

# NSB

## *Tekniske meddelelser*



NSB

### INNHOOLD

NR. 4 · 1. ÅRGANG · NOV. 1953

Skinnegangen ved våre hovedlinjer

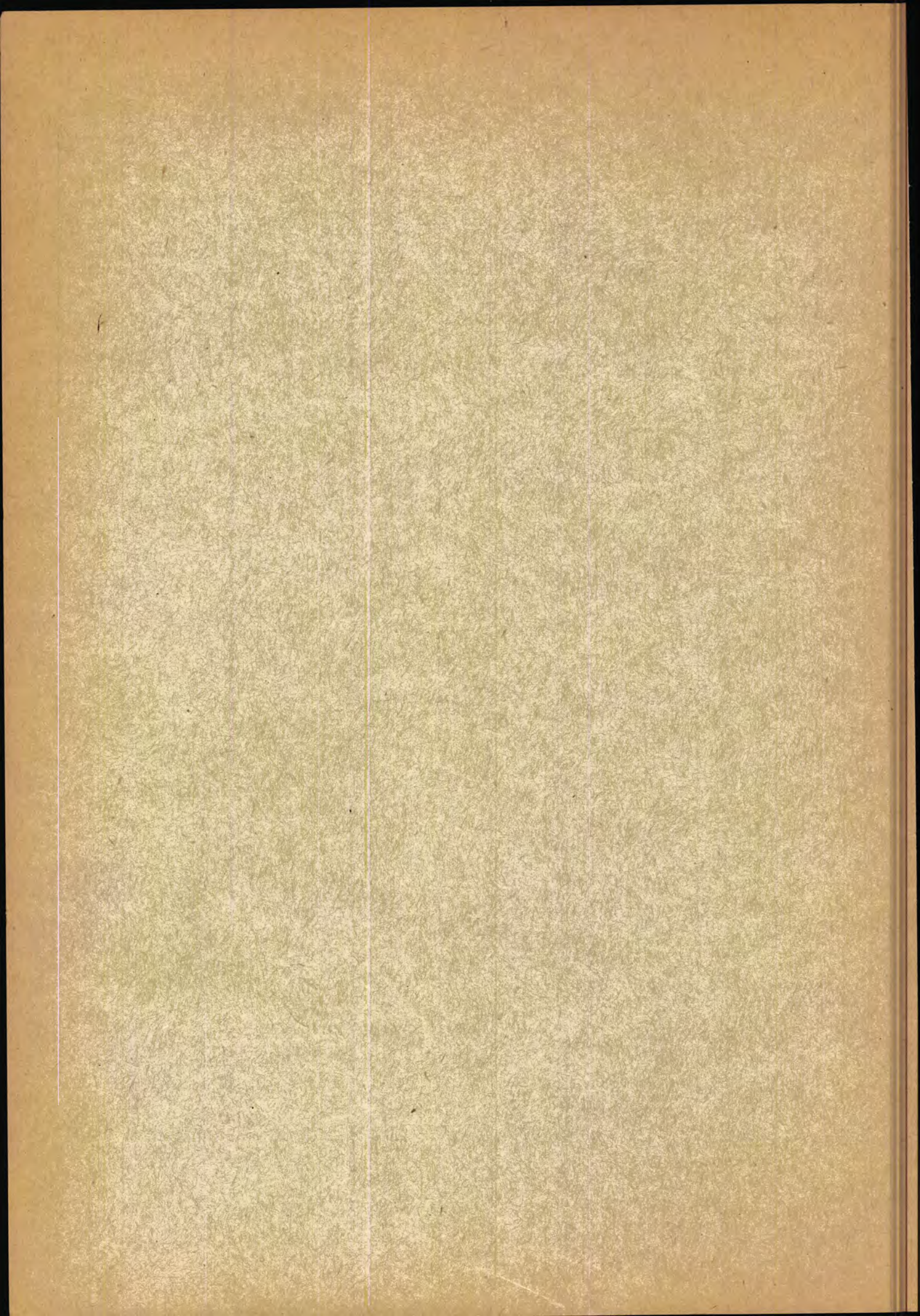
Snørydding ved NSB

Tekniske forsøk innen jernbanen

Planlegging av stasjoner og sidespor

Gummi i jernbaner og sporveier

Elektro-osmotisk drenering



Redaksjonskomité: Johs. B. Hegna, form., Leif Saxegaard, Olav Strøno, Nils Eckhoff, Einar Havig, Arne Rom

## SKINNEGANGEN VED VÅRE HOVEDLINJER

Avslutning fra nr. 3, 1953

Av overingeniør Alf Ledang

DK 625.143(481)=396

### IV. Spennbetongsviller

Man kan selvsagt få førsteklasses skinnegang ved å anvende impregnerte tresviller av tilstrekkelige dimensjoner. Men svillenes levetid er kort sammenliknet med spennbetongsviller, som anslås til ca. 60 år. Dessuten må man regne med at de store dimensjoner som fordres til jernbanesviller etter hvert blir vanskeligere å skaffe. Endelig er det mange andre formål å bruke trevirke til, hvorfor man må regne med at prisen vil holde seg høy også i framtiden.

Bruken av spennbetongsviller er for lengst kommet utover forsøksstadiet, så man behøver ikke å kaste bort penger til nye og kanskje mislykte forsøk. Man har nå full adgang til å velge det system man anser best og billigst.

#### 1. En oversikt over forskjellige systemer for betongsviller

a) I Frankrike har man i de siste 25 år lagt inn ca. 1½ M. betongsviller av en type som vist på fig. 20. Dette er R. S.-svillen som er en utvikling av den eldre Vaigneux-svillen. Denne sville er særlig billig, ca. 2100 Fr. = ca. 42 kr. pr. sville, og det framstilles for tiden ca. 600 sviller pr. dag i en fabrikk ved Paris. Men kvalitetsmessig står denne sville ikke særlig høyt. Betongen holder bare 400 kg/cm<sup>2</sup> etter 28 døgn. Betongen er armert, men ikke forspent, hvorfor den har lett for å slå sprek-

ker, særlig ved skinnebefestigelsen. Da svillen ikke kan overføre bøyningmomenter, kan den neppe være anvendelig i kurver. I rettlinje og sidespor kan den nok gjøre tjeneste. Denne sville bør helst betegnes som 2 enkeltstøtter forbundet med en bøyelig stålbjelke.

b) I Belgia har man framstilt en 3-delt svilletype Franki-Bagon. Den likner på den tidligere omtalte tyske sville B.14, se fig. 7 og støpes som denne i 3 atskilte deler, som forbindes med en stålstang som senere spennes. Mellom de 3 betongdelene innlegges 2 elastiske pakninger forat svillen skal være bøyelig. Men dette bevirker at den neppe kan betegnes for forspent. Da den heller ikke i vesentlig utstrekning kan overføre bøyemomenter, er den neppe særlig anvendelig for kurver i hovedlinjer.

c) I Trondheim har det vært eksperimentert med en betongsville som vist i fig. 21. Den har et ledd på midten og kan således ikke overføre bøyningmomenter. Som følge herav er den neppe anvendelig i kurver. De 2 halvdelene er av forspent strengbetong

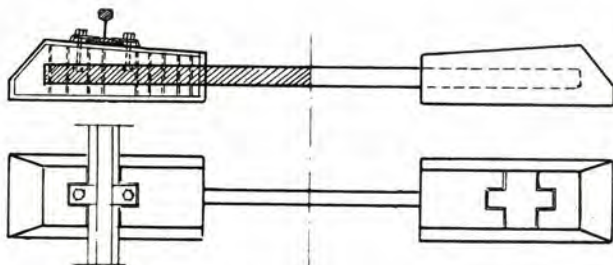


Fig. 20. R. S.-svillen

Vægt ca 200 kg.

98

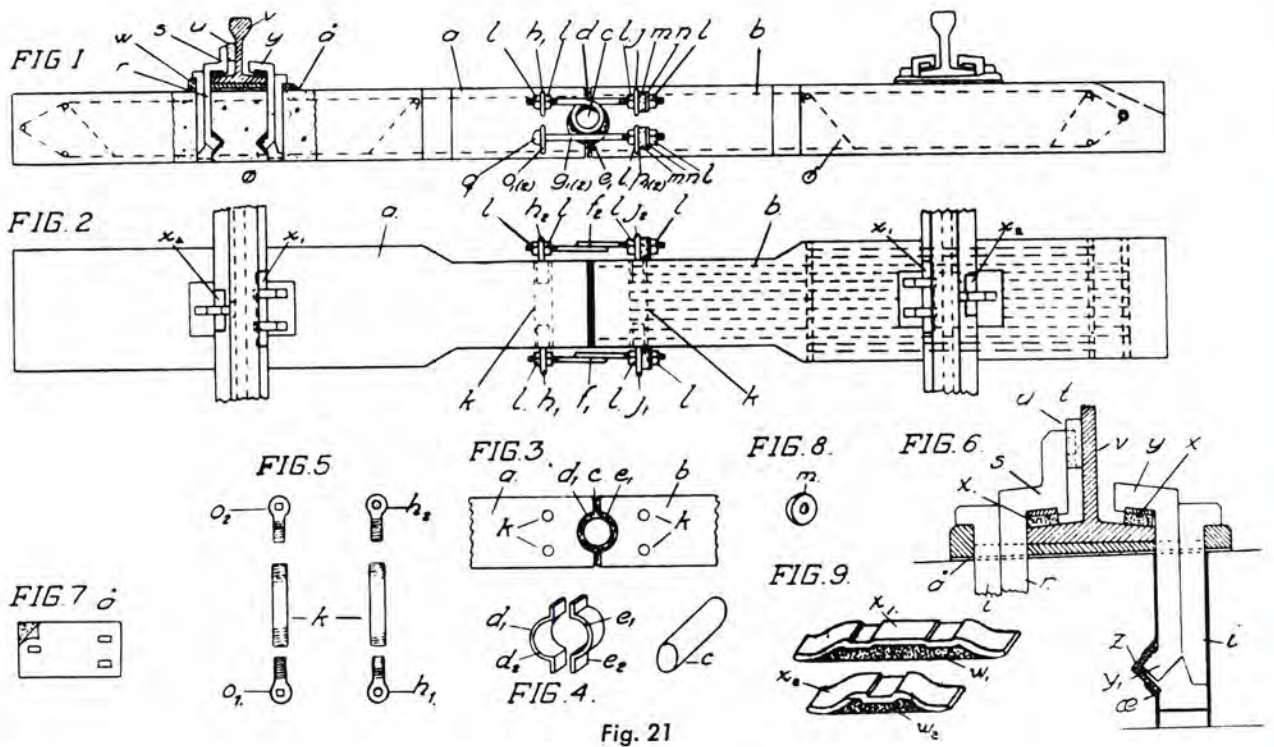


Fig. 21

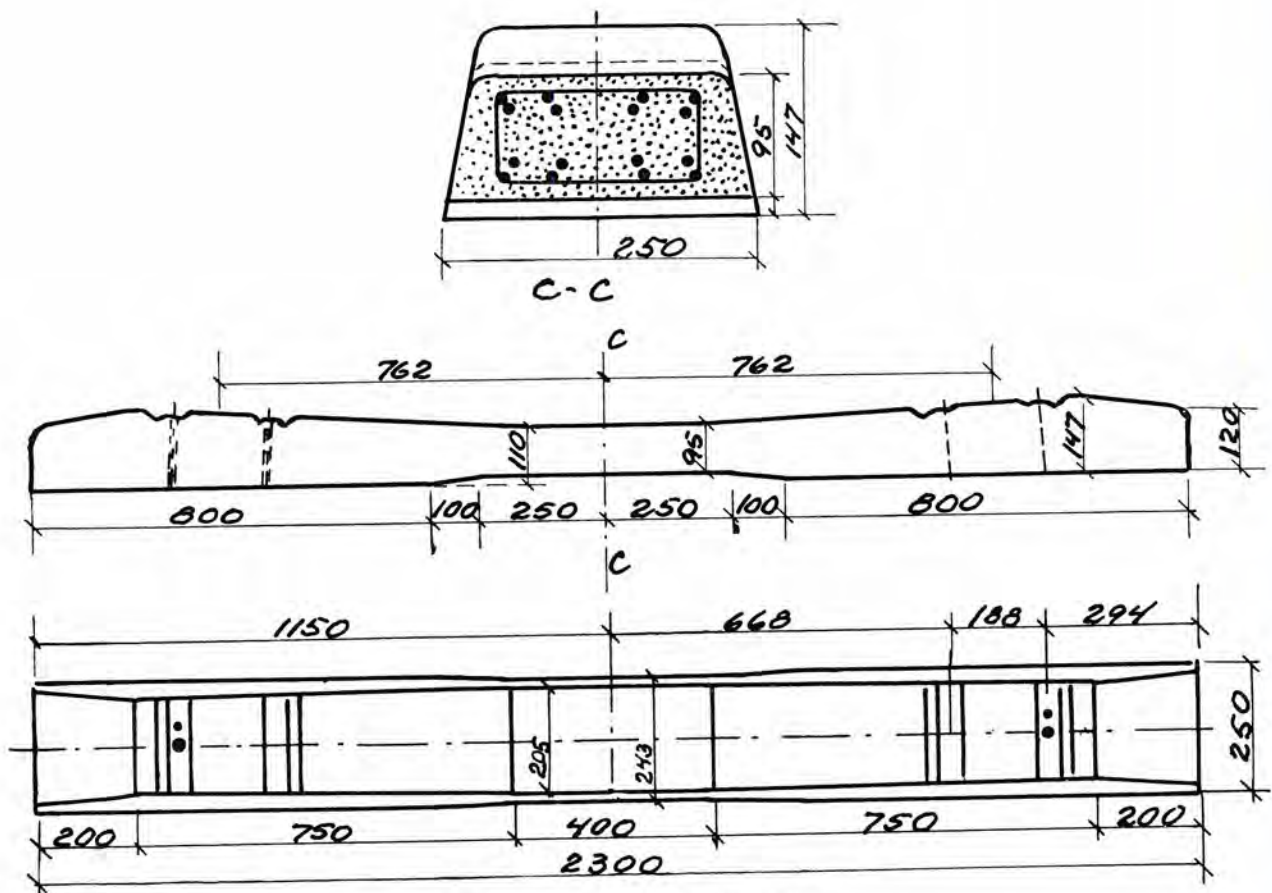


Fig. 22. Valette-Weinberg-svillen

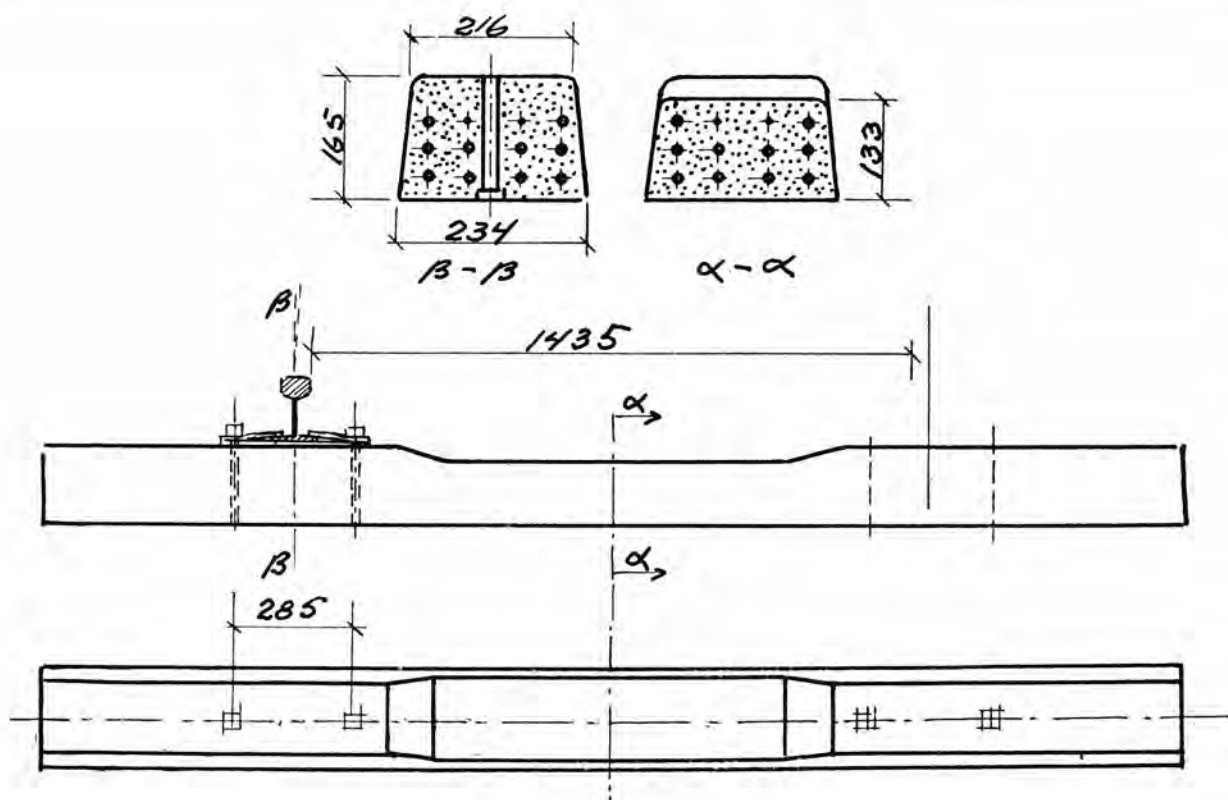


Fig. 22 a. Down-Mac-svillen

og må følgelig kunne anses sikker mot rissdannelse. Skinnebefestelsen er meget komplisert og sannsynligvis altfor stiv.

De foran nevnte 3 svilletyper kan nok være anvendelige i rettlinjete spor og sidelinjer, men derimot neppe i sterkt påkjente kurver i hovedspor.

I Frankrike brukes også flere typer av forspent strengbetong.

d) *Freyssinet's system*, Frankrike.

Lengde = 2.36 m. Bredde 24.5 cm. Tykkelse ved midten 8.2 cm. Armeringen består av 56 tråder som spennes 2 og 2 i forskalingen. Stålets strekkfasthet er 140 kg/mm<sup>2</sup>. Betongens trykkfasthet er 490 kg/cm<sup>2</sup> etter 28 døgn. Svillene støpes med oversiden ned på høyfrekvens vibrasjonsbord. Etter dampherdning i 3 timer tas svillen ut av formen. På grunn av det tynne midtparti kan svillen tåle en bøyning på 10 mm uten å slå riss. Svillens vekt er 153 kg og det går med 5.3 kg spennstål og 0.7 kg bindetråd pr. sville. Mellom skinnefot og betongsville er innlagt gummiplater. Skinnebefestelsen er klemmer av fjærstål som trykkes mot skinnefoten av bolter som skrues inn i gjenger tildannet i betongen. Framstillingen kan skje «flytende». SNGF foreskriver at en sville opplagt på 2 ruller skal tåle et skinnetrykk på 30 tonn. Brudd inntre

alminnelig først ved 60 tonn. Dette er nok en god sville, men den faller temmelig kostbar.

e) *Valette-Weinberg's system*, Frankrike.

Lengde 2.3 m. Bredde = 25 cm. Minste tykkelse med midten 9.5 cm. Største tykkelse 14.7 cm. Vekt 150 kg. Spennstål 6.5 kg. Armering under skinnene 1.3 kg. Svillens utseende framgår av fig. 22.

Spennarmeringen består av 16 tråder à 5 mm diameter og med strekkfasthet 140 kg/mm<sup>2</sup>. Bøyer og bindetråd av 2 mm diameter.

Svillene støpes i serier på 40 sviller — 4 ved siden av hverandre og 10 etter hverandre i lengderetningen. Strengene spennes opp for 10 sviller samtidig med en kraft tilsvarende 125 kg/mm<sup>2</sup> hvilket tilsvarende en forlengelse av strengene på 0.7 pst.

Vibreringen utføres med en flyttbar rysteinnretning. Etter dampherdning i 5 timer tas svillene ut av stålformene og spennkraften overføres til betongen. Betongens trykkfasthet etter 8 døgn skal være 400 kg/cm<sup>2</sup> og etter 90 døgn 550 kg/cm<sup>2</sup>. Skinnebefestelsen er den samme som ved Freyssinet's system.

f) *S. C. O. P.'s system*, Frankrike.

Denne likner også på den foran-nevnte. Armeringen består av 42 strenger à 2.5 mm diameter med strekkgrense 220 kg/cm<sup>2</sup>. Strengene spennes med 150 kg/mm<sup>2</sup>.

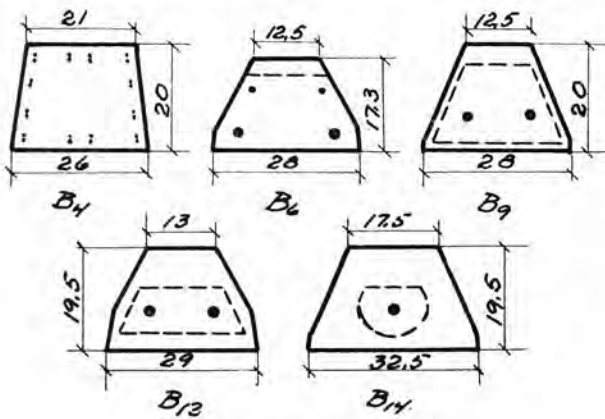


Fig. 23. Tyske svilletyper

De 3 sistnevnte typer er i det ytre temmelig like, men spennarmeringen er forskjellig. Fordringene til betongen synes å være i minste laget, hvilket antakelig forklarer at svillene ikke alltid er holdbare. Ved dette systemet er det også av avgjørende betydning at forbindelsen mellom betong og stål er pålitelig. Videre vil betongens svinn og stålets krypning under alle omstendigheter redusere spennkraften betraktelig. Men hvor meget? Man har ingen sikkerhet for hvor stor forspenningen i virkeligheten er når svinn og krypning er opphørt. Singel over 15 mm kan under ingen omstendighet benyttes på grunn av de mange og tettliggende strenger.

g) *Dow-Mac-system*, England.

Denne sville framstilles i Talington i et antall av ca. 400 000 pr. år. Den framstilles også i 3 andre fabrikker i England i et antall av tilsammen 350 000. Støpeformene i Talington er 72 m lange, men i de andre fabrikker benyttes former på 135 til 174 m lengde.

Armeringen består av 20 strenger med 5 mm diameter og holdfasthet 157.5 kg/mm<sup>2</sup>. Disse spennes opp i de lange former med en spennkraft på 110 kg/mm<sup>2</sup>. I en støpeform på 135 m lengde får trådene en forlengelse på 68 cm. Støpingen foregår samtidig

i 2 og 2 former under kraftig vibrering for å få så tett betong som mulig. Vannsementfaktoren er 0.41.

Svillene herdner i formene i ca. 50 timer under vanlig temperatur. Betongens trykkfasthet skal da være minst 215 kg/cm<sup>2</sup>. I Talington brukes dog en elektrisk oppvarming på ca. 700 amp. Derved kan svillene tas ut av formene etter 24 timer. Strengenes overflate må være ren for olje eller fett, men behøver ikke å være absolutt rustfri.

Avspenningen foregår ved først å frigjøre ankerplatene i begge ender. Deretter kappes trådene mellom hver sville.

Denne sville av forspent betong lider også av samme mangler som nevnt foran. Spennkraften reduseres ved svinn og krypning, og man har ingen visshet for hvor stor del av spennkraften til slutt blir virksom i svillen.

Utrustingen fordrer stor plass — opptil 174 m lange støpeformer — og blir meget kostbar.

h) *Det tyske system* er beskrevet foran for B. 9, B. 91, B. 12, B. 13, B. 14 og B. 15. Dette system bygger på et helt annet prinsipp: Armeringen hefter ikke til betongen.

Spennkraften innsettes etter ca. 4 uker. Etter ytterligere ca. 6 uker foretas en etterspenning så man regner å ha bare 6 pst. igjen av svinn og krypning. Forholdsvis billig utrustning med stor kapasitet. Armeringsstålet er derimot meget kostbart.

Så vel teknisk som økonomisk er utvilsomt B. 12 og 13 samt B. 14 og 15 de fordelaktigste spennbetongsviller som hittil er framstilt.

B. 9 og 91 kan anses forlatt nå.

Tyskerne har tidligere eksperimentert med en type av strengebetong B. 4. Den var meget tung og svært kostbar. En senere type B. 6 var armert med forspent rundstål 2 à 16 mm diameter og 2 à 10 mm diameter. Begge disse typer er forlatt. I nedenstående tabell er de forskjellige tyske typer sammenstilt:

	Svilletyper					
	B. 4	B. 6	B. 9 og B. 91	B. 12 og B. 13	B. 14	B. 15
Lengde, cm . . . . .	250	230	230	230	230	230
Bredde, cm . . . . .	26	28	28	28-29	32.5	32.5
Høyde, cm . . . . .	20	17.3	20	19.5	19.5	19.5
Minste tykkelse, cm . . . . .	20	14	15	8.5	9.2	9.2
Armering, kg . . . . .	4.6	12.2	11.8	11.8	7.4	6.4
Svillvekt, kg . . . . .	270	205	200	170	165	164
Spennkraft, tonn . . . . .	19	22	24	26	16	13
Opplagerflate, cm <sup>2</sup> . . . . .	6500	4500	4500	4500	4700	4700
Svillpris, DM* . . . . .	-	-	27.50	27.50	23.25	21.45

\* Priser for 1952 uten skinnebefestigelse.

Det framgår av tabellen at utviklingen av de tyske spennbetongsviller har gått i retning av mindre dimensjoner og vektor, selvsagt i den hensikt å redusere omkostningene. Men for de siste svilletyper B. 14 og 15 har man økt opplagerflaten mot ballasten. Dette er gjort fordi disse sviller er beregnet for grusballast. Fig. 23 viser tverrsnitt av tyske svilletyper.

Svillene er konstruert ved Zentralamt, Minden, under ledelse av Dr. Meier, men den siste type B. 14 og 15 er visstnok konstruert av firma Dyckerhoff & Widmann. Armeringen er foreslått av Dr. Karig og patentert.

## 2. Betong, stålbetong og spennbetong

Som nevnt ved forskjellige anledninger foran, er det meget høye fordringer man stiller til materialene i spennbetongsviller.

### a) Betongen.

Den høyeste fordring som stilles til betongen etter N. S. 427 og 428 er for A-betong:

Trykkfasthet etter 28 døgn  $290 \text{ kg/cm}^2$  på 20 cm terning.

Tillatt trykkspenning  $45 \text{ kg/cm}^2$  og randsp.  $84 \text{ kg/cm}^2$ .

Heftspenning  $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2$ .

Vannsementforhold  $v/c = 0.50$ .

E-modul  $240\,000 \text{ kg/cm}^2$ ;  $n = E_s : E_b = 15$  tilsvarende  $E_b = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$ .

Normal portlandsement.

Denne betong er imidlertid altfor dårlig for spennbetongsviller.

Tilsatsmaterialene sand, singel og pukk må være av god kvalitet og riktig gradering.

Vannsementforholdet  $v/c$  er av meget stor betydning. Man kan generelt si at jo mindre vanntilsetning, desto bedre betong, men vanntilsetningen må også være tilstrekkelig. Ved kraftig vibrering under støpingen kan man få tett betong ved liten vanntilsetning.

Ved støping i fabrikker hvor framstillingen skjer under ideelle forhold og skarp kontroll, kan man oppnå fabelaktige resultater.

For spennbetongsviller forlanger D. Bb. en terningfasthet etter 28 døgn på min.  $600 \text{ kg/cm}^2$  og en bøyingsfasthet på  $60 \text{ kg/cm}^2$  etter 7 døgn. Ved Betonwerk Neuss viste prøveresultatene etter 28 døgn alm.  $700 \text{ kg/cm}^2$  og  $90 \text{ kg/cm}^2$  i bøyingsfasthet etter 28 døgn. Samtidig ligger elastisitetsmodulen mellom  $450\,000$  og  $500\,000 \text{ kg/cm}^2$ . For bereg-

ningen regner man forsiktig med  $E_b = 400\,000 \text{ kg/cm}^2$  og  $n = E_s : E_b = 5.5$ .

D. Bb. forlanger minst en spesialsement Z — 325 og  $350 \text{ kg}$  pr.  $\text{m}^3$  mørtel. Men fabrikkene i Neuss bruker  $360 \text{ kg}$  spesialsement Z — 425. Den normale tyske portlandsement har betegnelsen Z — 225. Videre forlanger D. Bb. en maks. vannsementfaktor  $v/c = 0.38$ , men i praksis ligger den nok enda lavere.

Støpingen foregår under kraftig vibrering, og betongen blir meget tett og med helt glatt overflate. Betongens tetthet prøves på denne måte:

Prøvestykket tørker i et varmeskap ved  $50\text{--}55$  grader inntil det ikke lenger kan konstateres vekt-tap. Etterat prøvestykket er avkjølet i luften, legges det i rent vann så lenge at der ikke kan måles noen vektforøkelse. Den høyeste vekt skal ikke være mer enn høyst 2 pst. større enn den minste vekt. Dette viser at betongen er så tett at den ikke kan oppsuge nevneverdig vann. Som følge herav er betongen i høy grad frostbestandig, hvilket også utallige fryseforsøk har vist.

Vibreringen må stå i et bestemt forhold til vannsementforholdet  $v/c$ . I Cambridge ble demonstrert et vibrasjonsbord for støping av spennbetongbjelker. Akselerasjonen var angitt til II-g ved  $5600$  omdreininger pr. min. Vannsementforholdet  $v/c$  var helt nede i  $0.30$ .

I en av betongfabrikkene i England ble det sagt at det eneste man sparte på var vanntilsetningen.

Det ligger nær å spørre om det virkelig er nødvendig å stille slike krav til betongens kvalitet. Til dette er å svare at høyverdig betong er en absolutt forutsetning for spennbetong i alminnelighet. Når det gjelder betongsviller, har man en lang og bedrøvelig erfaring for at simplere betong ikke holder. Påkjenningen ved skinnbefestigelsen blir for stor for alminnelig betong. Betongen må være tett og uten sprekker dersom den skal være frostbestandig. Det gjelder også å presse dimensjonene ned til et minimum. Og endelig koster det ikke nevneverdig mer å støpe høyverdig betong, når man innretter seg på det. Som tidligere anført ligger trykkfastheten etter 28 døgn bare på  $400\text{--}450 \text{ kg/cm}^2$  for en rekke svilletyper — utvilsomt i minste laget.

Men det er også en annen vesentlig fordel ved å bruke kraftig vibrering og lavt vannsementforhold. For enkle støpeformer kan elementene tas ut av formen like etter støpingen. Dette gjøres f. eks. for delene til B. 14 og B. 15. I England ble også enkle elementer tatt direkte ut av formene etter støpingen og satt bort til herdning. Derved spares meget store utgifter til støpeformer og herdekammer m. v.

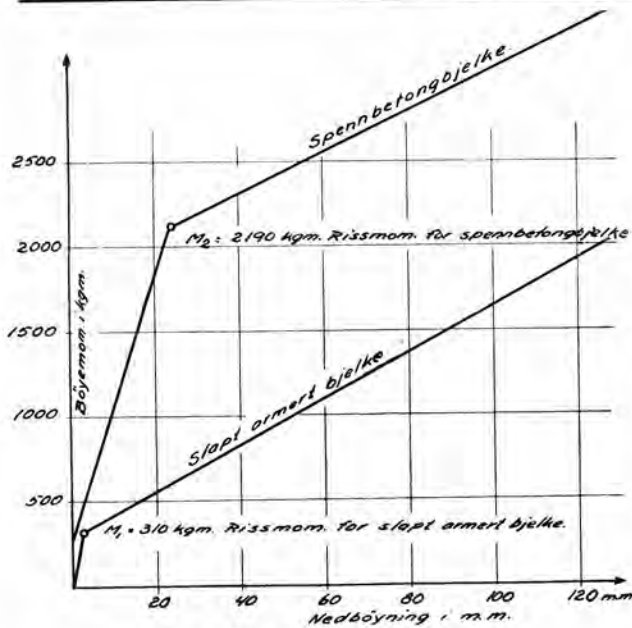


Fig. 24. Rissmoment etter Ros

$M_2$  for spennbetong er ca. 7 ganger større enn  $M_1$  for slapt armert bjelke

#### b) Stålbetong.

Alminnelig stålbetong eller «slapt armert betong» forsynes med armering på strekksiden for å oppta strekk-kreftene. Da betongen lett slår sprekker, regner man med at armeringen *alene* skal oppta *hele* strekk-kraften. Disse sprekker anses alminnelig uten betydning, men forutsetningen for dette er selvsagt at de holder seg innenfor rimelige grenser. Bli derimot sprekkene for store, kan dette bevirke at armeringen angripes av rust og ødelegges.

Ifølge Hooks lov er forlengelsen  $f = \sigma : E$ . For alminnelig stålbetong regnes (kanskje noe forsiktig)  $E_b = 140\,000 \text{ kg/cm}^2$  og  $E_s = 2\,150\,000 \text{ kg/cm}^2$ . Da  $n = E_s : E_b = 15$ , betyr dette at stålets forlengelse er 15 ganger større enn betongens. Da betongen imidlertid *hefter* til stålet, tvinges betongen til å følge stålets forlengelse. Dette vil virke slik at betongen overveiende opptar strekk-kreftene inntil den slår sprekker — rissmomentet. Når rissmomentet er overskredet, må armeringen *alene* oppta strekk-kreftene. Bruddforlengelsen for god betong settes alminnelig til ca. 0.1 promille.

Før rissmomentet overskrides, er arbeidskurven for stålbetong ca. 15 ganger steilere enn for stålet, se fig. 24. I samme fig. er også arbeidskurven for spennbetong innlagt. Den viser at rissmomentet her ligger ca. 7 ganger høyere.

Alminnelig anvendes til armering st. 37 og tillatt spenning  $\sigma_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$ . Forlengelsen av stålet blir da  $f_s = 1200 : 2\,150\,000 = 0.56$  promille, eller 5.6 ganger større enn betongens bruddforlengelse.

De sprekker som derved oppstår, regner man alminnelig for uskadelige.

Anvender man derimot et sterkere stål med tillatt spenning  $\sigma_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$  blir den tilsvarende forlengelse  $f_s = 1800 : 2\,150\,000 = 0.83$  promille eller 8.3 ganger større enn betongens bruddforlengelse. Sprekkenes størrelse blir nå 50 pst. større, og det kan være et spørsmål om dette kan anses uskadelig.

For høyverdig stål som anvendes ved spennbetong forekommer ofte tillatte spenninger på  $9000 \text{ kg/cm}^2$ . Dette gir en forlengelse på ca. 3.6 pst., hvilket er ca. 36 ganger større enn betongens bruddforlengelse. De sprekker som derved ville oppstå i slapt armert betong, ville være av en sådan art at man uten noen reservasjon må betegne dem som *helt utillatelige*.

Dette er i korthet hovedårsaken til at høyverdig armeringsstål ikke kan utnyttes i slapt armert betong. Det skulle også gjøre det klart hvorfor slapt armerte betongsviller ikke har vist seg holdbare. Sprekker i svillene kan ikke unngås når der anvendes slapp armering. Vannet trenger inn i sprekkene og angriper armeringen. Svillene angripes da også av frost og ødelegges.

Påkjenningen på svillene er også av en sådan art at det støter på store vanskeligheter å få anbrakt armeringen riktig. Under skinnene får man positive momenter, hvorfor armeringen må legges ved svillens underkant. Ved midten av svillen opptrer negative momenter fra sidekraften på skinnene, særlig i kurver. Dette negative moment kan øke betraktelig dersom svillen har anlegg mot ballasten under midtpartiet. Her skulle altså armeringen plasseres ved svillens overkant. For så små konstruksjonselementer blir det derfor vanskelig å plasere en slapp armering slik at den opptar de vekslende momenter på tilfredsstillende måte. Armeringsprosenten må bli meget høy, og svillens dimensjoner blir også for store.

Så vel teoretiske overlegginger som den praktiske erfaring viser *at man ikke kan framstille holdbare jernbanesviller av betong med slapp armering*. De kraftige støt og slag fra de tunge tog vil snart ødelegge stålbetongsvillen.

#### c) Spennbetong.

Dette materiale er etter sin virkemåte helt forskjellig fra slapt armert stålbetong. Mange betegner det derfor som et nytt materiale. Spennbetong er imidlertid nesten like gammel som stålbetong. Men når tidligere forsøk har vært mislykket, så skyldes dette at man har benyttet altfor dårlig



betong og for bløtt stål til armeringen. For å kunne oppnå gode resultater med spennbetong er det uomgjengelig nødvendig å bruke *høyverdig betong og høyverdig stål*.

Betongens trykkfasthet etter 28 døgn bør være ca. 600 kg/cm<sup>2</sup> og med E-modul ca. 400 000 kg/cm<sup>2</sup>. Som armering benyttes høyverdig stål med bruddfasthet fra 90 kg/mm<sup>2</sup> til 150 og 180 kg/mm<sup>2</sup>. Ja, Hoyer-metoden anvender sogar et seigherdet stål av 2 mm diameter med bruddfasthet på 220 til 240 kg/mm<sup>2</sup>.

Professor Wästlund anfører om det tyske armeringssystem Dywidag blant annet at en bruddfasthet på 90 kg/mm<sup>2</sup> «ikke behøver vara någon nackdel», men det framgår klart at han anser det å være i minste laget.

Grunnen til de store krav til betong og armering for spennbetong ligger klart i dagen. Svinn og krypning kan ikke unngås. Disse faktorer vil redusere forspenningen. Det gjelder derfor å sette inn så store spennkrefter som teknisk forsvarlig i den nye betong. Den uunngåelige reduksjon i forspenningen på grunn av svinn og krypning blir nemlig prosentvis mindre jo høyere forspenningen er. Er forspenningen for liten på grunn av dårlig betong og bløtt stål, vil den i tidens løp reduseres i sådan grad at den nesten forsvinner. Da har man ikke lenger spennbetong.

Hensikten med forspenningen er å sette inn så store trykkspenninger i betongen at den helst ikke blir utsatt for strekkspenninger fra den ytre belastning. Mindre strekkspenninger som ligger under rissmomentet, har dog ingen betydning.

Men skulle der opptre riss på grunn av unormale og uberegnelige påkjenninger, vil disse riss lukke seg igjen så snart belastningen blir normal. Dette er av særlig stor betydning for sviller som kan bli utsatt for helt uberegnelige påkjenninger ved avsporing eller liknende. Endel sviller vil da bli slått i stykker og må skiftes ut straks. Men andre sviller kan slå sprekker som vil lukke seg igjen. Disse sviller kan fremdeles gjøre god tjeneste.

Forspenningen kan settes inn sentrisk eller eksentrisk etter som det passer best for den påregnede ytre belastning. For sviller anvendes overveiende sentrisk forspenning, da momentene er sterkt variierende.

#### d) Beregningsforutsetninger.

Beregningsforutsetningene for spennbetong er vesentlig annerledes enn for alminnelig stålbetong hvor betongens strekksone settes ut av betraktning.

I statisk henseende faller det beregningsmessige tverrsnitt som regel sammen med det totale tverrsnitt. Som følge herav får man en stor forøkelse så vel av motstandsmoment som treghetsmoment i forhold til tverrsnittet. Dette tillater som regel en kraftig reduksjon av dimensjonene.

I samme retning virker også anvendelsen av høyverdig stål og høyverdig betong.

Iver Factory ved London summerer opp besparelsene og fordelene således:

1. *Stålförbruk*: Stålbetong 100 pst., spennbetong 20—25 pst.
2. *Sementförbruk*: Stålbetong 100 pst., spennbetong 60—90 pst.
3. *Dimensjoner*: Stålbetong H = 18", B = 9", spennbetong av samme styrke H = 14", B = 7" og utsparinger.
4. For stålbetong overskrides betongens strekkfasthet. For spennbetong tillates alminnelig ikke strekk.
5. Skjærfastheten i spennbetong er meget gunstig, da det bare opptreer trykkspenninger.
6. Utmattingsfastheten for spennbetong ligger langt høyere enn for stålbetong.

Beregningen for spennbetong utføres etter den generelle formel:

$$\delta = \frac{N}{F_i} \pm \frac{M \cdot y}{I_i} = \frac{N}{F_i} \pm \frac{M}{W_i}$$

Her er:

N = normalkraften.

M = bøyemomentet.

y = avstand fra tyngdepunktet til ytterste fiber.

I<sub>i</sub> = det ideelle treghetsmoment.

W<sub>i</sub> = I<sub>i</sub> : y = det ideelle motstandsmoment.

F<sub>i</sub> = det ideelle tverrsnitt.

$$= F_b + (n \div 1) F_s = F_b + 4.5 \cdot F_s.$$

F<sub>b</sub> = betongens bruttotverrsnitt.

F<sub>s</sub> = armeringens tverrsnitt.

$$n = E_s : E_b = 5.5 \text{ og } n \div 1 = 5.5 \div 1 = 4.5.$$

For enkle tverrsnitt og belastningsforhold blir beregningen enkel. Men for kompliserte forhold kan den bli meget innviklet. Det er av avgjørende betydning hvorvidt armeringen hefter til betongen eller ikke. For sviller av den tyske type B.12 og B.14 er armeringen dyppet i asfalt forat den *ikke skal hefte* til betongen. Etter at betongen er herdet og svinnet på det nærmeste opphørt, innsettes spennkraften og forankres i endene av svillen. Man har da godt kjennskap til de opptredende krefter og spenninger bortsett fra de fremdeles resterende ca. 6 pst. svinn og krypning som vil redusere forspenningen ubetydelig.

Denne armeringstype henregnes til kabelbetong som også tillater å sammensette en konstruksjon av flere ferdigstøpte deler. Svillen B. 14 og 15 blir således sammensatt av 3 ferdigstøpte deler, mens B. 12 og 13 støpes i ett stykke. Svillens midtparti har sentrisk armering, mens partiet under skinnen har armeringen forskutt mot underkanten.

Spennkraften i armeringen gir en trykkspenning på ca. 135 kg/cm<sup>2</sup> i svillens midtparti. For et negativt bøyemoment som gir en bøyningsspenning på 135 kg/cm<sup>2</sup> blir spenningen ved svillens overkant 0 og trykkspenningen ved svillens underkant ca. 270 kg/cm<sup>2</sup>.

For *strengbetong* anvendes mange tynne tråder som *hefter* til betongen. Strengene spennes opp i lange former *før støpingen*. Når betongen er herdet tilstrekkelig, kappes trådene, hvorved spennkraften overføres til den nye betong. Men derved trykkes betongtverrsnittet sammen hvorved armeringen tilsvarende avlastes. Denne forminskelse i spennkraft er dog enkel å beregne. Men den reduksjon i spennkraft som følger av svinn og krypning, kan bare tilnærmet bestemmes. Det er jo den endelige og gjenværende spennkraft som er virksom og som det gjelder å bestemme. Endelig er det et åpent spørsmål i hvilken grad man kan stole på heftspenningens pålitelighet.

Ved Iver Factory utenfor London arbeidet man med strengbetong etter Hoyer-metoden. Strenger på 2 mm diameter ble oppspent over 80 m lange støpeformer. Ved støping av 15 m lange peler kunne man støpe 5 peler i samme formen. Etter 5 døgnsherdning hadde betongen nådd en trykkfasthet på 390 kg/cm<sup>2</sup>. Da ble strengene kappet.

Strengenes bruddfasthet er 220—240 kg/mm<sup>2</sup>. I en 80 m lang form kan man altså støpe 5 peler på 5 dager eller en pel for dagen. Selv om strengearmeringen er billig, fordres det en stor og kostbar utrustning. Men tross dette er visstnok strengbetong den mest anvendte form for spennbetong. For masseframstilling av sviller fordrer den tyske armeringsmetode en mer beskjeden utrustning, men selve armeringen er kostbar.

e) *Armeringsstålet.*

Dette bør også vies fornøden oppmerksomhet.

Den tyske Karig-armeringen er et legert og varmebehandlet spesialstål Sigma 60/90. Kryp-grensen ligger på ca. 55 kg/mm<sup>2</sup>. Armeringsstålet har valsede gjenger i begge ender. På grunn av materialets kolddeformasjon under valsingen av gjengene har gjengetverrsnittet praktisk talt samme

A: Varmebehandlet ståltråd med 0,60% C og  $\sigma_B = 158 \text{ kg/mm}^2$  B: Trukket ståltråd med 0,50% C og  $\sigma_B = 158 \text{ kg/mm}^2$

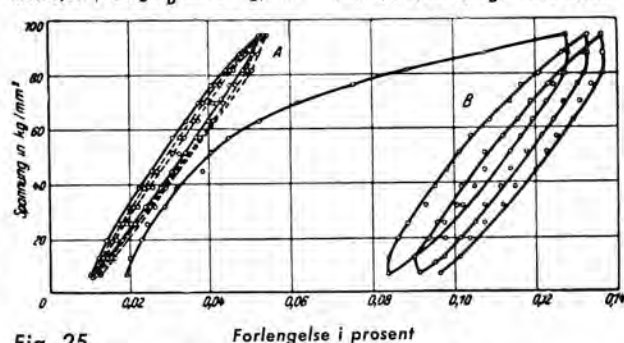


Fig. 25  
Belastning: Tre ganger opptil  $0,6 \sigma_B$   
Spennings/forlengelsesdiagram for varmebehandlet og koldtrykket ståltråd (etter R. S. Brown)

bruddstyrke som stangen for øvrig. Utmatningsfastheten i gjengene ligger mellom 45 og 52 kg/mm<sup>2</sup>. Materialet følger Hooks lov inntil strekkgrensen, dvs. forlengelsen er proporsjonal med påkjenningen — se fig. 25 til venstre. For spennbetong bør man ikke benytte stål med lavere fasthet.

I Østerrike framstilles et «Torstahl» forsterket ved kolddeformasjon. Dette stål er forsynt med spesialriller for å øke heftspenningen. «Torstahl» framstilles nå med bruddgrense på 85—100 kg/mm<sup>2</sup> og anses dermed anvendelig for spennbetong.

Størsteparten av de stål som benyttes til kabler og til strengbetong, består av koldtrukket tråd. Ved kolddeformasjon er bruddfastheten kraftig øket til 150—220 kg/mm<sup>2</sup>. Dette er en billig metode til å øke fastheten, men den har også sine ulemper som man bør være oppmerksom på. De kolddeformerte stål følger som regel *ikke* Hooks lov, se fig. 25 til høyre. Det kan derfor være tvilsomt om stålet

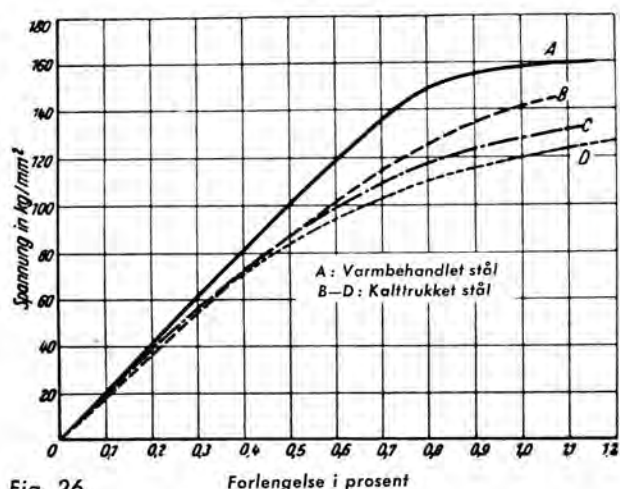


Fig. 26  
Spennings/forlengelsesdiagram for forskjellige vesteuropeiske trådsorter (etter MPA fra det nederlandske arbeidsministerium)

beholder sin spennkraft dersom det utsettes for vekslende påkjenninger.

I Beton- und Stahlbetonbau for 1951 sidene 161—187 har Dr. ing. Walter gitt en utførlig oversikt over armeringsstål for spennbetong. I fig. 25. er vist et hysterese-diagram for A — et varmebehandlet stål som følger Hooks lov og B — et kolddeformert stål som ikke følger Hooks lov. Det siste får varige deformasjoner og mister følgelig sin spennkraft ved gjentatte belastninger. Dette forsøk er referert fra Iron Steel Inst. 1949. I fig. 26 er vist hollandske forsøk med A — et varmebehandlet stål og B, C og D kolddeformerte stål, som ikke følger Hooks lov. Endelig har professor Ros i Zürich kommet til liknende resultater ved sine forsøk. De varmebehandlede, legerte stål har også mindre krypning enn de kolddeformerte stål.

For spennbetongsviller spiller kanskje ikke dette forhold noen nevneverdig rolle. Svillene må nemlig utføres med overveiende sentrisk armering. Under alminnelig belastningsforhold vil påkjenningen i stålet derfor ikke bli utsatt for særlige variasjoner. Men ved ekstraordinære påkjenninger ved en avsporing eller liknende, kan det dog hende at armeringen får varig deformasjon så spennkraften reduseres. Man er utvilsomt sikrere når man anvender stål som følger Hooks lov.

#### f) Konklusjon.

Spennbetongen fordrer høyverdig betong og stål med høy strekkgrænse og bruddgrænse. For å framstille høyverdig betong fordres spesialsement, sterke tilsatsmaterialer med riktig gradering, samt lavt vannsementforhold og kraftig vibrering.

Spennbetong atskiller seg vesentlig fra alminnelig stålbetong derved at betongen ikke utsettes for rissdannelser. Etter forsøk av professor Ros viser fig. 24 en sammenlikning mellom nedbøyningen for en stålbetongbjelke og en bjelke av spennbetong. Rissmomentet for spennbetongbjelken ligger her ca. 7 ganger høyere enn rissmomentet for stålbetongbjelken.

Når sprekker og riss unngås og betongen er tett, er det ingen fare for at armeringen skal ødelegges.

## V. Innlegging av spennbetongsviller

Da svillene veier 170—180 kg pr. stykk, fordres det en enkel maskinell utrustning for å kunne utføre dette arbeid på fordelaktigste måte. Arbeidsmåten er sterkt avhengig av de togintervaller som står til disposisjon og den hastighet arbeidet skal

fremmes med. I Tyskland har man med forholdsvis enkel utrustning lagt 180—240 m spor i togpauser på 3 timer. På dobbeltspor hvor det ene spor var avsperrert, har man lagt inntil 1000 m pr. dag.

### 1. Forskjellige metoder for omlegging til spennbetongsviller

Innlegging av spennbetongsviller foregår alminnelig i forbindelse med innlegging av nye skinner og gjennomgående rensing av ballasten. Følgende framgangsmåter kan benyttes:

a) Ballasten renses med Matisa pukkrensingsmaskin. Dette arbeid bør ligge ca. 500 m foran skinnelagingsarbeidet. Der legges ut kranskinner med 3.3 m sporvidde. Portalkraner tar opp det gamle spor og lesser dette på Diplorytraller i 2 eller 3 høyder for å kjøres inn til et sidespor. Den nye overbygging med skinner og spennbetongsviller sammenbygges på et sidespor, kjøres ut og innlegges ved hjelp av kraftige portalkraner. Denne arbeidsmetode er særlig effektiv ved korte togpauser, men den er neppe den billigste. Kranskinnene flyttes etter hvert som arbeidet skrider fram.

b) Den metode som er beskrevet i «Die Bundesbahn» nr. 13 og 14 for 1951 går ut på følgende:

Ballasten renses med Matisa pukkrensingsmaskin eller for hånden, hvilket krever mange mann. De nye skinner kjøres ut på forhånd og benyttes som kranskinner med 3.3 m sporvidde. Disse innrettes etter det gamle spor. Portalkraner med 3 tonns løfteevne tar opp det gamle spor og laster det opp på Diplorytraller for å kjøres vekk. Underlaget for svillene tiljevnes og stemples med 2 maskiner Vibromax. A.T. 5000 av Loosenhausens fabrikat. Hver maskin betjenes av en mann og stamper gjennomsnittlig 6 m pr. minutt og med 90 cm bredde.

Svillevognene kjøres ut på skinnetipp hvor de avlastes ved hjelp av portalkranene og kjøres til en svilleleggermaskin. Denne veier ca. 6 tonn og kan legge 4 sviller pr. minutt. Når svillene er lagt på riktig plass, trekkes de nye skinner inn på plass og skinnbefestelsen bringes i orden. På denne måte kan man legge 180 m nytt spor i togpauser på 3 timer og med en tidsbesparelse på 10 til 20 pst. sammenliknet med alminnelig legging av tresviller. Se fig. 11, 12 og 13.

c) Den under b) beskrevne metode er senere variert på følgende måte: Kranskinnene med 3.3 m sporvidde justeres helt nøyaktig både i høyde og sideretning. Dette arbeid kan utføres i den tid togene må passere. Etterat ballasten er rensert, den

gamle skinnegang fjernet og underlaget for svillene tiljevnet, settes en tralle på kranskinne. I en kasse på denne tralle fylles singel. Ved å kjøre trallen over det justerte trallespor drysser singelen ned og jevner til underlaget for svillene i ca. 90 cm bredde under hver skinne, hvoretter underlaget vales med en lett valse. Når så spennbetongsvillene legges på dette tiljevnete og *riktige* underlag, behøves ingen ytterligere justering av det ferdige spor, som straks kan befares med 100 km/time. Innlegging av sviller og skinner skjer som foran anført.

Det er en selvfølge at der også anvendes mange andre arbeidsmetoder til innlegging av spennbetongsviller. Hvor togtettheten var særdeles stor, har man også stukket svillene inn fra siden på samme måte som alminnelig for tresviller. I dette tilfelle ble utgiftene ca. 25 pst. større enn for tresviller.

## 2. Forslag

For våre enkelspore baner kan alt etter forholdene forskjellige arbeidsmetoder anvendes. På Sørlandsbanen kan man regne med togintervall på 3 timer, uren pukkbullast av 20 cm tykkelse over et slått kultlag av 30 cm tykkelse, 36 m lange sveisede skinner av 35 kgs skinnevekt, samt knapt med arbeidsplass både på fri linje og tunneler. Der forutsettes innlagt 45 m lange motstandssveisede 49 kgs skinner, som ved hjelp av gassveis *senere* sammenveises til 90 m. Videre forutsettes spennbetongsviller av type B. 12 eller B. 14 med 64 cm svilleavstand, se fig. 27 d. Ved de motstandssveisede skjøter forutsettes sveisesvulsten beholdt, men svillene kan plaseres kloss inn til sveisen. Ved de gassveisede skjøter må svillene plaseres ca. 200 mm til hver side for midte av sveis av hensyn til påkjenningene i sveisen, se fig. 27 c. Skjøtene mellom de 90 m lange skinner utføres som normal laskeskjøt over *impregnerte X-sviller av tre*. Skinnebefestigelse: bølgeplater for skjøttsvillene. Skinnene legges med samme varmerom som for 15 m lange skinner og nøytral temperatur + 15° C. Flatlaskene utstyres med avlange hull i den ene enden så laskeboltene ikke kommer i beknip ved lav temperatur.

Arbeidet med fornyelse av skinnegangen forutsettes utført således:

a) De ferdigsveiste 45 lange 49 kgs skinner kjøres ut av vognene på samme måte som ved Vestfoldbanens ombygging. De nye skinner rettes inn etter det gamle spor og med en avstand 3.3 m mellom skinnene. De nye skinner skal gjøre tjeneste som kranspor under ombyggingen. Toppen av kranskinne legges i *samme høyde* og 10 cm høyere enn

høyeste skinne i det gamle spor. Justeringen av trallesporet er viktig for at spennbetongsvillene skal komme på riktig plass. Denne justering kan utføres umiddelbart før det gamle spor fjernes.

De nye skinner kjøres ut for en stasjons avstand eller for hele strekningen som skal utbyttes i god tid før utskiftingen skal foretas. Korts Skinner i kurver må selvsagt tilpasses etter vanlige regler. Kranbanen av nye skinner understøttes i 4—5 m avstand på kasserte svillekapp.

### b) Ballastutgraving.

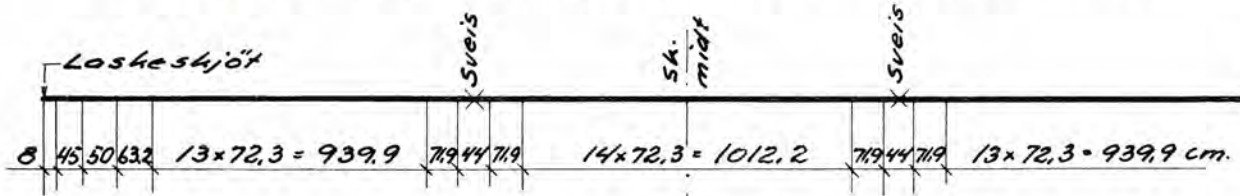
Den egentlige fornyelse av skinnegangen begynner med utgraving av pukken etter at de nye skinner er kjørt ut som foran nevnt. Ved hjelp av en Matisa ballastrense-maskin er dette arbeid enkelt å utføre, og man kan grave ut 80—100 m pr. time alt etter den motstand ballasten yter. Ved bruk av denne maskin blir underlaget for svillene jevnt og riktig, idet maskinen automatisk innstiller seg etter det gamle spor. Man får altså overhøyder og ramper *riktig* utformet etter det gamle spor. Dessuten sparer man arbeid og framfor alt pukk. Utgravingsbredden kan velges til 3.8 eller 3.9 m.

På grunn av det kultlag som ligger under pukken, kan man neppe grave dypere enn 5 cm under underkant sville. Høyden av 49 kgs skinner på spennbetongsviller er ca. 340 mm, mens en 35 kgs skinne på A-sviller bare er ca. 280 mm. Underkanten av de nye spennbetongsviller burde derfor senkes  $340 - 280 = 60$  mm for å kunne beholde den gamle høyde på skinnetopp.

Dette er imidlertid ikke heldig, da man ofte vil komme helt ned på underkulen og ballastens elastisitet derved forminskes. Alminnelig vil det være å foretrekke å heve skinnetopp ca. 5 cm hvor det er adgang til dette. Men inntil bruer hvor ballasten ikke er ført over, blir man nødt til å holde den gamle høyden for overkant sviller. Dersom man ikke har pukkresemaskin, må man grave ut pukken for hånd. Dette er et kostbart arbeid som må innskrenkes mest mulig. Under den gjennomgående svillebyting mellom Lunde og Kjosen i 1952 medgikk 8340 timer til å grave ut pukken på 15.5 km spor eller 535 timer pr. km. Da ble pukken gravd ut til underkant sville og ikke under svillene. Man bør imidlertid grave ca. 5 cm under svillens underkant og rive opp madrassen under svillen når sporet fjernes. Skal dette gjøres for hånd, må man nok regne med ca. 700 timer pr. km spor. Den utgravde pukk går for størstedelen tapt, men kan dog nyttes til å forsterke bankettene utenfor svilleendene.

a. 35 kgs skinne sveiset med gas eller thermit.

Normal svilledeling for 36 m. skinne =  $3 \times 12. \text{m}$

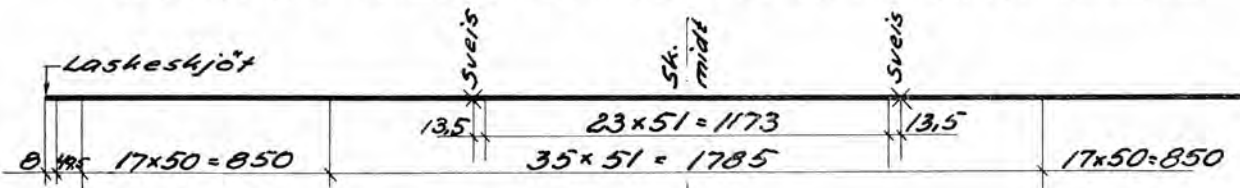


51 A-sviller + 2 T-sviller.

107

b. 35 kgs. motstannssveist skinne.

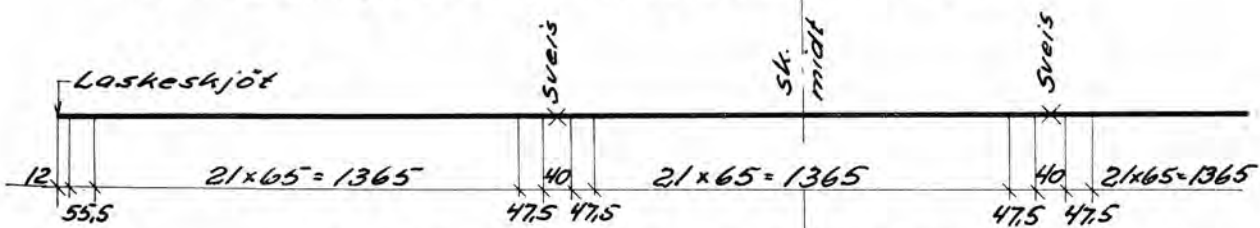
Redusert svilleavstann for 36 m skinne =  $3 \times 12. \text{m}$



70 A-sviller + 2 T-sviller

c. 49 kgs. skinne sveist med gas eller thermit.

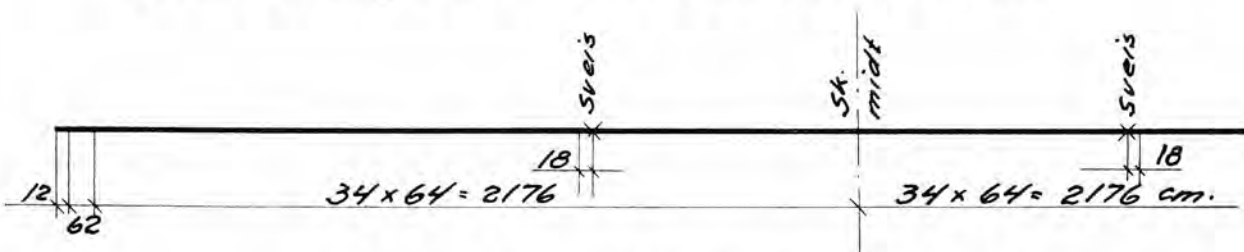
Svilledeling for 45 m. skinne =  $3 \times 15. \text{m}$



70 betongsviller + 2 X sviller, eller 72-X-sviller.

d. 49 kgs. motstannssveist skinne.

svilledeling for 45 m. skinne =  $3 \times 15 \text{ m.}$



69 betongsviller + 2 X-sviller, eller 71-X-sviller.

Fig. 27. Svilledeling

Dersom det på forhånd er grusballed som samtidig skal utskiftes med puk, bør man grave ca. 15 cm under svilleunderkant. Til dette kan man antakelig benytte Fogelbergs ballastplog, men Matisa pukkremsmaskin ville også her være å foretrekke. Når grusen er fjernet til 15 cm under svilleunderkant, bør der påfylles et jevnt puklag på 10 cm til underlag for de nye spennbetongsviller. Den nye skinnetopp kommer da i samme høyde som den gamle.

c) Fjernelse av gammel skinnegang.

Skinnelenk på 36 m 35 kgs skinner med tresviller løftes opp ved hjelp av 4 stk. lette portalkraner med 1.5 tonns løfteevne. Disse portalkraner kan settes av og på sporet med alminnelig håndmakt. De manøvreres også for hånd. Den gamle skinnelenk legges i 2 eller 3 høyder opp på Diplorytraller og kjøres med traktor inn til et sidespor for demontering, da det tar altfor lang tid å gjøre dette arbeid ute på linjen. Fem skinnelenk à 36 m = 180 m spor forutsettes fjernet på mindre enn en time. I stedet for 5 skinnelenk à 36 m forutsettes innlagt 4 nye skinnelenk à 45 m = 180 m. Kfr. fig. 28 og 31.

d) Tildannelse av underlaget for spennbetongsviller.

Så snart den første skinnelenk er fjernet, må man gå i gang med tildannelse av underlaget. Med pukgreip rives den gamle madrassen opp og jevnes ut-

over. (Dette arbeid spares selvsagt dersom man har benyttet pukkremsmaskiner som automatisk gir jevnt underlag.) To stk. Vibromax 5000 arbeider ved siden av hverandre for å stampe og jevne ut underpukken i 90 cm bredde under hver skinne. Disse maskiner beveger seg framover 6 m pr. min., men de må gå tilbake og stampe omigjen, eventuelt under innkast av ny puk, dersom underlaget ikke blir jevnt nok. Underlaget må tilpasses nøye etter overhøyde og overhøyderamper. Dette bør kontrolleres ved en liten vogn som kjører på det justerte kranspor. For denne kontroll ville det være gunstig om kranस्कinnene lå i riktig overhøyde slik som undertiden gjort i Tyskland. Men ved maks. overhøyder 1:10 vil dette føre til store ulemper for den øvrige anvendelse av portalkranene, som da også må utføres særlig kraftig på grunn av sidekreftene.

e) Innlegging av spennbetongsviller.

Svillene for 180 m spor opplastes på en bestemt måte fra fabrikk på 3 vogner som vist på skissen, fig. 29. Vogn nr. I settes på skinnetipp før den gamle skinnegang tas opp — se fig. 28. Dette må gjøres for ikke å sinke innleggingen av svillene, som da kan begynne så snart den gamle skinnegang er fjernet og portalkranene er ledige. På dette tidspunkt er tildannelsen av underballasten kommet så langt at svillene kan innlegges fra «skinnetipp». Skjøtsvillene (2 X-sviller) forutsettes innlagt på forhånd. Dersom man har 6 portalkraner til rådighet, kan

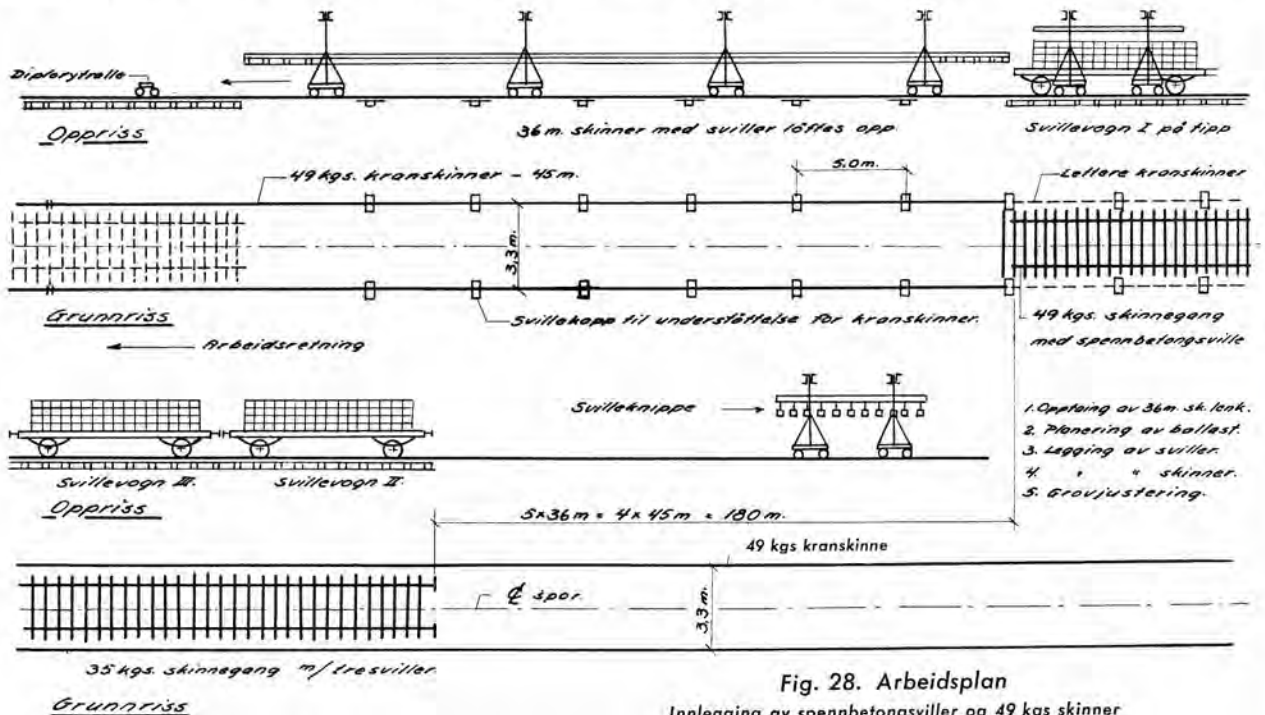
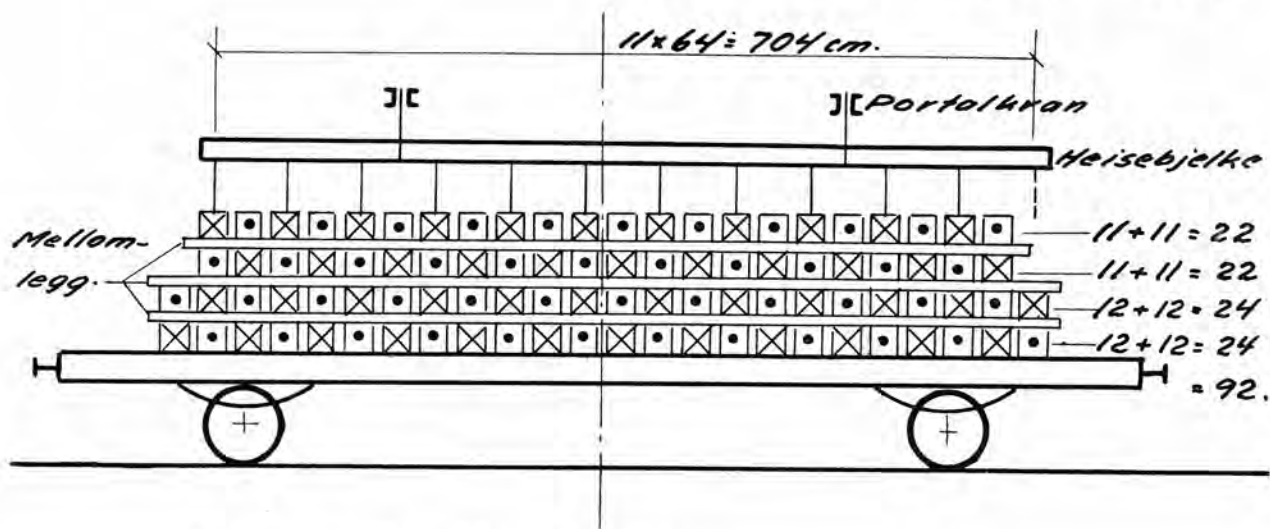


Fig. 28. Arbeidsplan  
Innlegging av spennbetongsviller og 49 kgs skinner

Lasteevne 20 t.  
Egenvekt 9,5 t.  
Lengde 10,0 m.  
Bredde 2,87 m.



Første løft.	⊠	11 sviller
Annet "	⊙	11 "
Tredje "	⊠	11 "
Fjerde "	⊙	11 "
Femte "	⊠	12 "
Sjette "	⊙	12 "
Syvende "	⊠	12 "
Åttende "	⊙	12 "

Kfr. Fig. 27 d.

= 92 sviller.

3 vogner à 92 sviller = 276 sviller = 4x69 = 276 sviller.

Fig. 29. Svillevogn T<sub>1-4</sub> for 92 sviller

innleggingen av spennbetongsviller begynne før opp-tangen av den gamle skinnegang er ferdig.

To portalkraner kjøres over svillevogn nr. I, se fig. 28. Kranskinne må forlenges med 2 skinnelenk av lettere skinneprofil av hensyn til vogn nr. I.

Mellom de to portalkraner anbringes over hver skinnestreg en heisebjelke. I denne bjelke opphen-ges 11 à 12 sviller med innbyrdes avstand 64 cm, altså svilledelingen. I de 2 heisebjelker løftes på en gang 11 eller 12 sviller. Portalkranene kjøres fram på kransporet, og svillene fires ned på underlaget. Da opphengingspunktet på portalkranene er fast innregulert, får også svillene riktig beliggenhet side-veis. Det ville de ikke få om kransporet var lagt i overhøyde. Vognen avlastes i 8 løft à 5 minutter for hvert løft.

Mens avlastingen av vogn nr. I pågår, er den gamle skinnegang opplastet på Diplorytraller kjørt bort, og vogn nr. II og III skiftet fram som vist på fig. 28. Avlastingen av svillene fortsetter nå med 4 portalkraner og kan følgelig skje i et raskere tempo, men dog ikke dobbelt så fort som for vogn nr. I.

På denne måte skulle det gå hurtig å legge svil-lene på riktig plass, men avstand til de sist lagte sviller må kontrolleres nøye med stikkmål før sville-knipet fires helt ned på underlaget. Skjøtsvillene for hver 90 m (2 X-sviller) innlegges for hånd.

f) Innlegging av nye skinner.

Når vogn nr. I er avlastet, kan innleggingen av de nye 49 kgs skinner begynne. To 49 kgs kranskin-ner trekkes inn mot hverandre ved hjelp av kjede-

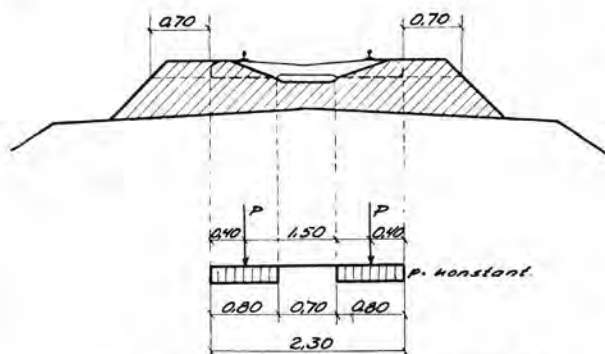


Fig. 30. Forutsatt opplagring av sville B9

taljer (smelltaljer) og fires ned på plass ved hjelp av donkramer, hvoretter skinnbefestigelsen bringes i orden. Deretter tas skinnelenk for skinnelenk på samme måte.

I løpet av 3 timers togpause forutsettes 180 m nytt spor klart for trafikk med hastighet 30 km/t.

g) Justering.

Etter at første tog er passert, foretas en foreløpig soufflagejustering og finretting av sporet, hvoretter hastigheten økes til 60 km/t.

To og to 45 m skinner sammensveises med gass til 90 m lengde. Etter at togene har kjørt på sporet et par uker, foretas en finjustering og nøye innretting av sporet. Deretter påføres pukkbetongsviller, og sporet er ferdig for normal trafikk. Da

all justering foretas før det påføres pukkbetongsviller, sparer man gravingen for soufflagejusteringen. Forutsetningen for dette er dog at det ikke er altfor varmt, ennskjønt det tunge spor med spennbetongsviller ikke er særlig ømfintlig for utknekkning.

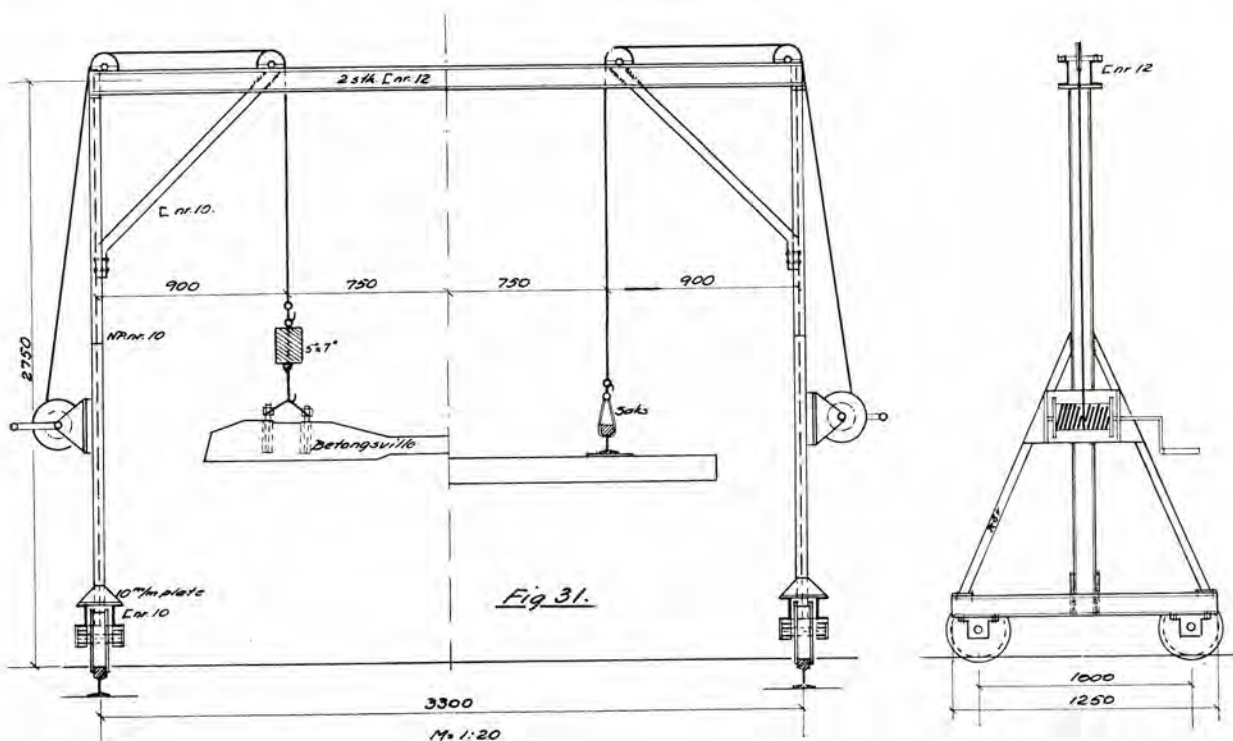
Ballasten legges opptil ca. 70 cm utenfor svilleendene som vist i fig. 30. I midten av sporet skal svillene ligge bar for pukkbetongsviller, og svillens underkant skal ikke berøre ballasten.

h) Utrusting m. v.

Til legging av sviller og skinner etter denne metode behøves 4 stk. lette portalkraner (helst 6) som er hånddrevet og settes på eller av kransporet med håndkraft. Dessuten behøves 2 stk. Vibromax 5000 for utjevning og stamping av underballasten, samt 8 à 10 stk. Diplorytraller. Portalkran, se fig. 31. Utover dette trengs håndredskaper og måleredskaper av forskjellig art. Arbeidsutstyret er således enklest mulig. En pukkbetongsvillmaskin ville være meget ønskelig og arbeidsbesparende, men dog ikke uomgjengelig nødvendig.

i) Arbeidsstyrke.

Til betjening av portalkranene kan regnes 4 mann pr. kran eller i alt 16 mann. Til betjening av Vibromax og tiljevning av underballast regnes 4 mann. Dessuten må man nok ha 4 à 5 mann til diverse arbeider eller tilsammen ca. 25 mann. Av disse bør





ca. halvparten være godt øvde. Særlig viktig er det også at de ledes av en dyktig bas.

Regner man med togpauser på 3 timer, vil de 25 mann være sysselsatt med skinnegangsarbeid i ca. 4 timer iberegnet endel for- og etterarbeider. Minst 4 à 5 mann vil ytterligere være opptatt med justeringsarbeider resten av dagen.

Ca. 20 mann kan deretter beskjeftiges med utgraving av pukk i ca. 4 timer = ca. 80 timer. For å holde tritt med skinnelaggingen må man ha ytterligere 5 à 6 mann til å grave pukk. Den samlede arbeidsstyrke kommer således opp i ca. 30 mann eller ca. 1.3 t. pr. m spor.

For demontering av den gamle skinnegang, sortering og opplasting, behøves 4 à 5 mann utstyrt med de nødvendige kraner, svilleskrumaskiner etc. Skinnene forutsettes opplastet og sendt til «skinnesmia». Svillene sorteres i vrak og sviller som kan repareres.

### 3. Andre metoder

Dersom man bare har 12 m skinnelenk, kan arbeidet fremmes i et langsommere tempo under anvendelse av færre folk. Det ville da passe bedre med 60 m lange sammensveiste skinner.

Skal man beholde skinnene og bare legge inn nye sviller, må arbeidsmetoden avpasses deretter.

Endelig kan man benytte den tyske metode som før omtalt. Men hertil fordres noe kostbarere og tyngre utrusting. Det kan også tenkes at man får endel overraskelser med denne metode i våre krappe kurver med store overhøyder.

Hovedsaken er at metoden avpasses etter de skiftende forhold og planlegges i alle detaljer av en ingeniør som spesialiserer seg på dette arbeid og at man skaffer seg en liten stab av arbeidere som er godt trent. Maskinell drift på portalkranene er ikke nødvendig, da det i realiteten er minimalt heisearbeid som fordres.

En arbeidsleder med øvd arbeidsstokk bør arbeide snart i ett og snart i et annet distrikt med den samme utrusting. Arbeidet kan da fremmes med største effekt og minst mulige utgifter til utstyr.

## VI. Omkostningsoverslag m. v.

I tabell IV—V og VI er materialomkostningene beregnet etter flere alternativer. I tabell VI siste rubrikk er oppført anslagsvis verdi for de materialer som blir ledig ved fornyelse av skinnegangen. Denne post kan jo være atskillig varierende alt etter slitasje, korrosjon m. v., men skinner i hovedspor bør under ingen omstendighet ligge så lenge at de er

reduisert med mer enn sin halve verdi. Skinner og smådelar fra hovedspor skal jo benyttes videre i sidespor og stasjonsspor. Er skinnene nedkjørte og laskekamrene medtatt, kappes det vekk ca. en halv meter i hver ende. Deretter sveises skinnene sammen 2 og 2 til ca. 22 m lengde. Nye laskehull bores, og man får en skinne som egner seg utmerket for sidespor i grus og med skinnespikerbefestelse. Disse skinner kan med fordel også benyttes på meget svakt trafikerte hovedlinjer.

Arbeidet med skinnelagging, svillelagging, ballastrensing og justering er foran beregnet til 1.3 t/m eller 1300 t/km tilsvarende ca. 6500 kr. Utgiftene kan variere atskillig etter forholdene, den utrusting som står til rådighet, samt framfor alt togtettheten. For sikkerhets skyld regnes med 10 000 kr. pr. km spor. Fraktutgifter er ikke medregnet.

### 1. 65 kg/m tunnelskinner

I tunneler hvor skinnegangen er særlig utsatt for korrosjon, vil det være lønnsomt å legge inn særlig motstandsdyktige skinner sammensveist i hele tunnelens lengde. Disse kan legges uten underlagsplater på X-sviller, ca. 65 cm avstand, og bare festet med treskruer. Impregnerte sviller holder seg alminnelig bedre i tunneler enn ute på fri linje.

Omkostninger pr. km spor, se tabell IV, siste rubrikk:  $167\,747 + 10\,000 \div 38\,000 = \infty 140\,000$  kr./km.

Dette gir billigere skinnegang enn alminnelig 49 kgs spor med fjærplater. Da smådelene er nesten sløyfet, er det ikke meget som kan angripes av rust, da selve skinnen er særlig motstandsdyktig mot korrosjon.

### 2. 49 kgs skinnegang

Anvender man 49 kgs skinner, bør ikke svilleavstanden være over 65 cm.

a) 15 m skinnelengde, fjærplater og 66 cm svilleavstand.

Omkostninger pr. km spor, se tabell IV:  $180\,611 + 10\,000 \div 38\,000 = \infty 152\,000$  kr./km.

b) 49 kgs skinner sammensveist til 45 m lengde, fjærplater og 65 cm svilleavstand for X-sviller:

Omkostninger pr. km spor, se tabell IV:  $178\,895 + 10\,000 \div 38\,000 = \infty 151\,000$  kr./km.

Dette er altså litt billigere enn normal skinnegang for Ofotbanen.

Pris for X-sville med fjærplater ca. 55 kr. pr. stk.

c) 49 kgs skinner sammensveist til 90 m lengde — svilleavstand 64 cm og spennbetongsviller B. 14.

Tabell IV

Materialer pr. km spor	Pris kr.	49 kgs skinner, x-sviller		65 kgs tunnelsk. uten u. pl x-sviller avstand 64 cm
		15 m sk. Ofotb. sville-avstand	45 m sk. sville-avstand 65 cm	
Skinner 98 t	900	88 200	88 200	
Tunnelskinne 65 kgs 130 t	900			117 000
Motstandssveis 89 stk.	30		2 670	
Thermitsveis, gassv. 67 stk.	70			4 690
Flattlasker 2.456 t	1300	3 193		
— » — 0.819 t	1300		1 065	
Laskeskruer 0.438 t	1500	657		
— » — 0.146 t	1500		219	
Fjærringer 534 stk.	0.35	187		
— » — 178 stk.	0.35		62	
<b>Sum skinner</b>		<b>92 237</b>	<b>92 216</b>	<b>121 690</b>
<b>Sviller og skinne-befestigelse:</b>				
<b>X-sviller</b>				
250 x 25 x 14 1600 stk.	26.60	42 560		
— » — 1578 stk.	26.60		41 975	41 975
Forbindelsesbolter 0.524 t	1400	734		
— » — 0.175 t	1400		245	
Fjærplater 3200 stk.	8.50	27 200		
— » — 3156 stk.	8.50		26 825	
Klemfjærer 6400 stk.	1.50	9 600		
— » — 6312 stk.	1.50		9 468	
Svilleskruer 5.914 t	1400	8 280		
— » — 5.832 t	1400		8 165	
— » — 2.916 t	1400			4 082
<b>Sum sville og befestigelse</b>		<b>88 374</b>	<b>86 679</b>	<b>46 057</b>
Pris pr. sville og befestigelse	55.23			
a) Skinner, sviller og befestigelse		180 611	178 895	167 747
Spennbetongsville B14 med befestigelse	55.00		88 790	
b) Skinner og B14			181 006	
Spennbetongsville B12 med befestigelse	65.00		102 570	
c) Skinner og B12			194 786	

Omkostninger pr. km spor, se tabell IV:

$$181\ 006 + 10\ 000 \div 38\ 000 = 153\ 000 \text{ kr./km.}$$

Dette er praktisk talt samme omkostninger som for Ofotbanens skinnegang.

d) 49 kgs skinner sammensveist til 90 m — sville-avstand 64 cm og spennbetongsviller B. 12.

Omkostninger, se tabell IV:

$$194\ 786 + 10\ 000 \div 38\ 000 = \infty 167\ 000 \text{ kr./km.}$$

Dette er ca. 15 000 kr. pr. km mer enn for Ofotbanens skinnegang.

Prisene for spennbetongsviller B. 14 = 55 kr. og B. 12 = 65 kr. er høyere enn de tilsvarende priser i Tyskland omregnet etter kursen.

Mens levetiden for X-sviller settes til 25 år, regner man med en levetid på 50—60 år for spennbetongsviller. Svilletype B. 12 er utvilsomt den beste, men selv om man ennå ikke har tilstrekkelig erfaring, er det dog meget sannsynlig at B. 14 vil være fullt tilstrekkelig for de belastninger man regner med ved NSB. B. 14-sviller er innlagt i tyske hovedspor med 20 tonn akseltrykk og hastighet 120 km/t.

Disse sviller kan også framstilles med enkel utrustning og i «flytende» fabrikkasjon. Det forutsettes anvendt «bunnskruer» og mellomleggsplater av spesialgummi.

### 3. 35 kgs skinnegang, se tabell V

Skinnegang for hovedspor og nyeste befestigelse.

Når man regner med innlegging av ny 35 kgs skinnegang, må man forutsette at man skifter ut eldre skinner med lavere skinnevekt enn 35 kg/m. Kredit for ledig materiell forutsettes derfor redusert fra 38 000 kr. til ca. 30 000 kr. pr. km spor. Arbeids-

Tabell V

Materialer pr. km spor	Pris kr.	35 kgs skinner, A og T-sviller		
		Normal sville-avstand 12 m sk.	Normal sville-avstand 36 m sk.	50 cm sville-avstand 36 m sk.
Skinner 70 t	900	63 000	63 000	63 000
Gassveis 111 stk.	50		5 550	
Motstandssveis 111 stk.	20			2 220
Flattlasker 2.806 t	1300	3 618		
— » — 0.935 t	1300		1 216	1 216
Laskeskruer 0.495 t	1500	743		
— » — 0.165 t	1500		247	247
Fjærringer 668 stk.	0.35	234		
— » — 223 stk.	0.35		78	78
<b>Sum skinner</b>		<b>67 625</b>	<b>70 091</b>	<b>66 761</b>
<b>Sville og skinne-befestigelse:</b>				
A og T-sviller 1584 stk.	23.90	37 853		
— » — 1473 stk.	23.90		35 205	
— » — 2000 stk.	23.90			47 800
Fjærplater 3168 stk.	7.00	22 176		
— » — 2946 stk.	7.00		20 622	
— » — 4000 stk.	7.00			28 000
Klemfjærer 6336 stk.	1.50	9 504		
— » — 5892 stk.	1.50		8 838	
— » — 8000 stk.	1.50			12 000
Svilleskruer 5.512 t	1400	7 717		
— » — 5.126 t	1400		7 176	
— » — 6.958 t	1400			9 741
<b>Sum sville og befestigelse</b>		<b>77 255</b>	<b>71 841</b>	<b>97 541</b>
Pris pr. sville + befestigelse	48.77			
<b>Skinner og sviller med befestigelse</b>		<b>144 880</b>	<b>141 932</b>	<b>164 302</b>

utgifter anslås fortsatt til ca. 10 000 kr. pr. km, enn-skjønt dette må være i høyeste laget.

a) 35 kgs skinner av 12 m lengde for 15 tonns akseltrykk. A-sviller i normal avstand 72.3 cm.

Omkostninger:  $144\ 880 + 10\ 000 \div 30\ 000 = \infty$   
125 000 kr./km.

Pris for A-sville med fjærplater ca. 49 kr. pr. stk.

b) 36 m lange 35 kgs skinner sveist med gassveis. A-sviller i normal avstand 72.3 cm.

Omkostninger:  $141\ 932 + 10\ 000 \div 30\ 000 = 122\ 000$  kr./km. Altså noe billigere enn normal skinnegang.

c) 36 m lange 35 kgs skinner sveist med motstandsveis. A-sviller i ca. 50 cm svilleavstand for 18 tonns akseltrykk.

Omkostninger:  $164\ 302 + 10\ 000 \div 30\ 000 = 144\ 000$  kr./km. Dette er bare ca. 20 000 kr. pr. km mer enn for normal utførelse nevnt under a.

**Tabell VI**

d) 35 kgs skinnegang med 12 m skinner, skinnespikerbefestigelse og svilleavstand 72.3 cm.

Omkostninger:  $116\ 994 + 10\ 000 \div 30\ 000 = ca. 97\ 000$  kr./km. Pris for A-sville + skinnespikerbefestigelse = ca. 31 kr.

e) 35 kgs skinnegang, 12 m skinner, skinnespikerbefestigelse, men 50 cm svilleavstand.

Omkostninger:  $129\ 843 + 10\ 000 \div 30\ 000 = 110\ 000$  kr./km.

f) Der er ikke oppsatt omkostningsberegning for 35 kgs skinnegang på spennbetongsviller, da disse bør disponeres for 49 kgs skinnegang. For 35 kgs skinnegang kan selvsagt også benyttes spennbetongsviller, men i dette tilfelle vil i hvert fall B. 15 være fullgod sville. I grusballast ville antakelig 35 kgs skinner på sville B. 15 gi en meget stabil skinnegang som uten betenkeligheter kunne tillate skinnelengder på 72 m. Prisen pr. sville er ca. 55 kr. mot A-sville med befestigelse 49 kr. pr. sville.

I de foran oppstilte beregninger har man ikke tatt med fraktutgifter og utgifter til ballast. Den siste post vil jo bli sterkt variabel alt etter som det dreier seg om fornyelse av pukkbballast eller overgang fra grus til pukk. Til fornyelse av pukk mellom Lunde og Kjosjen i 1952 medgikk ca. 350 m<sup>3</sup> pukk pr. km tilsvarende ca. 7000 kr.

Ved oppsetting av en generell beregning for de forskjellige sportyper som kan komme på tale, er det mange varierende faktorer som man ikke kan ta tilstrekkelig hensyn til. Hensikten med beregningen er imidlertid å skaffe en oversikt over hvordan omkostningene varierer med de forskjellige sportyper.

**Tabell VI**

Materialer pr. km spor	35 kgs sk., A- og T-sviller, skinnespiker			
	Pris kr.	Normal svilleavstand 12 m sk.	Ca. 50 cm svilleavstand 12 m sk.	Brukte materialer Kreditt
Skinner 70.000 t	900	63 000	63 000	31 500
Lasker 2.806 t	1300	3 648	3 648	ca. 1 800
Laskeskruer 0.495 t	1500	743	743	-
Fjærringer 665 stk.	0.35	234	234	-
<i>Sum skinner</i>		67 625	67 625	33 400
A- og T-sviller 1584 stk.	23.90	37 858		
— » — 2000 stk.	23.90		47 800	
Underlagspl. 10.996 t	70	7 697		ca. 3 500
— » — 13.832 t	70		9 717	
Skinnespiker 2.252 t	1500	3 378		ca. 1 200
— » — 2.843 t	1500		4 265	
Forb.bolter 0.383 t	1400	436		
<i>Sum sviller og befestigelse</i>		49 369	62 218	ca. 4 700
Pris pr. sville og befestigelse	31.10			
<i>Skinner, sviller og befestigelse</i>		116 994	129 843	38 000

Arbeidsutgifter ca. kr. 10 000 pr. km

For hovedspor bør det iallfall nå ikke være tale om å legge inn dårligere spor enn 35 kgs skinner med fjærplater, som derfor settes = 100.

*Sammenliknende oppstilling:*

35 kgs spor, 12 m sk. svilleavst. 72.3 cm dogg:	97 t/kr. = 78 %
35 - - 12 - - - 50 - - 110 - = 88 %	
35 - - 12 - - - 72.3 - fjærpl. 125 - = 100 %	
35 - - 36 - - - 72.3 - - 122 - = 98 %	
35 - - 36 - - - 50 - - 144 - = 115 %	
49 - - 15 - - - 66 - - 152 - = 121 %	
49 - - 45 - - - 64 - - 151 - = 121 %	
49 - - 90 - - B.14 i avst. 64 - 153 - = 122 %	
49 - - 90 - - B.12 - - 64 - 167 - = 134 %	
65 - - på x-sviller i tunnel, belsveiset	140 - = 111 %

Sammenlikner man disse forholdstall, framgår det klart at utgiftene med overgang til 49 kgs skinner bare er 21 å 22 pst. større enn for normal 35 kgs skinnegang med god skinnbefestigelse. Men det er ingen tvil om at besparelsen ved den sterkere skinnegang er av en ganske annen størrelsesorden. Hertil kommer de trafikkmessige fordeler ved å kunne gå over til 18 eller 20 tonns akseltrykk.

Akseltrykket på 35 kgs skinner kan økes til 18 tonn ved å legge inn sviller i ca. 50 cm avstand. Dette vil utvilsomt bli nødvendig i en overgangstid mens man venter på å få gjennomført 49 kgs skinnegang. Men denne forholdsregel kan ikke erstatte 49 kgs spor som under alle omstendigheter bør fremmes så hurtig som mulig. Merutgiftene med innlegging av sviller i 50 cm avstand vil antakelig lønne

seg meget godt derved at man får et stabilere spor og reduserte vedlikeholdsutgifter. Det blir da heller ikke nødvendig å skifte ut delvis defekte sviller i den utstrekning man nå må gjøre dette på grunn av den altfor store svilleavstand som krever at *alle sviller* er gode.

## VII. Konklusjon og forslag

Det er riktig at elektrifisering og anskaffelse av rullende materiell fremmes så hurtig som mulig. Men skinnegangen på våre hovedlinjer må også bringes opp i en standard som tilsvarer trafikkenes behov. På dette område ligger NSB langt tilbake sammenliknet med andre européiske baner. Vedlikeholdsbudsjettet øker i faretruende grad og vil nok fortsette å øke så lenge man sliter med for svak og nedslitt skinnegang. Hertil kommer telehivingen som tynger sterkt på vedlikeholdsbudsjettet.

De rent trafikktekniske ulemper som følger av for lave akseltrykk, må også elimineres snarest mulig. Overbelastninger kan ofte ikke unngås.

### Program

På alle sterkere trafikerte hovedlinjer, ca. 2300 km, bør man snarest gå over til 49 kgs skinnegang og pukkbullast etter at telehivingen er eliminert. Og de linjer som har størst trafikk, må selsagt tas først. Der bør søkes innlagt minst 100 km pr. år nytt 49 kgs spor. Hertil vil medgå ca. 15 M. kr. som forutsettes på Fornyelsesfondet. Der fordres årlig ca. 10 000 tonn skinner, hvorfor det *bare* bør vales 49 kgs skinner. Valsing av nye 35 kgs skinner må antas å forsinke innleggingen av 49 kgs skinnegang.

For ikke unødig å forsinke overgangen til 49 kgs spor bør man i første omgang hoppe over stasjonene og bare legge inn 49 kgs sporveksler på de steder hvor de gamle veksler er utslitte. Dette er i hvert fall uten betenkelighet så lenge man opprettholder bestemmelsen om nedsatt kjørehastighet over sporveksler i hovedlinjen.

De beste av de utskiftede 35 kgs skinner bør presses om og benyttes til nødvendig fornyelse og reparasjon av 35 kgs skinnegang, samt til mindre trafikerte hovedspor. Dårligere 35 kgs skinner bør kappes ca. 0.5 m i hver ende og sveises sammen 2 og 2 til ca. 22 m lengde og benyttes til stasjonsspor og side-linjer, med skinnespikerbefestigelse og grusbullast.

Innlegging av ny 49 kgs skinnegang er et langsiktig program, hvorfor det også fordres andre forholdsregler. På de hovedlinjer som i lang tid framover må beholde sin 35 kgs skinnegang, bør man snarest gå til å forminske svilleavstanden til ca. 50 cm, enten

man har skinnespikerbefestigelse eller bedre skinnespikerbefestigelse. Derved kan man øke akseltrykket til ca. 18 tonn. Dette antas å føre til en betydelig reduksjon av skinnegangen vedlikehold, hvorfor utgiftene bør belastes kto. J. III eller Kap.budsjettet.

Ved å øke svilleantallet pr. 12 m skinnelenk fra 17 til 24 sviller vil svilletrykket mot ballasten reduseres og justeringen bli mer holdbar. Svillenes levetid kan økes, da det blir mindre påkrevd enn nå å skifte ut delvis defekte sviller. Stikkbyting av sviller i tide og utide og den dermed følgende ødeleggelse av justeringen bør unngås.

Men en foranstaltning som her foreslått kan dog bare betegnes som en midlertidig *nødhjelp og må på ingen måte bevirke en forsinkelse av overgangen til 49 kgs skinnegang.*

### Spennbetongsviller.

Ved innlegging av ny 49 kgs skinnegang bør man i stor utstrekning gå over til spennbetongsviller med lang levetid. Den tyske sville B. 12 og B. 13 er utvilsomt den beste i forhold til prisen. Dimensjonene kan mulig reduseres da belastningen her må antas å ligge noe under det man regner med i Tyskland.

De tyske forsøk med B. 14 og B. 15 bør imidlertid følges med skarp oppmerksomhet da anskaffelsesprisen for disse ligger omtrent på samme nivå som for våre X-sviller. Men foreløpig har man ikke sikkerhet for om den er god nok.

Spennbetongsviller bør foreløpig innlegges på de banestrekninger hvor man har togintervaller på ca. 3 timer og hvor der ikke stilles særlige fordringer til svillenes isolasjonsevne.

Under alle omstendigheter kan man gå ut fra at der også blir brukt et større antall X-sviller.

Disse bør fortrinnsvis benyttes hvor togtettheten er så stor at svillene må stikkes inn fra siden, samt hvor der stilles særlige fordringer til isolasjon. Videre er det forutsatt X-sviller til skjøtsviller også på strekninger med spennbetongsviller. Men det bør overveies å øke svilledimensjonene til 26 x 16 cm slik som det brukes i andre land, da de stivere sviller gir en bedre fordeling av svilletrykket.

Det her antydde program strekker seg over 20—25 år og da vil de først lagte skinner være modne til fornyelse i henhold til de erfaringer man har høstet i andre land.

Jeg anser det derfor for å være uomgjengelig nødvendig at dette arbeidsprogram settes i gang snarest mulig og fremmes i et tempo av minst 100 km pr. år. Jeg skulle anta at trafikken også vil framtinge en øking av akseltrykket snarest mulig.

## SNØRYDDING VED NSB

Av inspektør T. Meinstad

DK 625.174(481) = 396

Det er mange som synger frontplogens pris når det gjelder snørydding på linjen. Det framholdes at bare man har stor frontplog på alle tog, er praktisk talt alle sorger slukket.

Snøryddingen er en ganske stor post på budsjettet, opptil 6 mill. kr. pr. år, så spørsmålet er så viktig for driften at det bør tas opp til debatt.

Jeg er uenig i lovsangen over den store frontplog. La meg få nevne akselantallet på våre hovedtog etter Hst. sirk. nr. 257/52 om togsammensetningen: Togene 401/402 38 aksler, togene 405/406 44 aksler, togene 459/460 20 aksler, togene 601/602 30 aksler, togene 605/606 34 aksler, togene 701/702 34 aksler og togene 705/706 42 aksler.

Til dette kommer til stadighet ekstravogner på de tog som overhodet kan trekke mer enn det som er satt opp. De som er kjent på strekningene eller regner ut togvekten anslagsvis etter akselantallet og finner fram trekkraftkurven for de lokomotiver som brukes, vil vite at man belaster nesten alle våre hovedtog til yttergrensen — ja over den, særlig på vinterføre.

Tar man våre gjennomgående godstog, vil man finne at de i de samme måneder er utnyttet fullt ut hva trekkraften angår. Vel er det så at godstrafikken er gått en del nedover, men dette har ennå vesentlig gitt seg utslag i færre vogner i de arbeidende godstog og færre ekstra godstog. Dette vil si: Vi har intet overskudd av kraft til snørydding i våre hovedtog, persontog så vel som godstog. Tvert om, hurtigtogene og gjennomgående godstog burde heller få hjelp for å kunne holde ruten.

Det hevdes ofte at på Bergensbanen klarer man alle vansker med stor frontplog på togene, og bare en enkelt gang hjelper man seg med et løsløkomotiv med stor plog. Hvis bergenserne hadde fulgt denne linje, tror jeg neppe vi hadde hatt noen grunn til den beundring vi i dag har for den måte de klarer snøen på. Sannheten er vel den at snøryddingen på Bergensbanen gjøres ved egen apparatur. Togene har en uvesentlig del av arbeidet. Jeg tror at Bergensbanen ville ha stått i mange uker hver vinter, skulle man stolt på de rutegående togs store frontploger.

Det nevnes også Kristiansand distrikt etter at man der har gått over til elektrisk drift. Vanskene med snøen synes å være kommet der i og med at



elektriske lokomotiver ikke kan ha stor frontplog. Lokene må jo kjøres fra motsatt ende fra Kristiansand. Så enkelt er det vel ikke. De elektriske lokomotiver i Kristiansand har intet kraftoverskudd til snørydding. Heldigvis har vi heller ikke anledning til stor plog på de elektriske lokomotiver der. Ellers ville nok verkstedene hatt så mange elektriske lokomotiver til reparasjon at man måtte ha kjørt det hele med damp. Og hadde vi hatt lokomotiv type El. 11 på denne strekning med muligheter for stor plog, hadde det blitt enda meget verre enn nå. Så vidt jeg vet, ble det i Kristiansand også forsøkt kjørt løsløkomotiv («tysker» type 63) med stor plog, men selv med det var det ganske håpløst å komme fram. Det er mulig at disse lokomotiver kom i drift for sent, siden man kan hevde at stor plog på de alminnelige tog kunne klare biffen.

Det planlegges for framtiden å kjøre en rekke lette tog, til dels med forbrenningsmotorvogner. Det er da innlysende at all snørydding her må foregå med egen apparatur. Hastigheten for de gjennomgående godstog og deres belastning tilsier også at man vanskelig kan hjelpe seg med frontplog på disse. Og det er av like stor betydning at særlig de gjennomgående godstog holder ruten som persontogene. I arbeidende godstog bør man ikke ha stor frontplog av hensyn til skiftingen.

Jeg tror jeg har de fleste driftsfolk med meg når jeg hevder at snøryddingen skal foregå med egen apparatur; løsløk. med stor plog, rotere, skraper, sporrensere osv. Og redskapen må brukes i god tid og ofte.

De direkte utgifter vil på denne måte kanskje vise et høyere tall — for jeg vet ikke om 2—3 ukers stopp på våre hovedlinjer kommer fram i regnskapet på utgiftssiden. På inntektsiden vil det ganske sikkert merkes.

Stor plog på rutegående tog er et onde, enkelte ganger et nødvendig onde, og det skal bare være en nødhjelp. Derved slipper vi de utgifter som rettelig skulle komme på snøens konto — skader på damplok., forbrente motorer på elektriske lok. og motorvogner, forsinkede tog og i verste fall full stopp i dagevis. Enda mer skjulte utgifter er tapt goodwill ved forsinkelser og at publikum mister troen på ordet: Sikkert som toget.

## TEKNISKE FORSØK INNEN JERNBANEN

Av avdelingsingeniør A. Hatteland

DK 62.001.4:385(481)—396

All utvikling og framgang er basert på at en gjør forsøk for å finne fram til noe som er bedre enn det eksisterende. Ofte kan prøvene være nokså famlende, og veien som har ført teknikken fram til sitt nåværende nivå, har vært krocket nok.

Ikke alle forsøk gir et positivt resultat. Men selv et negativt resultat er også et resultat og kan ha stor verdi. Verre er det når en prøve ikke gir noe svar på spørsmålet i det hele tatt.

Verdien av et forsøk vil som regel være avhengig av en rekke faktorer. Disse forhold skal her først omtales litt nærmere.

La oss som et eksempel tenke oss at det foreligger forslag til konstruksjonsforandring av en maskindel. Forandringen synes å være en forbedring. Det eksisterer derfor et naturlig ønske om å få saken undersøkt, men etter alt å dømme vil prøvene kreve et ganske stort arbeid.

Først er det da naturlig å undersøke om nødvendige forutsetninger for å sette forsøket i gang er til stede. Her er vi inne på et meget viktig ledd i alt forsøksarbeid i en bedrift som jernbanen, hvor det er så mange ønsker om å få forskjellige ting prøvet.

- a) Det må kunne disponeres tilstrekkelig personale og utstyr for en tilfredsstillende gjennomføring av prøvene.
- b) En må kunne regne med tilstrekkelig nøyaktighet for en pålitelig konklusjon. Observasjonsfeilene vil ofte være avhengig av måleutstyret, men også av en rekke andre faktorer. Kvantitative målinger brukes jo ikke alltid.
- c) Problemets dimensjoner må stå i et rimelig forhold til omkostningene med å få det undersøkt.

Generelt kan vi si at disse 3 punktene alltid bør undersøkes før en beslutter å sette et forsøk i gang. I motsatt fall er det ingen grunn til å vente seg noe igjen for strevet.

Mange tilfelle er imidlertid kompliserte og tvilsomme. En heldig avgjørelse vil da være avhengig av grundig teknisk innsikt og sunn dømmekraft.

Viser forholdene seg å ligge bra til rette, blir neste skritt å sørge for en grundig planlegging; særlig ved litt større og kostbare forsøk kan denne del av oppgaven ikke tas alvorlig nok. Oppdragsgiver og forsøksleder samarbeider om dette grunnleggende arbeid. En analyse av eventuelle feilkilder bør gjennomføres alt på dette stadiet for best mulig eliminering av feil under selve prøvene og minst mulig etterjustering. Videre vil ofte driftsmessige forhold komme inn i bildet og må tas hensyn til. Nettopp dette siste kan vanskeliggjøre forsøk i driften ved NSB.

Først med en gjennomarbeidet forsøksplan i ryggen, kan prøvene settes i gang på beste måte. Overraskelsene vil da oftest være redusert til et minimum, og den opprinnelige plan kan følges i hovedtrekkene. Det er likevel ikke til å unngå at nye momenter dukker opp av og til under selve prøvene, og gjør en tillempling av forsøksplanen naturlig og ønskelig.

Når prøvene er vel avsluttet, begynner ofte den mest møysommelige delen av oppgaven — utarbeiding av forsøksrapporten. Denne bør helst være så gjennomarbeidet og ordentlig at den uten «make up» tåler trykking. Tallbearbeiding i tabellform og resultatet grafisk framstilt er oftest å foretrekke.

Rapporten bør munne ut i en konklusjon. Det er en fordel at denne er kort og utvetydig — uten teoretiske betraktninger og slutninger som forsøkene

ikke gir dekning for. Forsøkslederen settes ofte her på litt av en prøve. Har en nemlig lagt ned et stort arbeid, er det ikke mer enn menneskelig at en også gjerne vil ha resultater, helst positive og gjerne oppsiktsvekkende. En kritisk vurdering av målefeil og andre feilkilder er absolutt nødvendig. En må også huske på at konklusjonen ofte er det eneste som blir lest av en lengere forsøksrapport. Det krever tid å sette seg inn i alle detaljer, og det kan være svært vanskelig for en som ikke selv har fulgt forsøkets gang og samtidig er fagmann på området.

At forsøkslederen muntlig redegjør for forsøket på et eller annet komitémøte, uten å utarbeide skriftlig rapport, er oftest uheldig. En slik redegjørelse blir som regel ikke tilstrekkelig detaljert og kan ikke settes inn i forsøksarkiv for senere bruk.

Som leseren vel har merket seg, er det *en* mann — forsøkslederen — som følger forsøket fra den første planlegging til punktumet etter konklusjonen. Det er en meget stor fordel at en mann kjenner forsøkets mange detaljer og er den ansvarshavende. Han kan ikke pulverisere dette vel avgrensede ansvarsområdet. Også for forsøksarbeid gjelder regelen om minst mulig oppstykkning av ansvar. Det er innlysende at en lett kommer ut på viddene når f. eks. en avdeling i Hst. som planlegger og setter et forsøk i gang, overlater, av mangel på arbeidshjelp, til et distrikt å følge forsøket, for så til slutt kanskje selv å skrive en redegjørelse om det hele (eller kanskje det ikke blir skrevet noe).

Når det gjelder forsøk, er ofte situasjonen den at en gal konklusjon er verre enn ingen konklusjon.

Hvis derfor ikke et forsøk kan gjennomføres betryggende, er det bedre å bruke penger og energi til noe annet. De som stiller med forsøksarbeid, må ha tid og muligheter til å yte det beste.

Når en jernbaneadministrasjons forsøksbehov har nådd en viss grense, kan ikke lenger forsøksarbeidet belastes det ordinære personalet i sentraladministrasjonens fagavdelinger, verkstedene eller anleggene som et slags «inn i mellom arbeid». Fra flere hold innen vår bedrift er det blitt uttalt at denne grense forlengst er passert (jfr. artikkel av H. Benneche i nr. 1 T M).

Spørsmålet er da hvordan det hele bør ordnes for at de penger og arbeid som år om annet brukes til forsøk innen jernbanen, kan kaste mest mulig av seg. Problemet er mangesidig og kompliseres ytterligere ved at en heldig løsning synes å kreve større administrasjonspersonale. Men dersom fordelene med en nyordning langt synes å oppveie merutgiftene, skulle forholdene ligge vel til rette for å prøve noe nytt.

De forsøk — i ordets videste forstand — som er aktuelle innen NSB, kan vel stort sett deles inn i 2 grupper.

1. Målinger og prøver, mest av kontrollerende art, som vedkommende fagavdeling med fordel utfører selv.

Det gjelder her prøver som er spesielle for vedkommende avdeling og som bygger på erfaring, måleteknikk og -utstyr som andre avdelinger ikke har og kan dra vesentlig nytte av. Som et eksempel kan nevnes målevognkjøring ved baneavdelingen.

Dersom behovet er stort nok, vil et eget kontor for slike oppgaver ved fagavdelingene by på store fordeler. Personalet her vil få tid til å ofre seg for prøvene og dermed vinne verdifull erfaring.

2. På den andre siden har vi en rekke forsøk som best kan utføres av et felles organ (forsøksavdeling) som står til tjeneste for alle tekniske fagavdelinger i Hst., verkstedene og anleggene og får sine oppdrag fra disse.

Her gjelder det oppgaver av mer generell art som ofte krever kostbart måleutstyr og spesialutdannet mannskap, og som flere fagavdelinger kan dra nytte av. Som typisk eksempel kan her nevnes måling av materialspenninger i konstruksjonsdeler.

En sentralisering vil i slike tilfelle bety langt bedre utnyttelse og større vederlag for utgifter til måleutstyr og personale. Men utbyttet vil i stor utstrekning være avhengig av et godt samarbeid mellom forsøksavdelingen og oppdragsgiver.

Det vil sikkert være delte meninger om en forsøksavdelings virkefelt.

Generelt kan en si at jo bedre utbygd og spesialisert forsøksavdelingen er, desto større arbeidsområde kan og bør den ha, og desto mindre av egentlig forsøksarbeid bør belastes de ordinære fagavdelinger. Ved større jernbaneadministrasjoner har en høy grad av sentralisering på dette området forlengst tvunget seg fram.

Situasjonen ved NSB i dag er vel stort sett den at de tekniske fagavdelinger og verkstedene mangler folk til å ta seg av forsøkene. Dessuten hindres det nevnte felles forsøksorgan — som vårt nåværende kjemiske laboratorium vel var tenkt til — i sin utvikling av mangel på laboratorieplass og tilstrekkelig godt avlønnte stillinger.

Skadevirkningene lar seg ikke lett beregne; men det synes å være på høy tid at det tas skritt til å få Statsbanenes forsøksbehov kartlagt for så senere å bringe forsøksvirksomheten inn i fastere former.

# PLANLEGGING AV STASJONER OG SIDESPOR

Av inspektør Hans Løken

DK 656.21(481)—396

118

I snart 100 år har det nå her i landet vært planlagt og bygget jernbanestasjoner av ulike slag. Fra de relativt enkle stasjonsarrangementer man hadde ved Hovedbanens åpning i 1854 og fram til det rikt varierte utvalg som vi har i dag, ligger det en lang utvikling — ikke minst i teknisk retning. Utviklingen er foranlediget gjennom trafikkenes stadige vekst med alltid voksende krav til økt kjørehastighet, sikkerhet, kapasitet og hensiktsmessighet.

Det er klart at den skisserte utvikling har skaffet mange vansker i forbindelse med forbedringer av stasjonsanleggene. Mange forhold og problemer måtte tas opp til behandling på nytt grunnlag, — og mange nye problemer meldte seg som ikke forelå tidligere. Ikke lite erfaring er derfor gjennom årene vært høstet på dette området, men bare en del av denne er kommet til uttrykk ved utformingen av Hovedstyrets traseringsregler for linje og stasjoner. Siden de gjeldende traseringsregler kom ut i 1939, har våre jernbaner gjennomgått en rik utvikling — såvel teknisk som trafikkmessig. Det er tilstrekkelig å minne om den økte innføring av elektrisk drift og av motorvogner på våre baner, innføring av elektriske sikringsanlegg ved stadig flere av våre stasjoner, innføring av gjennomgående luftbremses i våre tog samt anskaffelsen av større og tyngre vogner med større akselavstand. Som følge av økt transportbehov og utvidelsene av landets jernbanenett er trafikken i samme tidsrom økt til det mangedobbelte av hva den var før 1939.

Denne rike utvikling har fått til følge at flere av våre jernbaner har en sterkere utviklet trafikk enn tidligere med til dels større og flere slags tog med meget forskjellig hastighet, og at det nå for utvikling av trafikken stilles økte krav til strekningens stasjoner med hensyn til betjening, sporarrangement og sikringsanlegg. Ved utpregede stasjoner så som lokalstasjoner, utgreningsstasjoner, kryssings- og forbikjøringsstasjoner samt mellom-stasjoner har utviklingen ført med seg at en nå ved planlegging av slike stasjoner må ta mer hensyn til trafikkenes beskaffenhet, — såvel på stedet som over hele strekningen.

Forholdene synes etter dette å ha endret seg så meget at det torde være av betydning at det blir skaffet en fastere ramme hvorfra utbyggingsarbeidet kan føres og utvikles videre. En slik ramme kan vi

skaffe oss hvis Hovedstyrets påtenkte trykk nr. 335 om stasjoner og sidespor utformes med sikte på anlegg av mer moderne stasjoner. Som før må retningslinjene i første rekke gjelde nyanlegg, — men også for driftsbanene bør de ha for øye ved forekommende utvidelses- og ombyggingsarbeider i den utstrekning de økonomiske forhold tillater det.

I det følgende skal en kort få omtale en del av de retningslinjer som man mener bør komme på tale ved utformingen av stasjoner ved enkeltsporet bane og ved sidespor.

## *Sporenes vertikaltrasé.*

Under planleggelse av stasjonens vertikaltrasé bør det iakttas at det gis adgang til eventuelt senere forlengelse av stasjonens kryssingsspor og at sterke fall umiddelbart utenfor stasjonsområdet ikke bør forekomme. Der det er mulig, bør stasjonen ligge horisontalt. Er forholdene til hinder for dette, må spor som nyttes til togopphold eller til hensetting av vogner ikke legges i sterkere stigning enn 2.5 promille. Unntaksvis kan togspor på lokalstasjoner legges med 10 promille stigning. Spor som nyttes til skifting eller til forbindelsesspor mellom sporgrupper, kan ha større stigning når sporet ikke har fall direkte mot hovedlinjen. Stigningen ved forbindelsesspor bør nødvendig gå over 20 promille. Av hensyn til skiftmaskinens yteevne bør en søke å holde maksimumstigningen nede på 10 promille.

Ved *stigningsbrudd* må overgangen utjevnes med en vertikalkurve. For togspor ved baner av kl. I bør denne ha en radius på 5000 m eller mer. (Veksler kan derved legges i vertikalkurven.) Ved stasjonens øvrige spor hvor det forutsettes lave hastigheter, kan vertikalkurvens radius settes ned til 500 m når forholdene gjør dette nødvendig.

Ved *sidespor* må den del av sporet som nyttes til hensetting av vogner, ikke legges med sterkere stigning enn 2.5 promille. Vertikaltraseen for den øvrige del av sidesporet må bli å legge etter de samme regler som for stasjonssporenes forbindelselinjer.

## *Sporenes kurveforhold.*

Der det er mulig, bør stasjonen ligge på rettlinj. Hvor de stedlige forhold tilsier at stasjonen må legges helt eller delvis i kurve, bør det søkes lagt inn i en slakere kurve over stasjonstomten på bekostning



av skarpere kurver i endene. Under planleggingen av stasjoner med spor i kurve, bør det iakttas at det gis adgang til eventuelt senere forlengelse av kryssingssporet, — og at det sørges for tilstrekkelige lange rettlinjede partier i stasjonens begge ender for utvikling og avgrensning til de respektive spor på stasjonen. Togspor langs konkave plattformer bør ikke ha mindre radius enn 600 m, og det bør heller ikke være mindre radius på spor som nyttes til sammenkopling av godstog. Ved større stasjoner hvor man har egne sporgrupper for hensetting av vogner og tog, bør sporene gjøres rette. *Minste tillatte kurveradius* for de forskjellige spor må bestemmes ut fra deres anvendelse, — under hensyntagen til gjeldende internasjonale regel av 1938 (Reglement international des Wagons) som forlanger at enhver godsvogn skal kunne passere en sporkurve med radius 150 m. Så lenge nevnte regel gjøres gjeldende, må det regnes med at alle nåværende og framtidige godsvogner kan passere en kurve med radius 140 m — om enn dette for visse utenlandske vogners vedkommende kan medføre noen ulemper. Alle våre nåværende godsvogner og skiftmaskiner kan passere en kurve med 110 m radius. Sammenleste vogner med lange gjenstander som tømmer, skinner, profiljern o. l. kan føres gjennom en kurve med 120 m radius når vognene er forsynt med svingstell for lasten. Togmaskiner kan passere en kurve med radius 180 m unntagelsesvis også 150 m. På grunnlag av ovenstående og under hensyn til at tendensen i alle land går i retning av å bygge stadig større vogner med større akselavstand, foreslår en følgende retningslinjer for minste kurveradier:

For gjennomkjørsporet på stasjoner utenfor plattformene bør ikke anvendes skarpere kurver enn på hovedlinjen.

For kryssingsporet bør det ikke anvendes kurver med mindre radius enn 300 m.

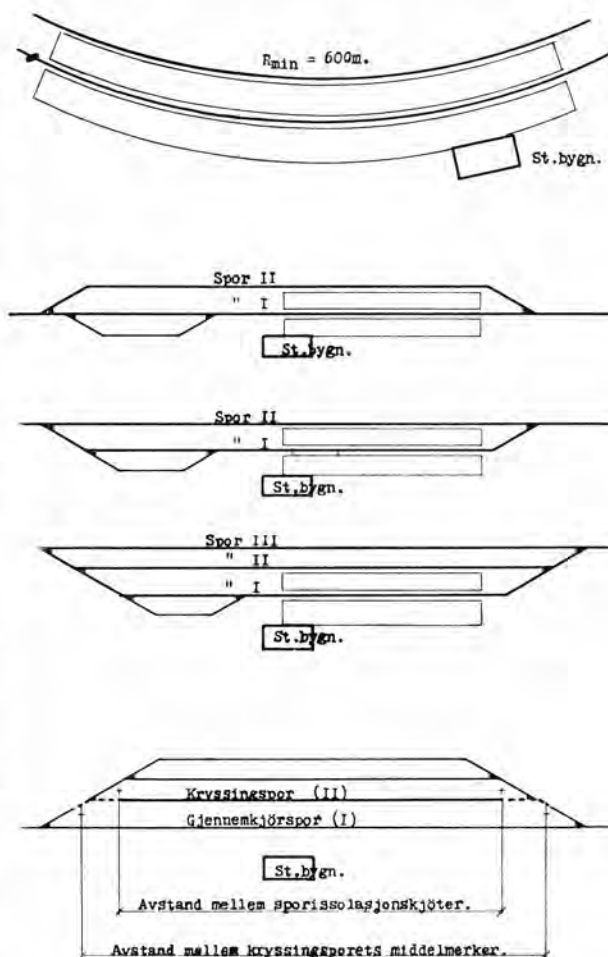
Hovedforbindelsesspor til større sporgruppe bør legges med kurveradius minst 180 m.

Andre stasjonsspor og sidespor bør legges med en kurveradius på minst 140 m.

Under særlige omstendigheter — hvor kravet om denne minsteradius vil medføre urimelige utgifter, kan en mindre radius benyttes — dog ikke under 120 m.

Ved korte buttspor som bare brukes av enkelte vogner, vil en rent unntagelsesvis og da bare med Hovedstyrets tillatelse — kunne anvende mindre kurveradius, dog ikke under 110 m.

Kurver med radius mindre enn 110 m krever en særlig sporkonstruksjon.



*Sporenes overhøyde.*

Ved stasjoner hvor togsporene ligger i kurve, bør sporene legges med overhøyde — motsvarende den hastighet som ønskes gjennomført over vedkommende spor. Nyttets sporet vesentlig av tog som skal passere stasjonen uten nevneverdig hastighetsreduksjon og toghastigheten er noenlunde ens for alle tog, bør sporet legges med samme overhøyde som hovedlinjen. Nyttets sporet fortrinnsvis av tog som skal stoppe ved stasjonen, kan sporet legges uten overhøyde — eller det kan legges med svak overhøyde som svarer til den hastighet som tillates gjennom tilhørende veksler i avvikende stilling. Ved baner med sterkere utviklet trafikk hvor stasjonens togspor nyttes av flere slags tog med meget forskjellig hastighet, kan det være av betydning å legge sporene med redusert overhøyde. Ved bestemmelsen av denne overhøyde må det tas hensyn til passerende togs gang igjennom kurven og til ulempene ved at tog som skal stoppe i sporet, blir stående i spor med overhøyde. Den praktiske bestemmele bør også ta hensyn til et rimelig vedlikehold av banelegemet og

det rullende materiell. Ifølge danske sporregler er overhøyden for disse tilfelle fastsatt således at den for forskjellige typer stasjoner har følgende maksimalverdier:

For bystasjoner .....	60 mm overhøyde	
For knutestasjoner .....	60	—»—
For lokalstasjoner .....	60	—»—
For mellomstasjoner .....	100	—»—

Disse overhøyder medfører at tog kan passere stasjoner med vanlige forekommende kurver uten nevneverdig hastighetsreduksjon, men innflytelsen av sentrifugalkraften på de reisende, vil bli merkbar. Ulempene med stoppende tog i spor med overhøyde er dog så mange at en anbefaler at liknende regler for reduksjon av overhøyden ved visse stasjoner gjøres gjeldende også i Norge. Stasjonens øvrige spor legges som regel uten overhøyde i kurver. Dog har en funnet det praktisk å legge inn en svak overhøyde i kurven for lastespor når vognene forutsettes å bli skjøvet av mannskap.

#### Valg av gjennomkjørspor.

Hvor vidt spor I eller spor II skal være gjennomkjørspor er et omtvistet spørsmål. Det bør imidlertid være enighet om at det prinsipp som velges gjøres gjeldende likt ved alle kryssingsstasjoner over en strekning. Hvor stasjonsbygning og godshus ligger på samme side av sporene, vil det teoretiske, ideelle arrangement være at alle stoppende tog nytter spor I, og at passerende tog kjører rettlinjet gjennom i spor II, og passerer derved vanligvis bare to vekslere i hovedsporet. Ved innføring av det stoppende tog gjennom avvikende sporveksel til spor I, får man da imidlertid ekstra påkjenninger og slitasje på vekslere og rullende materiell, arbeid med omstilling av sporveksler samt endel ulemper for de reisende ved togets gang gjennom korte vekselkurver. Skal en stasjon av denne type ekspedere et stoppende tog som ikke skal krysse eller forbikjøres av annet tog, kjører det stoppende tog etter gjeldende regler i dag i spor II. Dette medfører ulemper ved ekspedisjonen av reisende og gods som må bringes til eller fra mellomplattformen. Adkomsten til mellomplattformen over spor I er et farepunkt som kan betinge ekstra vakthold når tog kjøres inn i spor I.

Innføringen av elektrisk stillverk med sentralstilte vekslere og innleggingen av sporveksler med radius 300 m i togspor ved stadig flere av våre stasjoner, har imidlertid medført at ulempene ved ovennevnte prinsipp er vesentlig redusert. Omlegging av vekslebetingene ved sentralstilte vekslere intet nevneverdig

merarbeid for personalet — og passeringen av et stoppende tog gjennom en 300 m veksler antas å få små ulemper for de reisende samt mindre slitasje på vekslere og materiell.

Ved stasjoner som har ovennevnte utstyr, bør derfor alle stoppende tog kunne kjøre inn i spor I — også når det ikke skal skje kryssing. Ved en mellomstasjon som anlegges etter dette prinsipp med spor II som gjennomkjørspor vil med denne spordisponering helt dekke de ideelle krav til sporarrangementet for en kryssingsstasjon ved enkeltsporet bane. Denne stasjonstype kan også på en bedre måte avvike en senere økning av trafikken med de forskjellige tog og er også den ideelle type for lokalstasjoner ved enkeltsporet bane.

Stasjoner med spor I som gjennomkjørspor bør bare komme på tale å anlegges der hvor alle tog forutsettes å stoppe, og der hvor trafikken på stedet synes å bli så svak at ulempene ved ekspedering av reisende og gods unntagelsesvis fra spor II ikke får nevneverdig betydning — samt der hvor sentralstilte vekslere ikke forutsettes montert.

På en enkeltsporet bane kan det ved sterk trafikk være nødvendig å anlegges tre togspor på stasjonene. I tråd med det som er framholdt ovenfor, bør det tredje togspor da velges som gjennomkjørspor — hvis da ikke planer om senere dobbelsporet drift tillier annet valg.

#### Effektive sporlengder.

Ved våre enkeltsporete baner må det bygges stasjoner for så vel kryssing som forbikjøring av tog. Kryssingssporets effektive lengde må minst være like lang som det korteste av to tog. Forbikjøringssporets lengde bestemmes vanligvis av godstogenes lengde — og må være minst like langt som det lengste av disse. Godstogenes lengde bestemmes av stigningsforholdene, trekkkraften, tomvogntransporten og togets tillatte kjørehastighet. Togstørrelsen begrenses av drakraften i forreste vogns drastang (Trykk nr. 402 § 11).

Ved nyanlegg bør derfor lengden av forbikjøringsspor bestemmes ut fra det største akselantall som tillates ført over strekningen. En godsvognaksel bør regnes til 4,75 m — hvilket gir en sporlengde på minst 475 m for godstog med gjennomgående bremsere og tillatt kjørehastighet 65 km pr. time. Kryssingssporets lengde og beliggenhet fastsettes ved nyanlegg under hensyntagen til de militære krav som stilles til strekningens massetransportevne. For militærtog fordres således en effektiv lengde på kryssingsspor på 315 m. På strekninger med sterk trafikk

har det imidlertid vært nødvendig å foreta betydelige forlengelse av kryssingssporene. Ved innføring av elektrisk drift har således strekningens stasjoner fått kryssingsspor fra 450—650 m avhengig av stigningsforholdene på strekningene. Ved nyanlegg bør det derfor iakttas at det kan bli nødvendig å foreta slike utvidelser.

Det kan nevnes at det ved de Danske Statsbaner gjelder følgende regler for lengder kryssingspor og forbikjøringspor:

Baner av 1. klasse:

By- og knutestasjoner	ca. 670 m
Landstasjoner	» 580 »
Baner av klasse II	» 500 »
Sidebaner	» 350 »

Tilsvarende bestemmelser er det ønskelig å få innført også hos oss.

Også våre bestemmelser for måling av stasjonens effektive sporelengder kan det være grunn til å ta opp til fornyet overveielse. De mange spørsmål som knytter seg til dette problem, skal en imidlertid ikke ved denne anledning komme nærmere inn på, men ganske kort vil en peke på at man etter den praksis som nå følges ved målingen og ved anbringelse av isolerte skinneskjøter ved «utenforliggende» middelmerke, blir kryssingssporets effektive lengde redusert med ca. 85 m. For togsporenes vedkommende er det driftsmessig sett av betydning at hele kryssingssporets lengde gjøres effektivt og at denne lengde anføres i vedkommende stasjons sporopp-gave.

Likeledes kan det være av betydning at også stasjonssporene måles således at oppgavene angir det maksimale antall vogner som kan plasseres på disse spor — uten at vognene kommer inn i nabosporets profil.

#### Sporavstander m. v.

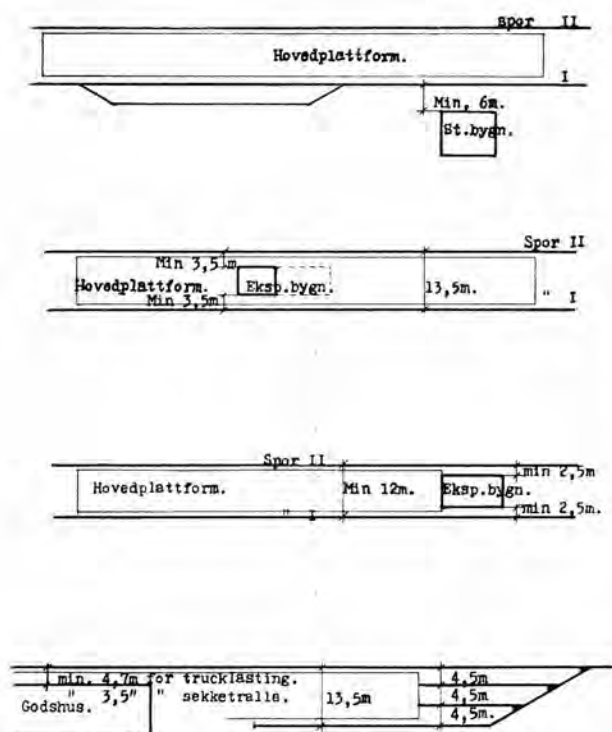
Ved planlegging av stasjoner og sidespor må en ved plassering av spor, bygninger, master m. v. ta hensyn til bestemmelser om minste tverrsnitt, laste- og konstruksjonsprofil (Trykk nr. 402, § 37), sikkerhetssirkulærets bestemmelser om plassering av faste gjenstander i nærheten av spor (S-sik. nr. 373.2) og ta hensyn til den nødvendige klaring for at arbeidet på stasjonsområdet kan skje på en hurtig og sikker måte. Avstand mellom togspor på stasjonen settes normalt til 4.7 m. For rangerspor reduseres avstanden til 4.5 m. Hvor det blir tale om gjerde mellom spor, bør avstanden økes til 5 m. Ved elektrifisering av stasjonen kan det bli tale om anbringelse av master for kontaktledning og åk mellom sporene. Sporavstanden bør da økes til 5.7 m. Spennvidden

for åkene bør samtidig tilpasses de normallengder som nyttes fra 12.5 m til 30 m med 0.5 m interval. Åk lengre enn 30 m bør bare komme på tale i særlige tilfelle og da med spenn ikke større enn 33 m. På stasjoner ved dobbelsporet strekning hvor dobbeltsporets to spor forutsettes nytteløst som gjennomkjøringspor for fjerntog, kan sporene legges med den for hovedlinjen gjeldende sporavstand 4.25 m.

På landstasjoner er hovedplattformens minste bredde bestemt av at avstand fra stasjonsbygningen til nærmeste spormidte skal være minst 8 m. Hvor hovedplattformen ikke ligger til stasjonsbygningen, kan bygningens avstand reduseres til 6 m. Ved ensidig mellomplattform skal sporavstanden ikke være under 6.5 m, og ved en tosidig mellomplattform for utgreningsstasjoner bør sporavstanden økes til 9.4 m — alternativt 13.5 m. På stasjoner hvor ekspedisjonshus eller trappehus ligger midt på mellomplattformen, bør sporavstanden ikke være mindre enn 13.5 m. Ligger nevnte bygninger for enden av mellomplattformen og plattformkantene ikke føres forbi bygningen, kan sporavstanden reduseres til 12 m. På ensidige mellomplattformer må det ikke anbringes søyler, master og liknende gjenstander som er til hinder for transport med traller. På hovedplattformer og brede mellomplattformer bør faste gjenstander ikke anbringes nærmere spormidte enn at det til disses forkant er en avstand på minst 3.5 m. Trappehus, ekspedisjonsbygninger m. v. som ligger ved enden av mellomplattformen, kan anbringes i avstand 2.5 m fra spormidte når plattformkantene ikke føres forbi bygningene. For faste gjenstander som ligger ved spor i kurve, må det gjøres tillegg til avstanden på grunn av vognutslaget.

Godshusets avstand fra nærmeste spormidte bestemmes under hensyn til de mekaniske hjelpemidler som forutsettes anvendt ved arbeidet i godshuset, og det arrangement med godshusdører som forutsettes nytteløst. Legges godshuset ved eget godshusspor utenfor bygningen og det forutsettes anvendt løftevagner, trucks eller 4-hjuls traller, bør godshusets avstand fra spormidte ikke være mindre enn 4.7 m. Ved landstasjoner hvor det forutsettes anvendt sekketraller e. l., kan avstanden reduseres til 3.7 m. Ensidige godsramper bør ikke være smalere enn 7 m. Ved godsramper som legges mellom to spor, bør sporavstanden ikke være mindre enn 13.5 m — ved større stasjoner 18 m. Tilsvarende avstander nyttes også ved planlegging av frilasteanlegg.

Større godshusanlegg som forutsettes nytteløst til omlasting av stykkgoods, bør være rikelig dimensjonert med hensyn til ramper. Ensidige omlastings-



ramper bør derfor ikke gjøres smalere enn 9—15 m. Ligger rampen langs godshusvegg, kan avstand til spormidte reduseres til 7 m. Ved to-sidig omlastingsrampe bør sporavstanden ikke være mindre enn 14,5 meter. For større godshusanlegg synes systemet med lange, rette spor å by flere fordeler enn et system med korte kamspor. Lange rette spor bør derfor foretrekkes ved nyanlegg av større godshusarrangementer. Sporavstanden mellom spor som forutsettes nytt til samtidig innlasting av stykkgodts gjennom en eller flere vogner, bør kunne reduseres til 3,8 m — når sporene utformes som rette buttspor.

Lagerhus o. l. bør ikke legges nærmere jernbanens spor enn 2,5 m fra spormidte. Unntagelsesvis kan avstanden etter Hovedstyrets samtykke reduseres — dog ikke under 2.12 m.

*Plattformer og ramper.*

Personplattformenes lengde fastsettes etter de på vedkommende banestrekning kjørende togs lengde og art. For stoppesteder og mindre stasjoners vedkommende variere fra 40 til 80 m. Ved lokalstasjoner bygges plattformer med lengde 140 m svarende til et forstadsett på 6 vogner pluss spillerom. Ved større landstasjoner, utgreningsstasjoner og bystasjoner bør personplattformene bygges med en lengde på 250 m—300 m svarende til et persontog på 10—12 boggivogner pluss lokomotiv. Godsrampenes lengde fastsettes etter det antall vogner som forutsettes

opp- eller avlastet pr. døgn under hensyntagen til antall skiftinger.

Plattform- og rampekantenes høyde og avstand fra sporet er som kjent fastsatt ved de bestemmelser som finnes på normalblad G 30 med en del senere forandringer for godsrampenes vedkommende. Ved buttspor er således godshusrampens høyde fastsatt til 1.2 m og minste avstand fra spormidte 1.75 m med tillegg for vognutslag i kurve. Ved sløyfespor som ikke er togvei, er høyden for godshusrampen fastsatt til 1.1 m og avstanden fra spormidte til 1.7 m med tillegg for kurve. Lasteramper som ikke ligger ved togspor, skal heretter normalt ha en høyde av 1.1 m over skinneoverkant og en avstand fra spormidte av 1.75 m. Dispensasjon fra høyde 1.0 m gis ikke når rampesporet kan bli brukt som togvei. Det kan opplyses at gulvhøyden i våre godsvogner varierer mellom 1.15 og 1.25 m over skinnetopp. En rampehøyde på ca. 1.20 m skulle etter dette betinge den letteste og sikreste tralling av godset mellom vogn og rampe.

Ved fastsettelsen av høyden for personplattformene synes det imidlertid av en eller annen grunn ikke å ha vært tatt de samme hensyn til den mest bekvemme adkomst mellom vogn og plattform. Mens personvognens gulvhøyde stort sett er den samme som for godsvognene, varierer personplattformens høyde mellom 0.27 m og 0.57 m over skinnetopp — avhengig av persontrafikkens størrelse på stasjonen. En plattformhøyde mellom 0.90 m og 1.0 m vil for de reisende bety en lettelse ved av- og påstigningen — hvorved denne kan foregå hurtigere. Ved stasjoner med reisegodsforsendelse av betydning og hvor også stykkgodset formidles over personplattformen, vil denne høyde på plattformen bety lettelser ved behandling av godset. Tyngre kolli kan da tralles av en mann direkte til godshus fra vogn — hvorved det kan spares både tid og personale. Høy plattform er i dette tilfelle en forutsetning for anvendelse av paller o. l. i vogn.

Det kan nevnes at ved større stasjoner og lokalstasjoner ved baner i Danmark, Tyskland, Frankrike og England er høy personplattform innført. Spørsmålet om innføring av slike plattformer også hos oss bør derfor tas opp til overveielse så snart som mulig. Trafikkmessig og driftsmessig sett synes det å by mange fordeler.

*Utformingen av stasjonsplanen.*

Ved planlegging av større stasjoner er forholdene ofte så forskjellige at en vanskelig kan anføre retningslinjer ut over det som er nevnt i det foregående.

En bør i slike tilfelle søke støtte i den spesiallitteratur som foreligger og så søke å anordne stasjonsarrangementet under hensyn til de stedlige forhold og trafikkens behov.

For mellomstasjoner av den størrelse som vi vanligvis har ved våre banestrekninger, kan det derimot for planleggingsarbeidet trekkes opp noen retningslinjer. Ved utformingen av planene er det, som fremholdt tidligere, viktig at man sørger for utvidelsesmuligheter. Bygninger bør således ikke plasseres slik at de hindrer senere forlengelser av viktige spor eller øking av sporenes antall. Ramper og plattformer bør likeledes gis en slik form at senere sporforandringer kan tilpasses disse bygg uten nevneverdige ekstraomkostninger. Det samme bør også iakttas ved plassering av master og åk for kontaktledninger.

Stasjonsbygningen bør der hvor forholdene tillater det, legges midt mellom stasjonens ut- og innkjørveksler og plasseres således at man får den beste utkikk mot hovedlinjen. Plattformer og ramper for gods m. v. bør anordnes på samme side av hovedsporet og således at veien for de reisende og godset mellom den felles ekspedisjon og vognene blir så gunstig som mulig. Planovergangsledningen for adkomsten til en eventuell mellomplattform bør legges ved enden av mellomplattformen — og da helst rett ut for stasjonsbygningen.

Også området omkring stasjonen bør inngå i planleggingsarbeidet. Det bør herunder tas hensyn til at stasjonens forskjellige områder for persontrafikk, godstrafikk, rutebiler, post m. v. samt anlegg for baneavdelingen, og driftens øvrige innretninger for

maskiner og vogner, holdes så vidt mulig atskilt og forbindelsene til de respektive områder ikke hindrer hverandre. Reguleringsplaner for stedet og planer for de arealer som forutsettes utlagt til beplantninger og liknende, bør herunder tilpasses slik at man får den best mulige fordeling av all ferdsel rundt stasjonen.

Til slutt bør det også tas hensyn til sammensetningen av de tog av betydning som stopper ved stasjonen, slik at det system ved planløsningen som man kommer fram til, så vidt mulig gjennomføres likt ved alle stasjoner ved vedkommende strekning, og med samme orientering i forhold til utgangsstasjonen.

Om mange av våre stasjoner i dag kan det sies at den sterke utvikling har bevirket at de langt fra er tilfredsstillende, og at forholdene vanskelig lar seg rette fordi senere utvidelser må bli så meget mer omfattende enn fra først av antatt. For å søke å motvirke gjentakelser av lignende forsømmelser, er det av betydning at det skaffes bedre retningslinjer for det videre planleggingsarbeid.

I det foregående har en trukket fram en del generelle detaljer for stasjonsplanlegging — detaljer som er kjente og som sikkert kan forfleres og utformes bedre. Skal man imidlertid få skaffet seg de nye retningslinjer, er det nødvendig at ideene bryter fram og at problemene drøftes.

Hvis denne artikkel har bidratt til at problemet om mer rasjonelle stasjonsarrangementer blir tatt opp til ny overveielse, da er hensikten med artikkelen oppnådd.

## GUMMI I JERNBANER OG SPORVEIER

Av avdelingsingeniør Nils Eckhoff

DK 678:625.2=396

For å stimulere anvendelsen av gummi har endel gummifabrikanter gått sammen om et informasjonskontor «International Rubber Office», som også har et avdelingskontor i Stockholm. Dette skandinaviske kontor arrangerte i tiden 19. september til 1. oktober en utstilling med navnet «Gummi fra råvare til ferdigprodukt» i Tekniska Museet i Stockholm, og i forbindelse med utstillingen også en foredragsserie om «Gummi i jernbaner og sporveier» den 21.—23. september. Blant de 132 anmeldte, vesentlig skandinaviske deltakere i konferansen var 11 fra norske gummifabriker, jernbanevognfabriker, sporveier og forstadsbaner, samt 1 fra Statsbanene. De 8 fore-

drag ble holdt av svenske, tyske, engelske og franske jernbane- og gummiekspertter og behandlet anvendelsen av gummimellomlegg i sporoverbygning, gummi i hjul-, boggi- og vognkonstruksjoner og prøving av bærende gummielementer for vogner. De nye vogner med luftfylte gummihjul som nå går på Metroen i Paris, og likeles de 10-akslede Michelinvogner som løper i ekspresstogene Paris—Basel, ble viet spesiell oppmerksomhet, ikke minst ved endel filmer som ble vist i tilknytning til foredragene. Man fikk også se filmer om produksjon av gummi og om framstilling av bildekk. Foredragene vil etter hvert bli trykt in extenso i det svenske tidsskrift Järnvägs-



Jernbanehjul med gummiinnlegg. SAB.

teknik og i det tyske Eisenbahntechnische Rundschau, så det er ingen grunn til å gå nærmere inn på dem her.

Som et lite sidesprang under konferansens åpning ble vist en tabell over jernbanenettet i endel vest-européiske land, som jeg for kuriositetens skyld vil tillate meg å gjengi:

	Antall meter jernbane	
	pr. km <sup>2</sup>	pr. innb.
Belgia .....	260	0.9
England .....	230	1.0
Holland .....	220	0.7
Luxembourg .....	200	1.7
Vest-Tyskland .....	180	?
Sveits .....	100	1.0
Italia .....	100	0.6
Frankrike .....	80	1.1
Danmark .....	80	0.8
Sverige .....	30	1.9
Norge .....	10	1.1
Finnland .....	10	0.8

Som man ser ligger Norge etter dette på 3. plassen når det gjelder lengden av jernbanenettet i forhold til folketallet.

For å få demonstrert endel av de behandlede temaer i praksis ble deltakerne tatt med på to ekskursjoner hvorav den ene gikk til Odenplan stasjon ved Stockholms nye tunnelbane. Her var som prøve lagt en 200 m lang forsøksstrekning hvor ballasten var sløyfet og skinnene festet til ekeklosser innmurt i en langsgående betongstreng under hver skinne. Fordelene ved denne byggemåte skulle for det første

være lavere anleggsutgifter ved at tunneltverrsnittet kunne reduseres i høyden, og for det annet at vedlikeholdsarbeidet med utskifting av de anvendte «sville»-stumper og av skinnene skulle bli hurtigere, enklere og billigere. For å oppnå den nødvendige elastisitet i skinnegangen var så anbrakt gummi-mellomlegg både mellom «sviller» og underlagsplater, og mellom underlagsplater og skinnefot. Man hadde ennå ingen lang erfaring med denne konstruksjon, men det ble hevdet at den oppnådde elastisitet formentlig var i minste laget, og at det som følge herav blant annet oppsto mer bulder i vognene her enn på en vanlig skinnegang.

Den annen ekskursjon gikk til Stockholm Sporveiers nye verksted på Hammarby, hvor man fikk anledning til å studere anlegget og arbeidsgangen, og hvor gummiens anvendelse i moderne sporvogner ble demonstrert. SAB's konstruksjon for gummidempning i hjulene ga vognene en myk og behagelig gang og reduserte slitasjen på hjulbane og skinnhode; gummi-innfatning for de dobbelte vindusruter ga etter sigende duggfrie vinduer; seteputer av skumgummi ga behagelige seter som trengte lite vedlikehold, og for øvrig bidro mellomlegg og tetningslister osv. av gummi til en god isolasjon i vognene både mot vibrasjoner og støy og mot trekk.

Konferansen ga i det hele tatt et sterkt inntrykk av at gummi er blitt et konstruksjonselement som takket være sin mulighet for tilpasning i kvalitet for de forskjellige formål, vil finne stadig større anvendelse såvel i sporkonstruksjoner som i rullende materiell, og konstruktørene vil kunne dra megen nytte av å holde seg à jour med de framskritt som stadig gjøres på dette område.

## Trykkfeil

I direktør Sveaass' artikkel i forrige nummer «Trekkraften ved NSB», Driftsytelser og utgifter, er det i tabellen på side 91, spalte 8, en meningsforvirrende trykkfeil.

Denne spalte i tabellen skal lyde, sett i sammenheng med spalte 1:

1	8
Trekkraft-typer	Brutto t/km i pst. av samlet antall
El. lok.	} ca. 50
El. motorvogner	
Damplok.	} ca. 50
Forbr. motorvogner	
Diesellok.	

## ELEKTRO-OSMOTISK DRENERING

Av avdelingsingeniør Knut Hesselroth

DK 626.86(481)=396

Det elektro-osmotiske dreneringssystem som ble anvendt i den store leirskjæringen ved jernbaneanlegget Stamne—Leangen i 1944, var den gang en ny og relativt ukjent metode. Systemet bygde på en patent uttatt av den tyske professor Casagrande i slutten av tredve-årene, men var allerede prøvet flere steder i Tyskland og likeledes i Norge ved byggingen av den store ubåtunkerer i Trondheim's havn.

Systemet er såvidt egenartet at det kan ha krav på en nærmere omtale. I det etterfølgende skal det derfor kort redegjøres for hvordan metoden ble brukt og virket ved jernbaneanlegget Stamne—Leangen. Artikkelen pretenderer dog ikke å gi noen uttømmende teknisk beskrivelse av systemet.

Først noen ord om den teoretiske side av saken:

Som det tør være kjent, lar finkornig leirmasser seg vanskelig eller overhodet ikke drenere ved de vanlige metoder for drenering — som drengrofter, grunnvannssenking o. likn. — idet disse massers finkornige struktur gjør at kapillarkreftene holder på porevannet.

Prinsippet ved den elektro-osmotiske drenering bygger på den erfaring at vannpartiklene i en leire eller leirholdig masse blir revet løs i et elektrisk felt og blir ført med strømmen i feltets retning. Årsaken til denne vannstrømning skyldes det forhold at porevannet i leiren foruten ved rene kapillarkrefter også er bundet til små mineralpartikler (spesielt glimmer) ved elektriske krefter omkring jonene i mineral-

partiklenes overflateskikt. Ved derfor å framskaffe et tilstrekkelig kraftig elektrisk felt, kan man til en viss grad oppnå å løsrive de elektrisk bundne vannpartikler i leiren og føre dem til bestemte og egnede samlingssteder hvor vannet kan pumpes opp.

For å frambringe det ønskede elektriske felt — som selvfølgelig må være et likestrømsfelt — bores eller slås det ned elektroder som gjør tjeneste som poler i det elektriske kraftlinjefelt. Den negative elektroden (katoden) står i forbindelse med pumpe-systemet, mens den positive (anoden) bare gjør tjeneste som pol. Det elektriske felts kraftlinjer framgår av fig. 2 hvor også retningen av feltet — som er identisk med vannpartiklenes bevegelsesretning — er antydnet. Fig. 2 gjelder for det enklest mulige system, 1 elektroderad.

Er imidlertid massene svært bløte og skjæringen dyp slik at faren for ras er spesiell stor, kan det være spørsmål om å benytte en dobbelt rad pumper. Dette gir selvfølgelig en større effektivitet, og det er i den form systemet ble brukt ved jernbaneanlegget Stamne—Leangen, jfr. fig. 1. Ved et slikt dobbelt pumperadsystem bør elektrodene i de to rader forskyves slik i forhold til hverandre at feltet blir mest mulig effektivt, jfr. fig. 3.

Den innbyrdes avstand mellom elektrodene avhenger en del av massens beskaffenhet, dens elektriske motstand, saltinnhold o. likn., men som en middelverdi for oppnåelse av et tilstrekkelig kraftig

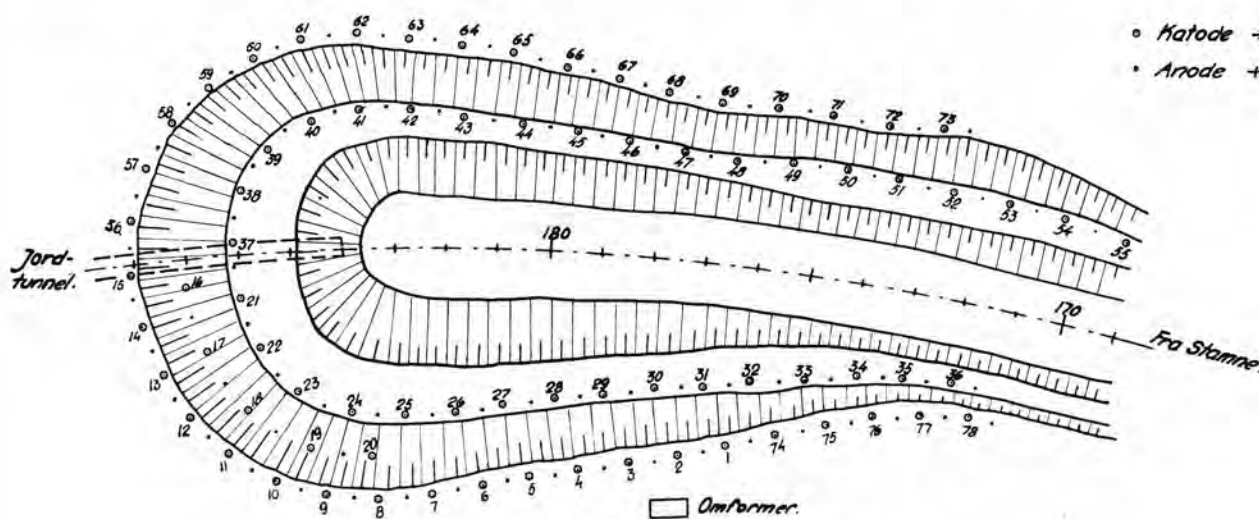


Fig. 1. Oversikt over skjæringen med elektrodeplasingen.

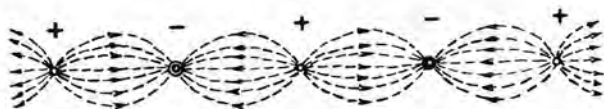


Fig. 2. Det elektriske felt ved enkel elektroderad.

felt, kan den i de fleste tilfelle settes til ca. 5 m. På den måten får man altså en pumpe for hver tiende meter. Fig. 4 viser skjematisk den prinsipielle anordning av anoder og katoder.

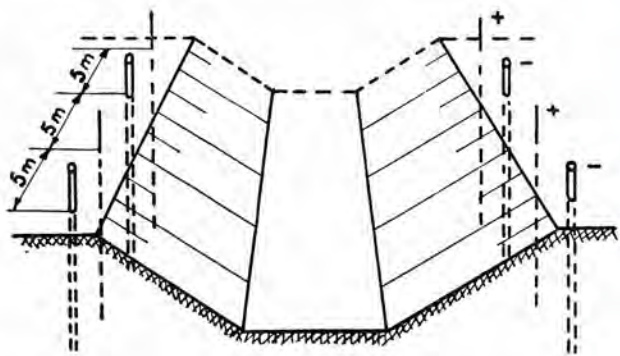


Fig. 4. Skjematisk plassering av anoder og katoder.

126

Når elektrodene forbindes med en elektrisk kraftkilde, oppstår det et sammenhengende elektrisk felt, og innenfor det område hvor det elektriske felt er kraftig nok — dvs. i et relativt begrenset område loddrett på feltets retning — vil vannpartiklene i leiren rives med mot katoden — altså mot pumpe-systemet. Denne kunstige borttransport av kapillarvannet vil fortsette så lenge til massen innenfor dette område er så uttørret at feltet ikke greier å løsrive flere vannpartikler. Imidlertid vil den uttørrede sone alltid få tilsig av nytt vann utenfra, og pumpene vil av den grunn stadig gi mer eller mindre vann, alt etter som tilsiget er.

Det elektro-osmotiske dreneringssystem drenerer således ikke massen i vanlig forstand, men turrlegger en «vegg» langs elektroderaden. Virkemåten blir derfor mer analog med en spuntveggs. Leiren i det tørrlagte område får en økt skjærfasthet i forhold til den naturfuktige masse og virker derfor direkte stabiliserende i kraft av sin større fasthet. Dessuten minsker den risikoen for utglidning av massen ved å kutte over eventuelle glideflater eller iallfall tvinge glideflaten så langt tilbake at den foranliggende masse er stor nok til å hindre utglidninger. Betingelsen er dog at elektrodene og dermed «spuntveggen» har en tilstrekkelig dybde i forhold til skjæringsdybden.

Til anode ble brukt et vanlig 2" vannledningsrør som ble rammet ned til den ønskede dybde. Plasseringen av disse var enkel og voldt intet besvær.

For katoden — eller brønnelektroden som den også blir kalt — var monteringsarbeidet ganske

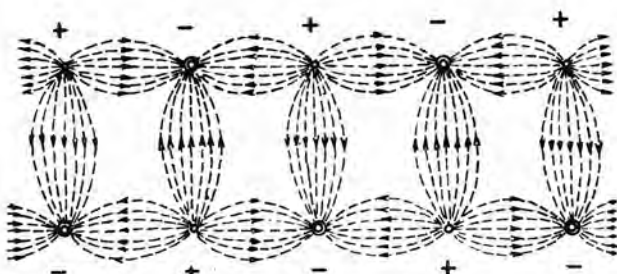


Fig. 3. Det elektriske felt ved dobbelt elektroderad.

annerledes mer innviklet og vidløftig, og det er denne del av arbeidet som tok tid og som kostet penger.

Tverrsnittet av en pumpebrønn er vist på fig. 5. Brønnen hadde en ytre diameter på ca. 20 cm og ble boret ved hjelp av et sylindrerbor og en trebenet heiseanordning i likhet med en stubbryter. For de første par meter var gjerne massen så fast at veggene sto av seg selv, men lenger ned ble leiren så bløt at veggene i brønnen måtte avstives. Dette ble gjort med spesielle utforingsrør av ca. 3 meters lengde og som var gjenget slik at skjotene ble helt glatte utvendig. Disse foringsrør ble tatt opp igjen når brønnen var ferdig montert.

Etter at brønnsjakten var ferdigboret, ble det plassert et 4" filterrør i sentrum av sjakten. Det ble brukt 2 forskjellige typer filterrør. Den ene typen var sammensatt av langsgående, 3—4 mm tykke tråder som var sveist sammen til gitter, jfr. fig. 6. Denne rørtypen viste seg etter hvert å være for veik, den hadde lett for å vri seg og få defekter og ble derfor erstattet av den andre, kraftigere type filterrør. Dette var vanlige 4" vannledningsrør hvor det var skåret ut langsgående slisser, jfr. fig. 6. Filterrørene var 3—5 meter lange og ble gjenget sammen under monteringen.

Mellomrommet mellom brønnveggen og filterrøret ble så fylt med sand som gjør tjeneste som grovfilter og holder tilbake leirslam som vannet måtte føre med seg. For å hindre at sanden kom inn i filterrøret, ble dette omviklet med en finmasket metallduk.

Inne i filterrøret ble så det egentlige pumperør plassert, og det besto av en 2" vannledning. Til pumpestang ble benyttet et 1/2" rør. Pumpestemplet som var utstyrt med en kuleventil, var plassert helt i bunnen av pumperøret. Hver brønn var utstyrt med egen pumpe med en 1 hk elektromotor.



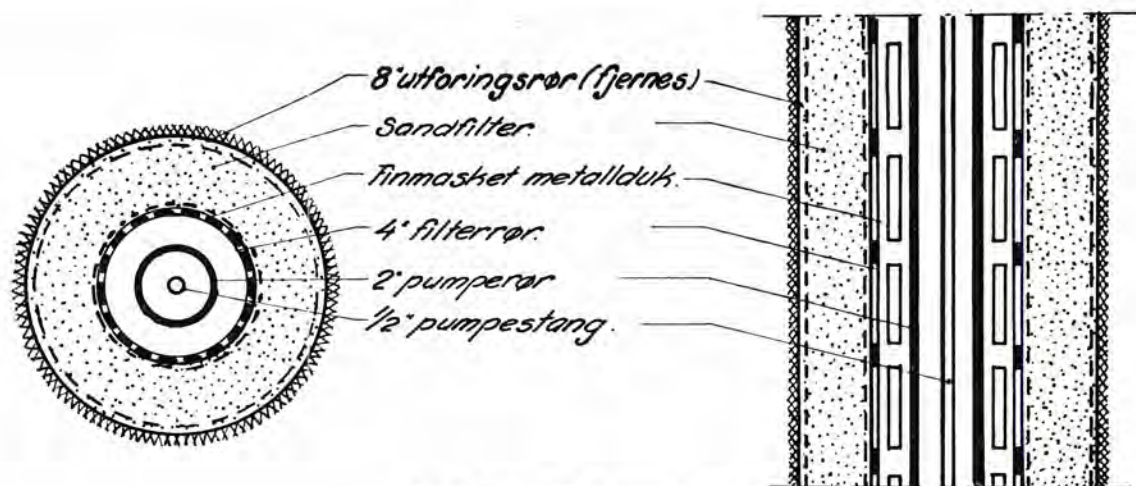


Fig. 5. Tverrsnitt av pumpebrønn.

Det opp-pumpede vann ble ledet bort i rør til en felles avløpsledning. Pumpenes ytelse kunne lett måles i de enkelte samlerør.

Strømmen til elektrodefeltet ble skaffet fra en felles omformer. Den spenning som anvendes, varierer etter massens beskaffenhet og saltinnhold og ligger vanligvis i området 30—100 volt. Ved Stamne—Leangen viste det seg at den gunstigste spenning var ca. 40 volt, og da motstanden var temmelig konstant lik 2 ohm, ble strømstyrken følgelig ca. 20 amp. Både spenning og strømstyrke var således ufarlig for mennesker og dyr, og det var derfor ikke nødvendig å utvise spesiell forsiktighet med utførelsen av koblinger, isolasjoner o. likn.

For å belyse det spørsmål som man uvegerlig vil stille om hvorvidt det elektro-osmotiske drenerings-system virkelig virker etter teorien og om det elektriske felt har noen vesentlig betydning for vanntilførslen til pumpene, skal det kort refereres en del dagboksopptegetelser.

22. juni 1944. Prøvekjøring av pumpene. Da det har regnet nokså sterkt de siste dagene, er alle pumpebrønner fylt med vann. Pumpene kjøres så lenge at alt vannet er pumpet opp.

23. juni 1944. Omformeren (som skaffer strøm til likestrømsfeltet) er innstilt slik at hver elektrode får 20 amp.

24. juni 1944. Etter at feltet har stått på i 24 timer begynner det første vannet å samle seg i brønnen.

26. juni 1944. Kl. 7 ble pumpene nr. 1—15 satt i drift. Etter 1 times forløp kom det ikke mer vann, og pumpene ble frakoplet 1 time. Vanntilstrømmingen i løpet av dagen var meget liten, og om ettermiddagen måtte det tas 2 timers pause for hver 1½ time det ble pumpet for å unngå tomgang av pumpene. Totalytelse i 24 timer: 2340 liter.

28. juni 1944. Vanntilsiget er blitt større. Pumpene arbeider 1 time og står 1 time. Mengden av opp-pumpet vann er steget omkring 100 pst.

1. juli 1944. Vanntilsiget vokser stadig, og pumpene kan gå uten pauser. Pumpe 32, 33 og 34 tatt i bruk.

3. juli 1944. I de få dager som anlegget har vært i drift, har vanntilsiget til pumpene 1—3 og 32—34, som står i meget bløt, nesten flytende leire, vært meget liten, mens tilsiget til de andre brønner som står i relativ fast leire, er vesentlig større. Dette forhold begynner imidlertid å utjevnes, idet vanntilsiget til de førstnevnte pumper nå begynner å øke.

5. juli 1944. Pumpene 28—29 og 35—36 tatt i bruk.

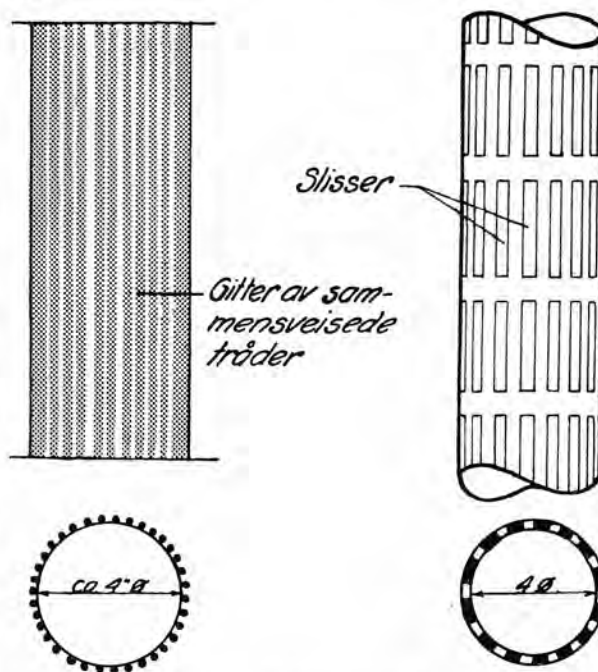


Fig. 6. De to typer filterrør som ble anvendt.

8. juli 1944. For å klarlegge strømmens innflytelse på vanntilsiget, ble likestrømsaggregatet koplet ut kl. 7. Klokken 13 er vannmengden merkbart mindre, og klokken 20 er alle pumper tørre unntatt nr. 8 og 33 som gir ca. 1.5 liter/time. Neste morgen er også de tørre.

9. juli 1944. Omformerer fremdeles frakoplet. Alle pumpeforsøk uten resultat. Pumpene er tørre.

10. juli 1944. Klokken 7 tilkopling av likestrømsaggregatet igjen. Først henimot kvelden viser det første vanntilsiget seg, med det er så lite at pumpene går tørre.

11. juli 1944. Strømstyrken på elektrodene ble forandret fra 20 amp. til 15 amp. Pumpesystemet arbeidet med denne strømstyrke til om morgenen den 18. I denne tiden sank vanntilsiget ganske vesentlig.

18. juli 1944. Klokken 7 blir likestrømsaggregatet koplet ut, ledningene byttet om — dvs. + og ÷ polene skifter tegn — og omformerer satt i drift igjen. Klokken 11 stoppet vanntilsiget de fleste steder, og henimot klokken 12 kom det overhodet ikke mer vann.

19. juli 1944. Pumpe 18—19 satt i drift. Omformerer satt ut av drift, og ledningene flyttet over på normal plass igjen. Intet vann i pumpene i løpet av dagen. Klokken 20 ble feltet satt på igjen med 32 volt og 18 amp.

20. juli 1944. Enda intet vann. Mot middag begynner så smått vanntilsiget. Øker mot kvelden.

25. juli 1944. Da vanntilsiget ikke kommer over en viss grense, er det nær å anta at strømstyrken ikke er stor nok. Elektrodespenningen økte til 36 volt og 20 amp.

27. juli 1944. Vanntilsiget er blitt sterkere.

1. august 1944. Vanntilsiget øker stadig.

3. august 1944. Vanntilsiget øker, men svært lite.

7. august 1944. I en uke har vanntilsiget vært omtrent det samme. Klokken 7 økes strømstyrken til 30 amp. og 60 volt.

9. august 1944. Til tross for økt strømstyrke, minsker vanntilsiget.

12. august 1944. Da vanntilsiget stadig synker, økes strømstyrken til 50 amp.

14. august 1944. Vanntilsiget avtar fremdeles.

15. august 1944. Til tross for at det har regnet kraftig de siste dager, avtar vanntilsiget til pum-

pene. Strømstyrken settes ned fra 50 til 20 amp. Det ser ut som denne strømstyrke passer best i denne leiren.

Ytelsen av pumpene varierte innen temmelig vide grenser både mellom de forskjellige pumper og for den enkelte. Ved Stamne—Leangen ga pumpene fra 2 til 40 liter pr. time, enkelte ytet en kortere tid over 100 liter pr. time.

Til slutt et par ord om kostnaden. Det sier seg selv at anleggs- og tilriggingskostnadene for et slikt dreneringssystem nødvendigvis må bli temmelig store. Boringen av pumpebrønnen som kan være opptil 20—25 m dype, er en langsom og kostbar affære, og dertil kommer så utforingen med spesialrør, filter- og pumperør, pumper, elektriske ledninger osv.

Noen samlet oversikt over de medgatte utgifter til denne drenering ved Stamne—Leangen has ikke, men enkelte priser kan kanskje gi en pekepinn. Boring av brønn med foringsrør ble oppgitt å koste ca. 60 kr. pr. meter. Filtterrør, pumperør og øvrig utstyr kom i gjennomsnitt på kr. 75 pr. meter. For en 15 m dyp brønn gir bare dette den ikke helt ubetydelige sum av kr. 2000, og regner man så med de øvrige kostnader, må man nok regne med at en 15 m brønn kostet nærmere kr. 3000, eller i gjennomsnitt kr. 200 pr. meter.

Det må dog bemerkes at disse priser er preget av krigen, og at tyskerne forserte arbeidet uten hensyn til omkostninger og til dels også med uhensiktsmessig utstyr. Ved en fornuftig rasjonalisering kan enhetskostnaden sikkert reduseres ganske betydelig, men det synes allikevel innlysende at det må være vektige grunner og store interesser som står på spill før det kan bli tale om å benytte en så kostbar assuransepremie som dette dreneringssystem representerer.

Konklusjonen må bli at det elektro-osmotiske dreneringssystem neppe vil få avgjørende betydning eller utbredelse her i landet. For det første faller det kostbart og for det annet er dets effektivitet ennå noe tvilsom. Men det er farlig å stille opp hypoteser. Framtiden får avgjøre om det elektro-osmotiske dreneringssystem er levedyktig og om de teoretiske muligheter det inneholder kan nyttes helt ut på en billig og effektiv måte.

## BIBLIOTEKET

### *Classified summary*

DK 625.143(481)=396

LEDANG, A.: Skinnegangen ved våre hovedlinjer. (Condition of track at the NSR main lines.) Tekniske medd.-NSB, 1 (1953), no. 4, pp. 97—114.

Conclusion of the author's article on the above subject in the precious number of the periodical.

DK 625.174(481)=396

MEINSTAD, T.: Snørydding ved NSB. (Snow clearance at the NSR.) Tekniske medd.-NSB, 1 (1953), no. 4, pp. 115—116.

Snow clearance by means of train locomotives is not recommended, owing to the fact that most of the trains on the NSR to-day are measured to the hauling power without any margin. The snow clearance should be maintained by means of rotating plows, showels etc. in special units.

DK 62.001.4:385(481)=396

HATTELAND, A.: Tekniske forsøk innen jernbanen. (Technical research work in the railways.) Tekniske medd.-NSB, 1 (1953), no. 4, pp. 116—117.

Survey of ends and means of research work in a railway system like the NSR, with definite suggestions for the most economical utilisation of the research facilities.

DK 656.21(481)=396

LØKEN, H.: Planlegging av stasjoner og sidespor. (Planning of stations and sidings.) Tekniske medd.-NSB, 1 (1953), no. 4, pp. 118—123.

A short summary of ways and means that should be considered regarding construction of stations and sidings for single track railways when planning new lines and improving new ones.

DK 678:625.2=396

ECKHOFF, N.: Gummi i jernbaner og sporveier. (Rubber in railways and tramways.) Tekniske medd.-NSB, 1 (1953), no. 4, pp. 123—124.

Brief report from a conference in Stockholm 21-23 Sept. 1953, arranged by the International Rubber Office on the above question.

DK 626.86(481)=396

HESELROTH, K.: Elektro-osmotisk drenering. (Drainage by electro-osmosis.) Tekniske medd.-NSB, 1 (1953), no. 4, pp. 125—128.

A brief survey of the application of electro-osmosis in a deep railway-cut near Trondheim. The article describes how the installation was made, and the effect in this particularly wet clay.

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

Overingeniør K. Skjenneberg

B