om grunnforhold og fundamentering.

Følgende konklusjon synes å kunne trekkes når det gjelder fundamenteringen for kulverten:

1. Geoteknisk kontor har foreløpig bare vurdert virkningen fra de planlagte oppfyllinger langs godsterminalen uten å lukke Alna. Når elva lukkes og hele daltverrsnittet fylles opp



slik som her forutsatt, vil stabiliteten av jordskråningene langs Alna bli bedre, mens stabilitetsproblemene dermed forflyttes til søndre del av området. Setningene, spesielt for søndre del, blir store - antydnet ca. 50 cm + setningen av selve fyllingen. En må i størst mulig utstrekning søke å ta hensyn til disse setninger på grunnlag av setningsberegninger når det endelige profil for hovedkulvert skal utarbeides.

2. Så sant mulig bør en søke å tilpasse traseen for kulverten på en slik måte at den mest mulig følger nåværende terreng. Gravningsarbeidet må utføres i nært samarbeide med geoteknisk kontor, og fundamenteringen bør fortrinnsvis skje på naturlig fast bakke.

Overslaget for gravningsarbeidet er i samråd med geoteknisk kontor basert på at utgraving i tørrskorpelaget foretas med en skråningshelning 1:1, i leire under tørrskorpen med skråningshelning 1:1,5. Fundamentering på oppfylling forutsetter at fyllingen utlegges lagvis og komprimeres.

3. Som drenering for fyllingen har geoteknisk kontor foreslått utlagt grusbelter på tvers i bunnen av fyllingen - som føres frem mot et eller flere langsgående samlebelter. På begge sider av kulverten og over kulverten fylles med grov grus i ca. 60 cm tykkelse. Dette er nødvendig både av hensyn til lekkasjevannet fra kulverten som må få avløp fra fyllingen, og av hensyn til frost og telefare, spesielt i området ved innløp og utløp.

#### K. BETONGKONSTRUKSJONER FOR KULVERT.

##### Belastninger og dimensjonering.

Fyllingshøyden over kulverten varierer fra 1,0 m ved inntaket til 1,7 m ved under sporanlegget vest for terminalanlegget, tilsvarende en belastning henholdsvis 2,0 t/m<sup>2</sup> og 30,0 t/m<sup>2</sup>. I samråd med N.S.B.s geotekniske kontor er vi kommet til at kulverten bør dimensjoneres for en belastning tilsvarende jordfyllingens vekt for de horisontale flater og jordfyllingens beregnede hviletrykk for de vertikale flater. I tillegg kommer trafikkbelastning fra jernbanespor og veianlegg.



For overslaget er forhåndsdimensjoneringen basert på nevnte belastningsantagelser. Konstruksjonens dimensjoner er antydnet på tegn.nr. 745-41.

Belastningsantagelsen må overveies på nytt i samråd med N.S.B.s geotekniske kontor under detaljprosjekteringen.

#### Delefuger.

På grunn av de store oppfyllinger i området - opp til 17 m eller 30 t/m<sup>2</sup> - vil der bli store setninger. Setningene vil foregå over et lengere tidsrom, og en må regne med at størrelsen av setningene vil komme til å variere langs traseen for kulverten.

Av disse grunner og fordi kulverten må konstrueres som en mest mulig sprekkefri konstruksjon, er det nødvendig å dele opp kulverten med svinn og dilatasjonsfuger i ikke for stor avstand. Fugene må utføres med mulighet for en viss vinkelendring av de vertikale sidene i fugene - tilsvarende vinkelendringer av kulverten som følge av setningsdifferansen. De kan eksempelvis utføres som "muffeskjøter" som overfører skjærkrefter og som samtidig gir mulighet for vanngjennomgang i fugen.

#### Krav til utførelse.

Kulverten kan utføres som en betongkonstruksjon med vanlige kvalitetskrav til utførelsen, idet betongen må proporsjoneres av tilslagsmaterialer som gir størst mulig tetthet for å hindre rustangrep på armeringen, mens en ikke regner det for å være nødvendig å stille ekstraordinære krav til støpearbeidet for å sikre en lekkasjefri kulvert.

Kulvertens bunnplate og vegger må sikres slitesterke overflater. For bunnplatens vedkommende kan slitelaget enten utføres som en påstøp med spesielt slitesterk betong, eller slitebetongen støpes i ett med konstruksjonsbetongen ved at armeringen gis en overdekning min. 10 cm. I vegger gis armeringen en overdekning min. 7 cm.



### Inntak.

Foran inntaket må elveløpet legges om ca. 150 m oppover langs det prosjekterte sporanlegg. Det nye elveløpet formes og steinsettes på samme måte som det omlagte elveløp ved utløpet av kulverten.

Selve inntaket kan formes som en fallkum og må utstyres med rister for å stoppe materiell og større gjenstander foran innløpet.

De to løp må av hensyn til vedlikehold m.m. kunne stenges hver for seg med luker eller bjelkestengsel foran innløpet.

Ristarrangementet er forutsatt utført etter Oslo Vann og Kloakkvesens retningslinjer for elveinntak med dobbelt rist, en horisontal fast rist i høyde med overløpet og en vertikal hengslet som er balansert på en slik måte at den gir etter for et bestemt trykk. Arrangementet er konstruert med tanke på flomsikring om den ene risten skulle tettes igjen. Lukene er i overslaget forutsatt utført som enkle bjelkestengsler.

Kulvertens øvre del må utvides til ca. 10 m bredde, for å få tilstrekkelig kapasitet i riståpningen.

### L. ALTERNATIVE TRASEVALG.

Fra innløpet og nedover er traseen ført utenfor det prosjekterte veianlegg inn til terminalbygningen. Med dette trasevalg kan veianlegget inn til godsterminalen fra vest således legges i skjæring under jernbanesporene, eller det kan bygges i bro over jernbanen. Omkostningene ville kunne reduseres noe ved å flytte traseen ca. 20 m nærmere veianlegget, men da må veien bygges i bro over jernbanen.

Reduksjonen vil neppe overstige

kr. 80.000.-.

Veianlegget må i så fall legges i bro, som ifølge overslagsberegninger vil fordyre veianlegget med

kr. 250.000.-.

Vi har også kalkulert kulverten bygget etter en rett trase mellom pel 91 og pel 34 gjennom den opplagte deponitfylling i dalbunnen. På grunn av større gravningsmasser, men med redusert lengde på kulverten, vil omkostningene for kulverten etter denne trase øke med

ca. kr. 150.000.-.

På liknende måte vil kulverten fordyres med

kr. 40.000.-

om den legges etter en rett trase fra utløpet ved pel 0 til pel 34.

M. ENHETSPRISER OG FORUTSETNINGER FOR OMKOSTNINGSOVERSLAGET.

Grunnarbeider.

Graving for kulvert og ledninger	Kr. 10.- pr. m3.
Gjenfylling og planering av oppgravde masser.	Kr. 5.- " "
Grus tilkjørt.	Kr. 25.- " "
Grus gjenfylt og komprimert.	Kr. 35.- " "
Kultstein for oppfylling under kulvert.	Kr. 40.- " "
Planering av skjæring- og fyllings-skråninger, matjord tilkjørt.	Kr. 20.- " "

For masseberegning av gravningsmasser for kulvert er der regnet med at grøftene graves med en skjæringsskråning 1:1 i tørrskorpelaget og 1:1,5 i dypere lag.



Betongarbeider.

Forskaling.	Kr. 25.- pr. m2.
Tillegg for forskaling i kurver.	Kr. 15.- " "
Tillegg for vouter.	Kr. 25.- pr. m.
Betong.	Kr.180.- pr. m3.
Armering.	Kr.2.000.- pr. m3.
Slitebelegg på bunnplate, påstøp 10 cm som stålglattes, tillegg. (Betongmassen er medregnet i betong- konstruksjonen.)	Kr. 15.- pr. m2.
Slitebelegg på vegger, flekking av sår, grathugges.	Kr. 10.- pr. m2.
Granittforing i fallkummer.	Kr. 50.- pr. m2.
Dilatasjonsfuger.	Kr. 50.- pr. m.

Belastninger.

Jfr. pkt. K.

N. FREMDRIFT.

Med den valgte kulverttrase vil arbeidet med kulverten kunne angripes og drives på flere forskjellige steder samtidig. Arbeidet kan også deles opp i byggetrinn, idet f.eks. øvre eller nedre tredjedel kan bygges ferdig uten at det dermed er teknisk nødvendig umiddelbart å fortsette med resten av strekningen.

Man vil således kunne stå forholdsvis fritt med å lukke elva stykkevis etter hvert som det blir nødvendig av hensyn til fremdriften av de planlagte byggearbeider i området. Det gjelder om byggearbeidene starter fra nord, syd eller midt på området.

Som følge av at arbeidet med kulverten kan drives på flere forskjellige steder samtidig, er det muligheter for å bringe byggetiden nokså langt ned.

Med tradisjonell forskaling antar vi å kunne oppnå en fremdrift av kulverten ca. 2 m pr. dag - med systemforskaling, muligens mere. Arbeidet med tilrigging, provisoriske veier etc. regner vi med vil ta ca. 2 måneder og avsluttende arbeide 1 måned. Byggetid blir under disse forutsetninger:

Et angrepssted:	650 arbeidsdager.
To angrepssteder:	370 arbeidsdager.
Tre angrepssteder:	260 arbeidsdager.

O.S.V.

Man har da en videre forutsatt at arbeidet med ledninger, graving, gjenfylling og planering stort sett kan gå parallelt med selve støpearbeidet for kulvert.



0. OMKOSTNINGSOVERSLAG. - PRISNIVÅ 1.1.1969.

I. TILRIGGING      7%      SUM:      Kr. 550.000.-

II. GRUNNARBEIDE.

1. Skogrydding, prov.veier frem til anlegget      Kr. 100.000.-
2. Graving for kulvert:  
30.000 m3 a kr. 10.-      " 300.000.-
3. Gjenfylling og utplanering av masser:  
30.000 m3 a kr. 5.-      " 150.000.-
4. Oppfylling, komprimert som fundament for kulvert - hvor kulverten ligger over terreng: 1.000 m3 a kr. 30.-      " 30.000.-
5. Omlegging av elveløp ovenfor inntak, steinsatt: 240 m a kr. 500.-      " 120.000.-
6. Spunting, provisorisk omlegging av elveløp på strekningen pel 0 til pel 30.  
Elven på dette parti må tørrlegges ved skiftevis å føre vannet i den ene eller den andre halvdelen av kulverten. Det blir nødvendig med spunting ved pel 6 og på strekning mellom pel 10 til 16. Fra pel 30 til pel 36 må elven omlegges, videre ved pel 56 krysser kulverten elven ved at vannet først føres inn i nord-vestre løp. Ved pel 70 og 72 føres ellevannet provisorisk under kulverten, idet kulverten fundamenteres på tversgående fundamentstriper langs elvekanten. Spunting mellom pel 76 og pel 88, justering av elveløp, elven føres inn i nord-vestre løp mens syd-østre løp bygges mellom pel 76 og 88.

Overføres:      Kr. 700.000.-

Overført:

Kr. 700.000.-

Ved pel 100 og 108 krysser kulverten under elvebunnen. Det blir her nødvendig å bygge provisoriske kummer for å lede vannet inn i kulvertens ene halvpart, mens den andre bygges.

Spunting, provisorisk omlegging eller justering av elveløp i byggetiden, ekstra betongarbeider i forbindelse med elvekryssinger, pumping og andre vannulemper i byggegruben.

" 120.000.-

7. Fjellsprengning.

" 50.000.-

8. Ekstra graving og oppfylling ved inntak.

" 10.000.-

9. Gjenfylling rundt kulvert med grus ca. 1120 m med 60 cm grus langs vegger, 20 cm under bunnplate.

8.000 m<sup>3</sup> a kr. 35.-

" 280.000.-

10. Bekkelukking V 800 mm

Grøfter dybde 3,0 m: 25 m

" " 4,0 " 45 "

" " 10,0 " 25 "

" 40.000.-

11. Bekkelukking - Oppkomme.

Grøfter dybde:

fra 1,0 m til 5,5 m ialt 20 lm

" 4.000.-

12. Bekkelukking IV - 1000 mm.

Oppfylling og komprimert ca. 60 m<sup>3</sup>.

" 5.000.-

13. Omlegging av 15" kloakk.

Graving ca. 45 m, dybde

fra 1 m til 2 m

" 3.000.-

Oppfylling og komprimering

" 3.000.-

Overføres:

Kr. 1.115.000.-



Overført:

Kr. 1.115.000.-

14. Omlegging av 21" spillvann.

Graving ca. 32 m, dybde  
fra 6,5 m til 6,0 m.

" 10.000.-

15. Bekkelukking III.

Graving ca. 13 m, dybde  
fra 1 m til 2 m.  
Oppfylling og komprimering.

" 3.000.-

16. Bekkelukking II.

Graving ca. 25 m, dybde  
fra 1 m til 2 m.  
Oppfylling og komprimering.

" 2.000.-

17. Spillvannsledning 130 mm som omlegges  
fra kum D til kum A.

Kum D til pel 90 + 10:

Graving ca. 220 m, dybde fra 2 m til  
4 m under prosjektert planum. Her er  
ikke medregnet masser over kote 101  
til kote 102, idet disse masser tas  
med i overslaget for planering.

" 20.000.-

Pel 90 + 10 til pel 40:

Komprimert oppfylling med grusmasser ved  
siden av kulvert, grusmasser delvis med-  
regnet i post 7.  
Ialt 510 m.

" 30.000.-

Pel 20 til pel 40:

Kloakken ligger på taket over kulverten.  
Ekstra arbeide ved overgangen.

" 5.000.-

Pel 20 til kum A:

Graving ca. 10 m, dybde 0 til 2 m.  
Oppfylling og komprimering som  
fundament for ledningen.

" 15.000.-

Sum grunnarbeide: Kr. 1.200.000.-  
=====

III. BETONGARBEIDE, RØRLEGGING, KUMMER.

1.	Magerbetong under bunnplate:		
	8.000 m2 a kr. 12,50	Kr.	100.000.-
2.	Inntaksdam:		
	Betongkonstruksjoner	"	100.000.-
	Rister	"	40.000.-
	Luker	"	12.000.-
	Granittforing	"	24.000.-
3.	Fallkummer på kulvert:		
	Ekstra betongarbeide og granittforinger: 4 stk. a kr. 35.000.-	"	140.000.-
4.	Tunneltverrsnitt 2 stk. 3 m x 3 m, fall 1:150, fuger for hver 20 m.		
	Overfylling inntil 2 m:450 m a kr.3160	"	1.430.000.-
	" " 4 " :250 " " " 3560	"	900.000.-
	" " 6 " :230 " " " 3960	"	910.000.-
	" " 8 " :100 " " " 4360	"	440.000.-
	" " 10 " : 40 " " " 4760	"	190.000.-
	" " 12 " : 50 " " " 5360	"	270.000.-
5.	Ekstra forskalingsarbeide i kurver og knekkpunkter.	"	100.000.-
6.	<u>Bekkelukking IV</u> 1000 mm Ø 20 m halv omstøp.	"	12.000.-
7.	<u>Avløp fra oppkomme</u> 250 mm Ø 20 m, halv omstøp.	"	4.000.-
8.	<u>Bekkelukking III</u> 700 mm Ø 48 m, hel omstøp.	"	28.000.-
9.	<u>Bekkelukking II</u> 1200 mm Ø 32 m, hel omstøp.	"	30.000.-
	Overføres:	Kr.	730.000.-



Overført:		Kr.	730.000.-
10.	<u>Bekkelukking V 800 mm Ø</u> 82 m, hel omstøp.	"	54.000.-
11.	<u>Fallkummer på overvannsledninger.</u> 2 stk. 2 trinns a kr. 40.000.-	"	80.000.-
12.	<u>Innløpskummer for overvann og drensvann.</u> 8 stk. a kr. 12.500.-	"	200.000.-
13.	<u>Vanlige kummer på overvannsledning.</u> 5 stk. a kr. 2.000.-	"	10.000.-
14.	<u>Omlegging og forlengelse av 15"</u> spillvannsledning fra kum C. Ny 400 mm Ø 114 m, hel omstøp.	"	40.000.-
15.	<u>Omlegging av 21" spillvannsledning</u> fra kum B. Ny 600 mm Ø 25 m, hel omstøp.	"	14.000.-
16.	<u>Omlegging av 130 cm spillvannsledning</u> fra kum A til kum D. Ny 1400 mm: 500 m, halv omstøp. 220 ", hel omstøp.	" " "	44.000.- 23.000.-
	Ny 1600 mm: 270 m, hel omstøp.	"	45.000.-
17.	<u>Fallkummer på spillvannsledningen.</u> På 1400 mm ledning: 4 stk. 1 trinns a kr. 25.000.-	"	100.000.-
	På 600 mm ledning: 1 stk. 2 trinns a kr. 20.000.-	"	20.000.-
Overføres:		Kr.	5.360.000.-

Overført: Kr. 5.360.000.-

18. Innløpskummer for spillvannsledning.

På 1400 mm ledning:

2 stk. a kr. 5.000.- " 10.000.-

19. Vanlige kummer på spillvannsledning.

7 stk. a kr. 4.300.- " 30.000.-

Sum betongarbeider: Kr. 5.400.000.-

=====

SAMMENDRAG

I Tilrigging Kr. 550.000.-

II Grunnarbeide " 1.200.000.-

III Betongarbeide, rør, kummer " 5.400.000.-

Kr. 7.150.000.-

13.64% omsetningsavgift " 95.000.-

Sum anleggsarbeide: Kr. 7.978.000.-

=====

Utgifter til planlegging og byggherrens administrasjon  
er ikke medregnet.

Oslo, den 7. mai 1969.  
Sivilingeniør R. Brysletto A/S

*R. Brysletto*



Bgk  
Oslo, 11.3.1971.

3675-2

LUKKING AV ALNA VED ALNABRU  
OSLO - EIDSVOLL KM CA 7,5

Gk. 3675, 1-5.

#### Byggeprosjekt.

Plankontoret for Oslo Sentralstasjon planlegger en større godsterminal på Alnabru. For å kunne utnytte arealene til de anlegg som er under planlegging vil det bli nødvendig å lukke Alna i kulvert for deretter å foreta oppfylling i dalføret og planering for de forskjellige anlegg.

Alna er foreslått lukket på en strekning av 1100 m, fra et punkt beliggende nedenfor de prosjekterte atkomstveger fra vest inn til godsterminalen og til et punkt ca 200 m syd for nedre Kalbakkvei. Det har tidligere vært undersøkt 5 alternative traséer for kulverten. Traséen langs elveleiet i bunnen av dalføret er imidlertid den gunstigste økonomisk sett. Foreliggende geotekniske rapport omtaler grunnforhold og fundamenteringsforhold for dette alternativ.

Prosjektet er bearbeidet av sivilingeniør R. Brusletto A/S. Det foreligger et forprosjekt med et omkostningsoverslag som vil bli videre bearbeidet og revidert i samsvar med konkurranse i denne rapport.

Kulverten forutsettes bygget med to løp, hvert med 9 m<sup>2</sup> tverrsnitt. Kulverten legges med fall 1:150. Det anordnes i alt 5 stk. fallkummer. Det er 3 større og 1 mindre overvannsledning som har sitt utløp i Alna på denne strekningen. Alle bekkelukkinger og overvannsledninger er forutsatt ført inn på kulverten i spesielle kummer. Det er 3 større kloakkledninger som berøres av kulverten og oppfyllingsarbeidene. Disse kloakkledninger må til dels legges om enten ved siden av eller over taket av kulverten.



Beliggenheten av den prosjekterte kulvert fremgår av situasjonsplan på vedlagte tegning nr. 1. Lengdeprofil av kulverten fremgår av tegning nr. 2.

#### T o p o g r a f i s k e   f o r h o l d .

Alna har gjennom tidene skiftet løp, og dens utgravinger har forårsaket større og mindre ras i leirskråningene på begge sider, og har sammen med de mange eroderende sidebekker, bidratt til å forme et kupert og gjennomskåret terreng. Terrenget er brattest på vestsiden av elva hvor denne på sine steder ligger helt inntil den bratte jordskråning. På vestre side av Alna, i områdets midtre og sørlige del er det påtruffet fjell i dagen, og det er sannsynligvis dette forhold som er årsak til at Alna har hatt et forholdsvis trygt løp såvidt langt inn mot vestre dalside. På østsiden av elva er det et relativt flatt område i en bredde av 50-100 m, hvorefter terrenget stiger bratt opp til et platå ca 15 m over Alnas nivå. På vestsiden av elva er det et tilsvarende nivå i noe større høyde, hvor Alnabru sentralskiftestasjon nå er bygget.

Ved øvre del av kulvertprosjektet skjærer Alna gjennom den såkalte Alfasetmorenen.

Et godsspor, det såkalte Vollasporet har i sin tid krysset Alna omtrent midtveis på den prosjekterte kulvert. Den gamle fylling for dette sporet er i dag fremdeles tydelig, spesielt på vestsiden av elva. Brua er forlengst fjernet, men det går i dag en 21" kloakkledning i bru over Alna på samme sted. Elva har en karakteristisk sidebuktning ved det gamle brustedet, og det er trolig at denne slyngen kan skyldes ras oppstått under utfylling av masser for Vollasporet.

#### G r u n n u n d e r s ø k e l s e r .

Det er på forskjellige tidspunkt utført grunnundersøkelser i området (kfr. Gk. 2671, 2788 og 3308). De første boringer ble utført i august 1960, de siste i <sup>1972</sup> mai 1970.

På situasjonsplanen, vedlagte tegning nr. 1 er angitt beliggenheten av de fleste borhull. På lengdeprofil, tegning nr. 2, er



inntegnet resultatene av de grunnundersøkelser som har særlig interesse for kulverten. Dessuten er medtatt 3 prøveserier, av spesiell interesse for prøvebelastning i forbindelse med prognose for kulvertens setninger. Disse prøver er opptegnet på blad 3.

Borhullene er gitt fortløpende nummerering uansett boringsmetode. Det har vært utført dreiesonderinger, slagboringer, vingeboringer og prøveserier. I enkelte tilfeller hvor 2 forskjellige boremetoder er brukt like i nærheten av hverandre har 2 boringer fått samme nummer.

Det er alminnelig erfaring i Alnas dalføre, som i mange andre tilfeller, at man har de dårligste grunnforhold i bunnen av dalen.

Nedenfor pel 80 består grunnen hovedsakelig av leire med enkelte lag av kvabb, sand og grus og enkelte spredte stein. Ovenfor pel 80 ligger kulverten i morenemateriale.

Da grunnforholdene varierer sterkt langs kulverttraséen, er det nødvendig å beskrive forholdene i detalj:

Fra pel 0 til pel 10 består grunnen av et øvre lag fast tørrskorpeleire av ca 1 m tykkelse. Herunder er det grus og stein i ca 2 m tykkelse. Herunder er det kvikkleire med kvabb og sandlag. Fra ca 10 m dybde går kvikkleiren over i en noe mindre sensitiv og fastere leire. Leirens udrenerte skjærfasthet er lavest i ca 8 m dybde, hvor fastheten er noe over 2,0 t/m<sup>2</sup>. Herunder stiger fastheten til noe over 3,0 t/m<sup>2</sup> i 15 m dybde. De ovennevnte skjærfastheter refererer seg til laboratorieprøvene. Fastheten med vingebor er noe høyere og meget variabel, antakelig p.g.a. de mange fine kvabb- og sandlag.

Mellom pel 10 og 20 er det på samme måte et 1 m tykt tørrskorpelag, hvorunder det er stein og grus i 1,5 m tykkelse. Herunder er det tildels ganske tykke kvabblag i lagdeling med leire, som fra 5 m dybde går over i mere ren leire med tynne kvabb- og sandlag. Leiren er her ikke utpreget kvikkleire, men må dog karakteriseres som kvikkaktig og har stor sensitivitet. Det er utført sonderboringer ned til 20 m dybde uten å påtreffe fjell. Man kom imidlertid i denne dybden ned i fastere lag og det er sannsynlig at leirlagets mektighet i dette området derfor er ca 20 m. Leirens skjærfasthet



ligger også her mellom 2,0 og 3,0 t/m<sup>2</sup>, men de laveste fasthetsverdier er funnet noe høyere opp. Det gjelder her de samme forhold som tidligere nevnt, at vinge boringene gir høyere skjærfastheter.

Fra pel 20 er det sannsynlig at fjellet begynner å stige, og ved pel 30 har boringene stoppet i 6 m dybde. Det er imidlertid her ikke fjellappell, men fast steinlag. Ved pel 27 er det utført en prøvetaking ned til 9 m dybde, som viser at grunnen her også består av et fast tørrskorpelag, her dog bare 70 cm tykt, herunder er steinlaget bare 1 m, hvorefter man kommer over i leire med kvabblag. Leiren begynner her å bli meget variabel i fasthet og sensitivitet. Skjærfastheten er i laboratoriet målt til verdier mellom 1,5 og 5,0 t/m<sup>2</sup>.

Mellom pel 30 og 40 er det oppstikkende fjell. Fjell i dagen er påvist mellom pel 31 og 33, hvorefter fjellet faller igjen ned til 8 m dybde ved pel 36. Grunnen består her igjen av et tørrskorpelag på ca 1 m med et underliggende steinet gruslag på noe under 1 m tykkelse. Herunder er det kvabb og leire, men ikke lenger kvikkleire. Leiren er heller ikke særlig sensitiv og skjærfasthet er målt til 4,5 t/m<sup>2</sup>.

Mellom pel 40 og 50 ligger fjellet noenlunde konstant på kote 73 (ca 12 m under naturlig terreng). Det er her ikke tatt prøver av grunnen, men vinge boringene tyder på omtrent de samme forhold som tidligere beskrevet: leire med vekslende lag av kvabb og sand. Kulverten passerer her fyllingen for Vollasporet, og under fyllmassene må man regne med at leiren er ganske godt konsolidert. Det er ikke tatt prøver av fyllmassene, men det er neppe tvil om at massene er tatt fra nærmeste skjæring og derfor består av kvabbholdig leire, muligens med noe innhold av sand og stein.

Fra pel 50 til 60 stiger fjellet fra 13 m til 10 m dybde under terreng. Tørrskorpelagets tykkelse er ca 1 m og det underliggende stein- og gruslag av vel 1 m tykkelse. Kvabbinnholdet i grunnen øker nå og man kan regne med at det er nærmest ren kvabb ned til vel 6 m dybde hvor vi kommer over i et 3 m tykt leirlag og så igjen kvabb. Fastheten er nå begynt å bli betydelig større. Laboratorieverdien ligger stort sett over 4 t/m<sup>2</sup>. Noe før vi



kommer til pel 60 avtar tørrskorpelagets tykkelse og steinlaget øker i mektighet. Prøveserien ved pel 59 viser således et steinlag på 2 m tykkelse. Herunder er kvabblag på bare 1 m. Videre er det et leirlag på 3 m tykkelse, så igjen et 1 m kvabblag og på nytt leire. Fastheten er som før nevnt, men vi har dog et par laboratorieverdier med så lav skjærfasthet som 3,0 t/m<sup>2</sup>. Det er imidlertid karakteristisk at ettersom man nå nærmer seg morenen blir det sterkere innslag av friksjonsmateriale i leiravsetningen.

Fra pel 60 begynner dette forhold å gjøre seg enda sterkere gjeldende og det er forbundet med vanskeligheter å utføre prøvetaking. Det er ikke foretatt hverken prøvetaking eller vinge-boring mellom pel 60 og 70, men dreieboringene indikerer sterkt vekslende lagdeling med til dels stort innhold av stein og grus. Boringene har gitt fjellappell i ca 10 m dybde.

Forholdene er de samme fra pel 70 til 80. Det har lyktes å ta en prøveserie ved pel 77, og denne bekrefter de omtalte forhold sterkt vekslende lagdeling, øverst tørrskorpeleire, herunder steinlag, leirlag, nytt steinlag osv.

Ved pel 80 må vi anta å være kommet inn i morenen. Det er utført ramsondering ved pel 82 som viser stor rammemotstand og jevnt tiltakende fasthet mot dypet.

#### S t a b i l i t e t s f o r h o l d.

De store oppfyllinger representerer belastninger på 25-30 t/m<sup>2</sup>. Dette er langt over bruddgrensen for leiren hvis skjærspenningene får anledning til å utvikle seg. Det er derfor meget viktig at utfyllingsarbeidene utføres flovis i full bredde fra den ene dal-side til den annen, slik at det ikke på noe sted oppstår en høy fyllingstipp. Fyllingslagenes høyde skal ikke noe sted være mere enn 4 m. Det er da regnet med en viss sikkerhetsmargin for lokale svakhetssoner innen fyllingspartiet. Fyllingens totale høyde over naturlig terreng blir maksimalt 15 m mellom pel 19 og 32. Ved avslutningen av fyllingspartiet mot nedre ende av kulverten må det foretas en avtrapping av hensyn til stabiliteten. Over de nederste 20 m av kulverten skal oppfyllingshøyden ikke være mere enn 6 m over naturlig terreng. Dette blir da en kontrafylling for de ovenforliggende masser, og nivå for denne kontrafylling



kan settes til kote 88. På samme måte skal det nedenfor det høye fyllingsparti ved pel 19 ligge en 20 m bred kontrafylling på et nivå som ligger 6 m under planum før det jernbanespor som krysser kulverten ved pel 19. Den flovise utfylling kan da foregå på følgende måte:

1. flo. Oppfylling til kote 88 fra kulvertende og oppover inntil naturlig terreng ligger i denne høyde. Fyllingen utføres til dette nivå i full bredde fra den ene dalside til den annen.

2. flo. Denne oppfylling foregår til kote 90 fra et punkt ca. 20 m ovenfor kulvertende og så langt opp som terrenget ligger over denne høyde. Det skal for denne flo på samme måte foretas utfylling i full bredde fra den ene dalside til den annen.

3. flo. blir til kote 93 fra ytterkant av den øvre kontrafylling ved ca. pel 15, og så langt opp som terrenget ligger i denne høyde. Det skal på samme måte fylles i full bredde. Det skal bemerkes at det av hensyn til stabiliteten må foretas oppfylling til denne høyde også på partiet mellom pel 33 og 55.

4. flo. Denne foretas opp til kote 97.

5. flo. Det fylles opp til full planumshøyde. Stabilitetsforholdene ved pel 33 og 53 er såvidt gode at det ikke er noen fare for grunnbrudd selv om skråningene her ikke sikres ved kontrafyllinger. Først på dette stadium tillates oppfylling til full høyde for veg på kote 91 mellom pel 5 og 7. Når det gjelder oppfyllingen over selve kulverten, vises til side 11.

#### S e t n i n g e r.

På grunnlag av ødometerforsøk har det tidligere vært utført en setningsprognose som konkluderte med setninger opp til 50 cm (Rapport datert 23.6.67, Alnabru godsterminal). Nyere tids tekniske forskning har imidlertid vist at man i visse tilfeller ikke kan stole på ødometerforsøk. Erfaringene fra Alnabru sentralskifte-stasjon tyder på at setningene ikke ville bli så store som det her var antydnet. Det ble derfor besluttet å foreta en prøvebelastning av grunnen i nærheten av kulverten. Det ble valgt et representativt område ved pel 32 - 60 m til høyre. Prøvefeltet



er beliggende mellom borhullene 20 og 21. Laboratoriedata fra disse prøveserier er angitt på tegning nr. 3. Seismiske målinger utført for Alnabru stykkgodsterminal ved sivilingeniør O. Kjølseth indikerer dybde til fjell på ca 17 m. under prøvefeltet. Resultatet av prøvebelastningen er vist på tegning nr. 4.

Setningskurven viser at konsolideringen foregår meget hurtig, antakelig på grunn av de mange sandlag i leiravsetningen. Poretrykket faller hurtig og i takt med setningene. Det er dog etter 5 måneders belastningstid fremdeles et visst poreovertrykk i grunnen. Det var imidlertid allerede før belastningen ble utlagt konstatert noenlunde tilsvarende stort poreovertrykk. Piezometrene var imidlertid nedsatt så kort tid før prøvebelastningen ble utlagt at man ikke helt kan stole på at det var inntrådt hydraulisk likevekt i piezometeret. Helt eksakt kan man derfor ikke si hvor stort poretrykket opprinnelig har vært.

Setningene for hvert belastningstrinn etter 1 døgns varighet er opptegnet i semilogaritmisk skala på tegning nr. 4. Av stabilitetsmessige grunner kunne man ikke legge ut mere enn 7 m høy fylling. Setningene for større belastning må derfor supponeres ved hjelp av belastningskurven.

På grunnlag av setningskurve og belastningskurve er opptegnet et diagram hvor konsolideringssetningen er fremstillet som en funksjon av belastningsintensiteten ved varierende dybder til fjell.

Det fremgår herav at setningene blir betydelig mindre enn beregnet etter ødometerforsøk og dessuten foregår setningene meget hurtigere. Nå vil riktignok setningsforløpet bli noe annerledes ved oppfylling over en hel flate enn ved en begrenset prøvefylling. I stedet for trykkfordeling som angitt på tegning nr. 4 (Bousinesque) vil man få en rektangulær trykkfordeling. Allikevel er det grunn til å tro at den vesentlige del av setningene er avsluttet i løpet av under 1 år.

På grunnlag av belastningsforsøkene kan det opprettes en tabell over forventede setninger. Det er i tabellen foretatt en justering for det forhold at en belastning over hele dalsenkningen blir ugunstigere enn den begrensede prøvefylling.



<u>Pel nr.</u>	<u>Setning av kulvert</u>	
0 - 5	Økende fra 10-20 cm.	Dybde fjell mt. 2,5 m   kote 90
5 - 15	20 cm	90 - 13 - 99
15 - 20	Økende fra 20-30 cm.	~ 99
20 - 25	avtakende fra 30-15 cm	~ 70
25 - 30	15 cm	
30 - 32	avtakende fra 15-0 cm	
32 - 35	0 cm	
35 - 40	Økende fra 0-10 cm	12 m
40 - 43	avtakende fra 10-0 cm	15 m
43 - 45	0 cm	
45 - 48	Økende fra 0-10 cm	13 - 17
48 - 50	10 cm	
50 - 55	5 cm	
55 - 60	Økende fra 5-10 cm	
60 - 70	10 cm	
Fra 70	avtakende til 0 gjennom morenen.	

Det henvises til tegning nr. 5. Tabellen er utarbeidet under forutsetning av at det fylles til kote 93 mellom pel 33 og 55. Hvis det senere blir fylt opp til ca kote 100 på dette parti vil man få 5-10 cm tilleggssetninger. Det er ved beregningene ikke tatt hensyn til det forhold at kulverten er lettere enn det jordvolum som den erstatter. Dette antas imidlertid ikke å ha særlig stor betydning da fyllingens bredde på begge sider av kulverten er betydelig større enn selve kulverten, slik at denne blir trukket med i fyllingens setninger. I tilfelle dette skulle ha noen betydning vil det gå i retning av at setningene blir mindre enn de som her er angitt.

De særlige problematiske punkter er hvor kulverten blir liggende direkte på fjell, ved pel 33 og på den gamle Vollafyllingen ved pel 44. Det vil på disse punkter ikke bli setninger, og det må derfor anordnes fuger i kulverten for å unngå oppsprekning p.g.a. setningsdifferansene. Selve kulvertens vekt er for liten til at man vil få noen nevneverdige setninger og det er først når vekten av fyllmassene kommer på at setningene vil oppstå. På grunn av den av stabilitetsmessige grunner forutsatte flofylling vil det ikke være mulig å bygge og fylle opp over kulverten seksjonsvis for derved å utjevne setningene. Hele kulverten må være ferdigbygget før det i nevneverdig grad kan utføres fyllingsarbeider.



Setningene forutsettes kontrollert ved tilgjengelige nivellements-bolter.

#### G r a v e a r b e i d e r.

Det blir dype utgravinger på 2 steder, nemlig ved pel 44 hvor kulverten krysser fyllingen for det gamle Vollasporet og mellom pel 85 og 110 hvor man vil grave seg gjennom moreneryggen.

For skjæringen ved pel 44 kan det gjøres en enkel beregning på grunnlag av Bygg, 3. opplag 174:62.

$$\text{Sikkerhetskoeffisienten } F = N_c \frac{s_u}{\gamma \cdot h}$$

For dyptgående glideflate ved skjæringsskråning 1:2 blir  $N_c = 5,6$ .  
Romvekten er ganske høy for leiren og kan settes til gjennomsnitt  
 $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^2$ .

Med 8 m gravedybde og  $s_u = 4 \text{ t/m}^2$  blir

$$F = 5,6 \frac{4}{2 \cdot 8} = 1,4.$$

Antas glidning i et bløtere lag i 8 m dybde under kulverten, med  $s_u = 3 \text{ t/m}^2$  blir  $N_c = 5,8$ .

$$\text{Sikkerhetskoeffisienten blir da } F = 5,8 \frac{3}{2 \cdot 8} = 1,1.$$

Så lav skjærfasthet er det lite sannsynlig vi behøver å regne med, men geoteknisk kontor vil vurdere stabilitetsforholdene i dette området nærmere. Det kan eventuelt bli påkrevet å foreta avlastning i større bredde enn tilsvarende skråninger 1:2.

Graving i morenematerialet mellom pel 85 og 110 vil være avhengig av grunnvannstanden og vanntilførsel. Det forutsettes gravet slik at man til enhver tid har tilstrekkelig godt uttrekk for vannet slik at det ikke bygger seg opp noe poretrykk foran gravestuffen. Det skulle da være mulighet for å grave med relativt bratte skråninger, men man bør ved masseberegningen basere seg på dosering ikke brattere enn 1:1,5.



## F u n d a m e n t e r i n g   a v   k u l v e r t e n .

Hvis man kan regne med at det til enhver tid vil gå vann i kulverten også om vinteren, vil det ikke være påkrevet med noe frostfundament. Man kan imidlertid ikke se helt bort fra den mulighet at vanntilførselen stopper og at det kan fryse innenfra og gjennom fundamentplaten. Vi har erfaring fra våre jernbane-tunneler at det kan fryse vel 500 m inn i tunnelen fra åpningen, men dette er med større tverrsnitt og med bedre utlufting av tunnelen enn man vil få i en kulvert som dette. Det må bli en skjønnsmessig vurdering hvor langt inn i kulverten fra hver ende vi må ta hensyn til frost. Det regnes her med at man skulle være sikker i en avstand på 200 m fra åpningen.

Behovet for frostfundament er også avhengig av hvorvidt jordarten er telefarlig. Det er tildels grus og stein under fundamentunderkant, men man kan ikke stole på at det vil være tilfelle over alt. Det forutsettes derfor regnet med et frostfundament på de ytterste 200 m av kulverten i hver ende.

Det foreslås benyttet utrangerte sviller som frostfundament. Dette er kreosotimpregnert materiale som jernbanen har benyttet i mange år som frostfundament i linjen og har meget god erfaring med hensyn til varigheten. Det foreslås da følgende masseutskifting under fundamentunderkant:

Fra 1 m utenfor enden av kulvert til 10 m inn på kulverten legges frostfundament av 3 lag sviller.

Fra 10 m - 100 m fra hver ende legges 2 lag sviller.

Fra 100 m - 200 m legges 1 lag sviller.

Lenger inn i kulverten anses det ikke nødvendig å isolere mot frost, og kulverten kan derfor her fundamenteres direkte på leire, men av praktiske grunner antar vi ~~det~~ vil være ønskelig å legge ut et ~~15 cm~~ magerbetonglag for montering av forskaling og armeringer.

Svillelaget kan sløyfes hvis man etter utgraving av byggegropen har konstatert at det ikke er telefarlige masser i tilstrekkelig dybde under fundamentunderkant. Kontroll av massene må i tilfelle utføres av geoteknisk sakkyndig.



Der hvor fundamentunderkant blir beliggende høyere enn naturlig terreng skal kulverten fundamenteres på komprimert grusfylling. Først må imidlertid matjordlaget fjernes og grusfundamentet bygges opp lagvis i lag på maksimum 50 cm tykkelse. Lagene komprimeres med Vibrovalse eller Vibroslede. *Samme krav gjelder også for all fylling under prosjektert spillvannskulvert.*  
Oppfylling over kulvert.

Det skal fylles med grus 40 cm over og minst 40 cm på sidene av kulverten. På sidene må legges opp støttefylling av jord utenom grusfilteret på en slik måte at det om vinteren til enhver tid er sikker dekning mot frost. Støping på telet jord vil ikke bli tillatt.

Som grunnlag for dimensjonering av kulverten, benyttes Statens Vegvesens "Beregningsforutsetninger for betongkulverter".

Kulverten må over alt dimensjoneres for de uheldigste belastningskombinasjoner, med min. eller maks. jordtrykk.

*Mer om  
fyllings-  
stab.  
Fyllingsarbeid*

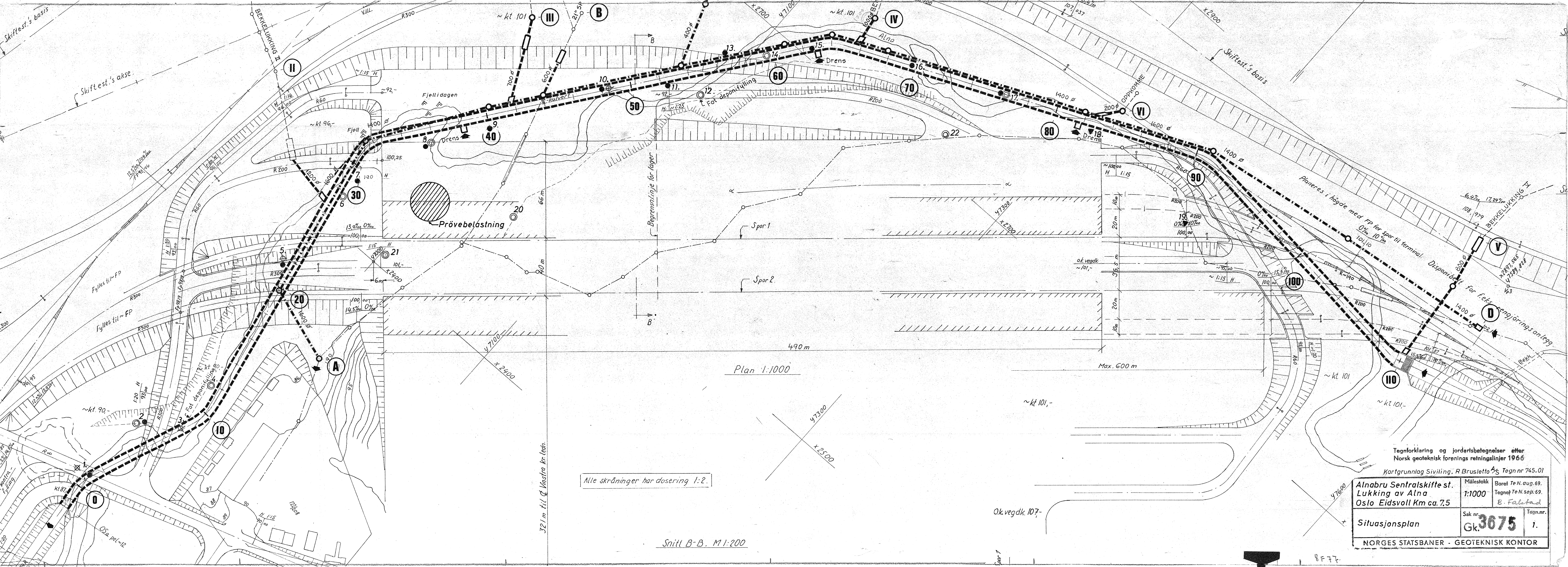
Uten at spesielle hensyn tas under oppfyllingen, er det sannsynlig at kulverten vil pådra seg tilleggskrefter utover det nominelle overlagingstrykk, p.g.a. de setningsdifferanser som vil oppstå mellom kulvert og tilstøtende fylling. For til enhver tid å holde kontroll med hvordan trykket bygger seg opp under fyllingen, foreslås montert trykkdåser på kulverten. Den forventede tilleggsbelastning kan unngås hvis man i første omgang, i kulvertens bredde og rett over denne, unnlater å legge ut den øverste flo (4 m), mens fyllingen for øvrig føres til topp. Fyllingen må deretter få anledning til å sette seg en viss tid, anslagsvis 3-4 måneder, før resterende fylling over kulverten kan utlegges.

Geoteknisk kontor vil forestå monteringen av trykkdåsene og foreta de nødvendige målinger. Det vil under fyllingsarbeidene og etter vurdering av måleresultatene, bli tatt standpunkt til om den ovenfor nevnte fremgangsmåte skal følges. *Jordtrykk cellene*  
*fyllt ut.*

*H. Hertmark*

B. Falstad





Plan 1:1000

Snitt B-B. M 1:200

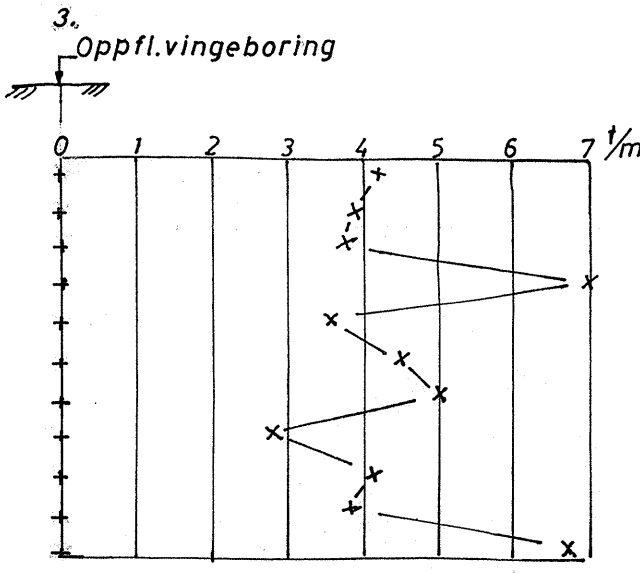
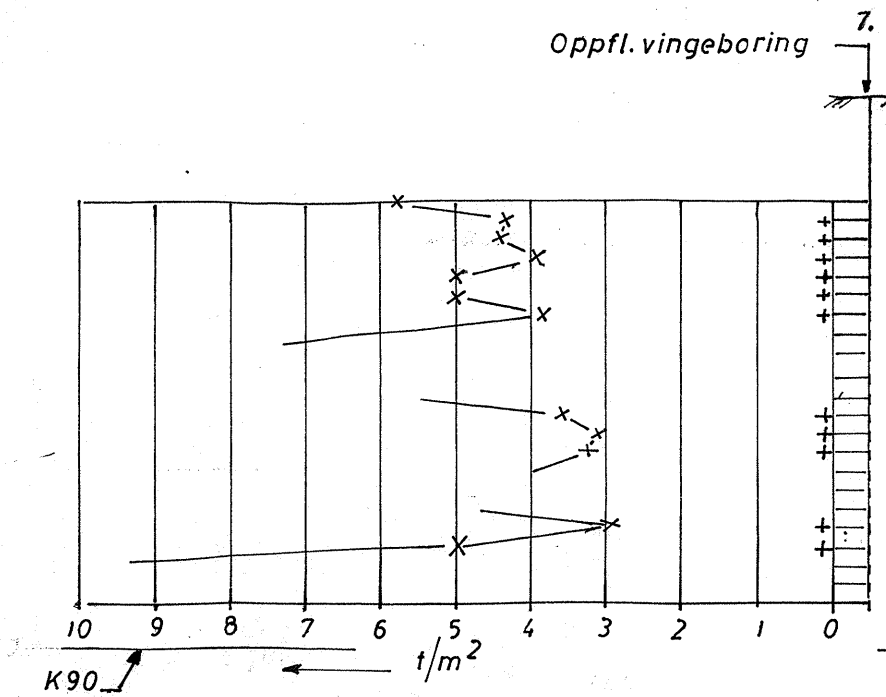
Alle skråninger har dosering 1:2.

Tegnforklaring og jordartsbetegnelser etter  
Norsk geoteknisk forenings retningslinjer 1966

Kartgrunnlag Siviling, R Brustetto A5 Tegn nr 745.01

Alnabru Sentralskifte st. Lukking av Alna Oslo Eidsvoll Km ca. 7.5	Målestokk 1:1000	Boret Te N. aug. 69. Tegnet Te N. sep. 69. B. Falstad
Situasjonsplan	Sek nr Gk. 3675	Tegn. nr. 1.
NORGES STATSBANER - GEOTEKNISK KONTOR		

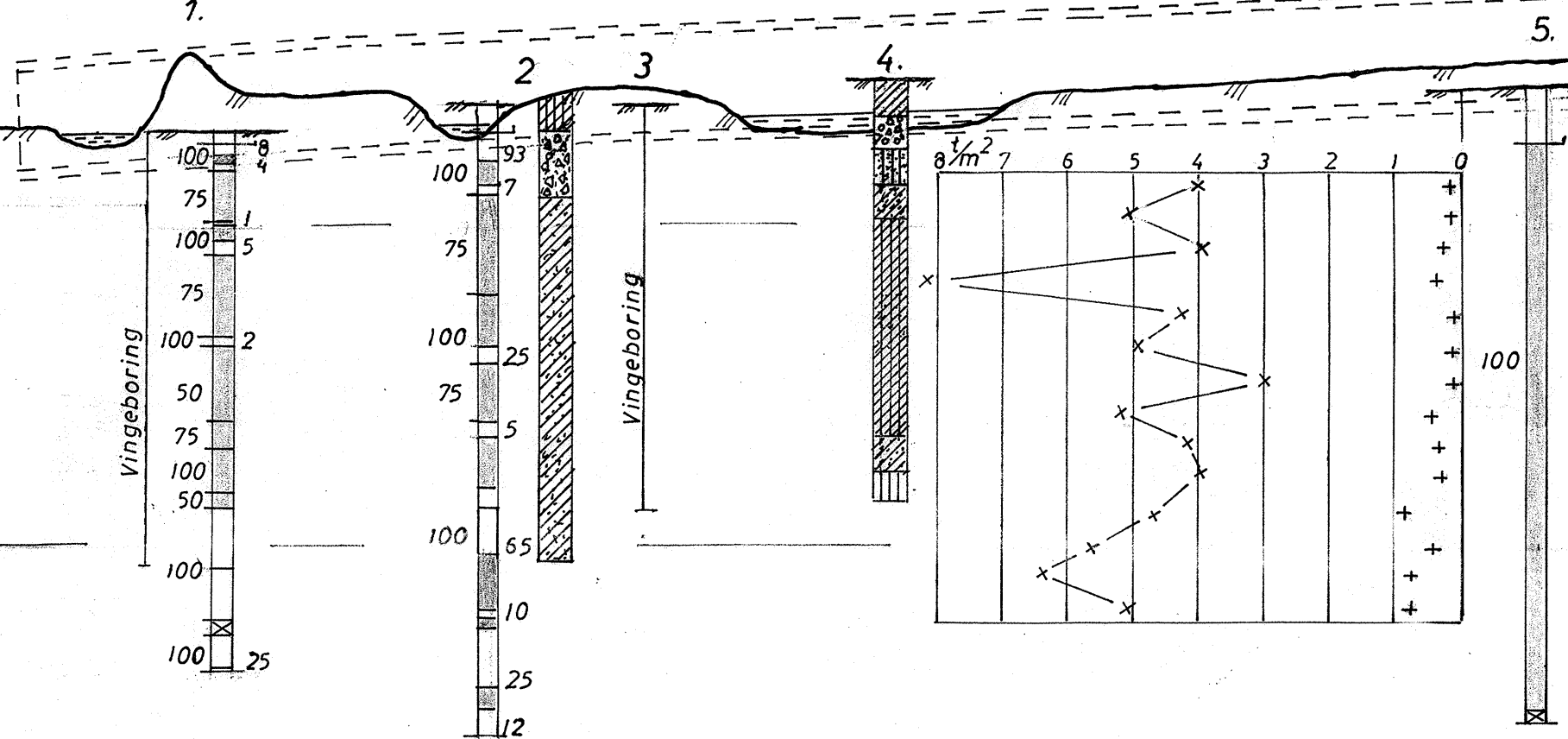
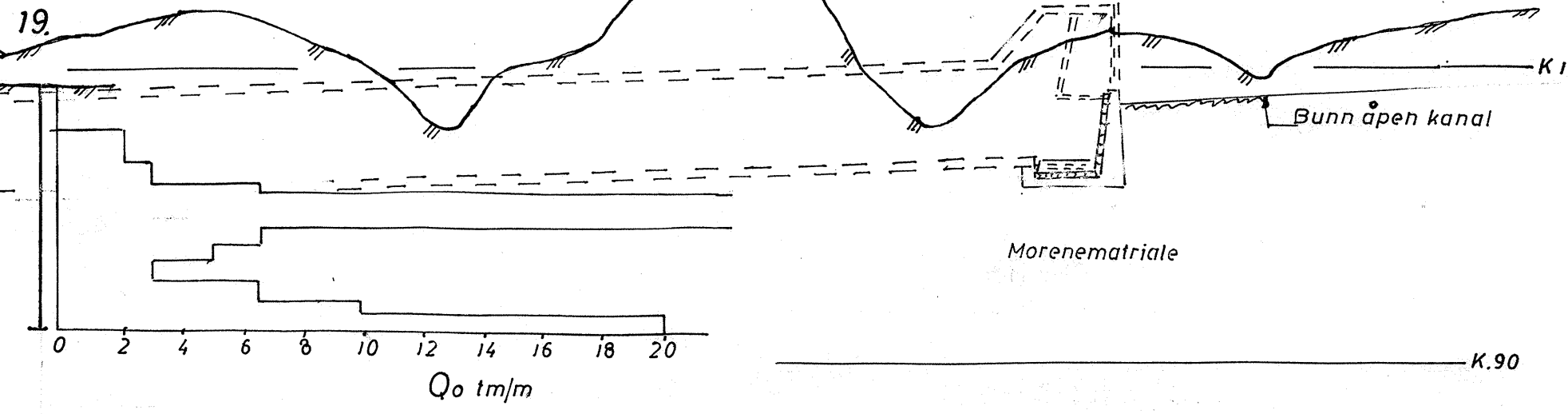
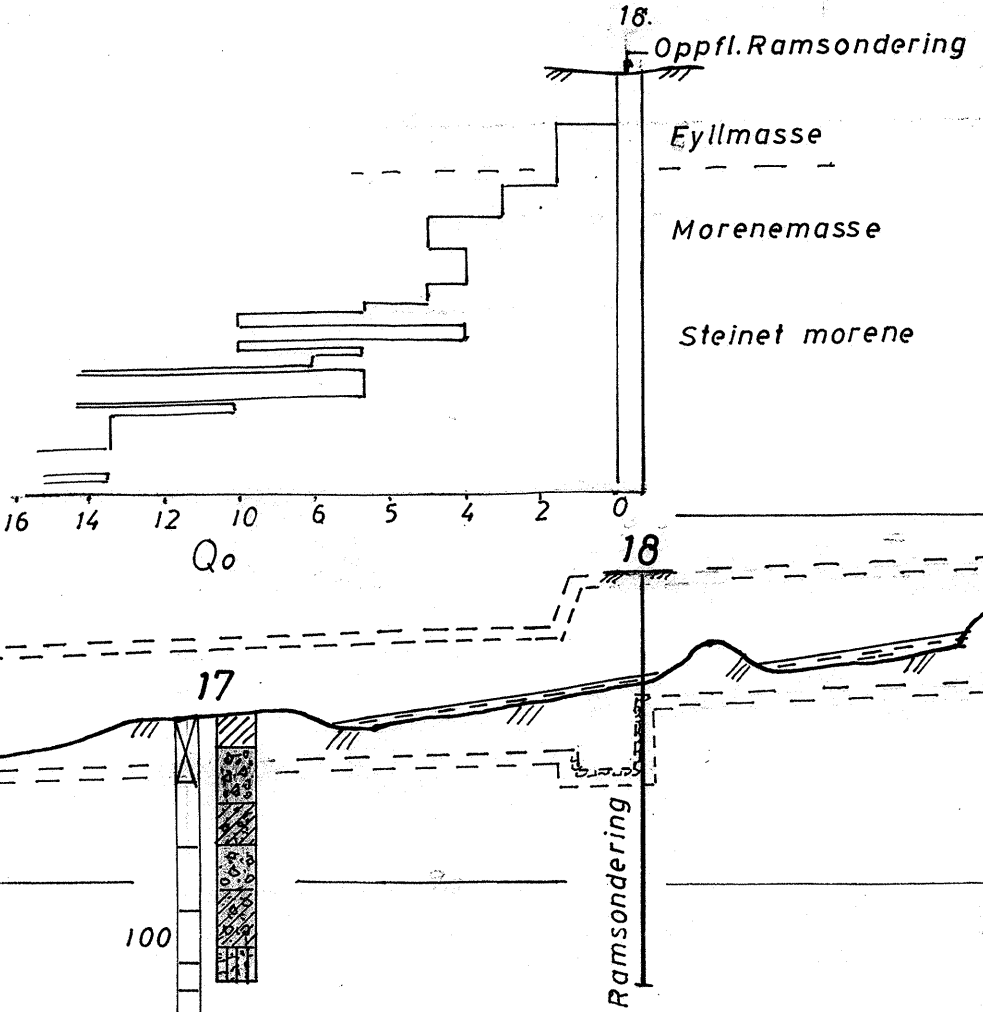
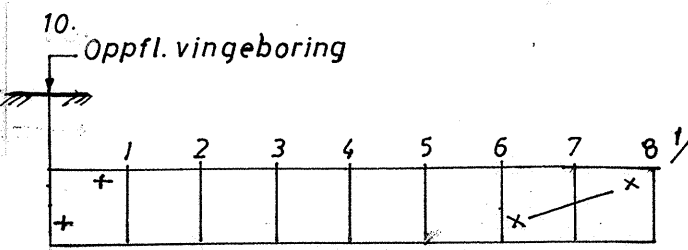




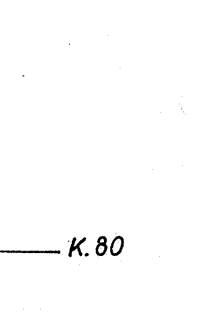
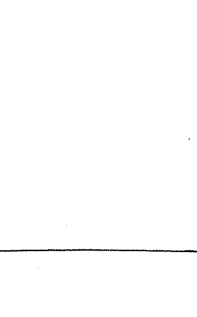
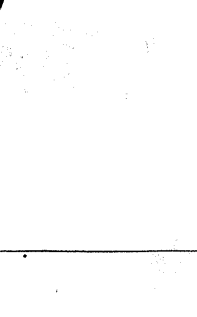
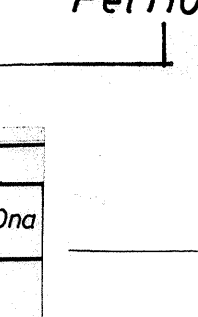
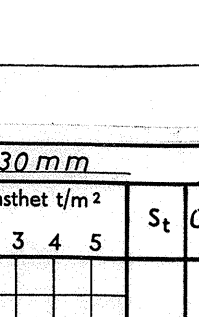
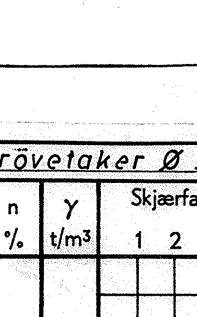
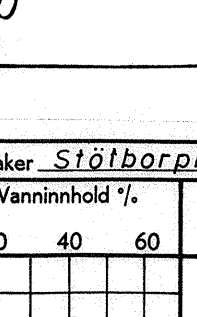
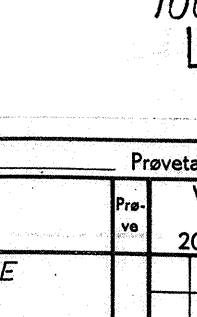
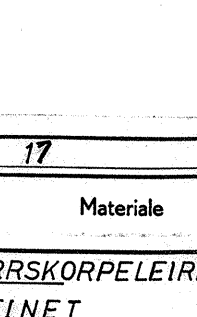
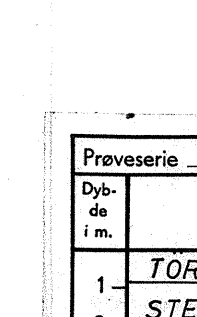
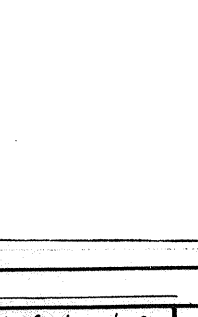
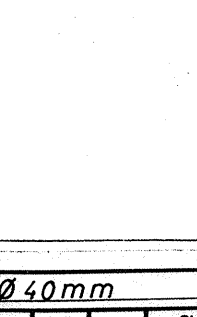
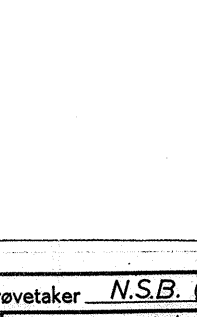
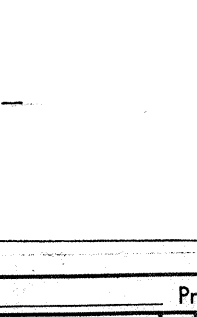
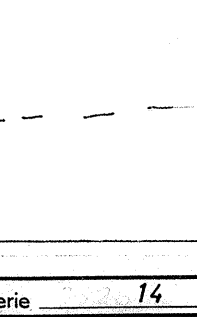
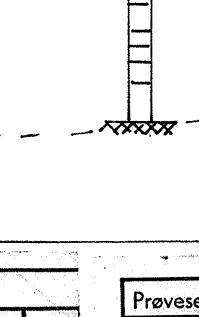
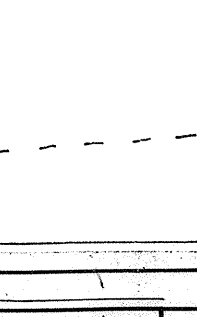
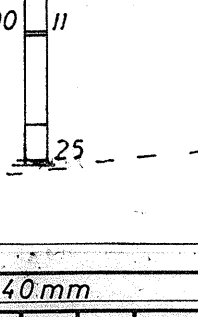
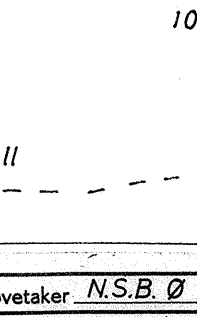
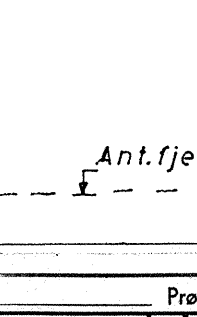
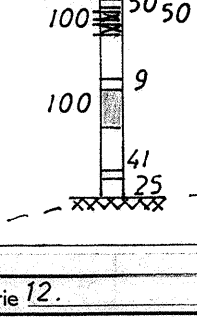
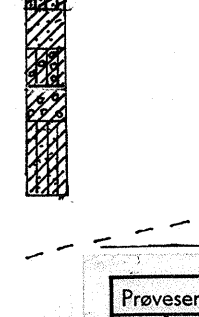
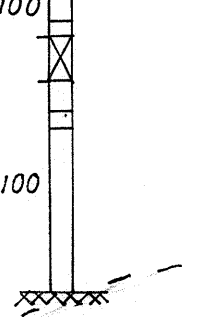
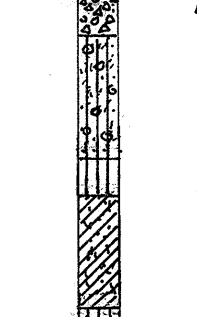
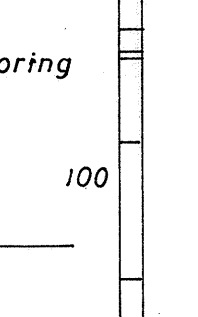
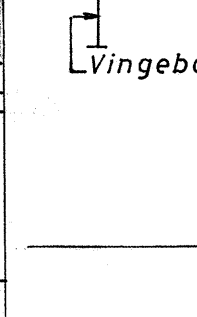
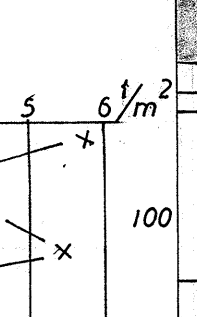
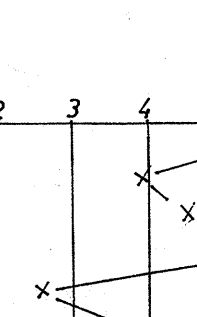
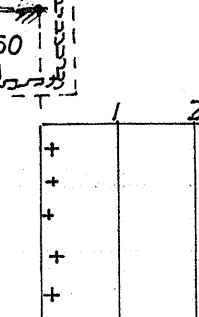
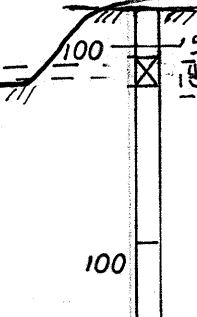
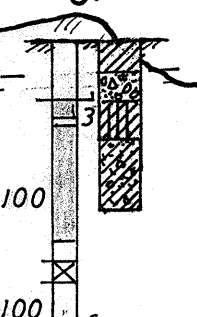
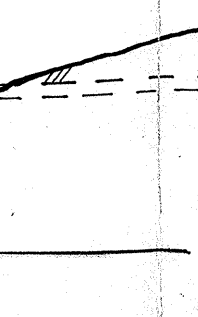
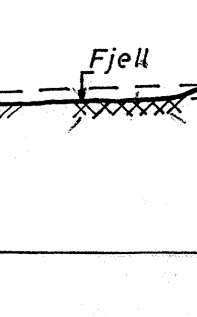
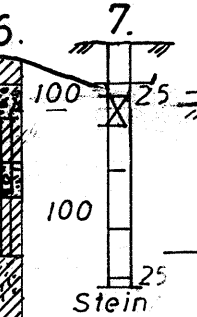
Prøveserie			2.												Prøvetaker N.S.B Ø 40 mm											
Dybde i m.	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			n	γ t/m <sup>3</sup>	Skjærfasthet t/m <sup>2</sup>					S <sub>t</sub>	Ona												
			20	40	60			1	2	3	4	5														
1	LEIRE																									
2	GRUS OG STEIN																									
3																										
4	sandig m/gruskorn						489	188						35	0											
5	sterkt kvabbig						412	200						320	0											
6	KVIKKLEIRE kvabbig m/sandlag						383	205						450	0											
7	kvabbig m/sandkorn						44,1	197						135	0											
8	kvabbig m/sandkorn						45,9	193						125	0											
9	kvikkaktig kvabbig						413	200						73	0											
10	LEIRE						474	192						37	0											
11	KVIKKLEIRE						496	187						60	0											
12							487	188						35	0											
13	LEIRE med gruskorn						424	199						22	0											
14	med lag av kvabb						486	189																		
15	kvikkaktig m/kvabb						437	196						80	0											

Prøveserie 4.		Prøvetaker N.S.B. Ø 40 mm												
Dybde i m.	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			n %	γ t/m <sup>3</sup>	Skjærfasthet t/m <sup>2</sup>					S <sub>t</sub>	Ona
			20	40	60			1	2	3	4	5		
1	TØRRSKORPELEIRE													
2	STEIN OG GRUS													
3	KVABB sandig m/skjell		☐			364	209	☐					0,4	
4	LEIRE sandig		☐			422	199	☐	☐				23	0,9
5	KVABB kvikkaktig		☐			359	209	☐					300	0,5
6	kvikkaktig sandig		☐			423	207	☐	☐				93	1,0
7	kvabbig		☐			402	202	☐	☐				20	0,7
8	finsandig		☐	☐		338	197	☐					26	0,9
9	LEIRE		☐			388	190	☐					21	0,8
10	kvabbig		☐			402	202	☐	☐				16	0,8
11	finsandig		☐			443	198	☐	☐				33	0,9
12	med sandkorn		☐			443	197	☐			☐		80	0,8
13	KVABB kvikkaktig		☐			297	220	☐					04	0,3

Lengdeprofil LM=1:1000 HM=1:200



Prosj.kulvert



Prøveserie			6.											
Prøvetaker			NSB Ø 40 mm											
Dyb- de i m.	Materiale	Prø- ve	Vanninnhold %			n	γ t/m <sup>3</sup>	Skjærfasthet t/m <sup>2</sup>					S <sub>t</sub>	Ono
			20	40	60			1	2	3	4	5		
1	TØRRSKORPELEIRE													
2	STEIN													
3	LEIRE kvabbig					487	189						6	0,8
4	KVABB sand og grusholdig					376	205						27	0,3
5	Kvabb m/sand og grusk.					365	212							0,8
6						399	202						14	0,8
7	LEIRE m/sandkorn					420	199						4	0,8
8						502	184						8	0,7
9	kvabbig m/sandkorn					447	195						31	1,0
10	m/sandkorn					454	184						25	1,0

Prøveserie 8.			Prøvetaker N.S.B. Ø 40 mm											
Dybde i m.	Materiale	Prøve	Våpinnhold %			n	γ t/m <sup>3</sup>	Skjærfasthet t/m <sup>2</sup>					S <sub>t</sub>	On
			20	40	60			%	1	2	3	4		
1	TØRRSKORPELEIRE													
	GRUS, STEINET													
2	KVABB						251	225						0,1
3	leirholdig	☒												
4	sandig			☐			44,5	196	♥		♥		11	0,1
	LEIRE	☒												
5	sandig m/gruskorn	☒		☐			44,1	194						0,1

12. Prøveserie														
Prøvetaker N.S.B. Ø 40 mm														
Dybde i m.	Materiale	Prøve	Vanninnhold %	n	γ	Skjærfasthet t/m <sup>2</sup>					Ona			
			20	40	60	%	t/m <sup>3</sup>	1	2	3	4	5	S <sub>t</sub>	
3		sandig m/gruskorn					368	209					85	14
4	KVABB	— " —					350	271	▼					14
5		— " —					268	223						
6							348	209						
7		med gruskorn					436	199	▼				87	11
8	LEIRE	— " —					471	190	▼				63	12
9		— " —					44,9	193						14
10	KVABB	sprede gruskorn					34,7	203			▼			
11		leirholdig					234	202	▼					1

14. Prøveserie														
Prøvetaker N.S.B. Ø 40 mm														
Dybde i m.	Materiale	Prøve	Vanninnhold %	n	γ	Skjærfasthet t/m <sup>2</sup>					Ona			
			20	40	60	%	t/m <sup>3</sup>	1	2	3	4	5	S <sub>t</sub>	
3	KVABB	sand og leim. <sup>m</sup> /gruskorn					299	219	▼			▼		1
4		med spredte sandkorn					427	198	▼		▼			3
5	LEIRE	kvabbig med gruskorn					404	198	▼					7
6		med sprdte gruskorn					429	198	▼			▼		1
7	KVABB	leirholdig <sup>m</sup> /sandkorn					327	214	▼			▼		7
8	LEIRE	kvabbig <sup>m</sup> /sandkorn					397	204	▼		▼			7
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														

Prøveserie		Prøvetaker												
17		Støtborprøvetaker Ø 30 mm												
Dybde i m.	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			n %	γ t/m <sup>3</sup>	Skjærfasthet t/m <sup>2</sup>					St	C
			20	40	60			1	2	3	4	5		
1	TØRRSKORPELEIRE													
2	STEINET													
3	LEIRE m/sand og gruskorn		Ø			38,9	206	♥						
4	STEINET													
5	LEIRE med sand og grusk.		Ø			42,6	204	♥						
6	LEIRE med " " "		Ø			38,9	206	♥						
7	KVABB finsandig		Ø			37,1	206							

Tegnforklaring og jordartsbetegnelser etter Norsk geoteknisk forenings retningslinjer 1966

Alnabru Sentralskiftet.  
Lukking av Alna  
Oslo-Eidsvoll Km.ca.75

Målestokk  
1:1000  
1:200

Boret Te.N.aug.69.  
Tegnet Te.N.sep.69.  
B. Falsstad

Lengdeprofil  
Pel 0-Pel 110

Sak nr.  
Gk. 3675

Tegn.nr.  
2.

NORGES STATSANER - GEOTEKNISK KONTOR

Prøveserie		20 (301)													Prøvetaker		N.S.B. Ø 40 mm.	
Dyb- de i m.	Materiale	Prø- ve	Vanninnhold %			n %	γ t/m <sup>3</sup>	Skjærfasthet t/m <sup>2</sup>					S <sub>t</sub>	O <sub>nd</sub>				
			20	40	60			1	2	3	4	5						
1																		
2																		
3	Sandig	⚡	○	▽		38	2.1	♥				▽		16	0	Ö372		
4																		
5	LEIRE kvikkleire sandig	⚡	▽	○		37	2.0	♥				▽		310	Sp			
6	— " — m/sandkorn	⚡	▽	○		43	2.0	♥				▽		77	"	Ö370		
7	Kvikklagtig — " —	⚡	▽	○		45	1.9	♥				▽		48	"			
8	Kvabblag m/	⚡	▽	○		44	2.0	♥				▽		27	"	Ö371		
9	Kvikklagtig/gruskorn	⚡	▽	○		44	2.0	♥				▽		64	"			
10	kvabblag m/	⚡	▽	○		48	1.9	♥				▽		29	"			
11	— " — m/finsandlag	⚡	○	▽		40	2.0	♥				▽		20	"			

Prøveserie		21 (302)		Prøvetaker N S B Ø.40 mm													
Dyb- de i m.	Materiale		Prø- ve	Vanninnhold %			n %	γ t/m³	Skjærfasthet t/m²					S <sub>t</sub>	O <sub>nd</sub>		
				20	40	60			1	2	3	4	5				
1																	
2	LEIRE	Törrskorpeleire	▧	○		▽	38	2.0				Su > 12.5			1	0.8	
3		Kvabblig	▧	○	▽		43	2.0			▼	"	6.3	3	1.1	Ö373	
4	KVABB	Finsandig	▧		▽		46	1.9	▼			▽		12	2.0		
5		Kvikkleire sandig	▧	▽	○		43	2.0	▼	▽				43	Sp		
6	LEIRE	— " —	▧	▽	○		34	2.1	▼			▽		155	0	Ö374	
7		— " —	▧	▽	○		41	1.9	▼			▽		140	0	Ö375	
8		Kikkaktig	▧	▽	○		45	1.9	▼			▽		41	0		
9		Kvikkleire	▧	▽	○		47	1.9	▼				▽	420	0		
10		kvikkaktig m/lag av kvabb	▧		▽	○	49	1.9	▼				▽	97	0		

Prøveserie 22 (312)		Prøvetaker N S B Ø 40 mm													
Dyb- de i m.	Materiale	Prø- ve	Vanninnhold %			n %	γ t/m³	Skjærfasthet t/m²					S <sub>t</sub>		
			20	40	60			1	2	3	4	5			
1															
2	kvabblig og finsandig		○	▽		40	2.7	▼		▽			3		Ö.368
3	LEIRE — " — m/sandkorn		○	▽		44	2.0		▼	Su=8.1			4		
4	— " —		○	▽		44	2.0	▼			▽		5		Ö.369
5	— " —		○	▽		46	2.0				▼		2		
										Su 7.3					

Alnabru Sentralskifte st.  
Lukking av Alna  
Oslo Eidsvoll Km ca 7.5

Målestokk

1 200

Boret

Tegnet Te.N. jan. 70

B. Falstad

Prøveserier 20-21-22

Sak nr.

Gk. 36 75

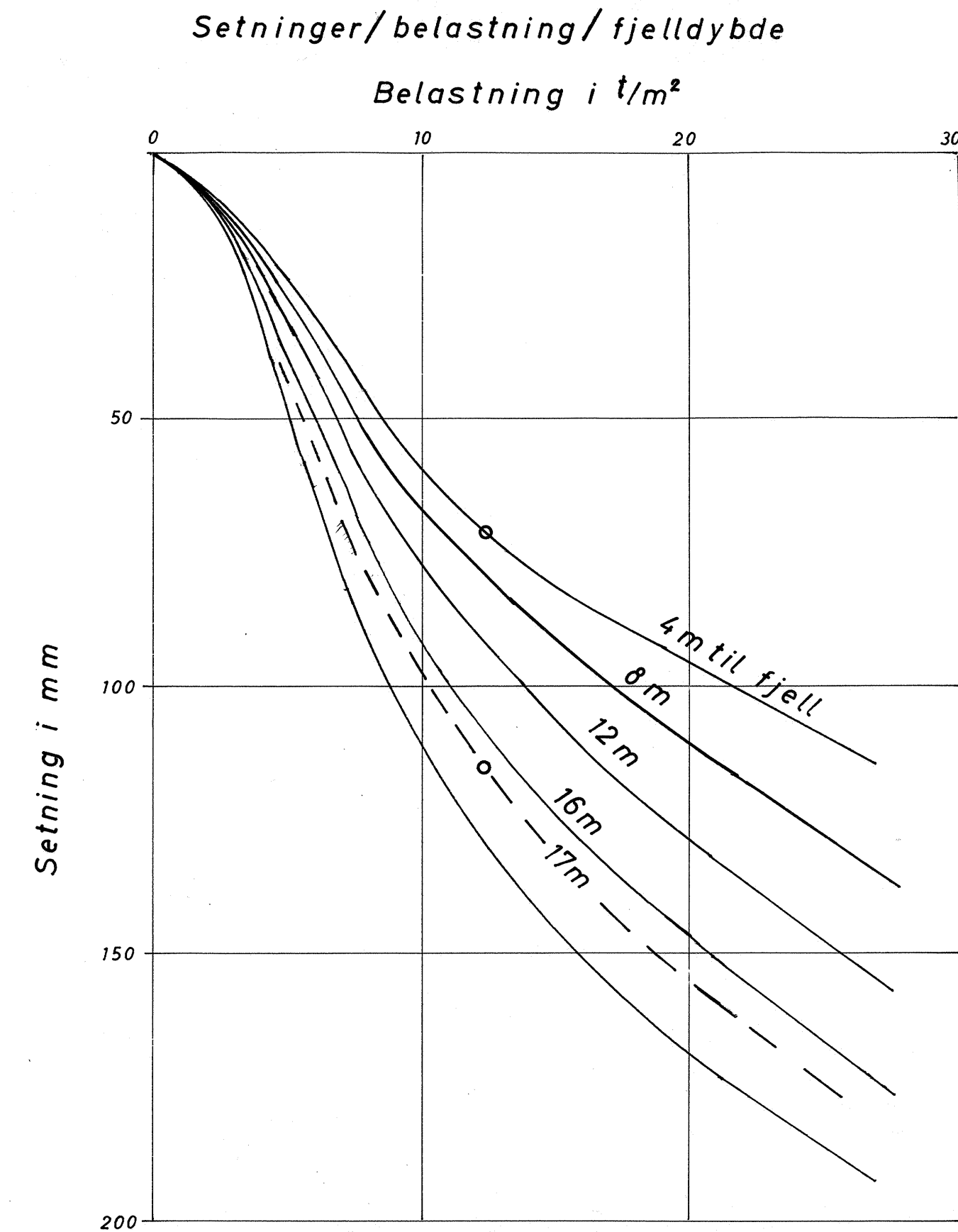
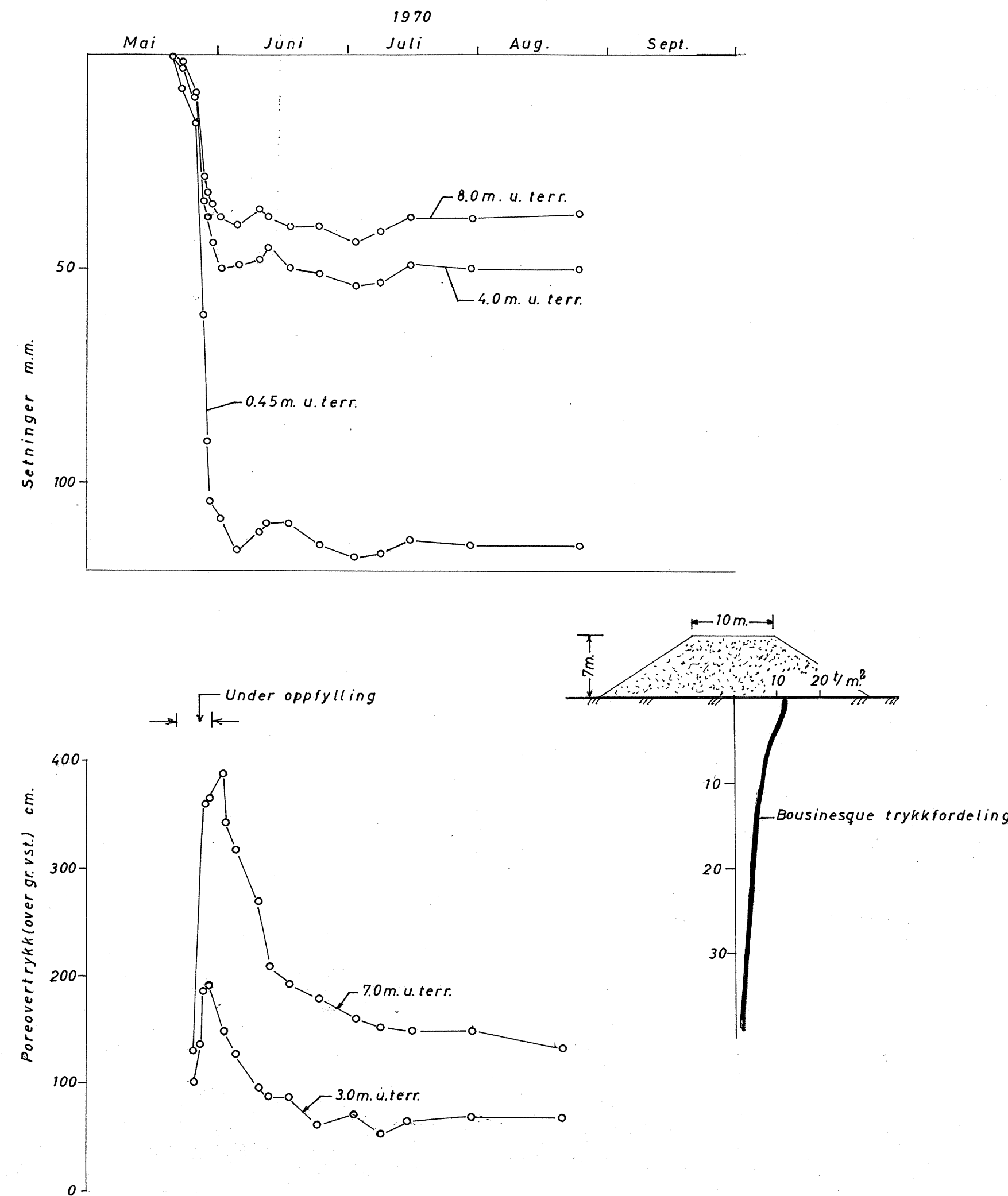
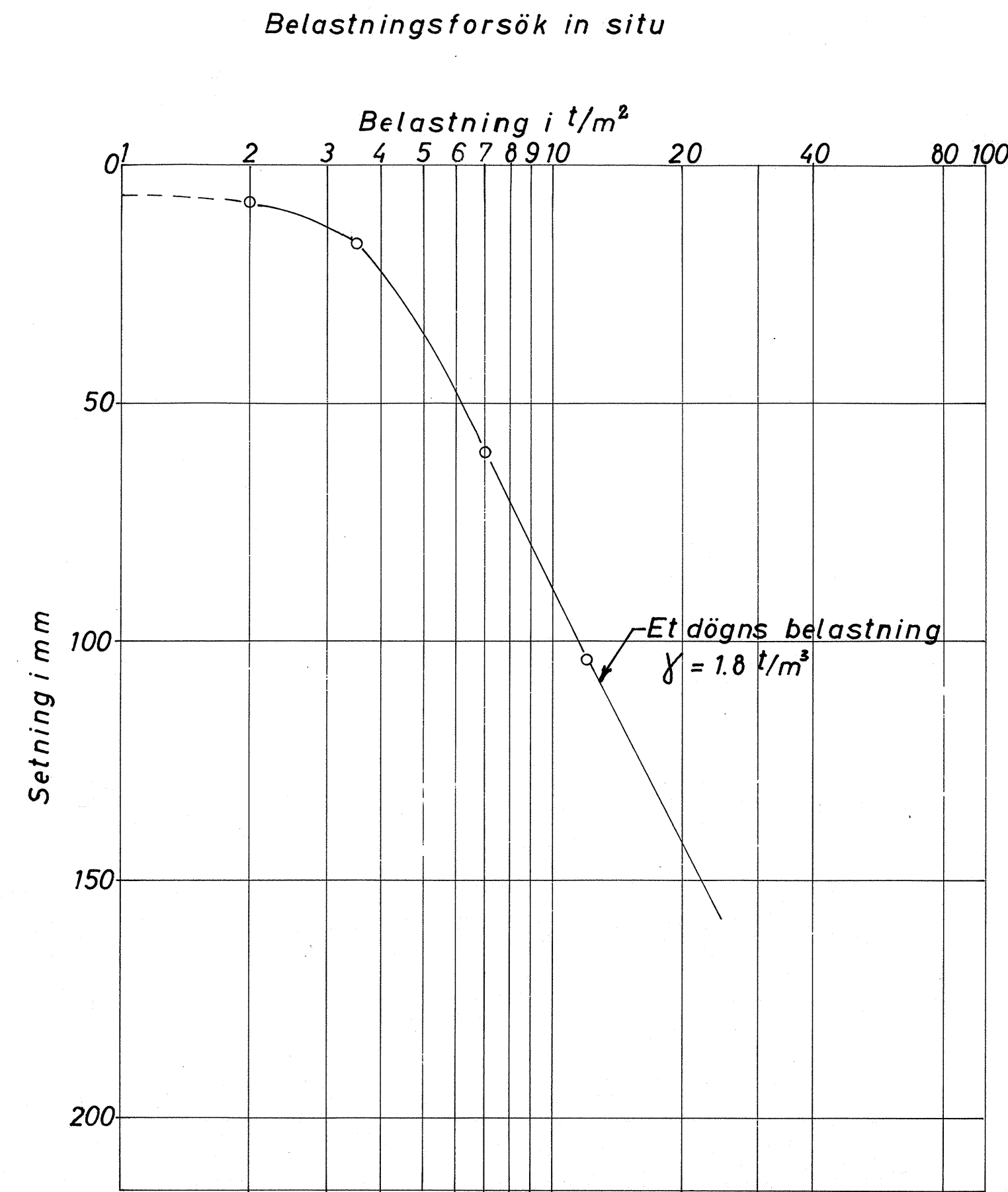
Tegn.nr.

3

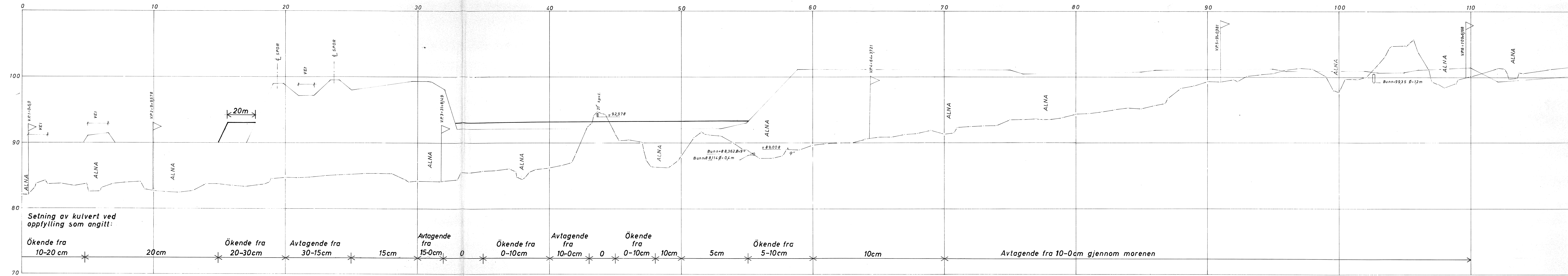
NORGES STATSBANER - GEOTEKNISK KONTOR

144 F 36





Alnabru Sentralskifttest. Lukking av Alna Oslo-Eidsvoll km.ca. 75	Målestokk	Boret
	Tegnet 9.10.70 Reg.	B. Falstad
PRÖVEBELASTNING	Sak nr.	Tegn.nr.
	Gk. 36 75	4
NORGES STATSBANER - GEOTEKNISK KONTO		



ALNABRU SENTRALESKIFTESTASJON LUKKING AV ALNA OSLO EIDSVOLL KM. CA: 7,5		Målestokk	Boret
OPPFYLING SETNINGER		Sak nr. <b>Gk.3675</b>	Tegnet <i>B. Falstad</i>
NORGES STATSBANER - GEOTEKNISK KONTOR		5	



Oslo, den 15.2.1973.

3675-3

ALNABRU SENTRALSKIFTESTASJON  
LUKKING AV ALNA  
OSLO - EIDSVOLL KM CA. 7,5  
GK 3675,6-7

Etter anmodning fra den bygningstekniske konsulent for ovennevnte anlegg har Geoteknisk kontor utført supplerende boringer til fjell mellom kulvertens pel 26 og 41. Fra pel 30 til pel 41 er det boret langs den prosjekterte kulverts sidelinjer. fortrinnsvis 2 boringer pr. pel. Boringene har, bortsett fra de dypeste borskudd ved pel 39 og 40, gitt god fjellappell. Et par boringer, 1 dreieboring ved pel ca. 21+5 og 1 prøveserie ved pel ca. 27+5, er hentet fra tidligere rapport Gk 3675,1-5.

Boringenes plassering er vist på tegning nr. 6. Ut for hvert borpunkt er angitt terrengkote, fjellkote, samt boret dybde (til fjell). Fjelloverflaten er inntegnet på lengdeprofilene langs kulvertens sider, se tegning nr. 7.

Ved pel 32 er det på vestre side av kulverten fjell i dagen. Til hver side for denne pel er det fallende fjellprofil, størst fall sydover. Rundt pel 40 er det sterkt skrånende fjell på tvers av kulvertaksen, med fall ca. 1:1 i østlig retning.

#### Setningsforhold.

Kulvertbendet mellom pel ca. 30+5 og pel ca. 32+5 blir å fundamentere delvis direkte på fjell og delvis på forholdsvis tynne lag av fast steinholdig masse over fjell. Denne kulvertseksjonen kan derfor regnes å forbli praktisk talt setningsfri,

og det synes naturlig å legge fuge i begge ender av dette bendet på tvers av kulverten. Fra pel ca. 38 til pel ca. 41 er det fare for skjevsetninger og dermed en viss dreining om kulvertaksen. Dette forhold må tas hensyn til ved fornuftig plassering og utforming av fuger.

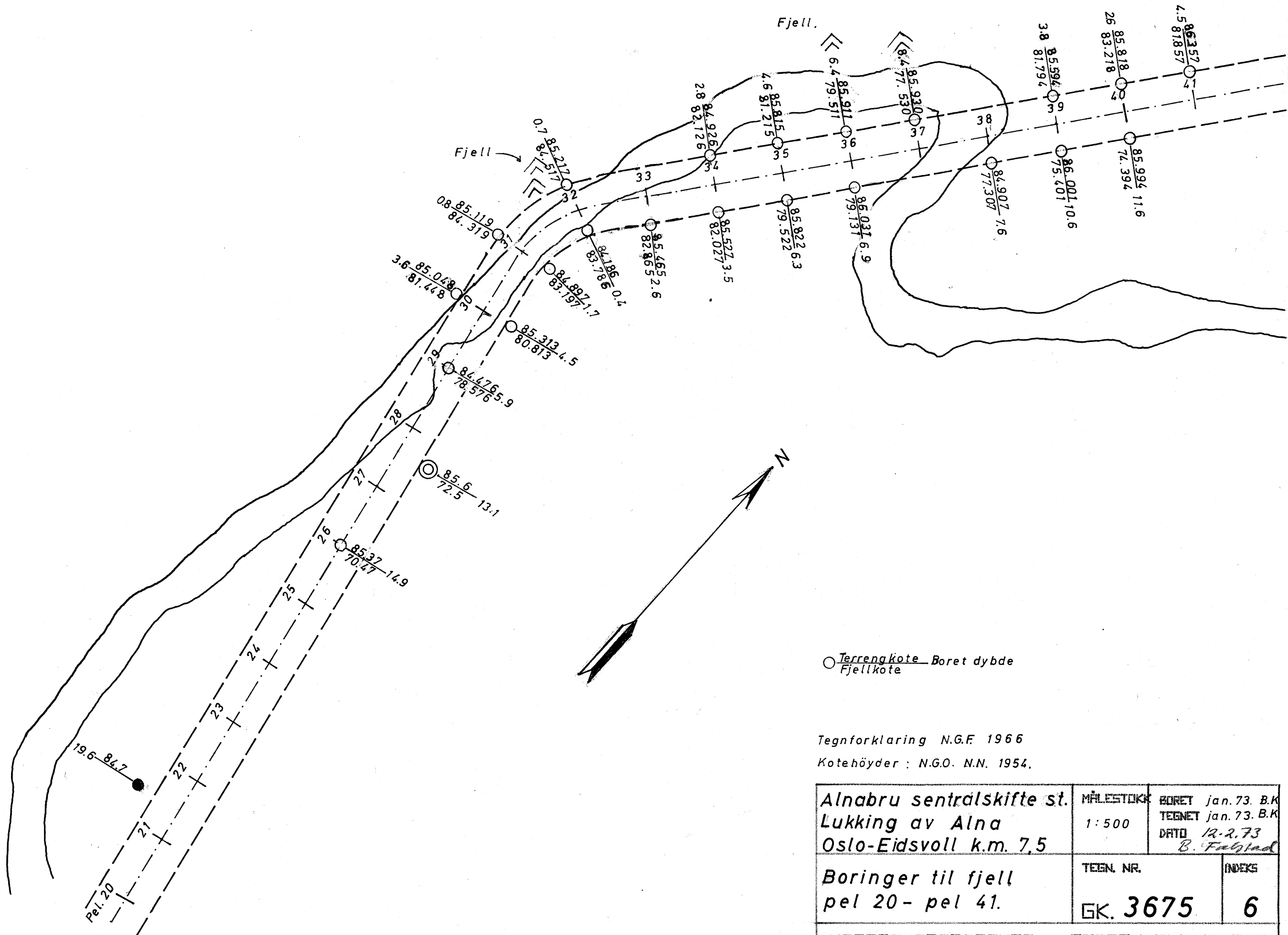
På grunn av reduksjon i bevilgningene for 1973, kommer bare den nedre del av kulverten, i en lengde av ca. 50 m, til utførelse i inneværende år. I dette området er det en relativt dyp avsetning med grovkornig kvikkleire, og stabilitetsforholdene ved de fremtidige fyllinger er viet spesiell oppmerksomhet i tidligere rapport Gk 3675,1-5. Kulverten ventes på dette parti å få 10 - 20 cm setning, en vesentlig del unnagjort i løpet av oppfyllingsperioden. Dette betyr sannsynligvis at det vil oppstå problemer med betydelige setningsdifferanser i overgangsfugen når anlegget senere blir videreført. Det foreslås at detaljvurderingen med hensyn til plassering og utforming av fuger for neste byggetrinn utstår inntil man forhåpentlig har fått verdifulle erfaringer angående setningsforløpet for den første del av anlegget. Både under anleggstiden og etterpå må det føres nøye setningskontroll for denne del av kulverten, og det foreslås løpende nivellement på innstøpte bolter innvendig i kulverten. Boltene må være tilgjengelig, ihvertfall i perioder med lite vann, også etter oppfyllingen.

*H. Harsdmark*

---

*B. Falstad*



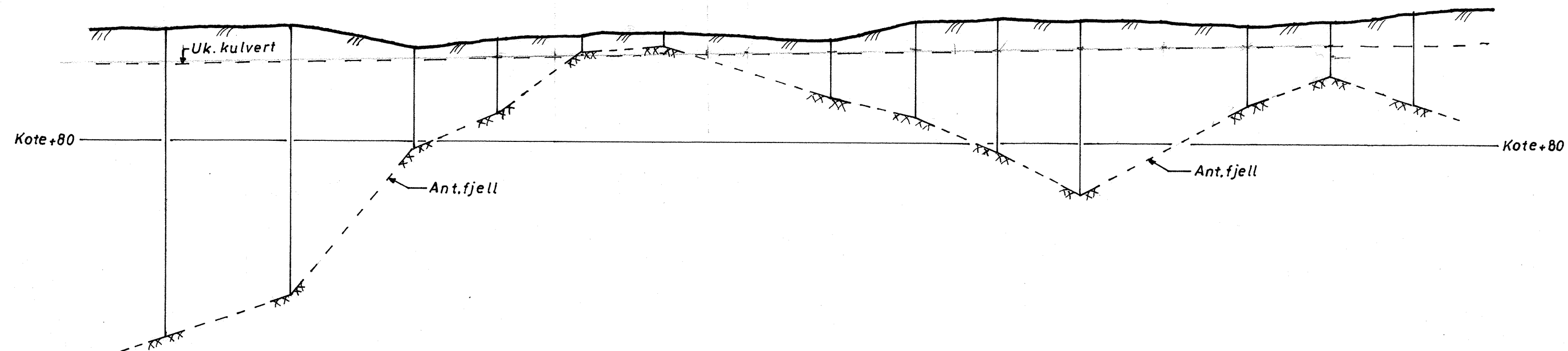


Tegnforklaring N.G.F. 1966  
Kotehöyder : N.G.O. N.N. 1954.

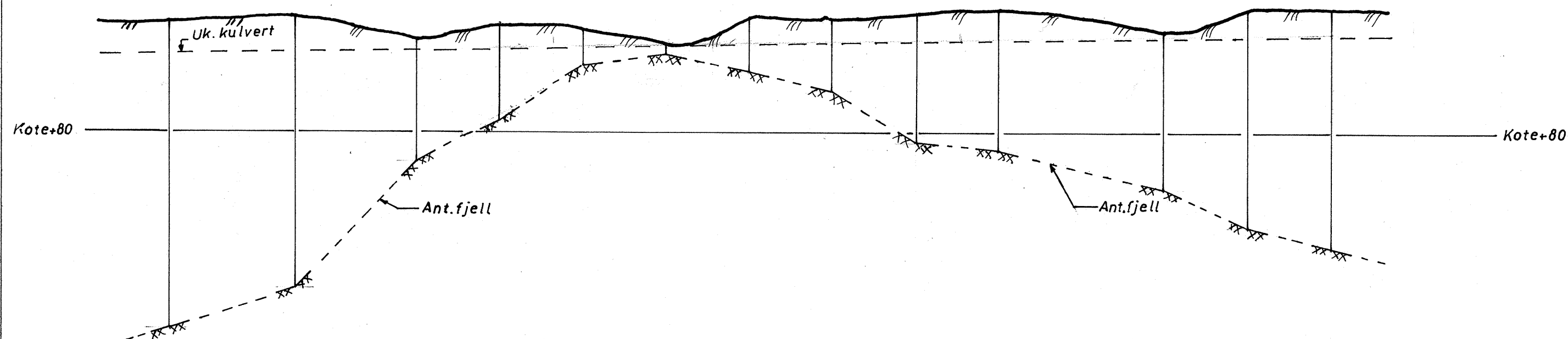
Alnabru sentralskifte st. Lukking av Alna Oslo-Eidsvoll k.m. 7,5		MÅLESTOKK 1:500	BORER jan. 73. B.K. TEGNET jan. 73. B.K. DATO 12.2.73 B. Følgerud
Boringer til fjell pel 20 - pel 41.		TEGN. NR. GK. 3675	INDEKS 6
NORGES STATSBANER - GEOTEKNISK KONTOR			

Pel 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43

Lengdeprofil, venstre side



Lengdeprofil, høyre side



Alnabru sentralskifte st. Lukking av Alna Oslo-Eidsvoll km.7.5	Målestokk LM. 1:500 HM. 1:200	Boret Jan.73. B.K. Tegnet Feb.73. O.Aa. 12.2.73 B. Falsstad
	Sak nr. Gk. 3675	Tegn.nr. 7
NORGES STATSBANER - GEOTEKNISK KONTOR		



NOTAT

Vedr. lukking av Alna  
Frostsikring

Ad. Gk 3675,8-10

Det vises til samtale over telefon, senest 2.1.80, hvor behovet for frostisolasjon og dremsmasse langs kulverten ble diskutert. Det ble enighet om følgende opplegg:

Frostisolasjon med sviller under kulverten utføres som tidligere foreskrevet, ca. 200 inn fra hver ende. Mot kulvertssidene skal det over samme lengder legges telesikre grusmasser i min. 0,4 m tykkelse. Langs kulverten forøvrig kan brukes stedlige gravemasser. Som frostsikring ovenfra må det i hele kulvertens lengde legges et tilsvarende lag av telesikre masser oppå kulverttaket. Bærelagsmasser for anleggsveg på kulverten inkluderes i dette laget.

Behov for eventuelle endringer i ovennevnte opplegg vurderes etterhvert som anlegget skrider fram.

2.1.80

Baf

3675 - 4

Bgk.

ALNA GODSTERMINAL  
LUKKING AV ALNA

Gk 3675, 8-10

B\_y\_g\_g\_e\_p\_r\_o\_s\_j\_e\_k\_t

Jernbanens godsanlegg på Alnabru/Alfaset skal utvides, og nye arealer må innvinnnes ved omfattende oppfylling og planering av Alnas dalføre. Alna må derfor legges i kulvert over en ca. 1300 m lang strekning.

Prosjektet var ferdig behandlet allerede i 1971, men av bevilgningsmessige årsaker ble den gang bare kulvertens nedre avslutning (ca. 55 m) bygget. Planene er nå revidert. Blant annet er valg av trasé noe endret, selv om den fremdeles i hovedtrekk følger elveleiet i bunnen av dalføret. Kulverten blir dessuten ca. 200 m lenger enn tidligere prosjektert, slik at inntaket i nord blir liggende tett oppunder Nedre Kalbakkvei.

For tilpasning til de prosjektendringer som er foretatt, har vi funnet det riktig å utarbeide en ny geoteknisk rapport, i stedet for den tidligere rapport av 11.3.71. Grunndatamaterialet er stort sett det samme som før.

Kulverttraséen er vist på situasjonsplanen, se vedlagte tegning nr. 8. Kulvertens lengdeprofil, samt terrengprofilen i aksene fremgår av tegning nr. 9. Det vises for øvrig til tegninger utarbeidet av prosjektets rådgivende ingeniør siv.ing. R. Brusletto A/S.



Kulverten skal bygges med to likeverdige løp, men ved vanlig vannføring vil vannet bare gå i det ene. Mellom inntak og utløp er det et totalt fall på ca. 19 m, og det må anordnes i alt 4 stk. fallkummer over den vel 1300 m lange strekningen. En rekke mindre vannløp som i dag renner fritt ut i Alna, må lukkes og føres inn på kulverten. En annen følge av dette prosjekt er at eksisterende ledningsanlegg for spillvann må utgå, og det er forutsatt lagt ny ledning med plassering dels til siden for kulverten og dels over kulvertens tak.

Traséen er vist på tegning nr. 8.

#### T o p o g r a f i s k e   f o r h o l d .

Alna har gjennom tidene skiftet løp, og dens utgravinger har forårsaket større og mindre ras i leirskråningene på begge sider, og har sammen med de mange eroderende sidebekker, bidratt til å forme et kupert og gjennomskåret terreng. Terrenget er brattest på vestsiden av elva hvor denne på sine steder ligger helt inntil den bratte jordskråning. På vestre side av Alna, i områdets midtre og sørlige del er det påtruffet fjell i dagen, og det er sannsynligvis dette forhold som er årsak til at Alna har hatt et forholdsvis trygt løp såvidt langt inn mot vestre dalside. På østsiden av elva er det et relativt flatt område i en bredde av 50-100 m, hvoretter terrengstiger bratt opp til et platå ca. 15 m over Alnas nivå. På vestsiden av elva er det et tilsvarende nivå i noe større høyde, hvor Alnabru sentralskiftestasjon nå er bygget.

Ved øvre del av kulvertprosjektet skjærer Alna gjennom den såkalte Alfasetmoréne.

Et godsspor, det såkalte Vollasporet har i sin tid krysset Alna omtrent midtveis på den prosjekterte kulvert. Den gamle fylling for dette sporet er i dag fremdeles tydelig, spesielt på vestsiden av elva. Brua er forlengst fjernet, men det går i dag en 21" kloakkledning i bru over Alna på samme sted. Elva har en karakteristisk sidebukting ved det gamle brustedet, og det er trolig at denne slyngen kan skyldes ras oppstått under utfylling av masser for Vollasporet.



### G r u n n u n d e r s ø k e l s e r

Det er på forskjellige tidspunkt utført grunnundersøkelser i området. De første boringer ble utført i august 1960, de siste i januar 1973.

På situasjonsplanen, vedlagte tegning nr. 8, er angitt beliggenheten av de mest interessante borehull. På lengdeprofilet, tegning nr. 9, er boringsresultatene inntegnet.

Borehullene er gitt fortløpende nummerering uansett boringsmetode. Det har vært utført dreiesonderinger, slagboringer, vingeboringer og prøveserier. I enkelte tilfeller hvor 2 forskjellige boremetoder er brukt like i nærheten av hverandre har 2 boringer fått samme nummer.

### G r u n n f o r h o l d

Det er alminnelig erfaring i Alnas dalføre, som i mange andre tilfeller, at man har de dårligste grunnforhold i bunnen av dalen.

Nedenfor pel 80 består grunnen hovedsakelig av leire med variable lag av silt, sand og grus og enkelte spredte stein. Leirens mektighet øker mer eller mindre gradvis nedover langs traséen, slik at de største og dårligste løsmasseavsetningene forefinnes nedenfor pel ca. 25.

Da grunnforholdene varierer sterkt langs kulverttraséen, er det nødvendig å beskrive forholdene mer i detalj:

Fra pel 0 til pel 10 består grunnen generelt av et øvre lag fast tørrskorpeleire av ca. 1 m tykkelse. Herunder er det grus og stein i ca. 2 m tykkelse. Herunder er det påvist kvikkleire med silt og sandlag. Fra ca. 10 m dybde går kvikkleiren over i en noe mindre sensitiv og fastere leire. Leirens udrenerte skjærfasthet er lavest i ca. 8 m dybde, hvor fastheten er noe over 20 kN/m<sup>2</sup> i. Herfra stiger fastheten til vel 30 kN/m<sup>2</sup> i 15 m dybde. De ovennevnte skjærfastheter refererer seg til



laboratorieprøvene. Fastheten med vingebor er noe høyere og meget variabel, antakelig på grunn av de mange fine silt- og sandlag.

Mellom pel 10 og 20 er det på samme måte et 1 m tykt, tørrskorpelag, hvorunder det er stein og grus i 1,5 m tykkelse (borehull 4). Herunder er det tildels ganske tykke siltlag i lagdeling med leire, som fra 5 m dybde går over i mer ren leire med tynne silt- og sandlag.

Det er her ikke påvist utpreget kvikkleire, men leiren må dog karakteriseres som kvikkaktig og har stor sensitivitet. Det er utført sonderboringer ned til 20 m dybde uten å påtreffe fjell. Man kom imidlertid i denne dybden ned i fastere lag og det er sannsynlig at leirlagets mektighet i dette området derfor er ca. 20 m. Leirens skjærfasthet ligger også her mellom 20 og 30 kN/m<sup>2</sup>, men de laveste fasthetsverdier er funnet noe høyere opp. Vingeboringene har også her gitt høyere skjærfastheter.

Fra pel 20 er det sannsynlig at fjellet begynner å stige, og ved pel 30 har boringene stoppet i 6 m dybde. Det er imidlertid her ikke fjellappell, men fast steinlag. Ved pel 27 er det utført en prøvetaking ned til 9 m dybde, som viser at grunnen øverst består av et fast tørrskorpelag, her dog bare 70 cm tykt, herunder er steinlaget bare 1 m, hvorefter man kommer over i leire med siltlag. Leiren begynner her å bli meget variabel i fasthet og sensitivitet. Skjærfastheten er i laboratoriet målt til verdier mellom 15 og 50 kN/m<sup>2</sup>.

Mellom pel 30 og 40 er det vest for traséen gruntliggende fjell, som kommer opp i dagen på Alnas vestsida. Slik traséen nå er lagt vil man kunne unngå problemer med oppstikkende fjell under kulverten, som ellers kunne ha medført uheldige setningsforhold. Grunnen består også her av et tørrskorpelag på ca. 1 m med et underliggende steinet gruslag på noe under 1 m tykkelse. Herunder er det silt og leire, men ikke lenger kvikkleire. Leiren



er heller ikke særlig sensitiv og skjærfasthet er målt til 45 kN/m<sup>2</sup>.

Mellom pel 40 og 50 ligger fjellet noenlunde konstant på kote ca. 74 (12-13 m under kulverten). Det er her ikke tatt prøver av grunnen, men vinge boringene tyder på omtrent de samme forhold som tidligere beskrevet: leire med vekslende lag av silt og sand. Kulverten passerer her fyllingen for Vollasporet, og under fyllmassene må man regne med at leiren er ganske godt konsolidert. Det er ikke tatt prøver av fyllmassene, men det er neppe tvil om at massene er tatt fra nærmeste skjæring og derfor består av siltig leire, muligens med noe innhold av sand og stein.

Fra pel 50 til 60 stiger fjellet opp til kote ca. 81, tilsvarende ca. 8 m dybde under kulvert. Tørrskorpelagets tykkelse er ca. 1 m og det underliggende stein- og gruslag av vel 1 m tykkelse. Siltinnholdet i grunnen øker nå og man kan regne med at det er nærmest ren silt ned til vel 6 m dybde hvor man kommer over i et 3 m tykt leirlag og så igjen silt. Fastheten er nå begynt å bli betydelig større. Laboratieverdien ligger stort sett over 40 kN/m<sup>2</sup>. Noe før pel 60 avtar tørrskorpelagets tykkelse og steinlaget øker i mektighet. Prøveserien ved pel 58 (borehull 14) viser således et steinlag på 2 m tykkelse. Herunder er det vekslende lag av silt og leire. Fastheten er som før nevnt, men vi har dog et par laboratieverdier med så lav skjærfasthet som 30 kN/m<sup>2</sup>. Det er imidlertid karakteristisk at ettersom man nå nærmer seg morenen blir det sterkere innslag av friksjonsmateriale i leiravsetningen.

Fra pel 60 begynner dette forhold å gjøre seg enda sterkere gjeldende og det er forbundet med vanskeligheter å utføre prøvetaking. Det er ikke foretatt hverken prøvetaking eller vinge boring mellom pel 60 og 70, men dreieboringene indikerer sterkt vekslende lagdeling med til dels stort innhold av stein og grus. Boringene har gitt fjellappell i ca. 10 m dybde (borehull 15 og 16).



Forholdene er de samme fra pel 70 til 80. Det har lyktes å ta en prøveserie ved pel 75 (borehull 17), og denne bekrefter de omtalte forhold med sterkt vekslende lagdeling, øverst tørrskorpelære, herunder steinlag, leirlag, nytt steinlag osv.

Ved pel 80 må vi anta å være kommet inn i morenen. Det er utført ramsondering ved pel 82 som viser stor rammemotstand og jevnt tiltakende fasthet mot dypet.

#### G r a v e a r b e i d e r

I anleggstiden må elven legges om i provisorisk leie ved siden av kulvertens byggegrube. (I den forbindelse vises til tegninger med graveplan og tverrprofiler utarbeidet av siv.ing. R. Brusletto A/S.) På kortere partier vil elven fremdeles kunne gå i sitt naturlige leie.

Omfanget av kanalgravingen vil i dybden være relativt beskjedent, gjennomgående 1-3 m, og vil neppe medføre stabilitetsproblemer av alvorlig karakter. Det anses å måtte bli graving overveiende i tørrskorpemasser gjennom den øverste meter. Herunder må man i henhold til grunnundersøkelsene påregne både grove friksjonsmasser og leirige masser, men man vil neppe på noe sted komme ned i utpreget kvikkleire. Ovenfor pel 80 vil det bli graving i mindre leirholdig og fast lagrede masser av morenekarakter. Morenemassene vil være av temmelig variabel sammensetning, men det synes som om andelen av finstoff i fraksjonen silt/sand er relativt stor.

Også for selve kulverten blir det forholdsvis liten gravedybde på den nederste strekningen opp til pel ca. 40. Man bør imidlertid være forberedt på at vannulemper kan oppstå ved graving i eller i nærheten av det gamle elveleiet, hvis man ikke til enhver tid sørger for tilfredsstillende drenasje ut av byggegroppen.



Ved pel 40 vil man skjære seg inn i fyllingen hvor det såkalte Vollasporet i sin tid lå. Denne skjæringen blir inntil 8 m dyp, og stabilitetsforholdene anses å være noe betenkelige hvis utgravingen ikke kan foretas med relativt slake skråninger. Eksisterende spillvannsledning som krysser traséen på dette sted, skal bedholes intakt i hele anleggstiden. Det blir derfor nødvendig å spunte på begge sider av byggegropen for at ledningen skal sikres, samtidig som ledningen må føres over anleggsstedet på provisoriske understøttelser. Man er dermed delvis avskåret fra å ta ut gravemassene i ønsket dosering. Spuntingen må derfor utføres slik at en viss avlastning av terrenget på begge sider vil være mulig. (Dette må nærmere detaljbehandles i samarbeid med den rådgivende ingeniør.)

Fra pel ca. 85 og nordover til pel ca. 97 vil det igjen bli dyp utgraving, spesielt mot vestre terrengskråning. Gravemassene vil her overveiende bestå av morenemateriale, og gravestabiliteten er i første rekke avhengig av grunnvannstand og vanntilførsel. Også her forutsettes gravet slik at man hele tiden har effektiv uttrekk for vannet slik at oppbygging av større poretrykk ved gravestuffen forhindres. Det skulle da være mulig å grave med relativt bratte skråninger, men man bør ved masseberegningen basere seg på dosering ikke brattere enn 1:1,5.

Ved pel 101 står man igjen overfor problemet med kryssende spillvannsledning. Ledningen må sikres ved spunting på nordsiden av kulverttraséen. (Traséen går her i retning øst-vest.) Gravedybden foran spuntten blir ca. 7 m, og det må brukes relativt kraftig stålspunt med forankring bakover. (Detaljer vil bli utarbeidet i sammen med den rådgivende ingeniør.) På dette sted, pel 100 - pel 104, blir gravingen mest omfattende i søndre terrengskråning. Det foreligger ingen boringer på denne strekningen, men det antas at naturlig grunn også her består av faste morenemasser.



Ovenfor pel ca. 112 blir det på sydsiden av elva grav-  
ing gjennom et topplag av fyllmasser, anslagsvis i 3-4  
meters mektighet. Man må gjøre regning med at det fore-  
finnes en god del skrot og søppel i denne fyllingen.

På strekningen mellom pel ca. 120 til pel ca. 127 må det  
spuntes langs den ene siden av det provisoriske kanal-  
løpet. Denne spuntten vil generelt bli relativt lite på-  
kjent av jordtrykk, men den bør likevel rammes til en  
dybde noe under utgravningsnivået for kulverten. Det  
er vanskelig å vurdere spuntbarheten i disse massene, da  
man stedvis ikke kan utelukke faste lag som kan være  
besværlig å forsere med lett utstyr. Statisk sett skulle  
det her være tilstrekkelig med trespunt, alternativt lett  
stålspunt.

Ved pel 123 til pel 124 må det spuntes også langs den  
andre kanalsiden av hensyn til eksisterende spillvanns-  
ledning. I dette tilfelle er det nødvendig med forholds-  
vis kraftig stålspunt, som enten forankres bakover eller  
skråavstives til motstående spunt.

#### F u n d a m e n t e r i n g   a v   k u l v e r t e n

Hvis man kan regne med at det til enhver tid vil gå vann  
i kulverten også om vinteren, vil det ikke være påkrevet  
med noe frostfundament. Man kan imidlertid ikke se helt  
bort fra den mulighet at vanntilførselen stopper og at  
det kan fryse innenfra og gjennom fundamentplaten. Vi  
har erfaring fra våre jernbanetunneler at det kan fryse  
vel 500 m inn i tunnelen fra åpningen, men dette er med  
større tverrsnitt og med bedre utlufting av tunnelen enn  
man vil få i en kulvert som dette. Det må bli en skjønns-  
messig vurdering hvor langt inn i kulverten fra hver ende  
vi må ta hensyn til frost. Det regnes her med at man  
skulle være sikker i en avstand på 200 m fra åpningen.

Behovet for frostfundament er også avhengig av hvorvidt  
jordarten er telefarlig. Det er tildels grus og stein  
under fundamentunderkant, men man kan ikke stole på at



det vil være tilfelle over alt. Det forutsettes derfor regnet med et frostfundament på de ytterste 200 m av kulverten i hver ende.

Det foreslås benyttet utrangerte sviller som frostfundament. Dette er kreosotimpregnert materiale som jernbanen har benyttet i mange år som frostfundament i linjen og har meget god erfaring med hensyn til varighet. Det foreslås da følgende masseutskifting under fundamentunderkant:

Fra 1 m utenfor enden av kulvert til 10 m inn på kulverten legges frostfundament av 3 lag sviller.

Fra 10 m - 100 m fra hver ende legges 2 lag sviller.

Fra 100 m - 200 m legges 1 lag sviller.

Lenger inn i kulverten anses det ikke nødvendig å isolere mot frost, og kulverten kan derfor her fundamenteres direkte på leire, men av praktiske grunner antar vi det vil være ønskelig å legge ut et lag magerbetong for montering av forskaling og armeringer.

Svillelaget kan sløyfes hvis man etter utgraving av byggegropen har konstatert at det ikke er telefarlige masser i tilstrekkelig dybde under fundamentunderkant. Kontroll av massene må i tilfelle utføres av geoteknisk sakkyndig.

Der hvor fundamentunderkant blir beliggende høyere enn naturlig terreng skal kulverten fundamenteres på komprimert grusfylling. Først må imidlertid matjordlaget fjernes og grusfundamentet bygget opp lagvis i lag på maksimum 50 cm tykkelse. Lagene komprimeres med Vibrovalse eller Vibroslede.

#### O p p f y l l i n g   o g   s t a b i l i t e t

Før utfyllingen kan påbegynne i større målestokk, skal kulverten først dekket med minst 40 cm grus over og på



sidene. Utenom grusfilteret må det legges støttefylling av jord på en slik måte at det om vinteren til enhver tid er sikker dekning mot frost.

Høyeste prosjekterte fyllingsnivå er forutsatt på kote 103. Fyllingen over kulverttaket vil bli inntil 15 m høy, og representerer dermed en belastning på nærmere 300 kN/m<sup>2</sup>. Dette er langt over bruddgrensen for leiren hvis skjærspenningene får anledning til å utvikle seg. Det er derfor meget viktig at utfyllingen utføres flovis i full bredde fra den ene dalside til den annen, slik at det ikke på noe sted oppstår høye fyllingstipper. Fyllingsfloenes høyde skal ikke være større enn 4 m. Det er da regnet med en viss sikkerhetsmargin for lokale svakhetssoner innen fyllingen.

Ved avslutningen av fyllingpartiet mot nedre ende av kulverten må det foretas en avtrapping av hensyn til stabiliteten. Over nedre del skal fyllingshøyden ikke være mer enn 6 m over naturlig grunn. Dette blir da en kontrafylling for de ovenforliggende masser, og nivå for denne kontrafylling kan settes til kote 88. Ved pel ca. 17 kan opptrappingen begynne, som vist på lengdeprofilet, tegning nr. 9 og 10, slik at kote 90 nås ved pel ca. 18, kote 93 nås ved pel ca. 20, kote 97 ved pel ca. 23 og endelig kote 103 ved pel ca. 37.

Denne avtrappingen er delvis tilpasset de planer som gjelder for fremtidig utnyttelse av området. Justeringer i dette opplegget vil til en viss grad kunne tillates, men først etter at endringsforslagene er vurdert rent stabilitetsmessig.

Fyllingen skal som nevnt legges ut i floer. Hver flo skal igjen bygges opp lagvis. Som fyllmasse kan anvendes all tilgjengelig masse på stedet som anleggsteknisk anses brukbar til fyllingsformål. Slike blandingsmasser fylles



ut i max. 2 m tykke lag. Mellom disse legges 0,5 m tykke, sammenhengende lag av god drengsgrus. På gruslagene forutsettes god komprimering med flere overfarter med tung vibrovalse. Det må fylles med grus også rundt alle kummer som fører kontinuerlig opp gjennom fyllingen.

Med den overfylling som her er prosjektert, vil kulverten bli utsatt for store belastninger. Kulverten dimensjoneres hele veien for de uheldigste belastningskombinasjoner, med min. eller max. jordtrykk. Som grunnlag for dimensjoneringen er forutsatt Statens Vegvesens "Beregningsforutsetninger for betongkulverter".

Uten at spesielle hensyn tas under oppfyllingen, er det sannsynlig at kulverten vil pådra seg tilleggskrefter utover det nominelle overlagringstrykk, p.g.a. de setningsdifferanser som vil oppstå mellom kulvert og tilstøtende fylling. For til enhver tid å holde kontroll med hvordan trykket bygger seg opp under fyllingen, foreslås montert jordtrykksmålere på kulverten. Den forventede tilleggsbelastning kan unngås hvis man i første omgang, i kulvertens bredde og rett over denne, unnlater å legge ut den øverste flo (4 m), mens fyllingen for øvrig føres til topp. Fyllingen må deretter få anledning til å sette seg en viss tid, anslagsvis 3-4 måneder, før resterende fylling over kulverten kan utlegges.

Geoteknisk kontor vil forestå monteringen av trykkcellene og foreta de nødvendige målinger. Det vil under fyllingsarbeidene og etter vurdering av måleresultatene, bli tatt standpunkt til om den ovenfor nevnte fremgangsmåte skal følges.

#### S e t n i n g e r .

For å kunne vurdere de fremtidige setningsforhold best mulig, ble det i forbindelse med den tidligere prosjekteringen i 1970 utført en prøvebelastning av grunnen i nærheten av kulverten. Prøvefeltet lå i området ved pel



32, på østsiden av traséen mellom borhullene 20 og 21. (Hverken laboratoriedata fra disse prøveseriene eller måleresultatene fra belastningsforsøket er tatt med i denne rapport.)

På grunnlag av denne prøvebelastningen mener vi å kunne fastslå at konsolideringen vil foregå relativt hurtig, antakelig som en følge av de mange sandlag i leiravsetningen. Det er grunn til å tro at den vesentlige del av setningene i undergrunnen vil være unnagjort i løpet av det første året etter at oppfyllingen er avsluttet. Setningenes størrelse vil dessuten bli forholdsvis moderate og vil ventelig ikke på noe sted overstige 25 cm. Dette er betydelig mindre enn vi har kunnet beregne etter ødometerforsøk i laboratoriet. Setningene vil selvsagt variere en del langs kulverttraséen, i takt med fyllingens høyde over terreng og underliggende leiravsetnings mektighet. Forventet setningsforløp er vist på lengdeprofilet, vedlagte tegning nr. 10.

*H. L. Lunde*

---

*B. Falstad*





Tegningsgrunnlag: R. Brusletto A/S 745.14-01

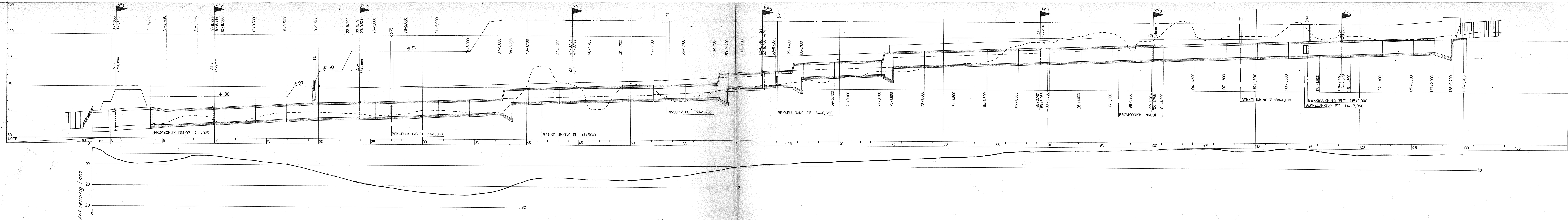
Alnabru Godsterminal Lukking av Alna Oslo-Eidsvoll km ca.7,5	Målestokk	Boret
	1:2000	Tegnet H.N. sept.79 5.1079 B.Falstad
Situasjonsplan	Sak nr.	tegn.nr.
	Gk.3675	8
NORGES GEOTEKNISK KONTOR		

16V B 94









Alnabru Godsterminal Lukking av Alna Oslo Eidsvoll km ca 7,5	Målestokk 1:1000	Boret Tegnet HN sept 79
	1:200	S.10.73 B. Falsstad
Lengdeprofil	Sak nr.	Tegn.nr.
Ant. setninger	Gk. 3675	10
NORGES STATSBANER - GEOTEKNISK KONTOR		







## Lukking av Alna

Kontroll av byggegrop 19.2.81.

Gravd fram til pel 88+0. Fast leire i byggegrop. Noe frost i byggegropen da denne har stått utildekket siden igår. Enkelte teleklumper.

26.2.81

Gravd fram til pel 89+0.

Leire, silt-noe blött og endel vann, men neppe nødvendig med kultlag.

Fra pel 88+0 er det litt is men ikke så mye at det skaper problemer for støpingen.

4.3.81.

V.P. 6 er trukket 4m tilbake. Skråningen mot nord er gravd brattere enn 1:1½ men skjæringen består hovedsakelig av morene-masse slik at det muligens kan anses forsvarlig med så bratt skråning.

Det kommer stadig vann inn i byggegrop, hovedsakelig fra forkant av grop.

Massen i fund. dybde består av morene og silt. Det er blött på grunn av vanntilstrømmingen. Det er endel is ved pel 90 V.P. 6. Denne må fjernes før støping (Gravd fram til pel 91+0.)



## Lukking av Alva

Kontroll av byggegrop 4.2.81.

Gravd fram til pel 80+5. Morenemasse, noe stein. Filterduk lagt fram til pel 80.

9.2.81.

Gravd fram til pel 81+5.

Noe steinet, endel teleklumper, ellers leire. Teleklumpene blir fjernet.

11.2.81.

Gravd fram til pel 84+0. Fast leire i byggegrop fra pel 82+8 - 84+0. Mellom pel 81+5 - 82+8 er det lagt kult med overliggende avplanert singel (subbus).

Det er gitt beskjød til entr. om at det inntil videre ikke skal legges kult. Ferdig utgravd byggegrop skal kun avplaneres med singel. Oppå dette legges 5cm styrofoam. Det er unödvendig å legge kultlag i byggegropa når byggegrunnen er så brå som i dette tilfelle.

12.2.81.

Gravd fram til pel 87+7

Fast leire i byggegrop. Litt vann.

GK. 3675

H.N.



## Lukking av Alna

Kontroll av byggegrop 29.1.81.

Gravd fra pel 75+8 - 76+7

Gravd ca 1,0 m for dypt. Ca 0,70 m tele

Massen i utgravd byggegrop er noe forurenset, men stort sett bra masse. (Leire m/ent. steiner).

Fra fallkum pel 75+2 - pel 75+8 er det allerede fylt stein. Dette området er bl.a. brukt til å frakte maskiner fra den ene siden til den andre.

30.1.81.

Gravd fram til pel 78+0.

Morenemasse, mye stein. Bra byggegrunn.

Gravd til uk. tele., ca 0,70 m for dypt.

3.2.81.

Gravd fram til pel 79+0.

Morenemasse, endel stor stein.

Gravedybde uk. tele., ca. 0,70 m for dypt. Kult med overliggende singel lagt fram til pel 78+0. Oppå avrettet lag av singel legges 5 cm styrofoam. Kultlaget er på forhånd komprimert ved overkjørsel av beltegående gravemaskin.

Gk. 3675

" "



## Lukking av Alna

Kontroll av byggegrop 21.10.80.

Gravd fra pel 65+0 til pel 66+5.

Morenemasse i hele byggegrop.

24.10.80.

Gravd fra pel 68+2 til pel 71+0

Vekselvis morene og leire. På grunn av matjord og løse overmasser er det gravd for dypt. Ved pel 68+2 er det gravd 1.30m for dypt mens det ved pel 71 er gravd 0.50m for dypt. For mye bortgravd masse er senere erstattet med komprimert kult.

30.10.80.

Gravd mellom pel 73+4 og pel 74+3.

Noe steinet masse med endel leire, silt.  
Bra byggegrunn.

3.11.80.

Gravd mellom pel 71+0 og pel 73+4.

Morenemasse i hele byggegrop.

GK 3675

H.N.



## Lukking av Alna

Kontroll av byggegrop 1.10.80.

Gravd fra pel 38+9 - 40+1

Fast tørrskorpeleire i hele byggegrop.

7.10.80.

Gravd fram til pel 44.

Fast leire m/enk. mindre blöte partier. Det har vært usedvanlig mye nedbör den siste tid og dette anses som grunnen til at enk. partier av leiren er noe blöte.

9.10.80.

Gravd fram til pel 46+1,7.

Fast leire, noe blöt i overflaten etter alt regnværet. Bra byggegrunn.

14.10.80.

Gravd mellom pel 62+6,4 og 65+1,4.

Det er fast morenemasse bestående av sand og stein. En stor stein er fjernet og erstattet med komprimert småstein.

Det er gravd ca. 20cm for dypt.

GK 3675

H.N.



## Lukking av Alna

Kontroll av byggegrop 21.8.80.

Gravd fram til pel 38+7

Fast leire i byggegrop.

8.9.80.

Gravd fra pel 52+1.7 til pel 58+1.7.

Morenemasse i hele byggegropa. Noen store steiner skal fjernes og erstattes med pukk. Bra byggegrunn. Når gropa er avplanert skal filterduk legges.

18.9.80.

Gravd fram til pel 59+3.

Fast leire i byggegrop.

Fram til pel 60 er det gravd 30cm for dypt. Det var fortsatt mye matjord i øvre lag og en fant det best å fjerne ytterligere 30cm. Dette ble gjort umiddelbart og massen i ferdig utgravd byggegrop kunne godkjennes. I betraktning av at det her er gravd 60cm for dypt vil det bli lagt et bærelag av tykkelse 60cm med underliggende filterduk. Det må påses at kulen blir vibrert slik som foreskrevet.

GK 3675

H.N.