

Egerøy bru

Avdelingsingeniør Ole A. Gjorv

DK 624.27 : 625.745.1 (483.4)

Som det fremgår av kartet, fig. 1, forbinder Egerøy bru øya Egerøy med fastlandet.

På Egerøy bor ca 1000 mennesker. Men i forhold til befolkningens størrelse er det ikke så liten virksomhet der ute. Nordre Egerøy skal være det beste jordbruksdistrikt i Eigersund herred. Gårdene er både forholdsvis store og vel-drevne og har gjennomgående godt vedlikeholdte huser. På Søndre Egerøy er fabrikkvirksomheten mest utpreget. Her finner en flere store sildolje-fabrikker, en tønnefabrikk og en slip, og her har Vestlandske Petroleumskompani en større tank-stasjon. Fra Egerøy utrustes i fiskesesongen en mengde fiskesefartøyer. Øyas befolkning er altså så heldig stillet at den både har jorden, sjøen og litt industri å livberge seg med, og når alt tas i betraktning må en si at denne øya med sin fore-takssomme befolkning representerer en ikke uan-selig driftskapital.

Det var da rimelig at spørsmålet om vegfor-bindelse på selve øya og bru over til fastlandet dukket opp, slik at øya kunne få forbindelse med herredets vegnett for øvrig og at samkvemet med byen og dens øvrige oppland kunne bli til-fredsstillende. Siden omkring århundreskiftet hadde dette spørsmål stadig vært på tale, men det var først like før verdenskrig nr. 2 at øy-buerne kom med krav om veg- og bruforbindelse. De hadde da båtsamband med byen, Søndre Egerøy daglig anløp, og fra Nordre Egerøy gikk en skøyte fram og tilbake. Men disse fartøyene var så små at de ikke greide isen, når denne satte inn. På den tid av året ble derfor sam-kvemet med byen mer tilfeldig. Befolkningen på Nordre Egerøy hadde fra gammel tid en ferd-selsti til Nysund, hvor sundet er smalest. Her måtte de ro over, men kunne så fortsette til fots de ca 5 km til byen. Denne gamle ferdselsåre ble nyttet ved siden av den sjøverts forbindelse.

I 1938 ble de planer som vegvesenet da hadde utarbeidet for en veg- og bruforbindelse fra fast-

landet over Nysund til Nordre Egerøy vedtatt av fylkestinget og litt senere også av Vegdirek-tøren. Formelt var saken dermed i orden.

Det som ved dette bygdevegsanlegg var det bemerkelsesverdige fremfor andre bygdevegsan-legg var at den bru som inngikk i anlegget var av relativt store dimensjoner. Og det måtte den nød-vendigvis bli. En god del av skipsfarten fra og til Egersund gikk nemlig gjennom Nysund og måtte komme til å passere under brua. På grunn herav måtte brua opp i en høyde av 23,75 m over høyvann, og da terrenget på fastlandssiden var forholdsvis lavt måtte brua føres langt inn-over land før den kom ned i terrenghøyde. Leng-den ble på den måten ca 260 m.

I sådanne tilfelle vil det som regel være spesi-elle forhold til stede. En ferjeforbindelse kan f. eks. være sprengt, vedkommende avstengte distrikts tilknytning til det øvrige vegnett kan være av livsviktig betydning, eller brua kan være et ledd i samfunnsmessige bestrebelser for å ut-nytte mulighetene i vedkommende strøk. Dette siste har gitt seg utslag i en stortingsbeslutning om å tilgodese visse tilbakeliggende kyststrøk med statsmidler til vegbygging. Inn under denne siste kategori kom Egerøy bru med tilstøtende

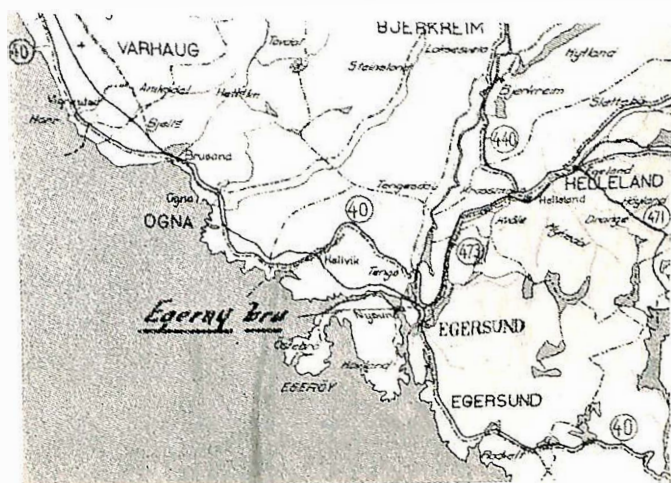


Fig. 1. Kart som viser bruas beliggenhet.

dog noe mer sement pr. m³ enn de øvrige. Dette gjelder fundament nr. 2, 4 og 9. Kontrollprøver undersøkt ved vegvesenets laboratorium i Oslo viste en trykkfasthet mellom 300 og 350 kg/cm² svarende til A-betong. I fundamentene 9 og 2 ble anvendt et poredannende stoff i betongen, Darex AEA, til beskyttelse mot frostens innvirkning.

Materialene.

Sementen var av den vanlige slags, norsk Portlandsement. For sikkerhets skyld ble den underkastet de prøver som kreves iflg. Norsk Standard nr. 425, først ved kontroll-laboratoriet for utvidelse av Sola flyplass og senere ved vårt eget lille anleggslaboratorium ved brustedet, etterat et sådant var kommet i stand. Alle prøver viste tilfredsstillende resultat, også prøvene av sement som hadde vært lagret i noen tid.

Sanden og singelen. Både sand og singel ble fremstilt i vegvesenets egne materialtak. Undersøkte sandprøver fra 3 forskjellige sandtak, hvorav 2 private, viste at vegvesenets sandtak på Helvik ga de beste resultater, både m. h. t. kornfordeling og trykkstyrke. All sand til Egerøy bru ble derfor tatt fra dette grustak, se fig. 4. Forsøksvis ble sand og singel anvendt som samfengt materiale. Resultatet ble ganske bra, men ujevnt. Da det ved et byggverk som dette var nødvendig å sikre seg så jevnt gode materialer som mulig gikk en over til ved harping å utskille singelen, og for de viktigste delene av brua ble singel over 30 mm utskilt ved en solding nr. 2. Disse materialene viste under hele bruarbeidet meget gode og jevne resultater. En stor del av singelen ble også fremstilt ved Eide grustak, ca 1,5 km fra brustedet, der som overdimensjon fra fremstillingen av vedlikeholdsgrus til riksvegene. Transportlengden fra Helvik var ca 17 km. Fasthetsprøvene med singel fra Eide viste like gode resultater som Helviksingelen, til tross for at leirgehalten i Eide grustak var noe større enn i Helvik.

Poremidlet. Som poredannende middel ble som nevnt anvendt Darex AEA. Dette er som bekjent et harpikslignende, flytende stoff som tilsatt betongen danner luftblærer i denne og gjør den porøs. Ved passende tilsetning av et poredannende stoff øker betongens motstand mot frost, og konsistensen blir smidigere samtidig som separasjonstendensen avtar. Hvor meget en bør bruke av et sådant stoff avhenger av flere faktorer f. eks. hvilken betongblanding det handler seg om, temperatur, konsistens og sandgradening. Derimot er det tilførte luftvolum uavhengig innen



Fig. 3. Ett av landfundamentene.

praktiske grenser av blandetiden. En må prøve seg fram. Forbruket vil ligge mellom 20 og 60 mm handelssvare pr 100 kg sement. Dette svarer til mellom 4 og 12 gr tørrstoff. Det poredannende stoff tilsettes best i blandevannet. Det kan også tilsettes i blandemaskinen og det har vært fremstilt sement med iblandet porestoff. Risikoen for at porøsitet og fasthetstap kan bli for stor vil alltid være til stede. En må derfor gå fram med forsiktighet og ta porøsitetmålinger for å konstatere hvilken porøsitetsprosent en får ved en bestemt tilsetning av stoffet. Foregår ikke materialutmålingen for betongen etter vekt, må en til stadighet, også under støpningen, ta kontrollprøver på porøsiteten, hvis en vil være på den sikre side. Som bekjent inneholder betong mer eller mindre luft selv om poredannende stoff ikke anvendes. Ved Egerøy bru ble luftinnholdet målt til ca 3 %. Da en ved økning av porøsiteten med poredannende stoff regner med at fastheten i stålbetong tilnærmet vil avta med ca 6 % for hver % porøsiteten tiltar og at porebetongen ved

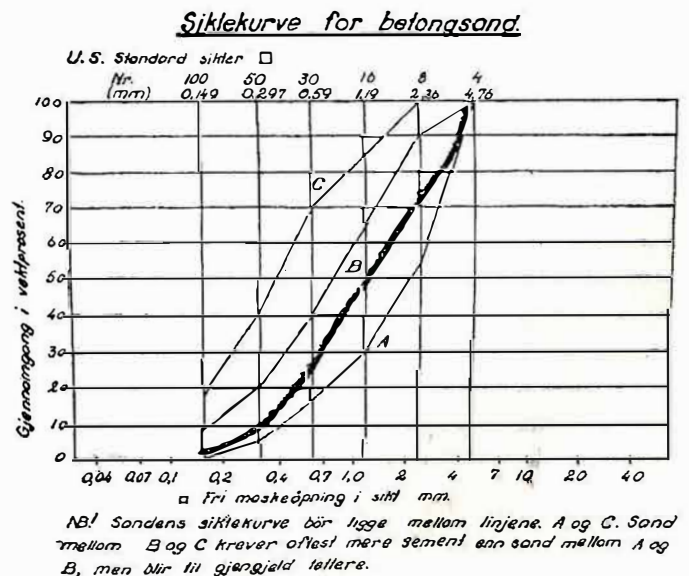


Fig. 4. Siktekurve for betongsand.

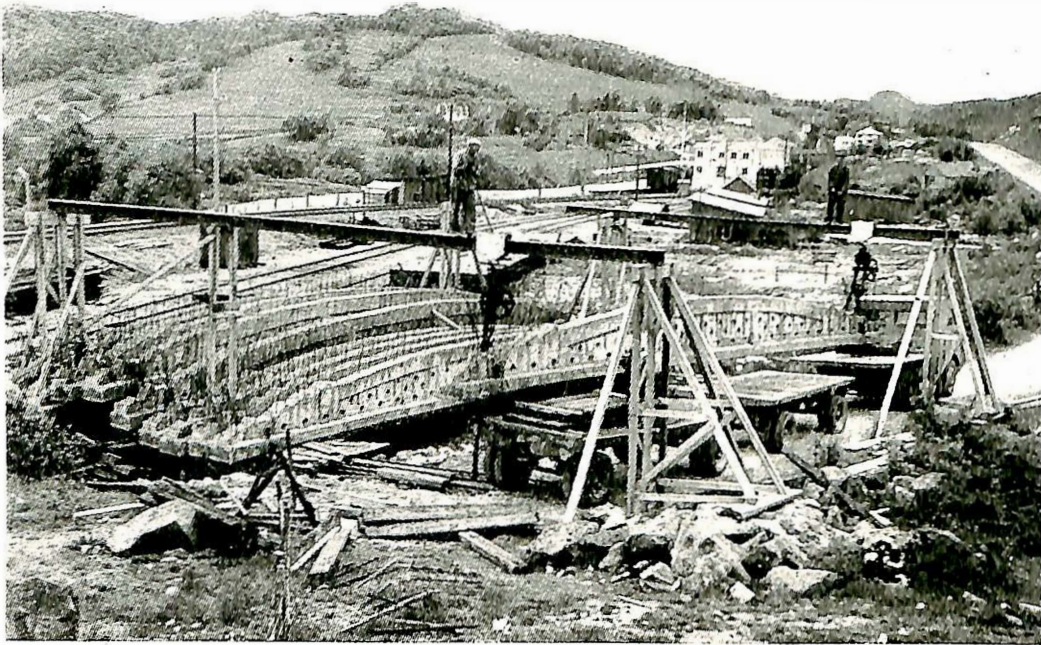


Fig. 5. En del av de lagrede stålbetongdragere på Eide jernbanestasjon ved Egersund. Lossing av betongdragerne.

et porevolum på ca 4 % har oppnådd det vesentlige av sin motstand mot forvitring vil en økning av porevolumet med 1 %—1½ % være tilstrekkelig, og det tilsvarende tap i fasthet blir da ca 9 %. Men på grunn av det poredannende stoff kan vannmengden pr kg sement og sandmengden reduseres noe så vannsementfaktoren avtar og fastheten stiger. Reduksjonen i fasthet blir derfor ikke så stor som 9 %.

Et poredannende stoffs evne til å beskytte betongen mot forvitring beror på følgende:

Betong er i alminnelighet mer eller mindre porøs på forhånd og inneholder som nevnt litt luft. Når luft tilføres ved et stoff øker porøsiteten samtidig som de mange små porer fyller seg med luft, som under herdningen blir stengt inne. Alle disse små luftblærer vil stenge for vannets inn-trengen i den herdne betong.

Poremåler. Til måling av porøsiteten i betong kan en bruke et pressluftapparat eller Thaulows

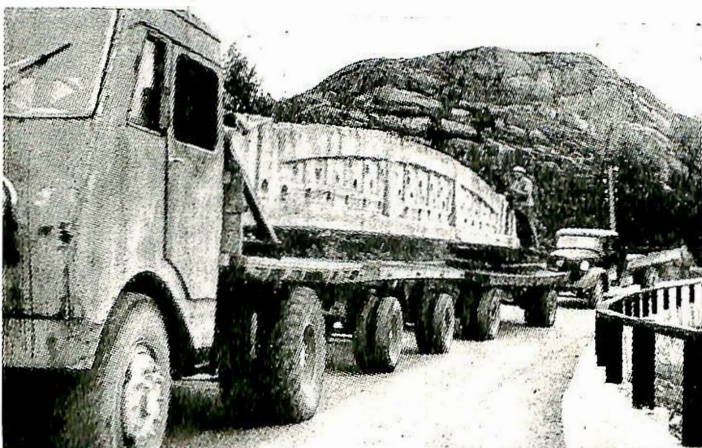


Fig. 6. Transport av betongdragere fra lageret til brustedet.

vektmåler. En kan også anvende en hvilken som helst beholder f. eks. en bøtte. Ved Egerøy bru ble brukt et pressluftapparat.

Til måling av sandens (og singelens) fuktighetsgrad ble anvendt en elektrisk ovn. Også den såkalte «Speedy» fuktighetsmåler ble brukt en tid. Da denne er ualminnelig rask og hendig skal den her kort omtales. Prinsippet består i at noen få gram sand ristes sammen med en bestemt mengde karbit, som må være i pulverform, i en lukket beholder. Det gasstrykk som derved oppstår avleses på et manometer som fuktighetsprosent. En måling tar 2 à 3 minutter. I variabelt vær under støpearbeidet er denne måleinnretning til stor nytte.

Mens arbeidet med landfundamentene pågikk hadde man innhentet tilbud på resten av brua etter planen. Landkarrene og alt som lå utenfor disse ble utført av vegvesenet. Da det foreløpig kun forelå detaljtegninger over første bruhalvdel, regnet fra fastlandet og en bare hadde tillatelse til å bygge denne del av brua, måtte en i første omgang innhente tilbud på denne seksjon. Senere ble tilbud også innhentet på den annen bruhalvdel, her alternativt for bjelke- og buespenn over selve sundet. Bjelkespennet var 40 m langt. Buen hadde fått et spenn på 88 m.

Når en sammenligner seilleden under brua i de to tilfelle kan det ikke være tvil om hva som er gunstigst for skipsfarten. Men en antok at også i estetisk henseende ville et buespenn være å foretrekke. Anbudene viste at brua bygget med bue over sundet i stedet for bjelkespenn ville

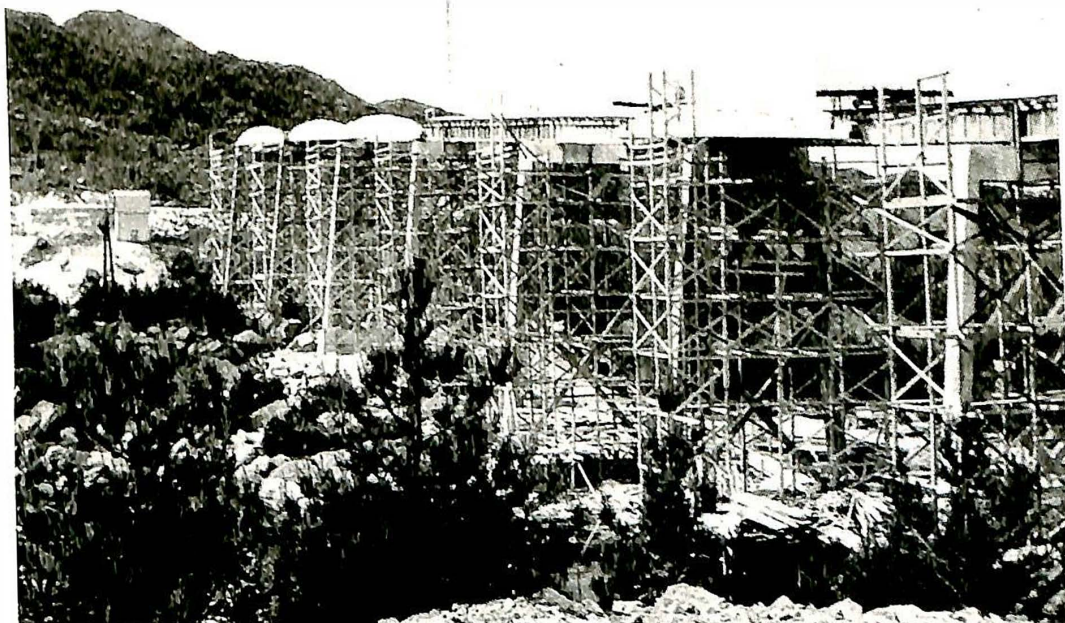


Fig. 7. 4. dragerpar trekkes opp på plass.

bli mellom 20 og 30 tusen kr billigere. Dette var for øvrig ikke så lite av en overraskelse.

Hvorfor ble så ikke buespennet valgt?

Jo, fordi grunnforholdene ved en nærmere geologisk undersøkelse viste seg ikke å være pålitelige nok. En buebro setter som kjent ganske store fordringer til undergrunnen. Og dog besto grunnen av fjell på begge sider av sundet. På øysiden var fjellet *kaolin*, og kaolinets oppløsningszone var omtrent på det sted hvor buens fot måtte komme. Nesten midt i sundet var fjellet fast og 70—80 m inne på øya gikk sonens grense på den siden. Da kaolinets stabilitet i oppløsningssonen er meget dårlig og en måtte være forberedt på setninger av en sådan størrelsesorden at de ville bewirke store spenninger i hvelvet, måtte buealternativet definitivt oppgis.

Kontrakten.

Da anbudene viste at firmaet A/S Betong, Sandnes, lå best an sammenlagt for begge seksjoner, ble bruas støpningsarbeid kontraktmessig bortsatt til dette firma. Kontraktøren fikk en frist på ca 1½ år til arbeidets utførelse. Akkorden omfattet foruten de tre sjøfundamenter og og brurekkverket, som skulle være av jern, all gjenstående støpning mellom landkarene. Havnemyndighetene hadde gjort krav på at seilløpet under brua skulle markeres med lys og at den fri høyde over middel vannstand midt i løpet skulle påmales brua med så store bokstaver at passerende båter om dagen kunne se den i god tid før de kom til brua. Dessuten hadde havne-

vesenet betinget seg at den fri høyde skulle påmales flombelyste plakater i en viss avstand fra brua på begge sider. Plakatene skulle oppsettes på en odde eller lignende langs skipsleden så snart havnevesenets påtenkte mudring i denne skipsleden var tilendebrakt. Da denne mudring ennå ikke er påbegynt har det ikke vært aktuelt



Fig. 8. Seksjon 1 (fastlandskarret — pilar VIII) ferdigstøpt.

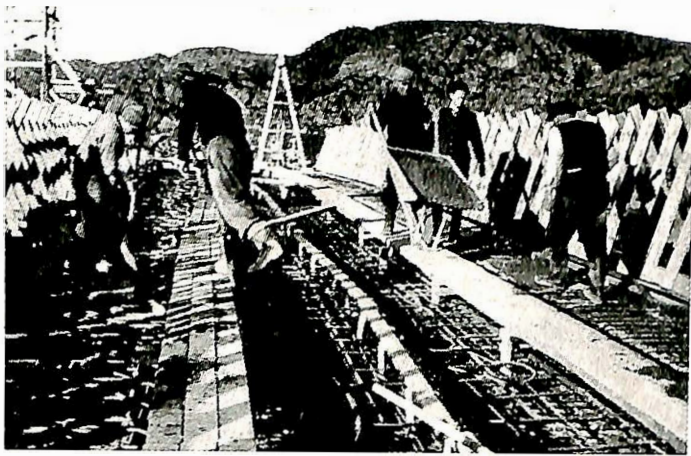


Fig. 9. Støping av utkragerspennet på fastlandssiden.

med sådanne plakater. *Lysanlegget* på brua inn- gikk ikke i kontrakten. Den mekaniske del av dette ble planlagt og utført av avdelingen, og den elektriske del ble etter anbud overdratt til et installatørfirma i Egersund. *Påmalingen* av høydetallene i seilløpet og bruas *navneplater* ble utført av håndverkere fra Stavanger. I kontrakten var det dessuten forutsatt at vegvesenet skulle skaffe all den *støpesand* og *-singel* som kom til å medgå. Disse materialer skulle leveres på lagerplass ved landkaret på fastlandssiden, og vegvesenet skulle levere alle *brulager*. Nedleggningen av disse var dog entreprenørens sak.

Kontrollør.

Høsten 1949 var vegvesenet ferdig med støpningen av de ti fundamentene. Imens hadde man etter vanlig praksis, ansatt en kontrollør ved bruanlegget, og det var blitt innredet et kombinert kontor- og laboratorierom for ham.

Det viste seg at kontrolløren fikk nok å bestille. Høyder og forskallingsdimensjoner skulle kontrolleres etter hvert. Han måtte føre bygningsprotokoll, være til stede og iaktta arbeidets gang og påse at dette ble utført overensstemmende med kontrakten og arbeidstegningene. Han måtte før og under støpning ta betongprøver og besørge disse innsendt til undersøkelse. Dette skulle også bruanlegget etter kontrakten bekoste. Han måtte ta prøver for å kontrollere betongens porøsitet ved undervannsstøpning, foreta regelmessige korngraderingsmålinger og tegne disse opp på dertil lagede skjemaer, ta sementprøver osv. Dessuten hadde han å føre tilsyn med anleggets materialfremstilling ved Helvik og ved Eide m.m. Han måtte også være behjelpelig med en del tegnearbeid.

Firmaets arbeid:

Det første firmaet fikk utført var grunnarbeidet til undervannsfundament III. Detaljert plan for arbeidets utførelse var utarbeidet i forbindelse med støpningen av landfundamentene. Grunnen besto av store blokker, slam og sand. Slammet og sanden ble fjernet fra graven og de oppstikkende blokker plansprengt. En fikk på denne måte omsider en plan filate som forskallingskassen ble senket ned på etter oppsatte retninger. Kassen ble tettet i bunden, rundt sidene og så ble som undervannsstøpning støpt en $\frac{1}{2}$ m tykk, rektangulær bunnplate som trykkfordeler på det avplanerte underlag. Platen ble armert med 19 mm \varnothing langsgående og tversgående armeringsjern nær bunnflaten. Da platen var støpt ble det videre arbeid med dette fundament stilt i bero noen tid forat treverket kunne trutne og kassen bli tettest mulig. Hensikten var senere å lense kassen for vann og forskalle og støpe resten av fundamentet i tørr byggegruve til over vannstanden. Lignende trykkfordelingsplater var blitt støpt også på enkelte av landfundamentene, nemlig der hvor grunnen besto av steinblokker og jord om hinannen. Bl. 1 : 1,6 : 0,8 V/C-0,37.

For alle *undervannsfundamenter* var det på partiet fra en halv meter under laveste vannstand til overkant av fundamentet foreskrevet spesielle forholdsregler. Blant annet skulle det her støpes i tørr byggegruve og et poredannende stoff anvendes så en fikk et porevolum av 4—5 %. Forskallingen skulle være impregneret og utføres av ployde planker som permanent skulle bli stående på støpen som en fremtidig beskyttelse. Vannsementfaktoren skulle være $\leq 0,40$. Slump 2—5 cm. Betongkvalitet A.

I pilarer over fundamentene, tverrbærere, ribber og brubane var det i kontrakten foreskrevet betongkvalitet B. Viktigere deler av byggverket skulle vibreres. Dette krav oppfylte firmaet ved å vibrere *all* støpning. I de partier hvor Darex ble anvendt ble vibreringstiden innskrenket, og under tyrestøpningen vibrertes ikke.

Pilarene på seksjon I.

Pilar I og II var forskallet og ble støpt begge samtidig opp til under tverrbæreren på toppen av pilaren. Her ble det 8 timers stans i støpningen før tverrbærerne ble støpt i ett helt opp på begge steder. Da armeringen fra pilarenes søyler og kryss er ført opp i tverrbæreren var denne støpefuge uten betydning. Blanding etter

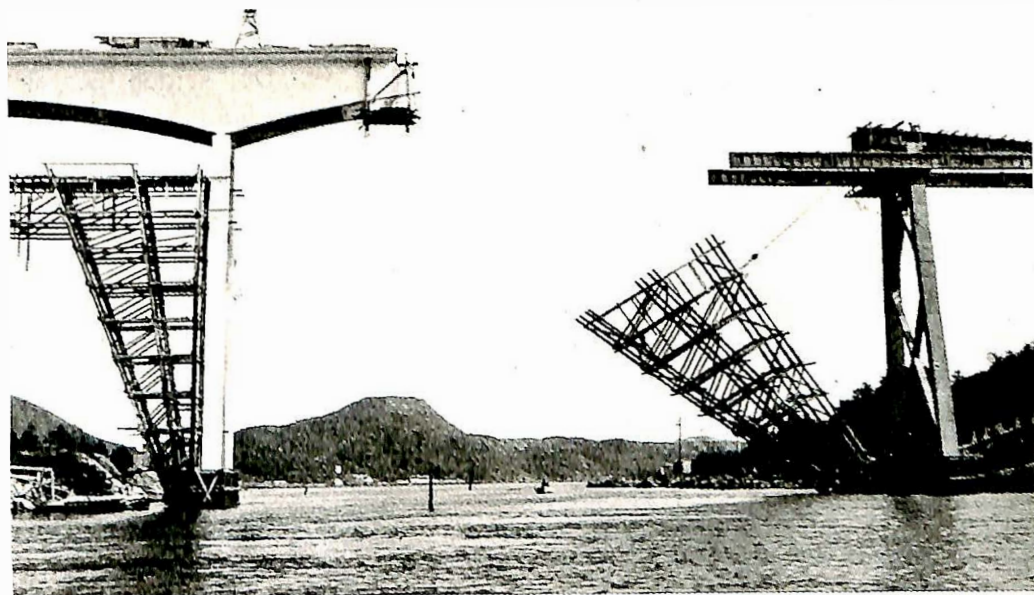


Fig. 10. Stillasene flyttes over sundet.

vekt 1 : 3 : 2,65. Slump 3 cm v/c-faktoren = 0,44. 355 kg sement pr m^3 . Kontrollprøven viste at fastheten etter 28 døgn lå godt over kravet til A-betong, 290 kg/cm². Før støpningen av pilar I og II fant sted var materialproduksjonen i Helvik blitt omstilt slik at singelen ble utskilt fra det samfengte materiale, som hittil var brukt, og sanden utfatt gjennom 10 mm firkantmasket netting.

Ved slutten av april 1950 gjensto fremdeles resten av pilarfundament III. Kassen ble nå lenset for vann og fundamentets overdel forskallet og støpt. Blandingsforhold etter vekt 1 : 2,95 : 2,54. Slump 3 cm. Daxex-tilsetning 20 ml (20 cm³) pr 100 kg sement. Det svarte til en porevolum av 4—4,5 %. Sementforbruket var 370 kg pr m^3 . Kontrollprøvene viste at en hadde oppnådd å få en fasthet som lå atskillig over A-kvalitetkravet 290 kg/cm² etter 28 døgn. Ca 2 uker senere var pilar III også støpt, og dermed var alle 8 pilarer på seksjon I kommet opp. Kontrollresultatene viser at alle disse pilarer tilfredsstiller fasthetskravet for betongkvalitet A. Forskallingen ble revet tidligst 1 uke etter støpningen. Stillasene rundt hver pilar ble derimot stående til de ferdigstøpte bjelker var kommet på plass og pilarene var malt. I kontrakten var nemlig medtatt en bestemmelse om at hele brua skulle hvitmales. Mens stillasene var oppe måtte dette arbeid utføres. Det ble brukt «Medusa»-maling, i håp om at denne vil holde hva den lover, nemlig beskyttelse av byggverket mot fuktighet o. lign. Spesielt i sundet var det ønskelig å få et beskyttende lag med maling på brua. Her vil

både vannrøyk og eksossyre fra passerende båter sette store krav til betongens forvitningsmotstand også i luften. Det kan kanskje innvendes at hele partiet over sundet burde vært støpt som porebetong. Men nettopp i dette parti hvor en har et bjelkespenn av uvanlig størrelse trengtes all den sikkerhet en kunne få med rimelige omkostninger. Et beskyttende lag maling kan fornyes om den ikke skulle holde gjennom *hele* «Medusalems» levealder. Når fargen ble hvit, er det først og fremst av hensyn til båttrafikken gjennom sundet. Men en var også klar over at med denne farge ville hele brua markere seg fordelaktig i landskapet.

Alle pilarer ble *vibrert* med *stavvibratorer*. Det samme ble den øvrige del av brua. At resultatet ble bra ga betongens overflate løfte om. Da forskallingen ble revet viste støpen seg å være meget jevn og pen overalt.

Pilarene ved Egerøy bru var *pendelpilarer*, idet de var fast innspent i fundamentene. De ble alle montert slik at de kom til å innta den vertikale stilling ved middel temperatur, + 5° C.

Pilar VIII var endepilar for seksjon I (med de ferdigstøpte betongbjelker) og over denne pilar foregikk hele bruas dilatasjon. De ferdigstøpte bjelker ble lagret med faste lagre på pilarenes tverrbærere og på landkaret. Dimensjonen for samtlige pilarer i brukseretningen var den samme, nemlig 60 cm. Bredden i tverretningen var 40 cm, pilar VIII — 45 cm. Ved stigende temperatur beveger pilartoppene seg i retning *fra* landkaret og bevegelsen over de 8 felter summerer seg opp, slik at p. VIII får den største bevegelse. Det



Fig. 11. Forskalling for det opphengte midtspenn i seilløpet på nært hold.

samme gjelder på den annen bruhalvdel. Denne hviler med rullelagre på pilar VIII, hvor en altså får et maksimum av bevegelse. Regner en med en temperaturdifferens på 30° i betongkonstruksjonen — i luften vil temperaturdiff. være større — svarer det til ca 10 cm relativ bevegelse, som altså her må tillates. Armeringen i disse pilare var ca 5,5 %, i hele brua over fundamentene var armeringsprosenten 8,4. De øvrige deler av brua var altså vesentlig mer armert enn disse pilarene, ca 11 %.

De ferdigstøpte betongbjelkene.

Da alle pilarene nå var oppstøpt ble det aktuelt med plasingen av de ferdigstøpte jerbetongbjelkene, som lå opplagt på Eide jernbanestasjons tomt. Disse bjelkene veide 11 tonn og var ca 17 m lange. Bjelkene var bestemt til takkonstruksjon på tyskernes undervannsbåtstasjon i Bergen. De var gitt en kraftig forspenning og hadde meget stor bøyingsfasthet i høyderetningen. Men de tålte ikke å ligge på flasken, heller ikke å understøttes lenger inn fra endene enn 1,5 m.

Det var derfor litt av et problem å flytte disse bjelkene, og å få de på plass på toppen av pilarene.

Det syntes mest hensiktsmessig å kjøre de ut fra landkaret på fastlandssiden, da vegforbindelsen var i orden helt opp til dette landkar. Firmaet ordnet seg på følgende måte: Sammen-spikrede bærevegger av tre, 2 m høye ble lagt ut på toppen fra pilar til pilar, 2 bærevegger i hvert spenn, inntil man kom opp til pilar VIII. Spennet var 15,5 m mellom alle disse pilarene. To og to bærevegger både i lengde og tverretningen ble satt sammen og halt utøver i luften ved hjelp av wire over pilartoppene fra et spill nede på bakken ved pilarfundament IX. Lengden av de to bærevegger var ca 32 m. Første vippepunkt når første pilar er nådd med bæreren, annet vippepunkt når neste pilar er nådd med bæreren, annet vippepunkt når alle vegger var kommet på plass ble det lagt ut skinnegang til pilar VIII, og rigget til to traller med hver sin bukk. På hver bukk en differentialtalje på hver side. Med dette kjøreredskap ble bjelkene hentet ved landkaret og trukket utover brua, én bjelke på hver side av bukkene, v. h. a. spillet og mannskapsgjengen ved pilarfund. IX.

Bildet, fig. 5, viser en del av lageret. Av de 21 bjelker var på det tidspunkt 8 stk. igjen i lageret. Bildet illustrerer hvordan lessingen var ordnet. To bukker bestående av en lang jernbjelke understøttet på flere punkter dannet skinne for to kraftige differentialtaljer. V. h. a. disse to bukker kunne bjelkene både løftes og sideforskyves til den var over kjøretøyet og der senkes ned på plass. Verre var det å kjøre lasset. Vegen til brua hadde nemlig flere krappe svinger. Omsider kom lasset opp til landkaret. Her var oppstilt to lignende bukker som i lagret. Bjelken ble her spaket over til den ene siden og bilen med tilhengere kunne rygge ned til svingeplassen. Fra de to avlessebukkene ble bjelkene senket ned på transporttallene og kjørt utover brua. Det første par ble plasert mellom pilar VII og VIII. Underlagene var her lagt ned på forhånd og overlage ble etter hvert påsatt bjelkene, slik at disse kom riktig på plass med én gang. Første spenn fra landkaret skulle ha 3 bjelker ellers var det 2 i hver åpning. Bildet fig. 7 viser utkjøringen av 4. par fra endepilaren.

Forskalling og støpning av seksjon 1's brukte var en forholdsvis enkel affære. Dette fant sted fra midten av juni til midten av september 1950, da hele denne seksjon var ferdigstøpt, fig. 8.

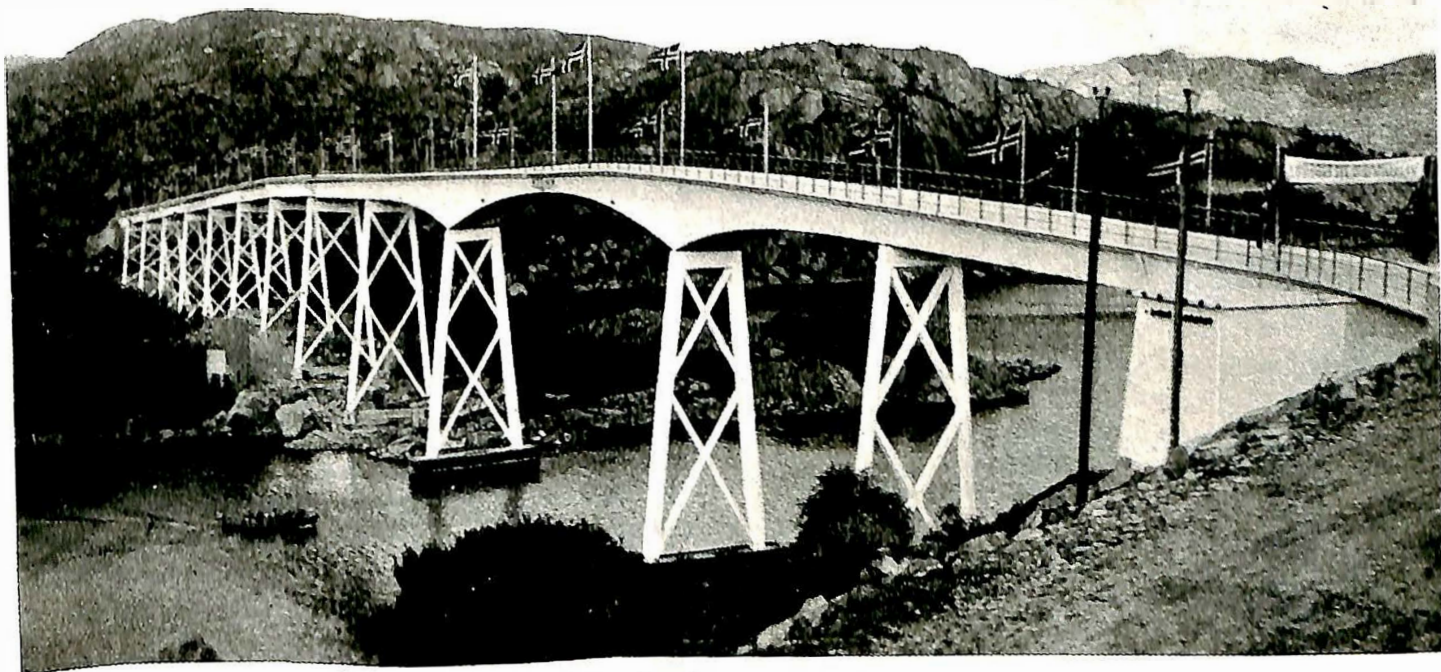


Fig. 12. Den ferdige bru.

Seksjon 2.

Sjøfundamentene. Trematerialene fra seksjon 1 ble brukt i seksjon 2. Men her måtte det en hel del nye stillasmaterialer til.

I løpet av oktober 1950 ble pilar IX ferdigstøpt, grunnarbeidet for fundament X var ferdig og hele fundament X støpt.

Fundamentene i sundet består av en rektangulær underdel, min. 2 m tykk og 3 m bred. På denne den avrundede overdel som pilarbena står på.

Stedet hvor fundamentet X skulle komme ute i sundet viste seg å være en samling fjellblokker. Disse lå slik til at det måtte et større sprengningsarbeid til for å få et plant underlag for sokkelen. Det ble arbeid for dykkeren i flere uker, men ved ca midten av oktober var arbeidet ferdig, både sprengningen og forskallingen for sokkelen, så støpningen av denne da kunne finne sted. Et par uker senere var også fundamentets overdel støpt.

Fundamentets undre del ble støpt som undervannsstøpning. Blandingsforhold 1 : 2,33 : 2,85. Slump 13 cm. V/C-faktor 0,48. Kontrollprøven på fastheten etter 28 døgn viste en gjennomsnitt av 340 kg/cm². Kravet til A-betong er som bekjent 290 kg/cm². Fasthetskontrollen for overdelen viste 315 kg/cm².

Arbeidsstokken hadde hittil vært 12/15 mann. Da det store stillasarbeid for seksjon 2 begynte ble denne øket omtrent til det dobbelte. Det var også nødvendig for å kunne bli ferdig i rett tid.

Like før jul ble pilarene XIII og XII støpt.

Pilar X ble støpt omkring 1. februar 1951 og i begynnelsen av mars var landspennet på øy-siden også ferdigstøpt, men ennå manglet fundament XI. Arbeidet hadde pågått i lengere tid med dykker. Det var mer arbeid enn en hadde ventet med dette fundament. Grunnen viste seg å være bløt. Prøver som kom opp viste at fjellet var oppsmuldret med håndene klumper innimellom. Det kunne tas med spade. På grunn herav måtte en ned til en dybde av over 2 m under den gamle bunn før en fant noenlunde sikker grunn. Havnedirektøren hadde gjort henvendelse om at fundamentene måtte bli ført så dypt at den påtenkte fremtidige mudring av sundet kunne finne sted uten at fundamentene ble undergravet. Denne henstilling kunne en nå imøtekomme. Da grunnforholdene selv i ca 2 m's dybde var tvilsomme bestemte man seg for å støpe en ekstra trykkfordelingssokkele av tykkelse ca 0,75 m i bunnen av graven. Det ble ikke brukt forskalling til denne støpning. Lufttemperaturen steg under støpningen fra $\div 7^{\circ}$ til $\div 5^{\circ}$ C. Materialene ble oppvarmet.

Om morgenen dagen etter var temperaturen i luften $\div 6^{\circ}$ C. Overflatetemperaturen på den støpte platen ble da målt til $+10^{\circ}$ C. Som ved f. X ble forskallingskassen for fundamentets undre del forarbeidet på land og nedsenket på den støpte bunnplate. Ca 1 uke etter nedsenkningen var kassen istøpt. Ved slutten av mai ble på samme

måte fundamentets øverste del støpt. Til støpningen av f.'s undre del og øvre del opp til kote $\div 0,50$ ble anvendt 3 lyrer. Ved denne kote ble kassen lenset for vann og resten støpt i tørr byggegruve. Da undre del ble støpt var lufttemperaturen $\div 8$ — $\div 7$ °C, men sjøtemperaturen var ca + 5 °C. Temperaturen i lyrene var min. 4 °C. Slump 13 cm, blandingsforhold 1 : 2,4 : 2,9. V/C-faktor var 0,48. Både sanden og vannet måtte selvsagt oppvarmes. Fasthetskontrollen ga som resultat gjennomsnittet 335 kg/cm² etter 28 døgn. Kravet til A-betong er 290 kg/cm². Darex-tilsettingen over kote $\div 0,50$ var 20 ml (20 cm³) pr 100 kg sement, og porevolumet ble ca 4 %.

Pilarene i seksjon 2, og resten av støpningen.

Pilar XI, den siste av pilarene i seksjon 2, ble støpt opp i begynnelsen av juni. Fasthetskontrollen for samtlige pilarer i denne halvdel av brua og opp på alle dele av fundamentene X og XI viste at fastheten etter 28 døgn lå over kravet til A-kvaliteten.

Bruas åpning var berammet til 20. august, og nå ble det et kappløp med tiden for å kunne bli ferdig til den tid. Av hensyn til herdningen fikk firmaet beskjed om at skulle dette la seg gjøre måtte ingen støpning finne sted etter 1. august. Men det var nå mange mann i arbeid og med to skift og nattarbeid mente firmaet at det skulle gå.

For at de enkelte deler av brubanen kunne få tid til å svinne mest mulig før tilstøtende del ble støpt hadde brukontoret satt opp følgende støpeskjema.

1. Partiene IX—X og XI—XII med utkragering og spenn XIII—landkaret.
2. Det innhengte spenn i seilløpet.
3. Spenn XIII—ledd.
4. Spenn VIII—ledd.

Av praktiske grunner ble dette forandret slik:

1. Landspennet på øysiden.
2. Felt IX—X med utkragering.
3. Felt VIII—fuge.
4. Felt XII—XI med utkragering.
5. Felt XIII—fuge.
6. Midtfeltet.

Da pilar XI var ferdigstøpt var situasjonen følgende: Landspennet på øysiden, utkragerspennet på fastlandsiden og hengespennet ved pilar VIII var støpt.

Bildet fig. 9, viser disse arbeider under utførelse. Det viste seg at synkningen av stillaset

ble noe større enn beregnet, hvilket antas å skyldes at materialene var meget inntørket, slik at knutepunktene ga seg mer enn ventet. Da de samme stillasene ble brukt til utkragerspennet på øysiden etter å være fløytet over sundet i hel tilstand, viste synkningen seg her å bli mindre, men også her var den noe større enn beregnet. På grunn av denne uforutsette synkning ble utkragerspennenes høydebeliggenhet litt for lav. Det dreiet seg om fra 1 til 3,1 cm iflg. kontrollnivelllementet av den herdede støp.

Etter at utkragerspennet og hengespennet på fastlandsiden var støpt måtte stillasene som nevnt, flyttes over til øysiden. Bildet, fig. 10 viser et glimt av flyttingen. Ytterste utkragerstillas gikk på sjøen, ble dreiet helt rundt og vunnet opp i stilling v. h. a. spillet ved pilarfundament IX.

Spennene på øysiden ble støpt omkring midten og slutten av juli. Firmaet klarte å holde timeplanen også for det opphengte spenn midt i seilløpet. Dette ble støpt den 31. juli, fig. 11.

I og med at dette spenn ble støpt var Egerøy blitt landfast, og en kunne heise de norske flagg.

Fasthetskontrollen viste at begge utkragerspennene og de opphengte spenn midt i seilløpet hadde fått en fasthet som svarte til betongkvalitet A og vel så det.

Avstanden mellom pilarene i sundet er som før nevnt 40 m. Ribbehøyden over pilarene X og XI er ca 4,4 m og utkragerlengden 10,5 m. På grunn av den store ribbehøyde måtte det innstøpes armerte traverser på begge sider av de to pilarer.

De mange fuger som en hadde fått i brubanen ble fylt med et nytt og uprøvet stoff, *gummi-asfalt*. Dette har foreløpig vist seg å være meget godt. Det ser ut til å ha både asfaltens klebeevne og gummiens elastisitet. Den store fuge over pilar VIII ble dekket med riffeljern.

Til slutt skal jeg nevne at de beskyttende steinfyllinger rundt pilarene X og XI vist på oversiktstegningen, er sløyfet. De er blitt overflødig etter at massene fra utgravningen og utsprenningen av fundamentene for den største delen ble lagret på utsiden av pilarene, hvorved sundet her, utenfor seilløpet, ble så grunt at større båter som kan skade pilarene, ikke kan flyte inn til disse.

Brurekkverket er foreløpig åpent. Men det er allerede tatt skritt til å forsyne den nederste delen av rekkverket med et 1/2 m høyt flettverk.

Brua ble åpnet for trafikk av H. K. H. Kronprins Olav den 20. august 1951.

Bituminøse vegbelegninger

Veg- og kommunalteknisk kurs i Dansk Ingeniørforening

Overingeniør Holger Brudal

DK 625.85

(Forts. fra N. V. nr. 10, s. 171)

Foredrag E.

Foredragsholder. Sivilingeniør T. Fredsted.

Emne: Krav til overflatebehandlingsmaterialer.

Der gis en utredning om de forskjellige bindemidler som benyttes såsom tjære, asfaltbitumen, cutbackasfalt og asfaltemulsjon. Deretter omtales de krav som bør stilles til steinmaterialet. De forskjellige materialers egenskaper belyses ved omtale av utførte forsøksveger. Om klebeforbedrende midler uttaler foredragsholderen følgende:

Når bindemiddelomhyllende stein kommer i berøring med vann vil vannet ha tilbøyelighet til å fortrenge bindemidlet fra steinoverflaten, idet sistnevnte har større affinitet overfor vannet enn overfor bindemidlet. Man har forsøkt å overvinne denne vanskelighet ved framstilling av såkalte klebeforbedrende midler. Disse kan inndeles i 2 grupper, nemlig:

1. Aktive klebeforbedrere som tilsatt i passende mengder bevirker at bindemidlet kleber til våte steiner. Hertil hører bl. a. visse klebeforbedrende midler av amintypen.
2. Passive klebeforbedrere som forhindrer eller vanskeliggjør vannets fortrenkning av bindemiddelhinne, når effektiv klebning er oppnådd, men ikke muliggjør klebning til våte steiner. Hertil hører bl. a. forbindelser av tunge metaller med visse fete syrer.

De aktive klebeforbedrende midler kan med fordel tilsettes bindemidlet mens de passive helst skal tilsettes steinmaterialet i form av en oljeoppløsning eller eventuelt i oppløst form sprøytes ut over det utlagte bindemiddel i et ganske tynt lag, før avdekkingsmaterialet påføres.

Utføres overflatebehandlingen under noenlunde gunstige værforhold, vil jeg mene at en tilsetning av klebeforbedrende middel er overflødig og temmelig virkningsløs, hvorimot den sannsynligvis har en viss berettigelse i regnfulle perioder og især på steder med sterk og hurtig trafikk. For å oppnå aktiv klebning må der til bindemidlet settes ca 1½ % aminpreparat, hvorved bindemiddelprisen forøkes med 100—150 kr pr t.

Derpå omtales behandling av gamle overflatebehandlinger med oljeemulsjon, hvorom foredragsholderen uttaler følgende:

Det viser seg at overflatebehandlinger med tjære ofte taper stein som følge av en forsprødnings av tjæren — en forsprødnings som er framkalt av tjæreoljer samt muligens ilttingsprosesser i tjæren. Det var en naturlig tanke å forsøke å gjenoppfriske tjæren ved å tilføre den litt olje, men de første forsøk herpå strandet på vanskeligheter ved å påføre så små oljemengder som det her var bruk for. Dette problem løses imidlertid ved å påføre oljen i form av en sterkt fortynnet emulsjon. Der ble i 1950 foretatt mindre forsøk med oljebehandling av en 1 år gammel overflatebehandling som, til tross for at den hadde fått en tilstrekkelig tjæremengde, var begynt å miste stein. Forsøket falt meget gunstig ut, og det er i år foretatt omfattende forsøk med emulsjonsbehandling i Holbæk amt. Det er dessuten foretatt forsøk med emulsjonsbehandling av gamle, sprø overflatebehandlinger umiddelbart før ny overflatebehandling, for å undersøke om en bløtgjøring av den gamle vegbane var av betydning for den påfølgende overflatebehandlings kvalitet. Den benyttede emulsjon inneholdt 12—20 % olje og påførtes med ca ¼ kg pr m², uten noen etterfølgende avdekning. Resultatet av de sistnevnte forsøk kan først fastslås til foråret.

Jeg tror at behandlingen med oljeemulsjon rommer visse muligheter, men jeg vil samtidig understreke at det er usannsynlig at den skulle kunne redde overflatebehandlinger hvor den begynnende avspringning av steinmaterialet skyldes anvendelsen av en for liten tjæremengde.

Til slutt blir resymert de forhold som etter foredragsholderens mening er særlig viktige å iaktta ved utførelse av overflatebehandlingen, nemlig følgende:

1. Bindemidlets temperatur i utlegningsøyeblikket bør være så lav som mulig til oppnåelse av ensartet fordeling av bindemidlet, og den bør for tjære i lukkede tanker ikke overstige 135°C og for tjære i åpne kokere være høyst 110°C. For cutbackasfalt og fluksasfalt bør tempera-

- turen ikke overstige 160°C, mens man for asfaltbitumens vedkommende kan gå opp til ca 200—210°C.
2. Tjære til overflatebehandling bør være cutbacktjære eller tjære som tilfredsstiller cutbacktjærenormenes krav med hensyn til smeltepunkt av destillasjonsresten ved 300°C. Cutbackasfalt bør være av den middelhurtig herdende eller den langsomt herdende type og flukset med tjæreolje. Asfalemulsjon bør være 55 eller 60 % og av en passende høy viskositet samt hurtig brytende.
 3. Avdekningsmaterialet må ikke inneholde leire eller salt og må derfor i de fleste tilfeller være vasket. Det må så vidt mulig være sterkt og kubisk. Stein størrelsen velges under hensyn til den gamle vegbanes karakter, idet man på hårdt underlag samt hvor det er liten trafikk fortrinnsvis bør anvende de små steinstørrelser. Steinmaterialet bør påføres så hurtig som mulig etter bindemidlets utlegning. Særlig viktig er dette ved overflatebehandlinger med asfaltbitumen.
 4. Bindemiddelmengden bør fastsettes dels under hensyntagen til steinmaterialets størrelse og karakter og dels under hensyn til den gamle vegbanes beskaffenhet. Man har i Sverige foretatt forsøk for å finne fram til en formel for beregningen av den fornødne bindemiddelmengde og har foreløpig funnet følgende ligning anvendelig for overflatebehandling med asfaltbitumen:

$$B = C + K \cdot S$$

Heri betyr: B bindemiddelmengde i kg/m², C den mengde bindemiddel som kreves til å klebe steinene til den gamle vegbane. K en konstant og S maksimalkornstørrelsen. K · S representerer den bindemiddelmengde som er nødvendig for å klebe steinene sammen innbyrdes og gi en tett overflate.

Måles B og C i kg/m² og S i cm, har man funnet at verdien for K ligger mellom 0,8 og 1,0.

Som nevnt gjelder formelen for asfaltbitumen, og verdien av K kan på grunn av viskositetsforholdene ikke direkte benyttes til beregning av bindemiddelforbruket når det er tale om tjære eller cutbackasfalt, selv om det tas hensyn til den sp. vekt.

Normalt kan man regne med at forholdet mellom den nødvendige tjæremengde og den nødvendige cutbackasfalmengde er det samme

som forholdet mellom de sp. vektorer av de to bindemidler.

5. Overflatebehandlinger bør foretas i den varme tid, helst juni — august, således at bindemidlet kan få leilighet til å arbeide seg opp mellom steinene og gi disse en god forankring.
6. I tilfelle at det under eller kort tid etter utlegning av en overflatebehandling faller regn, vil det være av umåtelig betydning om man kunne få bilenes kjørehastighet over belegningen nedsett eller eventuelt kunne sperre vegen helt av. De våte steiner kleber nemlig ikke til tjæren, men klebningen vil framkomme bare steinene får lov til å ligge på sin plass til belegningen igjen er blitt tørt.

Foredrag F.

Foredragsholder: Vegingeniør. cand. polyt. R. Buchwald Christensen.

Emne: Utførelse av overflatebehandlinger.

Emnebehandlingen er satt opp i 3 punkter således:

- 1) Materiell til overflatebehandling.
- 2) Arbeidets planlegning og organisasjon.
- 3) Arbeidsmetodens rasjonalisering og økonomi.

Hva materiellet angår skal nevnes at det ved hjelp av en rekke figurer illustreres fordeler og mangler ved flapperspredere og dysespredere montert på tankvogner. Det er av stor viktighet at man får en jevn spredning av bindemidlet såvel i tverretningen som i lengderetningen. Foredragsholderen anser det ikke for utelukket at mindre gode resultater hvis årsak er tillagt mangelfulle egenskaper ved bindemidlet kanskje snarere skyldes mangelfullt spredeutstyr. Der omhandles bl. a. en ny og forbedret utførelse av den velkjente flapperspredere.

Uten å gå i detaljer i dette referat vil under tegnede sterkt tilråde at man, forinnan man går til anskaffelse, eksempelvis studerer foredraget i sin helhet og søker flest mulige opplysninger på dette viktige felt.

Foredrag G.

Foredragsholder: Vegingeniør, cand. polyt. Morten Ludvigsen.

Emne: Kontrollmålinger på ferdige vegbelegninger.

Foredragsholderen uttaler bl. a. følgende:

De kvalitetsegenskaper som kan bli tale om å undersøke er dels (1) sånne styrkeegenskaper som

betinginger en belegnings holdbarhet og evne til å motstå påvirkningene fra trafikken, dels (2) sånne bruksegenskaper som betinger en sikker og behagelig kjøring, det man på engelsk kaller «riding qualities».

Den første gruppe omfatter bl. a. en belegnings slitestyrke, dens trykkstyrke, forskytningsstyrke, elastiske egenskaper m. v. samt dens tykkelse.

Av målinger under den første gruppe, som foretas på selv belegningen, skal jeg kun ganske kort omtale slitmålinger samt to helt moderne metoder til bestemmelse av en belegnings elastiske egenskaper, nemlig lyd- og svingningsmålinger.

Den annen gruppe, en belegnings overflateegenskaper, omfatter i første rekke dens ruhet og dens jevnhet. Måling av disse egenskaper som begge skal gjøres til gjenstand for en inngående omtale, foretas ifølge sakens natur på selve belegningen.

Angående slitasjen på bituminøse vegdekker uttaler foredragsholderen at det vanligvis dreier seg om ca. 1 mm i året. Det maksimale ligger på ca 1,2—2,0 ganger gjennomsnittet. Dette gjelder sterkt trafikkerte veger. Han tilføyer at der er andre faktorer enn den rene slitasje som er bestemmende for et vegdekkets varighet således at den betydning man har tillagt slitasjemålinger kanskje kan betegnes som noe overdrevet.

Vedr. lyd- og svingningsmålinger omtales først en del forsøk som er gjort på Statsprøveanstalten i Kjøbenhavn med betongprøvelegemer. Denne metode er beskrevet bl. a. i «Ingeniøren» nr. 2. for 1950 og i «Meddelelser fra Statsprøveanstalten» nr. 18. for 1950.

Foredragsholderen sier videre følgende:

I Holland er forsøkt en annen dynamisk prøve-metode som både kan benyttes for bituminøse belegninger og betongbelegninger. Ved denne metode lar man en generator med roterende sidetunge legemer sette belegninger i «sinusformede» svingninger. Kraftamplituden for generatoren kan varieres fra 200 til 3000 kg. Ved måling av belegningens deformasjoner og den hastighet som svingningene forplanter seg bort fra generatoren med, kan man bestemme visse mekaniske egenskaper ved belegningen. Mellom hastigheten (v), frekvenser (n) og bølgelengden (λ) gjelder følgende relasjon:

$$v = n \cdot \lambda$$

som når v oppfattes som parameter, fremstiller en hyperbel. Man kan nå utføre forsøkene slik at man bestemmer sammenhørende verdier mellom n og λ

for de hyperbler som svarer til hastigheten i de forskjellige lag (belegning, underbund m. v.). Av de således funne hastigheter kan man beregne elastisitetkoeffisienten for forskytning G av formelen $v = G : \rho$, hvor ρ er tettheten. Ved stive belegninger settes bøyingsvibrasjoner i gang, hvorav elastisitetkoeffisienten E kan utregnes.

Av deformasjonene bestemmes et «stivhetsfall» $S = F : X$, hvor F er kraftamplituden og X deformasjonsamplituden ved belastningsstedet, og herav kan de spenninger som vil oppstå i en belegning ved forskjellige svingningspåvirkninger beregnes.

Måling av vegbelegningers ruhet.

Der er flere måter å utføre en slik måling på. Av disse behandler foredragsholderen særlig to, nemlig:

1. Måling av friksjonskoeffisienten f_B mellom vegoverflaten og et eller flere bremsede hjul, hvis planer er parallelle med bevegelsesretningen og som framføres i vegens lengderetning.
2. Måling av friksjonskoeffisienten f_s vinkelrett på hjulets plan mellom vegoverflaten og et eller flere frittlopende hjul, hvis planer danner en vinkel med bevegelsesretningen og som framføres i vegens lengderetning.

Foredragsholderen gir teoretiske utredninger om begge målemetoder ledsaget av illustrerende figurer.

Det danske Veglaboratoriums siste anskaffelse på området er et fransk apparat som arbeider etter prinsippet skråttstillet hjul. Det er montert på en ca 4 tonns Citroen lastebil, og målingen skjer ved 2 skråttstillede hjul som er anbrakt mellom bilens for- og bakaksel. Alle de for målingen nødvendige iakttagelser registreres på en papirtrommel. Bilen er forsynt med et luftkompressorlegg således at trykkvann kan sprøytes ned på vegbanen foran hjulene under målingen.

Dette apparat er nærmere beskrevet av professor Ravn i «Dansk Vejtidskrift» nr. 10. for 1951.

Av resultater ved utførte ruhetsmålinger skal nevnes at man for overflatebehandlinger har funnet større ruhet hvor der er anvendt tjære enn ved asfalt, hvilket forklares ved at bindemidlet nær overflaten hurtigere blir hårdt og sprøtt når det består av tjære.

Alle målinger utført på teppebelegninger med åpen overflate, heri medtatt asfaltgrusbetong, har gitt uttrykk for tilfredsstillende ruhet.

Måleresultatene på teppebelegninger med tett overflate gir langt større spredning for de målte friksjonskoeffisienter. Enkelte viser en særdeles tilfredsstillende ruhet mens andre viser en meget dårlig sådan.

Den største verdi for f_s er funnet på en belegning med tett overflate, hvilket synes å vise at der kan oppnåes de best mulige resultater med den såkalte «sandpapiersruhet». Spredningen av måleresultatene er imidlertid 3 ganger så stor for de tette belegninger som for de åpne. Mens «sannsynligheten» for $f_s < 0,5$ ved de åpne belegninger er forsvinnende, har den ved de tette belegninger den ikke ubetydelige verdi av ca 30 %, iflg. de utførte målinger.

Måling av vegbelegningers jevnhet.

Foredragsholderen omtaler først betydningen av at vegdekket er jevnt og nevner at hultrykket kan bli fordoblet når bilen kommer i periodiske svingninger.

Av apparater for måling av vegdekkets jevnhet over lengre strekninger finnes der 2 slags:

- Apparater som på en eller annen måte angir størrelse og antall av selve ujevnhetene i forholdt til en bestemt nullinje.
- Apparater ved hvilke ujevnhetenes virkning på et kjøretøy måles.

De apparater som hører til gruppe a) kalles vanligvis viagrafer, hvorav finnes to hovedgrupper, nemlig hjulviagrafer og rettskjedeviagrafer.

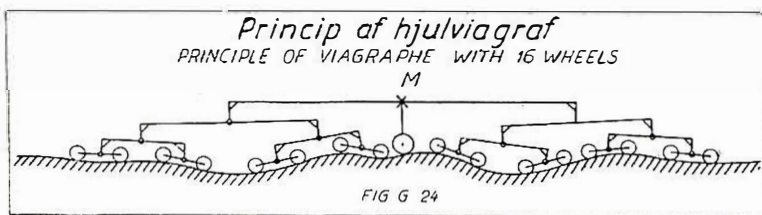


Fig. 4.

Hjulviagrafer anvendes f. eks. i England, Holland og Frankrike. Prinsippet er vist på fig. 4. En lodrett bevegelse av et av dens hjul framkaller kun en lodrett bevegelse på $\frac{1}{n}$ herav av punktet M, som når apparatet trekkes bortover vegen er bestemmende for den nullinje som ujevnhetene måles ut fra. Apparatet er framstillet med inntil 16 hjul og med en lengde på inntil ca. 10 m. Når apparatet trekkes bortover vegen opptegnes på en papirstrimmel et lengdeprofil av vegen i forhold til nullinjen, i alminnelighet med høyder og lengder i målestokk 1:1 henholdsvis 1:100. Til angivelse av jevnheten

med et enkelt tall anvendes forskjellige prinsipper. I England angis den som summen av de nedadgående ujevnheter pr mile. I Frankrike anvendes summen pr 100 m av kordene til lengdeprofilen i avstanden 5, 10, 15 osv mm fra nullinjen. Ved hjelp av disse tallverdier er angitt grenser for forskjellige jevnhetsklasser.

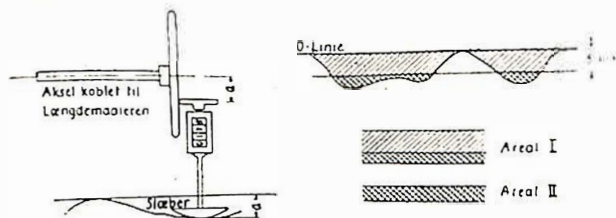
Hjulviagrafer har den ulempe at nullinjen, hvis hjulavstanden er et helt multiplum av lengden av periodiske ujevnheter, vil bli sammenfallende med vegens lengdeprofil. Denne ulempe kan man dog forminske ved at hjulavstanden varieres.

Rettskjedeviagrafer anvendes bl. a. i Sverige og her hjemme. I mange år anvendte Vejlaboratoriet en rettskjedeviagraf av en gammel engelsk modell. Denne viagraf, som anga summen av ujevnhetene fra en 3,7 m lang rettskjede, er utførlig beskrevet i Meddelelser fra Vejlaboratoriet nr. 17, i hvilket skrift også finnes en redegjørelse for resultatene av de foretatte målinger.

I foråret 1943 anskaffet Vejlaboratoriet en ny jevnhetsmåler. Den er konstruert av sivilingeniør Gøsta Kullberg ved Statens Väginstitut i Stockholm, men ble framstillet her hjemme av Hærens tekniske Korps etter tegninger som velvilligst var stillet til rådighet av Väginstitutet i Stockholm. Prinsippet i den nye jevnhetsmåler er i hovedsaken det samme som i den gamle: ujevnhetene måles ut fra en rettskjede som trekkes bortover vegen, idet en i lodrett retning bevegelig sleper følger vegens ujevnheter samtidig med at dens bevegelser registreres. Jevnhetsmåleren er vist på fig. 5. Den består av en 5 m lang dobbeltrettskjede som er utført som en gitterkonstruksjon av stålør som hviler på to meier av hårdt, slitfast stål med en innbyrdes avstand på 20 cm. Meiene kan ved hjelp av stille-skruer justeres, slik at de er nøyaktig rette og ligger i samme plan. I hver ende av apparatet finnes et hjulpar med luftgummiringer, og i den ene enden finnes et håndtak hvormed apparatet trekkes med håndkraft. Under målingen hviler apparatet på meiene, dog slik at en del av apparatets vekt, som ialt er ca 100 kg, ved en fjæranordning i hver ende bæres av hjulene. Herved blir apparatet lettere å trekke og meiene slites mindre, likesom apparatet blir lettere å styre, slik at det under målingen holder seg parallellt med vegmidten selv om vegen har sterk sidehelling. Ved transport av apparatet over kortere avstander løftes det opp, så det helt bæres av hjulene og kan kjøre på disse.

Midt på apparatet sitter sleperen som er fastgjort til en i lodrett plan bevegelig arm. Den del av sleperen som vender mot vegen har en krum-

ming med en radius svarende til et alminnelig bilhjul, og på selve kontaktflaten er innsatt et meget slitfast stål. Sleperens bevegelser overføres gjennom en stang til de forskjellige registreringsanordninger som er innebygget i en kasse som sitter rett over sleperen og på hvis overside de forskjellige avlesningsskalaer er anbrakt under en glassplate (se fig. 5).



Principiell Anordning af Planimeter og Planimeterfallenes Betydning

Fig. 5.

Sleperens bevegelser overføres til en skrivestift som på en papirstrimmel, som under apparatets framføring oppvikles på en trommel, optegner et lengdeprofil av vegen i forhold til den linje som midtpunktet av meienes underside beskriver. Denne nulllinje optegnes samtidig av en annen skrivestift. Målestokkforholdet er 1:1 for høyder og 1:100 for lengder.

Papirstrimmelen drives av et hjul som ruller på vegen og som samtidig måler den gjennomkjørte veglengde, som med desimeters nøyaktighet kan avleses på en skala. Hjulet driver ennvidere to planimetre. Det ene, planimeter I, måler arealet mellom nullinjen og vegoverflaten. Det annet, planimeter II, trer først i funksjon når sleperen er 5 mm under meiene, slik at det måler arealet mellom en linje 5 mm under nullinjen og vegoverflaten (se fig. 5). Ennvidere finnes der 6 telleverkter som oppteller antallet av ujevnheter og sorterer dem etter størrelse, idet de angir hvor mange ujevnheter som er større enn 2,5, 5, 7,5, 10, 12,5 og 15 mm. Den største ujevnhet på den gjennomkjørte strekning kan avleses på en særlig skala, og ennvidere finnes en skala som angir den øyeblikkelige ujevnhet. Disse to skalaer kan vise ujevnheter på inntil 30 mm. Dersom vegen, som skal måles, er meget ujevn, kan man imidlertid ved en enkelt omstilling la telleverkene angi hvilke ujevnheter som er større enn 5, 10, 15, 20, 25 og 30 mm, og skalaene for den maksimale ujevnhet og den øyeblikkelige ujevnhet kan da vise ujevnheter på opptil 60 mm.

Måling foretas i alminnelighet i 2 eller flere spor, avhengig av vegbredden, og avlesning av apparatet foretas for hver 100 m på planimetrene, telleverkene og skalaen for maksimal ujevnhet.

Disses angivelser anvendes så til bedømmelse av jevnheten, idet middeltallet utregnes for alle de oppmålte spor av 100 m lengde. Ved hjelp av de opptegnede lengdeprofiler er man i stand til å lokalisere særlig store ujevnheter.

Det ovenfor refererte er, unntatt for første foredrag, bare noen utdrag av selve foredragene. Hvert av disse ble etterfulgt av meget inngående diskusjonsinnlegg. Det vil føre for vidt også å referere disse. De som måtte avse tid til å lese dette referat vil forhåpentlig snart finne ut at de bør lese hele boken med tilhørende illustrasjoner.

Etter kurset beså deltakerne A/S Dansk Damman Asfalt's nye fabrikk i Sydhavnen for framstilling av pulverasfalt. Tekniske hjelpemidler er her tatt i bruk i så høy grad at manuell arbeidskraft er innskrenket til et minimum.

Holger Brudal.

LENGDEN AV OFFENTLIGE VEGER I NORGE

pr. 30. juni 1952.

Fylke	Riksveger km	Fylkesveger km	Hovedveger km	Bygdeveger km	Samlet vegl. km
Østfold	546,7	328,7	875,4	1 169,1	2 044,5
Akershus	638,3	391,8	1 030,1	1 081,9	2 112,0
Hedmark	1 304,5	342,6	1 647,1	2 504,9	4 152,0
Oppland	1 310,5	316,9	1 627,4	1 284,6	2 912,0
Buskerud	839,1 ¹	165,4	1 004,5	1 052,1	2 056,6
Vestfold	409,0 ²	398,6	807,6	538,8	1 346,4
Telemark	862,9	225,0	1 087,9	1 222,6	2 310,5
Aust-Agder	660,7	236,8	897,0	947,0	1 844,5
Vest-Agder	551,2	625,1	1 176,3	1 231,1	2 407,4
Rogaland	658,2	359,4	1 017,6	1 586,9	2 604,5
Hordaland	895,4	453,6	1 349,0	1 760,0	3 109,0
Sogn og Fjord.	949,3	346,7	1 296,0	1 139,5	2 435,5
M. og Romsdal	1 050,3 ³	534,2	1 584,5	2 336,7	3 921,2
S.-Trøndelag	779,2	248,6	1 027,8	1 497,6	2 525,4
N.-Trøndelag	1 056,6	125,3	1 181,9	1 901,9	3 083,8
Nordland	1 342,1	708,3	2 050,4	1 279,6	3 330,0
Troms	952,4	312,7	1 265,1	756,7	2 021,8
Finnmark	1 128,3	213,5	1 341,8	250,0	1 591,8
Hele landet	15 934,7	6333,2	22 267,9	23 541,0	45 808,9
Hele landet pr. 30. juni 1951	15 952,4	6123,0	22 075,4	23 052,5	45 127,9

¹ Tilbakegangen i lengden av riksvegene i Buskerud fra foregående år skyldes vesentlig Drammens byutvidelse 1. juli 1951.
² Tilbakegangen i Vestfold skyldes omklassifisering.
³ Tilbakegangen i Møre og Romsdal skyldes korreksjon.

Internasjonal finansiering av vegbygging

Landtransportkomiteen i F. N.s økonomiske kommisjon for Europa, har den 19. juli i år gjort et viktig vedtak vedr. finansieringen av det internasjonale vegnett i Europa. Komiteen komplimenterer den Internasjonale vegforening og dens medlemmer for det arbeid som er

utført for å tilrettelegge finansieringen av de internasjonale vegene og er enig i at det bør opprettes et vegfond for hele det europeiske vegnett. Den ser med velvilje på de tiltak som måtte bli gjort i de forskjellige land på dette område og har gitt den Internasjonale vegforening i oppdrag å forberede saken i kontakt med de offentlige myndigheter i de forskjellige land.

Moderne veger sparer store summer

«World Highway Report» fra den Internasjonale vegforening i London i august måned gir mange eksempler på at det kan spares store summer ved å bygge gode veger. Man regner således at den nye vegen mellom Liverpool og East-Lanchashire alene sparer trafikantene for ca 12 mill. kr årlig. Hvis det også tas hensyn til de reduserte trafikkulykker på den nye vegen, vil de årlige besparelser komme opp i ca 14,5 mill. kr.

I 1951 ble ca 28 milliarder kr eller 12,5 % av den engelske nasjonalinntekt brukt til vegtransport, men ved bygging av ca 1700 km moderne bilveger og ved utbedring av de viktigste trafikkårer i London og i de større provinsbyene og ved utbedring av veg- og gatenettet i landdistriktene og i de mindre byer, regner den engelske vegforening forsiktig med en årlig besparelse på ca 2,8 milliarder kr i vedlikeholdsomkostninger, drivstoff og gummiforbruk, reduserte trafikkulykker og ved redusert kjøretid for trafikantene.

I Norge koster vegtransporten nå ca 1 milliard kr årlig eller ca 8 % av nasjonalinntekten. Vegnettet er meget dårligere enn i England, men til gjengjeld er trafikken på vegene ikke på langt nær så intens. Hvis man likevel gjør det tankeeksperiment at vi kan oppnå ca 10 % besparelser som i England ved å modernisere våre veger vil vi årlig spare ca 100 mill. kr.

Stort internasjonalt vegmøte i Paris

Formannen i den franske vegforeningen, George Gallienne ble gjenvalgt som president i den europeiske avdeling av I.R.F. Direktør Chr. Christiansen som representerte Opplysningsrådet for Biltrafikken i Norge ble innvalgt i styret for en 3-årsperiode.

I.R.F. arbeider i meget nær kontakt med the Economic Commission for Europe (E.C.E.) og benyttes også som rådgiver vedr. veg- og transportspørsmål i Organization for Economic Cooperation in Europe (O.E.C.E.), Mutual Security Agency (M.S.A.), Council of Europe, Technical Cooperation Administration (T.C.A — point IV) osv.

Organisasjonen har bl. a. utarbeidet karter for det internasjonale vegnettet i de europeiske land og vil assistere E.C.E. med å tilrettelegge finansieringen av disse veger på internasjonal basis.

I 1951—52 utdelte I.R.F. et stipendium til en sveitsisk student for et års studium av traffic engineering ved Yale Universitetet i U. S. A. Resultatet var meget tilfredsstillende og ingeniøren benyttes nå som konsulent og foreleser ved universiteter og kurser i Sveits og Tyskland.

For 1952—53 vil I.R.F. sende en student fra Frankrike og en fra Belgia til Yale for å studere traffic engineering. For 1953—54 ble det besluttet å tildele stipendier til Sverige og Norge som ikke tidligere har noen spesialutdannet ingeniør på dette felt.

Det fremgikk tydelig på møtet at forståelsen av vegtransporten og dens betydning stadig blir større i de fleste land. I Frankrike har dette nylig gitt seg utslag i opprettelse av spesielle vegfond for utbedring av statens og distriktenes veger.

I forbindelse med møtet ble det arrangert en middag hvor den franske transportminister og frue var vertskap.

Litteratur

Svenska Vägforeningens Tidskrift nr. 8, 1952.

Innhold: Tätorternas trafikproblem. — Stipendium i Traffic Engineering. — Väg- och vattenbyggnadsstyrelsens anslags-askanden hösten 1952 av Byrådirektör W. Carlevi. — Vägplanering och motorfordonsbeskattning av Civilingenjör Bertil Liljeqvist. — Väg dagar under september. — Erfarenheter från engelsk gatu- och vägtrafikk av Ingenjör E. Trana. — Fortsatt diskussion: Tjälkskadeproblemet. — Aktuellt. — Från departement och verk. — Ur fackpressen.

Svenska Vägforeningens Tidskrift nr. 9, 1952.

Innhold: U.S.A.—Sverige. — Vad är vägens värde? Ur ett anförande av Mr. Peter V. Moulder. — Den skogliga transportplanläggningen i U.S.A. av Ingenjör Birger Arvidson. — Vägseksjonernas utformning i bank av Vägårdkonsulent Henning Segerros. — I.R.F.-World Meeting i Washington. — Aktuellt. — Från riksdagen. — Från departement och verk. — Ur fackpressen.

Dansk Vejtidskrift nr. 7, 1952.

Innhold: Amtsvejinpektørforeningens årsmøde i Tønder den 27. maj 1952. — Oversigt over fordelingen af forskud på motorafgift m. v. — Træet ved vejen. Af havearkitekt Johannes Tholle.

Dansk Vejtidskrift nr. 10, 1952.

Amtsvejinpektør Søren Ellert. Af amtsvejinpektør Knud P. Danø. — Autostradan Malmø—Lund. Af vejingeniør Morten Ludvigsen. — Læsseapparat for grusspredetromler. Af amtsvejassistent Carl Frederiksen. — Et besøg på Esso Raffinaderiet i Hamburg. Af civilingeniør Axel O. Bohn. — Oversigt over fordelingen af forskud på motorafgift m. v. — Nye bøger. — Vejenes renholdelse. — Fra ministerierne. — Oversigt over amtsrådenes regler for meddelelse af tilladelser til overkørsler ved vejene (sluttes). — Kursus.

Dansk Vejtidskrift nr. 11, 1952.

Innhold: Amtsvejinpektør Søren Ellert. — Amtsvejinpektørforeningens årsmøde i Tønder den 27. maj 1952 (fortsat fra side 181). — Vejmaskiner i Sovjetunionen. — Fra domstolene.

Personalia

Ansettelse i vegvesenet.

Som avdelingsingeniør II (geotekniker) ved Vegdirektoratets laboratorium er ansatt ingeniør Rasmus S. Nordal.

Som kontorist II ved vegadministrasjonen i Møre og Romsdal fylke er ansatt Åse Hagen.

Som tekniker I ved Vestfold vegkontor er ansatt tekniker Svein Dukefos.

REDAKSJON: Vegdirektoratet, Schwensensgt. 6, Oslo. — UTGIVER: Teknisk Ukeblad.

Abonnementspris kr. 15,— pr. år. Vegvesenfunksjonærer kr. 5,— pr. år.

Ekspedisjon: Ingeniørenes Hus. Telefon: 42 00 93.

Annonseavd.: —»— » 42 34 65.