

Tilhører Undergrundskartverket
Må ikke fjernes

NV,D-E-4 II

8 2 0 4

Det Norske Radiumhospital.

Hovedutvidelse II.

Rapport nr. 1:

Grunnundersøkelser. Geoteknisk utredning.

2/3.1970.



NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL AS

JAN FRIIS

RÅDGIVENDE INGENIØRER

GEOTEKNIKK - INGENIØRGEOLOGI - BETONGTEKNOLOGI

NV. D4, E4,

Pat NVEY
Jan
Sak NV04
Jan 1973

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL AS

JAN FRIIS



JAN FRIIS, MNIF, MRIF
ODD S. HOLM, MNIF, MRIF
GUNNAR DAGESTAD, MNIF, MRIF
ALF G. ØVERLAND, MNIF, MRIF

RÅDGIVENDE INGENIØRER

ADRESSE: THV. MEYERSGT. 9
TELEFON: SENTRALBORD ~~02100~~ 37 28 90

Deres ref.:

Sak nr. og ref.: BjF/KH

Oslo 5, 2. mars 1970.

8 2 0 4

Det Norske Radiumhospital.

Hovedutvidelse II.

Rapport nr. 1:

Grunnundersøkelser. Geoteknisk utredning.

Innholdsfortegnelse:

| | | |
|----|-----------------------------|--------|
| A. | Innledning | side 3 |
| B. | Utførte undersøkelser | " 3 |
| C. | Grunnforhold | " 3 |
| D. | Bestående bebyggelse | " 5 |
| E. | Fundamentering av nybygg | " 7 |
| F. | Utgraving | " 9 |
| G. | Grunnvannsforhold. Drenasje | " 10 |
| H. | Stabilitet mot bekkedal | " 11 |
| I. | Sluttbemerkning | " 11 |

Vedlagte tegninger:

| | | |
|--------|-------------------------|-----------|
| 8204-1 | Borplan | M = 1:500 |
| -2 | Tilbygg H-fløy. Borplan | M = 1:100 |
| -3 | Profil A-A | M = 1:200 |
| -4 | Profil B-B | M = 1:200 |
| -5 | Profil C-C og D-D | M = 1:200 |
| -6 | Profil E-E | M = 1:200 |
| -7 | Profil F-F | M = 1:200 |
| -8 | Profil G-G og H-H | M = 1:100 |

Bilag 1 og 2.

A. INNLEDNING.

Vårt firma er engasjert som rådgivende ingeniører i geoteknikk for den planlagte hovedutvidelse II ved Det Norske Radiumhospital.

Utførende arkitekt er Ark. MNAL Ole Bull.

Rådgivende ingeniører i byggeteknikk er Ing. Lund & Aass.

Den planlagte bebyggelse fremgår av borplanen, tegning nr. 8204-1. Vi har tidligere utført grunnundersøkelser for deler av den bestående bebyggelse, våre rapporter av 12/10.1944, 18/10.1944 og 21/10.1952. Tidligere utførte boringer som ligger inntil de planlagte nybygg, er tegnet inn på borplanen. Grunnundersøkelsene for hovedutvidelse II er utført vinteren 1970.

Den foreliggende rapport inneholder resultatet av grunnundersøkelsene med en utredning av de geotekniske forhold.

B. UTFØRTE UNDERSØKELSER.

Undersøkelsene fra 1944 og 1952 består av sonderboringer med dreiebor og delvis spylebor. Videre er det tatt opp prøveserier med 40 mm prøvetaker.

For hovedutvidelse II er det utført fjellkontrollboringer med langhullsbor i 18 stk. punkter. Det er tatt 2 stk. dreieboringer nederst i skråningen mot Mærradalsbekken. Det er videre tatt opp 3 stk. prøveserier med 54 mm prøvetaker, hvorav 2 stk. er ført ned til fjell. Det er satt ned 2 stk. piezometre for måling av grunnvannstanden.

For nærmere beskrivelse av undersøkelsesmetoder og forklaring av opptegningsmåten refereres til bilag 1 og 2.

C. GRUNNFORHOLD.

Resultatet av undersøkelsene er vist i profiler på tegning nr. 8204-3 t.o.m. -8. Beliggenhet av boringer og profiler fremgår av borplan, tegning nr. 8204-1. For tilbygg H-fløy refereres til detaljborplan, tegning nr. 8204-2.

Grunnen består generelt av leire med en tørrskorpe på et par meter nærmest terreng. Leiren er siltig, og inneholder sand- og gruslag. Skjærfastheten avtar med dybden fra 4-6 t/m² like under tørrskorpen til ca. 2 t/m² i 8-10 m dybde. Under 10 m ligger skjærfastheten på 1.5 - 2.0 t/m². Fra ca. 8 m dybde er leiren meget sensitiv, og klassifiseres som kvikkleire. Fjellldybden varierer mellom ca. 10 m og 26 m under nybyggene på sydsiden. Det ser ut til å være en kupert fjelloverflate, stort sett med hovedfall sydvestover. Under tilbygg H-fløy faller fjellet meget bratt sydover.

Mærradalen er dannet av en kraftig forkastningssone, og fjellet langs denne sonen er uregelmessig og oppsprukket. Bergarten består av kalk-leirskifer, gjennomsett av permiske intrusivganger (hard syenittporfyr).

Løsmassene i området er generelt meget telefarlige, og klassifiseres til telegruppe T4.

I det følgende er grunnforholdene under de forskjellige deler av hovedutvidelse II nærmere beskrevet.

Syd-østre del (SØ 2 og A).

Boringene viser fjellldybder på 10.9 m - 18.7 m. Langs øst- og nordvegg ligger fjellet dypest, på ca. kote pluss 35. I sydvestre del går det inn en høyere rygg på ca. kote pluss 40. Man må her regne med partier med meget bratt fjelloverflate..

Prøveserie VI viser øverst 2.5 m tørrskorpe, og derunder siltig leire til 8 m hvor det er overgang til kvikkleire, som går ned til antatt fjell på ca. 12 m. Skjærfastheten i leiren avtar rettlinjert fra 6 t/m² til 2 t/m². I kvikkleiren var det ikke mulig å få opp uforstyrrede prøver. Vanninnholdet ligger på 30-38 %, som tilsvarer en middels høy kompressibilitet.

Grunnvannet er målt på kote 49.9, d.v.s. 1.8 m under golv i bestående SØ-fløy.

Søndre og syd-vestre del (S2, SV, SV2).

Fjellldybden ligger på 13-17 m på østsiden og 18-25.6 m på vestsiden. Fjellkotene varierer fra pluss 31 til pluss 38 under høyblokken S2,

og fra pluss 23 til pluss 34 under lavblokken SV-SV2. Man må også her regne med lokalt bratt fjell (brattere enn 1:1), og en del variasjoner i dybdene i forhold til rettlinjert interpolasjon mellom boringpunktene.

Prøveserie VII midt i høyblokken viser øverst 4 m tørrskorpelære med enkelte sandlag. Under tørrskorpen er det siltig leire med sandlag til 8 m. Derunder er det kvikkleire videre til 18 m dybde, hvor det er overgang til sand. Det er antagelig et sand-gruslag på 1-2 m over fjellet. Skjærfastheten i den siltige leiren ligger på 3-4 t/m² og i kvikkleiren på ca. 2.0 t/m².

Prøveserie VIII ute mot Mærradalen viser fylling og tørrskorpe til 3 m dybde, og derunder lagdelt leire og kvikkleire med silt og sand, delvis med noe organisk materiale. Skjærfastheten er på ca. 3 t/m² ned til 9 m dybde, videre nedover under 2 t/m².

Vanninnholdet i serie VII og VIII ligger lavere enn i serie VI, og stort sett på 25-30 %. Dette tilsvarer en moderat kompressibilitet.

Grunnvannet er målt på kote 45.5 ved SV2, mens vannstanden i Mærradalsbekken lå på kote 44.7 i profil A-A og 43.3 i profil B-B.

Tilbygg H-fløy.

Fjellet ligger her på kote 43-48 i nordre og østre del, men faller meget bratt av i sydvestre hjørne ned til ca. kote 35.

Det er ikke tatt noen prøveserie, men grunnen antas å bestå av ca. 3 m fylling over leire med sand- og gruslag. En prøveserie utført i 1944 under fløy V ca. 12 m syd for det nye tilbygget viser fylling og tørrskorpe ned til ca. kote 50, derunder 2.5 m grus og sand, ca. 2 m sandig leire og kvikkleire under kote 45. Skjærfastheten i kvikkleiren ble målt til ca. 2.0 t/m².

D. BESTÅENDE BEBYGGELSE.

Av den bestående bebyggelse er høyblokken (S og C) samt nord- og vestfløy (N og V) fundamentert på rammede stålpeler til fjell. Det er benyttet peler av profilstål, dimensjon DIP 20 - DIP 26 ved høyblokken og DIP 16 - DIP 20 ved lavblokkene.

Ved høyblokken er det installert katodisk beskyttelsesanlegg, som er planlagt av Norges geotekniske institutt. Fra hospitalet opplyses at anlegget har vært i drift kontinuerlig. Anlegget vil bli noe berørt av utvidelsen, idet 2 av elektrodene ligger under de nye fløyene S2 og SV. Beskyttelsesanlegget vil nå bli kontrollert og vurdert av Norges geotekniske institutt.

Pelene under nord- og vestfløy er ikke beskyttet, og det er heller ikke forberedt installasjon av beskyttelsesanlegg. I forbindelse med den planlagte ombygging og påbygging av vestfløy har vi foreslått nærmere undersøkelse av korrosivitet og vagabonderende strømmer i grunnen, samt frigraving av øvre delen på et par peler for besiktning. På dette grunnlag vurderes om det er behov for beskyttelse av pelene. I denne forbindelse bemerkes at påbyggingen vil føre til ubetydelig lastøkning på pelene, og stålspenningene vil ligge under ca. 800 kg/cm^2 .

Østre del av bestående bebyggelse (fløyene SØ, Ø og NØ) er fundamentert direkte på grunnen på såler, dimensjonert for tillatt belastning på 15 t/m^2 . Det har her oppstått setninger i grunnen, og bygningene har fått en del sprekker. Det foreligger ingen nivellementer som viser setningenes utvikling med tiden, eller setningsdifferenser mellom de forskjellige fløyer.

Av fugen mot fløy C og N fremgår imidlertid at setningene har vært av størrelsen 5-10 cm. Det er tendens til skjevsetning sydover, spesielt i blokk Ø. Vi har foretatt nivellement av gulv i 1. etasje ved blokk SØ (poliklinikk) for om mulig å påvise eventuell skjevsetning av denne fløyen. Nivellementene langs korridoren viser høydedifferenser på + 1 cm, men ikke noe entydig fall sydover.

Setningene kan delvis tilskrives bygningenes vekt, men en betydelig del skyldes sannsynligvis grunnvannssenkning. Kjelleren i bestående høyblokk ligger på kote 48 (fyrhus) og det er antagelig drenert til ca. kote 47, noe som kan ha medført et par meter grunnvannssenkning under nærmeste del av østfløyene.

Vi regner med at setningene nå har opphørt. Hvis grunnvannet senkes ytterligere, vil det imidlertid bli ytterligere setninger i grunnen.

E. FUNDAMENTERING AV NYBYGG.

Den planlagte bebyggelse må fundamenteres til fjell. I det følgende har vi gitt en nærmere vurdering av fundamenteringen for de enkelte fløyer.

SØ2 og A.

Fløyene SØ2 og A er i 1 etasje pluss underetasje. SØ2 får nederste gulv i høyde med bestående SØ-fløy, d.v.s. ca. kote 51.75, mens gulvet i auditoriet er prosjektert på kote 49.20. Belastningene kommer ned langs ytterveggene og i innvendige søylepunkter samt enkelte innvendige bærevegger.

Fundamenteringen foreslås utført på rammede betongpeler til fjell. På grunn av bratt fjell bør det benyttes en spesielt robust pelotype med en konisk utformet fjellspiss.

Gulv i underetasje kan legges direkte på grunnen i østre delen. I et parti nærmest auditoriet kan det bli aktuelt med frittstående gulv for å unngå setningsskader. Hvorvidt dette er absolutt nødvendig vil imidlertid avhenge av hvilken bygningsdel som oppføres først, og hvilke spesifikasjoner og krav som settes til utgraving, tilbakefylling og drenering for auditoriet.

For auditoriet vil vi foreslå tett bunnplate for å motvirke utdrenering og tilleggssetning under bestående fløy SØ, kfr. avsnitt F og G.

S2, SV og SV2.

Høyblokken S2 er på 12 etasjer inkl. kjeller og underkjeller, SV i 5 etasjer mens SV2 kun får en kjelleretasje. Belastningene kommer ned i yttervegger og innvendige søylepunkter. Søylelastene er oppgitt til maksimalt ca. 700 tonn for høyblokken.

Belastningene er her såvidt store at man bør vurdere bruk av borede pilarer, type Benoto eller GH. Metoden består i prinsippet av at et stålrør føres til fjell, og massen i røret fjernes med grabb. Deretter meisles det ut fjellfot og røret støpes ut med betong, eventuelt med armering. Ved de foreliggende grunnforhold må røret føres helt til fjell før tømning, og utstøping foretas med vannfylt rør. De aktuelle søylelastene tilsier pilardimensjon på noe under 1.0 m diameter.

Alternativt kan høyblokken fundamenteres på rammede betongpeler. Det vil da bli et stort peleantall, som vil gi en betydelig massefortrengning i grunnen ved rammingen. Dette kan ha uheldig innflytelse på bestående peler og stabilitet mot bekkedal.

Mulighetene for kontrollert utførelse er bedre ved borede pilarer, og denne metode er teknisk sett å foretrekke. Videre gir metoden mindre støy ved utførelsen, og skulle være til mindre sjenanse for sykehusets drift. Vi vil anbefale denne metode, selv om omkostningene muligens vil ligge noe høyere. Borede pilarer kan kombineres med rammede peler for de minst belastede konstruksjoner i sydvestre delen.

Gulv i underetasje kan utføres som vanlig drenert kultgulv. I nordøstre del av høyblokken bør det imidlertid benyttes vanntett bunnplate av hensyn til grunnvannsforholdene, kfr. avsnitt G.

Tilbygg H-fløy.

Bestående H-fløy på nordsiden er fundamentert på sjaktede pilarer til fjell. Tilbygget skal legges opp på 2 eksisterende pilarer i nordre del, men får forøvrig nye fundamenter. Regnet fra gulvkote 51.25 er fjelldybden 4-8 m i nordøstre og midtre del av tilbygget, men faller bratt av til ca. 15 m i sydøstre hjørne.

For tilbygget vil sjaktede pilarer bli kostbart på grunn av vanskelige graveforhold (leire med sand- og gruslag, betydelig grunnvannstilsig). På grunn av nærliggende peler ved fløy N og V er det ikke tilrådelig å foreta sprengninger for pilarfot. Pilarfot på skrått fjell kan eventuelt utføres ved boring og kiling med hydraulisk utstyr.

Vi vil imidlertid foreslå at tilbygget fundamenteres på peler. Det kan benyttes rammede betongpeler, fortrinnsvis forsterkede peler med en kraftig fjellspiss. I sydvestre hjørne er det stor risiko for skrens, og pelene bør settes an noe skrått inn mot fjellet. Dette forutsetter at det kan tas opp en horisontalkraft i bygget.

Større sikkerhet ved fundamentering på skrått fjell kan oppnås ved borede peler, f.eks. av type Lindø. Lindøpelene utføres ved at et stålrør \varnothing 11 cm føres til fjell, og det bores og meisles ut en fjellfot. I røret settes ned et akselstål \varnothing 90 mm, som eventuelt omstøpes før stålrøret trekkes opp. Pelen tillates normalt belastet til ca. 65 tonn.

Borede peler blir dyrere enn rammede peler. Rigggen er imidlertid lettere og krever mindre plass. Da det her neppe blir mere enn anslagsvis 100 lm peler, vil vi på grunn av de eksepsjonelle fjellforholdene anbefale bruk av Lindøpeler eller en tilsvarende peletype. Pelepunktene bør plasseres slik at man om mulig unngår det bratteste partiet.

F. UTGRAVING.

Graveplanum for auditoriet kommer på ca. kote 48.70, d.v.s. ca. 3 m under gulv i SØ og ca. 2.5 m under sålefundamentene. Gavlvegg på auditoriet kommer ca. 2 m inn på bestående bygg.

Av hensyn til risiko for deformasjoner i bygningen finner vi at hjørnet på fløy SØ midlertidig må henges opp på peler til fjell. Det foreslås benyttet stålpeler som rammes på yttersiden og påsveises konsoller inn i veggen. Konsollene kappes etter at underetasje i auditoriet er støpt. Det blir minst 4 stk. peler. Mellom pelene rammes spunt for å sikre jordmasser under gulv i SØ og nærmeste innvendige søylefundament. Gravingen for auditoriet utføres i 2 seksjoner, og spuntten avstives mot støpt bunnplate i første seksjon. Det må utarbeides graveplan med nærmere beskrivelse av utførelsen.

Underkjeller i syd- og sydvestfløy kommer på kote 47.00, og byggegruben skal graves ut til ca. kote 46.50, d.v.s. ca. 5.5 m under terrenget på østsiden. Sikkerheten ved åpen utgraving er ikke tilfredsstillende uten en avlastning av terrenget ut mot Noreveien. Vi regner foreløpig med avlastning til ca. kote 50 i en bredde på 10-15 m. Dette innebærer at avlastningsplataet kommer ut mot de planlagte spillvanns- og overvannsledningene på vestsiden av Noreveien.

Utgravingen for sydfløy kommer ned i en middels fast leire under grunnvannsstanden. Grunnen vil ikke ha tilstrekkelig bæreevne for tungt maskinelt utstyr (pele- og pilarrigg) uten bruk av bærelag og kjørelemmer. Vi vil foreslå at fundamenteringsarbeidene utføres fra et midlertidig graveplanum på ca. kote 48.

Åpne graveskråninger bør generelt trimmes til en helning på ca. 1:1. Ved graving inntil de bestående bygg vil man delvis komme under de gamle grunnmurene. For å sikre jordmasser og kultgulv må man her

regne med spunting, normalt en enkel trespunt. Spunting og graving må utføres med forsiktighet slik at bestående fundamenter ikke skades. Arbeidene må planlegges i detalj under den videre prosjektering, og nødvendige graveplaner utarbeides.

Nye vann- og avløpsledninger kommer i 2-3 m dybde under terreng. Grøftene kan graves åpent med skråninger, eventuelt benyttes brattere avstemplede grøftesider. I hjørnet Noreveien - Ullernchausséen er planlagt en rensesekk på ca. 9 x 24 m, som kommer ca. 6.5 m under terreng. Tanken ligger inntil bestående funksjonsbolig, og skal bygges før boligen rives. Vi har ingen boringer ved tanken. Ved samme grunnforhold som i prøveserie VII-VIII vil utgravningen bli meget vanskelig, og det vil kreves en avstivet stålsputt, muligens med utvendig avlastning og seksjonsvis graving. Gravedybden bør etter vår mening reduseres. Det må utføres en undersøkelse av grunnen før gravings utførelse kan planlegges i detalj.

G. GRUNNVANNSFORHOLD. DRENASJE.

Av grunnvannsmålingene referert i avsnitt C fremgår at grunnvannet i borprofil B-B er målt på kote pluss 49.9 ved fløy SØ2 og kote pluss 45.5 ved SV2, mens vannstanden i bekken lå på ca. kote pluss 43.3. Dette tilsvarer et fall i grunnvannsspeilet på ca. 1:10 vestover mot bekkedalen. Grunnvannstanden vil antagelig variere noe opp og ned med årstid og nedbørsforhold.

De nye fløyene A og S2 kommer dypere enn tilstøtende fløyer, og det er risiko for ytterligere grunnvannssenkning. Det foreslås utført spesielle tiltak for å motvirke utdrenering under den tidligere sålefundamenterte bebyggelse. Dette kan utføres ved tett bunnplate i auditorium og nordre del av den nye sydfløyen. Videre bør fundamentgrøfter på disse partier gjenfylles med tett leire som komprimeres godt. Sperrevegger eller andre tiltak for å hindre vanntransport kan også bli aktuelle. Disse spørsmål må behandles nærmere under detaljprosjekteringen.

Det vil likevel foreligge risiko for noe senkning av grunnvannstanden. Dette forhold bør holdes under kontroll, og vi vil foreslå at det settes ned en del grunnvannsrør (piezometre) for regelmessige målinger av grunnvannstand.

Videre foreslås snarest installert en del setningsbolter i fløyen NØ, Ø og SØ for kontrollnivelementer under byggetid for hovedutvidelse II og eventuelt senere.

H. STABILITET MOT BEKKEDAL.

Terrenget på vestsiden av sydvestfløy er oppfylt til ca. kote 48, d.v.s. ca. 3.5 m over bunn av bekkedal i borprofil A-A og ca. 4.5 m i profil B-B. Sikkerheten mot utglidning av fyllingen er etter vår mening ikke betryggende, spesielt på grunn av bestående 15" hovedvannledning langs bekken.

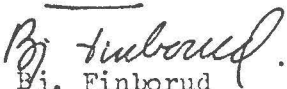
Av stabilitetsmessige hensyn er det ønskelig å kulvertere bekken og foreta noe oppfylling av dalen. Vann- og kloakkvesenet i Oslo kommune opplyser imidlertid at det ikke foreligger planer om kulvertering.

Hvis bekken skal beholdes åpen, bør terrenget senkes noe, forslagsvis til kote 47.0 på partiet vest for SV2. Man bør regne med å foreta denne senkning før byggearbeidene for hovedutvidelse II påbegynnes. Partiet ut mot bekken må ikke belastes med tunge kraner, byggematerialer, gravemasser etc. uten ytterligere sikring.

I. SLUTTBEMERKNING.

De geotekniske spørsmål forutsettes behandlet nærmere under den videre prosjektering. Det kan i denne forbindelse bli påkrevet med ytterligere boringer. Når alle forhold er avklart, må det utarbeides anbudsrapporter med endelige spesifikasjoner for utførelsen av grunnarbeidene.

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S
Jan Friis


Bj. Finborud
(ansvarlig medarbeider)

Boringsutstyr. Opptegning av resultatet av sonderbøringer

HENSIKTEN MED MARKARBEIDET

Sonderbøringer med forskjellige typer redskap brukes for å få den første orientering om dybdene til fjell eller fast grunn samt art og lagringsfasthet av massen. Ved sonderboringene finnes «antatt fjell» og orienterende verdier for massens geotekniske egenskaper.

Ved prøvetakning og laboratorieundersøkelsen av prøvene fåes nøyaktige data for prøvenes geotekniske egenskaper. Prøveseriene olaseres på grunnlag av resultatet av sonderboringene og det foreliggende tekniske problem, slik at de best mulig blir representative for byggegrunnen.

Undersøkelsene i marken kan foruten sonderboring og prøvetakning omfatte måling av grunnvannstanden eller porevannstrykket ved piezometere, vingeboing for skjærfasthetsbestemmelse, belastningsforsøk direkte på grunnen eller på peler, setningsobservasjoner osv.

DREIEBOR

er 20 mm spesialstål i 1 m lengder som skrues sammen med glatte skjøter og som nederst har en 30 mm skruespiss. Boret belastes med 100 kg og dreies ned for hånd eller motor.

Motstanden mot boret tegnes opp med en tverrstrek på borhullet dit borspissen er nådd for hver 100 halve omdreining. Antall halve omdreininger påføres høyre side av borhullet.

Skravert borhull angir at boret er sunket uten dreining for den belastning som er påført venstre side av borhullet. Er borhullet merket med kryss betyr det at boret er slått ned.

Dreiboret gir forholdsvis god orientering om art og lagringsfasthet av den masse som det bores gjennom.

RAMSONDERING

utføres med 32 mm borestål i 3 m lengder som skrues sammen med glatte skjøter og som nederst har en 40 mm sylindrisk spiss. Boret rammes ned ved hjelp av et fallodd på 75 kg, som føres på borstangen og drives av en motornokk.

Rammearbeidet registreres som det antall slag med fallhøyde 50 cm som skal til for å drive boret ned 50 cm. Resultatet tegnes opp ved å avsette rammemotstanden

$$Q_0 = \frac{\text{Vekt av lodd} \times \text{fallhøyde}}{\text{Synkning pr. slag}} \quad (\text{tm/m})$$

som funksjon av dybden.

$$Q_0 = 1-3 \quad \text{tm/m tilsvarende en løs grunn.}$$

$$Q_0 = 10-20 \quad \text{tm/m tilsvarende en fast grunn.}$$

Ramboret har normalt større nedtrengningsevne enn dreieboret, men gir mindre pålitelige opplysninger om arten av jordmassene. Ramboret gir gode opplysninger om den dybde peler må rammes til for å oppnå den forutsatte bæreevne.

SPYLEBOR

består av 3/4" rør som spyles ned i grunnen ved hjelp av trykkvann fra ledningsnettet eller fra en motorpumpe. Spyleboret er nederst forsynt med en spylespiss med tilbakeslagsventil og øverst en vannsvivel. Spyleboret er egnet for oppsøkning av fjell i finkornet masse, men boret stopper lett i grove masser. Spyleboret gir i alminnelighet ikke pålitelige opplysninger om grunnens art.

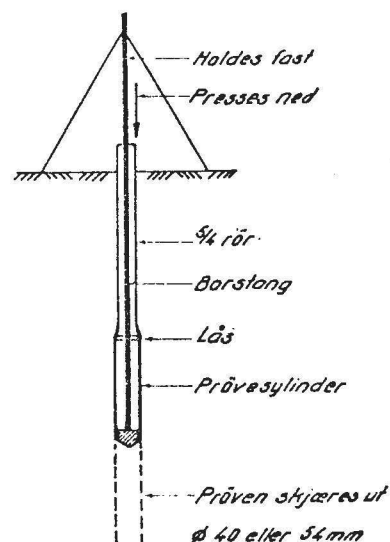
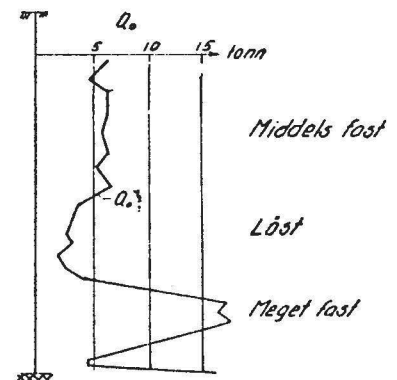
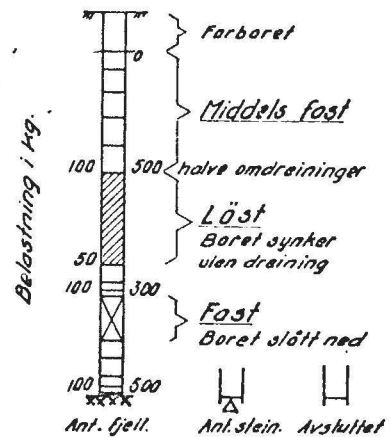
PRØVETAKING

De vanlig brukte prøvetakere er 40 og 54 mm stempelbor. Begge prøvetakere består av en tynnvegget sylinder, som forbindes opp til terrengoverflaten ved hjelp av 3/4" rør. Nederst i sylindren er et stempel som er forbundet til overflaten med borstenger. Stempelet er fastlåst i sylindrens nedre ende når prøvetakeren presses ned til ønsket dybde. Når en prøve skal tas, frigjøres låsen, stempelet holdes fast og sylindren presses ned ved hjelp av forlengelsesrørene og skjærer ut prøven.

Prøvetakeren trekkes opp og etter forsegling med voks blir prøvene sendt til laboratoriet for undersøkelse.

RAM-PRØVETAKERE

brukes i meget fast masse. De er i prinsippet som 40 og 54 mm prøvetaker, men vesentlig solidere, slik at de kan rammes ned i grunnen. Prøvene blir ikke uforstyrrede, men blir representative for grunnen hva de øvrige geotekniske egenskaper angår.

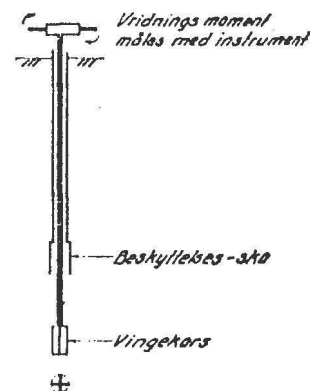


RØRKJERNEBOR

(tubkjærnebor) brukes til prøvetaking i faste masser. Et 3" foringsrør med spesiell sko og slagstykke rammes ned med et 150 kg fallodd. Prøver av massen trenger opp gjennom skoene og inn i et indre rør som av og til tas opp og tømmes for prøvemasse.

VINGEBOR

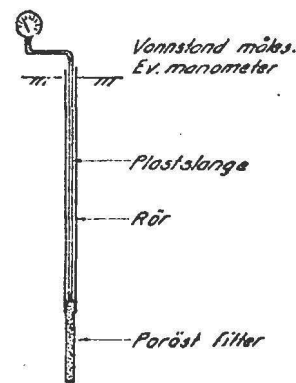
brukes for direkte bestemmelse av leirens skjærfasthet i marken uten å ta opp prøver. Et vingekorset som ligger inne i en beskyttelsessko føres ned til 60 cm over den dybde det skal måles og vingekorset skyves ut av beskyttelsesskoen og ned i leiren. Vingekorset er forbundet opp med borstenger, som gjør det mulig å dreie vingekorset rundt ved hjelp av et instrument som samtidig registrerer det maksimale torsjonsmoment ved brudd i leirmassen rundt vingekorset. Skjærfastheten finnes av en kalibreringskurve.



PORETRYKKS MÅLING. BESTEMMELSE AV GRUNNVANNSTANDEN

Et piezometer for måling av porevannstrykket eller grunnvannstanden er et sylindrisk porøst filter med 32 mm diameter. Filteret presses ned i bakken ved hjelp av forlengelsesrør. Fra filteret går et stigerør av plast opp gjennom røret. Poretrykket bestemmes ved måling av vannstanden i røret ved et elektrisk instrument eller ved et tilkoblet manometer.

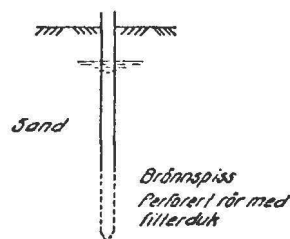
En brønnspiss brukes til å finne grunnvannstanden i grov sand og grus. Vannstanden måles direkte i røret.



FJELLKONTROLLBORING

foregår med vognbormaskiner av type Atlas Copco BVB-21. Bormaskinen er montert på en føring på en vogn. Mating og opptrekk skjer via kjedetrekk fra en luftmotor. Til boringen brukes 32 mm borstenger i 3 m lengder, som skjotes ved hjelp av muffe med reppgjenger. Det brukes vanligvis 48 mm hardmetallkrysskjær og vannspyling. Maskinen krever en ca. 9 m³/min. kompressor og 6 ato lufttrykk.

Med dette utstyr kan bores gjennom all slags grunn, fra leire til steinfylling. Overgangen mellom løs masse og fjell konstateres ved øket bormotstand og ved at boringen gir jevn fremdrift i fjell. Det bores vanligvis 3—5 m ned i fjellet for å påvise fjellets beliggenhet med full sikkerhet.



ROTASJONSBORING

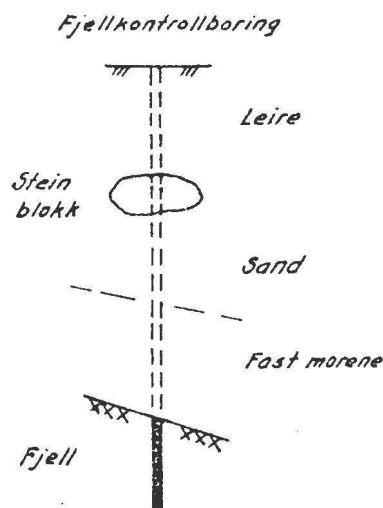
foregår ved hjelp av en diamantbormaskin, som roterer og mater et rør ned gjennom massen. Røret er nederst påskrudd hardmetall- eller diamantkroner. Inne i røret føres borstenger som nederst har et kjernerør med påskrudd hardmetall- eller diamantkroner for boring gjennom større stein og for boring ned i fjellet for påvisning av fjellets beliggenhet med full sikkerhet. Man får kjerner av større stein og av fjellet, men kun lite representative prøver av den masse som ligger over fjellet. Til kjøling av kronen og stabilisering av borchullet brukes enten vannspyling eller spyling med tung horvæske.

HJELPEUTSTYR

består av rør av forskjellig art som kan senkes, spyles eller rammes ned i grunnen for utføring av borchullet, og som ofte er forsynt med en rammespiss som kan tas ut av røret når dette er rammet ned til ønsket dybde.

Tung borveske brukes i stor utstrekning til prøvetaking i sand og grus. Borvesken består bl. a. av oppsløttet bentonit eller leire og hindrer borchull i sand fra å rase sammen.

I spesielle tilfeller blir borvesken pumpet ned gjennom en meisel som løser massene ved bunnen av borchullet.



Det brukes motornokker, motorpumper og bortårn som muliggjør at redskapen kan heises opp til 20 m i luften over bakken uten å skru av rør.

Nedtrykningsåk og forankringsrammer, sandpumper, verktøy, arbeidsbrakker osv. er vanlig hjelpeutstyr.

Geotekniske definisjoner. Laboratorieundersøkelse av prøver

LEIRE

er et meget finkornig materiale med kornstørrelser ned til noen tusendels millimeter, og hvor omtrent halvparten av volumet opptas av vann. Ved en økning av belastningen oppstår porevannstrykk, som etterhvert ebber ut. Denne konsolidering krever tid og medfører setninger og bare en langsom økning i fasthet.

SAND

er et grovkornet materiale, hvor porene kan utgjøre 20—60 % av volumet. Ved en belastningsøkning vil porevannstrykket straks dreneres ut og setningene og fasthetsøkningen kommer raskt.

SILT (MOSAND og MJELE eller KVABB) er mellomjordarter med kornstørrelse 0,06—0,002 mm.

MORENE

er en usortert istidsavleiring inneholdende alle kornstørrelser fra leire til store stein. Det skilles mellom grusig, sandig og siltig morene samt moreneleire ut i fra den kornstørrelsen som dominerer jordarten.

SKJÆRFASSTHETEN (k , S_u eller τ_f)

av en leire bestemmes ved konusforsøk eller ved trykkforsøk med uhindret sideutvidelse på uforstyrrede prøver. Ved trykkforsøket settes skjærfastheten lik halve trykkfastheten. Ved konusforsøket måles nedsynkingen av en konus med bestemt form og vekt og den tilsvarende skjærfasthetsverdi tas ut av en tabell.

Ved konusforsøk, enaksiale trykkforsøk eller vingebor bestemmes den udrenerte skjærfasthet hvis anvendelse i geotekniske beregninger er betinget av at belastningene påføres såvidt hurtig at jordarten ikke får anledning til å avgi eller oppta vann og endre sin skjærfasthet tilsvarende.

Skjærfastheten uttrykkes i τ/m^2 og opetegnes oftest i diagram på tegningene med angivelse av bruddformasjonen.

SKJÆRFASSTHETSPARAMETRENE (c' og φ')

(«tilsynelatende kohesjon og friksjonsvinkel») bestemmes ved triaksialforsøk og angir hvorledes skjærfastheten varierer med spenningen. En sylindrisk prøve omsluttet med en gummihud og får konsolidere med fri drenering under allsidig vanntrykk i en trykkselle. Prøven blir dernest belastet aksiale til brudd, mens porevannstrykket måles. Resultatet av flere forsøk med forskjellige konsolideringstrykk fremstilles i et Mohr's diagram hvor skjærfastheten angis som funksjon av de effektive hovedspenninger.

Skjærfasthetsparametrene må kjennes for å kunne utføre beregninger hvor det må tas hensyn til endringene i grunnens skjærfasthet som følge av endringer i belastningene og porevannstrykket.

SENSITIVITETEN (S)

er forholdet mellom en leires udrenerte skjærfasthet i uforstyrret og i omrørt tilstand, som bestemt ved konusforsøk. Sensitiviteten varierer vanligvis ved norske leirer mellom verdier på ca. 3 til verdier større enn 100 (kvikkleirer).

RELATIV FASTHET (H_1)

er et sammenligningstall som gir uttrykk for hvor løs en leire er i omrørt tilstand. H_1 bestemmes ved konusforsøk og varierer vanligvis mellom verdier på ca. 80 til verdier under 1.

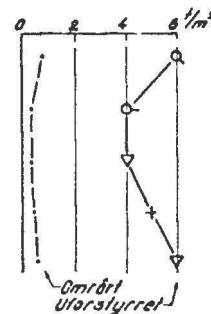
Vi definerer en kvikkleire som en leire med H_1 mindre enn 3,0, hvilket tilsvarer en flytende konsistens.

VANNINNHALDET (W)

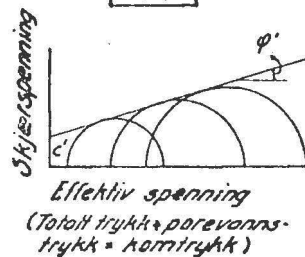
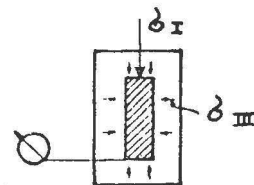
angir vekten av vann i % av vekten av fast stoff i prøven og bestemmes ved tørring under $110^\circ C$.

Ved sandprøver kan det bero på tilfeldigheter hvor meget vann det er i porene. Vanligvis oppgis det vanninnhold som tilsvarer vannfylte porer ved den målte porøsitet.

Normalt vanninnhold i norske leirer ligger på omkring 35 %. Høyt vanninnhold tyder på høy kompressibilitet.



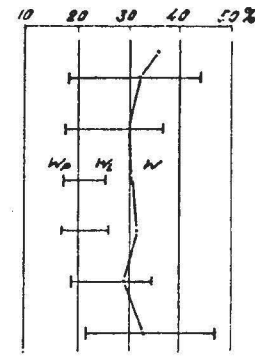
- Trykkforsøk
 - ▽ Konusforsøk
 - + Vingebor
- 15-20 % deformasjon ved brudd



FLYTEGRENSE (W_L) og UTRULLINGSGRENSE (W_P)

(Atterbergs grenser) er det vanninnhold hvor en omrørt leire går over fra plastisk til flytende konsistens henholdsvis fra plastisk til smuldrende konsistens.

Vanninnhold, flytegrense og utrullingsgrense settes gjerne opp i et felles diagram, som gir oversikt over karakteristiske egenskaper ved leirlagene.



PORØSITETEN (n)

er volumet av prøvene i % av totalvolumet av prøven. En leire har normalt porøsitet på omkring 50 %. En sand kan ha porøsiteter fra ca. 20 % til ca. 60 %. En høy porøsitet tyder på høy kompressibilitet.

PORETALLET (e)

er definert som forholdet mellom porevolumet og volumet av fast stoff i en prøve.



$$n = \frac{V_1 \cdot 100}{V_1 + V_2}$$

$$e = \frac{V_1}{V_2} = \frac{n}{1-n}$$

$$w = \frac{n}{1-n} \cdot \frac{1}{s} \%$$

ROMVEKTEN (γ)

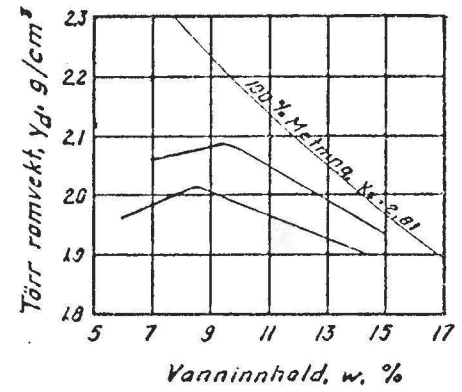
er vekten pr. volumenhet av prøven. Romvekt, vanninnhold og porøsitet er sammenhengende verdier ved vannfylte prøver og er alle uttrykk for lagringsfastheten

TØRR ROMVEKT (γ_D)

er vekten av torrstoffet pr. volumenhet av en prøve.

PAKNINGSFORSØK (Proctor-forsøk)

utføres for å bestemme hvorledes en jordart best kan komprimeres (sammenpakkes). Prøver av den masse som skal undersøkes innstemples i en sylinder ved forskjellige vanninnhold. Komprimeringsarbeidet holdes konstant (6 kgm/cm³ eller 25 kgm/cm³) og for hvert forsøk bestemmes torr romvekt og vanninnholdet. Resultatene fremstilles i et diagram der torr romvekt vises som funksjon av vanninnholdet.



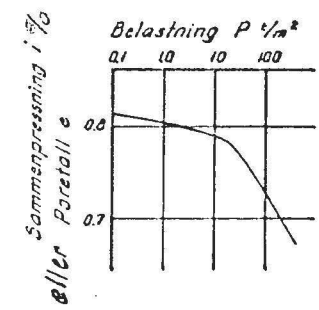
Proctor-maksimum er den maksimalt oppnådde tørre romvekt. Det tilsvarende vanninnhold betegnes som det optimale vanninnhold.

HUMUSINNHOLDET (o)

blir bestemt ved en kolorimetrisk natronlutmetode og angir innholdet av humufiserte organiske bestanddeler tilnærmet i % av torrstoff. Det tallmessige uttrykk har sin verdi bare for sammenligning. Høye humusinnhold på 2—3 % gir høy kompressibilitet og lang konsolideringstid.

KOMPRESSIBILITETEN

måles ved odometerforsøk, hvor en leirprøve påføres belastning trinnsvis og sammentrykningen avleses på hvert belastningstrinn for bestemte tidsintervaller. Ved forsøket bestemmes jordartens sammentrykningstall og konsolideringskoeffisient som gir grunnlag for beregning av setningenes størrelse og tidsforløp.



KORNFORDELINGSANALYSE

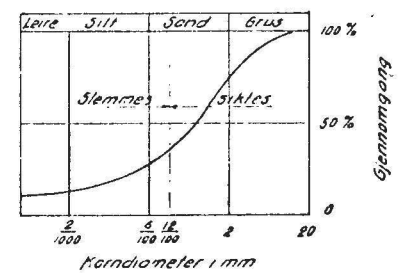
utføres ved sikting fra fraksjonene større enn 0,012 mm. For de mindre partikler bestemmes den ekvivalente korndiameter ved hydrometeranalyse. Materialet slennes i vann og suspensjonens romvekt måles med bestemte tidsintervaller ved et hydrometer. Kornfordelingskurven beregnes ut fra Stokes lov om partiklers sedimentasjonshastighet.

TELEFARLIGHET

bestemmes ut fra kornfordelingsanalysen og den kapillære stighøyde i massen som måles i et kapillarimeter. Telefarligheten graderes i gruppene T 1 (ikke telefarlig), T 2 (lite telefarlig), T 3 (middels telefarlig) og T 4 (meget telefarlig).

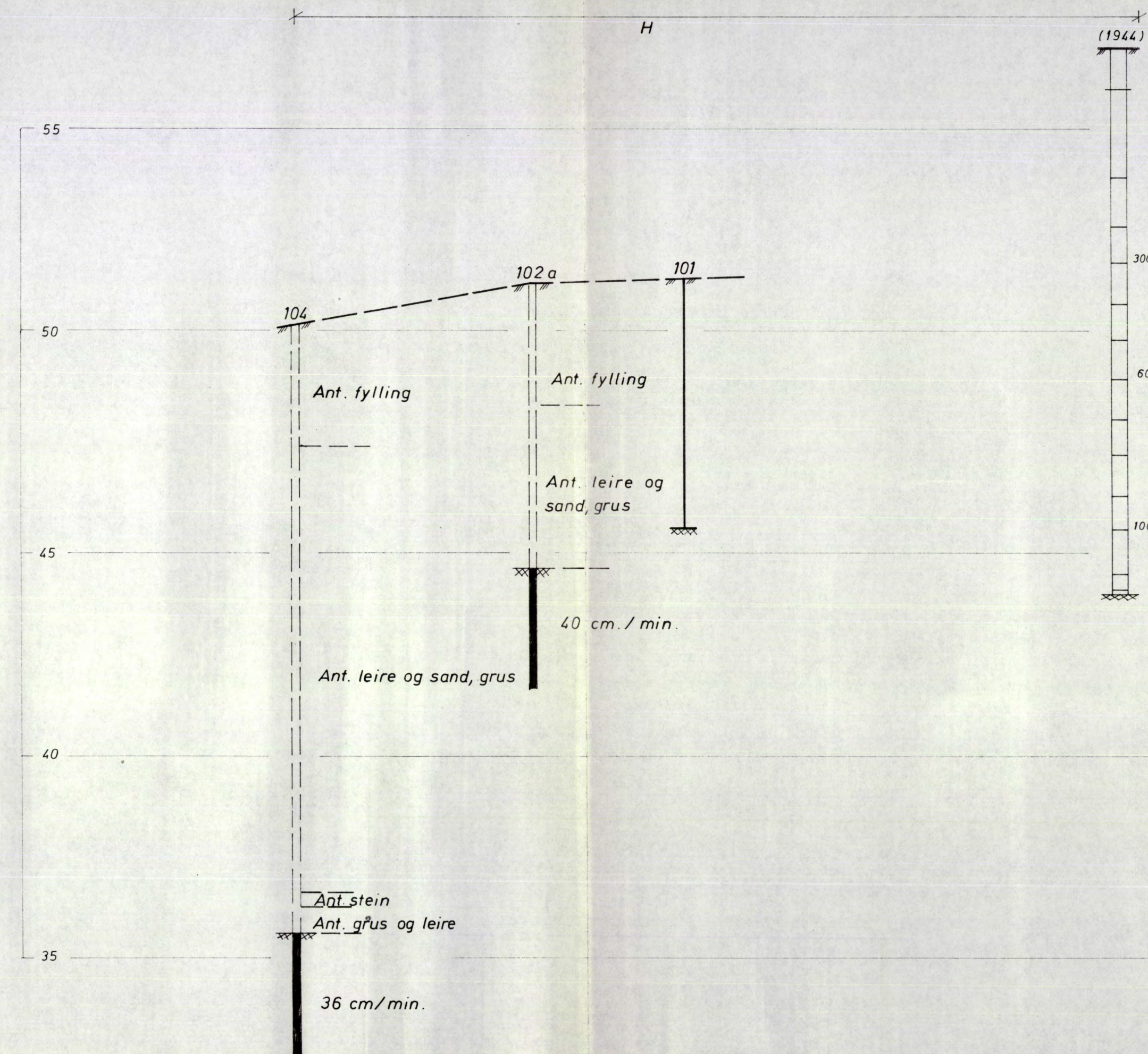
PERMEABILITETSKOEFFISIENTEN (k)

er definert ved Darcys lov, $V = k \cdot I$, hvor V er strømningshastigheten av porevannet og I er gradienten. k uttrykkes vanligvis i cm/sek. og ligger for leirer i området 10^{-6} til 10^{-9} cm/sek. og for sand i området 10^{-1} til 10^{-3} cm/sek. Under en gradient på $I = 1$ kan strømningshastigheten i fet leire følgelig være så liten som 1 cm i året.

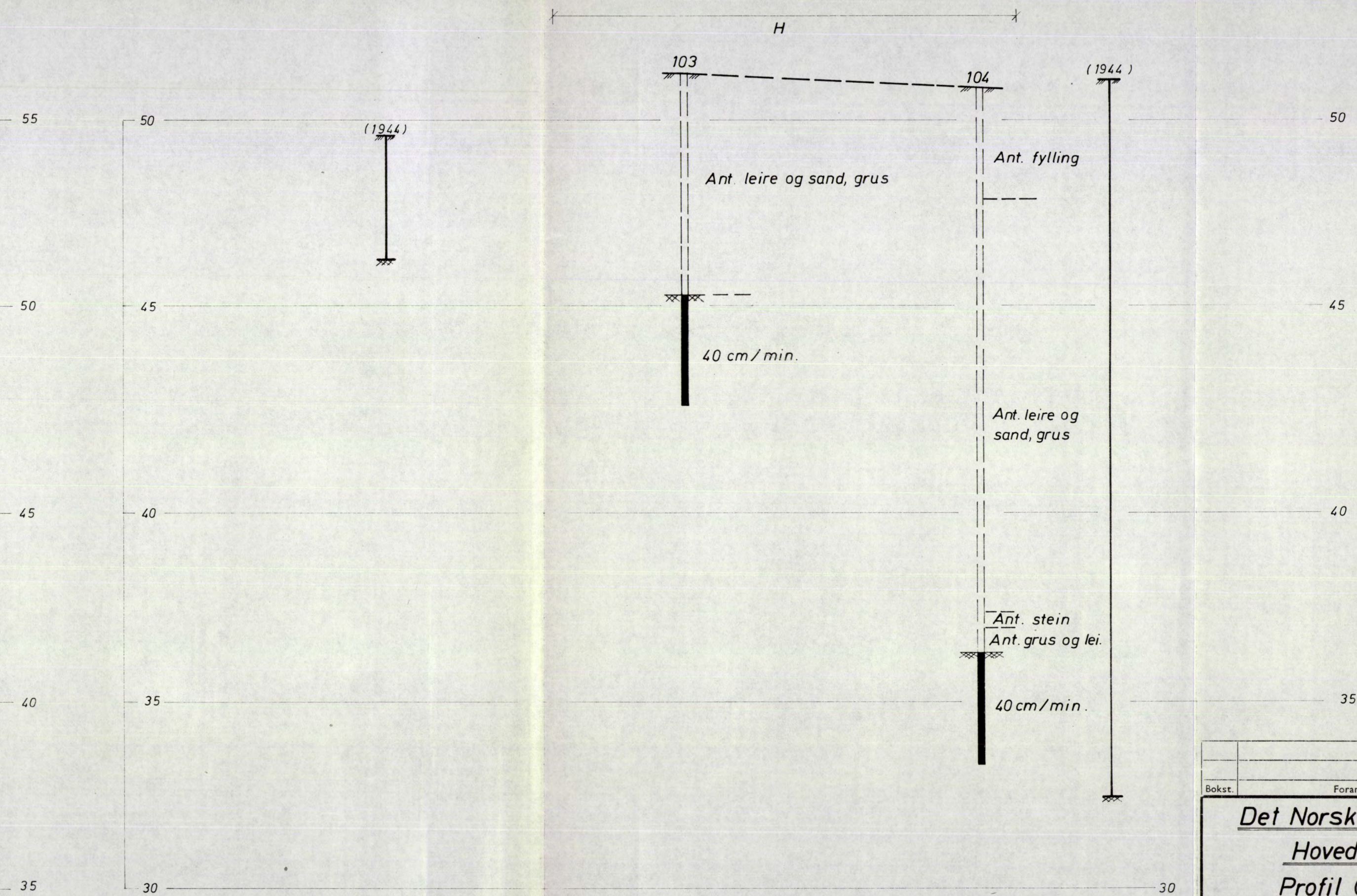


Permeabilitetskoeffisienten kan beregnes ut fra tidsforløpet ved odometerforsøk eller kan bestemmes ved direkte forsøk, hvor det måles den vannmengde som går gjennom en prøve med et bestemt tverrsnitt under kjent trykkfall.

Profil G-G

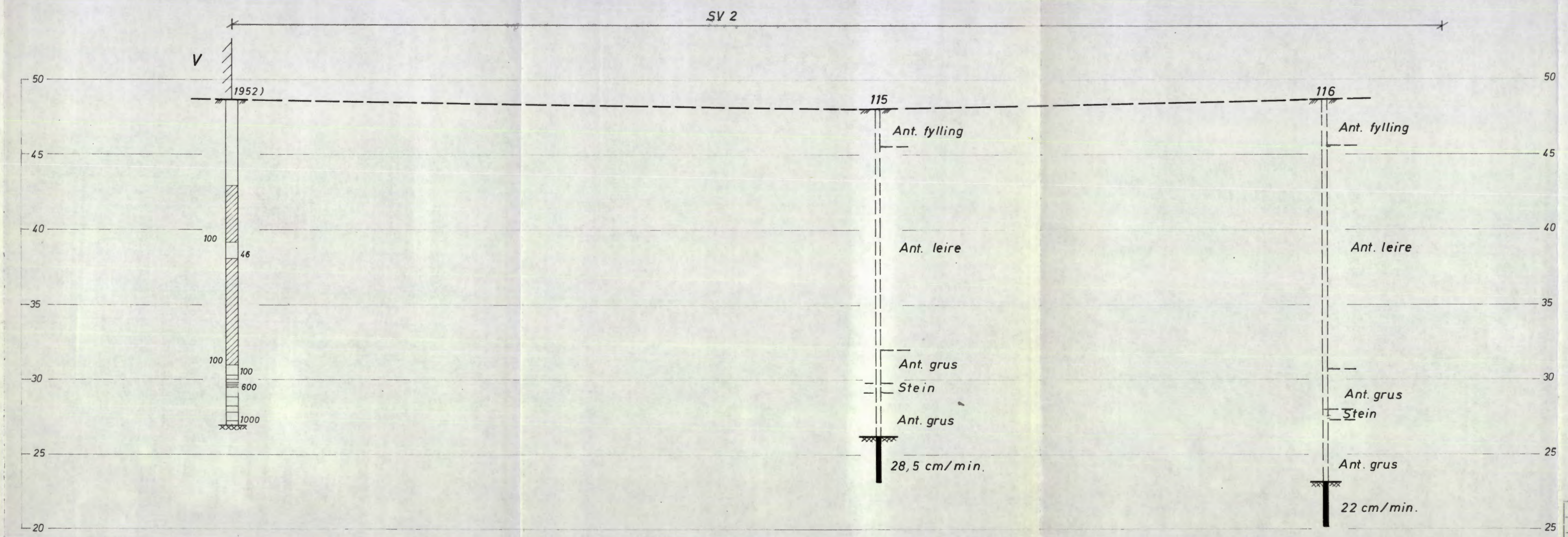


Profil H-H



| | | | | | |
|---|------------|------|------------------------------------|---|----------------------------|
| Bokst. | Forandring | Dato | Bokst. | Forandring | Dato |
| | | | | | |
| <p>Det Norske Radiumhospital Hovedutvidelse II Profil G-G og H-H</p> | | | <p>Målestokk 1:100</p> | <p>Tegn. LEK Trac. K.fr.</p> | <p>Dato 23-2-70</p> |
| <p>NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S JAN FRIIS</p> | | | <p>8204-8</p> | | |
| <p>Thv. Meyersgt. 9, Oslo 5</p> | | | | | |

Profil F-F



| | | | | | |
|--------|------------|------|--------|------------|------|
| Bokst. | Forandring | Dato | Bokst. | Forandring | Dato |
|--------|------------|------|--------|------------|------|

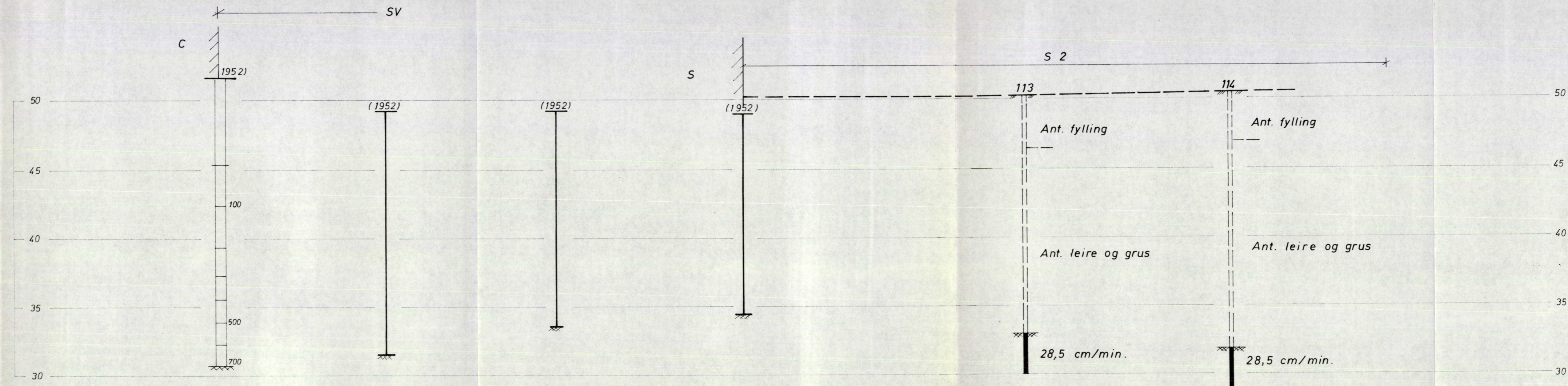
Det Norske Radiumhospital
Hovedutvidelse II
Profil F-F

Målestokk **1:200**
 Teg. **LEK** Dato **19-2-70**
 Trac.
 Kfr.

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S
JAN FRIIS
 Thv. Meyersgt. 9, Oslo 5

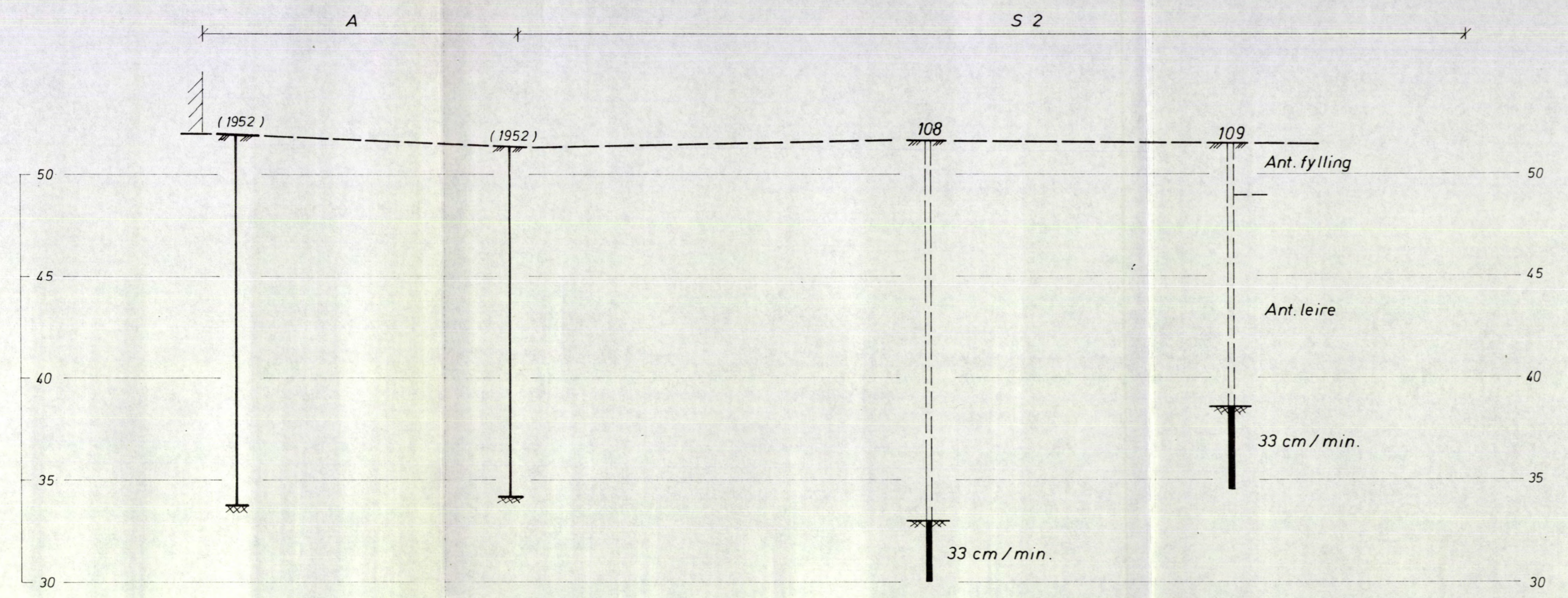
8204-7

Profil E-E

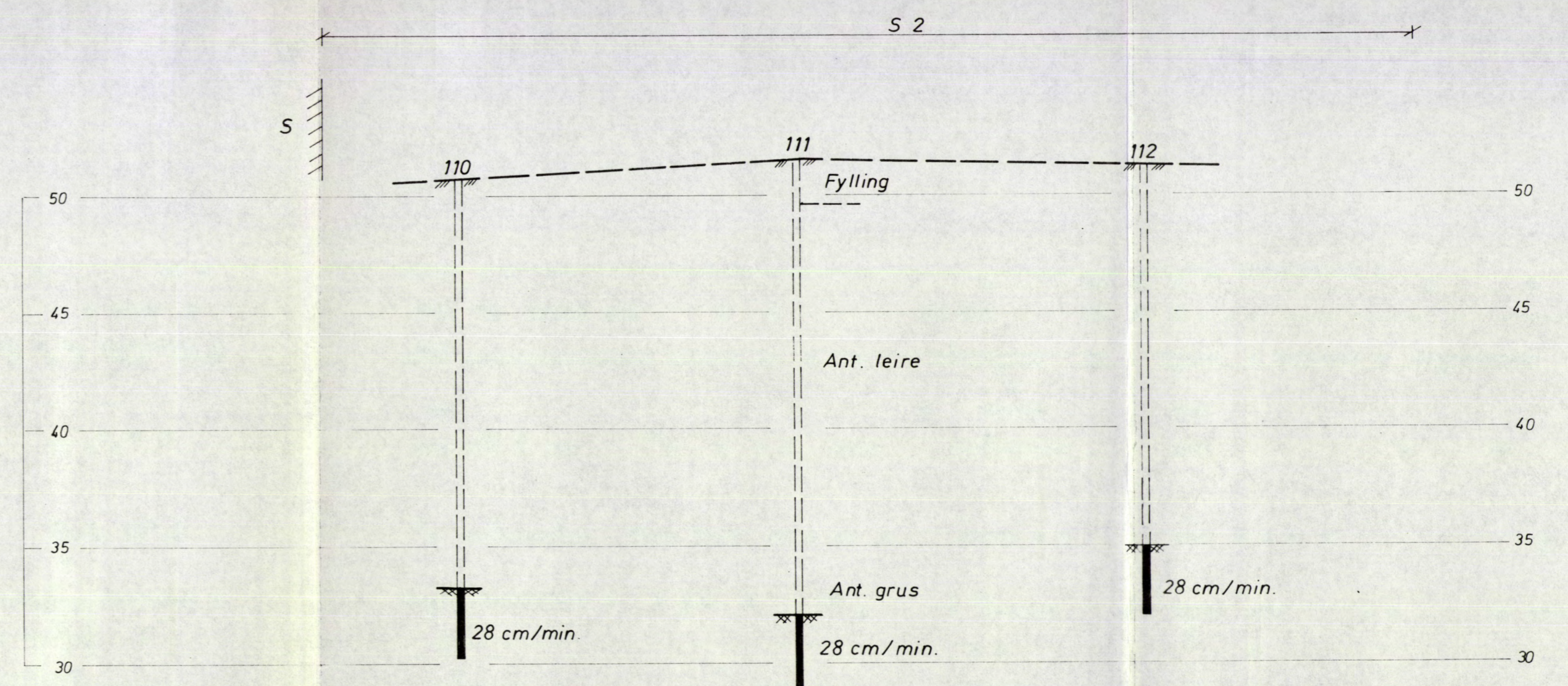


| Bokst. | Forandring | Dato | Bokst. | Forandring | Dato |
|---|------------|------|---------------------------|------------------|---------------------|
| | | | | | |
| Det Norske Radiumhospital Hovedutvidelse II Profil E-E | | | | | |
| | | | Målestokk 1:200 | Tegn. LEK | Dato 19-2-70 |
| | | | | Trac. | |
| | | | | Kfr. | |
| NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S JAN FRIIS <small>Thv. Meyersgt. 9, Oslo 5</small> | | | | 8204-6 | |

Profil C-C



Profil D-D



| | | | | | |
|--------|------------|------|--------|------------|------|
| Bokst. | Forandring | Dato | Bokst. | Forandring | Dato |
|--------|------------|------|--------|------------|------|

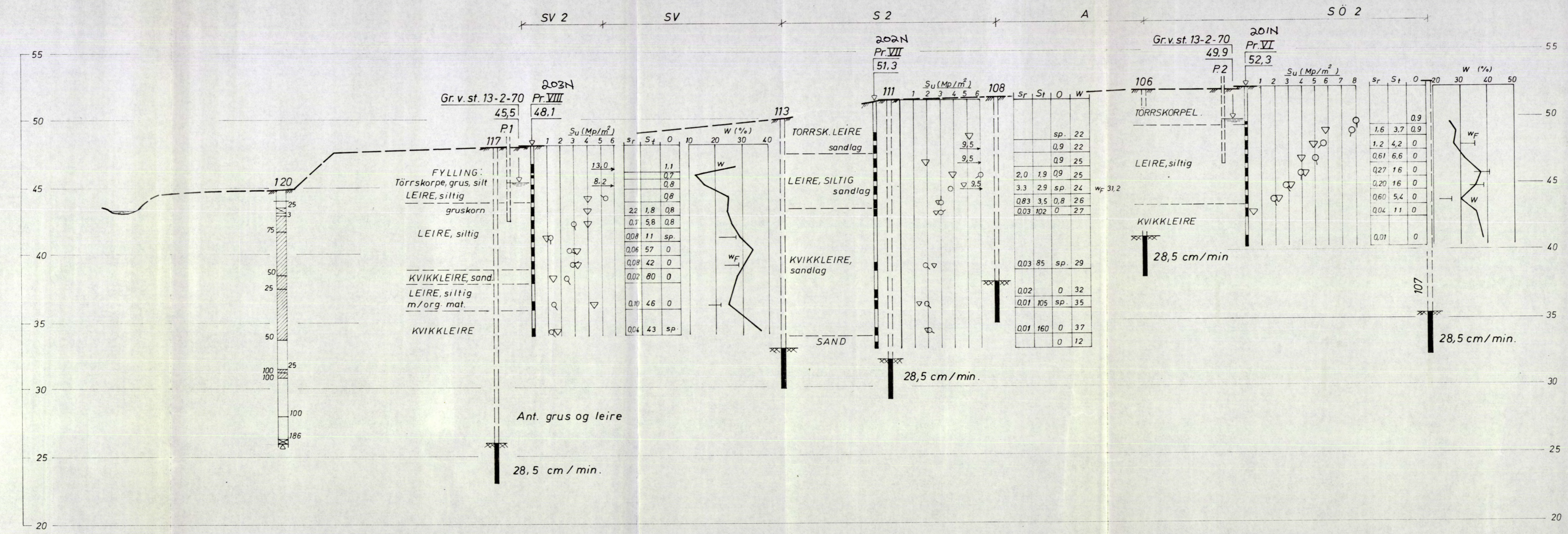
Det Norske Radiumhospital
Hovedutvidelse II
Profil C-C og D-D

Målestokk: **1:200**
 Tegn. **LEK** Dato **19-2-70**
 Trac.
 Kfr.

NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S
JAN FRIIS
 Thv. Meyersgt. 9, Oslo 5

8204-5

Profil B-B



| | | | | |
|--|------------|--------------|---------------|------------|
| | | | | |
| Bokst. | Forandring | Dato | Bokst. | Forandring |
| Det Norske Radiumhospital | | | | |
| Hovedutvidelse II | | | | |
| Profil B-B | | | | |
| Målestokk | Tegn. LEK | Dato 19-2-70 | | |
| | 1:200 | | | |
| | Trac. | | | |
| | K.fr. | | | |
| NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S | | | 8204-4 | |
| JAN FRIIS | | | | |
| Thv. Meyersgt. 9, Oslo 5 | | | | |

