

MEDDELELSER FRA NORGES STATSBANER

NR. 5
15. ÅRGANG



OKTOBER
1940

A/s NORSK KABELFABRIK, DRAMMEN

CENTRALBORD 85 — 1286 — TELEGR.ADR: „KABEL“

fabrikerer:

Alle sorter isolerte ledninger
for sterk- og svakstrøm.

Bl. a.:

Osloagenter:

EINAR A. ENGELSTAD A/s
FRED. OLSENSGT. 1.
Telf.: 23013-22102-23434

SILKEKABEL i 41 forskjellige farver. — STRYKEJERNKABEL
i 20 forskjellige farver. — SLANGELEDNINGER og RØRTRÅD
samt BLANK TRÅD og KABEL.
SPESIALTYPER utføres på forlangende.



Vi leverer komplette

AUSTRO-DAIMLER

anleggsløkomotiver med 10 eller 20 hk.
luftkjølte bensinmotorer, og AUSTRO-
DAIMLER 10 og 20 hk. **luftkjølte** ben-
sinmotoraggregater for innbygning i
 eget understell.

SOLIDE — DRIFTSSIKRE — PRAKTISKE

Innhent nærmere opplysninger.

HOLST & HANSEN A.S.

Tollbodgt. 11, Oslo

Telefon 10464



Høi kvalitet

Vi representerer de største og beste norske og utenlandske verker og leverandører i Jern- og byggebranchen.

Med vår allsidige og uzvhengige organisasjon er vi istand til å tilfredsstille ethvert ønske i retning av sikker, rask og kyndig ekspedisjon.

SPØR

Å Størmbull

STORGT. 10a. OSLO TELEFON 27 090

MEDUSA VANNTETT CEMENT

BYGGER DE HUS?
ELLER SKAL DE BYGGE?

Spørsmålet er da hvordan skal det gjøres lunt og tett. Hvordan skal kjelleren gjøres tørr og frostfri, og bygningen idethele solid og varig. I vårt våte, grå og kolde klima er dette et viktig problem for alle husbyggere.

Erfaringer viser, at dette er løst med MEDUSA VANNTETT CEMENT. Metoden er epokegjørende billig og letvint. Det må interessere Dem å høre nærmere om den. Forlang opplysninger og tilbud hos cementforhandlerne. På anmodning sender vi gjerne brosjyrer med viledning.

A/S DALEN PORTLAND CEMENTFABRIK, BREVIK

Varsko her!



Bruk våre sprengstoffer:

LYNIT A - LYNIT B - GLYKOLIT

Lagere over hele landet

GRUBERNES SPRÆNGSTOFFFABRIKER A/S
Rådhusgaten 2, Oslo — Telefon 25617 — Telegramadresse „Lynit“

X
S.G. HARTMANN
POST BOKS NR. 1 - OSLO

**Anleggsmateriell
Transportmaterieill
Måleinstrumenter
Maskinrekvisita
Verktøi etc.**

MEDDELELSER FRA NORGES STATSBANER

NR. 5
15. ÅRGANG

INNHold: Oversikt over anvendt geoteknikk. — Styringsstrykk. — Lasteramper av torv. — Behandling av jernbanevogners teaktrevvegger med oxalsyre. — Hydraulisk vognstopper. — Broer av stålbejler innstøpt i betong. — Transport av lange skinner på traller. — Personalforandringer ved Statsbanene. — Litteratur. — Litteraturhenvisninger til utenlandske tidsskrifter. — Særtrykk.

OKTOBER
1940

OVERSIKT OVER ANVENDT GEOTEKNIKK

Foredrag holdt for N. I. F. Trøndelag avdeling, Faggruppe for bygningsingeniører, 6 mars 1940
av avdelingsingeniør Sv. Skaven Haug.

Jordtrykk og fundamenterings bruddbelastning.

Tidligere¹ er redegjort for at jordartene etter sin virkemåte kan deles i 2 store hovedgrupper, nemlig friksjonsjordarter og kohesjonsjordarter. Til friksjonsjordartene hører sandene, til kohesjonsjordartene leirene og vel også gytjene.

Jordtrykkene, som jo er avgjørende for nesten all jordstatisk beregning, er vesentlig forskjellig i friksjonsjordarter og kohesjonsjordarter. Øverst på fig. 1 er gjengitt de aktive horisontale jord-

denne dybde av stiger jordtrykket lineært med dybden, uavhengig av kohesjonens størrelse. Kohesjonsjordtrykket er det samme som væsketrykket, men vel å merke senket med en viss størrelse avhengig av kohesjonen. Vi ser videre av kohesjonsjordtrykket at leire kan stå med loddrett vegg uten støtte til en dybde av $\frac{4k}{\gamma}$.

I leire kan vi følgelig grave grøfter med loddrette vegger inntil en viss dybde. I ren sand vil grøftkantene stille seg inn etter en bestemt skråning avhengig av friksjonens størrelse.

Nederst på fig. 1 er gjort enkle betraktninger for fundamenter i friksjons- og kohesjonsmasser. Fundamentlasten er gjort om til ekvivalent jordhøyde $H = \frac{\sigma}{\gamma}$ og sammenlignes det aktive jordtrykk fra fundamentlasten med det passive jordtrykk i massen rundt fundamentet så er betingelsen for likevekt i fundamentunderkant:

For friksjonsmasser $\sigma = \frac{\lambda_p}{\lambda_a} \cdot \gamma \cdot d$.

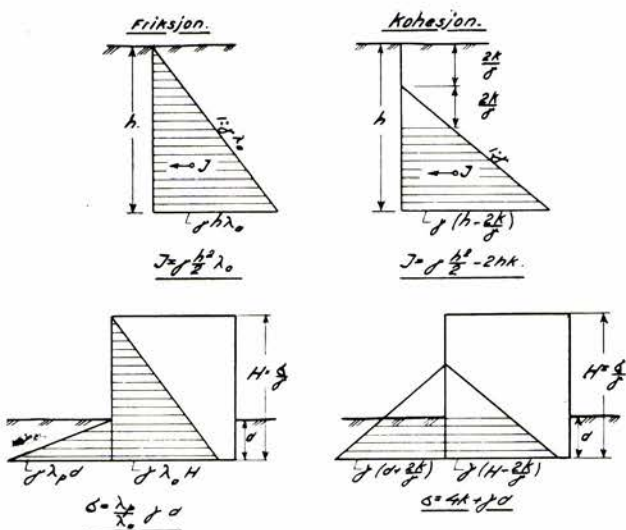
For kohesjonsmasser $\sigma = 4k + \gamma \cdot d$.

For enkelhets skyld er sett bort fra friksjon langs fundamentets underside i friksjonsmasser. I friksjonsmasser er bruddbelastningen proporsjonal med fundamenteringsdybden d , det er altså meget å vinne i bæreevne ved å fundamenterer dypt i friksjonsmasser.

I kohesjonsmasser er bruddbelastningen lik $4k + \gamma \cdot d$ hvor siste ledd er lik vekten av den massen som er gravd ut. Hvis denne masse erstattes f. eks. med betong som er like tung som leire, er det altså ingen ting å vinne i bæreevne ved å fundamenterer dypt i leire.

Trykkfordeling i grunnen under fundamentet.

Da vi i det forangående regnet ut bruddbelastningen gjorde vi den forutsetning at grunnen var ensartet, at vi f. eks. ikke hadde løsere lag dypere enn fundamentunderkant. Trykket fra et fundament forplanter seg ned i grunnen og det er derfor nødvendig å skaffe seg opplysninger om grunnens beskaffenhet også mot dypet. En «forenklet» trykkfordeling (trykkutbredning) i grunnen er gjengitt på fig. 2. Enhetsbelastningen i fundamentunderkant antas å være jevn og lik p_0 . I dybden z er trykket som følge av utbredning minsket til p_z og be-



λ_0 jordartens nummer
 λ_p aktivt jordtrykk i friksjonsjordart.
 λ_a passivt " " " "
 k kohesjon størrelse i kohesjonsmasse.
 σ enhetsbelastning i fundamentunderkant.

Fig. 1.

Øverst. Jordtrykkdiagrammer i friksjons- og kohesjonsmasse. — Nederst. Det aktive jordtrykk fra en tilpasset fundamentbelastning satt opp mot det passive jordtrykk i massen utenom fundamentet. — Av likevektsbetingelsen fremgår bruddbelastningen σ i friksjons- og kohesjonsmasse.

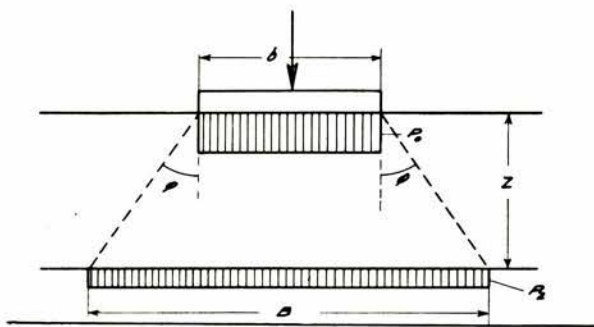
trykk i homogen grunn. Friksjonsjordtrykkets størrelse er avhengig av friksjonskoeffisienten. Det er lik null i terrengoverflaten og stiger lineært mot dypet og avhengig av friksjonskoeffisienten. Kohesjonstrykket begynner først å virke en viss dybde under terreng og denne dybde er avhengig av kohesjonens størrelse. Fra

¹ Artikkel i «Meddelelser fra N. S. B.» nr. 4 — 1940.

lastningen antas også på bredden B å være konstant. En slik betraktningmåte er ikke helt riktig, men den gir i de fleste praktiske tilfelle holdepunkter og fremforalt gir den ved den enkle fremstilling en forståelse av hvorledes dypere liggende lag påvirkes av belastede flater.

På fig. 3 er gjengitt forsøksresultater konstatert ved hjelp av måledåser i sand. De målte prosenttall er uttrykt i forhold til den jevnt fordelte belastning p_0 på sålen. I fundamentunderkant er de lodrette påkjen-

2. Elementær antagelse for trykkfordeling.



3. Trykkfordeling i sålen og i dypet. konstatert med måledåse.

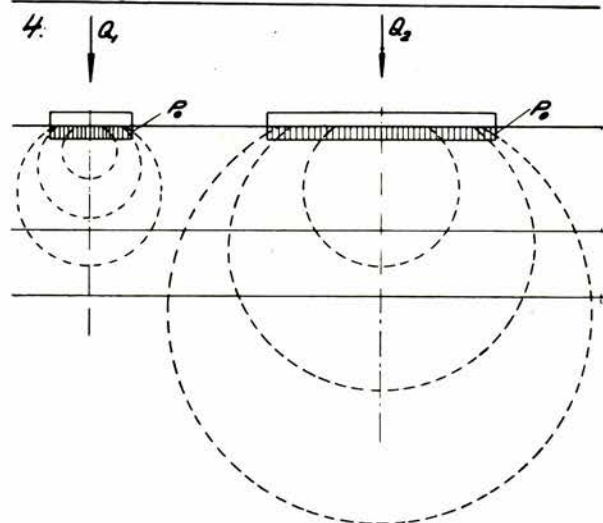
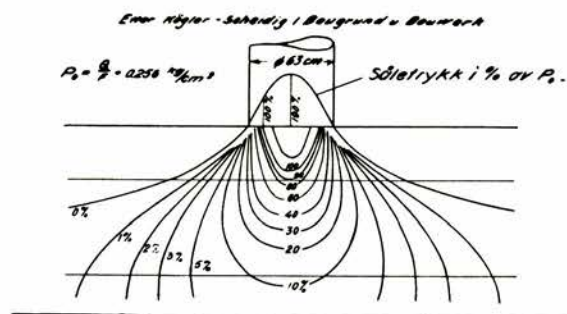


Fig. 2, 3 og 4.

Fig. 2. I praksis antas som regel at så vel trykket under fundamentbredden b som på bredden B i dypet er jevnt fordelt. Fig. 3. Trykkfordelingen under et fundament i sand er her målt. Trykket midt under fundamentet er vesentlig større enn den jevnt fordelte belastning. På en flate i dypet er belastningen også størst midt under fundamentet og avtagende ut mot sidene.

Fig. 4. Skjematisert fremstilling av at belastningen fra et stort fundament forplanter seg til større dyp enn fra et lite fundament med samme jevnt fordelte belastning p_0 pr. flateenhet.

ninger ikke konstante. De er størst midt under fundamentet, opp til 1,9 ganger større enn p_0 og avtar til null i fundamentets ytterkant. Prosentkurvene for de lodrette påkjenninger i grunnen viser at trykket avtar mot dypet, en har altså ved måling konstatert trykkutbredningen. Også her er trykket størst midt under fundamentet og avtagende ut mot sidene. Det gjøres oppmerksom på at dette forsøk er et overdrevet tilfelle, idet den belastede flate ligger helt oppå sanden og har altså ingen fundamenteringsdybde. Hvis den belastede flate hadde hatt en viss fundamenteringsdybde vilde trykket i fundamentets kanter ikke ha vært lik null og en hadde fått litt jevnere trykkfordeling i fundamentunderkant og da også en trykkfordeling i grunnen som nærmer seg den enkle forutsetning i fig. 2. Vi bør allikevel alltid ha klart for oss at trykket midt under fundamentet er større enn ut til sidene. Videre skal vi feste oss ved en ting av stor praktisk betydning, nemlig at avstanden fra fundamentunderkant til null-kurven er proporsjonal med fundamentbredden (diametere). Det vil si: jo bredere (større) fundamentet er til desto større dyp går virkningen av fundamentbelastningen ved en og samme jevnt fordelte belastning på fundamentet. Forholdet er skjematisk gjengitt i fig. 4.

De forsøksresultater som er gjengitt her er konstatert i sand. Trykkutbredningen i leire er ikke direkte målt, men det er grunn til å tro at utbredningen av trykket vil arte seg på lignende måte. Trykkutbredningen i leire kan med godt resultat beregnes på grunnlag av funne skjærfasthetsverdier i leiren, idet en tenker seg at lagene nærmest under fundamentet må gjennomklokkes for bruddbelastning kan overføres til dypereliggende løse lag. En fast tørrskorpeleire vil da naturlig gi en bedre trykkfordeling enn en løs leire. De betraktninger som er gjort viser, at en må være meget varsom ved «tydningen» av en utført prøvebelastning på grunnen. Den prøvebelastede flate vil av praktiske grunner sjelden være større enn 1 m^2 — altså en liten flate. Vi forutsetter at det lille prøvefundamentet er plassert i et forholdsvis tynt sandlag eller i en tørrskorpeleire, og det dypere nede for eksempel er en løs leire. Vi vil da få som resultat, at den lille prøveflaten kan tåle en stor enhetsbelastning idet trykket ikke nevneverdig forplanter seg ned i den løse leiren. En større flate, f. eks. det ferdige byggverk overfører en vesentlig del av belastningen til den løse leiren og bygverket kan derfor bare belastes med en brøkdel av den enhetsbelastning som prøveflaten har tålt.

Det kan bli rivende galt å angi uten reservasjon at grunnen kan tåle f. eks. 15 t/m^2 , et uttrykk som «15 tonns grunn» bør utgå av terminologien. Bruddbelastningen er avhengig foruten av grunnforholdene også av fundamentets størrelse og form. Skal vi f. eks. fundamenter en husblokk i leire med fast tørrskorpeleire øverst så bør fremgangsmåten være at en angir den største jevnt fordelte belastning svarende til blokkbredden som grunnen kan tåle. La denne belastning være 9 t/m^2 og denne jevnt fordelte belastning må under ingen omstendighet overskrides. Hvis forholdene tillater det kan stripefundamenter brukes for de enkelte bærevegger og kanskje kan disse belastes med 20 t/m^2 på grunn av en bedre trykkfordeling.

Setninger og tillatt belastning.

Løsavleiringene er mer eller mindre sammenpressbare. Grus og grov sand presses lite sammen for vanlige byggverk, fin sand er lettere sammenpressbar på grunn av sitt større porevolum og leire, som hertillands inneholder 50—60 volumprosent vann, er da den mineraljordart som gir størst setninger. Mens setningene i sand er forholdsvis kortvarige, som regel er de opphørt allerede kort tid etter byggverket er ferdig, så kan setningene i leire være merkbare og nesten lineære i et langt tidsrom. Hvis jordartene inneholder organisk stoff har jordarten et større vanninnhold enn den rene mineraljordart og setningene vil bli tilsvarende større. Oppfylt grunn gir som regel større setninger enn naturlige avleirede masser, til dels på grunn av rommere lagring, men også av den grunn at oppfylte masser ofte inneholder matjordrester, råttent treverk o. l. En spesiell årsak til setninger er drenering ved dype kloakkgrøfter og undergrunnstunneller, idet porevannet får lettere adgang til å undvike.

Ved setninger bør en skille mellom de setninger som løsavleiringen er utsatt for på grunn av sin egen tyngde

og de som byggverkets vekt forårsaker. I Oslo har en eksempler på at forholdsvis ubelastede terreng (gater og åpne plasser) har årlige setninger opp til 1 cm. Er setningene jevne under byggverket er de som regel uskadelige, det er de ujevne setninger som bevirker sprekker og andre skader. Som alminnelig setningsregel i leire kan angis, at jo dypere det er til fast grunn eller fjell desto større setninger får en.

Er fjellgrunnen ujevn vil en også få ujevne setninger. Forholdet er skjematisk gjengitt på fig. 5, hvor en lang husblokk er fundamentert i leire og hvor fjelldypet midt under blokken er vesentlig mindre enn under blokkens ender. Begge ender har sunket mer enn midtpartiet slik at blokken er brukket og har fått vertikale sprekker på øvre midtparti, dessuten karakteristiske skrå synkingsprekker i begge endepartiene. Legg merke til at en av skråsprekkes høyre- eller venstreholdning kan se hvor den relative synkning har vært størst. Skaden kunde vært undgått om blokken hadde vært forsynt med 1 eller 2 gjennomgående delefuger.

På fig. 6 er gjengitt et tilfelle hvor synkningen av et hus har hatt innflytelse på nabohus. Hus A er fundamentert i 1921 på 20 m lange peler som står i meget løs grunn og bare så vidt rekker ned i et sandlag. Hus B er direkte fundamentert i 1932 og det har fått setninger. Setningene er størst til venstre og mindre på høyre side hvor en del av lasten er overført til pelene i nabohuset A med den følge, at venstre del av hus A har fått skadelige setninger. I de senere år er det i Oslo revet ned en del hus, som var fundamentert delvis på fjell og delvis på leire og som hadde store skader — fundamenteringsmåten er brutal og helt forkastelig. Som et kuriosum skal nevnes at en eldre ingeniør fortalte mig at i hans tid blev det på Trondhjems Tekniske Lærestanstalt dosert, at en ikke måtte fundamentere sitt hus delvis på fjell og delvis på leire — slik som en gjør det i Kristiania.

Da en stor last fører belastningen ned til større dyp enn en liten last, vil det forstås at selv om enhetsbelastningen i fundamentunderkant er den samme, får det store fundamentet større setninger enn det lille. For et stivt byggverk, f. eks. et jernbetongbygg, bør det derfor bli tale om å fundamentere de tyngste laststriper med mindre enhetsbelastning enn de lettere laststriper, i den hensikt å oppnå ensartede setningstendenser og derved unngå ekstraspenninger i jernbetongbygget.

I litteraturen fra de senere år er angitt metoder til forhåndsberedning av setninger for byggverk. Det er da nødvendig å kjenne en del spesielle jordartskonstanter, som kan bestemmes ved utprensingsforsøk med opptatte uomrørte prøver. Disse forsøk krever ganske stort laboratoriestyr og så vidt vites er det ikke utført slike forsøk i de nordiske land. Våre forholdsvis homogene leiravsetninger består av materiale, som skulle egne sig godt for en systematisering og det var å ønske at de nordiske leirer også på dette felt ble bearbeidet. En pålitelig måte til oppsøkning av setningsfaktorer er å foreta systematiske setningsobservasjoner for de ferdige byggverk. For å få full nytte av disse målinger bør de foretas allerede fra det tidspunkt byggverket er ført over terreng og helt til setningene er opphørt. I mange tilfelle vil da observasjonene strekke sig over et stort antall år, men det materiale som da innvinnes vil til gjengjeld bli meget lærerikt. Setningsobservasjoner for det ferdige bygg-

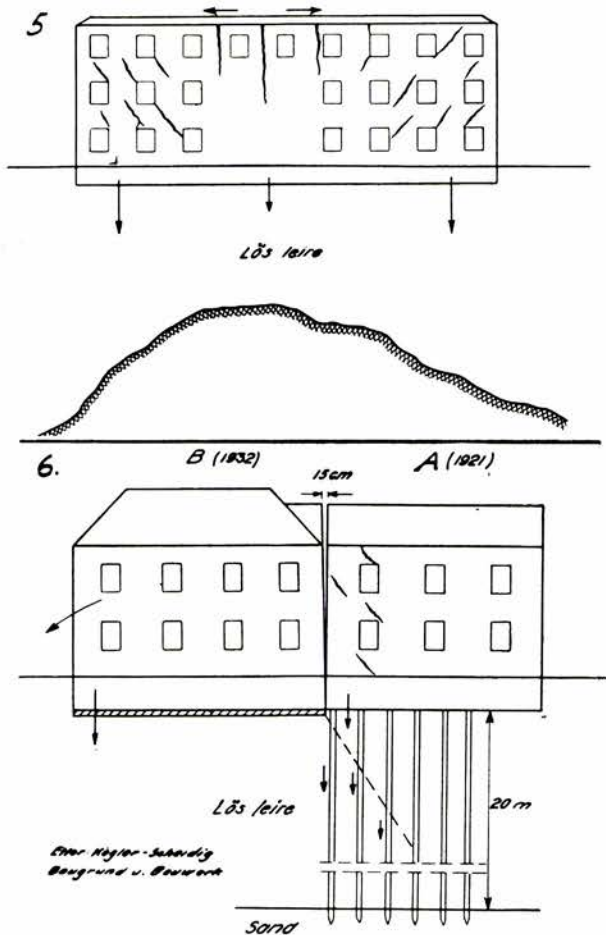


Fig. 5 og 6.

Fig. 5. På grunn av ujevn fjellformasjon med overliggende løs leire har bygningen sunket mer i begge ender enn på midtpartiet og har slått revner.

Fig. 6. Huset A som står på peler er bygget i 1921. Huset B er direkte fundamentert i 1932. Pelene til venstre har fått en tilleggsbelastning fra B. Derved har A sunket på venstre side og slått sprekker. Hus B har «hengt sig opp» på pelene og langsomt bøyet over til venstre, hvorved fugen mellom gavlveggene har åpnet sig 15 cm øverst.

verk er i virkeligheten den eneste prøvebelastning av byggegrunnen, som det ikke kan gjøres innvendinger mot.

Tillatt belastning på grunnen blir etter det som nå er sagt et begrep som påvirkes av en rekke faktorer. Foruten byggegrunnens beskaffenhet har således både totallastens størrelse og fundamentets form og størrelse betydning. Sluttelig må en gjøre seg opp en mening om hvilke setninger byggverket kan tåle uten å få skader, noe som igjen er avhengig av byggverkets konstruksjon og art.

Peler.

Ettersom våre moderne byggverk stadig øker i tyngde blir det mer og mer påkrevd å forsterke en svak byggegrunn med peler eller skjulte den ut. Tidligere var det alminnelig å beregne peler for utknekking når lange peler ble rammet gjennom løs grunn til fjell eller fast bunn.

Noen av de første forsøk som belyste knekningsproblemet for peler ble utført av førstebyråingeniør John Olsson, Stockholm, allerede i 1926. En stålstang som hadde en diameter på 19 mm ble rammet ned gjennom løs leire ($H_3 = 60$) til fjell og den frie lengde var 9,2 m. Stålstangen ble belastet og nedsynkningen målt, med det

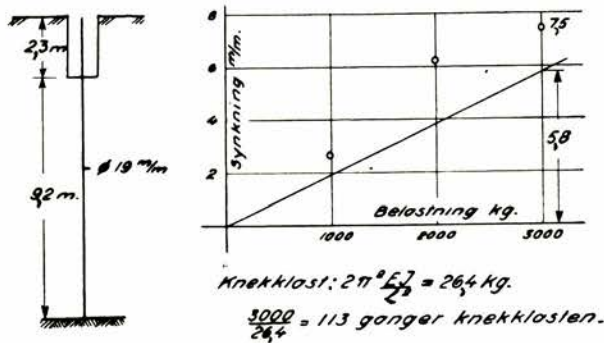


Fig. 7.

En stålstang 19 mm Ø som var slått ned 9,2 m gjennom løs leire til fjell ble belastet med 3000 kg. — Den elastiske deformasjon i stålet 5,8 mm pluss eventuelt stukning av stål og knusning av fjell må da ha vært lik den totale synkning 7,5 mm. — Stålstangen har altså ikke bøyet seg for denne belastning.

resultat som er gjengitt i den grafiske fremstilling på fig. 7. Den rette linjen fremstiller den beregningsmessige elastiske deformasjon i stålet. Ved en belastning på 3000 kg var den målte synkning 7,5 mm og herav utgjør den elastiske deformasjon i stålet 5,8 mm. Differansen $7,5 \div 5,8 = 1,7$ mm må være summen av stukning av stål, knusning av fjell og en eventuell synkning som følge av stangens utbøyning. Det siste bidrag til synkningen må en da tro er nær lik nul. Forsøket ble avbrutt med belastningen 3000 kg, som beregningsmessig er 113 ganger så stor som stangens knekklast.

I Göteborg er utført en del lignende forsøk med 2" og 3" stålrør av ingeniør Bror Fellenius (1937). Rørene var rammet ned 40 m gjennom løs leire og de ble belastet helt opp til stålets flytegrense (3000 kg/cm^2) uten at rørene knekket ut.

Et annet eksempel på at leiren yder meget stor motstand mot pelers utknekking er en midlertidig understøttelse av en bygning i Oslo hvor fundamenteringen hadde

slått feil (1937). Under bygningen var det 30 m middels løs leire til fjell. Da en måtte arbeide fra kjelleren måtte pelene fremstilles av 1 m lange stykker og som midlertidig understøttelse ble brukt firkanttømmer $30 \times 30 \text{ cm}$. Disse 1 m lange kubbene ble presset ned etter å være skjøtt med 30 cm lange plater av jern som ble spikret på og som mellomlag i buttskjøten ble lagt jernblikk. Denne skjøtanordningen tilsiktet ingen stiv forbindelse, den skulle nærmest hindre sideforsyning i skjøten. Tilnærmet kan en si at denne 30 m lange pelen hadde ledd for hver 1 m. Den ble belastet med opp til 80 tonn og sto 24 timer med 70 tonn belastning. Til endelig understøttelse ble brukt stålpeler (dip. 20), som ble sveiset sammen av 1 m lange lengder.

Disse eksemplene, sammen med gode erfaringsresultater synes å vise at en selv i våre løseste leirer ikke behøver å frykte for utknekking av peler ved de vanlige brukte pelbelastninger, d. v. s. ved de belastninger pr. flateenhet som er tillatt for pelmaterialet. En løs leiravsetning har altså tilstrekkelig stor kohesjon (stivhet) til å ta imot de forholdsvis små horisontale krefter fra en belastet rett pel.

En peltype som siden 1936 har fått stor anvendelse i Oslo er den såkalte blanke pel. Slike peler består av bredflensede jernbjelker, dip.bjelker nr. 20—30 og kvaliteten er det vanlige bygningsstål St. 37. Nederst sveises på et stykke akselstål som nedentil er hulkonisk forat den skal gi godt feste på fjellet. Bjelken slås ned i lengder på f. eks. 12 m, en ny lengde buttsveises på og slik fortsettes inntil fjell næs. Stålpeler med lengde opp til 53 m er fremstillet på denne måten i Oslo. Denne peltypen, som i alle fall var spesiell for Oslo, faller billigere enn tre- eller jernbetongpeler til fjell. Jernpelene har også den fordel at de er lette å slå ned og da pelens volum er lite får en også liten masseforskyvning i leiren. Ved nedramning av de tunge og voluminøse jernbetongpelene risikerer en ofte setninger i nabobygg og en heving av det omgivende leirterreng.

Faren for rustangrep på den ubeskyttede jernpelen er selvsagt blitt overveiet. For selve jernpelen har en ikke rukket å få erfaringer, men vi har jo jernspuntvegger som har stått menneskealdre i leire og erfaringene med disse går ut på, at hvor spuntveggen har stått i tett leire er den ikke utsatt for rustangrep. I Oslo tillates de blanke pelene når leiren viser basisk reaksjon og det gjør nesten all leire under tørrskorpen. I tørrskorpeleire er det som oftest sur reaksjon og det forlanges her at pelene omstøpes med betong. Stålpelene tillates belastet med 800 kg/cm^2 d. v. s. 85 tonn for dip. 25. Det er laget apparatur til måling av pelens avvikelser fra loddlinjen — det gjøres i et påsveiset $1\frac{1}{2}$ " gassrør — og det kreves at pelens krumning ikke er sterkere enn svarende til $R = 400 \text{ m}$. Hvis pelen har sterkere krumning reduseres den tillatte påkjenning i stålet.

For peler som ikke er rammet til fjell eller utpreget fast lag er det i håndbøkene angitt formler for bæreevne. Bæreevnen er her basert på det arbeid som går med til å slå pelen ned på den siste strekningen og i friksjonsmasser gir formlene ganske godt begrep om bæreevnen. I leire derimot, er rammeformlene ubrukelige. Dette skal bli begrunnet senere.

Svevende peler er peler som er slått ned i løs grunn hvor fastheten ved spissen ikke er større enn langs

pelen. Svevende trepelers bæreevne i leire kan med godt resultat forhåndsberegnes på grunnlag av opptatte og undersøkte leirprøver. Enkeltpelens bæreevne er uavhengig både av leirens H_3 - og H_1 -fasthet, av leirens fin-kornighet og av pelmaterialets evne til å suge vann fra den omgivende leiren. Det skal ikke her bli nærmere redegjort for beregningsmåten, det henvises til artikkelen «Svevende trepelers bæreevne i leire», trykt i dette blads nr. 2 — 1940, hvorav også særtrykk er utkommet, men enkelte praktiske ting skal trekkes fram. En svevende trepels bæreevne er i leire avhengig av kohesjonen langs pelen, idet spissens bæreevne er helt bagatelmessig og kan settes ut av betraktning. Kohesjonen langs pelen er ikke direkte avhengig av leirens naturlige fasthet (H_3), men den er avhengig av i hvor stor utstrekning denne fasthet er i behold etter at pelen er slått ned. Således viser det seg at peler som er lette å slå ned, f. eks. peler i kvikkleire har relativt stor bæreevne og dette forklares ved at leiren er blitt lite omrørt under nedramningen. Dette resultat, som jo unektelig er bemerkelsesverdig, viser at det ikke er noen direkte sammenheng mellom svevende trepelers bæreevne og det arbeid som skal til for å slå pelen ned. Av dette kan igjen utledes at rammeformler som gir godt resultat i friksjonsjordarter er helt ubrukelige i leire. Jernbetongpeler eller jernpeler bør i alminnelighet ikke brukes som svevende peler. De er tyngre enn den leire de slås ned i og får negativ oppdrift, men fremfor alt har de mindre bæreevne pr. m² overflate enn trepeler som følge av en dårligere «drenering» av den omgivende leiren. Svevende pelgrupper har ikke en bæreevne som direkte er lik enkeltpelens bæreevne multiplisert med antall peler. Pelgruppens bæreevne er som regel mindre og er avhengig av fundamentets størrelse og form, av pelenes lengde og centeravstand. Få og lange peler gir bedre bæreevne enn mange og korte peler.

Glidninger i jord.

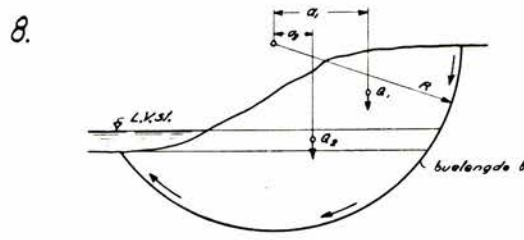
Stort sett kan glidninger deles i overflateglidninger og dyptgående glidninger. Til overflaterasene hører oppbløtnings- eller telerasene som er alminnelige så vel i naturlige jordbakker som i vei- og jernbaneskrånninger. Felles for overflaterasene er at de går i finkornige og leirholdige friksjonsmasser eller i sterkt oppsprukket tørrskorpeleire, hvor kohesjonen er skjaltet ut. Som regel er overflaterasene 1—3 m tykke, det er altså ikke så store masser som settes i bevegelse, men rasene kan være ubehagelig nok allikevel. Spesielt er telesyke skråninger utsatt for glidninger. Under teleprosessen samles store mengder vann i form av is i de øvre jordlag og når isen smelter får massen et overskudd av porevann og på grunn av heldningen også et overtrykk i porevannet som sterkt reduserer friksjonen. Riktig galt blir det om teleløsning og nedbør inntreffer samtidig. Det er da helt fantastisk hvorledes skjærings-skrånninger plutselig blir levende, ofte i jordarter hvor massen under anlegget var så fast at den måtte skytes ut. Som alminnelige botemidler mot overflateras brukes drengrofter, som så vidt mulig bør tas i bakkens største fallretning, for vei- og jernbaneskrånninger da loddrett på linjen.

Et annet botemiddel er avdekning med grovkornig materiale f. eks. grus. Grusen er så grov at vann ikke

suges kapilært opp, den kan heller ikke holde på nedbørsvannet. Videre er den isolerende mot frost og kan helt eller delvis hindre teledannelse i de underliggende masser. Det er også forsøkt en kombinasjon av stoffer f. eks. først en tynn avdekning med grus som er kapilærbrytende og vanngjennemslipende og oppå grusen et lag torv som isolerer mot frost.

Peling av skråningen bør neppe betraktes som annet enn et midlertidig botemiddel. I Eidsvollstrakten har bøndene sin egen måte å bekjempe telerasene på. Før telen går ut av jorden kjører de ut gjødselhauger på de bratte jordene. Gjødsel isolerer mot tining av telen under haugene, mens jorden omkring tiner og kan rekke å tørke før telen er gått bort under haugene. Dette er jo en form for peling med ispilarer.

Dyptgående glidninger er karakteristisk for kohesjonsjordarter, altså for våre vannrike leirer. Erfaringen viser at glidesnittene er tilnærmet sirkulærsylindriske og teoretisk er da også disse de farligste glidesnitt. På fig. 8 er i snitt gjengitt en leirbakke ut mot et vassdrag og et sirkulært glidesnitt er tegnet inn. Den del av bakken som er innenfor sirkelen har tendens til å gli ut i pilenes retning og øvre del av bakken får et tilnærmet vertikalt fall. Ofte er det bare denne øvre del av bevegelsen som springer i øynene etter at raset er gått, spesielt når den oppgående del av glidningen som her er dekket av vann. Dette gir forklaringen på det i og for seg gode navn «leirfall». Likevektsbetingelsene er enkle for kohesjonssnitt. Under den nederste horisontale linje, i høyde med bunnen av vassdraget, er massene innenfor sirkelen i likevekt. Det drivende moment fra høyreliggende deler av snittet inngår som produktet av vekten Q_1 og armen a_1 . Massen under vannstand får oppdrift og det er altså laveste vannstand som er farligst og derfor må brukes ved beregninger. Motholdsmomentet er kohesjonen « k » på hele buelengden « b » multiplisert med glidesnittets radius R . Sikkerhetsfaktoren « s » er for-



Drivende moment: $Q_1 \cdot a_1 + Q_2 \cdot a_2$
 Motholdsmoment: $k \cdot b \cdot R$
 Sikkerhet $s = \frac{k \cdot b \cdot R}{Q_1 \cdot a_1 + Q_2 \cdot a_2}$

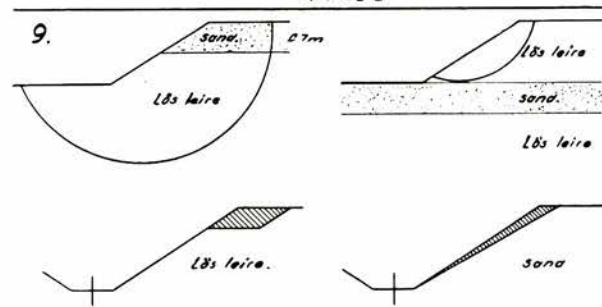


Fig. 8 og 9.

Fig. 8. Beregning av sirkulært glidesnitt i en leirbakke. Fig. 9. Jordskjæringsers stabilitet.

holdet mellom motholdsmomentet og det drivende moment og labil likevekt er uttrykt ved $s = 1,0$. Det farligste glidesnitts beliggenhet finnes ved å regne gjennom flere glidesnitt og beliggenheten er avhengig så vel av bakkens profil som av vekslende styrke på kohesjonen eller skjærfastheten nedover i grunnen. Med litt erfaring er det lett å finne fram til det snitt som gir den minste sikkerhet. For å gjennomføre beregningen er det nødvendig å kjenne kohesjonens størrelse på et hvert punkt langs sirkelbuen og dette oppnår en tilnærmet ved å ta opp prøveserier og bestemme kohesjonen i laboratoriet.

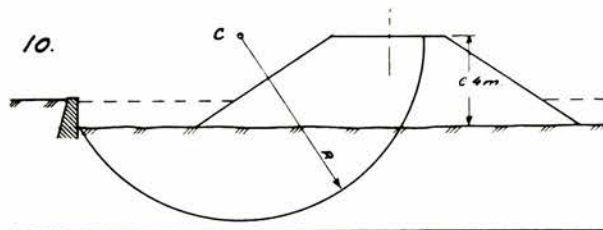
Hvis en leirbakke er omtrent i labil likevekt — og det er slett ikke så sjelden at det er tilfelle — så skal det bare små likevektsforstyrrelser til for at hele bakken kan gli ut. Av slike likevektsforstyrrelser kan nevnes fig.: Plassering av byggverk eller fyllmasser til høyre for sentrum, gravearbeider eller erosjon hvorved masser fjernes til venstre for sentrum, jfr. fig. 8. Likeledes kan tilsynelatende uskyldige teleras i foten av bakken være utløsere for en dyptgående glidning. Før er allerede nevnt virkningen av ekstraordinær lavvannstand i tilstøtende vassdrag, jfr. glidninger ved nedtapning av sjøer.

Hvorledes skal så stabilitetsforholdene bedres? Det kan gjøres ved å anbringe fyllmasser i snittets venstre og lave del (fig. 8) d. v. s. legge ut kontrabalans. En kan også ta masser vekk i den høyre og øvre del og hvis det er anledning bør jo disse masser plasseres i foten av bakken. Dessuten bør en søke å minske faren for overflateras og erosjon. De masser som det kan bli tale om å flytte for å bedre stabiliteten er som regel små i forhold til de masser som ligger innenfor glidesonen og ofte må en være nøyd om en kan oppnå en sikkerhetsfaktor på 1,2. Da kohesjonskreftene er uavhengig av trykket og da de statisk farligste glidesnitt er de dypeste, så er det desto større fare for ras i en homogen leirgrunn jo dypere det er til fjell. Friksjonsras derimot går i overflaten som følge av at skjærfastheten her er minst der hvor trykket er minst.

På fig. 9 er øverst til venstre gjengitt et terreng hvor den øverste delen av avleiringen er et sandlag og dypere består den av løs leire. Et slikt terreng innbyr til dyptgående glidning, idet friksjonsskjærkreftene ned til ca. 6—8 m dyp er mindre enn i vanlig forekommende løs leire. Øverst til høyre på fig 9 ligger et sandlag av samme tykkelse nede i leiravsetningen. Her er sandlaget utsatt for stort trykk fra den overliggende leiren og skjærfastheten i sandlaget er så stor at dyperegående glidning ikke kan finne sted. Glidesnittene tvinges opp i den øvre leiravsetning, men her er påkjeningen i leiren vesentlig mindre på grunn av de statiske forhold. Profilet øverst til høyre er altså langt mindre rasfarlig. Helt omvendt er forholdet når det gjelder direkte fundamentering for byggverk oppe på plataet. Sandlaget i snittet øverst til venstre gir god trykkfordeling fra fundamenter og for et og samme fundament kan det brukes større enhetsbelastning her enn i snittet til høyre. Nederst på fig. 9 er gjengitt 2 skjæringsskrånninger hvis stabilitet kan bedres ved å ta vekk masser. Det gjøres i leire mest effektivt ved å avlaste toppen av skrånningen, idet leirbakkens stabilitet er avhengig av kohesjon og høyde. I sandskjæringen bør skråningsvinkelen slakes, idet stabiliteten her

er avhengig av friksjonskoeffisienten, men uavhengig av skrånningens høyde.

På fig. 10 er gjengitt et kohesjonsras i opprinnelig horisontalt terreng, som ikke har tålt en ca. 4 m høy jernbanefylling. En har eksempler på at leiren er så løs, at horisontalt terreng ikke har tålt en ca. 2 m høy fylling. Eksemplet på fig. 10 er hentet fra Tønsbergkanten (1939) og raset gikk gjennom innre svillekant —



11. Byggegrøp i Drammen.

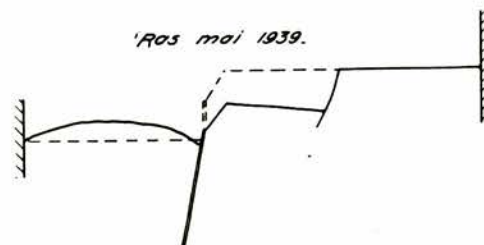
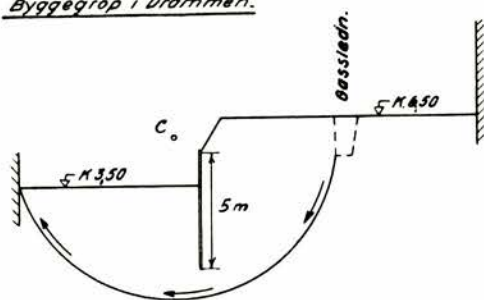


Fig. 10 og 11.

Fig. 10. Glidesnitt i jernbanefylling på horisontalt terreng.
Fig. 11. Glidesnitt i en byggegrøp. Glidningen foregikk under den 5 m lange spuntveggen.

noe som er alminnelig — og kom opp i forkant av en havemur. Glidesnittet som lett lot seg fikser på papiret stemte helt med den glidesonen som senere ble fastlagt ved prøvetakning, og de funne skjærfastheter i uomrørt leire godtgjorde en labil likevekt før ras. Raset kunne vært unngått ved å legge ut kontrafylling som vist med streket linje på figuren.

Fig. 11 gjengir en kohesjonsglidning fra en byggegrøp i Drammen (1939). Ved at gravedybden stadig øker — ikke så sjelden har en to kjelleretasjer under husblokkene — øker også faren for dyptgående glidninger i leire. En har vært altfor tilbøyelig til å overse faren, idet kjelleren ofte graves ut i tilsynelatende solid tørrskorpeleire, mens et eventuelt glidesnitt for en vesentlig del går i den dypere liggende løse leiren. Utglidningen fant her sted allerede ved en gravedybde på 3,0 m og den vel 5 m lange spuntveggen har ikke holdt igjen, idet den i sin helhet står i masse som ligger over glidesonen. Glidesonen går her gjennom en gassledningsgrøft, som er en

svekkelse av terrenget. Bredden og dermed også dybden er begrenset ved ferdig støp på peler lenger ute i byggegruben.

Hvorledes skal så slike hendelser som kan være katastrofale både for folk og byggverk unngås? Det kan gjøres ved å grave byggetomt ut partivis, undertiden er en nødt til bare å grave ut 5 à 10 m om gangen i byggelinjens lengderetning. Glidninger hindres da ved at betydelige sidekrefter overføres til nabolameller som enten er ferdig utstøpt eller ikke utgravd. I slik løs leire bør det være alminnelig regel at gravning og støpning følger hakk i hel. Spundtvegger bør være så lange og om mulig avstivet slik at de farlige glidesnitt avskjæres.

En annen måte å motarbeide glidninger på er å belaste bunnen i fundagentropen midlertidig, eventuelt å sette igjen masser, hvor de farligste glidesnitt kommer opp. (Kontrabalanse.)

Alle slike foranstaltninger som her er nevnt koster penger i form av tyngre arbeidsdrift eller merarbeide, men det blir allikevel lite i forhold til det en dyptgående glidning koster. I det tilfelle som fig. 11 gjengir, måtte byggeplanene forandres fra 2 kjelleretasjer til 1 kjelleretasje, da det for å fullføre byggeplanene ble ansett påkrevd å ramme jernspundtvegger helt ned under glidesonen og ta massen ut innenfor 2,5 m brede lameller, da leiren nær glidesonen var blitt flytende.

Som nevnt er beregningen av et kohesjonssnitt enkel, vanskeligheten består i å fastlegge riktige skjærfastheter i den del av snittet hvor grunnen er uensartet f. eks. i tørrskorpen eller i oppfylt grunn. Selv en omhyggelig gjenstampet kloakkgrøft er et fare- eller usikkerhetsmoment. Ved vannledningsgrøfter er det muligheter for lekkasje slik at en får overtrykk i vannet som trenger ned i tørrskorpens sprekker, noe som er jevngodt med en merbelastning.

Jordartenes skjærfasthet.

Glidninger i rene kohesjonsarter gir oss en viktig opplysning, som har betydning langt ut over glidesnittets beregning. De gir bekreftelse på at våre laboratoriebestemte skjærfastheter er tilnærmet riktige i vannrike leirer — at de er rene kohesjonsverdier. Selv innsetning av meget små friksjonsverdier, f. eks. svarende til 5° friksjonsvinkel vil i mange tilfelle umuliggjøre den dype glidningen. Dette faktum er det som er det sikreste grunnlag for påstanden om at våre vannrike leirer er rene kohesjonsjordarter.

Som tidligere nevnt byr det ikke på større vanskeligheter å fastlegge friksjonsskjærfastheten i rene friksjonsjordarter. Variasjonsområdet er lite, kanskje kan det angis en grense for friksjonskoeffisienten svarende til vinkelen 28°—35°.

Mellom de rene kohesjonsjordarter og de rene friksjonsjordarter har vi en gruppe som kan betegnes som overgangsjordarter. Til disse jordarter hører sandige leirer og leirholdige sander, de har både kohesjon og friksjon. Fig. 12 gjengir en illustrasjon som går igjen i nesten all geoteknisk litteratur. I en overgangsjordart er skjærfastheten blitt bestemt for forskjellige normaltrykk svarende til punktene i den grafiske fremstilling. Den rette linjen som er lagt inn danner med absisakseaksen en vinkel φ , som direkte settes lik friksjonsvinkelen.

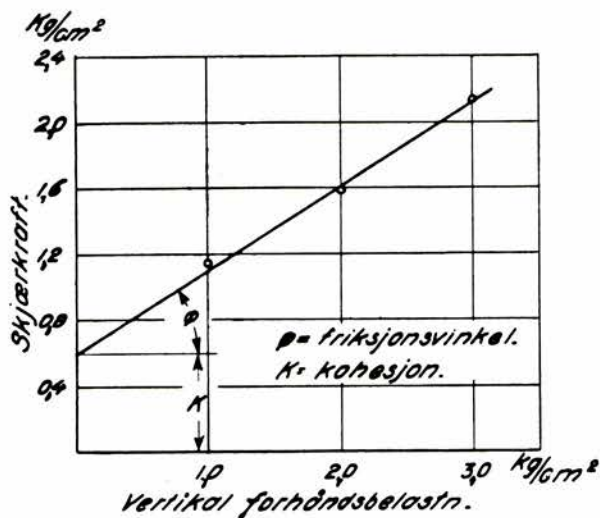


Fig. 12.

Grafisk framstilling av den målte skjærfasthet i en jordart med både friksjon og kohesjon. — Kohesjonen er her antatt å være konstant gjennom forsøksrekken. I virkeligheten må kohesjonen øke med økende vertikal forhåndsbelastning på grunn av vannutpressing.

Skjærfastheten svarende til normaltrykket lik null er den verdi som den rette linjen avskjærer av ordinataksen og er lik jordartens kohesjonsskjærfasthet. Kohesjonen «*k*» regnes å ha en konstant verdi gjennom hele forsøksrekken. Fremstillingen er besnærende, men det er nok nødvendig å gjøre noen reservasjoner. Ved slike små prøver i laboratoriet må nødvendigvis vann presses ut av prøven når den utsettes for en vertikal forhåndsbelastning. Leirstoffet som fins i prøven får dermed større kohesjon jo større forhåndsbelastningen har vært. Kohesjonen er altså ikke, som antatt, konstant gjennom forsøksrekken. Styrkeforholdet mellom kohesjonsskjærkraften og friksjonsskjærkraften er altså ikke fastlagt ved en så enkelt forsøksrekke og resultatene kan ikke direkte overføres til jordstatiske beregninger. I naturen vil styrkeforholdet mellom de to slag fastheter være sterkt avhengig av hvor lett adgang porevannet har til å unnvike. En romenhet på dypt vil gi fra seg mindre vann enn en romenhet nær terrengoverflaten ved samme vertikalktrykk. Vi har dessverre ingen praktisk laboriemetode til å fastlegge kohesjonens og friksjonens størrelse i overgangsjordarterne og foreløbig er vi nødt til å gruppere disse jordarter enten som overveiende kohesjonsjordarter eller overveiende friksjonsjordarter.

Grunnundersøkelsers betydning.

Til slutt skal det sies noen ord om grunnundersøkelser i sin alminnelighet. Å skaffe seg pålitelig kjennskap til grunnforholdene er et like viktig ledd i byggverkets planleggelse som å velge materiale og konstruksjon. Vi har vel alle mer eller mindre bitre erfaringer for at i og for seg solide byggverk har fått vesentlige skader på grunn av feilaktig eller utilstrekkelig solid fundamentering. På den annen side er det sikkert mange eksempler på at fundamenteringen er gjort unødig kostbar fordi en har hatt for liten kjennskap til grunnforholdene. Undersøkelsene koster som regel lite sammenlignet med de verdier som kan innspares eller sikres ved at en under planleggingen kan arbeide ut fra sikre opplysninger om grunnforholdene

og undersøkelserne bør foretas i så god tid at en både med hensyn på plasing i terrenget og byggemåte kan finne fram til den rasjonelle løsning.

Geoteknikken har de senere år hatt en sterk utvikling og i mange tilfelle er det mulig tilnærmet å forhånds-beregne byggegrunnens styrke. Men like viktig er det, at vi med våre undersøkelser får en innvendingsfri iden-

tifisering av jordlagene slik at de praktiske erfaringer som er innvunnet på et sted kan overføres til et annet sted med lignende grunnforhold. Geotekniske undersøkelser tar altså ikke sikte på å sjalte ut de praktiske erfaringer — tvert imot — med systematiske undersøkelser blir det nettopp mulig å nyttiggjøre seg de praktiske erfaringer.

STYRINGSTRYKK

PAKJENNINGER OG SPENNINGER I SKINNENE

Av avdelingsingeniør Olav Trætberg.

(Utdrag av stipendieberetning fra studiereise i U. S. A. i 1937.)

De amerikanske metoder for undersøkelse av skinnegangens kjørlarhet slik som de anvendes i praksis, er hverken særlig typiske eller utmerker sig særlig fremfor våre. Det almindelige skinnegangsvedlikehold hos oss ligger på et like høit nivå. Våre bestemmelser for overhøider, overgangskurver og overhøideramper, og våre justeringsmetoder (etter baneinspektør H. Rabstad) er vel så godt teoretisk begrunnet. Men på de linjer i U. S. A. som var justert etter gjeldende bestemmelser, og hvor det blev kjørt med førsteklases materiell, var det imponerende fin kjøring.

Overgangskurvene var på førsteklases linjer formet etter en kubisk parabel, og den almindelige bestemmelse var at denne skulde falle sammen med overhøiderampen. Overgangskurvens og overhøiderampens lengde var i Burlington Lines bestemmelser en lineær funksjon av overhøide og maks. toghastighet på strekningen, idet toget ikke måtte heves respektive senkes mer enn $1\frac{1}{4}$ " (ca. 32 mm) pr. sek.

Omsatt i metriske enheter blir formelen:

$$L = 0,0089 h V$$

hvor L = overgangskurvens lengde i meter,

h = overhøiden i mm og

V = maks. toghastighet i km pr. time.

Ved en overhøide på 75 mm og en toghastighet på 80 km pr. time får vi altså etter disse bestemmelser en overgangskurvelengde:

$$L = 0,0089 \cdot 75 \cdot 80 = \text{ca. } 53 \text{ m.}$$

Noen nærmere begrunnelse for den fikk jeg ikke, men den er jo iall sin enkelhet bare et uttrykk for at hurtige vertikale bevegelser virker ubehagelig. 32 mm pr. sek. finner amerikanerne er bra.

Med hensyn til overhøiden var det en ting som var påfallende. Så vel på Burlington Lines fine tracé mellom Chicago og Minneapolis—St. Paul med bare enkelte kurver nede i en radius på ca. 500 m og hovedmassen av kurver med radius på ca. 1500 m, som på Milwaukee Roads Tracé i Rocky Mountains med kurver og kontrakurver i fleng med radius ned i 180 m, var det er absolutt tendens til standardisering av overhøiden. 3" à 3½" fikk jeg inntrykk av var den overhøide som var best likt. Den blev brukt på begge disse vidt forskjellige linjer, selv om selskapene hadde tabeller også for overhøider varierende med kurvaturen.

Konstant overhøide uavhengig av kurvatur er jo for oss et relativt ukjent begrep, men amerikanerne fant det praktisk og greit, og hevdet at en teoretisk riktig overhøide var et lite brukbart begrep og av underordnet betydning. Det som var hovedsaken var at den valgte overhøide var jevn, — ja i det hele tatt at de 2 skinners innbyrdes høideforhold var jevnest mulig. Det var dette som ved siden av god kurvejustering og riktig konstruert rullende materiell, gav behagelig rykkfri kjøring.

Tyskerne er også meget nøie med skinnegangens tverprofil og benytter watere med en nøiaktighet av 0,6 mm pr. libellestrek ved justering av skinnestregenes innbyrdes høideforhold.

Men fremfor alt blev det stadig fremhevet, at det til syvende og sist var et heller litt overdimensjonert skinneprofil som var det viktigste grunnlag for avvikling av hurtig trafikk på sikker og økonomisk basis.

De nye strømlinjeformede dieselelektriske Zephyr-tog på Burlington Line løp helt fint på det veljusterte spor med ca. 3" overhøide, som jo kan være en passende overhøide for slake kurver og stor hastighet. På Milwaukee Roads spor i Rocky Mountains var imidlertid overhøiden skadelig liten. Ved siden av en unormal skinnelitasje, som er omtalt i min artikkel i «Meddelelser fra N. S. B.» nr. 5 for 1939, side 82, blev også skinnepakjeningene ulike fordelt på ytre og indre skinne. På grunn av den ikke utbalanserte centrifugalkraft fikk ytre skinne, ved siden av øket normalpakjening også store sidepakjening, noe som i høi grad øker pakjeningene på grunn av styringstrykket.

Pakjening i skinnegangen på grunn av normalkraft og centrifugalkraft er så i detalj diskutert tidligere at det er overflødig å komme inn på disse. Da er styringstrykket langt mindre behandlet.

Rent teoretisk har vi ikke noen styringstrykk i rettlinje. Der har vi ren trenslasjon. I overgangskurven hvor vi går fra vinkelhastighet = 0 til vinkelhastighet = V får vi en vinkelacclerasjon og følgelig også et styringstrykk, og i sirkelkurven med konstant vinkelhastighet og ingen acclerasjon skulde vi heller ikke ha noe styringstrykk, forutsatt at fart og overhøide er utbalansert.

Ser vi nu på rettlinjen er vi imidlertid klar over at trenslasjonen ikke er helt ren. Materiellet vil løpe i en sinuskurve hvis amplitude er bestemt ved klaringen mellom skinnegang og hjulflens, men hvis bølgelengde

ikke er fastlagt. Dr. ing. Adler nevner i en artikkel i «Organ» 1935 side 41, at styringstrykket er vanskelig å fastlegge regningsmessig, men forsøksmessig har man funnet at det på ideell horisontal rettlinje ved de største hastigheter idag kan gå op i 1/4 av hjultrykket, og dr. Adler sier videre, at hvis vi antar at styringstrykket i likhet med centrifugaltrykket er proporsjonal hastighetens kvadrat, vil man altså få styringstrykket lik hjultrykket hvis hastigheten fordobles. Da styringstrykket ikke spiller noen større rolle i dr. Adlers ovennevnte artikkel, går han heller ikke nærmere inn på spørsmålet. Dr. Adler har svært meget rett når han sier at spørsmålet er vanskelig å behandle regningsmessig, men jeg er ikke sikker på at han har rett når han antar at styringstrykket øker med hastighetens kvadrat.

Ved små hastigheter vil neppe sinusforløpet være noe spesielt karakteristisk. En hjulsats kan ligge lenge langs den ene skinnestreg og kortere langs den annen o. s. v. Øker vi hastigheten er det sannsynlig at forholdet forandrer sig. Er en hjulsats først kommet i en skjev stilling, vil den fortsette i denne stilling til den treffer en skinne. Her får vi et styringstrykk som gir hjulet en impuls i den motsatte retning, og vi har sinusforløpet i gang. Hvordan det går ved ytterligere økning av farten kan det diskuteres om, saken er langt fra klarlagt, men jeg tror neppe styringstrykket er proporsjonal V^2 . Det er på mange måter lite som taler for det.

Ser vi på sinuskurven, så er amplituden gitt, det er klaringen mellom spor og hjulflens, men bølgelengden er neppe konstant. Er den det, da har dr. Adler rett, ti da blir styringstrykket lik centrifugalpåkjenningen i en kurve med bestemt krumning, nemlig krumningen i toppen av en sinuskurve med konstant amplitude og bølgelengde, og denne centrifugalpåkjenning er som kjent proporsjonal V^2 . Det vil si at med økende hastigheter vil vekseltallet øke, og ved store hastigheter vil det bli en intens sideskakning som vi aldri har på noenlunde veljusterte linjer. De rystelser vi har ved visse hastigheter er mer p. g. a. resonansvibrasjoner i det rullende materiell, enn av et sinusforløp i en veljustert kurve.

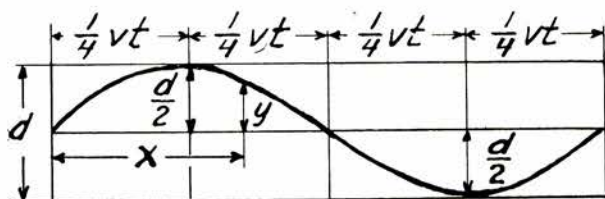


Fig. 1. $d =$ klaringen.
 $y =$ hastigheten.
 $t =$ tiden.

Jeg tror vi kommer saken nærmere ved å betrakte bølgelengden som en funksjon av hastigheten, og tar vi saken helt enkelt og sier at tiden er konstant, kan vi sette opp en ligning for en sådan sinoide.

$$y = \frac{d}{2} \cdot \frac{2\pi}{\sin vt} \cdot X$$

Som kjent er kurvens krumningsradius

$$R = \frac{(1 + y'^2)^{3/2}}{y''}$$

og søker vi R_{\max} i avstanden $X = 1/4 vt$ får vi, idet vi først deriverer

$$y' = \frac{d}{2} \cdot \frac{2\pi}{vt} \cdot \frac{2\pi}{\cos vt} \cdot X = 0$$

$$y'' = \frac{d}{2} \cdot \frac{(2\pi)^2}{vt} \cdot \frac{2\pi}{\sin vt} \cdot X = \frac{d}{2} \cdot \frac{(2\pi)^2}{vt}$$

Innsettes disse verdier for y' og y'' i ligningen for krumningsradius R får vi

$$R = \frac{v^2 \cdot t^2}{2d \cdot \pi^2}$$

og da t og d er konstanter, får vi $R = K \cdot v^2$.

Nu er som kjent centrifugalkraften $C = m \cdot \frac{v^2}{R}$ og setter vi her inn den funne verdi for sinoidens maks. krumningsradius får vi kraftpåkjenningen

$$C = m \cdot \frac{v^2}{Kv^2} = \frac{m}{K} = \text{konstant,}$$

hvilket vil si at styringstrykket er uavhengig av hastigheten.

Vi kan si at vi her har de to ekstreme tilfelle:

1. Bølgelengden konstant og vekseltallet økende med hastigheten og påkjenningene proporsjonal hastighetens kvadrat.

2. Vekseltallet konstant og bølgelengden økende med hastigheten og påkjenningen konstant.

Det første tilfelle, hvor vi må regne påkjenningene proporsjonale hastighetens kvadrat, er vel teoretisk mulig, men mig kjent har ingen målinger konstatert en så ugunstig økning av påkjenningene, og det er heller ingen forhold ved en almindelig veljustert rettlinje som kan gi betingelser for et sånt forløp.

Det annet ekstreme tilfelle regner med konstant påkjenning $C = \frac{m \cdot 2d \cdot \pi}{t^2}$ som er uavhengig av hastigheten. Påkjenningen er direkte proporsjonal så vel med massen som med klaringen, d. v. s. store hjultrykk og stor sporbredde gir stort styringstrykk. Den er videre omvendt proporsjonal med kvadratet av den tid som massen trenger for å løpe et sinusforløp. Altså med velkonstruert materiell på veljustert skinnegang blir tiden og dermed bølgelengden lang og styringstrykket meget lite.

Som allerede sitert, meddeler dr. Adler at ved de største hastigheter idag er styringstrykket målt til 1/4 av hjultrykket, og det er neppe annet enn gode målinger som kan klarlegge dette spørsmål.

Association of American Railroads i samarbeide med American Railway Engineering Association og American Society of Civil Engineers har helt siden 1914 drevet en stort anlagt undersøkelse av påkjenninger og spenninger i spor og skinnegang, et arbeid som har vært ledet av professor Talbot ved Illinois universitet og som pågår fremdeles.

Ved et to dagers besøk ved universitetet hadde jeg den fornøielse å treffe professor Talbot, som nu har passert de 80 år og regnes som «The grand old man»

i amerikanske jernbaneteoretiske spørsmål. Gjennem lange samtaler fikk jeg et overveldende inntrykk av det veldige arbeid som er nedlagt i disse undersøkelser som har pågått i 25 år, og ved små demonstrasjoner i laboratoriet trodde jeg også at jeg hadde fått et innblikk i metodenes apparatur. Når man reiser sånn blir det jo ustanselig nytt en møter. Det blir ingen tid til å fordype sig i noe, man må samle på inntrykk og materialer, som man senere får søke å få tid til å bearbeide.

Resultatene av Talbots undersøkelser er samlet i 6 tykke rapporter om «Stresses in Railroad Track» og jeg skal forsøke å gi et resymé av det som kan ha interesse i forbindelse med styringstrykket.

Spenningsene i skinnegangen er målt med et mekanisk instrument, en såkalt *strematograf*, som blir anbragt på skinnefoten under skinnen mellom to sviller og registrerer spenningsene, idet hjulet løper over instrumentpunktet. Det vilde jo vært mer ideelt om man hadde fått registrering på f. eks. hjulet eller hjulaksler overført til vog-

nen, så man i vognen kunde fulgt spenningsforløpet kontinuerlig. Men da dette vanskelig lar sig gjøre på lokomotivets forskjellige hjul, har amerikanerne altså valgt denne punktvis måling og istedet øket målingenes antall i helt amerikansk målestokk.

I rapport nr. 4 om «Stresses in Railroad Track» beskrives fremgangsmåten for måling av sidepåkjenninger i sporet, og som et sammenligningsgrunnlag for lokomotivets forskjellige hjul, har man valgt forholdet mellom spenningsene fra hjulet i skinnefotens ytterkant og middelspenningen i skinnefoten. Altså hvis spenningen i ytterkant er større enn middelspenningen får vi forholdet større enn 1 og bøining utover. Er spenningen i ytterkant mindre, får vi forholdet mindre enn 1 og bøining innover.

Tabell 1 viser det gjennomsnittlige forhold mellom spenningen i ytre kant av skinnefoten og middelspenningen i skinnen i rettlinje for 2 forskjellige lokomotiver.

Tabell 1. Lokomotiv på rettlinje.
Gjennomsnittsverdier for forholdet mellom spenningen i skinnefotens ytre kant og middelspenningen i skinnefoten.

Lok.	Fart km/time	Skinne	Bakre boggi		Drivhjul								Førende boggi	
			2	1	8	7	6	5	4	3	2	1	2	1
GEG	8	Venstre	0,94	1,05	0,97	1,06	1,04	0,98	1,00	1,01	1,01	1,01	0,94	1,13
		Høire	1,05	1,04	1,05	1,04	1,07	1,05	1,03	1,05	1,02	1,02	1,03	1,16
	40	V	0,99	1,07	0,97	1,01	1,04	0,96	0,99	0,99	1,03	0,97	1,04	1,12
		H	1,02	1,05	1,05	1,04	1,10	1,06	1,05	1,06	1,05	1,03	1,06	1,11
	64	V	0,96	1,14	0,97	1,05	1,13	1,00	1,03	1,04	1,05	1,02	0,94	1,14
		H	1,01	1,04	1,04	1,04	1,16	1,05	1,01	1,04	1,02	0,99	1,00	1,08

Lok.	Fart km/time	Skinne	Løpehjul	Drivhjul												Løpehjul
				12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
GEP	8	V	0,94	0,96	0,93	1,01	0,92	0,94	0,95	0,93	1,01	0,98	1,13	0,97	1,02	0,99
		H	0,96	0,93	1,01	1,03	0,92	0,99	1,03	1,01	0,93	0,89	1,16	0,90	0,98	1,01
	40	V	0,98	0,96	0,98	0,99	0,94	0,95	0,95	1,10	1,05	1,00	1,17	0,98	1,11	0,98
		H	0,95	0,96	1,01	1,04	0,99	1,08	1,10	1,07	1,00	1,01	1,23	0,96	1,05	1,03
	64	V	1,06	1,11	1,03	1,11	1,02	1,11	1,01	1,05	1,14	1,15	1,23	1,03	1,13	0,99
		H	1,02	1,11	1,07	1,05	1,05	1,05	0,98	1,01	1,06	0,95	1,26	0,99	1,07	1,02
	96	V	1,06	1,01	0,95	1,07	1,11	1,11	1,15	1,06	1,22	1,23	1,25	1,11	1,17	1,08
		H	1,01	0,96	1,02	1,06	1,09	1,06	1,26	1,06	1,07	1,02	1,18	0,99	0,95	1,03

GEG — General Electric Godslokomotiv.

GEP — General Electric Passengerlokomotiv.

Tabell 1b. Lokomotiv på rettlinje.
Gjennomsnittsverdier for forholdet mellom spenninger i skinnefotens ytre kant og middelspenningen i skinnefoten.

Lok.	Fart km/time	Skinne	Tender				Løpehjul	Drivhjul				Løpehjul
			4	3	2	1		4	3	2	1	
Damp	8	Venstre	0,95	1,04	0,99	1,16	0,84	1,06	0,98	1,08	1,12	1,04
		Høire	0,95	0,97	0,91	1,17	1,07	1,15	1,08	1,15	1,12	0,99
	40	V	0,92	1,01	1,02	1,16	0,82	1,07	0,92	1,03	1,09	0,98
		H	0,95	1,02	0,91	1,19	1,04	1,18	1,15	1,17	1,04	0,99
	64	V	0,93	1,03	1,05	1,14	0,84	1,04	0,94	1,08	1,12	1,02
		H	0,93	0,97	0,92	1,10	1,03	1,15	1,05	1,16	1,02	1,01

General Electric Gods-lokomotiv — i tabellen merket GEG — har en 4-hjulet førende boggi og videre 4 grupper à 4 drivhjul med en bakre 4-hjulet boggi. Her er variasjonene meget små og ingen typisk økning med økende hastighet. Det må sies å være et meget fint-løpende lokomotiv. Det er ikke prøvet for større hastigheter enn 64 km.

General Electric Passenger-lokomotiv (GEP) har 24 drivhjul i grupper på 4—8—8—4. Her viser hjulsats 3 og 7 som er de førende hjul i hver sin 8-hjulsgruppe, avgjort større påkjenninger enn de andre i gruppen. Det er noen tendens til økning i spenningen med økende hastighet, men den er ingenlunde systematisk. For hjulsats nr. 3 øker den fra 8 km/time gjennom 40 km/time til 64 km/time, men er heller fallende ved 96 km/time.

Det neste (se tabell 1 b) er et damplokomotiv av typen 1-D-1 med 8-hjulet tender fordelt på 2 boggier. Den ledende løpehjulssats viser jevne påkjenninger. Drivhjulene viser usystematiske variasjoner. Den bakre løpehjulssats virker høist forskjellig på høire og venstre skinnestreng og tenderens 2 boggier viser for førende hjulsats sterk bøining utover og for bakre hjulsats bøining innover. Men det er intet ved dette lokomotiv som tyder på at en hastighetsøkning har noen virkning. Verdierne er påfallende like ved de forskjellige hastigheter og har heller fallende enn stigende tendens med økende hastigheter.

Disse 3 eksempler skulde være nok til å vise at styringspåkjenningene i rettlinje kun i liten grad er avhengig av hastigheten, og at det slett ikke foreligger noen proporsjonalitet med hastighetens kvadrat.

Skinnegangen, hvor disse målinger blev tatt var almindelig god ikke nyjustert rettlinje med 45 kg skinner og 18 sviller pr. 10 m spor og ca. 45 cm grov grusballast. Lokomotivens akseltrykk var ca. 25 tonn.

Nu må man være opmerksom på at tabellene viser gjennomsnittsverdier av en mengde punkt-

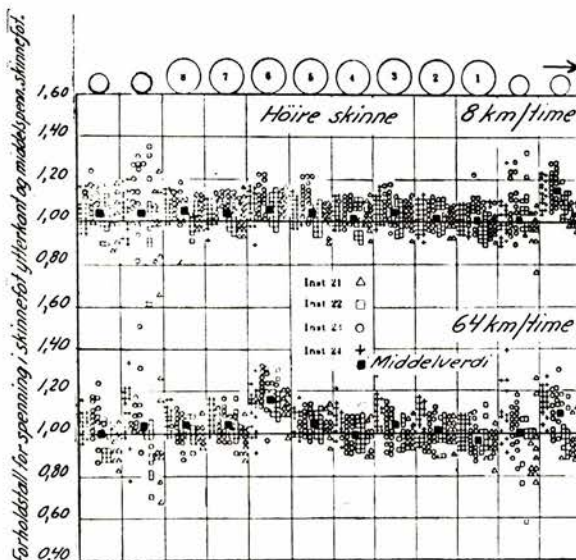


Fig. 3. Forholdstall for spenninger i de respektive instrumentpunkter ved General Electric Godslok på rettlinje.

målinger, og skjønt disse gjennomsnittsverdier taler et relativt tydelig sprog om hvor liten rolle hastighetsøkningene spiller for sidepåkjenningene i skinnegangen, gir de et litt misvisende bilde av lokomotivens virkning på skinnegangen. Etter disse tabeller ser det ut som at General Electric godslokomotiv og damplokomotivet er omtrent likeverdige, men får man diagrammene for de enkelte målingsobservasjoner, fig. 2 og fig. 3, springer det straks i øinene hvor meget bedre det elektriske lokomotiv med sine vel utbalanserte traksjonskrefter er enn damplokomotivet.

For det elektriske lokomotiv ligger de enkelte observasjoner samlet rundt middelverdien med relativt små utslag fra denne, og dette gjelder likefullt ved en hastighet av 8 km/time som ved 64 km/time, mens det ved damplokomotivet er meget store utslag til begge sider av middelverdien, men også her er utslagene størrelse like typiske ved liten som ved stor hastighet.

Styringspåkjenninger i rettlinje har så vel sine bygningstekniske som maskintekniske årsaker, og målet må selvfølgelig være å få disse påkjenninger minst mulige, så vi får en behagelig og myk kjøring. Det gir komfort til passasjerene og nedsatte vedlikeholdsutgifter så vel på spor som på rullende materiell.

Bygningsteknisk reduseres påkjenningene ved at skinnegangen er vel justert. Men det er ofte lettere sagt enn gjort. For at justeringsarbeidet ikke skal bli et altfor kostbart evighetsarbeide, er det påtrengende nødvendig at fundamenteringen er ført så dypt at te lens virkninger ikke gjør alt arbeide til et interimsarbeide. Med et telefritt fundament kan man si at man kun har det rullende materiells herjinger å arbeide mot, og da er oppgaven langt mer oversiktlig. Selv om vi med hensyn til påkjenninger i skinnegangen fremdeles beveger oss på usikker teoretisk grunn, så har dog 100 års jernbandedrift gitt verdifulle erfaringer, som i høi grad understreker de teoretiske resultater som er nådd. Idag er det vel en almindelig anerkjent regel så vel i Europa

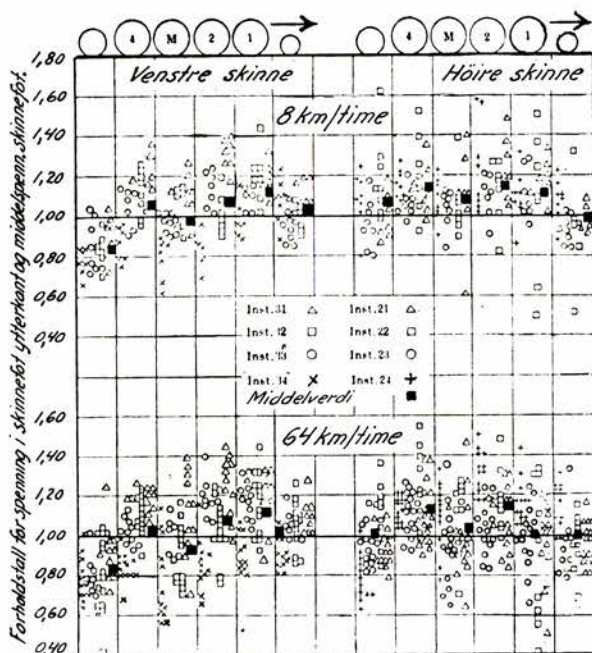


Fig. 2. Forholdstall for spenninger i de respektive instrumentpunkter ved Damplokomotiv på rettlinje.

som i Amerika, at sporet bør være stivt i sig selv og være godt og jevnt pakket, så det ikke gir sig ut til siden for den minste påkjenning fra det rullende materiell. Med en overbygning med skrudde underlagsplater og fastskrudde eller fastkilte tunge, kraftige skinner vil hele sporet virke som en stiv ramme med en helt annen sidestivhet enn ved almindelig doggsystem, hvor hver skinnestreng faktisk kan bevege sig uavhengig av den annen.

Sidestiv, veljustert rettlinje med riktig sporbredde vil nedsette sidepåkjenningene til et minimum forutsatt at det rullende materiell er velkonstruert. Nettop for det rullende materiell har pålitelige målinger av sidepåkjenninger kanskje den største betydning, idet de åpner øinene for feil som man ofte ikke vet eksisterer. Ett er i alle fall sikkert, at store hjulgrupperinger i stive rammer, mangelfull hjulplasing, massefordeling og utbalansering av traksjonskrefter skaper store og uberegnelige styringskrefter så vel ved små som ved store hastigheter, og selv om vi ved velkonstruert materiell på veljustert skinnegangs rettlinje ikke kan påvise at påkjenningene øker noe vesentlig med hastigheten, kan vi være forvisset om at alle feil så vel i spor som i materiell lett vil skaffe påkjenninger som øker med hastigheten.

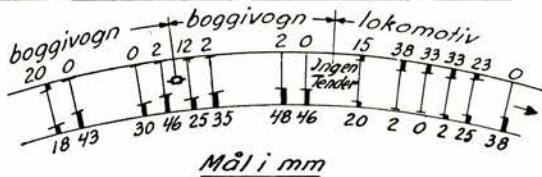
I forbindelse med disse betraktninger over styringstrykk i rettlinje, skal jeg også få referere et par eksempler fra de amerikanske undersøkelser av sidebøiningspåkjenninger i kurver.

For å få et inntrykk av hjulenes stilling på skinnene i en kurve lot man lokomotivet komme til ro i kurven uten anvendelse av bremses, og målte klaringen mellom hjulflens og skinne. Målene blev tatt litt over skinnhodets midthøide.

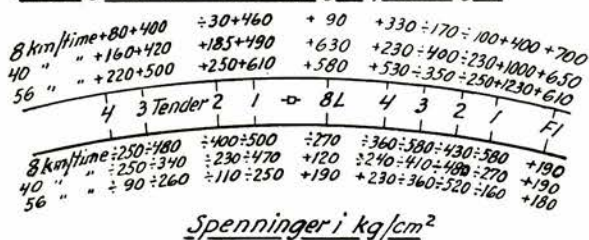
Fig. 4 A viser klaringsdiagram for damplokomotivet i en kurve med radius ca. 175 m. Det førende ytre løpehjul flens lå i hel kontakt med skinnen, mens 1. drivhjul lå omtrent i midtstilling, og 2., 3. og 4. praktisk talt i kontakt med indre skinne. Det 4. drivhjul bevirket allikevel positiv sidespenning i ytre skinne, idet klaringen i lageret var helt tatt. Ved for-

Fig. 4. Damplokomotiv i kurve R=175m

A. Diagram for klaring mellom flens og skinne.



B. Diagram for sidebøinings spenninger.

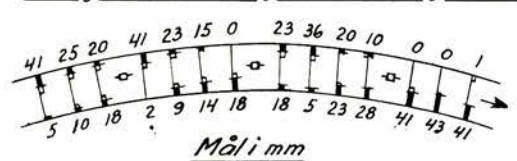


søket var tenderen koblet fra og istedet var 2 boggivogner tilkoblet, og disses hjulstilling viser typisk orientering langs ytre skinne.

Fig. 4 B viser diagram for sidebøiningspenninger. Her er tenderen tilkoblet og boggivognerne frakoblet. Spenningene i diagrammet skyldes selvfølgelig ikke bare styringstrykk. Her deltar også centrifugalkraften med sitt bidrag til spenningene, men ved å sammenholde diagram for klaring og spenning fremgår det ganske klart at det er styringen av lokomotivet som er skyld i den ujevne sidetrykksfordeling og hermed også til de største spenningsøkninger. Ved økende hastighet ser vi her en typisk, og spesielt for 1. drivhjul en meget stor økning i sidespenninger, den største som overhodet blev funnet under disse forsøk. 4. drivhjuls trykk øker også med hastigheten, og det er det eneste av drivhjulene som gir positiv spenning i innerskinne. På klaringsdiagrammet er både 1. og 4. hjuls flens uten kontakt med ytterskinne, et forhold som spenningsdiagrammet klart viser forandrer sig med hastighetsøkningen, hvad man også konstaterter ved kontroll under fart. Innerskinnen får altså vesentlig negative spenninger, som dels skyldes rammens stivhet og dels glidning av hjulflensen på innerskinnen. 4. drivhjuls positive spenning i innerskinne ved 56 km/time er et resultat av lokomotivets dreining om sin vertikale treghetsakse. Det er påfallende at det førende løpehjul påkjenninger på skinnegangen nærmest holder sig konstant.

Fig. 5. General Electric Passasjer Lokomotiv i kurve R=175m.

A. Diagram for klaring mellom flens og skinne.



B. Diagram for sidebøinings spenninger.

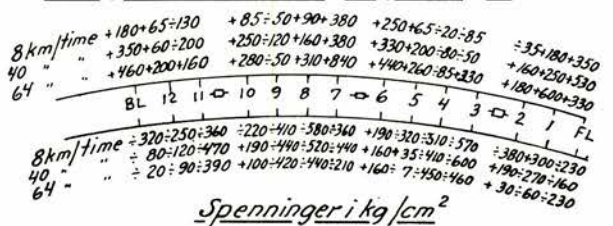


Fig. 5 A og B viser klarings- og spenningsdiagram for General Electric passasjerlokomotiv i en kurve med radius ca. 175 m.

Klaringsdiagrammet har svært meget tilfelles med damplokomotivets. På løpehjulakslen og på 1. og 2. drivhjulakslen, som sitter i samme ramme, er ytre hjuls flens i kontakt med ytterskinnen. Neste gruppe styres av den første gruppe og gir forholdsvis små spenninger i ytre skinne. På den 7. drivaksel, som er den førende i neste 8-hjuls gruppe, har ytre hjuls flens igjen full kontakt med ytre skinne, og dette hjul overtar styringen av lokomotivets annen halvdel.

Spenningsdiagrammet er i klar overensstemmelse med klaringsdiagrammet. Det er spesielt 1. og 7. drivaksels ytre hjul som opviser store spenningsøkninger, og det er disse hjul som i første rekke overtar styringen av hver sin halvdel av lokomotivet, mens 6. og 10., de bakerste aksler i hver sin 8-hjuls gruppe, er de eneste som opviser positive spenninger i innerstreng.

Av disse eksempler vil det fremgå, at økningen av sidespenningen i kurvet spor for en stor del skyldes styringstrykket, og i motsetning til forholdet på rettlinje får vi her en spenning som øker sterkt med

hastigheten og selvfølgelig også med kurvens krumning.

Gode lange overgangskurver og veljusterte cirkelkurver med størst mulig overhøide og kraftig bygget spor vil redusere spenningene, men før vi får rullende materiell hvor hvert enkelt hjul innstiller sig tangentielt til kurven, og før hjulene på samme aksel kan løpe på hver sin skinne i innbyrdes ubundet løp, sann som det er på alt annet rullende materiell i verden, før vi kommer så langt må vi i kurver alltid regne med styringstrykket som en viktig faktor.

LASTERAMPER AV TORV

Av overingeniør Kr. Henriksen.

Ved Statsbanene er det i de senere år blitt et betydelig øket behov for lagerplasser og dertil hørende oplastingsramper. Spesielt gjelder det lagring av ved og tømmer; for tømmerets vedkommende trenges særlig stor plass, bl. a av hensyn til målingen.

Som et surrogat for lasteramper av stein eller betong, som faller uforholdsmessig kostbare, er ved flere stasjoner på Numedalsbanen med fordel anvendt lasteramper opsatt av god, sammenhengende gress torv, stukket i rektangelform og murt op lagvis i forband. De har stått sin prøve i mange år. Fig. 1—4 viser en rampe under opsetting og ferdige ramper, den ene med steil — den andre med slak skråning.

Selvfølgelig tåler ikke disse ramper om sommeren noe større hjultrykk utpå kanten, i så fall benytter man steinrampen som i almindelighet has i en kortere lengde. Men om vinteren når man vesentlig har bruk for dem, er de tilfredsstillende i enhver henseende.

Utgiftene er selvtølgelig helt minimale sammenlignet med ramper av stein eller betong.

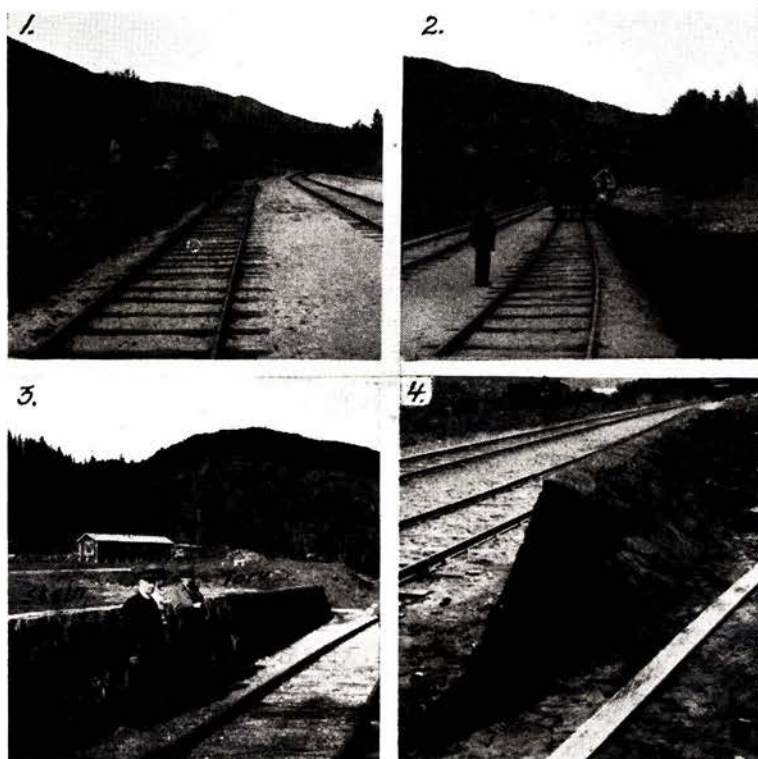


Fig. 1—4.

BEHANDLING AV JERNBANEVOGNERSTEAKTREVEGGER MED OXALSYRE

Av verksmester Edv. Evensen, Drammen.

De første boggivogner til Statsbanene var utvendig kledd med jernplater, men fra ca. 1895 gikk man over til bare å bruke panel av teaktre hertil. Grunnene til dette kan være flere, men jeg må dog bemerke, at vogner kledd med jernplater med de nuværende hjelpemidler blir billigere å vedlikeholde enn teakpanel. Teakpanelet blir ikke malt med farge, men bare beskyttet med linolje og lakk. Det går en tid bare å vaske og lakkere panelet, men når belegget blir for tykt må det avskrapes. Før år 1900 var dette et stort arbeid som tok ca. 2 uker for 2 mann. Det blev da brukt blåselampe for å varme opp belegget og etterpå måtte det slipes grundig med sand-

papir på en korkkloss for å få bort den grå farge i treet og gjøre dette jevnt og glatt.

Omkring 1901 kom så i handelen et nytt middel til å oppløse lakken og det lettet arbeidet en del, men det måtte fremdeles slipes grundig. Dette middel har senere vært i bruk under forskjellige navn som Pavar, Taxite, Elektrik og Antilakolin, inntil det nu har fått navnet Lakkavtager, som vel er det riktige og best forståelige.

Da teaktre som nevnt blir grått av vær og vind, måtte også en del av selve treet avskrapes for å få vognen jevn og pen. Derved hadde panelet lett for å bli hakket, hva der viste seg best når vognen var lakkert.

Dette kan nu undgås ved å bruke oxalsyre under avvaskingen. En smører da først rikelig på med lakkavtager 2—3 ganger og lar laget bli helt oppløst. Så skrapes med vinkelskraper i sakslipping, idet skrapen føres

lett over så den ikke hakker inn i treet. Til fuger, lister o. l. brukes myke stålborster. Sliping med sandpapir er da bare undtagelsesvis nødvendig. Med denne behandling blir panelet like glatt og fint som da vognen var ny. Den grå farge i panelet er det ikke nødvendig å skrape vekk, da oxalsyren tar den helt bort selv om den også er blitt blå.

Oxalsyren oppløses i varmt vann tilpasset etter behovet, da virkningen ses på ti minutter, men treet må først være helt rent for linolje m. v. for at syren skal virke. Skulde det være noen flekker som ikke blir bra, slipes litt med sandpapir samtidig med at oxalsyren smøres på. For å bruke samme stillasjen smøres syren på samtidig etter hvert som veggen skrapes.

Når oxalsyren etter noen timer er tørr kan vognen vaskes med vann eller en kan vente med vaskingen i 14 dager eller mer uten at det gjør noe. Til vasken må brukes varmt vann (helst ca. 80°), da en ellers ikke får syren bort og uten at den er helt fjernet tører hverken linolje eller lakk. Teaktre påvirkes ikke av vann således som gran og furu, der som kjent blir lurvet og ujevnt fordi det er løsere i veden. Når teaktreet er tørt etter vasken er det like glatt og fint som før ved denne fremgangsmåten. Vasker man derimot panelet først med vann før man bruker oxalsyren blir treet litt lurvet av den sterke syren.

Oxalsyre kan også brukes på eketre og mahogni, men dette har mindre interesse, da disse tresorter brukes lite i vognene. Ved den her beskrevne arbeidsmåte kan man nu skrape en vogn på ca. 40 timer, mens det for ca. 40 år siden medgikk ca. 200 arbeidstimer — eller fem ganger så lang tid — til samme arbeid med den fremgangsmåte og de midler man da hadde.

BROER AV STÅLBJELKER INNSTØPT I BETONG

Sammenlignet med ren jernbetong.

Innstøpte stålbjelker — valsete eller sveisete — foretrekkes ofte ved broer inntil ca. 20 m spenn på grunn av enkel konstruksjon og utføring (se fig. 1). Etter tyske forskrifter skal disse broer beregnes således at stålbjelkene alene bærer og betongen bare er dødvekt og tjener til beskyttelse av stålet. Mobillasten kan da regnes jevnt fordelt på en bredde av 2,5 m ved veibroer og 3,5 m ved jernbanebroer, men krever da en kraftig tverrarmring av rundjern. På grunn av for svak tverrarmring er det i mange tilfelle opstått lengdesprekker i betongen mellom stålbjelkene.

Denne foreskrevne beregningsmåte stemmer dog ikke med de virkelige forhold, da betongen også hjelper en god del til å øke bæreevnen, fordi den får en intim forbindelse med stålbjelkene, som den skal beskytte mot rust. Denne medvirkning av betongen har man eksempler på bl. a. fra en jernbanebro med 10,8 m spenn, hvor nedbøiningen for tunge lokomotiver blev målt til bare $\frac{1}{7}$ — $\frac{1}{10}$ av den etter forskriftene beregnede nedbøining. Tross denne kjennsgjerning blir dog stålbjelkene ofte

dimensjonert for en nedbøiningsgrense = $\frac{1}{500}$ l så den tillatelige spenning ikke blir utnyttet selv ved den

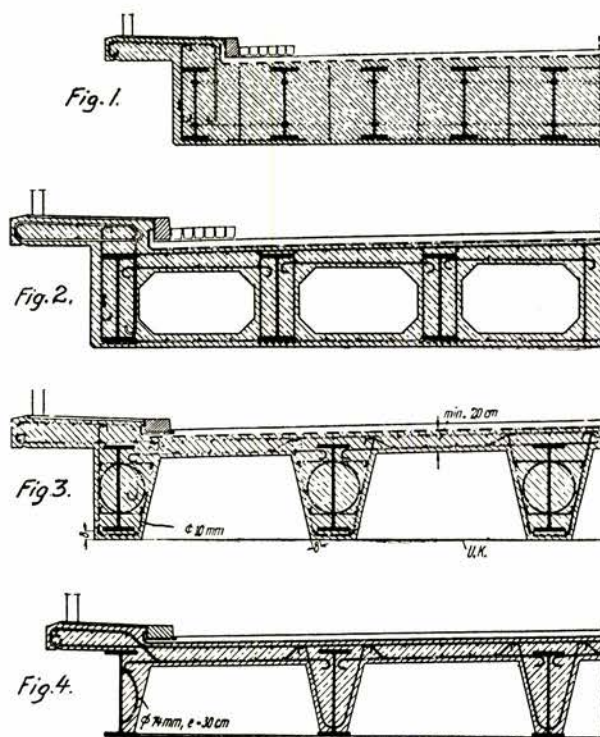
ugunstigste beregningsmåte. Forholdet mellom målt og beregnet nedbøining viser hvor meget broens tregghetsmoment øker ved hjelp av betongen og hvor lav spenningen i stålbjelkene blir som følge derav. Ved ovennevnte jernbanebro hvor målinger blev utført kan man gå ut fra at betongen intet sted vil få sprekker, da den ikke får spenninger av egenvekten, men bare av mobillasten. Selv om man ser bort fra betongens strekkfasthet blir de etter forskriftene beregnede stålbjelker ikke utnyttet p. gr. av betongens medvirkning i trykkgurten. Stålforkbruket ved de hittil byggede broer av denne type er derfor meget stort sammenlignet med andre konstruksjoner. Således brukes ved rene jernbetongbroer bare ca. 35 % og ved stålbroer med kjørebane av jernbetong bare ca. 64 % av den stålmenge som trenges ved de hittil byggede masivbroer av denne type.

For broer av innstøpte stålbjelker kan nevnes følgende fordeler sammenlignet med andre konstruksjoner:

1. Kan om nødvendig opføres uten stillas, hvorved kortere byggetid.
2. Enkel statisk beregning. (Normaler.)
3. Enkel byggemåte, når stillas bortfaller. Men alm. god betong må brukes av hensyn til rustbeskyttelsen.
4. Rustbeskyttende maling bortfaller. De er dog mindre sikker mot røkgass enn ved alminnelig jernbetong.
5. Lav konstruksjonshøide. Kan også opnåes ved andre konstruksjoner.
6. Friere plassering av jernbanespor f. eks. på stasjoner.

Besparelse i det ovennevnte store forbruk av stål kan opnåes ved flg. forholdsregler:

1. Reduksjon av egenvekten ved hulrum i betongen som vist på fig. 2 eller utsparring på undersiden (fig. 3 og 4).
2. Svakere dimensjonering av trykkgurten ved sveiste bjelker.



3. Supplering av strekkgurten med armering av rundjern.

4. Ved å regne med samvirket mellom betong og stålbejelke.

5. Riktig lastfordeling.

Punkt 1 krever dog stillas og kostbar forskaling samt ekstra jernarmering, hvorved vinningen går opp i spinningen. Skal undre bjelkeflansj støpes inn til beskyttelse mot røkgass (fig. 3) bør dette sikrest skje på netting og med 6—8 cm tykt lag for å kunne bruke almindelig betong hertil.

Fri undergurt (fig. 4) foretrekkes ofte fordi den lettere kan kontrolleres og holdes rustfri med maling. Forskalingen blir betydelig enklere når betongen trekkes litt inn på undre bjelkeflansj så forskalingen kan oplegges herpå.

ført delvis med og uten hensyntaing til samvirke mellom stål og betong samt for bjelkebroer med overliggende jernbetongplate (nr. 7 og 8) og rene jernbetongbroer (nr. 9 og 10). Ved ellers ens byggemåte reduseres egenvekten med avtagende stålmenge, da bjelkenes antall og avstand forandres. Besparelsen av stål ved samvirke mellom stål og betong sammenlignet med den gamle bygge- og beregningsmåte (fig. 1) går op til 45%. Fordelaktigst er den rene jernbetong nr. 9 og 10, hvor stålvekten går ned helt til 33%. Med lettere kjørebane blir forskjellen ennu større.

De foreliggende normaler for de gamle, tunge broer fig. 1 har sikkert bidratt meget til den hyppige bruk av disse. Men der kunde jo også oppstilles nye normaler med alle nødvendige dimensjoner etter beregninger, som tok hensyn til samvirke mellom stål og betong samt til tverrfordelingen ved forskjellige bredder og spennvidder.

Innstøpte stålbejelker bør dog bare undtages visvis velges og kan da beregnes ved hver anledning. Sammenlignet med de vanlige stål- og jernbetongbroer har de nemlig almindelig bare berettigelse hvor der ikke er adgang til å sette op stillas og hvor særlig stor rustfare taler mot bruk av åpne stålbejelker.

Utdrag efter Dr. Ing. Fritz Leonhardts artikkel i «Die Bautechnik» 1940, h. 31 ved Red.

HYDRAULISK VOGNSTOPPER

Ved stasjonen Aldgate Ost i England er utført en vognstopper med en ny konstruksjon av firmaet Ransomes & Rapier Ltd. Den nye vognstopper, som er vist på fig. 1 og 2, arbeider efter det kjente og prøvde hydrauliske prinsipp, hvorved motstanden optas av et stempels bevegelse i en sylinder fyllt med væske — i dette tilfelle olje. Det bemerkelsesverdige ved den nye vognstopper er, at den har en ualmindelig stor forskyvningslengde. Ved almindelige konstruksjoner er denne maksimalt begrenset til ca. 3½ m, mens forskyvningslengden ved denne vognstopper er ca. 5,2 m (17'). Bufferen skal nemlig kunne opta et tog på 300 t vekt, som kommer med en fart av 21 km/h. Motstanden, som praktisk talt er ens gjennom hele forskyvningslengden, utgjør 106 t.

Som det ses av fig. 1 er vognstopperen innbygget i en ca. 1,5 m dyp og ca. 13,2 m lang grube og består av en avstivet bufferkonstruksjon, som i den ene ende er forsynt med glidesko som løper på sporskinnene, hvorved vertikaltrykket av skoene optas av undersiden av den langs gruben liggende bærebjelke. Denne er ca. 6,8 m lang og bærer på opsidens sporskinnene over den åpne grubes spenn. Som det sees av fig. 1 er bufferkonstruksjonen forbundet med en stempelstang, som fører til stampelet i en hydraulisk cylinder. Denne stang er tilstrekkelig lang til å opta hele forskyvningen på ca. 5,2 m. Cylinderen er solid forankret, da den må opta hele lengdekraften i bufferen. Forankringen som er vist i fig. 2 består av 4 stk. 3" Ø bolter med passende kryssdragere, som er forbundet med 3 loddrette I-bjelker innbygget i fundamentet. Til sikring av disse bjelker er under grubesålen anordnet en forsterkning. Cylinderen er også avstøttet på forskjellig måte mot endeveggen mellom grubebjelkene.

Konstruksjon	Beregnet med		Stålforbruk					Betongforbruk	Statisk virksom høyde
	Samvirke	Lastfordeling	Egenvekt	Hovedbæner	Tverrbæner og armering	Total stålmenge	%		
	ja/nei	ja/nei	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	%	m ³ /m ²	cm
1.	nei	nei	2458	281	17	298	100	0,98	80
2.	ja	nei	2440	263	17	280	94	0,98	92
3.	ja	ja	2413	235	3+5 = 18	253	85	0,98	92
4.	ja	ja	1547	185	3+5 = 22	207	70	0,61	92
5.	nei	ja	1030	171	6,5+17 = 23,5	194,5	65	0,38	80
6.	ja	ja	1010	151	22+3,5 = 25,5	174,5	58	0,38	92
7.	nei	ja	681	139	22+3,5 = 25,5	196	66	0,22	80
8.	ja	ja	720	115	5,7	172	58	0,26	111
9.	ja	ja	2275	-	115	115	39	0,98	92
10.	ja	ja	1090	-	5,94 = 99	99	33	0,45	92

Fig. 5.

Overalt er regnet med σ maks. = 1400 kg/cm² for stål. Høyde av stålbejelker 80 cm.

Tabellen fig. 5 viser resultat av sammenlignende beregninger for en hovedveibro med 15 m spenn og 9 m kjørebredde med samme konstruksjonshøyde 92 cm uten avdekking og veidekke, samt uten eventuelt nedre betonginnkledning av stålbejelkene. Stålforbruket er op-

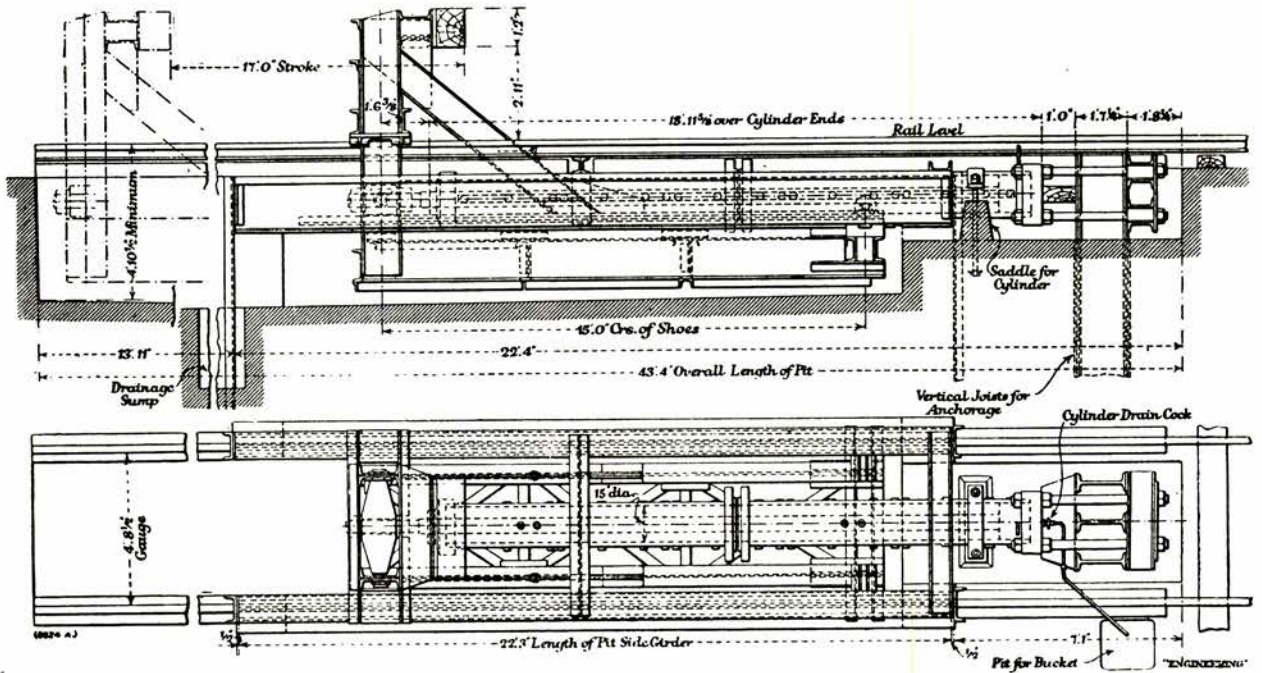


Fig. 1.

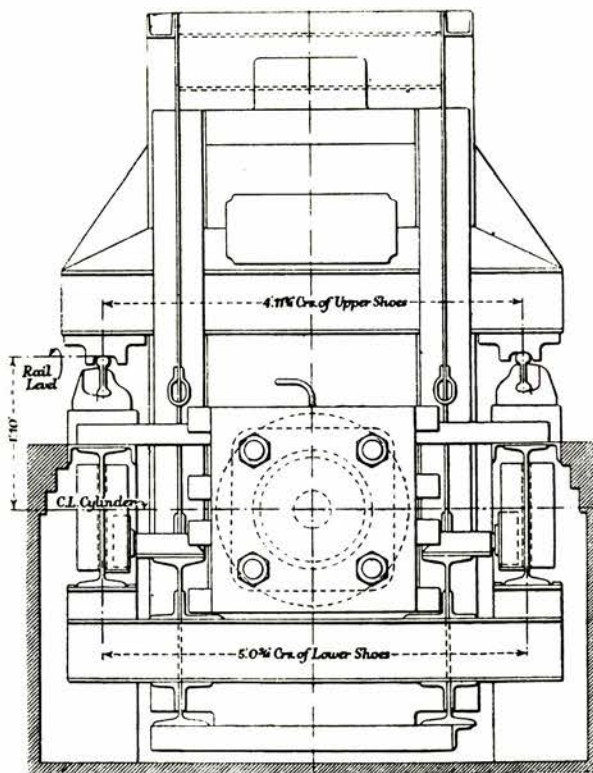


Fig. 2.

Cylinderen har en innvendig diameter av 381 mm (15") og består av to lengder trukne stålrør uten skjøt, som på midten er forbundne med utvendig sammenskrudde muffelasker. Videre har cylinderrørene også skruvegjenger i bakre ende for å oppta forankringen, og i forenden til befestigelse av et stoppløkk, som er forsynt med en U-

formet lærmansjett for å hindre utflytning av olje langs stempelstangen. Denne er som fig. 1 viser forbundet med bufferkonstruksjonen ved en leddforbindelse for å undgå alle bøiningspåkjenninger på den. Cylinderstempelet er forsynt med to langsgående rillespor, som går i to forjyngede føringsskinner på cylinderens innerflate. På grunn av føringsskinnes forjynging (svak konvergering) oppstår der under stempelets gang en liten åpning mellom føringsskinnes og rillesporets kanter hvorigjennem oljen presses fra stempelets forside til dets bakside. Tversnittet av disse åpninger er ordnet således at bremskraften blir konstant. Cylinderen er forsynt med kraner for påfylling av suppleringsolje og utblåsing av luft. Cylinderens midtakse ligger 560 mm (1' 10") under skinneoverkant og ca. 1,62 m under bufferaksen så der ved togets støt oppstår en betydelig veltende kraftvirkning (kippvirkning). Derfor har selve bufferstillaset en lengde av 4,6 m (15') mellom midten av øvre glidesko som løper på sporskinnen og midten av andre glidesko som løper på undersiden av den langsgående bjelke i gruben. Som det fremgår av fig. 1 er bufferstillaset godt avstivet og forsynt med strevere for å hindre vridninger ved støtet. På bufferen er som vanlig også påsatt en trebjelke ca. 10" × 14".

En automatisk tilbakeføring av vognstopperen etter støtet var ikke forlangt ved denne konstruksjon. Som det sees av fig. 1 er derfor på diagonalstreverne anbragt kjettingledd (øier) i skinnehøyden til bruk for tautalje, hvormed den bevegelige bufferdel blir trukket tilbake i utgangsstilling.

Efter «Engineering» 4. nov. 1938, s. 531 og «M.d. int. Eisenb. Kongress-Ver», nr. 3, 1940. Red.

TRANSPORT AV LANGE SKINNER PÅ TRALLER

I Sveits er man også gått over til å bruke lange skinner for å innskrenke antall av skinneskjøt, som jo er det svake punkt i skinnegangen. Der sveises da sammen 3 stk. gamle 15 m lange skinner efterat de nedslitte endene er kappet av $\frac{1}{2}$ m så man får de nye sveiste skinner på 42 m lengde. Man hadde i begynnelsen en del betenkeligheter ved lastning, transport og avlastning av

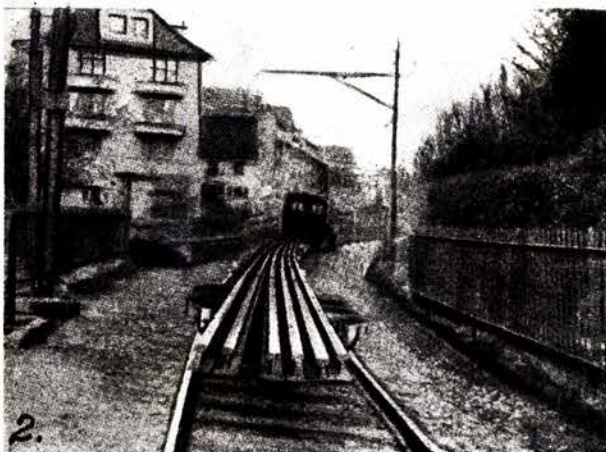


Fig. 1 og 2.

så lange skinner, men ved å innrette sig på flg. måte går dette forholdsvis lett:

Lageret av skinner som skal behandles på denne måte legges i høide med transporttrallene (fig. 1). Da kan 4—6 mann uten vanskelighet føre de 42 m lange skinner, som veier ca. 1900 kg, inn på trallene, hvorav der brukes 4 stk. under hele lengden og lastes 6 skinner ved siden av hverandre. Settet kjøres ut til arbeidsstedet med en motorvogn og det har vist sig å gå godt selv i kurver med 165 m min. radius (fig. 2). I kurver med liten eller ingen overhøide fant ingen forskyvning av skinnene sted på trallene, men hvor overhøiden var større gled skinnene på de to midterste traller inn mot sentrum og stillet sig som korde til kurven. Lemmen på de midtre trallene blev derfor smurt for at glidningen ikke skulde bremse, mens skinneendene på de to ytterste traller var stengt med klosser for å hindre forskyvning.

Avlastningen gikk likeledes hurtig og lett på slisker av jern fra trallene og blev utført av 5—6 mann.

Efter S. B. B. Nachrichtenblatt, nr. 4, 1940 ved Red.

PERSONALFORANDRINGER

VED STATS BANENE

Hovedstyret.

Assistentingeniør Eystein *Wichstrøm*, Oslo, er konst. som avd.ingeniør kl. B.

Tegner Vidar *Johnsen* og Arne *Bergset*, Md.kontor, er konst. som konstruktører.

Fullmektig Hans *Sundt*, kontrollkont., er konst. som førstefullmektig sammesteds.

Fullmektig Olaf *Haarberg* er konst. som førstefullm. ved innkjøpsjefens kontor.

Oslo distrikt.

Jernb.eksped. Otto *Pedersen*, Reisekont., er ansatt som stm. ved Hanestad.

Tegner Wilhelm *Eckhoff*, Oslo, er konst. som konstruktør.

Bestyrer Hans *Mysen*, Grefsen, er ansatt som stm. ved Kjelsås.

Førstefullm. Trygve *Skuterud*, Oslo Ø., er ansatt som stm. ved Våler.

Fullm. Øistein *Heen*, Dc.kont., er ansatt som stm. ved Hauer seter.

Konst. fullm. Oscar *Sæther*, Dc.kont., er konst. som førstefullm. sammesteds.

Konst. fullm. Ole *Baukhol*, Dc.kont., er konst. som førstefullm. sammesteds.

Stm. Fr. *Alstergren*, Jaren, er avgått med pensjon fra 26. sept. 1940.

Drammen distrikt.

Stm. A. *Espeland*, Brevik, er ansatt som stm. i Larvik.

Stm. Sv. *Daht*, Nakkerud, er ansatt som stm. ved Røyken.

Konst. tegnere Leif *Engebretsen* og Helge *Jørstad*, Drammen, er konst. som konstruktører.

Førstefullm. Ove M. *Amundsen*, Oslo Ø., er konst. som bestyrer ved ilgods Oslo V.

Førstefullm. K. J. *Borgersen*, Dc.kont., er ansatt som stm. ved Nordagutu.

Fullm. J. *Aarland*, Kongsvinger, er ansatt som stm. ved Lier.

Fullm. Sverre *Eriksen*, Oslo V., er konst. som førstefullm. sammesteds.

Hamar distrikt.

Stm. O. J. *Strand*, Berkåk, er ansatt som stm. ved Dombås.

Fullm. Johan Arthur *Hagen*, Hamar, er konst. som førstefullm.

Stm. Johannes *Winther*, Øyer, avgikk med pensjon fra 4 okt. 1940.

Trondheim distrikt.

Jernb.eksped. Harald *Hoff*, Dc.kont., er konst. som fullm. sammesteds.

Fullm. Erling *Vibe*, Dc.kont., er konst. som førstefullm. sammesteds.

Stm. Johs. *Johansen*, Hakadal, er ansatt som stm. ved Levanger.

Inspektør O. *Moen*, Hovedst., tjenstgjør som midlertidig trafikloverinspektør.

Tegnerne Kjell *Authen* og Bård *Benum*, Thm., er konst. som konstruktører.

Bergen distrikt.

Jernb.eksped. H. *Hovde*, Hovedst., er ansatt som stm. ved Evanger.

Stavanger distrikt.

Konst. jernb.eksped. Ths. H. *Haaland*, Dc.kont., er konst. som fullm. sammesteds.

Narvik distrikt.

Konst. førstefullm. Anton *Brekken*, Narvik, er konst. som bokholder.

Jernbaneanleggene.

Avdelingsing. kl. B Leif B. *Blackstad* er konst. som avd.ing. kl. A.

Avdelingsing. kl. B Kristian W. *Haaland* er konst. som avd.ing. kl. A.

LITTERATUR

Grunnvannbrønner

av statsgeolog dr. *Gunnar Holmsen*.

Norges Geologiske Undersøkelse — småskrifter nr. 4 — 1940.

Dr. *Holmsen* har her på 16 små sider med 5 illustrasjoner gitt en grei og instruktiv fremstilling og veiledning i det ofte aktuelle vannspørsmål, som også er av stor interesse og betydning for jernbanen, særlig ved mindre stasjoner og enkeltliggende bygninger som vokterboliger o. l. Det brukes jo nu meget mer vann i husholdningene — heldigvis — også på landet, enn for en menneskealder siden. Og det gjelder da å skaffe tilstrekkelig mengde, også for et sannsynligvis økende behov i fremtiden, på sikreste, letteste og billigste måte. Dette vil denne veiledning kunne bidra meget til, så den på det beste må anbefales til alle jernbanefolk som arbeider med planlegging og utføring av vannforsyning på sådanne steder.

Heftet er opdelt i flg. avsnitt, som inneholder mange gode råd og vink: Overflatevann og grunnvann; Grunnvannets forekomst; Forsøksboring; Vannets hardhet, jerninnhold og saltføring; Valg av brønnplass; Brønnbygging i sand eller morenegrus (muret (fig.), armert jernbetong (fig.) og laftet) og i leire (kumbrønn, rørbrønn — Abbesinerbrønn (fig.) samt Dypdrenering med snitt-tegning herav. Heftet er tilsalgs for 50 øre. *Red.*

LITTERATURHENVISNINGER

TIL UTENLANDSKE TIDSSKRIFTER M. V.

(Fortsatt fra nr. 4.)

838. Ny form av overgangskurver i jernbanespor, av prof. Robert *Findeis* i «*Organ*» 1937, h. 24, s. 439, 10 fig. Anbefaler den kurvede overhøide-rampe som fordelaktig og naturlig i motsetning til den rettlinjede rampe (jfr. Meddel. fra N. S. B. 1937, nr. 5, s. 86). *Prinsippet* for den nye form er, at annen halvdel av overgangskurven skal ha samme avstander målt fra cirkelkurven som første halvdel har fra rettlinjen (tangenten). Denne overgangskurve er av forf. kalt for «Avstandslinje» og menes å opfylle alle rimelige teoretiske

krav. Utstikning av denne overgangskurve krever ikke mer arbeid enn alm. ved den nu brukte.

839. Sikring mot kastning (sideslyng) i gjennomgående sveiset spor, av Reg.baum. *Lederle* i «*Organ*» 1937, nr. 24, s. 443, 8 fig. Prinsippet er enten at hverannen skulle legges på skrå i kurvene eller alle sviller *motsatt* på skrå så de sammen med skinnene danner et fagverk. Denne ordning er prøvet med godt resultat ved en smalsporet jernbane.

840. Motorvogn for kontrollmåling av skinnegangen ved tyske Riksbaner, av Reichsbahn-oberass. E. *Hüttebräucker* i «*Organ*» 1937, h. 24, s. 448, 7 fig. og pl. Til prøvning for den nu meget utbredte motorvognkjøring på samme måte som den tidligere målevogn for alm. kjøring (jfr. Meddel. N. S. B. 1936, nr. 3).

841. Utvikling av overbygningens beregning av dr. Robert *Hanker* i «*Organ*» 1938, h. 3, s. 45—60, 26 fig. En oversikt over utviklingen av overbygningens beregning hittil. Beregning av *Winkler* og av *Zimmermann*. Achsstandformelen. Prøver med spenningsmåling m. v. Beregning som langbærer. Tillegg for hastigheten. Bøiningsspenningen σ og trykket «*p*» på grunnen skal være maks. ved 1) nye spor $\sigma = 1200$ kg/cm² og $p = 2,0$ kg/cm², 2) kontrollprøving av gamle spor $\sigma = 1700$ kg/cm² og $p = 2,5$ kg/cm².

842. Regulering av mindre vannløp, av dr.ing. Chr. *Keutner* i «*Bauingenieur*» 1938, h. 11/12, s. 168, 46 fig. Mange eksempler på heldige løsninger både i bebygde strøk og i fri natur. Avtrapning av bunnen. Sammenstøt av to vannløp. Utforming av brekkpunkter i fall som skråflater og innlegging av beskyttelsesstrekninger.

843. Cementinnholdet i ferdig betong, av dipl.ing. H. *Streicher* i «*Beton u. E.*» 1938, h. 5, s. 95, 1 fig. Grafisk tabell for å finne vekten av cement i kg pr. m³ betong, når opgitt sandvolum og spes. vekt og hertil blandet vekt av cement og vannvolum. 2 eksempler på fremgangsmåten.

844. Forskningsarbeider for utvikling av sveiseelektroder særlig for stålkonstr. av dr.ing. K. L. *Zeyen* i «*Der Stahlbau*» 1938, h. 6, s. 41, 10 fig. (Bilag til «*Die Bautechnik*» 1938, h. 12.)

845. Vedlikehold, nybygging og ombygging av jernbanebroer, «*Organ*» 1938, h. 5—6, i *Sveits*, 20 fig.; hvelvbroer i *Østerrike*, 5 fig., 1 planche; i *Ungarn* 5 fig., eksempler; ved *tyske Riksbaner* 11 fig, ny avdekningsmåte og frontmur på en kulvert; ved *Nederlandske jernb.* 8 fig.; *svenske statsbaner* 2 fig.

846. Rust og rustbeskyttelse ved stålbroer av Reichsb.oberass. *Brodersen* i «*Organ*» 1938, h. 5—6, s. 110. Av Tysklands årlige forbruk på ca. 11 mill. tonn stål til verdi ca. 2 milliarder RM. blir antagelig ca. 600 000 t ødelagt av rust. Beregnet etter tærings-hastigheten: i industristrøk $0,5$ kg/m² = 0,08 mm årlig og på landet $0,125$ kg/m² = 0,02 mm årlig, gir det et tap av ca. 125 000 t årlig i Tyskland. I England er funnet at ved stål utsatt for saltvann er rusttæringen ca. 0,25 kg/m² = 0,04 mm p. å. Tap ved rust på jernkonstr. er i Tyskland beregnet til mellom 1%—6% av det årlige forbruk. *Beskyttelse* ved overtrekk av cement (betong),

A/S SKABO JERNBANEVOGNFABRIK

SKØYEN PR. OSLO

Grunnlagt 1864

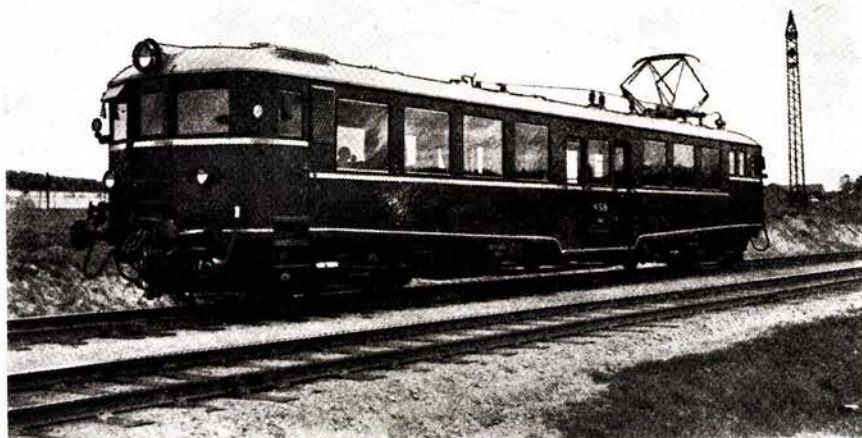
Sølvmedalje
Kristiania 1880

Gullmedalje
Kristiania 1883

Æresdiplom Jubilæums-
utstillingen 1914
(høieste udmerkelse)

**Jernbane- og
sporveis-
materiell**

Bilkarosserier



Elektrisk motorvogn for Norges Statsbaner

Mot sopp og råte i hus og skute:



ANTIPARASIT - T

Eldste norske kobberimpregneringsmiddel.
Anerkjent av autoriteter, og prisbelønnet.
Handelsvaren kontrolleres *stadig* av Prof. Printz som
mykologisk sakkyndig.
Forlang garanti for originalvare!

WILLIAM NAGEL A/S - Oslo



GUMMIFABRIKEN NATIONAL A/S

Telefoner 12897 - 21017

OSLO

Telegr.adr. „Rubber“

Spesialfabrikk for tekniske gummivarer, såsom utvaskningsslanger for
koldt og varmt vann. — Dampslanger samt andre spesialslanger.
Leverer alle slags pakninger og annet materiell for jernbanene.



P
O
R
S
E
L
E
N
S



BELYSNINGER

ILDSIKRE, HYGIENISKE,
PENE, PRAKTISKE, BILLIGE

F O R L A N G



KVALITETSFABRIKAT
NORSK ARBEIDE MED
NORSK KAPITAL

NORSK TEKNISK PORSELENS A/s
FREDRIKSTAD



BROSTILLAS

HÖLLBRÜCKE in SCHRÖCKEN
ØSTERRIKE

Spennvidde 70 m. Høide 50 m.
Alle sammenføininger med BULLDOG

*Enefabrikasjon, Hovedlager og Eksport
av BULLDOG Tømmerforbindere:*

Ingeniør O. THEODORSEN, Oslo
Telefon 26127. Merkurgården. Tlgr.adr. „Dogbull“

THUNE

LOKOMOTIVER

A/s RODELØKKENS MASKINVERKSTED O S L O & **JERNSTØPERI** Tlf. 72 217

Leverandør av:

Sporveksler. Underlagsplater. Skinnestoppere,
Strekkbolter. Sikrings- og signalmateriell.

kjemiske preparater, metallovertrekk og forskjellig slags maling. Nyere metoder, utførelse, materialer, vedlikehold, akkordarbeide. Overflaten av 1 tonn stål er gjennomsnittlig ca. 12 m², ved lette konstr. ca. 15 m² og ved meget lette ca. 20 m².

847. Bredsporerte motorvogner av rustfritt stål. I Schw. Bzt. 1938, nr. 2, s. 20, 2 fig. I U. S. A. er bygget en del motorvogner for hurtigtog av rustfritt stål (18 % krom og 8 % nikkel) med 105—120 kg/mm² fastsatt og 15—20 % strekkbarhet med godt resultat til utv. klædning sammensatt av små profilstykker ved elektrisk sveising. Herved opnådd meget motstandsdyktige og stive vegger med forholdsvis liten vekt. Billig vedlikehold da ikke utv. maling. I Frankrike 20 nye døbl. vogner herav 40,7 m lang, egenvekt 66 t, driftsvekt 80 t, 132 sitte- og 190 ståplasser. 6 motorer tils. 1400 hk maks. kjørehast. 150 km/t. Elektr. spenning 1500 V.

848. Jordtrykkteorien under særlig hensyn til jordtrykkfordelingen, av ing. Johs. Ohde i «Bautechnik» 1938, h. 10/11, s. 150, 23 fig. og h. 13, s. 176, 13 fig. og h. 19, s. 241, 11 fig. Glideflatens form og trykkfordelingen er avhengig av den måte veggen (muren) beveger sig på. Alle forskere er enig om, at når en mur gir sig så meget for trykket av bakfyllen at der foregår en nedglidning av jordkilen, kan der regnes med den fulle friksjon mellom jord og murveggen. Beregning av jordtrykket på en stiv vegg som dreier om sitt nederste punkt.

849. Forbedring av jernbanespor i leirterreng. Se «Bautechnik» 1938, h. 14, s. 192 og «Railw. Gaz.» 5. nov 1937. Ved øket og tungere trafikk på gamle spor med pukkballed i leirterreng pumpes leiren etter hvert op og forurenser pukken så denne ikke virker etter sin hensikt, men blir usikker. Dette er rettet på i en 800 m lang leirskjæring på den engelske sydbane ved utgraving til 1,2 m under S. O. og godt drenert. Derpå et steinlag og 2,5 m brede betongplater, hvorpå legges gamle skinner til belastning for å vanskeliggjøre leirens optrenging i den nye ballastpukk som legges oppå betongplatene.

850. Kritiske betraktninger om nuværende og nyere beregningsmåte for jernbetong av dipl.ing. A. Pogány, Krakau, i «Beton u. E.» 1938, h. 6, s. 107, om *n*-metoden (forbedret og variabel «*n*») og den *n*-løse metode.

851. En automatisk førerbremesventil for trykluftbremses av dr.ing. F. Hildebrand og dr. E. Müller i «Organ» 1938, h. 8, s. 145, 9 fig. Den helautomatiske førerbremesventil, Knorr's selvregulator C, er skrittvis utviklet og har vist sin overlegenhet.

852. Innvendig lagring av hjulganger på jernbanevogner av overing. R. Ahrens i «Organ» 1938, h. 8, s. 152, 6 fig. og 1 planche diagrammer. De nyere *hulaksler* for lette hjulganger for utvendige lagere kan også brukes ved innvendig lagring. Ved innvendig lagring *forminskes momentet* på akslen til ca. $\frac{2}{3}$ av det vanlige ved utvendig lagring. Større levetid, mindre rustdannelse. Ikke vanskelighet med konstruksjonen. vekt- og plassbesparelse.

853. Nyere strømlinjelokomotiver ved franske, engelske og amerik. baner med damplok. i «Organ» 1938, h. 8, s. 155, 3 fig., 1 tabell. Innklædningen

er utført forskjellig: enten bare kjelen og førerhuset eller også de undre deler.

854. Nyere amerikanske Mallet-leddlokomotiver i «Organ» 1938, h. 8, s. 158, 3 fig., 1 tabell med detaljopp.

855. Undersøkelser om beskyttelse av tre mot ild, av L. Metz i «Holz» 1938, nr. 6, s. 217, 11 fig. og 4 tab. Av særlig virkning er de kjemiske forandringer ved syrer og alkalier som selv ved lav temperatur gir tre en utvendig forkulling, som danner et varmedempende beskyttelseslag. Dette hjelper dog *bare ved små dimensjoner* av trematerialer, ikke ved store.

856. Overflatebehandling av betong og jernbetong, av Oberbaurat Ernst i «Beton u. E.» 1938, h. 9, s. 145, 13 fig., og h. 10, s. 166, 16 fig. Også *særtrykk* for 1,60 RM. Betongens sammensetning, kornstørrelse, vanninnhold, blanding, tetting og forskalingen er av stor betydning. Overflatebehandling med steinhuggerverktøi. Små «mist» hugges *inn*, mens større må uthugges og gjenstøpes omhyggelig. Hvor betong er meget påkjent nytter det ikke å pusse overflaten, da puss lett sprekker og faller av.

857. Moment av vinstrykk ved buebroer med stort spenn, av prof. Karl Ljungberg i «Bauing.» 1938, h. 19/20, s. 296, 8 fig. Vinstrykk fremkaller store spenninger i sådanne buebroer. Prinsippene for beregning av vindtrykkmomenter i buen oppstilles og betydningen herav for dimensjonering vises ved noen eksempler.

858. Gittervegg som støttemur av overing. A. Schroeter i «Zement» 1938, h. 17, s. 264, 5 fig. Utført i Potsdam for å spare på armeringsjern. Konstruksjon, beregning og utførelse beskrives. Prisen på vekt mur kan derved reduseres til ca. halvdelen.

859. Sikringsforanstaltninger ved planoverganger på de tyske Riksbaner. Av Bauass. U. Müller i «Verkehrstechn.» 1938, h. 10, s. 229, 13 fig. Motarbeidelse av uhell. Forskriftenes virkning på de enkelte praktiske tilfelle og de forskjellige tekn. hjelpemidlers bruk. Varselskilter, lys og bomber m. v. Transparent skilt over veien uheldig.

860. Bidrag til teorien om setning av leirilag. Av prof. dr. I. Flamm i «Wasserkr. u. Wasserwirtsch.» 1938, h. 9—10, s. 97. Supplering av dr. ing. G. Heinrichs videnskapelige teori herom og påvisning av at en forenkling herav i alle tilfelle er berettiget for praktisk bruk i bygningsmekanikk.

861. Trykkledningsrør av vibrert jernbetong med jerninnlegg som på forhånd er satt under spenning. Av prof. Kleinlogel i «Beton u. E.» 1938, h. 10, s. 161, 7 fig. Praktisk erfaring har vist at sådanne rør tåler innvendig trykk op til 10 atm. og ved Züblinforspenning fra 1930 op til 20 atm. Pålitelig og økonomisk.

862. Erfaringer med leirjordholdig cement (Bauxitcement). Engelske prøver og undersøkelser ved The British Inst. of structural Engineers, se «Engng.» 145, nr. 3759, s. 101, 1938 og «Der Bautenschutz» 1938, h. 6, s. 72. Avbindetiden prøves med tilsetning av 22 % vann. Første avbinding normal etter 3—6

timer og endelig avbind. 1½ time senere. Etter 24 timer trykkfasthet 360 kg/cm² og etter 7 dager 500 kg/cm². Ikke brukes hvis bare 300 kg/cm² etter 24 timer ved blanding 3 sand : 1 cem. Prøving bare utf. av spesialister. Teoretisk vantilsetning 40 % av cementvekt. Den ideale vantilsetn. inkl. innhold i sand ca. 55 % av cementvekt. Alm. blandingsforh. 1 c + 5 s. Høiere temperatur fra 26—50 ° C har skadelig virkning.

863. Forskalingsolje til smøring av tre- og jernforskaling for betongstøpn. Av Reg.rat *Wernecke* i «Der Bautenschutz» 1938, h. 6, s. 69. (Bilag til Beton u. E. h. 11, 1938.) Smøring av forskaling for at den skal slippe lett fra betongen så støpen blir mer glatt og hel, samt for at forskalingsmaterialene lettere skal kunne brukes igjen annetsteds. Flere ortoler: 1) *Shellolje M₂* blandes med 5 deler vann. 2) *Ortolan* blandes med 6 deler vann. 1 kg til 70 m² flate. 3) *Glättolin* blandes med 10 deler vann. 1 kg til ca. 65 m² treflate. Virker impregnerende også for jernforskaling. 4) *Simplicit C* blandes i 6 deler vann, ved uhøvl og gammel forskaling dog 1:4. Kan også påstrykes en tid før betoning. 1 kg til 40—50 m². 5) *Albert forskalolje* og 6) *Dehafa* betongformolje fortynnes 1:30 med vann. Tåler regn og sne inntil ÷ 15 ° C. Alle disse prøvet i praksis. Man bør ikke bruke avfallsoljer, da disse lett setter flekker på betongen.

864. Broers utforming. Av Reichsbahndir. K. *Schaechterle* og Baum. F. *Leonhardt*, Berlin 1937, forlag Volk u. Reich, innb. 9,50 RM. Anm. av prof. *Kleinogel* i Beton u. E. 1938, h. 11. Broers form og innpassing i landskapet må ikke oversees ved planleggingen. Mange bilder som prøver på hvelv, jernbetong og stålbroer.

865. Erfaringer ved sveising av jernbanebroer. Se «Schw. Bzt.» 1938, nr. 19, s. 248. Enkle former av skjøtning er både billigere og bedre ved spenningsvariasjoner. Undgåelse av sprekker og forkastninger er fremdeles hovedproblemet ved sveisede konstruksjoner. Stål St. 37 er bedre og sikrere enn St. 52. Tykke plater er ugunstige å sveise. Prøving med Røntgenstråler og elektromagnetisk. Besparelse 10—20 % i materialvekt, mens omkostn. sammenlign. med klinking er noe mindre.

866. Sulzer-Diesellok. for P. L. M. i «Schw. Bzt.» 1938 (bd. III), nr. 22, s. 282. 2 motorer à 12 cyl. = 4000 hk, vekt 226 t (diesel 58,7 t, elektr. 50,7 t) for tunge gjennomg.tog på 500—1000 km. Friksjonsvekt 108 t. Forbruk av brenselolje inkl. smøring = 170 gr pr. hk-time. Alle moderne innretninger.

867. Sveismetoder for fremstilling av langskinner og sporredskaper. Beretning om forhandlinger på jernbanekongressen i Paris juni 1937 etter «Eisenb.-Kongress-Verein» 1937, nr. 12, s. 2679. Beretning og uttalelser fra mange land, bl. a. Norge. Se også særtrykk nr. 1, 14 og 18. Mange erfaringer. I Tyskland ca. 1 %/100 skinnebrudd ved alum. therm. sveising

og ca. 0,1 %/100 ved elektr. buttsveis. Mest sveising av gamle skinner, da nye nu leveres i 30 m lengde, og kan fremstilles i 60 m lengde for hovedlinjer. Gamle skinner renkappes og sveises fortløpende, hvorefter kappes i bestemte lengder, alm. 20 m for 2. kl. spor. — I Frankrike sveises også meget av gamle skinner med elektr. motstandssveis til 22 m lengde, som har vist sig meget fordelaktig når de utglødes og bedre enn nye, tross at løpeflaten er herdet av vognhjulene. — I Belgia sveises 3 stk. 9 m normalskinner til 27 m og 2 sådanne i verksted til 54 m. Befestigelsen er hakeskruer og underlagspl. samt vandreklemmer. Sveislengde av kappede gamle skinner i sidespor er 35 m. Sveiser også 4 gamle skinner (av Besmerstål fra 1879) à 9 m. Meget gode. Etter sveising utglødes skjøten. Prøvet med 3 mill. bøining.

868. Fiskeribanegårder og transport av fisk. Av Reichsb.oberrat Dr. Karl *Ottomann* i Z. V. M. E. V. 1938 nr. 25, s. 471, 2 fig. I Tyskland optil 1000 km jernbanetransport fra sjøhavn. Betydning av fisketrafikken. Sammenhengen mellom havnebanegård og transporttjenesten. Gjennomføring av fisketransporten.

869. Diesellok. for anleggs- og tunnel-drift i «Colliery Guard» 1938 (bd. 156) nr. 4035, s. 763, 3 fig. Bygging og drift av et lite diesellok. med oljepumpe og trykkluftgangsetning, som har vist sig heldig. Firecylind.-firedakts motor på 50 hk 1000 omdr. pr. min.

870. Gevinst i kraftydelse ved strøm-linjelok. av H. *Nordmann* i Z. VDI. 1938 (bd. 82), nr. 18, s. 515, 7 fig., 2 tab. Grafisk sammenligning av kraftydelsen ved hel, delvis og uten innklødning av lok. Fordelen ved hel innklødning vokser sterkt med kjørehast. ved 140 km/t er besparelsen nesten 400 hk, σ : 48 % av trekkraften ved ikke innklødt lok. Stemmer noenlunde med resultat av modellforsøk. Erfaringene er dog ennå ikke tilfredsstillende så videre undersøkelser er nødvendig. Litteraturhenvisninger.

871. Magnetisk prøvning av vognaksler. Av dipl.ing. A. *Bauer* i Verkehrstechn. 1938, h. 9, s. 210, 11 fig. Apparat for å konstatere om hårfine sprekker i vognaksler. Valg av materiale for hjulganger.

SÆRTRYKK

Artikkelen *Grunnundersøkelser av avdelingsingeniør Sv. Skaven Haug* i «Meddelelser fra N. S. B.» nr. 4 — 1940 er utkommet som særtrykk og er tilsalgs i redaksjonen, adr. Oslo Ø. stasjon 4. etg., for 50 øre pr. eksemplar + event. porto. Betaling og porto må sendes samtidig med bestillingen — for mindre beløp gjerne i 10—20 øres norske frimerker. I mangel herav sendes særtrykket mot etterkrav.

Red.

REDAKSJONSKONTOR — ved Hovedstyret for Statsbanene — Oslo Østbanestasjon, 4. etasje, tlf. 26880 nr. 294.

Utgitt av Teknisk Ukeblad, Oslo.

Abonnementspris: kr. 10.00 pr. år — Annonsepris: ½ side kr. 80,00 ¼ side kr. 40,00, ¼ side kr. 20,00.
Ekspedisjon: Kronprinsensgt. 17. Telefoner: 20093, 23465



Scødcene  **Staalhen**

TELF. 73302 - 70037

MALMØGT. 1, OSLO

Fabrikk for norsk installasjonsmateriell

VÅR KATALOG TILSTILLES PÅ FORLANGENDE

Rausfoss
Ammunisjonsfabrikker



Staalstøpegods

PLATER OG BOLT

av kobber og messing

Grossrohr-Verband G.m.b.H.

DÜSSELDORF



STÅLRØRLEDNINGER

FOR ALLE ØIEMED
SVEISET, SØMLØSE



Enerepresentanter:

Wolf, Janson & Skavlan A/s
OSLO



NEBB

elektromotorer hører til
enhver moderne bedrift.
Den er billig i anskaffelse,
sikker og økonomisk i drift.

NORSK ARBEIDE

AKTIESELSKAPET
NORSK ELEKTRISK & BROWN BOVERI
OSLO

BREMANGER

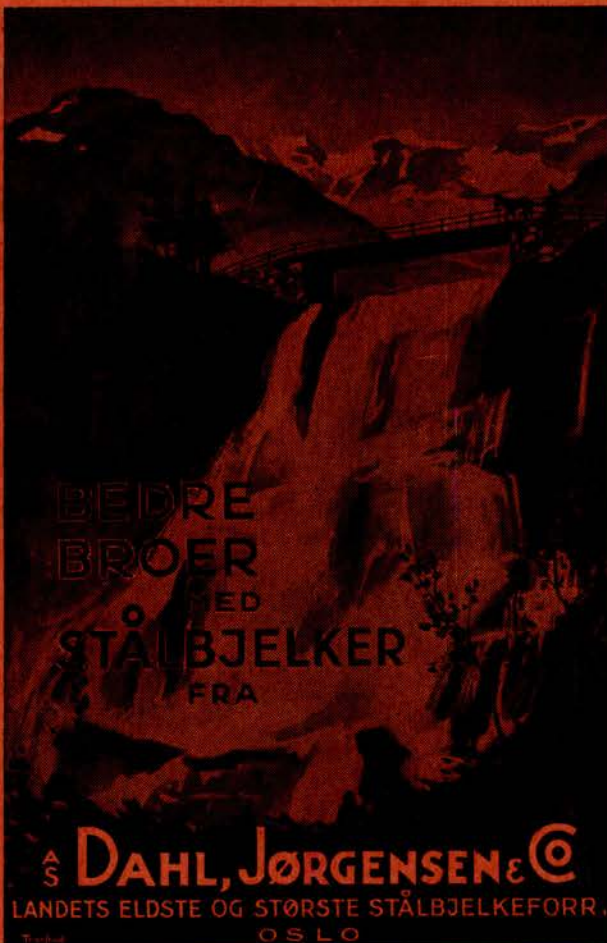
VANADIN — TITAN — LEGERT
ELEKTRO RUJERN

VANTIT

gir stor slitestyrke, varmebestandighet
og mekanisk styrke

Anvendelse for
Kvalitets maskingods
Bremsklosser
Dampcylindre
Motorgods
Stempelfjærer
Fyrrister

**1/3 Bremanger Kraftselskab
BERGEN**



BEDRE
BRØER
MED
STÅLBJELKER
FRA

DAHL, JØRGENSEN & C
LANDETS ELDSTE OG STØRSTE STÅLBJELKEFORR.
OSLO

CEMENT



BYGG
BEDRE - BYGG
BETONG



**1/3 Norsk Portland Cementkontor
OSLO**

Råd og veiledning i
cement- og betong-
arbeider gis gratis
ved

Norsk Cementforening
Kirkegt. 14-18, Oslo



Atlas Diesel
TRANSPORTABLE
KOMPRESSORANLEGG
FRA LAGER

Sigurd Stave
Kongensgt. 10 Oslo