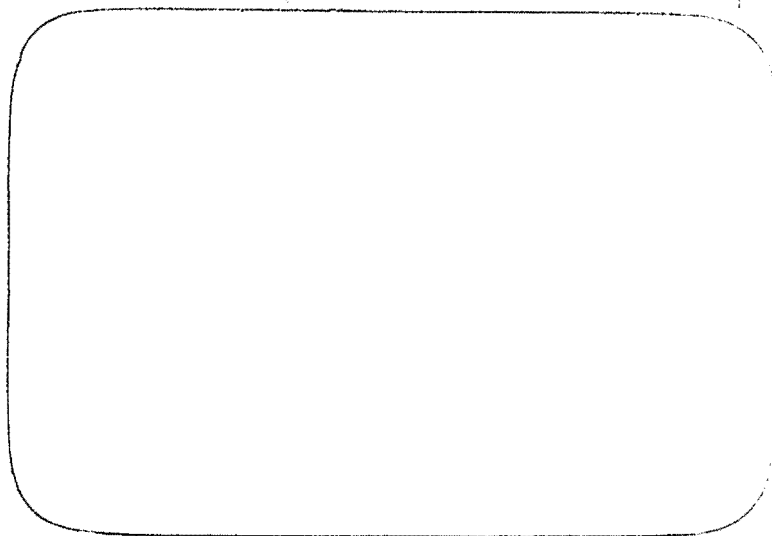


Tilhører Undergrunnskartverket
Må ikke fjernes



SO: E1^{II}, E2, F1, F2

F 1^{II} F 2^{II} E 2 I
overført fra Overkart

OSLO KOMMUNE
GEOTEKNISK KONTOR

overført SO E1^{II} F 2^{II} E 2 I Komo.



OSLO KOMMUNE
Geoteknisk kontor
KINGOS GT. 22, OSLO 4
Telf. 35 59 80

RAPPORT OVER:

Trafikkløsning Gamlebyen - Mossevn.

R- 1580 - 5 22. feb. 1980.

5. del: Orienterende grunnundersøkelser og geoteknisk vurdering
for området Vålerenga - Etterstad.

INNHOLDSFORTEGNELSE:

SAMMENDRAG OG KONKLUSJON	s	2
INNLEDNING	s	4
MARKARBEID OG LABORATORIEUNDERSØKELSER	s	5
GRUNNFORHOLD/GEOTEKNISK VURDERING	s	5
- Generelt	s	5
- Alternativ 1 A. Sydgående løp, pel 1400-2100	s	6
- Forslag av juli 1979. Hovedløpene, tunnel B1 og B2	s	6
- Rampe A-D. Generelt	s	7
- " " Pel 0 - 160	s	7
- " " Pel 160 - 245	s	8
- " " Pel 245 - 270	s	9
- " " Pel 270 - 340	s	10
- " " Pel 340 -	s	11
- Drenasje/vanntetting	s	11
Bilag 0: Standardbeskrivelser av bor- og laboratoriearbeider		
" 13: Vingeboring pkt. 22		
" 14: " " pkt. 30		
" 15: Prøveserie pkt. 40		
" 16: " " H 867/II, utført av Haukelid i 1949		
" 17: Lengdeprofil, Alternativ 1 A		
" 18: " " Tunnel B 1 og B 2. Forslag av juli 1979		
" 19: " " Rampe A og B " "		
" 20: Situasjons- og borplan. Alternativ 1 A		
" 21: " " " " Forslag av juli 1979.		

SAMMENDRAG OG KONKLUSJON:

Geoteknisk kontor har foretatt grunnundersøkelser for forslag til trafikkløsning Mosseveien - Gamlebyen - Etterstad. Denne delrapporten behandler området Vålerenga - Etterstad.

Vi har i en viss grad benyttet tidligere grunnundersøkelser ved utarbeidelse av denne rapporten. Når det gjelder geologien i området henvises til delrapport nr. 2.

Undersøkelsene indikerer at alternativene, som er vist på bilag 20 og 21, vil medføre betydelige geotekniske problemer, spesielt ved dype utgravninger. Problemene synes imidlertid teknisk løsbare, men vil medføre betydelige kostnader.

Spesielt for alternativ 1 A (bilag 20), sydgående løp i området ca. pel 1800 - 1900, vil det måtte benyttes meget kraftig avstivning for å kunne foreta den dype utgravningen. Slissevegger av betong eller kasseprofilert stålpunt, begge med 3 rekker fjellforankrede stag, er trolig nødvendig. Dette er en kostbar utførelse som skyldes bløt leire, stor dybde til fjell og stor gravedybde.

Forslaget av juli 1979, se bilag 21, skulle ikke by på spesielle problemer med hensyn til graving i løsmasser for hovedløpene, tunnel B 1 og B 2. Det er forholdsvis små dybder til fjell og faste masser.

Rampene A - D som knytter hovedtunnellene sammen med Strømsveien (St. Hallvards gt.), vil for en stor del passere dype leiravsetninger. Vest for Smålensgata kan det overslagsmessig graves uavstivet til ca. 4 meters dybde. Ved gravedybder opptil ca. 8 m kan det trolig benyttes stålpunt med moderat stivhet og stagforankring. Ved større gravedybder vil spuntstørrelsen øke raskt og man må gå over på kasseprofiler.

Kryssingen under det løsmassefundamenterte nybygget i Smålensgt. 4 - 14 vil by på store anleggstekniske problemer. Vi har skissert en metode for gjennomføring av arbeidet, basert på at bygningen

underpinnes permanent til fjell. Dette vil bli et meget kostbart arbeid.

Øst for Smålensgata avtar dybdene til fjell, og rampene vil kunne graves ut ved bruk av stålpunt med moderat motstandsmoment.

Generelt vil de dype utgravningene gi deformasjoner i løsmassene og noe setninger på den nærmeste bebyggelse. Dertil kommer setninger som følge av eventuell grunnvannsenkning.

Foreløpig synes det bare nødvendig å gjøre en liten del av fjell-tunnellene vanntette fordi vi antar at eksisterende skjæringer og tunneller allerede har drenerert store deler av området. Tunnellene i de dype løsmasseavsetningene bør gjøres vanntette.

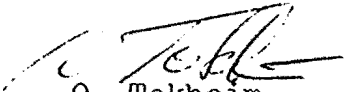
Før eventuell detaljprosjektering av de undersøkte traséer må det utføres supplerende grunnundersøkelser som bl. a. må omfatte:

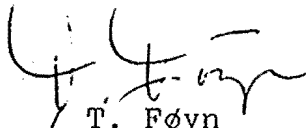
- registrering av grunnvannstanden på en rekke steder
- mer nøyaktig kartlegging av fjellprofiler, spesielt ved dype løsmasseutgravninger og fjell-tunneller med liten fjelloverdekning
- opptak av flere prøveserier for mer nøyaktig kartlegging av leirmassenes skjærstyrke og styrkevariasjoner.

Ut fra dette vil en kunne bestemme graveprinsipper, dimensjonere avstivningssystemer m.v. (Spuntdimensjoner m.v. angitt i foreliggende rapport må bare betraktes som rent orienterende).

Vi vil gjerne påta oss de nødvendige undersøkelser og analyser.

Geoteknisk kontor


O. Tokheim


T. Føyn

INNLEDNING:

Etter oppdrag fra Byplankontoret har Geoteknisk kontor foretatt orienterende grunnundersøkelser for et forslag til trafikkløsning Mosseveien - Gamlebyen - Etterstad. Denne delrapporten omhandler undersøkelser i området Vålerenga - Etterstad. En del av resultatene som er gjengitt, er hentet fra tidligere grunnundersøkelser, og vi har benyttet oss av følgende tegninger og rapporter:

- Norges statsbaner, Geoteknisk kontor:
tegning nr. GK 664 (18/6 1948). Området sydvest for Vålerenga kirke.
- Ingeniørfirmaet Bjørgulf Haukelid:
tegning nr. 834 (15/2 1949) og nr. 867 (16/2 1949), Smålensgaten og Enebakkveien. Tegning nr. 880 (4/5 1949), Opplandsgaten.
- Sivilingeniør Bjørn Strøm:
Prosjekt 418, Smålensgt. 4 - 14 (rapport av 10/4 1979).
- Oslo kommune, Geoteknisk kontor:
Rapport R-999 (19/1 1971), Hovindbekken og Helsefyrbekken overf. til Alna. Rapport R-1640 (21/12-79), Vålerenga kirke.

Grunnundersøkelsene som er utført for foreliggende rapport, er planlagt i samarbeid med Taugbøl og Øverland A/S. Vi har således benyttet en plantegning fra dette firma: „Grunnlag for grunnundersøkelser“, datert 1/3-79, hvor vei- og tunneltraséene er vist (alternativ 1 A).

Foreløpige resultater fra undersøkelsene er meddelt Taugbøl og Øverland A/S etterhvert som de har foreligget. Når denne rapporten skrives, har man endret traséene og vi har derfor også tatt med traséene etter et forslag av juli 1979 fra samme firma. Byplankontorets alternativ C og D er ikke tatt med i foreliggende rapport.

Når det gjelder geologien for de foreslåtte tunneller i området, henvises ti til vår delrapport nr. 2: R-1580, 2. del av 6/6,79.

MARKARBEID OG LABORATORIEUNDERSØKELSER:

Markarbeidet er utført av vårt kontor, periodevis i tiden 9/5 - 1/6 d.å. Det skulle utføres enkel sondering til fjell i 47 punkter, men to av disse ble sløffet og i ett punkt var det fjell i dagen. Det er videre utført to vingeboringer, og det er tatt opp én Ø 54 mm prøveserie. Prøvene er rutinemessig undersøkt i vårt laboratorium. For beskrivelse av bormetoder og laboratoriearbeid henvises til bilag 0.

Borpunktene er satt ut ut fra bygninger i nærheten. Terreng høyde ved borpunktene er nivellert med utgangspunkt i følgende polygonpunkter (PP) og fastmerker (FM):

Borpkt. 1-12 : PP 10536, h = 52,016. Pkt. 13-17 : PP 1446, h = 57,427. Pkt. 18-24 : PP 287, h = 57,215. Pkt. 25-27: PP 10291, h = 46,76. Pkt. 28-38 : FM 233, h = 45,243. Pkt. 39-47 : FM 1510, h = 45,385.

GRUNNFORHOLD/GEOTEKNISK VURDERING

Generelt

Beliggenheten av gamle og nye borpunkter er vist på begge situasjonsplanene, bilag 20 og 21. De nye borpunktene er nummerert 1-47. Bilag 20 viser det veisystemet (alternativ 1A) som var utgangspunkt for våre grunnundersøkelser, mens bilag 21 viser det senere forslaget fra Taugbøl og Øverland. Forskjellen mellom de to alternativene er først og fremst at den sydgående forbindelsen fra Strømsveien mot Loelvdalen i det nye forslaget er lagt sammen med nordgående forbindelse. I det etterfølgende vil derfor alternativ 1A bare kort bli omtalt, mens vi vil behandle det nye forslaget mer utførlig. De forskjellige strekningene blir omtalt med referanse til pelnummer som vist på situasjons- og borplanene.

Alternativ 1A. Sydgående løp, pel 1400 - 2100.

Det henvises til bilag 17 og 20. Sannsynligvis ville veien måtte gå i forskjæring frem til og med kryssing av Gjøvikbanen, d.v.s. til ca pel 1500. Derfra og til ca pel 1750 vil det sannsynligvis være tilstrekkelig fjelloverdekning til tunneldrift. Vi har riktignok ikke foretatt sonderboringer mellom pel 1550 og 1720, men her ligger fjellet temmelig sikkert i liten dybde.

Fra ca. pel 1750 vil veien måtte graves ut i åpen skjæring. Fjellet faller av frem til ca. pel 1870 (pkt. 33) og stiger deretter på igjen. Dybden av skjæringen vil være størst omtrent ved pel 1780, nemlig ca. 11 m. Frem til pel 1960 vil den avta til ca. 2 m's dybde. Ved pel 1870 hvor det er ca. 23 m til fjell vil skjæringen ha en dybde på ca. 7 m.

Vingeboringen som er tatt ved pkt. 30 (bilag 14), viser at det fra 6 -7 meters dybde er en bløt, middels sensitiv leire. I 9 - 10 meters dybde er leiren kvikkaktig. P.g.a. den lave skjærfastheten i leiren og de store dybder til fjell, vil det bli meget kostbart å foreta en så dyp utgravning som dette alternativet forutsetter.

For å gjennomføre utgravningen må man på strekningen ca. pel 1800 -1900 enten benytte slissevegger av betong eller meget kraftig stålsjunt (kasseprofiler) som avstivning. Vi regner med at det på det vanskeligste partiet vil være nødvendig med 3 rekker av fjellforankrede stag og dessuten fotbolter for å ta opp jordtrykkskreftene.

Forslag av juli 1979. Hovedløpene. Tunnel B1 og B2.

Det henvises til bilag 18 og 21. Som for alternativ 1A vil veiene måtte gå i forskjæring til og med kryssing av Gjøvikbanen. Derfra vil det, etter de sonderingene som foreløpig er gjort, være tilstrekkelig fjelloverdekning frem til omtrent pel 1950. Videre må det graves og sprenges ut for veien i åpen skjæring.

Ved pel 2100 er det registrert opptil ca. 7 meters dybde til fjell. Det ble her tatt en vingeboring, se bilag 13. Ned til ca. 3 meters dybde er det tørrskorpe og derunder antagelig en fast leire med skjærfasthet over 9 t/m^2 (90 kN/m^2). Først i 6 meters dybde var leiren så bløt at vi fikk målt skjærfastheten. Denne var her $3,2 \text{ t/m}^2$ (32 kN/m^2).

I den faste leiren vil det være greit å foreta utgravning til fjell. Siden vi mangler eksakte verdier for leirens fasthet, har vi gjort overslag over spuntdimensjoner etc. på effektivspenningsbasis. Aktiv jordtrykkskoeffisient er anslått til 0,35 og grunnvannstanden er antatt å stå i 2 m dybde.

Der fjelldybden er 7 m kan det overslagsmessig benyttes spunt med motstandsmoment ca. $1200 \text{ cm}^3/\text{m}$, én stagrekke med belastning ca. 16 t/m (160 kN/m), samt fordyblingsbolter ved spuntfot med belastning ca. 19 t/m (190 kN/m).

Rampe A - D. Generelt

Det henvises til bilag 19 og 21. Fra krysset med Strømsveien (St. Hallvards gate) og østover til ca. pel 300 vil rampene ligge i samme plan. Se bilag 19 og 21.

Frem til kryssing med Enebakkveien, ca. pel 160, går veien i åpen skjæring. Derfra og til pel 330 - 340 har man tenkt seg veien ført frem ved den såkalte "cut and cover" - metoden. D.v.s. utgravning, støping av tunnel og tilbakefylling over tunnelen. Videre vil det bli tunneldrift i fjell frem til hovedtunnellene.

Rampe A - D. Pel 0 - 160. Åpen skjæring.

På denne strekningen har vi liten kjennskap til fjelldybder og løsmassebeskaffenhet. Først ved kryssingen av Enebakkveien foreligger det sonderinger til fjell, og her varierer fjelldybden mellom 6 og 24 m. Utgravningsdybden øker østover og ved Enebakkveien vil den være ca. 5 m. Det forutsettes oppført støttemurer langs skjæringen på begge sider.

Prøveserien ved Enebakkveien 24 ble tatt av Haukelid i 1949, og vi har på bilag 16 tegnet opp resultatene på et "moderne" skjema. Basert på skjærfasthetene som er målt på disse prøvene, vil man anslagsvis kunne grave uavstivet til ca. 4 meters dybde; graveskråning med helning 1:1. Finsanden som er påvist kan riktignok medføre noe problemer hvis den er vannførende. For større gravedybder må det foretas en avlastning av terrenget langt ut til siden hvis det skal graves uavstivet. Alternativt må det benyttes spunt som sannsynligvis må avstives med stag til fjell.

Foreløpig kan man bare regne med å kunne bygge vanlige støttemurer der skjæringsdybdene er mindre enn ca. 4 m. For større dybder blir antakelig stabiliteten for dårlig, og det må trolig etableres en form for avstiving, mellom de motstående murer. Dette kan tenkes utført på flere måter, f.eks. med et drager-system som forbinder murene, evt. også med hel plate mot grunnen. Lette fyllmasser bak murene kan også være et virkemiddel.

Grunnvannstanden vil ha stor betydning for graveforhold og avstivning på dette partiet. Denne er ikke målt.

Rampe A - D. Pel 160 - 245. "Cut and cover".

Østover fra Enebakkveien synes det som dybden til fjell øker på nordsiden av veien. Ved kryssing med Smålensgata er det registrert dybder på vel 32 m. Prøveserien og vingeboringene som er tatt av Bjørn Strøm i Smålensgata 4 - 14, viser at det er fastere leire her enn ved Enebakkveien. Under tørrskorpen er det i leiren målt skjærfastheter mellom 3 og 5 t/m².

Vi har gjort overslag over nødvendige spuntdimensjoner ut fra de foreliggende opplysninger om grunnforholdene. Med en gravedybde på 8 m må det benyttes stagforankret spunt med motstandsmoment på ca. 2000 cm³/m. Ved bruk av stag til fjell må minst hver 3. spunt nål føres til fjell for å oppta vertikalkrefter fra stagene. De øvrige spunt nåler kan avsluttes i ca. 19 meters dybde.

Når gravedybden øker til 9 m må trolig samtlige spuntnåler føres til fjell. Nødvendig motstandsmoment øker beregningsmessig til hele $6000 \text{ cm}^3/\text{m}$, og det vil si at man må benytte såkalte kasseprofiler. Dessuten må antall stagrekker økes fra 2 til 3.

Ved å foreta avlasting av terrenget i 15-20 meters avstand fra spuntveggene kan gravedybden mellom spuntveggene holdes under 8 m. Derved unngås den store økning i spuntdimensjon.

På denne strekningen hvor fjelldybden er så store kan man tenke seg å benytte stag som forankres i leiren i stedet for i fjell. Metoden er ikke brukt i nevneverdig grad i Norge, men man ville i så fall kunne redusere spuntlengdene i vesentlig grad. Hvorvidt løsningen totalt sett vil medføre noen kostnadsreduksjon er imidlertid usikkert.

Vi understreker at de foretatte beregninger er av orienterende art, og at mer nøyaktige undersøkelser og beregninger må utføres dersom planene skulle komme til utførelse.

Rampe A - D. Pel 245 - 270. Kryssing under bygg.

Veitunnellen vil bli liggende tett oppunder fundamentene til bygget som er under oppføring i Smålensgt. 4 - 14. Bygget er, så vidt vites, fundamentert på stripefundamenter, og det vil bli et meget komplisert arbeid å bygge veitunnel under huset. Lastene fra fundamentene må enten overføres til tunneltaket eller via peler til fjell. Det vil sannsynligvis være best å benytte peler og vi skal i grove trekk skissere hvordan dette kan utføres.

Underpinning kan innebære en fullstendig ombygging av bærende kjellervegger og fundamenter, slik at lastene overføres til pelerekker i veiens lengderetning. Med fire adskilte kjørebaneer kan pelerekkene plasseres i veggene mellom kjørebaneene, og avstanden mellom pelerekkene kan da begrenses til ca. 5 m. Pelene må for det meste rammes fra kjelleren og det vil da sannsynligvis være mest hensiktsmessig å bruke stålpeleer. Av hensyn til deformasjoner

som vil oppstå til siden for utgravningen bør bygningen underpinnes også i 15-20 meters avstand fra ytterveggene i tunnelen.

Når underpinningen er utført skulle gravearbeidene kunne utføres etter følgende fremgangsmåte: Spuntveggene føres så nær bygningen som mulig, og så foretas utgravningen under bygningen uten avstivning. Avstivning av utgravningen vil nemlig bli meget vanskelig p.g.a. den lave høyden under bygningen. Uavstivet utgravning forutsetter at terrenget avlastes, på nordvest siden av bygget, slik at gravedybden reduseres til ca. 6 m. Avlastingen må foretas i 15-20 meters avstand fra ytterveggene i tunnelen. Tunnel-taket vil når det er ferdigstøpt fungere som kjellergulv. Man kan tenke seg andre måter å føre frem tunnelen under bygget, f.eks. bruk av slissevegger, som også vil kreve underpinning og delvis riving.

Uansett metode er det klart at det vil bli meget vanskelig og kostbart å bygge vei under Smålensgt. 4-14. Vi vil derfor tro at full riving av den nordre del av bygget, der veien skal frem, er et alternativ som også må vurderes.

Rampe A - D. Pel 270 340. „Cut and cover“.

Østover fra Smålensgata avtar dybdene til fjell, men samtidig øker gravedybden. I krysset mellom Opplandsgata og Danmarks gate er det registrert 13,7 m til fjell, og her vil gravedybden bli nesten 11 m. Vi har tatt en prøveserie ved Opplandsgata 7 (pkt. 40) og resultatet er gjengitt på bilag 15. Under tørrskorpen, som går ned til 2,5 - 3,0 meters dybde, finnes middels fast leire med skjærfasthet på ca. 3,5 - 5,0 t/m² (35-50 kN/m²).

For å kunne grave til 11 meters dybde vil man overslagsmessig måtte bruke spunt med motstandsmoment ca. 3000 cm³/m. Spunten må avstives i tre nivåer, fortrinnsvis med stag til fjell, og det må benyttes fotbolter.

Rampe A - D. Pel 340 - . Fjelltunneller.

Like etter kryssingen med Opplandsgata antas fjellet å ligge så høyt at veiene kan føres frem i fjelltunnel. Angående geologien i området vises til vår delrapport R-1580, 2. del.

Drenasje, vanntetting.

Det er ikke gjort undersøkelser for å få klarlagt grunnvannstanden og permeabiliteten i løsmasser og fjell. Erfaringsmessig står grunnvannstanden gjerne i 2-3 meters dybde der terrenget er flatt og det finnes mer enn 4-5 meter med leire.

Permeabiliteten i fjell viser ofte stor variasjon, avhengig av oppsprekking, og for såvidt store tunneltverrsnitt under grunnvannstanden, kan det lokalt bli vanntilstrømning.

Der bebyggelsen er fundamentert på leire med mektighet større enn 4-5 m, bør grunnvannstanden opprettholdes for å unngå setnings-skader. Fjelltunnellene kan drenere ut eller senke grunnvannstanden i nærliggende løsmasseavsetninger og bør derfor på partier gjøres vanntette.

Med det vi foreløpig ve om fjelldybder, er det områdene vest for Opplandgata og nord for krysset Opplandgata/Danmarksgate hvor dette kan skje. I områder som ligger nær N.S.B.'s skjæringer og fjellanlegg antar vi at grunnvannstanden ligger forholdsvis lavt p.g.a. langvarig drenering.

Alt i alt ser det derfor foreløpig ut til at det bare er en liten del av fjelltunnellene som må gjøres vanntette for å hindre setningsskader, nemlig rampe A-D ca. pel 340- ca. pel 400. I overgangen mellom drenert og vanntett, udrenert tunnel må det etableres en form for tetningsskjerm rundt tverrsnittet. Dette tenkes utført ved injeksjon.

I god tid før eventuell detaljprosjektering må det settes ned poretrykksmålere for registrering av grunnvannsnivået på en rekke steder langs de aktuelle traséer.

STANDARD BESKRIVELSER

BESKRIVELSE AV BORMETODER

Enkel sondering betegner neddriving av stålstenger uten registrering av motstand, for eks. slagsondering med slegge eller slagbormaskin.

Dreiboring utføres ved å måle synkninger under dreining når boret er lastet med 100 kg. Synker det for mindre last dreies ikke. Boret er forsynt med en pyramideformet spiss som er vridd en omdreining. Lengden av spissen er 20 cm og sidekanten er 3 cm. Under opptegning av resultatene angis antall omdreininger pr. m synkning på høyre side av hullet, og lasten på boret på venstre side.

Fjellkontrollboringer utføres med trykkluftdrevet bergbor. Både topphammer og senkborhammer kan brukes. Fjellkontrollen består i å registrere når man har fått en langsom og relativt jevn synkning av boret idet dette er en sterk indikasjon på at boret er i fjell. Det bores vanligvis 3 m for å konstatere at det ikke er en stor stein.

Vingeboring brukes til å måle jordartens udrenerte skjærfasthet direkte i grunnen. Skjærfastheten beregnes utfra målt torsjonsmoment på et vingekor som presses ned i ønsket dybde og dreies rundt inntil brudd oppstår. Grunnens fasthet bestemmes først i uforstyrret, og etter brudd i omrørt tilstand. Resultatene kan i sterk grad påvirkes av sand, grus og stein ved vingekorset. Det skal også bemerkes at resultatene av andre grunner i mange tilfelle må korrigeres før fasthetsverdiene brukes i stabilitetsberegninger.

Prøvetaking kan utføres med forskjellig utstyr. Ønskes "uforstyrrede" prøver brukes en ϕ 54 mm sylinderprøvetaker som er forsynt med et tettsluttende stempel. Prøven skjæres ved at sylindere skyves nedover i grunnen mens stemplet holdes tilbake. Sylindere med prøve blir trukket opp igjen, forseglet i begge ender, og bragt til laboratoriet. Ønskes bare såkalte "representative" prøver, brukes enklere utstyr som skovelbor og kannebor. Felles for disse er at massen skaves inn i en beholder som deretter tas opp. Tilsvarende prøver kan også tas ved å skru en stålskrue ned i grunnen og trekke den opp igjen.

Poretrykksmåling går ut på å måle trykket i de vannfylte porene i jordarten. Dette gjøres ved å føre ned til ønsket dybde et såkalt piezometer som består av et stålrør med et porøst filter i enden. Vann fra jordarten vil kunne trenge inn gjennom filteret mens jordpartiklene blir holdt tilbake. På innsiden av filteret kan man så enten ha en elektrisk trykkmåler som registrerer det vanntrykket som bygges opp og som balanserer med poretrykket utenfor, eller filteret er forbundet med en tynn slange inne i stålrøret. Stigehøyden av vannet i slangen er da porevannstrykket i filterets nivå. Ved fremstilling av resultatene angis som regel det nivå (m.o.h.) som vannet stiger til (poretrykksnivået).

BESKRIVELSE AV LABORATORIEUNDERSØKELSER

I laboratoriet blir prøvene først beskrevet på grunnlag av besiktigelse. Derneft blir følgende undersøkelser rutinemessig utført, (undersøkelser merket ^x) kan bare utføres på uforstyrrede prøver):

Romvekt ^x γ (t/m³) av naturlig fuktig prøve.

Vanninnhold w (%) angir vekt av vann i prosent av vekt av fast stoff. Det blir utført flere bestemmelser av vanninnhold fordelt over prøvens lengde.

Flytegrensen w_L (%) og utrullingsgrensen w_p (%) angir henholdsvis høyeste og laveste vanninnhold for plastisk område av omrørt materiale. Plastisitetsindeksen I_p er differansen mellom flyte- og utrullingsgrensen. Disse konsistensgrensene er viktige ved bedømmelse av jordartens egenskaper. Konsistensgrensene blir vanligvis bestemt på annenhver prøve.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter plastisitet:

Lite plastisk leire	I_p	< 10
Middels plastisk leire	I_p	= 10-20
Meget plastisk leire	I_p	> 20

Skjærfastheten s (t/m^2) bestemmes ved enaksede trykkforsøk. Normalt blir det skåret ut et prøvestykke med tverrsnitt $3,6 \times 3,6$ cm og høyde 10 cm på midten av sylinderprøven. Unntaksvis blir fullt tverrsnitt (ϕ 54 mm) benyttet. Det tas hensyn til prøvens tverrsnittsøking under forsøket. Skjærfastheten settes lik halve trykkfastheten.

Videre blir uforstyrret skjærfasthet s og omrørt skjærfasthet s' bestemt ved konusforsøk. Dette er en indirekte metode til bestemmelse av skjærfastheten, idet nedsynkningen av en konus med bestemt form og vekt måles og den tilsvarende skjærfasthetsverdi tas ut av en tabell. Både trykkforsøk og konusforsøk gir udrenert skjærfasthet.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter udrenert skjærfasthet:

Meget bløt leire	$s < 1,25 t/m^2$	\approx	12,5 kN/m ²
Bløt leire	$s = 1,25 - 2,5 t/m^2$	\approx	12,5 - 25 ""
Middels fast leire	$s = 2,5 - 5,0 t/m^2$	\approx	25 - 50 ""
Fast leire	$s = 5,0 - 10,0 t/m^2$	\approx	50 - 100 ""
Meget fast leire	$s > 10 t/m^2$	\approx	100 ""

Sensitiviteten $S_t = \frac{s}{s'}$, er forholdet mellom skjærfastheten i uforstyrret og omrørt tilstand.

Følgende skala benyttes til å klassifisere leire etter sensitivitet:

Lite sensitiv leire	$S_t < 8$
Middels sensitiv leire	$S_t = 8 - 30$
Meget sensitiv leire	$S_t > 30$

Følgende spesielle forsøk blir utført etter nærmere vurdering i hvert tilfelle:

Ødometerforsøk $x)$ utføres for å finne en jordarts sammentrykkbarhet. Prinsippet ved ødometerforsøkene er at en skive av jordarten med diameter 5 cm og høyde 2 cm belastes vertikalt. Prøven er innesluttet i en sylinder og ligger mellom 2 porøse filtersteiner. Lasten påføres trinnvis, og sammentrykkingen av prøven observeres som funksjon av tiden for hvert lasttrinn. Resultatene fremstilles ved å tegne opp den relative sammentryking ϵ som funksjon av belastningen. Setningsutviklingen tegnes opp i tidsdiagram. Dette gir grunnlag for beregning både av setningenes størrelse og tidsforløp. Tidsforløpet er imidlertid særlig usikkert på grunn av mange ukjente faktorer som spiller inn.

Kornfordelingsanalyser av friksjonsjordarter (grovere enn silt og leire) utføres ved sikting, som regel i helt tørr tilstand. Inneholder massen en del finere stoff blir den våtsiktet. For silt og leire benyttes hydrometeranalyse. En viss mengde tørt materiale oppslemmes i en bestemt mengde vann. Ved hjelp av hydrometer bestemmes synkehastigheten av de forskjellige kornfraksjoner og på grunnlag av Stoke's lov kan kornstørrelsen tilnærmet beregnes.

Fortorvningsgraden i organiske jordarter bestemmes ved besiktigelse og krysting av materiale mellom fingrene. Graderingen skjer i henhold til von Post's ti-delte skala H 1 - H 10. Torv kan deles i følgende grupper:

Fibertorv	H 1 - H 4, planterester lett synlig
Mellomtorv	H 5 - H 7, planterester svakt synlig
Svarttorv	H 8 - H10, planterester ikke synlig.

Organisk innhold (humusinnhold) bestemmes vanligvis ved glødning av tørt materiale. Glødetapet (vekttapet) angis i prosent av tørt materiale.

Proctorforsøk brukes til å undersøke pakkningsegenskapene hos jordarter, spesielt hos velgraderte friksjonsmasser. Massen blir stampet lagvis inn i en stålsylinder av bestemt volum, og tørr romvekt beregnet etter tørking av prøven. Avhengig av pakkingsarbeidet skilles mellom standard Proctor og modifisert Proctor. Den siste innebærer størst pakkingsarbeid. Forsøkene utføres med varierende vanninnhold, og det vanninnhold som gir høyest tørr romvekt kalles optimalt. Den høyeste romvekt kalles 100% Proctor.

OSLO KOMMUNE, GEOTEKNISK KONTOR

BORPROFIL, VINGBORING

Sted: ETTERSTADGT. 16

Hull : 22

Nivå : 59.9

Prø : 54 mm

Aksialdeformasjon %



Bilag : 13

Oppdrag : R-1580

Dato : Feb. 80

Dybde m	Jordart	Symbol	Pr. nr.	Vanninnhold w				Romvekt γ_m	Skjærfasthet ved trykkforsøk				Sensitivitet
				Plastisk område		w_p	w_L		Konusforsøk ∇ , Vingeboring		\ominus	\oplus	
				20	30	40	50%	2	4	6	8	10	γ_m^2
0	TØRRSKORPE												
0.5	ANT. LEIRE												
5	ANT. FJELL	XX											
10													
15													
20													
25													

skovlet

Områdt

Uforstyrret

3

BORPROFIL

Hull : H 867/ II

Nivå : 37.2

Pr.φ : 54 mm

Aksialdeformasjon %



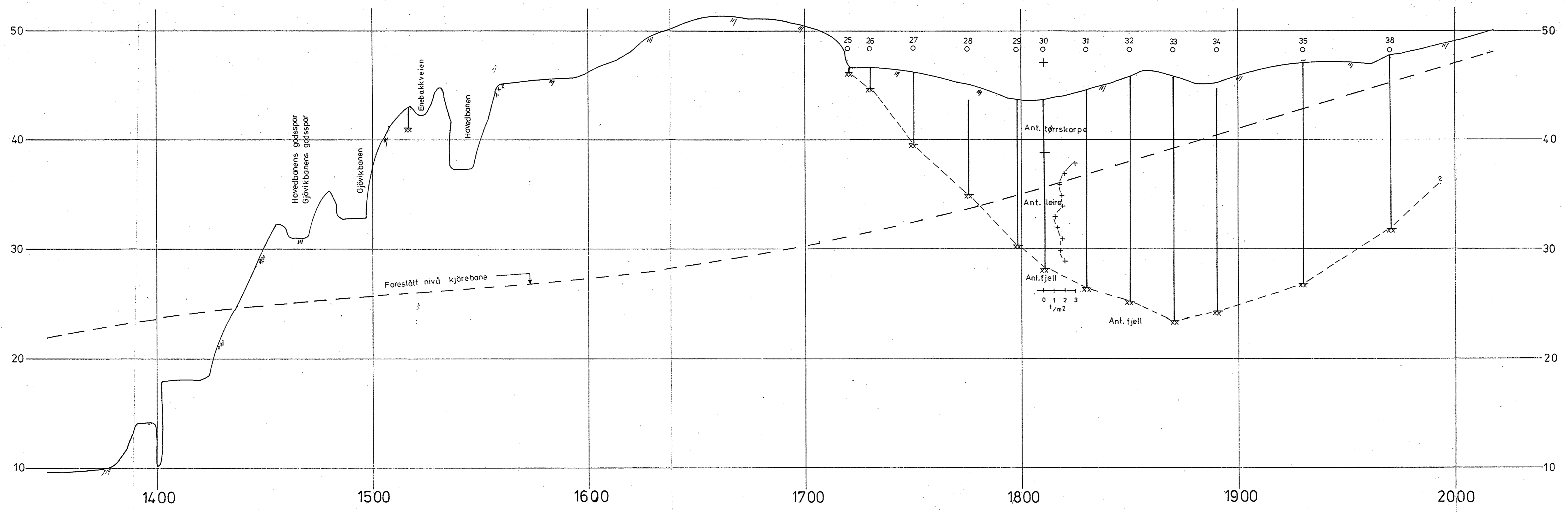
Bilag : 16

Oppdrag: R-1580

Dato : Feb. 80

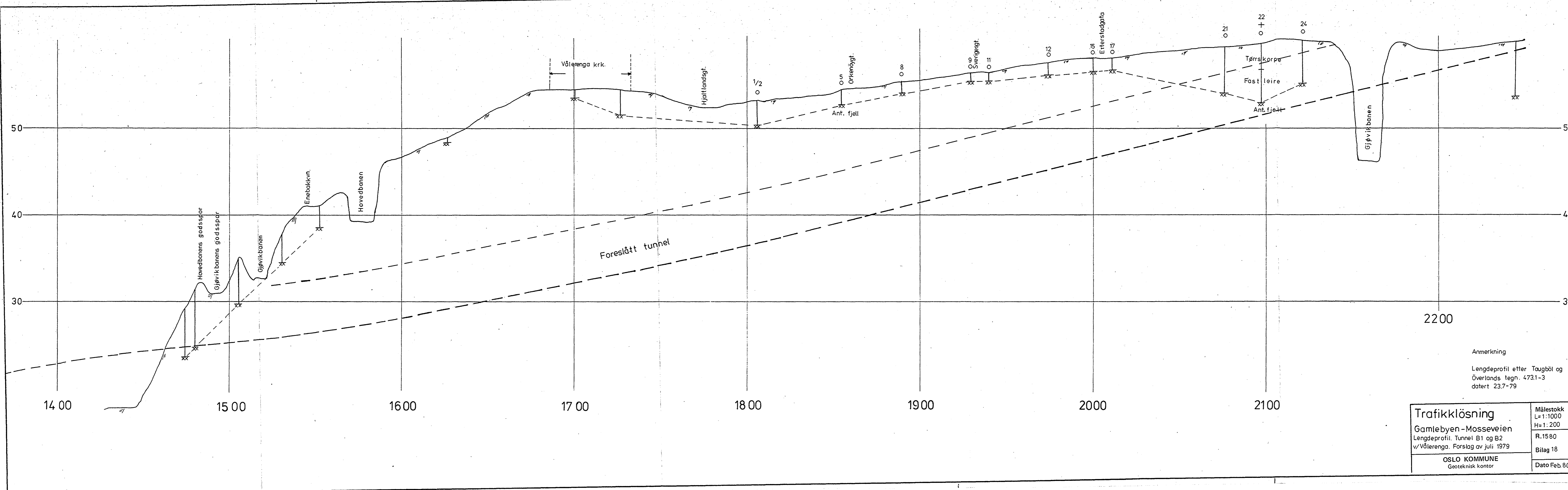
Sted: ENEBAKKVN. 24

Dybde m	Jordart	Symbol	Pr. nr.	Vanninnhold w				Romvekt γ/m^3	Skjærfasthet ved trykkforsøk				Sensitivitet	
				Plastisk område $w_p \rightarrow w_L$					Konusforsøk ∇ , Vingebooring					
				20	30	40	50%		2	4	6	8		10 γ/m^2
	Fylling													
	Fin sand						1.89							
							1.89							
5	Leire						1.90							
							1.80							
							1.88							
							1.86							
							1.84							
10	kvikkaktig						1.84							
	— " —						1.86							
	— " —						1.82							
							1.89							
							1.97							
15							1.99							
							1.98							
							1.95							
							1.95							
							1.90							
20	meget fast						1.93							
							1.82							
							1.84							
							1.85							
							1.86							
25							1.86							



Anmerkning
 Terengprofil og veiprofil etter
 Taugbøl og Överland's tegning
 datert 29.2.-79

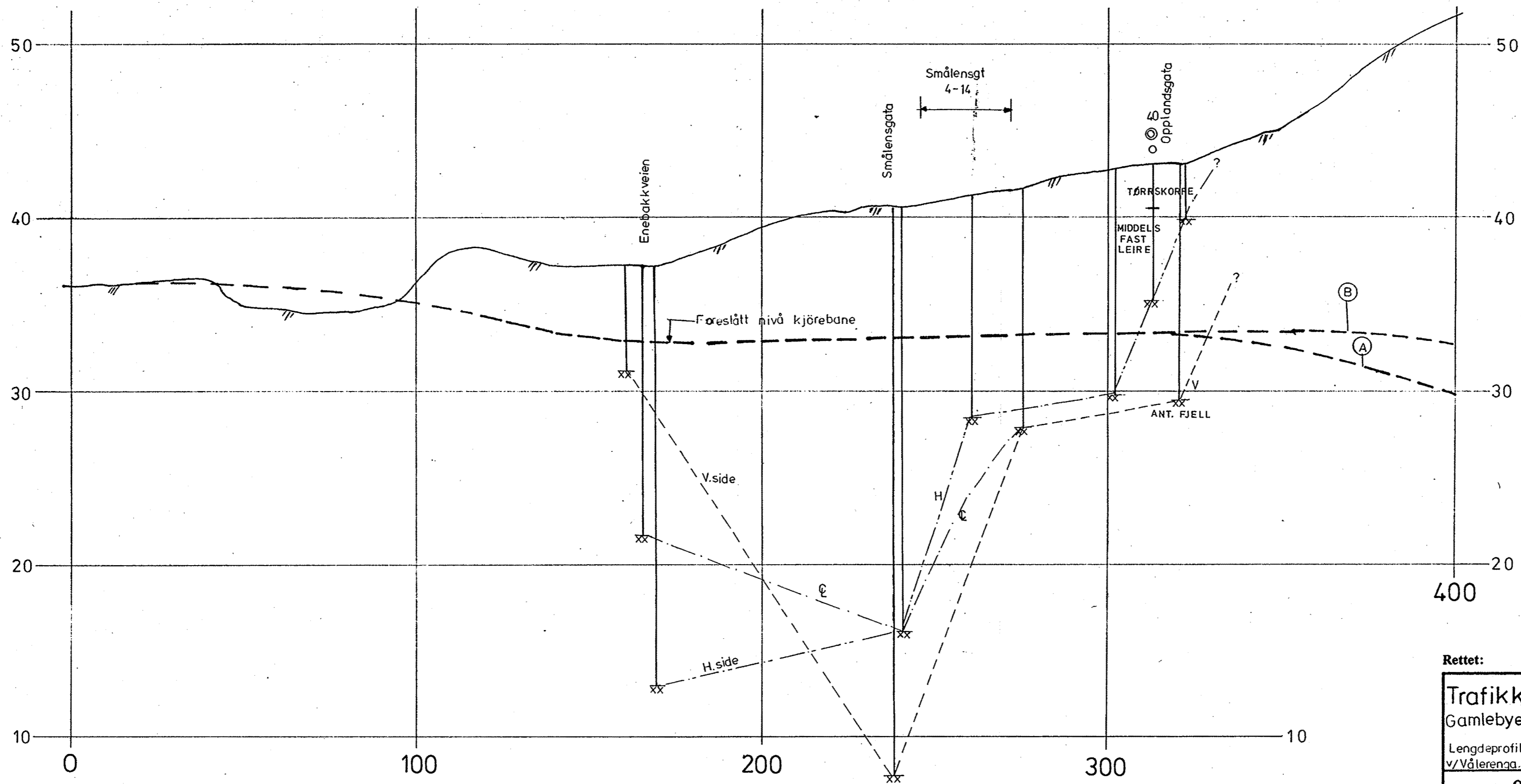
Trafikklösning		Målestokk H=1:200 L=1:1000	Kart ref.
Gamlebyen - Mosseveien		R. 1580	
Lengdeprofil Våterenga		Bilag 17	
Alt. 1A. Sydgående løp		Dato Feb. 80	
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor			



Anmerkning
 Lengdeprofil etter Taugbøl og
 Overlands tegn. 4731-3
 datert 23.7-79

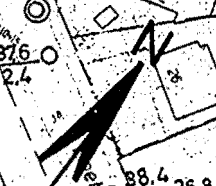
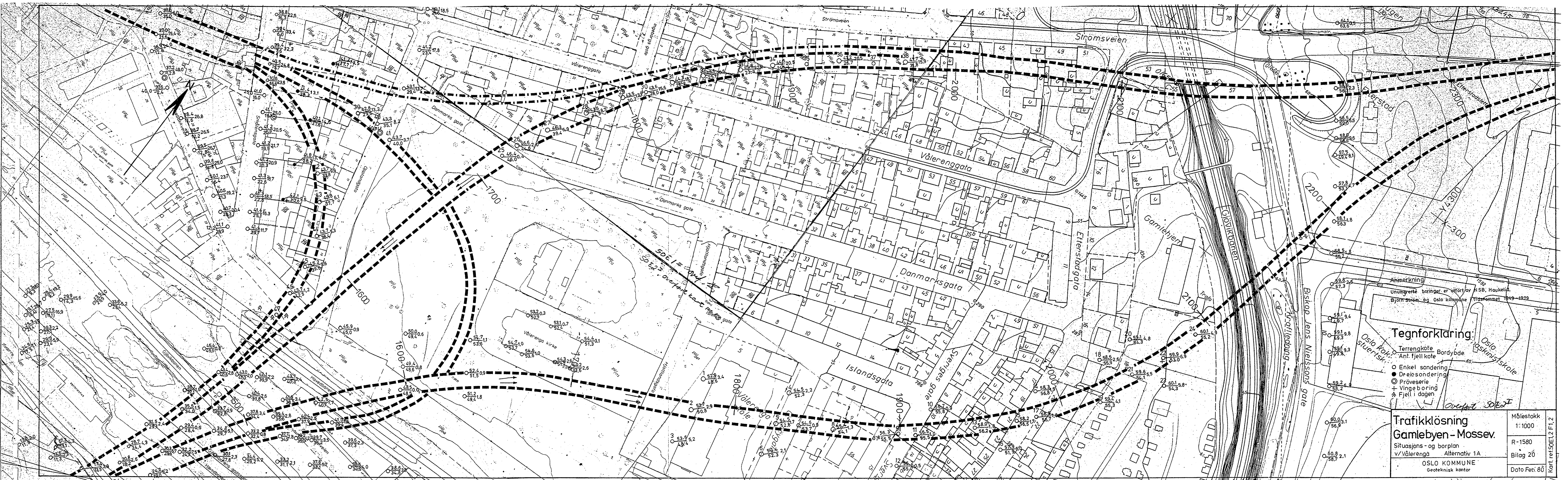
Trafikkløsning		Målestokk L=1:1000
Gamlebyen - Mosseveien		H=1:200
Lengdeprofil. Tunnel B1 og B2 v/Vålerenga. Forslag av juli 1979		R.1580
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor		Bilag 18
		Dato Feb. 80

Kart ref.



Anmerkning
 Lengdeprofil etter Taugbøl og
 Överland's tegning 473.1-3
 datert 23.7-79.

Rettet:		Målestokk L=1:1000 H=1:200	Kart ref.
Trafikkløsning Gamlebyen - Mosseveien			
Lengdeprofil Rampe A og B v/Vålerenga. Forslag av juli 1979		R-1580	Dato Feb.80
OSLO KOMMUNE Geoteknisk kontor		Bilag 19	



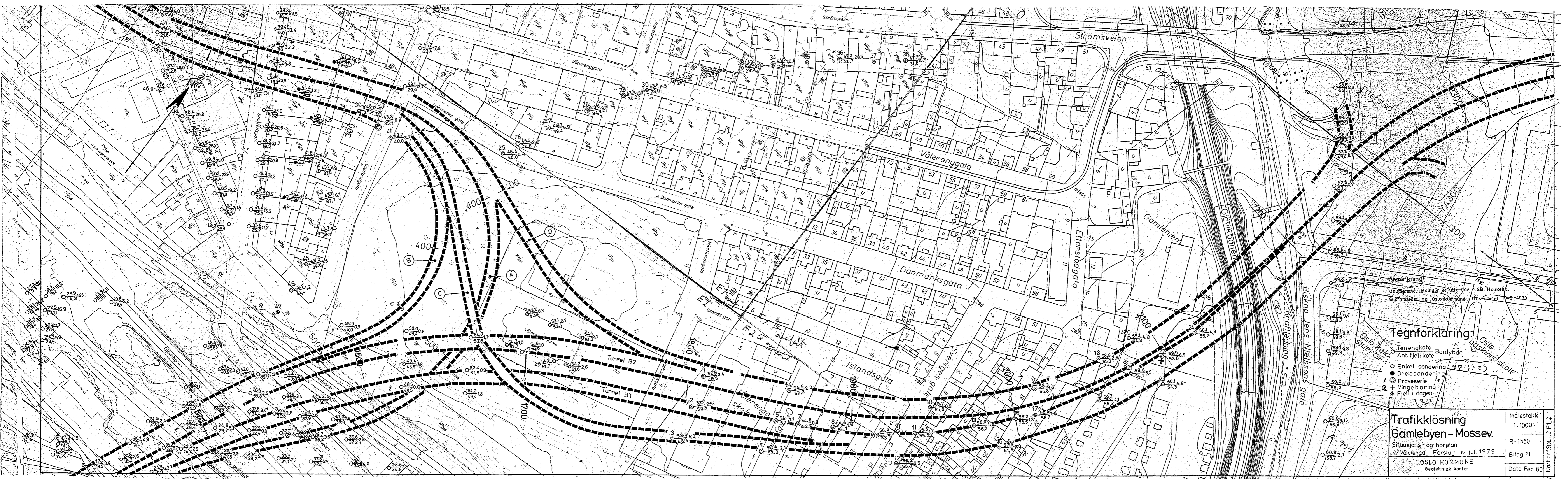
Anmerking
 Unummererte boringer er utført av NSB, Haukelid, Bjørn Strøm og Oslo kommune i tidsrommet 1949-1979

- Tegnforklaring:**
- Terrenkote
 - Bordbyde
 - Ant. fjell kote
 - Enkel sondering
 - Dreiesondering
 - Prøveserie
 - + Vingeboring
 - ↑ Fjell i dagen

Trafikkløsning
Gamlebyen - Mossev.
 Situasjons- og borplan
 v/Vålerengå Alternativ 1A
 OSLO KOMMUNE
 Geoteknisk kontor

Målestokk
 1:1000
 R-1580
 Bilag 20
 Dato Feb. 80
 Kart. ref. SOE12.F1.2

Overført SOE2



Anmärkning
 Unønskede borer er utført av NSB, Haukelid, Bjørn Strøm og Oslo kommune. Trusefnet 1949-1979

- Tegnforklaring:**
- Terrengekote
 - Ant. fjell kote
 - Bordenote
 - Dreiesondering
 - Prøveserie
 - Vingeboring
 - ▲ Fjell i dagen

Trafikklossning
Gamlebyen - Mossev.
 Situasjons- og borplan
 v/Vålerenga. Forst. j. juli 1979

OSLO KOMMUNE
 Geoteknisk kontor

Målestokk
 1:1000

R-1580

Bilag 21

Dato Feb 80

Kart ref. 501.2.F1.2