

NSB

Tekniske meddelelser



NSB

INNHold

NR. 1 · 3. ÅRGANG · FEB. 1955

Rasfare ved byggearbeider i leiregrunn

Lagring av dieselolje

Statsbanenes
nye dieselhydrauliske lokomotivtype Di2

Vanntanken på betongblandemaskinen

Nye personvogner til S. J.

SKAVEN-HAUG, S.: Rasfare ved byggearbeider i leiregrunn. (Danger of landslides in clayey ground.) Tekn. medd.-NSB, 3(1955), no. 1, pp. 1—12.

The paper discusses calculations and considerations of stability for cuttings, fillings, foundations and deep shafts in loose and wet clay. Description of stabilization work in connection with the rebuilding of a demolished railroad filling, and also in relation to construction of a road cutting below a railway bridge.

DK 621.436-634(481)=396

HEGNA, J. B.: Lagring av dieselolje. (Storage of diesel fuel oil.) Tekn. medd.-NSB, 3(1955), no. 1, pp. 12—16.

A description of a 5000 m³ oil tank in rock, and some discussion as to diesel vs electric operation of mountain railways, and in case of war.

DK 621.436.72(481)=396

BENNECHE, H.: Statsbanenes nye dieselhydrauliske lokomotivtype Di 2. (The new diesel-hydraulic locomotive, Di 2.) Tekn. medd.-NSB, 3(1955), no. 1, pp. 16—20.

Description of three diesel locomotives of 575 HP, for combined shunting and traction service, delivered by the German company Maschinenbau Kiel, AG. Power transmission by hydraulic torque converter and additional equipment are dealt with. Plans for maintenance of locomotives in shed and workshop. Considerable savings per shunting hour—as compared to steam—are expected.

DK 621.929-666.97=396

FISKAA, O. M.: Vanntanken på betongblandemaskiner. (The water tank on the concrete mixer.) Tekn. medd.-NSB, 3(1955), no. 1, pp. 21—23.

The strength of concrete is mainly dependent on the contents of water in relation to the proportion of cement.

Not even recent constructions of water tanks comply with the demands for dependability and accuracy emerging from the results of modern concrete research work.

The article describes a new water tank of a simple and strong construction, working according to an easily understandable principle.

Redaksjonskomité: Johs. B. Hegna, form., L. Saxegaard, R. Heyerdahl-Larsen, N. Eckhoff, E. Havig, A. Rom
 Utgiver: Norges Statsbaner. Redaksjonens adresse: Storgaten 33, Oslo. Telefon 42 68 80

RASFARE VED BYGGGEARBEIDER I LEIREGRUNN

Av overingeniør Sv. Skaven-Haug

DK 624.131—396

Forelesning den 7. januar 1955 på Norges tekniske høgskole ved kurs i geoteknikk og fundamentering for ingeniører. Kurset var arrangert av N. I. F. og N. T. H.

Ras i jord inntreffer når belastningsforholdene blir av en slik art at skjærpåkjenningen i jorden blir større enn jordens bruddskjærfasthet. Normalt er det leire og leirholdige jordarter som under bestemte belastningsforhold har minst skjærfasthet, og vår erfaring er da også at ras inntreffer oftest i leiregrunn, eller i alle fall i forbindelse med leiregrunn. Det vil senere bli gjort rede for at sand, og da spesielt sandlag i leire, under bestemte forhold kan få en meget liten skjærfasthet.

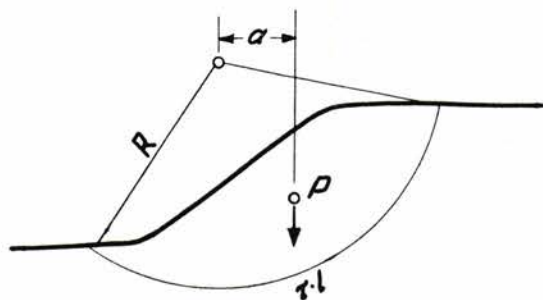
Det er ingen prinsipiell forskjell på et ras i en jordskjæring og et ras i en fylling som raser ut fordi grunnen under fyllingen har vært for svak. I begge tilfelle oppstår det brudd fordi jordskråningen har vært for bratt eller for høy. Heller ikke ras i den mer eller mindre loddrette jordveggen i en byggegrop eller i en grøft er prinsipielt forskjellig. Endelig kan det tenkes brudd eller ras i grunnen under et bygningsfundament fordi belastningen er for stor.

Når det her i denne fremstillingen velges å henføre rasene til en bestemt byggverkskategori, er det ikke bare for å få en passende avsnittsoppdeling, men først og fremst fordi at foranstaltningene til å forebygge disse rasene kan bli prinsipielt forskjellige. Videre velges det her å *begrense* emnet til ras i leire og leireholdig grunn.

Det er en praktisk erfaring at glidninger i jord foregår etter krumme glideflater og i leire etter tilnærmet sirkulærsylindriske glideflater. For leire kan det påvises at sirkulærsylindriske glideflater også er de teoretisk farligste glideflater, og da beregningsmetodene også blir enkle og oversiktlige, er de opprinnelig *svenske* beregningsmetoder [1] alminnelig anerkjent og brukt. Stabilitetsanalyse foretas ved i et snitt, fig. 1 a, å beregne momentet om sirkelens sentrum av de drivende krefter, som er lik vekten av jord gange sin tyngdepunktsavstand, og sammenligne dette momentet med motholdsmomentet, som er skjærfastheten langs buen gange buens radius. Hvis motholdsmoment og drivende moment er like store, er det labil likevekt. Den praktiske fremgangsmåte, fig. 1 b, ved slike beregninger er å summere momentet for vertikale jordlameller, $\sum \Delta P \cdot a$, og sammenligne dette med summen av alle buelementenes motholdsmomenter $R \cdot \sum \Delta l \cdot s$.

Sikkerhetsfaktoren F_s mot utglidning er forholdet mellom effektiv skjærfasthet langs buen og oppredende skjærspenning, $F_s = s/\tau$. Labil likevekt kjennetegnes ved F_s lik 1, og verdier større og mindre enn 1 betegner henholdsvis stabilt og ustabil glidesnitt. I de senere år har det her i landet vært alminnelig å kreve $F_s = 1.3$, og selv dette tilsynelatende beskjedne krav for sikkerhet mot utglidning er det undertiden meget vanskelig å tilfredsstille ved større jordarbeider.

2



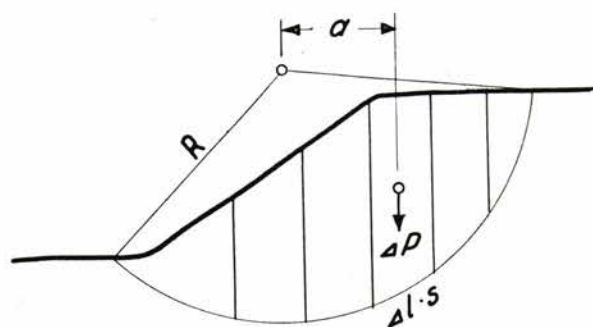
$$P \cdot a = \tau \cdot l \cdot R$$

$$\text{Skjærspenningen } \tau = \frac{P \cdot a}{l \cdot R}$$

$$\text{Sikkerhetsfaktoren} = \frac{\text{Skjærfasthet}}{\text{Skjærspenning}}$$

$$F_s = \frac{s}{\tau} = \frac{s \cdot l \cdot R}{P \cdot a}$$

Fig. 1 a.



$$\text{Drivende moment} = \sum \Delta P \cdot a$$

$$\text{Motholdsmoment} = R \cdot \sum \Delta l \cdot s$$

$$F_s = \frac{R \cdot \sum \Delta l \cdot s}{\sum \Delta P \cdot a}$$

Fig. 1 b.

Jordstatisk beregning etter sirkulærsylindriske glidesnitt.

Skjæringsskråninger

Glidesnittets beliggenhet, fig. 2, er avhengig av jordartstypen og av skjærfasthetens variasjoner med dybden. I en fast, men oppsprukket leire er det ikke ualminnelig at glidesnittet munner ut nær foten av skjæringsskrånningen, glidesnitt a. Den 2—5 m tykke tørrskorpen, som er uttørket av vær og vind, er øverst gjennomsluttet med et system av vertikale sprekker på grunn av skrumpingen, og dette bevirker at den i og for seg faste leiren har en minimal skjærfasthet langsetter sprekke. Hvis nå disse tørrskorpesprekkene under sterkt regnvær eller i snøsmelteperioder blir fylt med vann, blir skjærfastheten ytterligere nedsatt, rent bortsett fra at det i sprekkenes vegger blir et vertikalt vanntrykk, som øker det drivende momentet.

Den alminnelige regel er at det under den sterkt oppsprukne sonen er en noe uttørket, men ikke oppsprukket sone. Leiren i denne sonen har ikke tørket så meget at den har nådd skrumpegrensen. På større dyp påtreffes leire som ikke har vært påvirket av vær og vind, og hvor leirens fasthet hovedsakelig er avhengig av det konsolideringstrykk den har vært utsatt for. Hvis leiren i tidligere tider har vært utsatt for trykket av store grus- eller ismasser som senere har forsvunnet, er leiren blitt konsolidert for dette trykket og blitt fast, og det er liten sannsynlighet for dypere glidning enn etter glidesnitt a. Annerledes med våre geologisk unge leirer, som ikke har vært førbelastet, og som derfor ikke har større konsolideringsgrad enn svarende til vekten av overliggende jord. I slik leire er det liten skjærfasthet, og den løseste leire i hele vertikalsnittet påtreffes ofte like under tørrskorpen, og glidesnitt b kan bli det mest sannsynlige.

Hovedregelen for våre ikke førbelastede (post-glaciale) leirer er at skjærfastheten øker svakt med dypet, men det finnes også eksempler på at leirens fasthet ikke øker nevneverdig med dypet, og da kan man få meget dyptgående glidninger. Hvis leiren har jevn fasthet med dybden, kan det vises teoretisk at dypeste glidesnitt er mest sannsynlig.

Hvis det under løs leire med ensartet fasthet er fast grunn eller fjell, er det også umiddelbart innlysende at glidninger i slik løs leire vil nå ned til disse faste lagene eller til fjell, glidesnitt c. Imidlertid er det også en rekke eksempler på at det inntrer dype glidninger også i leire hvor skjærfastheten øker svakt med dybden; svært ofte når disse glidninger ned til en skrått liggende fjelloverflate. Dette er ikke umiddelbart innlysende, og det må søkes etter andre forklaringer. Vanligvis ligger det over fjellet et tynt sandlag, det kan være noen få centimeter tykt eller noen meter tykt, og skjærfastheten i et slikt sandlag med overliggende tett leire, kan være høyst variabel fordi porevannstrykket i

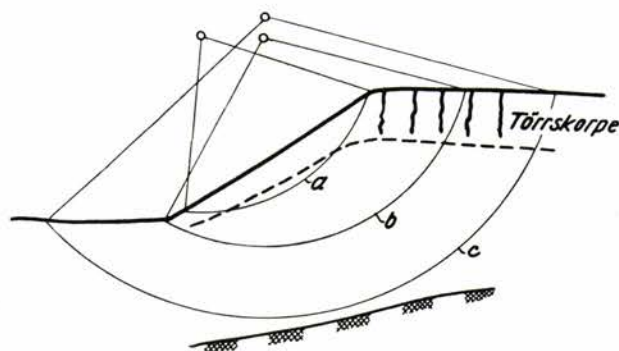


Fig. 2. Glideflatens beliggenhet.

sand kan være sterkt vekslende. Her er det anledning til å komme inn på spørsmål av grunnleggende betydning for skjærfasthet i jord, og vi skal oppholde oss litt ved dette sandlaget, og studere forholdet i fig. 3.

Sandlaget får sin tilførsel av vann fra nedbørsvann i et høytliggende og ofte langt borte liggende sted A i terrenget. Hvis sanden er grovkornet og vannet har fritt utløp i lavereliggende terreng, vil det hydrostatiske trykk ved B være nær lik 0, og skjærfastheten i sandlaget ved B får en verdi som svarer til vekten av den overliggende jord, eks. 1. Hvis permeabiliteten i sanden er liten eller vannet i sandlaget ikke har helt fritt utløp, vil vannet, spesielt ved rikelig tilførsel av nedbørsvann, stuves

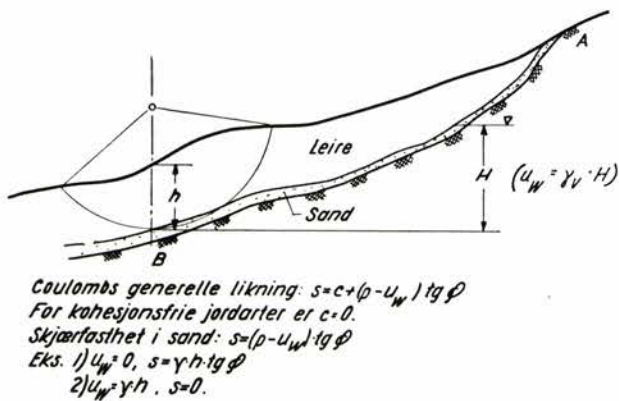


Fig. 3. Glidninger i leire når ofte ned til sandlag som kan ha meget liten skjærfasthet.

opp. Den maksimale oppstuvning er $H = \gamma \cdot h$ med et porevannstrykk i sandlaget lik vekten av den overliggende jord, dvs. at trykket korn mot korn i sanden blir lik 0, og skjærfastheten i sandlaget blir også lik 0, eks. 2.

Dette at skjærfastheten i sandlag kan ha sterkt varierende verdier, f. eks. like lav som i den løseste leire, eller at den til og med som et grensetilfelle kan bli lik 0, spiller en stor rolle for utløsning av ras i jord, og her har man da også en enkel forklaring på at dyptgående ras i leire, fig. 2 c, ofte innntreffer etter regnværperioder eller under snøsmelting.

Det vil uten videre forstås at porevannstrykkets størrelse er av betydning i alle jordarter, også i leire, og poretrykkmåling, som foretas med såkalt *piezometer*, er et alminnelig ledd i en grunnundersøkelse.

Glidninger i leireskjæringen forhindres enten ved å foreta en avlastning i skjæringens høyeste del, eller ved å slake skråningen, fig. 4. I begge tilfelle oppnår man å redusere det drivende momentet. Vanligvis er det i leire mest effektivt å foreta en

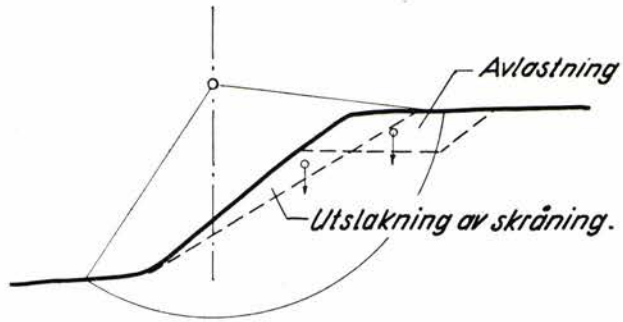


Fig. 4. Stabilitetsforbedring i leirskråning.

avlastning etter et horisontalt plan øverst i skjæringen, som jo er det samme som å redusere skjæringshøyden.

Ved Bekkelagsraset i 1953 gled vegg- og jernbane-fylling, som begge var begrenset av høye murer, noenlunde samlet ut. Samtidig, eller meget nær samtidig, ble det nedenforliggende nesten horisontale leireterrenget forskjøvet i meget stor avstand fra fyllingen. På fig. 5 øverst er inntegnet den sannsynlige glidning etter en sirkulærsylindrisk glideflate, og forskyvningen av det flate terrenget utenfor må da betraktes som et sekundært fenomen. Nederst på samme figuren er gjennomført en beregning under den forutsetning at hele bevegelsen har skjedd samtidig og da etter en kombinasjon av sirkulærsylindriske og plane glideflater. Norges geotekniske institutt, som foretok undersøkelse og beregning av dette raset, kom til det resultat at disse 2 glidningskategorier beregningsmessig var omtrent like sannsynlige.

En egen form for ras i skjæringer er overflateglidninger, som er karakterisert ved at 1—2 m tykke flak løsner. De kan skyldes oppbløtning av tørr-

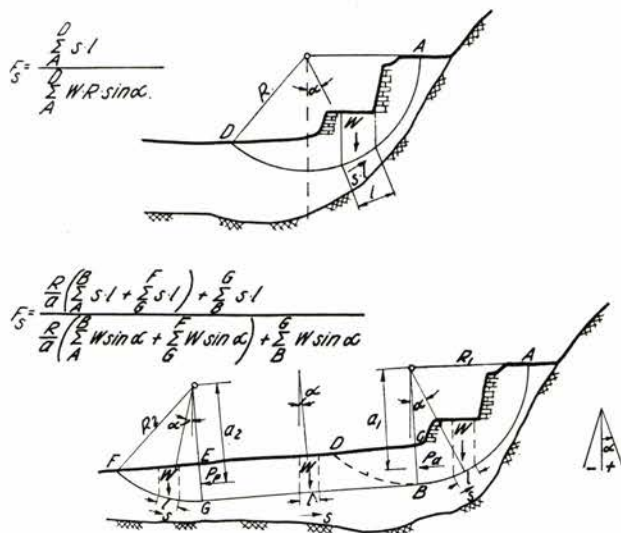


Fig. 5. To beregningsmåter av stabilitetsfaktoren etter Bekkelagsraset 1953. Angitt av Norges geotekniske Institutt.

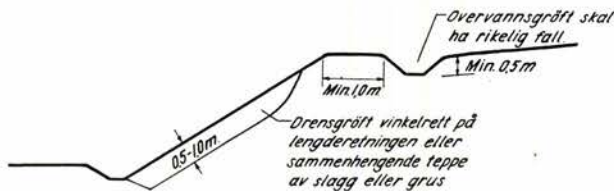


Fig. 6. Botemiddel mot overflateras i skråninger.

4

skorpen etter sterkt regnvær om høsten eller teletining om våren. Vanligvis er våre veg- og jernbanskråninger stabile for sterkt regnvær om høsten, og de er også stabile for en voldsom teletøsning om våren. Men når det som våren 1953 inntraff samtidig sterk teletøsning og usedvanlig kraftig regnvær, da går det galt. Bare i Trondheim jernbandedistrikt inntraff det denne våren med smått og stort ca. 40 overflateras, og selv om de ikke var av katastrofal art, var de plagsomme.

Som botemiddel mot overflateglidninger er brukt drenggrøfter, pålegging av grus- eller slaggdekke, peling, sammenbinding av skråningen ved hjelp av vegetasjon. Det kan bli avhengig av forholdene hva for en foranstaltning som skal velges, men det kan nok også sies at vi ofte er i tvil, fordi dette feltet er for lite bearbeidet.

I sin alminnelighet kan det sies at drenggrøfter, som helst skal være fylt med grov grus og ha dybde 0,5—1,0 m, skal tas vinkelrett på linjeretningen, fig. 6. De tidligere brukte skrågrøftene har vist seg å være uheldige. Jeg er også av den mening at man skal unngå å føre vann fra skråningsgrøfter ned i

langsgående rørgrøfter, det må være sikrere å slippe dette vannet ut i skikkelige veg- eller linjegrøfter som har tilstrekkelig fall. Overvannsgrøftene på oversiden av skjæringene er antakelig mest nyttige under snøsmeltingen. Man skal være oppmerksom på at de skal ha rikelig fall, ellers kan de være direkte farlige. Helst skulle de være tette i bunnen.

Utlegging av grusteppe, vanligvis 0,5—1,0 m tykt, er en god foranstaltning fordi den belaster underliggende lag i oppbløtningsperioden. Slagg og torv er et varmeisolerende dekke som forhåler teletøsningen i den underliggende jorden til et tidspunkt da snøsmeltingen forlenget er forbi.

Peling bør ikke brukes som annet enn en midlertidig foranstaltning, fordi pelene råtner og i sin tid kan slippe løs hele skråningsflaket. Når det gjelder vegetasjonsbinding, tror jeg at tiden er inne til å slå et slag for systematisk innplanting av *bjørk*, som har dype og kraftige røtter, og som vokser villig over hele landet. Vi makter ikke å drenere alle våre gamle skjæringsskråninger, og ras har vi nesten hver høst, undertiden i skråninger hvor vi minst hadde ventet det. Innplantning av *bjørk* som blir stelt og hugget, er en generell foranstaltning som er billig, og det er et positivt trekk i riktig retning.

Fyllinger

For kort tid siden hørte jeg en anleggsingeniør bemerke: en fylling kan da ikke gli ut på flat mark. Jovisst kan det det, og vi har mange eksempler. Det vil nok forstås at en leire eller gytje, slike jord-

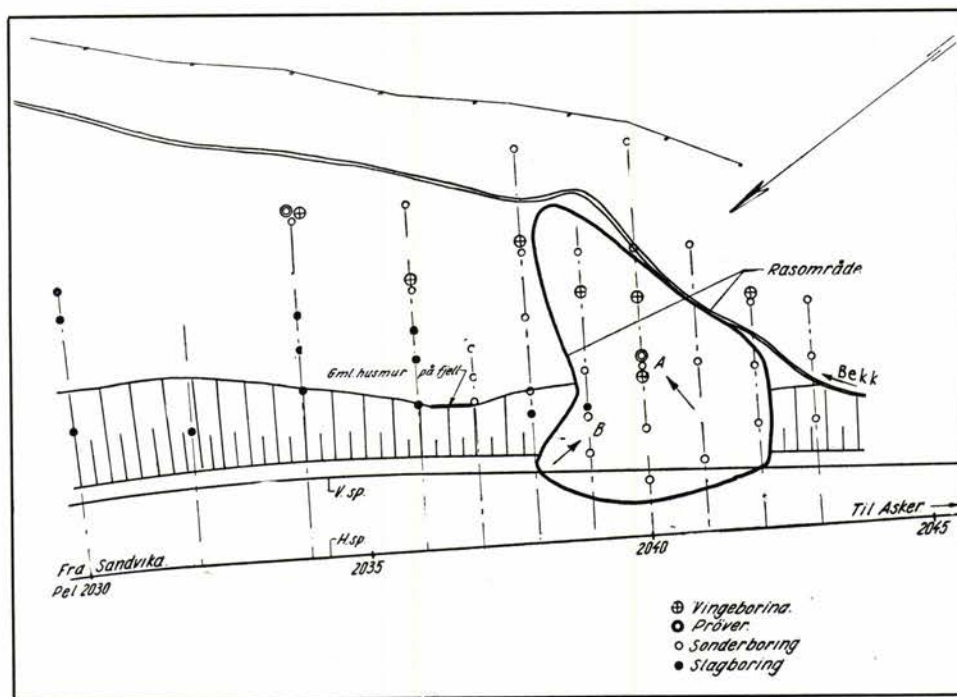


Fig. 7. Vakås 1954. Drammenbanens dobbeltsporlegg. Utrasning av 9 m høy fylling. Planeringen var på det nærmeste ferdig, da underliggende leirgrunn sviktet. Pil A betegner hovedretning for ras, pil B etterras.



Fig. 8. Vakås 1954. Fyllmassen var stein og sank ned i den underliggende leiren. Foto i ytre spors retning.



Fig. 9. Vakås 1954. Utsikt nedover bekkedalen på skrå av linjereiningen.

arter som er så finkornige og tette at de ikke får noen økt skjærfasthet umiddelbart etter belastning, kan bli belastet til brudd selv om terrenget er horisontalt.

Stabilitetsberegninger for fyllinger adskiller seg ikke prinsipielt fra skjæringer, og det velges her å beskrive et par praktiske tilfelle, hvor undergrunnen var for svak til å bære vekten av fyllingen.

Ved Drammenbanens dobbeltsporanlegg var man sommeren 1954 ferdig med å legge ut en ca. 9 m høy fylling, da 40 m i lengderetningen gled ut. På begge sider var grunnforholdene gode, men på det sted raset gikk, hadde man oversett at fyllingen krysset en smal dyprenne fylt med løs kvikkleire, fig. 7, 8 og 9. Dette raset imponerer ikke ved sin størrelse, og det berørte heller ikke driftslinjen som ligger innenfor, men det var nødvendig å foreta ganske omfattende sikringsforanstaltninger ved gjenoppbygging av fyllingen.

På fig. 10 er vist et *tverrprofil* på linjen beliggende noenlunde midt i rasgropen. Såvel i rasområdet som utenfor er det utført en rekke sonderinger, prøvetakningsserier og vingeboringer. Med sonderingsboret fikk man raskt en oversikt over forekomsten av løs leire, og man kunne skjønne seg til at leiren var kvikkaktig, hvor boret sank med små belastninger uten å dreies (skraverte felter). De 2 vingeborserier i dette profilet viser meget svak leire med skjærfasthet så lav som $0,7 \text{ t/m}^2$, i dybden 4–5 m under rasterenget, og glidesonen kunne forholdsvis lett lokaliseres. Prøveserien (utflyttet) gir nærmere beskjed om leirens art, og leiren er akkurat på dette stedet ikke utpreget kvikkaktig. Kvikkleire er karakterisert ved at den blir flytende i omrørt tilstand (H_1 -verdi mindre enn 2 å 3). Man kan legge merke til den meget gode overensstemmelsen i skjærfasthetsverdier, bestemt henholdsvis med vingebor i marken og ved hjelp av konusprøve

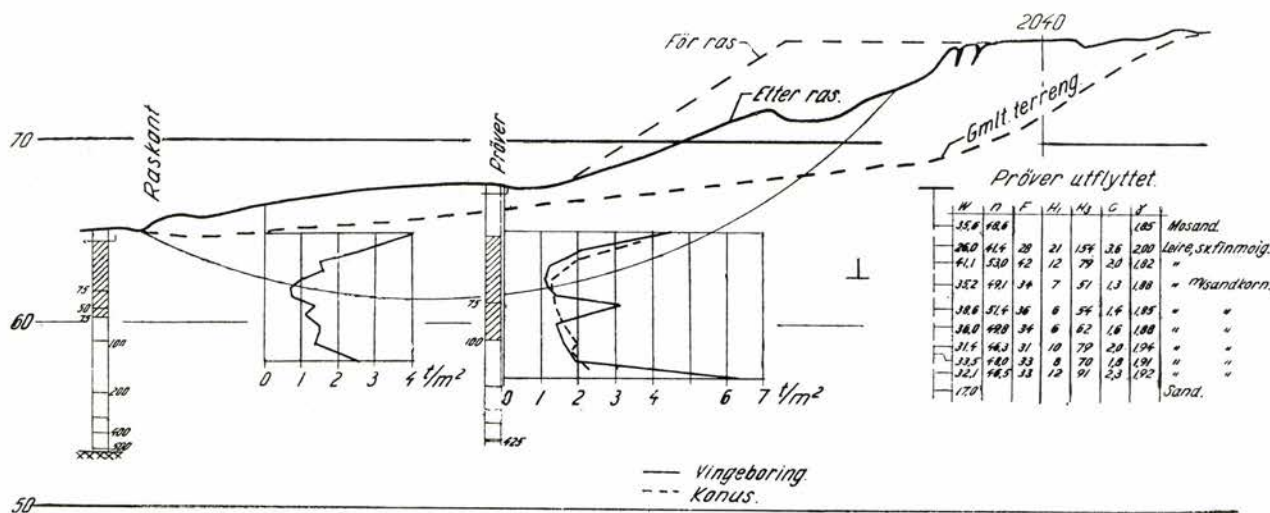


Fig. 10. Vakås 1954. Tverrprofil på linjereiningen midt over rasgropen.

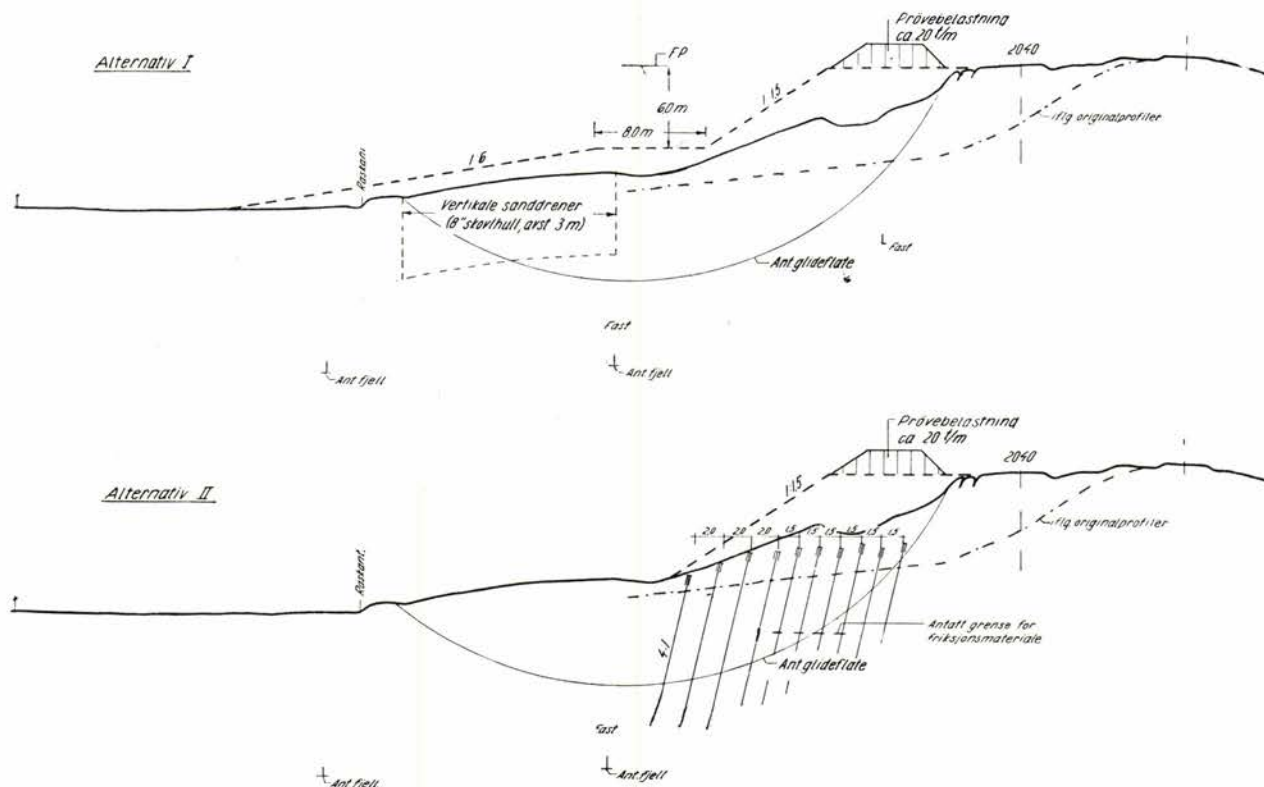


Fig. 11. Vakås 1954. 2 alternativer for gjenoppbygging og sikring av fyllingen. Alternativ I ble valgt.

i laboratoriet i opptatte prøver. Denne gode overensstemmelsen er vanlig, spesielt for prøver som ikke er tatt på større dyp enn 10—15 m, og det er en tilfredsstillende å vite at disse to metodene stemmer så godt over ens.

Det fremgår ikke av det enkelte tverrprofil som er tatt med her, at dyprennen med løseleire ligger sterkt på skrå av linjeretningen, og at terrenget utover i den tilsvarende dalen er betydelig brattere enn i tverrprofilen. Leiren i denne bekkedalen var så løs at man her måtte være meget forsiktig hvis det ble aktuelt med motfylling ved gjenoppbygging av hovedfyllingen.

På fig. 11 er vist to alternativer til stabilisering av den nye fyllingen. Alternativ A, med motfylling, er karakterisert ved en uvanlig lav motfylling med så slake skråninger som 1 : 6, og dette var nødvendig av hensyn til den løse leiren nedover i bekkedalen. Alternativet har den fordel at hvis det lyktes å føre opp begge fyllingene, fikk man med tiden en økt sikkerhet ved at den underliggende leiren konsolideres. For å fremskynde denne konsolideringen er det på et nærmere angitt område og til dybden 5—6 m forutsatt utført vertikale sanddrener. Det kan sies å være uheldig at nyttig og kostbar havegrunn beslaglegges. Alternativ B forutsetter trepeler til fast grunn under hovedfylling, og her

har man unngått å legge beslag på den utenforliggende grunnen. Det kan innvendes mot dette alternativet at man får bare liten konsolidering og fasthetsøkning i leiren mellom pelene, og at man derfor heller ikke får nevneverdig økt sikkerhet med tiden. Stabilitetsberegninger med peler i grunnen er også forbundet med en del gjetninger. Det kan også nevnes at man på tidlig tidspunkt overveiet et alternativ med peler til fast grunn og jernbetongplate som var sterk nok til å bære hele fyllingsvekten, men dette alternativet ble av økonomiske og tekniske grunner ikke aktuelt.

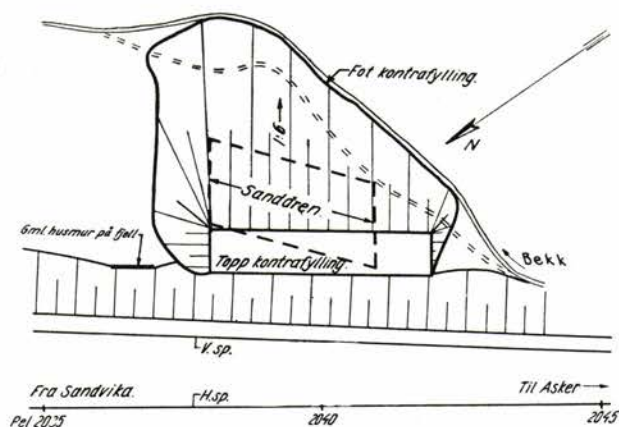


Fig. 12. Vakås 1954. Sanddrener og kontrafylling.



Fig. 13. Vakås 1954. Kontrafylling av stein utlegges. Poretrykksmåling i den underliggende leire.

Man forkastet også alternativ B, vesentlig av den grunn at den utraste fyllingen hadde inneholdt mye stor stein, som lå nede i leiren, og at det av den grunn kunne være tvilsomt om det lyktes å ramme ned et tilstrekkelig stort antall peler i rasgropen. Alternativet med motfylling ble valgt, og på fig. 12 er vist en situasjon med motfylling og sanddrensområde inntegnet. Sanddrenene ble utført som 8" skovhull fylt med grus, og med innbyrdes avstand

3,0 m. På fotoet fig. 13 er motfyllingen, som består av stein, under arbeide. Røret til høyre er et montert poretrykksapparat slik at det blir mulig å følge med i konsolideringen, og i foringsrøret til venstre kan man på et passende tidspunkt i fremtiden konstatere skjærfasthetsøkningen direkte, f. eks. ved hjelp av vingebor. Det må også nevnes som et poeng at det her, før banen blir åpnet for trafikk, er tid og anledning til å foreta en prøvebelastning av den ferdige fyllingen.

Det er her av interesse å nevne at man på piezometerets manometer kunne avlese virkningen av såvel motfylling som hovedfylling. Først en sterk stigning ved utlegging av motfyllingen og deretter en svak synkning innen man gikk i gang med hovedfyllingen. Det samme gjentok seg ved ved utlegging av hovedfyllingen. Da man ved årsskiftet 1954-55 var i ferd med å prøvebelaste fyllingen og hadde lagt ut prøvelasten (ballastmateriale) i halv lengde, steg porevannstrykket i leiren betenkelig, og man fant det riktig å stanse videre påføring av prøvelast inntil porevannstrykket igjen hadde sunket.

Som et annet ferskt eksempel fra praksis skal gis en kort beskrivelse av planene for å føre en vei

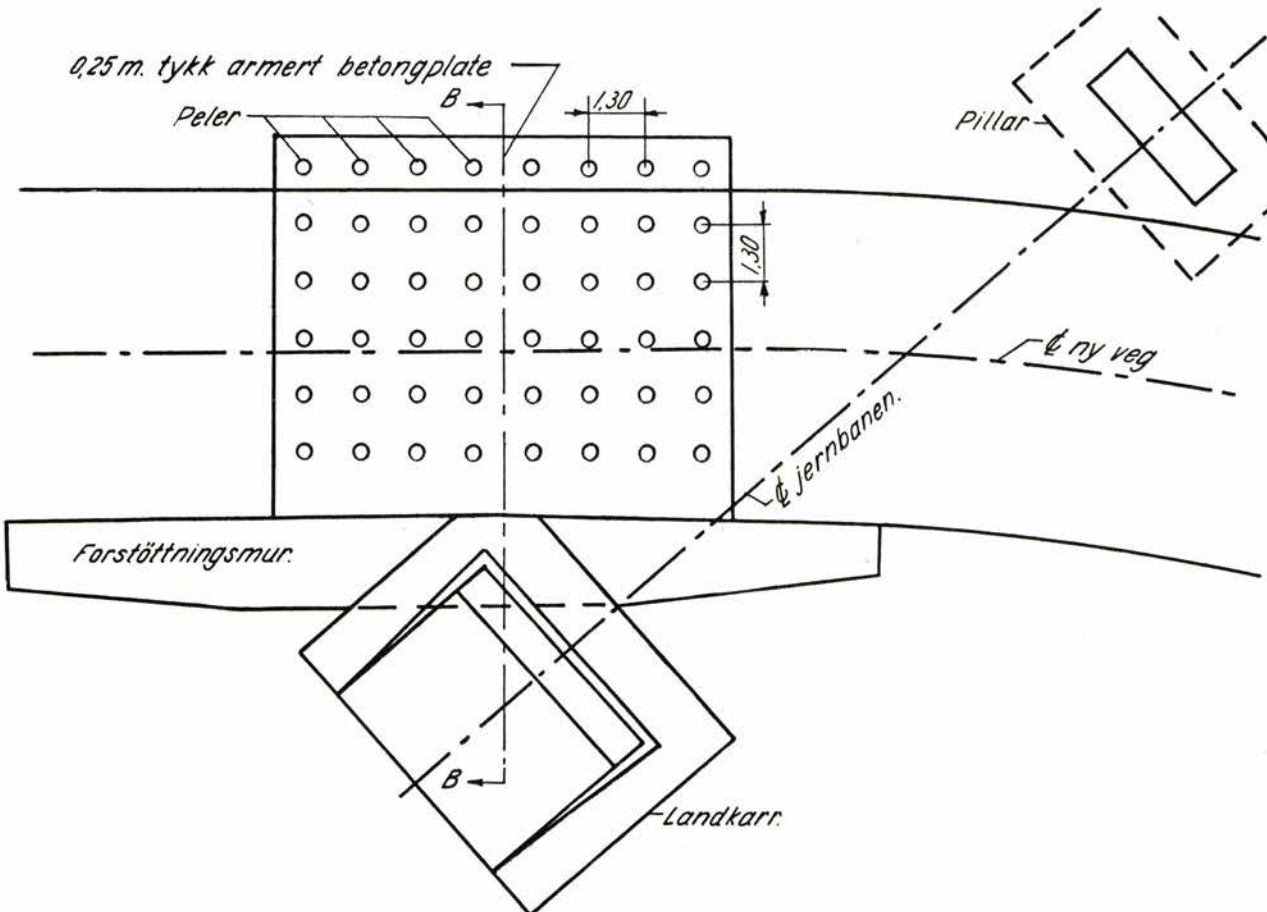


Fig. 14. Ask 1954. Vegkryssing under jernbanebru på Randsfjordbanen.

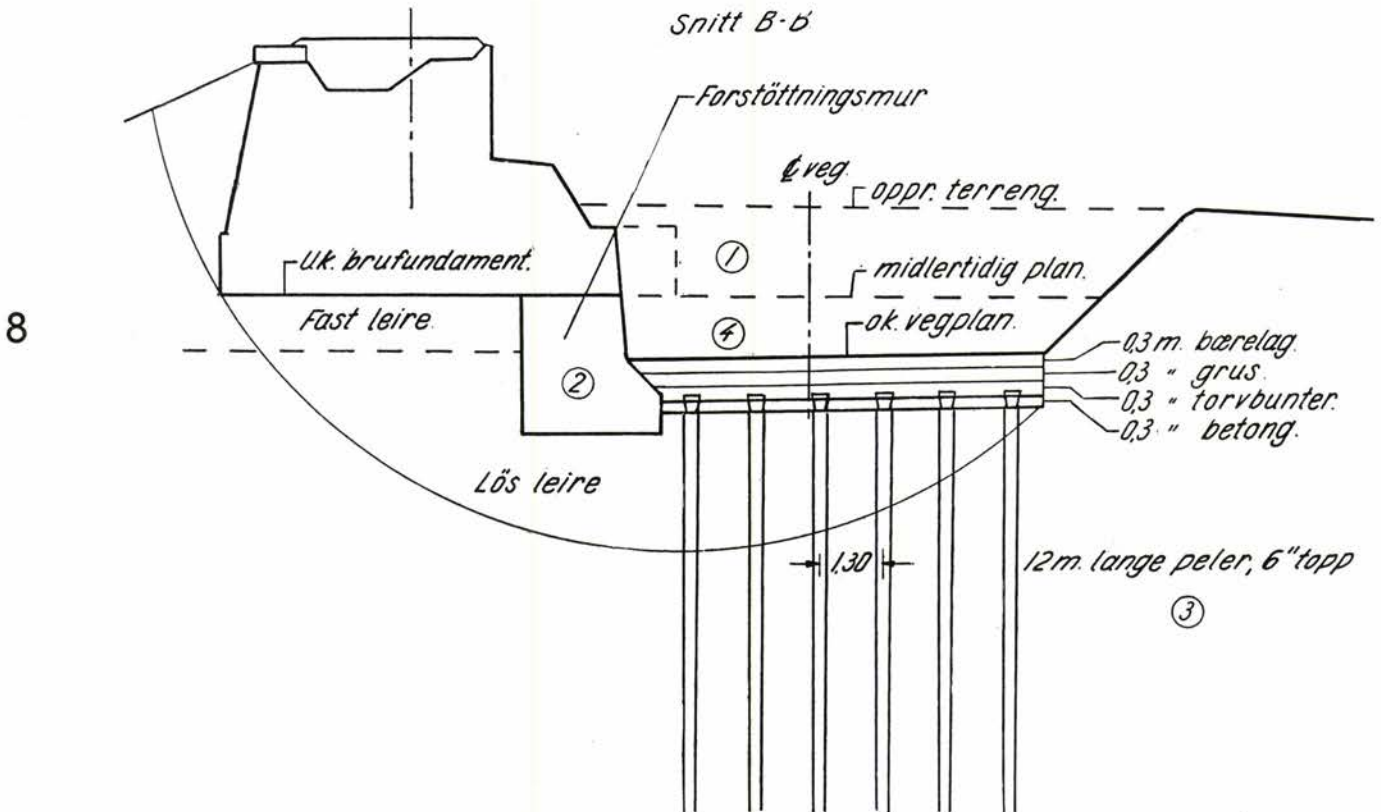


Fig. 15. Ask 1954. Foranstaltning for å hindre utglidning av brulandkar ved senkning av terreng for veg. Arbeidsgang: 1, 2, 3, 4.

under jernbanebrua ved Ask på Randsfjordbanen, fig. 14 og 15. Veien skal føres mellom landkaret og første pillar, og da veibanen skal ligge hele 1,3 m under landkarfundamentet, som er direkte fundamentert, og da byggegrunnen på dyppet består av løs

leire, ble det en rekke delikate stabilitetsproblemer. — Landkaret ble i høy grad berørt, rent bortsett fra at et hjørne av fundamentplaten måtte kuttes for å gi plass for den skjevt kryssende veien. Under landkarplaten ble først støpt en mur som begrensning mot veien. Denne måtte utføres i meget korte røft, og det lyktes å utføre dette arbeidet med togtrafikk på landkaret uten at det ble utsatt for nevneverdige setninger. Terreng utenfor skulle senkes flere meter, og for å hindre landkar og fylling fra å gli ut måtte det først treffes sikkerhetsforanstaltninger. Man valgte en pelgruppe med påstøpt jernbetongplate som mothold. Nederste del av pelgruppen blir utsatt for strekk. Fra et litt senket plan ble pelene rammet, og de ble etterrammet med jomfru til riktig dybde. Deretter ble det gravet i meget små partier, og en rute av platen med størrelse ca. 2,5 x 2,5 meter støpt om gagen.

Frosten måtte ikke trenge ned til underkant plate, og man har oppnådd en helt sikker tele-isolasjon ved bruk av 0,30 m tykke torvbunter og en samlet fundamenteringsdybde av 1,20 m.

En høyst eiendommelig form for massefortrengning kan man få når fyllinger slår igjennom på flat mark og undergrunnen består av meget finkornig løs leire eller helst gytje.

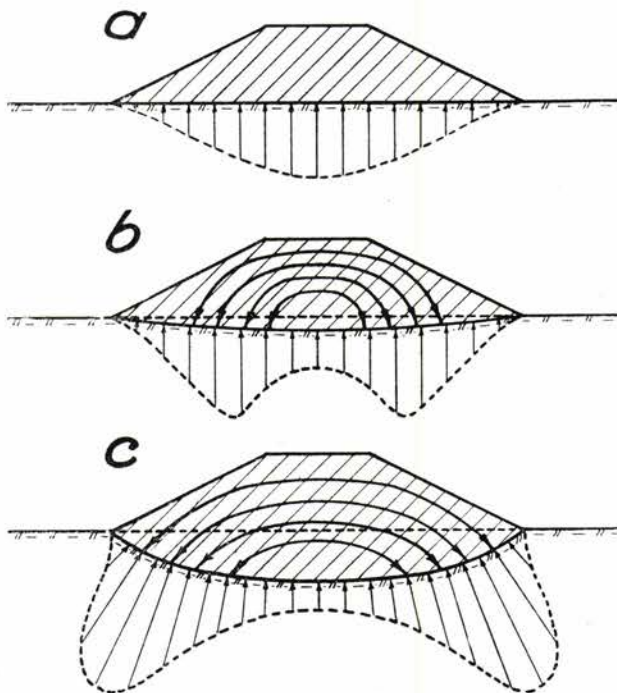


Fig. 16. Pygoidal massefortrengning i gytje og gytjig løs leire.

På fig. 16 a [2], [3] har fyllingen ennå ikke slått igjennom, og under fyllingens midtparti er det størst belastning og derfor også størst kompresjon og setning i undergrunnen. Dermed vil også trykket mot marken i en viss grad bli forandret. Midtpartiet under fyllingen avlastes, og på grunn av trykkfordeling og «hvelvvirkning» i selve fyllingen, kommer trykket på begge sider av fyllingen til å bli økt, fig. 16 b. Samtidig forandres trykkets retning slik at den horisontale trykkkomponenten blir mer og mer dominerende, og massefortrengningen foregår til begge sider, den er pygoidal.

I fig. 17 er gjengitt et eksempel fra Finland, hvor det for å bygge opp en jernbanefylling på ca. 1 meter høyde har gått med enorme fyllingsmasser. I Danmark kjenner man til eksempler på at fyllmassen, som også der er grus, har tytt mere enn 100 m i horisontal retning i gytjegrunn.

Slike massefortrengningsfenomener er kjent også i Norge, men vi har kanskje ikke så outrerte eksempler. I fjellandet Norge finner vi det hensiktsmessig å bruke stein over slike bløte partier hvor vi vet eller ønsker at fyllmassen vil trenge ned i undergrunnen, enten det nå gjelder fyllinger som slår igjennom på grunn av sin egen vekt eller om fyllmassene skal sprenges ned. Med stein, og spesielt med storfallen stein, som synker noenlunde rett ned, oppnås stabil fylling med et minimum av masser.

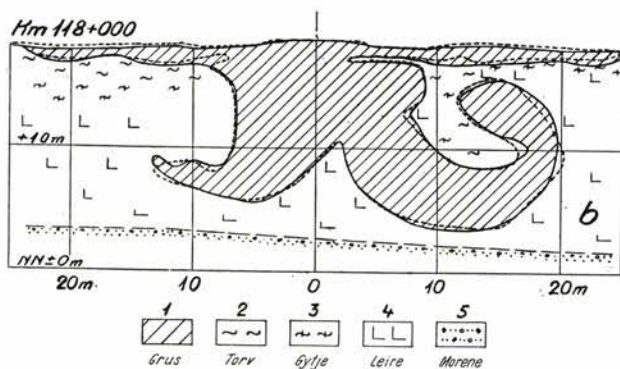


Fig. 17. Eksempel fra Finland på massefortrengning ved utlegging av en 1 m høy jernbanefylling.

Bruddfasthet i leire under fundamenter

Såvidt vites, har det aldri her i landet forekommet noe tilfelle hvor leiren under fundamentet for et kunstbyggverk er blitt belastet til brudd. Heller ikke i litteraturen er det mange eksempler, i virkeligheten er det så få at de kan telles på en hånds fingrer, og 2—3 klisjeer har gått igjen i litteraturen som enslige spøkelses i de siste 30 år. Visstnok har

det hendt også her i landet at bygninger eller bruer er blitt tatt med i leireras, men vekten av disse byggverkene har hatt liten eller ingen betydning for utløsning av disse rasene.

Det kan pekes på flere årsaker til at vi har vært forskånet for belastningsbrudd under fundamenter.

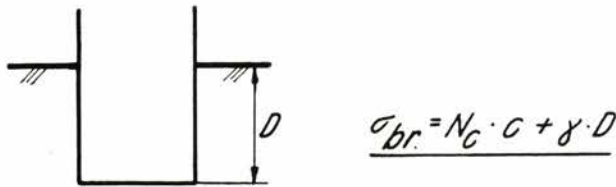
For det første ønsker vi, og det er vanligvis heller ikke så vanskelig å oppfylle dette ønsket, å ha en relativ stor og overbevisende sikkerhet mot brudd i grunnen under kostbare byggverk, fremfor alt hvor menneskeliv kan stå på spill. Er vi i ringeste tvil, foretar vi en grunnforsterkning, f. eks. ved å ramme peler under fundamentet. En annen årsak er at kunstbyggverkene ofte må betegnes som punktlaste, og de er som regel heller ikke så imponerende tunge, om vi bruker vekt av jord som målestokk. En 5 etasjes bygning med kjeller gir en jevnt fordelt belastning over bebygget flate ca. 8 t/m². Regner vi at det for kjelleren er gravet bort bare 2.0 m jord med romvekt lik 2.0 t/m², reduseres den med bygningen påførte belastning til 4 t/m². Belastningsmessig svarer dette til at vi over den intakte bygge-

tomten hadde lagt ut $\frac{4 \text{ t/m}^2}{2.0 \text{ t/m}^3} = 2.0 \text{ m}$ jord.

Til sammenligning kan vi merke oss at det er bare få eksempler på at en ren mineralsk leireavsetning ikke har tålt vekten av en 3 m høy jordfylling.

Til slutt skal så nevnes den dominerende årsaken til at vi under fundamenter vanligvis får en rikelig sikkerhet mot brudd i grunnen. Byggverkene våre er som regel ømfintlige for setninger og da spesielt for ujevne setninger. Når det gjelder å ta standpunkt til direkte eller indirekte fundamentering for et prosjektert byggverk, må vi vurdere påregnelige setninger som følge av bygningslastens konsolidering av den underliggende leiren. De foranstaltninger som må gjøres i den anledning, enten det nå er å bruke store fundamenter og liten enhetsbelastning på grunnen, eller å sette byggverket på peler, vil vanligvis bringe oss langt på den sikre siden når det gjelder brudd i grunnen.

I denne forbindelsen kan det ha sin interesse å nevne et fenomen som ikke er ualminnelig for direkte fundamenterte bygninger, f. eks. på Grønland i Oslo. Her har kjellergulvene tilsynelatende bulet opp både 1 og 2 desimeter. Dette er feilaktig blitt tydet på den måten at leiren er blitt trykket opp mellom kjellerveggenes fundamenter, og at det følgelig skulle ha vært et belastningsbrudd i leiren. Det virkelige forholdet er at den gytjige og sterkt konsoliderbare leiren under veggens stripefundamenter er blitt utsatt for vannutpresning, som sammen med



A.W. Skempton 1951:

10

Langstrakte fundamenter	$N_c = 5$
Rekt. og sirk. — " —	$N_c = 6$
Dype langstrakte — " —	$N_c = 7.5$
" sirkulære — " —	$N_c = 9$

Fig. 18. Bruddbelastning σ_{br} for fundamenter i leire.

nærmeste parti av gulvet er blitt utsatt for tilsvarende setninger, mens midtpartiet av de lette kultulgulvene har ligget tilnærmet i ro.

Bruddbelastningen σ_{br} i leire under fundamenter angis ved den enkle formel

$$\sigma_{br} = N_c c + \gamma D$$

Her er c leirens kohesjon (t/m^2), γ leirens romvekt (t/m^3), D effektiv fundamenteringsdybde (m), og man får σ_{br} uttrykt i t/m^2 .

Faktoren N_c er av forskjellige forskere angitt til 5 å 6, og vi har i de nordiske land brukt denne formelen i de siste 25 år.

A. W. Skempton (1951) [4] har angitt verdier på faktoren N_c som er avhengig av fundamentenes form, størrelse og dybdebeliggenhet, som vist på fig. 18.

Valg av sikkerhetsgrad, som skal innføres for c -verdien, kan bli noe avhengig av byggverkets art og forholdene for øvrig, men bør ikke være mindre enn 1.5.

Sjaktgraving

Graving til større dyp i løs leire er både for konsulent og for entreprenør et vanskelig og enerverende arbeide. Vanskelig fordi man ikke har klare beregningsmetoder og enerverende fordi entreprenøren ofte finner det formålstjenlig å ta sjanser i håp om å spare penger. Man støtter seg til skjønn og teft, og ofte har man gravet inntil det knaket så passe i spundvegger og forstøtninger. Uten alt for stor overdrivelse kan det sies at her balanseres det på slapp line.

For å få en oversikt vil vi først studere arten av jordtrykk i en jordsjakt omgitt av en horisontalavstivet spundvegg, fig. 19 a. Her støter vi straks på et omdisputert spørsmål. Er det noe å vinne ved å ramme spundveggen dypt ned under sjaktens

bunn? Vi forutsetter først for enkelthets skyld at leirens kohesjon er den samme overalt og lik c . Aktivt jordtrykksdiagram på spundveggenes utside er *senket* med $f(c)$, og passivt jordtrykksdiagram på spundveggenes innside er *hevet* med den samme størrelse. Begge diagrammer har helling $1:\gamma$. Forutsatt at leiren har den samme skjærfasthet fra bunnen av sjaktgrop og nedover, er det følgelig teoretisk ikke noe å vinne ved å ramme spundveggen dypt ned under bunnen. Er det derimot under bunnen av gropen fastere leire, vil aktivt jordtrykk minskes og passivt jordtrykk økes, og det er umiddelbart forståelig at stabiliteten bedres ved å ramme spundveggen ned under bunnen. Som allerede tidligere nevnt har også våre løse postglaciale leirer vanligvis en viss, om enn liten, øking av skjærfastheten med dybden, og vi kan slå fast at det er en god regel å ramme spundveggen under gravedybden.

Ved sjaktgraving i løs leire har man i noen tilfelle brukt det knepet suksessivt å fylle vann innenfor spundveggen og oppnår på den måten å øke det passive trykket, fig. 19 b. Ramming av peler fra et høyere liggende nivå og etterramming med jomfru til den endelige gravedybde tar sikte på fortrinnsvis å utnytte pelgruppens evne til å motstå strekk, fig. 19 c. En kombinasjon av disse 2 metodene er jo velkjent fra graving for brupillarfundamenter under vann, og her er pelene vanligvis et nødvendig ledd i det endelige byggverket.

I litt større byggegropen kan det undertiden bli nødvendig å grave ut mindre deler av byggegropen om gangen for så snart mulig å støpe ut og belaste disse partier, førenn resten av byggegropen graves ut.

Andre metoder til å stabilisere løs leire ved sjaktgraving som frysing, elektrisk eller kjemisk behandling, bruk av trykkluft, må av flere grunner forbigås her.

I litteraturen er det sparsomt med beregningsmåter for sjaktgraving i jord, og de synes heller ikke uten videre å passe for våre løse leirer. Som et

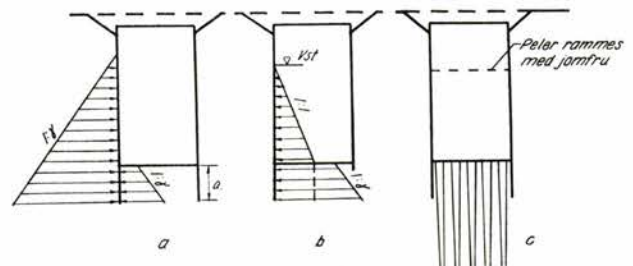


Fig. 19. Sjaktgraving i leire innenfor horisontalavstivede spundvegger.

forsøk på å angi en beregningsmåte og for å få noe å sammenligne våre praktiske erfaringer med, tar vi vårt utgangspunkt i formelen for fundamenters bæreevne i leire.

$$\sigma_{br} = N_c \cdot s + \gamma \cdot D$$

Med $\sigma_{br} = 0$ og graving inntil kritisk gravedybde D_{kr} får man

$$D_{kr} = -N_c s / \gamma$$

Faktoren N_c er avhengig av D_{kr}/B , hvor B er sjaktens bredde eller diameter, og på en slik måte at jo mindre B er, til desto større dybde D kan det graves. Vi innfører foreløpig verdier angitt av A. W. Skemton for fundamenters bæreevne i leire, og da N_c lik 5 eller 6 for vanlige fundamenter hvor D/B har en meget liten verdi, og videre N_c lik 7.5 eller 9 for små og dyptliggende fundamenter hvor D/B settes lik 20. Resultatet er angitt med de strekede linjer i diagrammet, fig. 20.

I dette diagrammet er avsatt 3 punkter som er utledet av praktiske og dyrekjøpte erfaringer ved gravinger i *Osloleire* (bykjernen).

1. I *løs* leire har det vært mulig å grave pillarsjakter med diameter 1.05 m ned til en dybde av 13—15 m.
2. I *relativt fast* leire har det vært mulig å grave for pillarsjakter med diameter 1.05 ned til en dybde av ca. 20 m.
3. I *løs* leire kan man med sjaktåpning 3 m grave til ca. 6 m.

Med det gode kjennskap man har i dag til leirens fasthet i bykjernen i Oslo er man neppe langt fra sanheten når man har tillagt *løs* leire skjærfasthet 1.7 t/m² og *relativt fast* leire 3.2 t/m². Et visst skjønn har man allikevel vært henvist til, og det er mulig at verdiene skal korrigeres.

Det synes foreløpig som det er mulig å grave trange sjakter noe dypere enn angitt ved den forsøksvis og noe ufullstendige teoretiske betraktning. Det er vel unødvendig å si at ethvert nytt tilfelle med brudd i leire ved sjaktgraving vil bli undersøkt og studert av geoteknikere — med begjærlighet. Problemene med dyp graving i leire er mere enn noensinne aktuelt, og da kanskje særlig i Oslo, og det vil om kort tid bli publisert en sammenstilling av innsamlede konkrete eksempler fra Norge, hvor forholdene er blitt undersøkt.

Avsluttende bemerkninger

Geoteknikken har i løpet av 25 år hatt en rivende utvikling, og ofte sies det at geoteknikken har vært et forsømt fag. Det anses i dag både riktig og på-

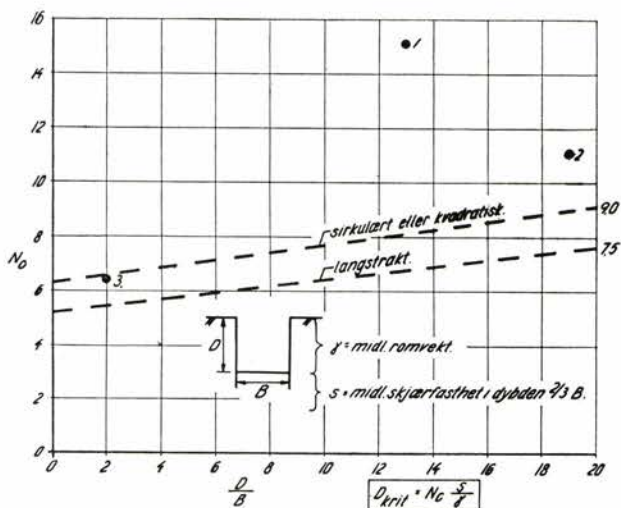


Fig. 20. Kritisk gravedybde D_{kr} i leire.

krevet å gjøre omfattende undersøkelser i marken før man setter i gang et større jordarbeide, og slike undersøkelser kan komme til å omfatte både prøve-taking, måling av porevannstrykk og måling av jordens skjærfasthet *in situ*. I laboratoriet blir skjærfastheten bestemt i opptatte prøver under belastningsforhold som svarer til dem som jorden blir utsatt for når byggverket er ferdig, og på grunnlag av prøvene kan også jordlagenes konsolidering forutbestemmes. Endelig er beregningsmetodene i jordstatikken vesentlig forbedret. Med en liten ironisk snert vil noen undre seg over at det overhodet var mulig å bygge — bare for forholdsvis få år siden.

Det er neppe riktig å si at geoteknikken tidligere var forsømt. Grunnundersøkelsene var riktignok svært enkle, men våre forgjengere hadde et meget godt skjønn, og de hadde praktisk erfaring. Bare synd at den praktiske erfaring ofte gikk i graven sammen med mannen. I denne forbindelse er det grunn til å nevne slike gode erfaringsregler fra eldre jernbaneanlegg her i landet som at fyllinger over dårlig grunn skulle legges ut flovis og at vanskelige skjæringer skulle tas ut trinnvis i høyden. Man hadde gjort den erfaring at stabilitetsforholdene ble bedre om jorden fikk tid til å tilpasse seg de nye forhold — til å bli konsolidert. Når det gjelder jordstatistiske beregninger, kan man bare minne om at Coulombs *generelle* likning for skjærfasthet i jord (fig. 3), den som er grunnlaget også for moderne jordstatikk, skriver seg fra året 1776.

Det er vel riktigere å si at geoteknikken har hatt en utvikling som til enhver tid har vært noenlunde avpasset etter jordarbeidenes omfang og art, om den nok kan ha ligget litt etter i denne utviklingen. Dette siste har vært særlig merkbart de siste decen-

nier med en voldsom utvikling både når det gjelder byggarbeidenes størrelse og omfang. Samtidig har det vært en nærmest eksplosiv utvikling når det gjelder trafikkøkning på kommunikasjonslinjene landverts, kjennetegnet ved stadig større trafikk-tetthet og med tyngre og tyngre kjøretøyer. Man kan her som eksempel minne om at mange av våre veier er bygget i hestekjøretøyenes tid, og for å klare dagens trafikk med opptil 20 t tunge tankvognar blir bruer bygget om og vegdekkene forsterket. Men hvorledes står det til med byggegrunnens beskaffenhet og bæreevne, særlig etterat tungtrafikken har virket en tid? På byggeplasser er decau-villeskinnegangen avløst av humpende lastebiler, som i parentes bemerket, er en ulykke for et gammeldags kultfundament lagt direkte på kvabbg grunn, og på kanten av byggegroper og grøfter står ristende gravemaskiner. Det er lett å trekke frem flere lignende eksempler, og det er umiddelbart innlysende at risikomomentet ved jordarbeider og faren for brudd i jord er vesentlig større enn tidligere.

Den viktigste faktor til at risikomomentet ved jordarbeider er økt, er imidlertid ennå ikke nevnt. Med effektive graveapparater tas massene i skjæringen ut på en tid som bare for få år siden var utenkelig, og massene bringes ut på fyllingsplassen på tilsvarende kort tid. Såvel i skjæringer som under fyllingen blir jorden utsatt for raskt påførte belastninger, og i finkornig jord, hvor motstanden mot porevannets bevegelse er stor, blir det ikke tid til konsolidering og fasthetsøkning. Den påførte lasten overføres ikke fra korn til korn, men opptas av vannet mellom kornene, slik at dette blir utsatt for overtrykk, og uten at jordens skjærfasthet øker.

Det kan sies populært på den måten at jorden ikke får tid til å tilpasse seg de nye belastningsforhold i samme utstrekning som tidligere. Et analogt eksempel er den raske oppføring av tunge bygg, f. eks. siloer, ved hjelp av glideforskaling, og det mest outrerte eksempel er kanskje sandinnskylling bak bygningskonstruksjoner i strandlinjen. I siste tilfelle påføres ofte jordlasten i løpet av like mange uker som det før tok måneder eller år.

Coulombs likning er brennaktuell.

Disse forholdene som er nevnt her, *større belastninger, større trafikkintensitet og tidsmomentet* ved grave- og fyllingsarbeider, er det all grunn til å være oppmerksom på, ikke minst fordi våre praktiske erfaringsresultater fra forholdsvis få år tilbake ikke uten videre kan overføres, eller fordi de til og med kan føre oss på villspor. Det er vel da ingen tvil om berettigelsen av langt mere omfattende grunnundersøkelser enn tidligere for våre *nye* byggarbeider. Det er også etter min mening all grunn til å gå inn for en systematisk undersøkelse langs *gamle* vegger og jernbaner, og også av andre områder hvor last- og trafikkintensiteten øker.

Litteraturhenvisninger i teksten.

- [1] Fellenius, Wolmar: Jordstatiska beräkningar med friktion och kohesion för cirkulärcylindriska glidytor. Særtryck ur Kungl. Väg- och Vattenbyggnadskårens 75-årsskrift. Stockholm 1926.
- [2] Helenelund, K. V.: Plastiska deformasjoner i bankunderbygningen. Nordisk Järnbanetidsskrift, nr. 11, 1951. Stockholm.
- [3] Helenelund, K. V.: Markstabilitet och markgjennombrott. Statens Tekniska Forskningsanstalt. Helsingfors 1953.
- [4] Skemton, A. W.: The bearing capacity of clays. Building Research Congress, London 1951.

LAGRING AV DIESELOLJE

Av inspektør Johs. B. Hegna

DK 621.436-634(481)—396

Ved fullstendig dieselisering og elektrifisering ved Norges Statsbaner vil ca. 18 millioner km togtrafikk gå over fra damp til elektrisk eller dieseldrift. Av disse vil antagelig ca. 5 mill. gå over til diesel og 13 mill. til elektrisk. Gjennomsnittlig vil man kunne regne med 2.5 liter dieselolje pr. km. Det er da regnet med at de nuværende togstørrelser vil øke med ca. 15 pst. Etter dette vil man altså måtte regne med et årlig forbruk av dieselolje for de tog som ikke blir elektrifisert på $5 \times 2.5 = 12.5$ mill. liter eller $12\,500\text{ m}^3$. Det har fra forskjellige hold vært

fremholdt at dieseldriften vil få vanskeligheter med brenselforsyningen under en eventuell blokering av tilførslene (f. eks. ved krig). La oss derfor se litt på hva ovenstående tall betyr rent forsyningsmessig sett.

Lagringen av ett års forbruk av dieselolje vil betinge endel tankanlegg. Disse bør av sikkerhetshensyn legges i fjell, og der foreligger sådanne på f. eks. 5000 m^3 i hver.

En beskrivelse av en sådan utført i Sverige (fig. 1) gjengis her:

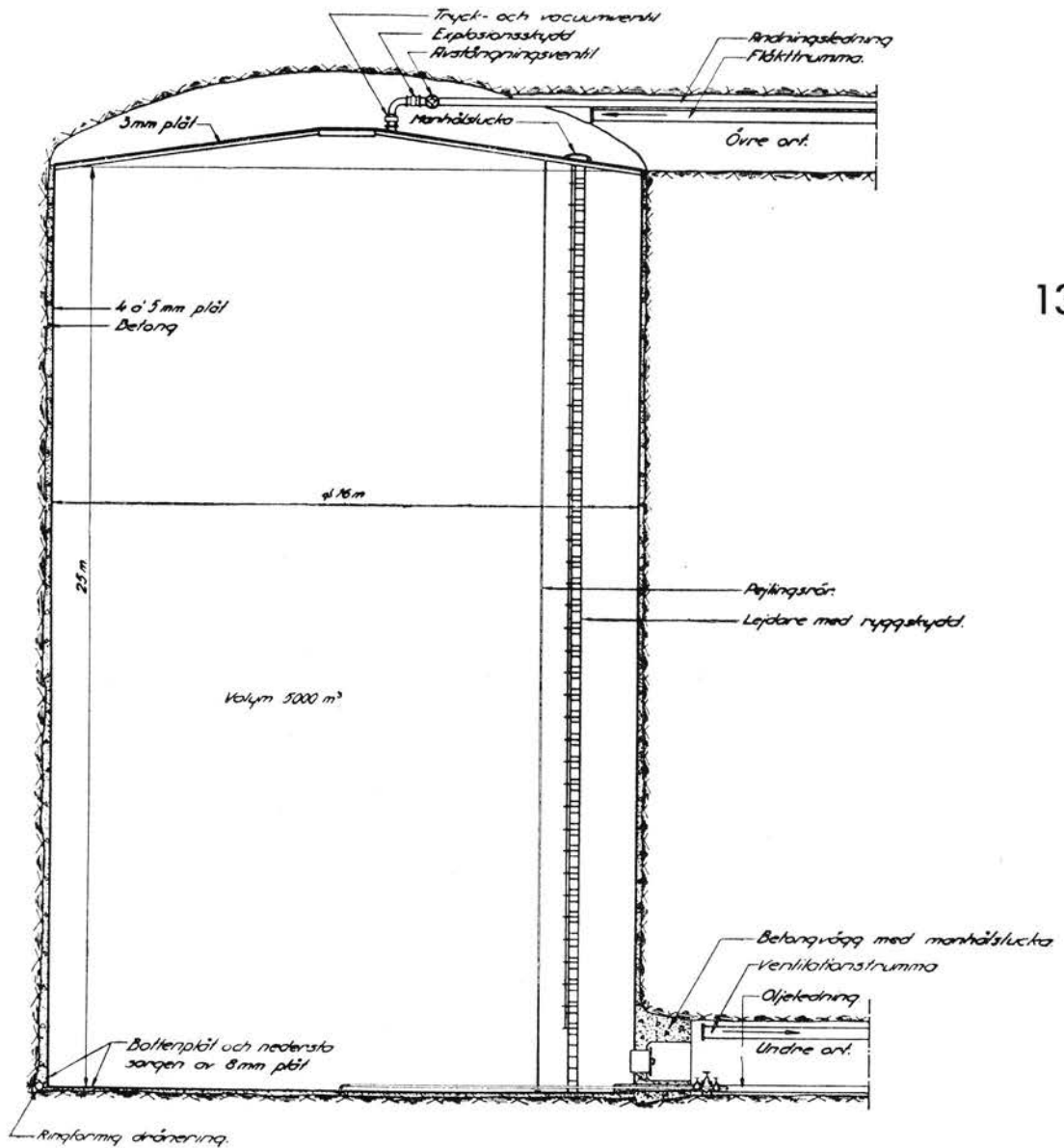


Fig. 1. Tversnitt gjennom en plate — betongtank.

Platebetongtanken består av en i et fjell montert platetank, som mot fjellveggene omstøpes med betong.

Trykket av lagringsvæsken opptas helt av fjellveggene, og tankens mantelplater behøver således bare å dimensjoneres med hensyn til tilstrekkelig stivhet under monteringen og betongstøpingen samt korrosjon. Tankens bunn legges vanligvis noen meter over overflatenivået, dog kan den omhandlede tanktypen endog utføres delvis nedsenket under overflatenivået eller tilgrenset sjønivå hvorved alle pumper sørger for at væsknivået holdes konstant. Til tanken fører to system av grubeganger, ett system i høyde med tankens underkant og ett i høyde med dens overkant. Det underste system tjenestgjør

under byggetiden hovedsaklig som uttransportveg for fjellmassene og gir senere plass til nødvendige rørledninger og pumper for oljens inn- og utpumping. Begge grubegangene lukkes vanligvis med trykksikre dører.

Fig. 2 viser oversikt av et anlegg av denne type utført i Sverige. Fig. 3 viser et detaljsnitt gjennom platemantelen.

Hver tank utstyres på bunnen med en samlings-sjakt for vann som kan lenses gjennom en rørledning som munner ut i nederste sjakt. To mannluker, en ved taket og en midt foran nederste grubegang, der platemantelen på ca. 2 m høyde og av en bredde tilsvarende grubegangen, utføres av 8 mm plater. Gjennom denne plate, som støttes av en kraftig be-

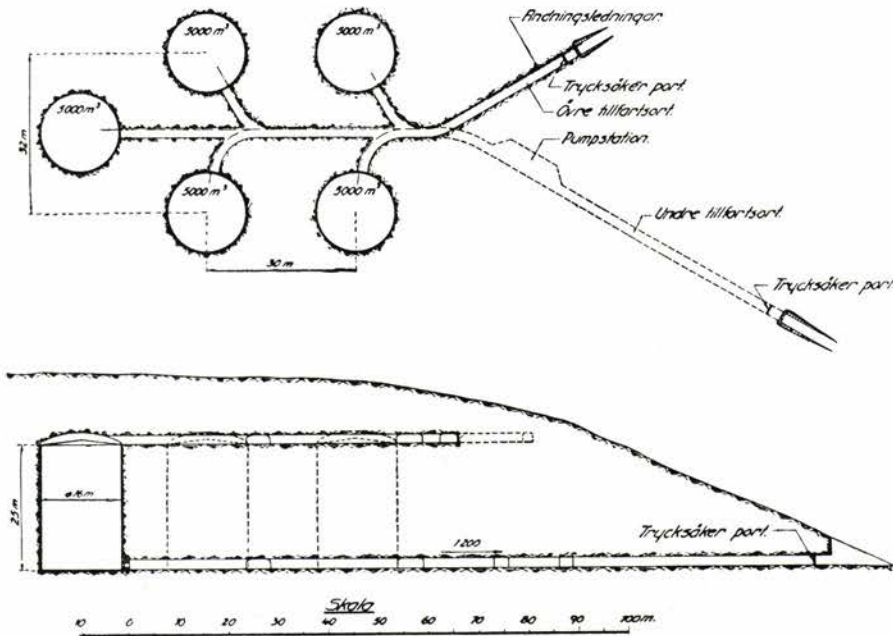


Fig. 2. Plan og lengdesnitt gjennom tankanlegg i fjell med 5 tanker à 5000 m³, tilsammen 25 000 m³. (2 års forbruk ved full dieselisering.)

tongvegg, passerer rørledningene for fylling og tømning samt eventuelt tilslutningsrør for oppvarming. Tanken forsynes videre med innvendig stige midt foran øverste mannluke, og nødvendige luker i taket for peiling, prøvetaking og temperaturmåling samt stusser for tilslutning til pusteledninger. Pusteledningene går fra trykk- og vakuumentilert på tanken, gjennom øverste grubegang og ut i det fri. Hver tank forsynes med anordning således at presisjonsmanometeret som er plassert i underste grubegang, lett kan avleses. Den på bunnen utførte ringformede drenering går gjennom betongveggen ut i grubegangen. Drensledningene fra de forskjellige tanker forsynes med inspeksjonsluke inne ved tankveggen og sammenføres i hovedgangen til en felles hovedledning som ved grubegangens munning passerer en oljeavskiller. Øverste og underste grubegang forsynes med eksplosjonssikker belysning. Anlegget ventileres ved at det blåses luft inn i grubegangen ovenfor hver tank, samtidig med at utsugning skjer i underste grubegang fra sidegangene like utenfor hver tank. Ved ventilasjon av en tom tank går viftekanalen gjennom øverste mannluke i tanken og likeså viftekanalen i underste grubegang gjennom mannluken som er der. Luftstrømmen i tanken kommer således til å gå ovenfra og nedad.

Denne platebetongtanken er i granitt- og gneisformasjoner blitt utført for 5000 m³ lagringsvolum. Indre diameter på disse tanker er 16 m og høyden således 25 m. Intet hindrer imidlertid at enda større tanker kan utføres i passende fjellformasjoner. Fordelene med denne tanktype er hovedsakelig føl-

gende: Det utsprengte fjellrommet kan praktisk talt helt utnyttes og plateforbruket er relativt lite da platen ikke behøver å dimensjoneres for væsketrykket. Forsterkning av fjellveggen for forebygging

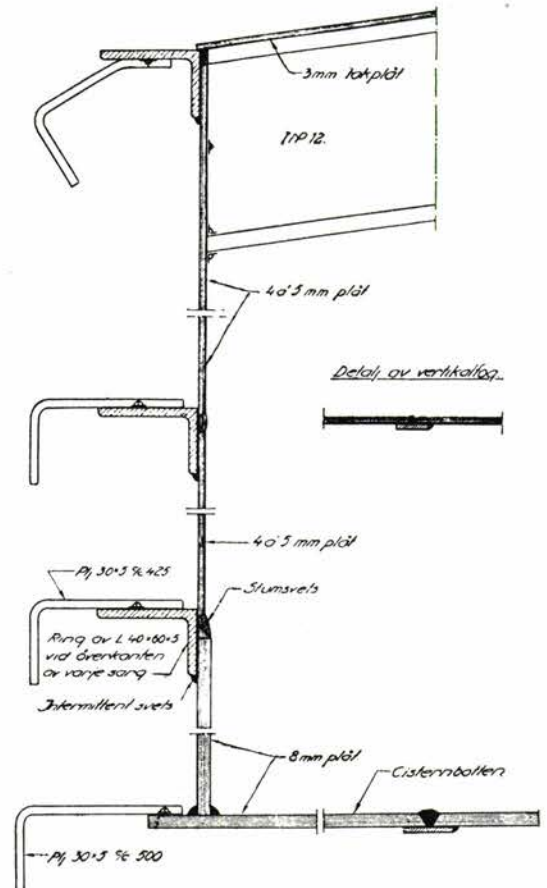


Fig. 3. Detallsnitt gjennom platemantelen.

fremtidige ras bortfaller, likeså vedlikehold av tankens utside. Eventuelt løsnende stenblokker fra fjell-taket kunne sikkert slå gjennom tankens tak og volde skader på dens bunn, men eventuell lekkasje på grunn av dette kan ikke bli så omfattende at noen katastrofe ved oversvømmelse av grubegan-gene risikeres.

Et sådant tankanlegg på 5000 m³ innsprengt i fjell og med platebetongbeholder vil antagelig komme på ca. kr. 80 pr. m³ = 400 000 kr. Dette tallet må ikke oppfattes som et bindende anbud. De stedlige forhold vil spille en stor rolle, likesom kravene til anlegget også kan diskuteres. Men stort sett vil anlegg for 1 års forbruk kunne tilveiebringes for ca. 1 mill. kroner.

Vi pleier av beredskapshensyn å forlange et lager tilsvarende et halvt års forbruk når det gjelder kull. Når det gjelder dieselolje, bør man vel forlange minst det samme — kanskje man skulle forlange ett års forbruk, altså beholdere for 1 mill. kroner. I motsetning til kull vil dieseloljen i sådanne beholdere kunne lagres i mange år uten å ta skade. Utrechnet, pr. kilometer blir utgiftene ubetydelige. Med 5 pst. renter og amortisasjon blir de årlige utgifter 50 000 kr. eller 50 000 kr. : 5 mill. km = 1.0 øre pr. km.

Der finnes også andre former for lagring bortsett fra at man også kan lagre drivstoffet i fri luft og eventuelt regne med at i tilfelle krig, vil man kunne kamufflere beholdere tilstrekkelig godt til at de ikke kan finnes av fly. I så fall blir lagringsutgiftene mindre — bare ca. halvparten av ovenstående. Man har også eksempler på lagring av olje i gamle gruber og i undervannscisterner. Prinsippet er her at oljen flyter på vann slik at når den får ligge rolig på en vannflate, kan den lagres der.

Om det naturlige grunnvannsnivå fra begynnelsen har ligger på A—A₁ i et hulrom, fig. 4, og i hulrommet er innlagt en oljemengde, hvis øverste nivå har høyde B—B₁ og underste nivå høyden C, og dette nivå samtidig utgjør det gjennom pumpingen senkede grunnvann-nivå, kommer grunnvann-nivået

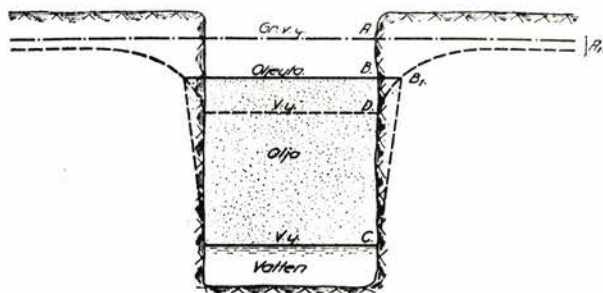


Fig. 4. Tverrsnitt gjennom cisterne for lagring av olje, vist skjematisk.

i hulrommet som omgis av marken til å innstille seg i leiet C—B₁—A₁ som igjen er bestemt av et tenkt vannnivå D slik beliggende at vannmengden CD utøver samme trykk på nivå C som oljemengden BC. Hellingen av skillenivået B₁—C mellom olje og vann beror selvfølgelig på markens tetthet. Jo tettere marken er, desto brattere blir dette skillenivå, og desto mindre olje kommer til å trenge seg inn i fjellveggene. Etter utsprengning av hulrommet er det derfor hensiktsmessig å tette større sprekker i disse veggene eksempelvis ved injektering.

Den øverste oljeplaten holdes alltid praktisk talt på konstant nivå noe lavere enn grunnvannsnivået i det omliggende område ved at vann til sine tider pumpes ut fra hulrommets bunn. Ved innpumping av olje i hulrommet, utpumpes tilsvarende mengde vann fra hulrommets bunn og ved utpumping av olje, innpumpes vann. Vannnivået i hulrommet registreres gjennom en flottør som er slik at den synker i olje, men flyter på vann. Det frie oljenivået registreres likeledes med en flottør. Når oljenivået stiger over en viss høyde, igangsettes automatisk utpumping av vann fra hulrommets bunn.

Ved å gi hulrommet i fjellet passende form og ved å bore huller rundt hulrommet, som tilsluttes et rørsystem for trykkvann, kan hulrommet omgis med et «hylster» med kunstig grunnvannnivå. Det kan da kontrolleres hvorvidt olje trenger inn i dette hylster. Ved regulering av vannnivået i hulrommet og hulrommets trykk i den omliggende fjellgrunn, kan

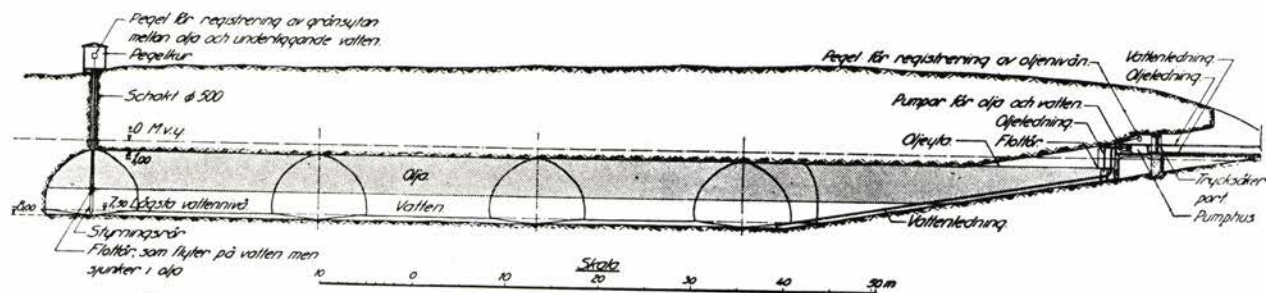


Fig. 5. Lengdesnitt gjennom lagringsanlegg for olje direkte i fjell under grunnvannstand for 13 000 m³ olje.

således oljen på denne lagringsmåte holdes under full kontroll.

En sådan lagring av diesellolje direkte i fjell under grunnvannsoverflaten er vist i fig. 5. Figuren er et svensk prosjekt for 13 000 m³ som vises her uten kommentar.

Det er også innvendt at diesellokomotiv ikke kan fyres med innenlandsk brensel. Dette siste er vel ikke bevist. I siste krig ble iallfall dieselmotorvagner type 6 kjørt med vedgassgenerator. Men hva med vannstoff som brensel? Vannstoff kan som kjent produseres meget fordelaktig av Norsk Hydro ved hjelp av elektrisk strøm og måtte — med små forandringer av motoren — kunne brukes til motorlokomotiver. En annen sak er at — som ovenfor

beregnet — forbruket er så lite at 1 års forbruk for samtlige lokomotiver kan bringes til landet på en eneste kjøp. Dessuten vil behovet for diesellolje til andre formål under en moderne krig bli så betydelig at hvis man ikke kan skaffe det beskjedne kvantum som skal til for å drive en såvidt viktig sektor av krigføringen som jernbanetransporter vil bli — ja da behøver man ikke tenke på å føre krig.

Med et lagringssystem i fjell som ovenfor skissert, vil oljelagrene måtte betraktes som sikrere enn noe annet system. Riktignok bygges nu de elektriske omformeraggregater og kraftstasjoner også i fjell, men kontaktledningen, tilførselsledninger og kraftstasjonenes dammer vil fortsatt ligge åpent utsatt for fiendtlige angrep.

16

STATSBANENES NYE DIESELHYDRAULISKE LOKOMOTIVTYPE Di2

Av avdelingsingeniør H. Benneche

DK 621.436.72(481) = 396

I begynnelsen av august måned 1954 fikk Statsbanene levert 3 stk. nye diesellokomotiver bygget ved det tyske verk MaK. (Maschinenbau Kiel Aktiengesellschaft). Lokomotivene, som fikk typebetegnelsen Di2, ble prøvekjørt her og omgående satt i drift i Oslo distrikt.

Lokomotivene er i første rekke bygget som skifte-lokomotiver, men ved å veksle maskinene for to hastighetsområder (annet hastighetsområde med maksimal hastighet 80 km/t) kan lok.typen også med fordel anvendes til lettere togtjeneste f. eks. på sidebaner.

Lokomotivenes utseende og oppbygging fremgår av fig. 1 og 2.

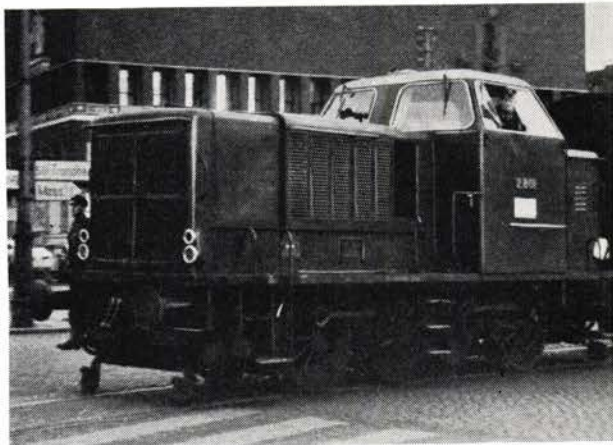


Fig. 1.

Hoveddata:

Lokomotivets totalvekt med fulle beholdninger = adhesjonsvekt = 45 t fordelt med 15 t pr. aksel.	
Lengde over buffere	10 000 mm
Total hjulstand	4 400 mm
Største høyde	4 100 mm
Største bredde	2 930 mm
Hjuldiameter	1 250 mm
Brennstoffbeholdning	1 250 l
Maks. hastighet i hastighetsområde 1 (skiftetjeneste)	50 km/t.
Maks.hastighet i hastighetsområde 2 (linjetjeneste)	80 km/t.
Minste tillatte kurveradius	80 m

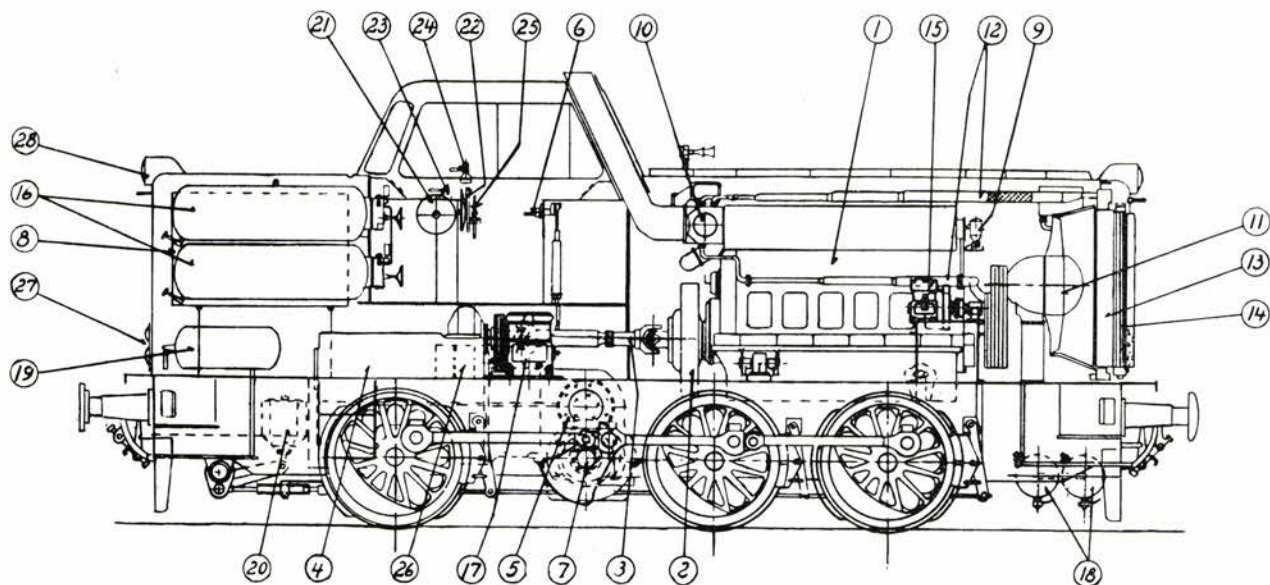
Trekraft for skifte- og linjetjeneste se fig. 3. Som det fremgår av fig. 2 er lok.type Di2 et 3 akslet stivrammelokomotiv med blindaksel og koblestenger.

Dieselmotoren er en 6-sylindret 4-takts MaK rekkemotor type MS-301A med direkte innsprøyting og opplading med en BBC avgassladevifte. Sylinderdiameteren er 230 mm, slaglengden 300 mm.

Motorytelsen er 575 HK ved $n = 750$ o/min.

Tomgangsturtall er 380 o/min. og maks. turtall 820 o/min.

Fra dieselmotorens veivaksel overføres dreiemomentet over en elastisk kopling via en kardangaksel til den hydrauliske veksel (Voith type L 37 Z).



- | | | | | |
|--|--|---------------------------------|---------------------------------|------------------------------|
| ① Motor | ⑦ Blindaksel for slangedrill av drivhjul | ⑬ Kjøler for vann og vekselolje | ⑲ Luftbeholder | ⑳ Trykklull utløsningsventil |
| ② Svinghjul med elastisk kobling | ⑧ Oljebeholder | ⑭ Kjøler for smørolje | ⑳ Bremsesynder | ㉑ Batteri |
| ③ Kardangaksel | ⑨ Brenseloljefilter | ⑮ Høytrykk kompressor | ㉑ Håndbrems | ㉒ Signallamper |
| ④ Hydraulisk veksel | ⑩ Lødeville | ⑯ Startluft flasker | ㉒ Kjørehåndtak med dødmannsroll | ㉓ Ekstraløpsignallamper |
| ⑤ Trinnkobling og vendedreiv | ⑪ Kjøleville | ⑰ Bremskompressor | ㉓ Førerbremseventil | |
| ⑥ Håndtak for trinnkobling (Linje- og skiftet) | ⑫ Ledning for kjølevann | ⑱ Bremsluftbeholder | ㉔ Direkte førerbremseventil | |

Fig. 2.

En hydraulisk veksel er en kombinasjon av sentrifugalpumpe og turbin, og den prinsipielle virkemåte er i korthet følgende:

Primærsiden:

Dieselmotoren driver sentrifugalpumpen som meddeler en kraftoverføringsvæske (en tynn mineralolje) en viss hastighet og trykknenergi (avhengig av turtallet).

Sekundærsiden:

Oljen føres fra pumpen til en turbin hvor den tildelte energi avgis. Ved å dimensjonere og utforme pumpe og turbin hensiktsmessig kan det omtrentlig konstante dreiemomentet fra dieselmotoren omformes slik at man på sekundærsiden får et moment som svarer til behovet, dvs. stor trekraft ved små hastigheter og liten trekraft ved store hastigheter.

I praksis kombineres flere oljekretsløp i trinn.

Den her anvendte veksel har 3 trinn: dreiemomentomformer («Wandler»)-kopling-kopling.

For å opnå en god virkningsgrad i kraftoverføringen over hele lokomotivets hastighetsområde, er den hydrauliske veksel konstruert slik at hvert av de 3 trinn dekker en ganske bestemt del av hastighetsområdet. Det trinn som ved en bestemt hastighet gir den beste virkningsgrad, koples automatisk inn. Styringen (fylling og tømming av de enkelte

kretsløp eller trinn) dirigeres av en sentrifugalregulator hvis turtall er avhengig av lokomotivets hastighet.

Fra utgående aksel på den hydrauliske veksel ledes dreiemomentet over en mekanisk trinnutveksling (en håndbetjent tannhjulsutveksling som bestemmer arbeidsområdet: skiftetjeneste eller linjetjeneste) og en trykkluftstyrt vendedreivsanordning (som bestemmer lokomotivets kjøreretning) til lokomotivets blindaksel og videre via koblestengene til drivhjulene (prinsipp se fig. 4).

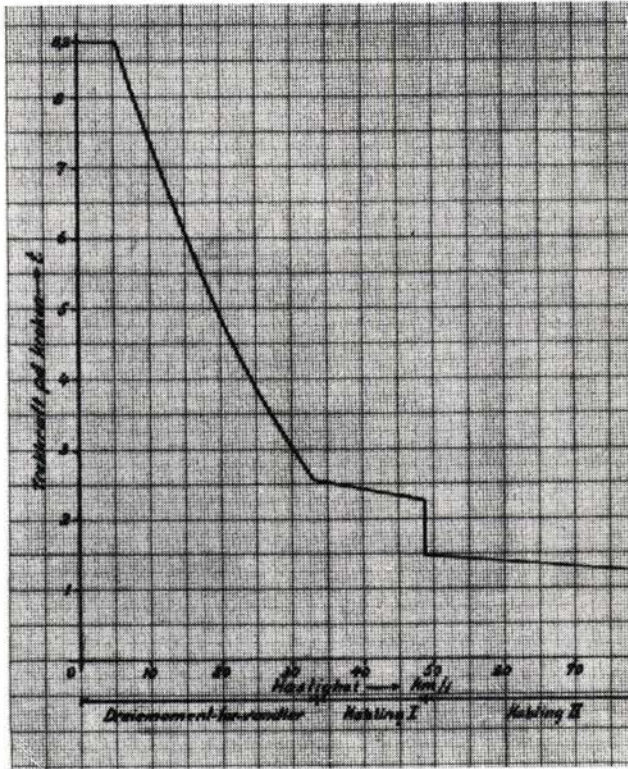
Tannhullet d kan forskyves på sin aksel slik at det kan stå i inngrep med a eller c.

Tannhullet h er forskyvbart på sin aksel slik at det kan stå i inngrep (innvendig) med f eller g. Da f og g roterer hver sin vei, bestemmer dette inngrep kjøreretningen.

Kraftvei linjetjeneste: a→d→e→f eller g→h til i
Kraftvei skiftetjeneste: a→b→c→d→e→f eller g→h til i.

For trekking som ubetjent lok. i tog kan tannhullet h låses fast i midtstilling slik at det ikke er i inngrep med noen av kronhjulene (f eller g). Her ved unngås at vekselen blir drevet fra blindakselen.

Lokomotivrammen er utført sveiset. Akselkasser og koblestenger har vanlige glidelagre, men blindakselen og samtlige aksler i trinnutveksling, vendedreiv og hydraulisk veksel løper i kule- eller rullelager.



Linjetjeneste.

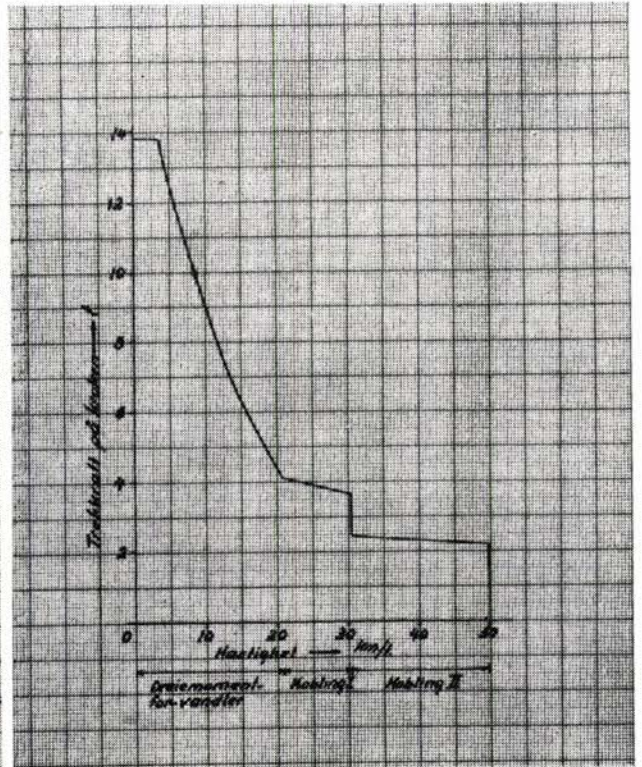


Fig. 3.

Skiftetjeneste.

Fra motorens veivaksel drives en Knorr bremseluftkompressor med kileremmer.

Da dieselmotoren startes med trykkluft, blir likeledes en høytrykkskompressor drevet fra motoren ved kileremmer. Høytrykkskompressoren leverer luft med et trykk av 30 kg/cm² til startluftflaskene.

Kjøleren for motorkjølevann, vekselolje og motorsmøreolje sitter i forkant av motorhuset. Kjøleviften drives med kileremmer fra veivakselen, og luftmengden reguleres fra førerhuset ved håndbetjent sjalusi. Dette kan om ønskes gjøres termostatstyrt.

Dieselmotoren driver videre en 700 W generator som skaffer strøm til de tilkoplede apparater og sørger for opplading av batteriet.

Lokomotivet er utstyrt med vanlig trykkluftbremse (togbremse og direktebremse). Ved nødbremsing trer automatisk motorstopp i funksjon.

Loket har trykkluftsandring som gir sand foran forreste og bakerste hjulpar for hver kjøretning.

Lokomotivet er utstyrt med tyfon, ringeklokke og vinduspussere, samt automatisk motorstopp ved for lavt motorsmøreoljetrykk.

Som det fremgår av fig. 1 og 2 er lokomotivets førerhus anbrakt midt på lokomotivet, — og av hensyn til utsikt og oversikt løftet så høyt opp som konstruksjonsprofilen tillater. Dette har også

betinget at sideveggene er blitt skrå. For linjetjeneste må man si at utsikt og oversikt er blitt meget bra; for skiftetjeneste har de skrå sidevegger den svakhet at føreren i styggvær blir sterkt utsatt for regn når han av hensyn til signalene må arbeide med åpent vindu.

Førerhuset er ellers varmt og komfortabelt og er innredet med 2 diagonalt anordnede førerbord hvorfra loket betjenes for den ene eller annen kjøretning. Hvert førerbord er utstyrt med komplett betjeningsutstyr og instrumenter. Lokomotivet er enmannsbetjent og er utstyrt med pnevmatisk dødmannsinnretning som automatisk bevirker nødbremsing og motorstopp hvis føreren blir tjenestedyktig (slipper dødmannsringen).

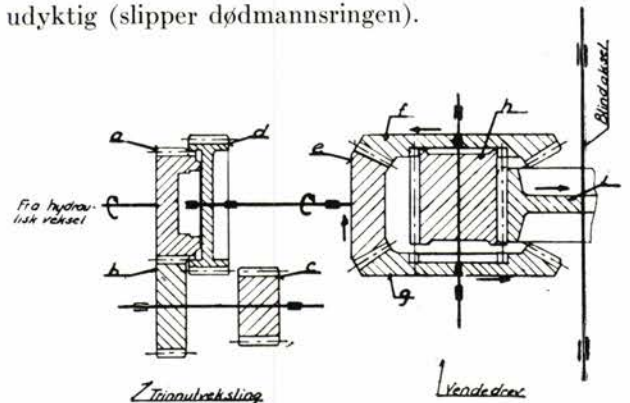


Fig. 4.

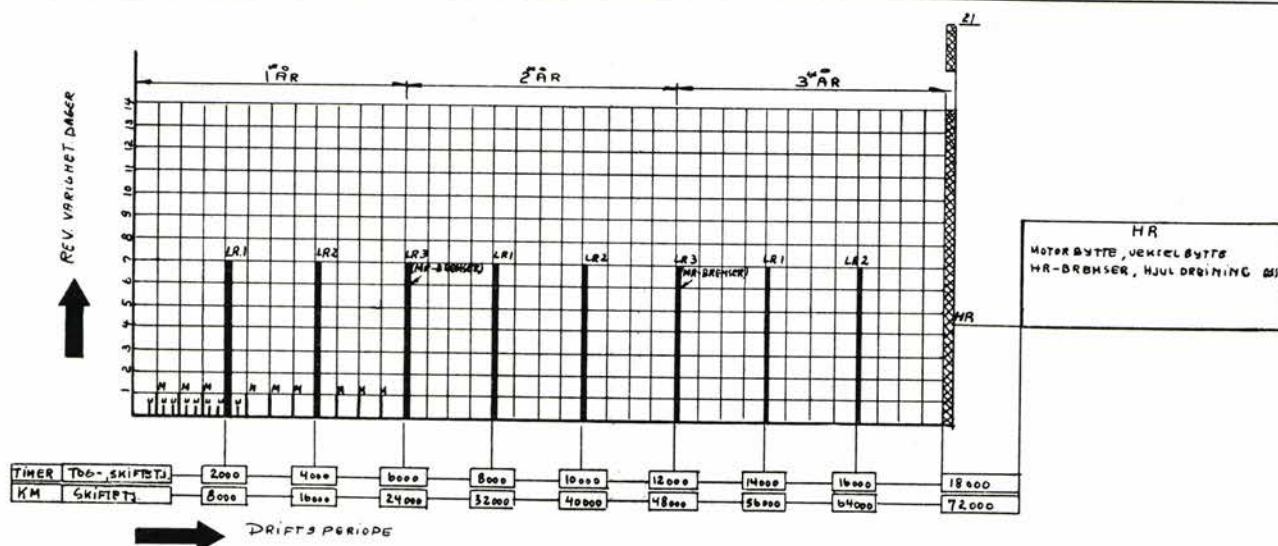


Fig. 5.

Etterat motoren er startet og hastighetsområde og kjøreretning er lagt inn, skjer hele lokomotivets manøvrering ved styrehjulet (kjørehåndtaket) og bremseventilene.

Ved styrehjulet koples fyllingen av Voith-vekselelen inn (ut) og tømning og fylling av de enkelte kretsløp dirigeres siden under fart automatisk av lokets hastighet. Ved dreining av styrehjulet reguleres videre trekraft og hastighet ved å regulere motorturtallet.

Opplegg for vedlikehold.

Den foreløpige plan for vedlikehold av de nye diesellokomotiver er lagt opp på driftstimebasis etter den turnus lokene går i dag i Oslo distrikt og er gjengitt grafisk i fig. 5.

Det har gjennom lengre tidskontroll vist seg at en skiftetime svarer til ca. 4 km løp, og den gjen-

nomsnittlige utnyttelse av samtlige 3 lokomotiver har i de første fem måneder vist seg å ligge på ca. 18—19 t. pr. døgn.

Som det fremgår av fig. 5, tas lokene inn i stall hver 10de dag for ettersyn (etter punktvis utarbeidet skjema) (U).

Hver måned tas månedsettersyn (ME) etter månedsskjema, og hver 4de måned eller noe mer enn 2000 driftstimer (8000 km) tas liten revisjon (LR) etter en detaljert utarbeidet plan. Videre forutsettes hovedrevisjon av loket med hjuldreining og hovedrevisjon av motor (motorbytte) foretatt etter 3 år eller 18 000 driftstimer svarende til ca. 72 000 kilometer (HR).

Lokene kommer dog innom stall en kort stund hver annen til hver tredje dag for oppsmøring m. v.

Om ikke driftsuhell eller konstruksjonssvakheter tvinger lokene i verksted utenom terminene, skulle man (HR inkludert) i en 3-års periode etter opplegget kunne oppnå en utnyttelsesprosent som vist i fig. 6.

Om et slikt program vil holde over lang sikt, er det selvsagt etter så kort tid vanskelig å ha noen sikker mening om. Foreløpig har det gått planmessig, og meget synes å tyde på at man skulle kunne øke LR terminene f. eks. fra 4 til 6 måneder og dermed få større prosent disponibel for tjeneste.

Om den for tjeneste disponible tid blir fullt utnyttet, er igjen avhengig av driftens disponering (turnus).

Økonomi.

Ifølge programmet: «Vekk med dampen» må man ha lov til å betrakte lok.type Di2 som opptakten til en dieselisering av skiftesektoren. Det faller da

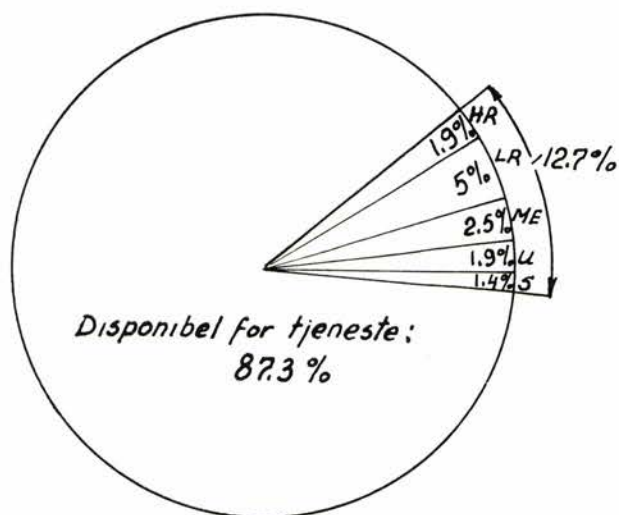


Fig. 6.

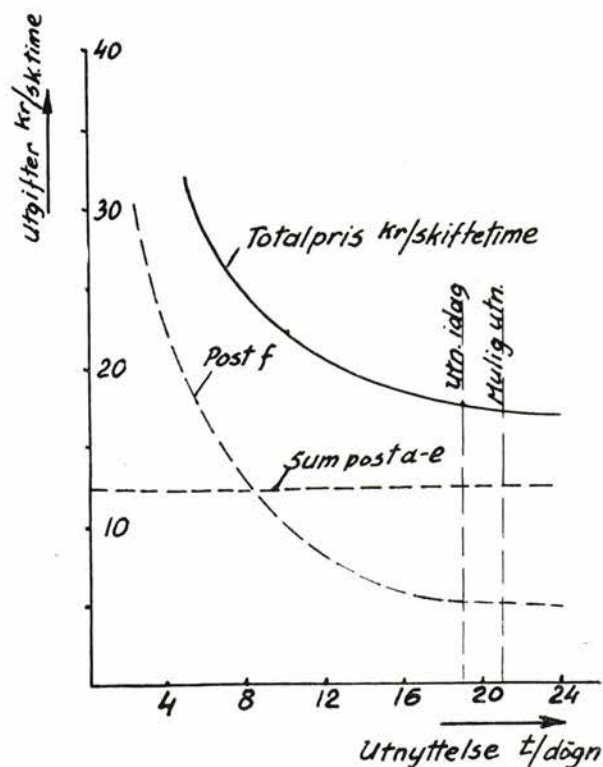


Fig. 7.

naturlig ganske kort å se litt på økonomien og danne seg et bilde av hvorledes denne stiller seg for skifting med diesellok sammenliknet med damplok. Forholdet skal søkes belyst ved å sammenlikne utgiftene pr. effektiv skiftetime for diesellokene på den ene side og damplokomotivene (av de typer som de nye diesellok. erstatter og som er billigst i drift) på den annen side. Utgiftene setter seg sammen av følgende faktorer:

- Brennstoff (olje-kull).
- Smøreutgifter.
- Lokomotivpersonale (enmannsbetjent kontra tomannsbetjening, fører — fører og fyrbøter).
- Vedlikehold (fagarbeide i stall og verksted pluss reservedeler for begge typer).
- Stalltjeneste (lok.puss, bremseettersyn, oppsmø-

ring, fylling av brennstoff og sand for begge typer, og i tillegg for damplok. oppfyring og vedlikehold av fyr i stall, slagging og feing av røkrør, fjerning av stubb og slag fra tomt, vannfylling, kjelutvask).

- Rente og amortisasjon. (For diesellokene er her regnet med 6 pst. av anskaffelseskapitalen. Da de gamle damplok. må ansees som fullt amortisert, er denne post for damplokene satt lik 0.)

En analyse av ovennevnte poster sammenholdt med driftsstatistikken og den statistikk man selv har lagt opp gir følgende bilde.

Utgifter i kr. pr. skiftetime.

Utgiftspost	Lok.type Di2	Lok.type 23 og 25
a) Brennstoff*	2.85	10.50
b) Smøreoljer	0.34	0.15
c) Lok.personale	5.93	10.20
d) Vedlikehold (arb.lønn pluss reservedeler)	3.16	7.60
e) Stalltjeneste	1.12	2.92
f) Rente og amortisasjon ved 19 t.s tjeneste pr. døgn	5.20	—
Total	18.60	31.37

* Solaroljepris kr. 0.232 pr. liter. Kullpris kr. 130 pr. tonn.

Postene a—e er stort sett faste poster og kun i meget liten grad avhengig av lokenes utnyttelsesgrad.

Posten f derimot varierer selvsagt meget sterkt med lokomotivets utnyttelse, jo flere timer pr. døgn loket er i drift, jo mindre blir utgiftene pr. skiftetime, se fig. 7, hvor dette forhold er belyst grafisk for dieselloket.

Det er derfor av avgjørende betydning og en absolutt nødvendig forutsetning for en god økonomi at lokomotivenes best mulige utnyttelse virkelig gjøres ved gode og smidige turnusser.

VANNTANKEN PÅ BETONGBLANDEMASKINER

Av sivilingeniør Odd M. Fiskaa

DK 621.929:666.97—396

Det er i dag få betongstøpere som ikke er på det rene med at vanninnholdet i en betongblanding øver stor innflytelse på betongkvaliteten. En betongs styrketall er som kjent i første rekke avhengig av vanninnholdet i forhold til sementinnholdet. Jo mer sementen er spedd opp med vann, jo tynnere og

svakere blir sementlimet som binder sammen alle steinkornene, fra de minste til de største.

Ved all betongstøping tar man sikte på å fremstille en betong av en fastlagt kvalitet. Denne måles ved betongens trykkfasthet som ikke må underskride den verdi som Norsk Standard nr. 427 og

428 fastsetter for vedkommende betongkvalitet. Samtidig fastsetter NS 427 den største totale vannmengden som betongblandingen kan inneholde pr. kg sement når man med portlandsement og tilslagsmaterialer av vanlig kvalitet skal kunne få et så sterkt sementlim at den forlangte trykkfasthet for vedkommende betongkvalitet kan ventes oppnådd. Forholdet v/c mellom vannmengden og sementmengden blir derfor en nøkkelverdi som både byggformannen og betongkontrolløren må ha peiling på under støpingen.

Da sementmengden i en betongsats i de fleste tilfelle er nøye kjent (vanligvis 1 til 3 sekker à 50 kg), blir det en viktig oppgave å kunne måle med tilstrekkelig nøyaktighet det vannet som føres inn i blandetrommelen. I dette øyemed er vanntanken på de fleste blandemaskiner utstyrt med reguleringsmekanisme som gjør det mulig å få tilført blandetrommelen en vannmengde etter foregående innstilling på tankens skala.

Det har imidlertid vist seg at tidligere og også moderne konstruksjoner av vanntanker ikke fyller de krav til driftssikkerhet og presisjon som stilles fra betongteknologisk hold. De fleste tanker er utformet som liggende sylindrer med konvekse endeflater. Reguleringen av vannmengden skjer etter hevertprinsippet ved et i høyderetningen innstiltbart avløpsrør. Hovedmanglene ved disse konstruksjoner er:

1. Reguleringen av vannmengden som avtappes blir meget unøyaktig på grunn av at variasjonen i vannstandshøyden blir liten i forhold til tankens volum.

2. Skalaen får for grov inndeling og blir ikke proporsjonal.

3. De vannmengder som skalaen angir, er sterkt influert av at tanken ligger i vater både i lengde- og tverretning, se fig. 1.

4. Kontrollen av skalakalibreringen er tungvint fordi den vanligvis må skje ved direkte måling av det vannet som kommer ut av tilførselsrøret inne i trommelen.

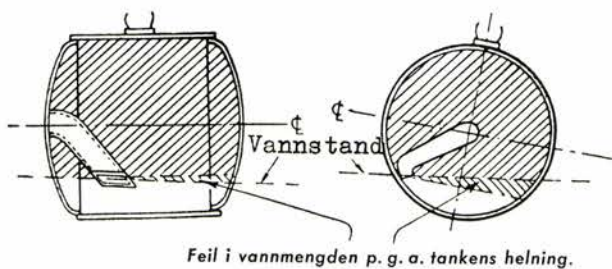


Fig. 1. Snitt gjennom liggende vanntank. Avvikelse fra innstilt vannmengde som følge av tankens skjevstilling.

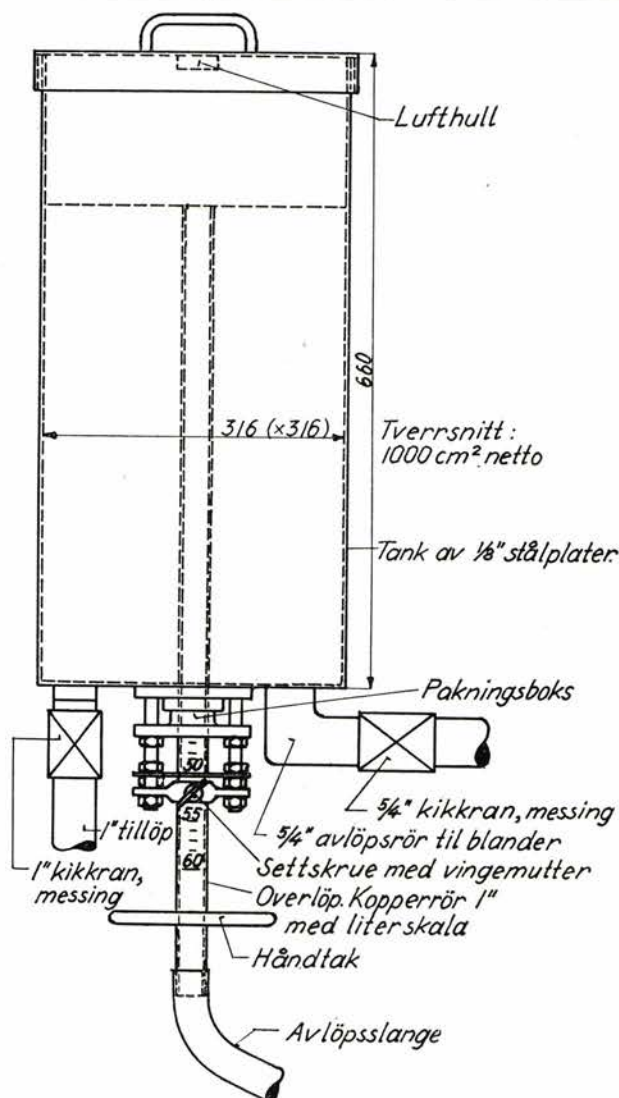


Fig. 2. Vertikalstilt vanntank konstruert av oppsynsmann Harald Aasebø, utført og prøvd ved NSB's anlegg.

I tillegg til de nevnte prinsipielle feil kommer ofte mangler ved utførelsen og uheldig, utsatt plasing av tanken. Mange anleggsfolk vil huske ergrelsen ved at vanntanken etter flytninger av blandemaskinen alt for lett kom i ulage. Og svært ofte endte det med at den «fine» halvautomatiske tanken ble rigget ned og erstattet av en mer eller mindre buklet vannbøtte.

Men ikke alltid ble resultatet slik. Alt for 20—25 år siden var der ved anleggene både ingeniører og oppsynsmenn som hadde fått forståelsen av begrepet vannsementfaktor og betydningen av å kunne holde denne mest mulig konstant. De mobiliserte anleggssmed og verkstedfolk og laget med enkle midler vanntanker av forskjellige typer, de fleste åpne, oversiktlige og pålitelige.

Her skal nærmere beskrives en vanntank som oppsynsmann Harald Aasebø eksperimenterte seg

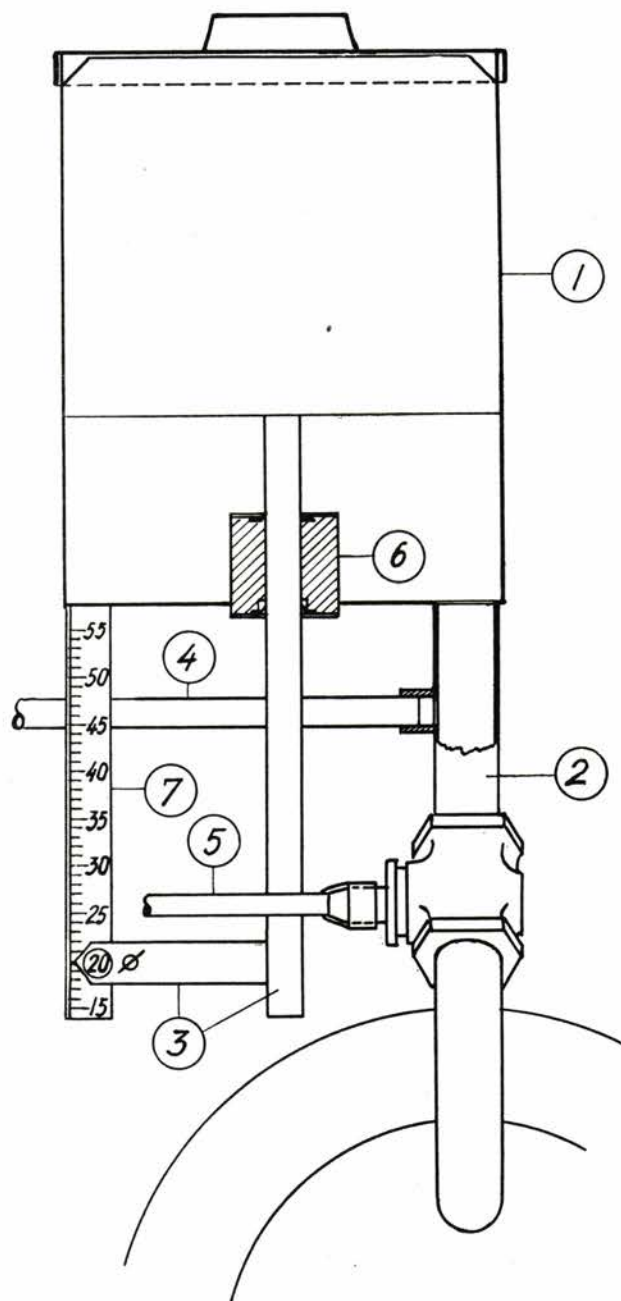


Fig. 3. Vertikalstilt vanntank i maskinverkstedets utførelse. 1. Vanntank. 2. Tapperør. 3. Overløpsrør med viser og klem-skruer. 4. Fyllerør. 5. Hendel for manøvrering av tappekran. 6. Pakningsboks. 7. Fast skala med literinndeling.

fram til, se fig. 2. Prinsippet er vel det enklest mulige, nemlig sentralstilt vertikalt overløpsrør i en åpen beholder med konstant tverrsnitt i horisontalplanet. Overløpsrøret er av kopper eller messing og utstyrt med inngraverte streker for hver liter over området mellom høyeste og laveste stilling, svariende til den største og den minste vannmengden som må tilsettes trommelen, alt etter satsens sementdosering og konsistens, samt tilslagsmateriales fuktighetsgrad. Erfaringen synes også her å

bekreftede regelen om at en enkel og robust konstruksjon som virker etter lett forståelige prinsipper oftest er å foretrekke ved anleggsmaskiner. Sistnevnte tanktype har følgende fordeler:

1. Vannmengden kan tilføres trommelen med avvikelser som neppe overskrider 0.5 liter.
2. Ved hjelp av en tommestokk kan vannmengden lett måles og skalaen kontrolleres.
3. Nøyaktigheten er ikke avhengig av at tanken står i lodd.
4. Tanken er laget av kurante materialer og elementer og derfor lett å reparere om den skulle komme i ustand.

Statsbanene har søkt å komme fram til standardtyper for betongblandemaskiner og er blitt stående ved 2 størrelser av frittfallsblandere etter system Kayser, nemlig for 220 og 350 l ferdig betongsats i komprimert tilstand. Det karakteristiske ved denne konstruksjon er at skovlene i trommelen er gitt en slik form at tømningen kan foregå ved å skifte omdreiningretningen for trommelen.

Vanntanken på de serier av blandemaskiner som i løpet av de siste 2—3 år er levert til NSB ble forlangt utført etter de samme retningslinjer som Aasebø hadde fulgt og som var prøvd i praksis med godt resultat. Som det vil sees av fig. 3 atskiller verkstedets konstruksjon seg fra Aasebøs i det vesentlige bare ved en noe bedre maskinteknisk utførelse av detaljene. Istedenfor literinndelingen på det forskyvbare overløpsrør har verkstedet laget en faststående, tydelig skala. Innstilling og avlesning foregår ved hjelp av en viser festet til avløpsrøret. Ved klemplate og skrue med vingemutter festes viser og rør til skalaen.

Erfaringsmessig er 2 enkle kikkraner mere driftsikre enn en treveiskran. Derfor er brukt separat kran for fylling og for tømning av tanken.

Ved å føre tilførselsledningen inn på avløpsrøret mellom tanken og tappekranen kan trommelen tilføres spylevann uten at dette passerer tanken.

Også i Danmark har konstruksjonen av blandemaskinens vanntank vært i søkelyset i senere år. Det vises til den omfattende prøving av 11 danske betongblandemaskiner utført av Statsprøvningsanstalten etter oppdrag fra Statens Byggeforskningsinstitut og publisert i 1951.

I engelske og tyske normer er den største numeriske avvikelse fra skalaens vannmengder satt til 3 pst. Det viste seg at av de 7 blandemaskiner med automatiske vanntanker som ble undersøkt i København, var det bare en som lå under nevnte grenseverdi. Og denne maskin måtte gå ut av sam-

menlikningen fordi maskinfirmaet var det eneste som hadde fått anledning til å foreta en omhyggelig justering av tanken umiddelbart før forsøket. Den nest nøyaktigste tanken var vertikalstilt og hadde i gjennomsnitt en avvikelse fra de innstilte vannmengder på 4.7 pst. Den upåliteligste av de undersøkte tanker avga overordentlig varierende vannmengder og ble av prøveanstalten betegnet som meget betenkelig i praksis.

For alle vanntanktyper ble utført beregninger over hvor meget sementmengden måtte økes forat vannsementfaktoren ikke skulle overskride den bestemte maksimalverdi når vanntanken hadde sin største positive avvikelse fra middelverdien. Resultatet ble at økningen varierte fra 1 kg til 19 kg pr. m³ betong for henholdsvis den beste og den dårligste vanntanken. Dette svarer igjen til en mer-

utgift på fra 0.10 til 1.90 kr. pr. m³. Man må være enig med prøveanstalten i at prisforskjellen mellom en god og en dårlig vannmåler er ubetydelig og ikke tilnærmedesvis kommer opp i de nevnte beløp pr. m³ betong.

Av den foregående fremstilling vil kunne utledes at konstruktører og fabrikanter av betongblander-maskiner i langt større grad enn tidligere bør interessere seg for vanntanken og forsøke å komme fram til mer rasjonell utformning av denne viktige måleinnretning. Dette vil falle i tråd med betongteknologenes anstrengelser for å redusere spredningen i betongkvaliteten og derved bedre økonomien og standarden ved fremstilling av betong.

Litteraturhenviing:

Prøvning af 11 danske betonblandere af Per Bredsdorff, Poul Nerenst og Niels M. Plum. Se Beton og Jernbeton 1951 nr. 1 s. 5.

NYE PERSONVOGNER TIL S. J.

Av ingeniør A. R. Gramstad

DK 625.23(485) 396

Statens Järnvägar har anskaffet 4 nye personboggivogner med henblikk på internasjonal trafikk. Vognene er bygget i Tyskland og representerer meget nytt på jernbanevogn-byggingens område. Av den grunn kom en av disse vogner, nr. 4585, til Oslo i februar 1954, og i et par dager hadde interesserte fra NSB med flere, anledning til å bese vognen.

Vognen var en BCo sidegangsvogn, se fig. 1. Kupédelingen var 2.10 m for annen klasse og 1.95 m for tredje klasse. Bredden var for alle kupeer 2.10 m. Gangbredden var bare 0.69 m. Vognens utvendige hovedmål var tilpasset for internasjonal trafikk, og den var smalere, og også noe kortere, enn de stålpersonvogner man vanligvis bygger i Norge og Sverige for trafikk i disse to land. Vognen hadde i alt 9 kupeer.

Både 2. og 3. kl. kupeer var smakfullt innredet. I 2. kl. var veggene i nøttetre, i 3. kl. i mahogni, utført av møbelplater. Tresorten i kupétaket var lønn.

Belysningen bestod av ett lysstoffrør i hver kupé, samt leselamper festet til hekkene, se fig. 2. I lysstoffrør-armaturen var det innbygget nødbelysningslamper.

Vognen hadde eget varmtvannsanlegg for oppvarming. En varmtvannstank var opphengt under vognen og en pumpe sørget for vannsirkulasjonen. Tanken kunne oppvarmes elektrisk med 1000 V, 1500 V og 3000 V spenning, samt med damp. Både det elektriske belysnings- og oppvarmingsanlegg

var lagt opp med henblikk på internasjonal trafikk. Kapslene over varmerørene inne i vognen var oppdelt i bevegelige seksjoner. Gjennom regulerings-skruer, som sees i nedre hjørne på fig. 2, var det mulig å dekke varmerørene mer eller mindre til med kapselseksjonene, og på den måten regulertes varmen i kupeen. Man merket seg, med henblikk på renhold av vognene, at det ikke var plasert varmeslynger eller annet under setene. Anlegget var termostatstyrt og innstilt for en vanntemperatur på max. 90 grader Celsius.

Ventilasjonen var enkel. For avtrekk var det en rekke riller i kupétaket, med et kort avtrekksrør dekket av en hette på taket utvendig. Gjennom et lite håndtak plasert over skyvedøren i kupeen ble et spjeld i avtrekksrøret regulert med snortrekk.

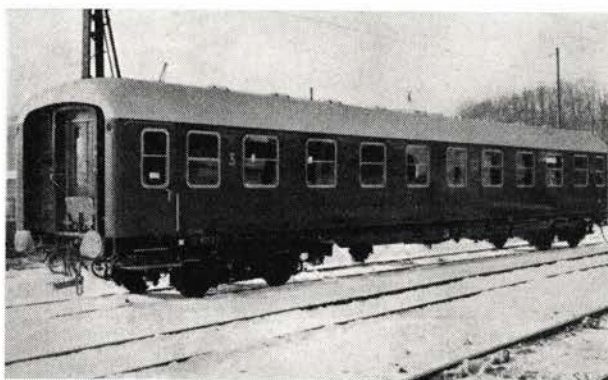


Fig. 1.



Fig. 2.



Fig. 3.

Av innredningen for øvrig merket man seg hek-
kene som var laget av rørprofiler av stål og brenn-
lakkert. Skilleveggen med skyvedører mellom kupee
og sidegang var laget av stålrammer og speilglass, se
fig. 3. Vinduene var todelt med stålrammer, og gikk
således ikke ned i veggene når de ble åpnet. Vegg-
tykkelsen var overalt bare ca. 6 cm. Setene i ku-
peene var bevegelige, og ryggene kunne slåes helt
ned. Seter og rygger kunne således, om det ble be-
hov for det, benyttes til å ligge på. Under vinduene

var det 2 små bord. Bordplatene kunne med et
håndgrep legges langs med veggene, se fig. 2. Det var
også et lite bord til å trekke fram for hver av plas-
sene ved skyvedøren i kupeen. Bordet lå mellom
veggen og armlenet når det ikke ble benyttet, se
fig. 3.

W.C. og toalett var adskilte. W.C. var utstyrt
med vannklosett uten annet trykk på vannet enn
fallhøyden, og uten porsjonering av vannet.

Iberegnet isolasjonen var gulvet hele 20 cm tykt.
Selve gulvplataet var konstruert «flytende» og var
lagret på tykke filtplater eller strimler. Ved måling-
er hadde det vist seg at vegger og gulv derved
hadde fått forskjellig svingetall. Prinsippet for den
såkalte «skallbygging» var fullt ut benyttet i vogn-
kassens konstruksjon.

Boggiene var de tyske «Minden-Deutz». Som det
fremgår av fig. 4, har disse boggiene ikke akselkasse-
føringer eller geider. Hver boggi var utstyrt med
8 stk. støtdempere av typen «Fichtel & Sachs A.G.».
Bortsett fra styreventilen lå alt bremsestell plasert
i boggiene. Hjulavstanden var 2.5 m. Boggienes vekt
var betydelig mindre enn for de typer man ellers
kjenner til. Etter en prøvetur med vognen var det
bare lovord om boggiene gode løpe-egenskaper, og
i det hele om vognens rolige og behagelige gang.
For nærmere studie av vognkassens og boggiene
beregninger og konstruksjon kan henvises til tids-
skriftet «Eisenbahntechnische Rundschau» nr. 6-7,
1953, hvor den her omtalte vogntype er inngående
beskrevet og illustrert.

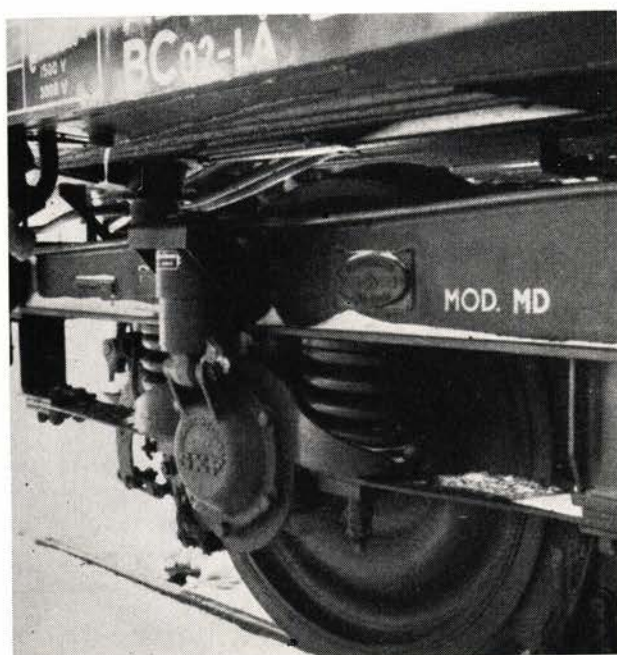


Fig. 4.

**Adresseendringer bes meldt
snarest til Presse- og opp-
lysningskontoret, Hst.**

DK 625.23(485)=396

GRAMSTAD, A. R.: Nye personvogner til S. J. (New passenger cars for the Swedish state railways.) Tekn. medd.-NSB, 3(1955), no. 1, pp. 23—24.

In 1954 a new German-built Swedish longdistance BC₀ car was demonstrated to the NSR. Short description of the novelties in design, interior equipment, heating system and other details. «Minden-Deutz» bogies without guides provide excellent running properties.

SAMLEPERMER

Såfremt det melder seg et tilstrekkelig antall interesserte, vil det bli laget samlepermer for Tekniske Meddelelser, i likhet med de permer som er laget for Vårt Yrke.

Permene tar 2 årganger og vil bli laget for årgangene 1953-54 og 1955-56.

Prisen blir kr. 4.30 pr. stk. Bestilling sendes til NSB, Hst., Presse- og opplysningskontoret, Storgata 33, Oslo.

