

Forspente betongkonstruksjoner

Ingeniør Albrecht Eika

DK 691.32 + 624.012.4

Da Freyssinet offentliggjorde sine første arbeider om forspent betong, var det mange som regnet med at en ny epoke var innledet i byggeteknikkens historie. En hadde så å si fått et nytt materiale, som var helt overlegent overfor den gamle jernbetongen med hensyn til materialforbruk og bæreevne. Forspent betong har så vidt kjent ikke vært anvendt i Norge tidligere. I Bergen lå det et stort lager med forspente bjelker etter tyskerne, og som nå blir brukt til vegbruer. Men av virkelig norske konstruksjoner av denne art kjenner jeg ikke et eneste tilfelle.

For bruer inntil 25 m spennvidde er det naturlig å bruke vanlige bjelkebruer i stål eller betong. Fagverkene passer best over 40 m. Mellom 25 og 40 meter har man foreløpig ikke noe naturlig system, og det er mulig at forspente betongkonstruksjoner vil kunne komme inn her. Selvfølgelig kan de også ha berettigelse ved andre spenn. I Frankrike er det utført flere bruer med 74 m spennvidde, og i Sverige har brua over Klockestrandsundet en største åpning på 71,5 m.

Siden systemet vil kunne bli aktuelt for Vegvesenet kan det være av interesse å få et innblikk i virkemåten av forspent betong.

Prinsippet er svært enkelt. Det består i at man som navnet sier - innfører spenninger i betongen før den kommer under belastning. Et lite eksempel vil illustrere virkemåten.

En vanlig betongbjelke utsatt for bøyning vil få et spenningsdiagram som vist på fig. 1 a. Her er bare betongen over nøytralaksen virksom.

Om det ble innført en aksialkraft som vist i 1 b, ville en kunne regne med hele tverrsnittet som virksomt. Det første spenningsdiagrammet kommer fra *B*, det neste fra *P*, og det siste viser de resulterende spenningene. Istedet for trykkraften *P* kan vi bruke armering som er spent på forhånd. Da har vi fått en vanlig forspent bjelke. Den vil være fri for riss ved vanlig belastning, og forsøk viser at om bjelken overbelastes, så det likevel oppstår riss, vil disse lukke seg ved avlastning. Og bjelken vil fortsette å oppføre seg som om det aldri hadde vært noen sprekk. Fordi hele tverrsnittet er virksomt vil treghetsmomentet bli større. Nedbøyningene for en forspent bjelke blir derfor mindre enn for en med vanlig armering og de samme dimensjonene.

Så kommer spørsmålet om bæreevnen. Regner en med spenninger 84/2000 og rettlinjert spenningsfordeling, blir det tillatte moment for en vanlig armert bjelke

$$M = \frac{bh_0^2}{r^2} = \frac{bh_0^2}{0,264^2} = 14,3 bh_0^2$$

og for den forspente bjelken

$$M = \sigma \cdot W = 84 \frac{1}{6} bh^2 = 14 bh^2$$

Dette ser jo ikke bra ut. Imidlertid skal vi gjøre et lite sidesprang for å hjelpe den forspente betongen. Ved vanlige betongbjelker er ofte skjærspenningene og de derav følgende skråstrekkspenninger bestemmende for konstruksjonen, og en kunne frykte for at de ville bli en avgjørende hindring for forspente konstruksjoner.

For hovedspenningene har vi

$$\sigma_H = \frac{1}{2} \sigma \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma^2 + 4 \tau^2}$$

Har vi nå $\sigma_{\text{maks}} = - 84 \text{ kg/cm}^2$ og $\tau = 20 \text{ kg/cm}^2$ (etter NS 427 for vanlige konstruksjoner τ_{maks}

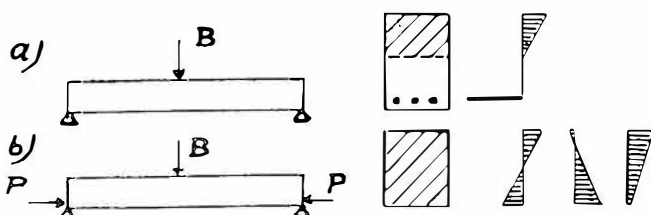


Fig. 1. Spenningsfordeling.

= 20 kg/cm²), blir skråtrekkspenningen i halv bjelkehøyde ved enden av bjelken

$$= -\frac{1}{2} \cdot 42 + \frac{1}{2} \sqrt{42^2 + 4 \cdot 20^2} =$$

$$= -21 + \frac{1}{2} \sqrt{1764 + 1600} = 8,5 \text{ kg/cm}^2$$

som skulle være helt uskadelig. Ved vanlig armert betong ville man få

$$\tau = \frac{1}{2} \sqrt{4 \cdot 20^2} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

Den forspente bjelken virker altså gunstigere for skjærkraftpåkjenninger.

Ved bjelker i vanlig armert betong vil det sjelden lønne seg å gjøre noen utsparinger i steget. Det kan bare bli aktuelt ved spesielt lange spenn. Og der er adgang til reduksjon av stegtykkelsen sterkt begrenset av hensynet til skråtrekkspenninger og kravet til nødvendig plass for stegarmering.

Anderledes stiller det seg for den forspente bjelken. Den gir ikke de samme vanskelighetene med oppbøyde jern, og skråtrekkspenningene vil heller ikke være til hinder for en sterk reduksjon av stegtykkelsen. Etter dette skulle en forspent konstruksjon kunne bli lettere enn en i vanlig armert betong.

Ved vanlige armerte betongkonstruksjoner er man ikke i stand til å nyttiggjøre seg de høye betongkvalitetene. Den høyest tillatte betongpåkjenning etter NS 427 tilsvarer en 28-døgns-fasthet 290 kg/cm², mens det ikke er noe problem å fremstille en betong som tåler det dobbelte. Man vil ikke kunne utnytte den økte trykkstyrken på grunn av at man får for store skråtrekkspenninger. Høyverdig stål kan heller ikke nyttes i vanlig armerte konstruksjoner, da det vil føre til for store sprekker i strekksonen om man skulle nytte ut den fulle styrken i armeringen. Når en konstruksjon er blitt forspent, vil plastiske deformasjoner og eventuelt svinn forandre den opprinnelige spenningstilstanden. Vanligvis vil betongen avlastes så mye at den aldri får så store påkjenninger under bruk som da den ble forspent. Vi vil da i virkeligheten ha utført en prøvebelastning av konstruksjonen, og det må det selvfølgelig bli tatt hensyn til når de tillatte påkjenningene skal fastsettes. Det er altså flere forhold som taler til fordel for den forspente betongen. Men omfattende forsøk er nødvendige for å kunne fastlegge tillatte påkjenninger. Når det brukes høyverdig stål, vil det

bli en svær besparelse i stålforbruket. Til gjengjeld blir tonnprisen for armeringen mye høyere. Den eneste kvaliteten som føres på lager her i dag er svensk tråd med diameter 1 mm, som koster 5 kr. pr. kg avgiftsfritt. Den har en ikke garantert bruddspenning 20 000 kg/cm². Den mest aktuelle dimensjonen er 5 mm som i øyeblikket leveres fra noen få verk. Men skulle de forspente konstruksjonene bli mer vanlige, så vil prisen med sikkerhet gå sterkt ned.

Vi har ennå ingen forskrifter for beregning av forspente konstruksjoner, og det er ikke mulig å anvende NS 427 for dette formålet. Det kan derfor være av interesse å se, hva som brukes i utlandet. De sveitsiske retningslinjene for strengbetong (forklart under pkt. 1 se nedenfor), angir at betongen bør ha en trykkstyrke etter 28 døgn på 600 kg/cm². Elastisitetskoeffisienten settes til 400 t/cm² og svinnet 0,5 ‰. Tillatt trykkspenning 200 kg/cm². Tillatt skråtrekkspenning uten at det er nødvendig å armere 8 kg/cm². Tillatt forspenning av stålet 70 % av bruddgrensen og 85 % av flytegrensen. Sikkerhet mot riss skal være 1,5 og mot brudd 2,5.

Det vil aldri være aktuelt å anvende annet enn høyverdige materialer til forspente konstruksjoner. Og skal man kunne ha oversikt over bæreevnen, er det nødvendig at arbeidet utføres omhyggelig og at betongblandingen foregår etter vekt, så man får et materiale med konstante egenskaper. Vibrering er en selvfølge for å redusere svinnet mest mulig.

For en bjelkebru, tverrsnittet vist i fig. 2 gjelder følgende data. Spennvidde 42 m, bredde 9,3 m. Den består av flere bjelker ved siden av hverandre, støpt på land, forspent ved hjelp av

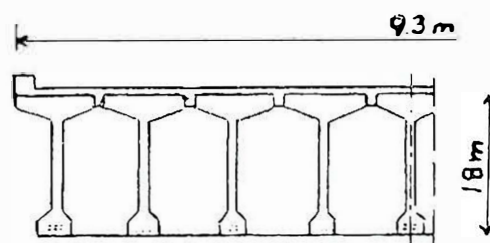


Fig. 2. Tverrsnitt av bru i Frankrike. Spennvidde 42 m.

kabler. Dekket og tverrbærere er støpt etter at bjelkene er lagt på plass. Betongens terningfasthet etter 90 døgn 450 kg/cm², bruddgrensen for stålet 160 kg/mm², elastisitetsgrensen 130 kg/mm².

Beregning. Forutsetter at man har forsøkt seg fram og er kommet til et bjelketverrsnitt og en forspenningskraft, som nå skal kontrolleres. Statik-

ken blir som ved en vanlig konstruksjon, momenter og normalkrefter fra egenvekt og mobil belastning bestemmes. Nå vil en ha flere forskjellige stadier under utførelsen. Etter at bjelken er støpt ligger den spenningsfri til kablene blir strammet. Regner ut treghetsmomentet av bjelketverrsnittet I_b . Når svinn og plastiske deformasjoner har nådd sin endelige størrelse, er spenningen i kablene σ_e . Det gir et moment i bjelken $M = \sigma_e \cdot F_k \cdot e$, hvor F_k er kabeltverrsnittet og e avstanden fra kabelen til trykkresultanten i betongtverrsnittet. Er dette F_b , så blir betongspenningen

$$\sigma_{\text{forssp.}} = \frac{\sigma_e \cdot F_k}{F_b} + \frac{\sigma_e \cdot F_k \cdot e}{I_b} \cdot y$$

hvor y er avstanden fra tyngdepunktaksen i tverrsnittet.

Tabellen nedenfor viser -50 kg/cm^2 ved overkant og $+260 \text{ kg/cm}^2$ ved underkant av bjelken. Trykk regnes positivt. En strekkspenning på 50 kg/cm^2 er svært ubehagelig for betong. Men ved at egenvekten virker med $M_{\text{egenvekt}} = \frac{1}{8} pl^2$

og $\sigma_{\text{egenvekt}} = \frac{M_{\text{egenvekt}}}{I_b} \cdot y$ vil det ikke bli noen strekkspenning likevel. Det forutsettes da at bjelken under hele transporten til brustedet er bare opplagret ved endene. Tverrbærerene støpes så, og spenningene fra denne belastning regnes ut på samme måte. Dersom dekket skulle støpes uten understøttelse av bjelkene, måtte spenningsberegningen utføres med fortsatt samme treghetsmoment. Det ville ikke være noen spenning i brobaneplaten etter støpingen. Men i dette eksemplet har tydelig nok bjelkene vært understøttet, slik at

dekket er med og bærer når dets egenvekt kommer på. Derfor må det regnes ut treghetsmoment for tverrsnittet, som nå består av bjelker og dekke.

$$\sigma_p = \frac{M_{\text{dekke}}}{I_b + d} \cdot y$$

$$\sigma_m = \frac{M_{\text{mobillast}}}{I_b + d} \cdot y$$

Tabellen nedenfor viser nå den tallmessige variasjonen av spenningene i betongen ved øvre og nedre kant av bjelken, og ved øvre kant av platen.

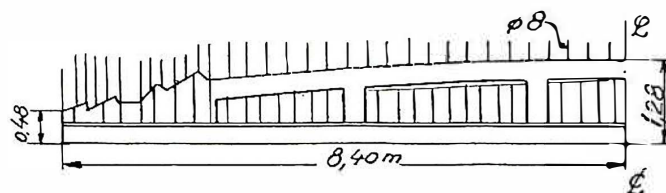
De usikre punktene i beregningen blir bestemmelsen av svinn og plastiske deformasjoner. Og videre lastfordelingen på de enkelte bjelkene. Legg så til slutt merke til at den maksimale spenning under belastning er $119,4 \text{ kg/cm}^2$, mens den er 260 kg/cm^2 i den forspente bjelken.

	For-spenn-ning	Bjelke-egen-vekt	Etter at bjelken er brakt på plass	Tverrbærer-ene	Med tverrbærer-ene
Overkant	- 50	90	- 50+90 = 40	12,8	40+12,8 = 52,8
Underkant	260	- 120	+ 260-120 = 140	- 17	140-17 = 123

	For stopning av overbygning	Belastning av overbygning	Fullt ferdig	Nytte-last	Totalt
Overkant plate . . .	0	17,8	17,8	54,5	72,3
Overkant bjelke . . .	52,8	16,4	69,2	50,2	119,4
Underkant	123	26,3	96,7	80,5	16,2

Forspenningen kan en oppnå på forskjellige måter.

1. Betongen kan støpes omkring armeringen, mens denne står under strekk. Når den ytre



Bjelkens total lengde = 16,80m.

*Tverrsnitt
Mål angitt i cm.*

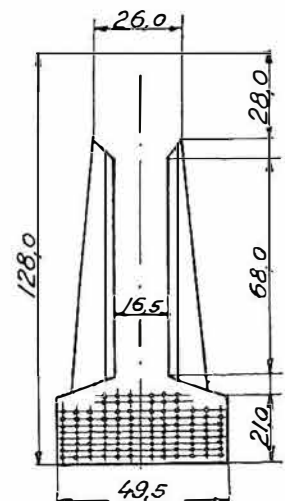


Fig. 3. De tyske bjelkene i Bergen.

kraftvirkning fjernes, vil armeringen holde betongen under trykk gjennom heftvirkningen.

En slik fremgangsmåte krever mye utstyr da det vil dreie seg om overføring av svært store krefter ved en vanlig konstruksjon. Metoden egner seg ikke for utførelse på et vanlig brusted. Derimot brukes den for massefremstilling i fabrikk. Et eksempel er bl. a. de forspente bjelkene, som vegvesenet har fått overlatt etter tyskerne (fig. 3).

2. Kraften kan utøves uten heft mellom betong og armering. Finsterwalders system er et slikt eksempel (fig. 4). Det er et hengverk med ledd



Fig. 4. Finsterwalders system. Kabelen ligger løst under tverrbærerne og er innstøpt ved bruene.

på midten. Dersom horisontalkraften virker i øvre kjernepunkt, vil den gi bare trykk i hele tverrsnittet. Det karakteristiske for dette systemet er at egenvekten selv vil sørge for forspenningen. Ulempen er at man foruten et ledd får en skjemmende vertikal sprekk på midten. En videre utvikling har derfor vært at man støper hele bjelker i ett og enten har en utsparring for kabelen inne i bjelken eller henger den fritt opp mellom bjelkene. Vi har da i virkeligheten fått en selvforankret hengebru med avstivningsbærere. Forspenningen blir brakt inn ved at kabelen strammes med hydrauliske presser etter at bjelkene er støpt.

3. I stedet for å la betongen stå under trykk ved hjelp av kabler eller strenger kan man bruke hydrauliske presser. En av bruene over Rhône ved Lyon besto opprinnelig av 5 hvelv (fig. 5 a).

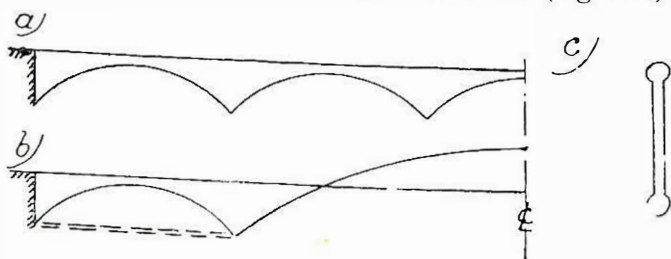


Fig. 5. Bru over Rhône ved Lyon.

Da den skulle gjenoppbygges etter krigen, ble det besluttet å erstatte de 3 midtre hvelvene med 1 stor bue. Nå var det svært dårlig grunn ute i elven, mens man hadde et solid landkar, tilstrekkelig til å ta opp horisontalkraften fra buen. Det ble derfor støpt et horisontalt trykkelement som prikkes inn på skissen (fig. 5 b). Nå våget man ikke å støpe denne forbindelsen på plass, da deformasjonene her ville bli farlige for buen. Trykk-

elementene ble derfor støpt for seg, og ved hjelp av presser ble de så satt under trykk.

Disse pressene var ganske enkelt 2 stålplater forbundet rundt kantene og forsynt med ventil. Gjennom denne presset man inn mørtel, som ble holdt under trykk til den var herdnet. Pressene går altså tapt, men representerer ingen stor verdi. Fig. 5 c viser et diametralt snitt.

4. En metode som hittil vesentlig har vært behandlet eksperimentelt består i å bruke en sement som får betongen til å svulle mens den herdner. Foreløpig er man ikke kommet fram til noen sikker praktisk anvendelse. Sementen er svært vanskelig å behandle. Den må oppbevares lufttett for ikke å tape sine egenskaper, og man kan ikke nøyaktig forutsi betongens reaksjoner. I Sverige har man overveid å bruke ekspanderende betong til utføring av bergrom for lagring av olje. Men prøvene har ikke svart til forventningene.

Det er ikke godt å si, hva som kan komme ut av denne metoden. Men den viser, hvilke muligheter det ennå kan finnes for utvikling av den forspente betongen.

5. En metode til forspenning av sirkulære beholdere og rør består i at man først støper et indre rør. Så vikles det en ståltråd under stor spenning omkring, og til slutt anbringes det et beskyttelseslag av betong utenpå det hele. I Amerika har metoden vært brukt til oljetanker. Det ytterste laget blir der påført med mørtelkanon. I Norge er det planlagt en fabrikk for slike forspente rør etter norsk patent.

Til slutt noen flere eksempler på forspente bruer. Fig. 6. Dette er en forsøksplate for en

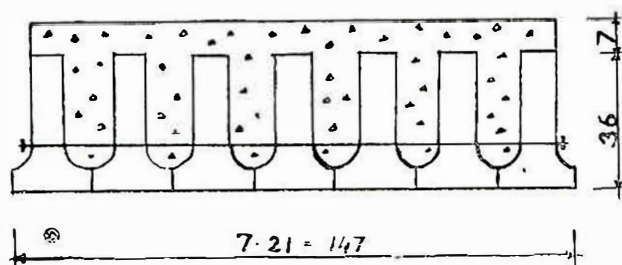


Fig. 6. Tverrsnitt av forsøksplate for schweiziske standardbruer. 7 bjelker med magerbetong imellom.

platebru av prefabrikerte elementer med en påstøpning av forholdsvis mager betong. For hver 50 cm er det et $\varnothing 15$ på tvers av brua, forspent ved hjelp av en mutter. Høyden på hver bjelke er 36 cm, og den kan oppta et moment 4 tm. Med disse elementene er det bygd vegbruer med 10 m spennvidde. Stålvekten for hver bjelke er 4 kg pr. l. m, og for en bru med kjørebredde 5,5 m og

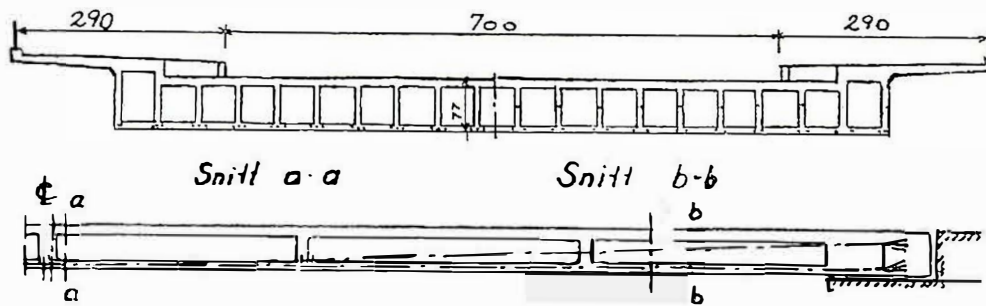


Fig. 7. Schweizisk vegbru, spennvidde 20 m.

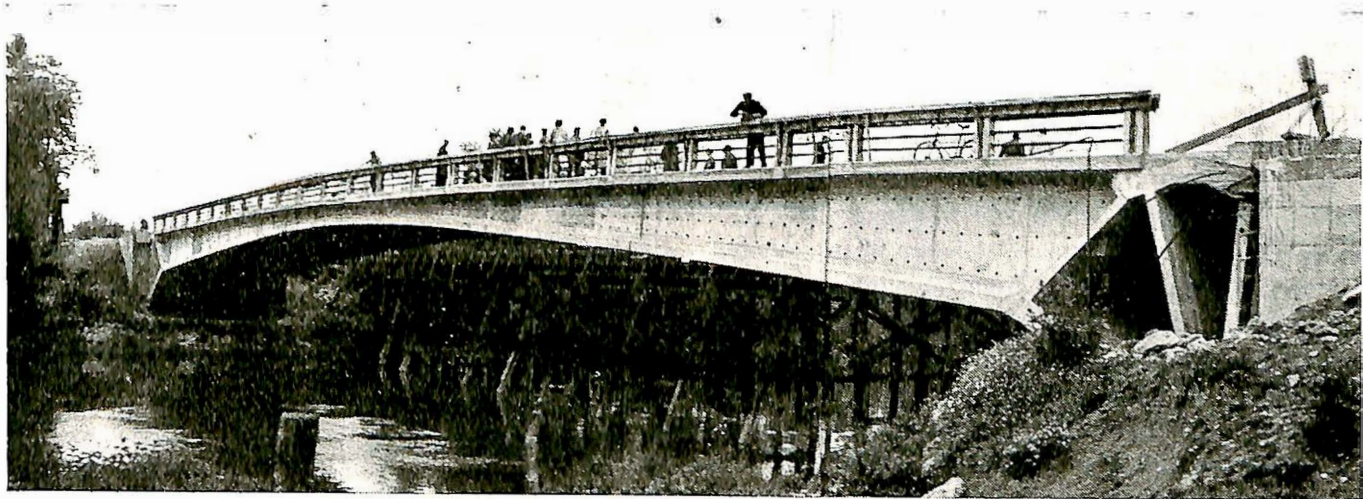


Fig. 8. Brua ved Esbly.

2 gangbaner ville det medgå 1280 kg. Konstruksjonshøyde 48 cm. Til sammenlikning kan det nevnes at i brudekket alene ville det ved en vanlig bjelkebru gå med ca. 1450 kg armering. Ved klasse 2, 2 stålbelegger, ville disse veie 3,28 t. Tilsammen 4,56 t. Konstruksjonshøyde 59 cm.

Fig. 7 viser en schweizisk vegbru med spennvidde 20 m. Konstruksjonshøyden er 77 cm. Den er utført som kasseprofil med forspente kabler, hvorav noen er bøyd opp. De ligger løst i innstøpte rør.

Brua i fig. 8 har en dristighet i linjene, som vel ikke er oppnåelig i noe annet materiale. Ved en spennvidde på 74 m er det ved midten en bjelkehøyde på 86 cm. Det er i virkeligheten en slags buebru, idet et stort horisontaltrykk muliggjør konstruksjonen. Brua er støpt seksjonsvis på land, og hver bjelke består av 34 elementer. På fotografiet kan man se de vertikale fugene. Elementene ble først samlet i større enheter ved hjelp av kabler. Brua er så montert svevende, uten stillas. Etter at alle delene er kommet på plass blir forspenningskablene tredd gjennom utsparinger, som så fylles med mørtel etter at kablene er

blitt spent. Det ble brukt kabler med 12 tråder, 5 mm diameter. Elastisitetsgrense 125—130 kg/mm², bruddgrense 145—160 kg/mm².

Om terningfasthet for betongen er det ikke nevnt noe, men sementmengden var 400 kg/m³.

Det er vanskelig å gjøre seg opp noen mening om den økonomiske siden ved bruer i forspent betong. Man må regne med at ved de første konstruksjonene vil utgiftene i forbindelse med ekstra kontroll og manglende erfaring spise opp en eventuell beregnet besparelse. Men når man i utlandet finner det regningssvarende, skulle det være all grunn til å prøve hos oss også.

Litteraturfortegnelse.

- Freyssinet*: Une révolution dans les techniques du béton. Paris 1936.
Ritter & Lardy: Vorgespannter Beton. Zürich 1946. Vegdirektørens bibliotek nr. 2308.
Bjuggren: Förspänd betong. Betong s. 449—460 — Stockholm 1945.
Ostenfeld: Förspändte Konstruktioner. Praktiske Anvendelser. Bygningsingeniøren 1948, s. 177.
Ostenfeld: Förspändt Beton. Bygningsstatistiske meddelelser nr. 5, 1949.
Engelund: Brobygning II, side 32, 186.
Johannes Holt: Förspändt betong. Nyere metoder og utførte konstruksjoner. Teknisk Ukeblad nr. 49, 1949.
Ostenfeld og Jönson: Förspändte betonkonstruktioner i Danmark. Beton-Teknik, mars 1950.

Vegforbindelse Østlandet — Bergen

Dosent T. B. Riise, M. N. J. F.

DK 625.71 (481)

Mellom Østlandet og Bergen har vi som kjent i dag 3 mer eller mindre direkte vegforbindelser. Den sørligste går over Telemark—Haukelid—Røldal—Odda—Kinsarvik—Bergen, med ferjeforbindelse Kinsarvik—Kvandal. Vegens høyeste punkt ligger på ca. 1150 m. Stigningene er til dels ganske sterke og kurvatur og kjørebanebredde tilfredsstillende ikke over alt nåtidens krav, men utbedringer foretas stadig så vegen i så henseende nok med tiden vil bli tilfredsstillende. Lengden Oslo—Bergen etter denne rute — regnet etter korteste veg er ca. 542 km + 13 km ferje. Vegen har hittil ikke vært holdt åpen om vinteren. Den annen forbindelse er Oslo—Hønefoss—Hamremoens—Haugastøl—Kinsarvik—Kvandal—Bergen. Høyeste punkt på denne veg er ca. 1250 m o. h. Stigningene på østsiden er bra, men Måbødalen er en hard påkjenning for bilene. I denne dal er også horisontaltracéen minst god. Vegen ble forsøkt holdt åpen under krigen, uten hell. En kan vel regne med at snøforholdene er så vanskelige at det selv ved en del endringer av traceen, vil være uhyre kostbart å holde vegen åpen om vinteren, hvis det overhodet er mulig. Veglengden Oslo—Bergen etter denne rute er ca. 500 km + 13 km ferje. Den tredje forbindelse er Oslo—Hønefoss—Fagernes—Lærdal—Gudvangen—Voss—Granvin—Kvandal—Bergen, med ferje Lærdal—Gudvangen. M. h. t. kjørebredde og tracé stiller denne veg seg som de 2 foregående. Det høyeste punkt er ca. 1000 m o. h. Vegen holdes uten altfor store vanskeligheter åpen om vinteren. Stalheimskleivene med stigning opptil 1 : 4 er en stor hindring for ferdselen. Der er såvidt vites utarbeidet planer for utbedring av kleivene. Veglengden Oslo—Bergen er i dag 556 km + 57 km ferjestrekning Lærdalsøyri—Gudvangen. Bygges der veg fra Vossevangen over Evanger—Dale til Trengereid, blir veglengden ca. 488 km + 57 km ferjestrekning.

I alle de tre nevnte vegruter inngår i dag temmelig lange ferjestrekninger. Disse er i seg selv en betydelig hindring for ferdselen. I tilfelle menis eller annen hindring for ferjen, vil sambandet bli brutt. Ferjenes kapasitet bestemmer vegens kapasitet for den ferdsel som går over ferjestrekningen.

Vi skal først se på mulighetene for å forkorte de to nevnte ferjestrekninger. Å bygge veger som helt avløser de to ferjestrekninger er neppe praktisk, fordi veglengden da blir betydelig forlenget.

Ferjestrekningen Kinsarvik—Kvandal kan sannsynligvis flyttes til Brimsnes—Nesheim. Veg Nesheim—Ulvik må da bygges. Ferjestrekningen Brimsnes—Nesheim blir ca. 2,5 km lang. Etter det eksisterende vegnett blir kjørelengdene: Over Haukelid ca. 605 km + 2,5 km ferjestrekning.

Bygges som før nevnt en veg Vossevangen—Evanger—Dale—Trengereid blir kjørelengdene etter denne veg:

Over Haukelid ca. 583 km + ferje 2,5 km.

Over Hardangervidda ca. 504 km + ferje 2,5 km.

Noen nevneverdig forkortelse av kjørelengden blir dette ikke for disse to vegruter.

Ferjestrekningen Lærdal—Gudvangen kan forkortes betydelig ved å bygge veg fra Lærdal langs fjorden forbi Indre og Ytre Frønningen til f. eks. Buene på østsiden av Aurlandsfjorden, samt fra Gudvangen langs vestsiden av Nærøfjorden og Aurlandsfjorden til f. eks. Simlenes. Ferjestrekningen blir da ca. 3 km mot Lærdal—Gudvangen 57 km. Veglengden blir økt med ca. 53 km. Veglengden Oslo—Bergen blir således 609 km over Kvandal og 542 km over Evanger—Trengereid. I nedenstående tabell er angitt de forskjellige veglengder og kjøretider beregnet etter en gjennomsnittlig reisehastighet av 35 km/t etter veg. For ferjestrekningene er regnet med ca. 13,4 km/time. Dessuten er tillagt en viss «dødtid» for venting på ferje, samt ombord- og ilandkjøring.

Det er snøvanskelighetene på høgfjellsovergangene og ferjestrekningene som volder de største ulemper. Med de midler en har i dag er det som nevnt bare vegen over Filefjell som holdes åpen om vinteren.

Den 57 km lange ferjestrekning Lærdal—Gudvangen er imidlertid en stor ulempe for ferdselen. Skal en forsøke å finne en annen linje for en veg Oslo—Bergen må hovedkravene være:

- a) Kortest mulig og godt beskyttet høyfjellsovergang.
- b) Kortest mulig og helst ingen ferjeforbindelse.

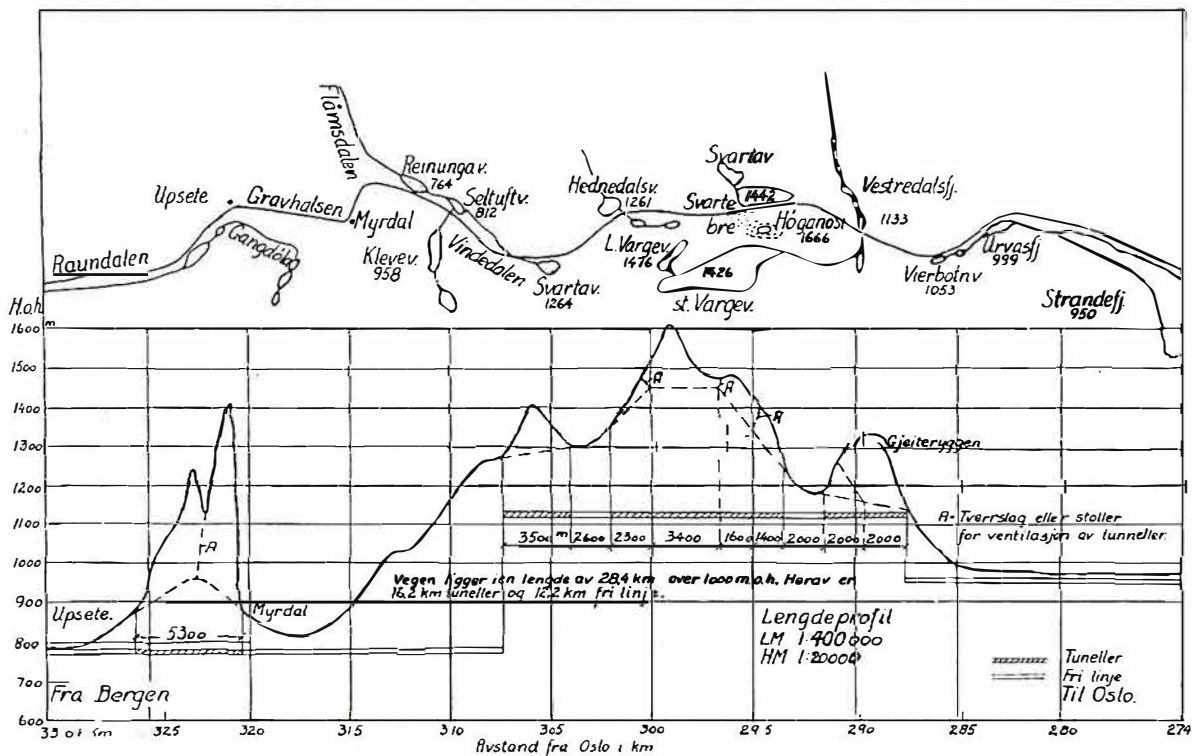


Fig. 1. Lengdeprofil for høyfjellsovergang Strandefjorden—Raundalen.

I det foregående er antydning av hvordan ferjeforbindelsene i Hardanger og Sogn kan forkortes. Hvis en tenker seg å benytte tunneler i ganske stor utstrekning, vil en linje fra Hol i Hallingdal - langs Strandefjorden over Myrdal gjennom Raundalen til Voss gi en ganske kort og godt beskyttet høyfjellsovergang, se fig. 1 og tabellen over lengder m. v.

Den samlede veglengde som ligger over 1000 m o. h. er 28,4 km. Herav er 16,2 km tunneler og 12,2 km fri linje. Som det ses er den lengste tunnel fra km 293,3 til km 302 = 8,7 km lang. Denne tunnel er forutsatt lagt så høyt at det er mulig å bygge 3 tverrslag eller stoller. Derved deles tunnelen i 4 partier på henholdsvis 2,3 - 3,4 - 1,6 og 1,4 km. Disse tverrslag eller stoller skulle

Reiserute	Ferjestrekning	Veglengde	Tider				
			Kjøretid	Ferjetid	Dødtid	Reisetid	
	km	km	time	min.	min.	time	
Oslo—Haukelid—Bergen	over Kinsarvik—Kvandal	13,0	542,0	15.30	55	45	17.10
	over Brimnes—Nesheim—Ulvik—Kvandal	2,5	605,0	17.15	12	30	17.57
	over Brimnes—Ulvik—Voss—Dale—Trenegereid	2,5	583,0	16.40	12	30	17.22
Oslo—Haugastøl—Bergen	over Kinsarvik—Kvandal	13,0	500,0	14.20	55	45	16.00
	over Brimnes—Nesheim—Ulvik—Kvandal	2,5	526,0	15.00	12	30	15.42
	over Brimnes—Ulvik—Voss—Dale—Trenegereid	2,5	504,0	15.30	12	30	16.12
Oslo—Hønefoss—	Fere—Lærdalsøra—Gudvangen—Voss—Kvandal	57,0	556,0	15.50	270	45	21.05
	Fagernes—Lærdalsøra—	57,0	488,0	14.00	270	45	19.15
Oslo—Myrdal	over Buene—Simlenes—Voss—Kvandal	3,0	609,0	17.25	15	30	18.10
	over Buene—Simlenes—Voss—Trenegereid	3,0	542,0	15.30	15	30	16.15
	over Granvin—Kvandal	0	537,0	15.20	0	0	15.20
Bergen	over Trenegereid	0	469,0	13.25	0	0	13.25

bidra til ventilasjon av tunnelen. Foruten den nevnte tunnel forutsettes en 4,0 km lang tunnel gjennom Geiteryggen og en 5,3 km lang tunnel gjennom Urshovde - parallell Gravhalsen. Disse 2 tunneler kan antakelig også deles ved stoller.

Vanskeligheten ved tunneler er som kjent bl. a. ventilasjonen. Tunnelen her måtte forutsettes å greie seg med den naturlige ventilasjon uten mekaniske anlegg. Vi skal derfor se nærmere på dette spørsmål.

Som kjent er det eksosens innhold av kulloksyd CO som er skadelig. Kulloksyden forbinder seg med de røde blodlegemers hemoglobin så dette mister de egenskaper som er nødvendige for å opprettholde livet. Forbindelsen mellom CO og hemoglobinet er innen visse grenser reversibel og dermed uskadelig. For å klarlegge forholdene ved CO forgiftning er der i U. S. A. utført omfattende forsøk. Forsøkspersonene oppholdt seg i et lukket rom hvor CO-innholdet i luften kunne reguleres. Ved forsøkene ble konstatert:

1. Av de forurensninger i luften som skyldes motorkjøretøyer i vanlig ferdsel er det kun CO som er farlig.

2. De første tegn på skadelige virkninger av CO er i alminnelighet en lett hodepine. På dette stadium er forbindelsen mellom CO og hemoglobinet ennå reversibel.

3. Inntil 1 times opphold i luft som inneholder 0,4 ‰ CO gir vanligvis ikke noen symptomer på skadelige virkninger, hvis personen holder seg i ro og ikke anstrenger seg på noen måte.

4. Den største konsentrasjon av hemoglobin-kulloksydforbindelser i blodet uten at skadevirkninger kunne merkes var 18 %. Nærmere undersøkelser viser at frisklufttilførselen må økes hvis der foruten biler også tillates hesteferdsel i en tunnel.

Ved beregning av den CO-mengde som frembringes av bilferdselen i en tunnel er det praktisk istedenfor ferdselsintensiteten å regne med ytelsesintensitet uttrykt som hestekrefter pr. time pr. 1 m kjørebane. Ved ferdsel i begge retninger kan en da få to ytelsesintensiteter, én for hver retning hvis forholdene er forskjellige for de to retninger. Ytelsesintensiteten er avhengig av stigningsforhold, vegbanens tilstand, luftmotstand m. v.

Etter en del utregninger er en kommet fram til følgende formel for utviklet CO mengde pr. time pr. time pr. 1 m kjørebane.

$$a = N' \frac{0,135 + 0,506 (0,90 - \lambda)}{1 - 1,30 (1 - \lambda)} \text{ m}^3/\text{t}/\text{lm kjørebane}$$

N' = ytelsesintensiteten i hk pr. time pr. 1 m kjørebane

$$\lambda = \text{luftoverskuddstall} = \frac{\text{Brukt luftmengde}}{\text{Nødv. luftmengde v. fullst. forbr.}}$$

Som en ser spiller luftoverskuddstallet — blandingforholdet luft-bensin — en stor rolle. For personvogner er $\lambda = 0,8$ alminnelig. Ifølge amerikanske undersøkelser er CO-mengden i eksosen særlig stor ved tomgang; samt ved aksellerasjon fra 0 til kjørehastighet, og ved kjøring utfor bakke. De to førstnevnte tilfelle spiller muligens en mindre rolle i forbindelse med tunneler. Derimot er det siste tilfelle av stor betydning. Der foreligger desverre ingen ferdselstillinger som kan gi holdepunkter ved bedømmelse av den ferdsel en veg Oslo—Bergen etter her behandlede trace vil få. Det vil derfor i større eller mindre grad bero på gjetninger når en skal anslå ferdselen.

Tunnelpartiet ligger langt fra bebyggelse, en kan derfor regne med at sterke, men kortvarige ferdselskonsentrasjoner, som f. eks. forekommer ved visse anledninger i tettbygde strøk, neppe vil opptre her. Jeg antar i de etterfølgende beregninger at topptrafikken gjennom tunnelene er 90 kjøretøyer pr. time - begge kjøreretninger medregnet. Den gjennomsnittlige kjørehastighet i tunnelene settes = 48 km/time. Videre er regnet med at den gjennomsnittlige ytelse av motorene er 15 hk. Med disse forutsetninger blir:

$$N' = \frac{90 \times 15}{48000} = 0,245 \text{ hk}/\text{t}/\text{lm}$$

Med $\lambda = 0,8$ får vi:

$$a = \frac{0,135 + 0,506 (0,9 + 0,8)}{1 - 1,3 (1 - 0,8)} 0,0281 = 0,007 \text{ m}^3/\text{t}/\text{lm}$$

Tunneltverrsnittet forutsettes = 30 m². For 1 m tunnel er volumet altså 30 m³. Etter 1 times kjørsel uten luftveksling vil derfor CO-konsentrasjonen under de nevnte forutsetninger være ca. 0,23 ‰.

Vi kan f. eks. betrakte Gravhals-tunnelen 5,3 km lang. For å gå gjennom tunnelen med en hastighet av ca. 4,5 km/time kreves ca. 100 minutter. Ved forsøk er funnet at ved tilsvarende anstrengelser kan et menneske oppholde seg i 40 minutter i luft med en CO-konsentrasjon = 0,52 ‰ uten å ta skade. For å oppholde seg 100 minutter i tun-

nelen uten skadevirkning må følgelig CO-konsentrasjonen være

$$\frac{0,52 \times 40}{100} = 0,208 \text{ ‰} \cong 0,20 \text{ ‰}$$

For å hindre at CO-innholdet overskrider denne verdi må der tilføres tunnelen frisk luft. Der må tilføres:

$$Q = \frac{1000 \times 0,007}{0,2} = 35 \text{ m}^3 \text{ pr. time}$$

pr. meter tunnallengde.

I dette tilfelle må der i alt tilføres $5300 \times 35 = 185\,000 \text{ m}^3$ pr. time. Friskluften må tilføres ved gjennomstrømming hvis tverrslag ikke er mulig. Lufthastigheten blir da:

$$\frac{185000}{30 \times 3600} = 1,72 \text{ m/sek.}$$

Som før nevnt antas det mulig å slå en luftestoll omtrent på midten. Denne vil virke som en skorstein og friskluft kan suges inn fra begge ender av hovedtunnelen. Lufthastigheten i hovedtunnelen blir da omtrent den halve eller ca. 0,85 m/sek.

For å bedømme om den naturlige ventilasjon vil være tilstrekkelig måtte en ha nøye kjennskap til de meteorologiske forhold på stedet. Det som i denne forbindelse har særlig interesse er: Lufttrykket, temperatur, vindforhold ved tunnelens begge ender, se fig. 2. På Myrdal er der meteorologisk stasjon, men ikke ved Uppsete, tunnelens annen ende. Av disse observasjoner for årene 1936—45 er vinddiagrammene beregnet, fig. 2. Vindstille fordeler seg slik:

Januar	26,8 %	Juli	27,7 %
Februar	29,1 %	August	32,6 %
Mars	28,5 %	September	30,0 %
April	21,2 %	Oktober	33,7 %
Mai	25,7 %	November	33,4 %
Juni	21,2 %	Desember	27,3 %

Vindstille inntreffer således gjennomsnittlig fra ca. 21 - ca. 34 % av samtlige observasjoner. Vinddiagrammene for Myrdal viser at den overveiende vindretning er fra sør. Ved Uppsete observeres som nevnt ikke. På grunnlag av studier av vinddiagrammer fra andre stasjoner, er det rimelig å anta at vindretningen ved Uppsete vil ha over-

veiende sør-vestlig eller nord-østlig retning. På Vossevangen fordeler vindstille seg slik:

Januar	37,1 %	Juli	34,4 %
Februar	40,7 %	August	32,3 %
Mars	34,6 %	September	31,0 %
April	24,5 %	Oktober	34,4 %
Mai	24,1 %	November	31,5 %
Juni	26,5 %	Desember	30,3 %

M. h. t. vindstille vil antakelig Uppsete stille seg som Myrdal. Som kjent gjøres de meteorologiske observasjoner 3 ganger pr. dag. De foran anførte prosenter er utregnet på grunnlag av samtlige observasjoner.

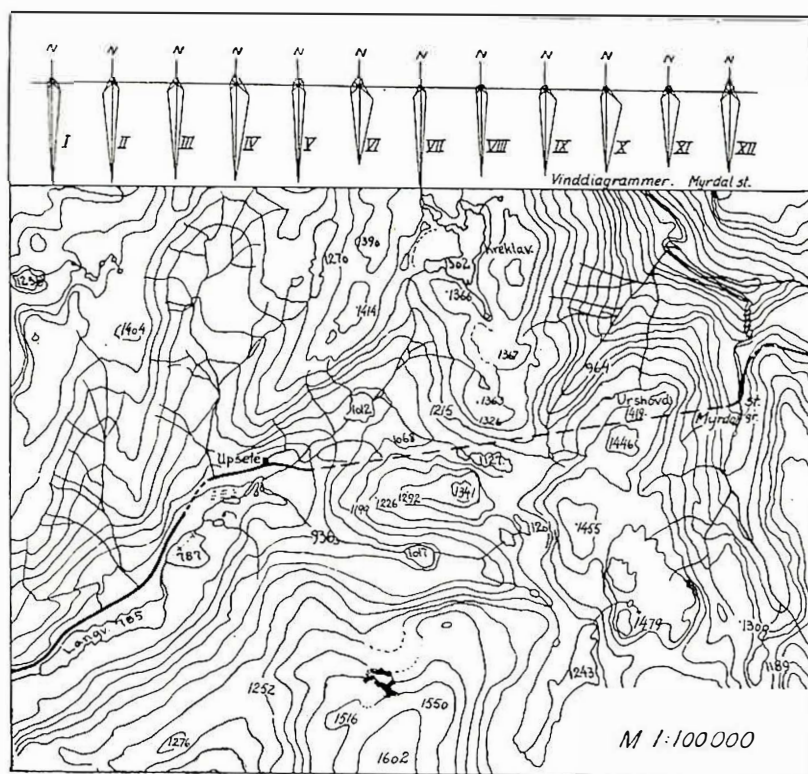


Fig. 2. Vinddiagrammer etter observasjoner i 10-årsperioden 1936—45. Myrdal meteorologiske stasjon.

Komplette meteorologiske observasjoner til bedømmelse av tunnelens naturlige ventilasjon foreligger som nevnt ikke. Noen reell bedømmelse kan derfor ikke foretas. Den allerede eksisterende jernbanetunnel vil imidlertid lette en grundigere undersøkelse. Gravhalstunnelen er antakelig den vanskeligste m. h. t. ventilasjon, hvis nærmere undersøkelser viser at den ventileres tilstrekkelig er det derfor neppe noen fare for de andre tunneler.

Med hensyn til snøvansker skulle en trace som antydnet være heldig. Av de 28,4 km som ligger over 1000 m o. h. er 16,2 km tunneler og 12,2 km fri linje. De vanskeligste partier vil antakelig være ved Vestredalsfjorden og ca. 2,0 km langs

Hednedalsvatnet samt ca. 2,6 km ved Myrdal. På disse steder vil vegen antakelig gå tvers på den framherskende vindretning og slike partier er alltid meget vanskelige. Ved å ta fornøden hensyn til snøvanskene er det antakelig mulig å mestre dem. Partiene er jo meget korte.

Med de erfaringer en har fra byggingen av Bergensbanen kan en regne med noe vekslende fjell m. h. t. vanskelighet. Det foreliggende materiale er ikke tilstrekkelig til å sette opp noe omkostningsoverslag. Før et slikt overslag foreligger kan en selvsagt ikke gi noen reell vurdering av prosjektet. Bortsett fra den økonomiske side skulle fordelene være at en fikk en vegforbindelse uten ferjesamband som med rimelige omkostninger kunne holdes oppe om vinteren. Vegens militære betydning må bedømmes av en fagmann, men det synes å være en fordel at det meste av høyfjells- overgangen er godt beskyttet og at vegen har kontakt med jernbanen på flere steder.

Som turistveg kan den neppe påregne noen

særlig interesse p. g. a. de mange og lange tunneler.

Det kan synes dristig å forutsette anvendelse av så lange tunneler for veger, men under forutsetning av at den naturlige ventilasjon viser seg å være tilstrekkelig skulle prosjektet være gjennomførbart. I Sveits er der utført en del mer teoretiske undersøkelser av den naturlige ventilasjon av tunneler, vistnok med tanke på større vegtunneler i Alpene. (Se Strasse und Verkehr 1942).

Ved alpetunnelene vil antakelig stoller eller tverrslag virke kraftigere på grunn av skorsteins-effekten enn hos oss fordi temperaturen inne i fjellet er høyere i Alpene enn her.

Den moderne bilferdsel stiller store krav til vegenes kurvatur og at der er et sammenhengende vegnett. Dette vil utvilsomt føre med seg at vegtunneler blir anvendt i betydelig større grad enn hittil. Med de moderne driftsmetoder for tunneler blir anleggstiden betydelig redusert og omkostningene er heller ikke avskrekkende.

FØRERPØVER OG FORNYELSER 1949

AVLAGTE FØRERPRØVER FOR MOTORVOGNFØRERE OG FORNYELSE AV FØRERKORT I DE ENKELTE FYLKER I ÅRET 1949

Fylke	Førerprøve for			Sum 2 + 3 + 4	Motor- sykler	Sum 5 + 6	Forny- elser	Hoved- sum 7 + 8
	Håndsjal- tet vogn	Fotsjal- tet vogn	Offentlig personbe- fordring					
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Oslo (Asker og Bærum)	4 245	—	418	4 663	569	5 232	2 682	7 914
Akershus ÷ (A + B)	1 511	—	131	1 642	417	2 059	711	2 770
Østfold	1 662	—	162	1 824	284	2 108	806	2 914
Hedmark	1 522	2	191	1 715	486	2 201	674	2 875
Oppland	1 127	—	125	1 252	351	1 603	610	2 213
Buskerud	1 666	5	296	1 967	539	2 506	1 006	3 512
Vestfold	1 326	2	153	1 481	214	1 695	532	2 227
Telemark	1 016	—	137	1 153	236	1 389	497	1 886
Aust-Agder	479	—	137	616	184	800	289	1 089
Vest-Agder	734	—	148	882	207	1 089	636	1 725
Rogaland	1 248	—	206	1 454	358	1 812	1 014	2 826
Bergen	695	—	141	836	87	923	384	1 307
Hordaland	849	—	220	1 069	202	1 271	530	1 801
Sogn og Fjordane	320	—	84	404	77	481	229	710
Møre og Romsdal	993	—	246	1 239	282	1 521	518	2 039
Sør-Trøndelag	1 053	—	236	1 289	238	1 527	869	2 396
Nord-Trøndelag	637	—	80	717	234	951	438	1 389
Nordland	736	—	130	866	261	1 127	442	1 569
Troms	428	—	93	521	169	690	258	948
Finmark	188	—	79	267	105	372	174	546
Sum	22 435	9	3413	25 857	5500	31 357	13 299	44 656

**FØRERPRØVER FOR MOTORVOGNFØRERE OG FØRNYELSER AV FØRERKORT
I DE ENKELTE DISTRIKTER I ÅRET 1949**

Bilsakkyndig- distrikter 1	Førerprøve for			Sum 2+3+4 5	Motor- sykler 6	Sum 5+6 7	Førny- elser 8	Hoved- sum 7+8 9
	Håndsjal- tet vogn 2	Fotsjal- tet vogn 3	Offentlig personbe- fordring 4					
Oslo distrikt (Asker og Bærum)	4 245	—	418	4 663	569	5 232	2 682	7 914
Follo	257	—	15	272	42	314	190	504
Romerike	1 254	—	116	1 370	375	1 745	521	2 266
Akershus ÷ A og B	1 511	—	131	1 642	417	2 059	711	2 770
Moss	419	—	42	461	45	506	238	744
Fredrikstad	410	—	32	442	75	517	151	668
Sarpsborg	609	—	57	666	135	801	302	1 103
Halden	224	—	31	255	29	284	115	399
Østfold	1 662	—	162	1 824	284	2 108	806	2 914
Hamar	1 023	2	140	1 165	255	1 420	500	1 920
Kongsvinger	499	—	51	550	231	781	174	955
Hedmark	1 522	2	191	1 715	486	2 201	674	2 875
Lillehammer	566	—	75	641	224	865	214	1 079
Gjøvik	561	—	50	611	127	738	396	1 134
Oppland	1 127	—	125	1 252	351	1 603	610	2 213
Drammen	588	1	88	677	97	774	515	1 289
Hønefoss	770	3	150	923	351	1 274	335	1 609
Kongsberg	308	1	58	367	91	458	156	614
Buskerud	1 666	5	296	1 967	539	2 506	1 006	3 512
Horten	220	—	46	266	36	302	144	446
Tønsberg	517	1	69	587	44	631	202	833
Larvik	589	1	38	628	134	762	186	948
Vestfold	1 326	2	153	1 481	214	1 695	532	2 227
Skien	691	—	82	773	149	922	350	1 272
Notodden	247	—	45	292	58	350	103	453
Rjukan	78	—	10	88	29	117	44	161
Telemark	1 016	—	137	1 153	236	1 389	497	1 886
Aust-Agder	479	—	137	616	184	800	289	1 089
Kristiansand	627	—	104	731	161	892	494	1 386
Flekkefjord	107	—	44	151	46	197	142	339
Vest-Agder	734	—	148	882	207	1 089	636	1 725
Stavanger	981	—	146	1 127	253	1 380	798	2 178
Haugesund	267	—	60	327	105	432	216	648
Rogaland	1 248	—	206	1 454	358	1 812	1 014	2 826
Bergen	695	—	141	836	87	923	384	1 307
Hordaland	849	—	220	1 069	202	1 271	530	1 801
Sogn og Fjordane	320	—	84	404	77	481	229	710
Ålesund	460	—	82	542	60	602	208	810
Molde	533	—	164	697	222	919	310	1 229
Møre og Romsdal	993	—	246	1 239	282	1 521	518	2 039
Sør-Trøndelag	1 053	—	236	1 289	238	1 527	869	2 396
Nord-Trøndelag	637	—	80	717	234	951	438	1 389
Bodø	389	—	92	481	142	623	219	842
Narvik	347	—	38	385	119	504	223	727
Nordland	736	—	130	866	261	1 127	442	1 569
Troms	428	—	93	521	169	690	258	948
Finnmark	188	—	79	267	105	372	174	546
Sum	22 435	9	3413	25 857	5500	31 357	13 299	44 656

Snøfresing og høgfjellsvegene

Riksveg 50 over Saltfjellet og riksveg 760 gjennom Krutådalen ble ikke brøytet vinteren 48—49. Disse veger ble åpnet ved hjelp av Peter snøfresere i tiden 18. mai—3. juni i sommer. Avdelingsingeniørene G. Petersen og K. T. Bjørnslie har satt opp nedenstående rapporter over medgått tid, kostnad og utfreset snømengde:

Åpning av mellomriksvegen gjennom Krutådalen 24.—30. mai 1949.

(Rapport fra avdelingsingeniør G. Petersen.)

Åpningen av mellomriksvegen Hattfjelldal—Riksgrensen ble påbegynt 18. mai 1949, først med forplogbrøyting av bygdevegen Hattfjelldal—Gruben som er en del av mellomriksvegen. Dette arbeid som ble utført med to av avdelingens 6-hjulsdrevne Laffly brøytebiler + 6 mann i snømåking var fullført 20. mai 1949.

21. mai 1949 fortsattes forplogbrøytingen på riksvegen gjennom Krutådalen fram til Krutvassrødiken i Krutådalen ca. 7,5 km fra Gruben. Her ble snødybden så stor at en fant det helt uøkonomisk å fortsette brøytingen lengere med forplog. Mannskapene fikk derfor ordre om å dra videre opp til vegvesenets brøytestasjon ved øvre ende av Krutvatnet hvor en av avdelingens snøfresere var stasjonert og med denne freser ta opp vegen ned til Krutvassrødiken, en strekning på 11,2 km lengde.

Selve fresingen som pågikk fra 24. mai til 30. mai foregikk uten nevneverdige avbrytelser.

På grunn av opptatte profiler ble det som vist i nedenstående oppstilling vedrørende freserens arbeid, i alt bereknet uttatt 19 704 m³.

Dato	Veglengde i m	Freserens effektive arbeidstid	Uttatt i alt m ³	Kapasitet pr. min.
24. og 25. mai	1660	7 t. 35 min.	4041	8,8 m ³
26. mai	1220	3 - 24 »	2715	13,31 »
27. mai	3120	7 - 59 »	5116	10,7 »
28. mai	1180	3 - 30 »	2355	11,2 »
30. mai	4020	8 - 22 »	5477	11,3 »
	11200	30 t. 50 min.	19704	10,66 m ³

Driftsutgiftene for fresingen blir:

2 makinførere 161,5 t. inkl. diett	kr. 561,50
Hjelpemannskaper til nedstikking av høye snøkanter 250 t. à kr. 2,13	» 532,50

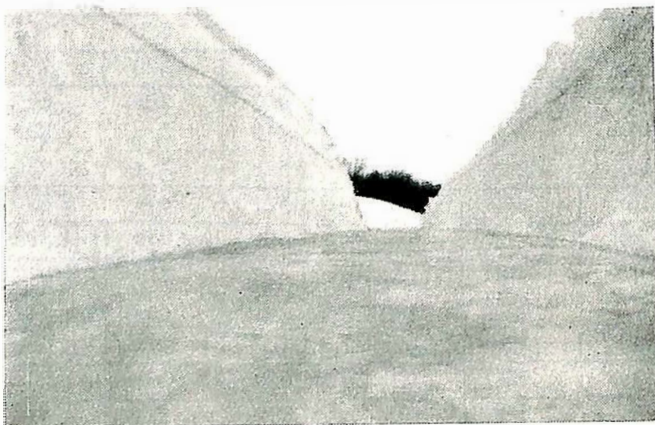


Fig. 1. Fra Krutådalsvegens åpning, våren 1949.

Dieselolje ca. 900 l	» 205,—
Smøreolje ca. 30 l	» 75,—
Diverse transporter av olje, proviant m. m.	» 119,—
	Kr. 1 493,—

Til ytterligere opplysning meddeles at snøen var meget våt og tung, og av en sådan hard konsistens at vanlige Caldwell spader måtte benyttes av hjelpemannskapene for å stikke ned de høye snøkantene som fresen ikke kunne nå direkte. Alminnelige stålskufler viste seg for svake til dette øyemed. Største snødybde var 3,5 m.

Snørydding på Saltfjellet riksveg 50 18. mai—3. juni 1949.

(Rapport fra avdelingsingeniør K. T. Bjørnslie.)

Snøryddingen ble foretatt med Peters snøfresere, 1 diesel og 1 bensinfreser.



Fig. 2. Snørydding av rv. 50 over Saltfjellet, våren 1949.

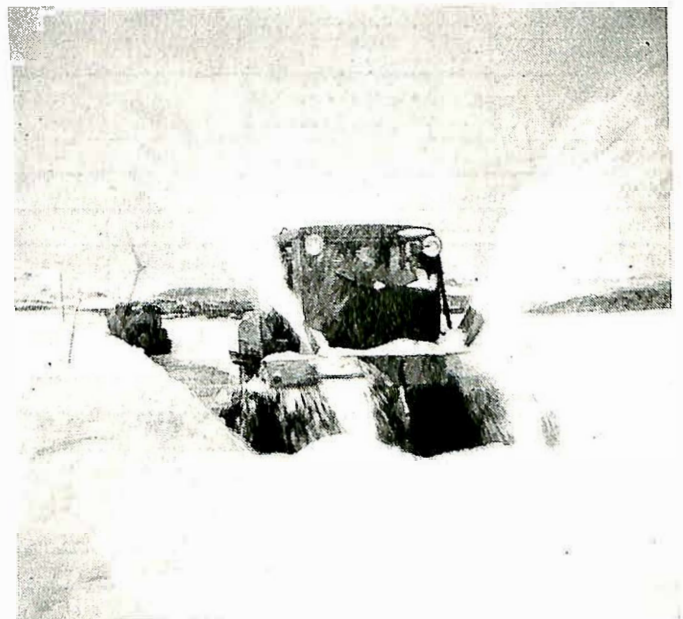


Fig. 3. Fra snøryddingen på Saltfjellet.

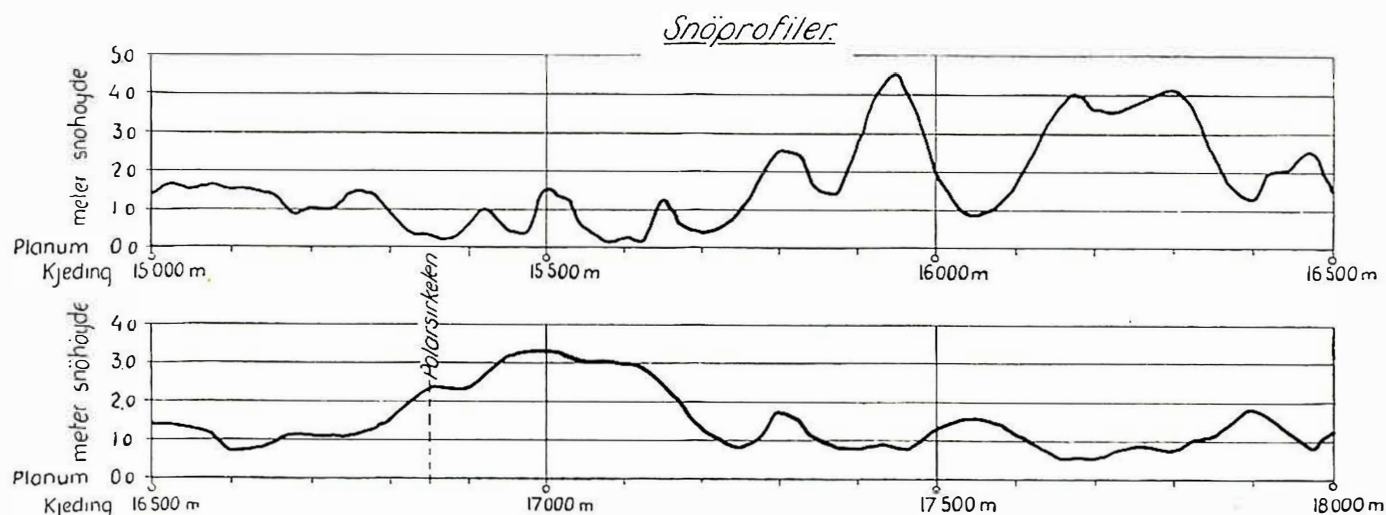


Fig. 4. Snöprofiler vedr. rv. 50 over Saltfjellet, våren 1949.

Snømassene var på ca. 100 000 m³ på en vegstrekning 29,5 km² og utgiftene med ryddingen kom på følgende:

Dieselfreseren kjøretimer ..	170 t. à 3,— = kr.	510,—
— diesel	2300 l. à 0,30 = »	690,—
— smøreolje ..	74 - à 2,50 = »	185,—
Bensinfreseren kjøretimer ..	345 t. à 3,— = »	1035,—
— bensin	5580 l. à 0,53 = »	2957,40
— smøreolje ..	97 - à 2,50 = »	242,50
Transport av drivstoff og arbeidere		
bensin	360 l. à 0,53 = »	190,80
smøreolje	5 - à 2,50 = »	12,50
Ekstra diesel	425 l. à 0,30 = »	127,50

Verkstedarbeid	213 t. à 3,20 = »	207,60
Arbeidshjelp	510 - à 2,70 = »	1375,—

Kr. 7533,30

Av timene er 150 timer effektive fresetimer.

De medgåtte utgifter pr. m³ snø kommer således på

$$\frac{7533,30}{100\,000} = \text{kr. } 0,075.$$

Skavlene var opptil 4,5 m høye.

*

Som det sees er i driftsutgiftene ikke medtatt amortisasjon, garasjeleie, overhaling m. m., men bare de direkte utgifter i brøyteperioden.

Kullosforgiftning i bensinbiler

Hvert år dør en eller flere personer i Norge på grunn av kullosforgiftning i bensinbiler. Exhaustgassen inneholder nemlig kullos så å si bestandig, men størst er prosentatsen under tomgang, og formodentlig er den enda større når choken brukes under igangsetting og oppvarming av motoren. Det har vært gjort en del undersøkelser med amerikanske CO-målere i Norge, uten at det dog noen gang såvidt undertegnede bekjent, er påvist noen direkte øyeblikkelig farlig gehalt av CO. Det er mange år siden de norske undersøkelser ble foretatt, og de har aldri vært bearbejdet og offentliggjort, vesentlig vel fordi måleapparatet hadde vært ute av stand og etter reparasjonen ikke var blitt nøyaktig justert på grunn av manglende utstyr hertil.

I august og september 1948 og april 1949 ble 155 svenske biler, derav 73 personbiler, 14 lukkede varebiler og 68 åpne lastebiler undersøkt i Sverige, og i det svenske «Teknisk Tidsskrift» for 19. nov. 1949, side 861—64 har professor Sven Forssman, første avdelingsingeniør Erik Thrysin og ingeniør Erik Ørnholmer gjort utførlig rede for resultatene.

Målingen ble foretatt først under en kjøretur på 3—5 km med lukkede vinduer og siden mens motoren gikk på tomgang i løpet av 5 minutter. Der er prøvet 22 forskjellige bilmerker, 8 forskjellige varebilmerker og

11 forskjellige lastebilmerker. Av personbilene var 77,2 % 1939-modeller eller eldre og resten 46- eller 47-modeller. Av lastebilene var 55,5 % 39-modeller eller eldre, 18,6 % krigsmodeller og 25,9 % 46- eller 47-modeller. Resultatet av kjøreprøvene er meget tilfredsstillende. Over 72 % ga ingen målbar kullosgehalt, og bare en personbil og to lastebiler viste mellom 6 og 10/1000 %, men ved stilstand var situasjonen betydelig ugunstigere. Bare 50,6 % av personbilene og 36,8 % av lastebilene var uten målbar CO-gehalt i førerhuset etter fem minutters forløp. En av lastebilene hadde over 0,031 % og en mellom 0,021 og 0,03 % CO.

Forøvrig bekrefter undersøkelsene det resultat som vi også kom til hos Oslo Bilsakkyndige, og formentlig også alle de andre bilsakkyndige rundt omkring i landet, at exhaust-lekasje er en av de hyppigst forekommende mangler ved bilene. Lydpotter og exhaustrør er ofte bent fram «råtne». Det hender man kan plukke dem i stykker med fingrene. Tykkere og bedre kvalitet av materialene ville være meget ønskelig, men dessverre ligger lydpotten og exhaustledningen så godt skjult at damene ikke får øye på dem, og damene er nok den bestemmende faktor når det gjelder personbilen. Derfor får vi pene og flotte biler mens andre viktige sider ikke alltid blir tilgodesett i ønskelig grad.

O. K.

Ny Tacoma Narrow bru.

I november 1940 styrtet den store hengebrua over Puget Sound i staten Washington ned, ca. fire måneder etter at den var bygget. Brua var med en spennvidde av ca. 850 m den tredje største i verden.

For å klarlegge årsaken til sammenstyrtningen er det senere utført tallrike vindtunnelforsøk med hengebrumodeller og kommisjoner har vært nedsatt med bindsterke avhandlinger som resultat. Det er blitt klarlagt at brua hadde en uheldig utforming når det gjaldt den aerodynamiske stabilitet. En tett brubane var innspendt mellom forholdsvis høye platebærere av stål som avstivningsbjelker. En detalj som sikkert har vært medvirkende til uhellet er hengestengenes befestigelse til avstivningsbjelkene. Hengestengene består av kabler, og disse var nærmest innspendt i avstivningsbjelkene således at det oppsto en forholdsvis skarp knekk på kablene i overgangen til bjelkene da brua under ulykken i november 1940 kom i vertikale svingninger som etterhvert gikk over til vridninger således at brubanen stilte seg i sterk helning i sideretningen.

Den nye brua, som bygges nå på samme sted som den gamle, blir bredere og sterkere. Den vil koste 11 200 000 dollar og bygges for lån som betales med bompenger.

Tårnene bygges på de utvidede fundamentene for den gamle bru og utføres som klinket stålkonstruksjon. Høyden av tårnene er ca. 152 m over vannet.

Bildene viser den gamle bru under sammenstyrtningen og de nye tårn under bygging.

Det har vært et par uhell under arbeidet med tårnene. Først kom et jordskjelv og senere ble stillaser og redskap ødelagt av ildebrann til et samlet beløp av 250 000 dollar. Selve ståltårnene ble dog ikke alvorlig skadet og de ble ferdige i juli 1949. Brua er forutsatt å være ferdig for trafikk i juli 1950. Kablene som spinnes på stedet av det kjente kabelfirma John A. Roebling's Sons har en diameter av ca. 51 cm, og begge kabler veier ialt 5300 tonn.

Avstivningsbjelkene utføres som klinket stålfagverk, og dette er ca. 58 ganger stivere enn den gamle platebærer. Denne var ca. 2,4 m høy, mens det nye fagverk har en høyde av ca. 10 m.

Brubanen har fire spor og har fem langsgående åpne slisser i brubanen som hver har en bredde av ca. 83 cm. Disse slisser vil utjevne vindtrykket over og under brubanen og derved minske faren for at brua skal komme i svingninger.

I tillegg til disse forholdsregler som skal hindre at vinden setter brua i svingninger er det anbrakt en hydraulisk dempningsmekanisme mellom brubanen og tårnene. Denne vil bremse brubanens bevegelse i lengderetningen.

Brubanen i den gamle bru hadde ingen dempningsmekanisme og beveget seg så sterkt at brua snart fikk tilnavnet «Galloping Gertie».

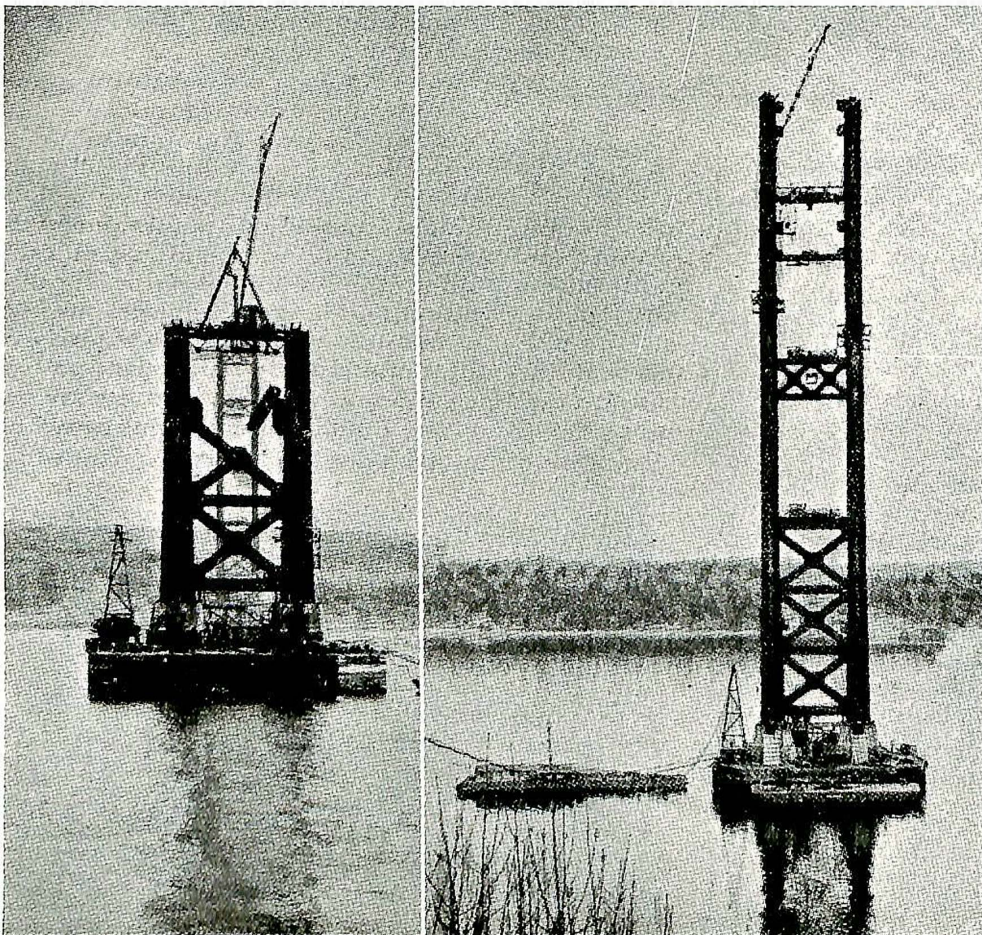


Fig. 1. Reising av kabeltårnene.

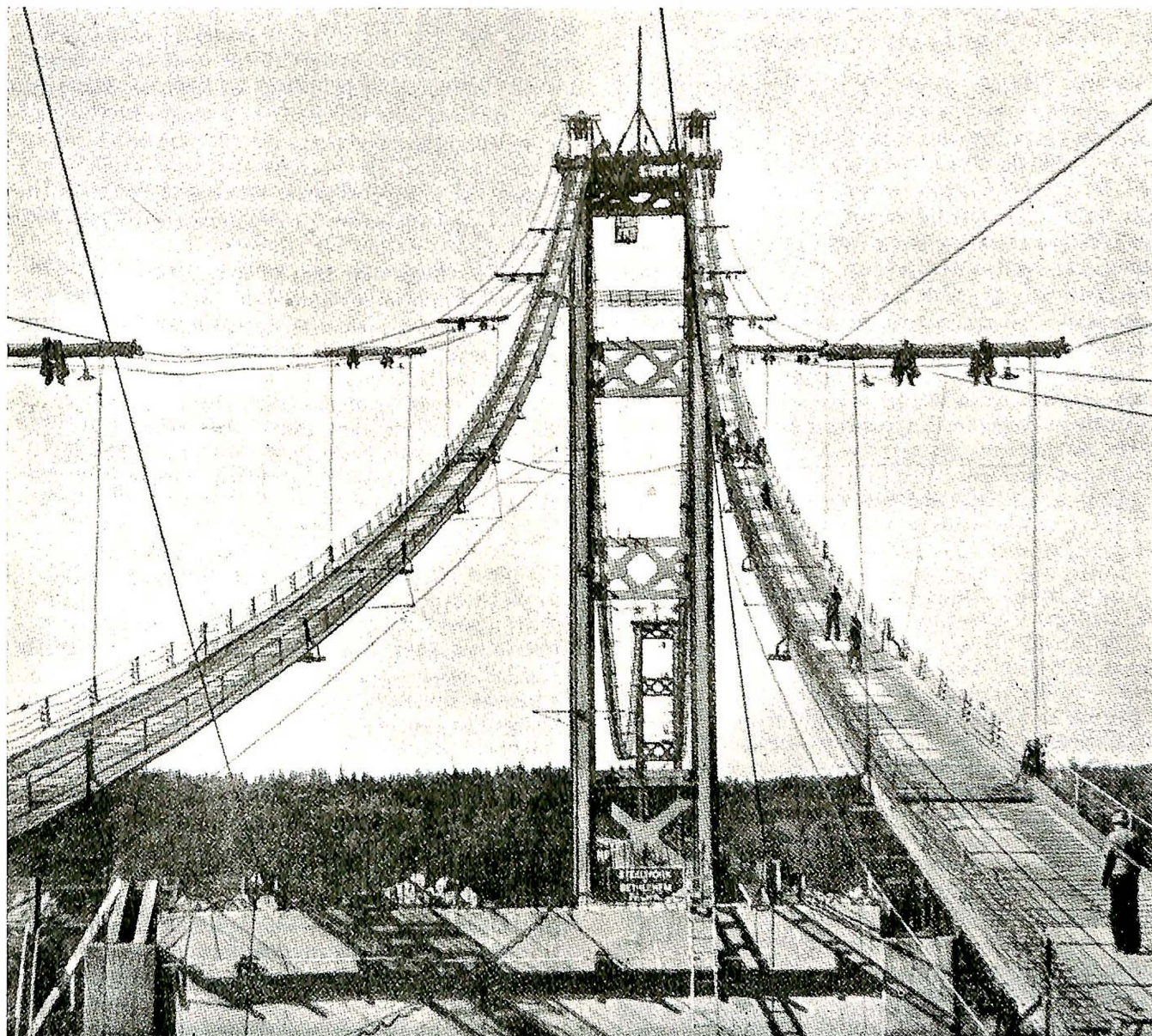


Fig. 2. Arrangement for kabelspinningen.

Svenske bilister knuser årlig 300 jernbanebommer

300 jernbanebommer blir hvert år knust av biler hvis fører av en eller annen grunn ikke har lagt merke til dem. — Ved de svenske statsbaner taler man i den anledning om bilistenes skjødesløshet og respektløshet overfor livsviktige beskyttelsesinnretninger. Der finnes også, sier statsbanenes talsmann, eksempler på bilister som løfter nedsenkede bommer for å komme hurtig over jernbanelinjen. Det er ikke togene som er skyld i kollisjoner i kryss mellom veg og jernbane, men det er bilistene som trosser signaler og bommer.

Fra motororganisasjonenes side gjør man oppmerksom på at det i Sverige finnes 5793 kryssninger mellom vei og jernbane. Av dem er 3941 forsynt med bom og lys-signaler, 1852 er karakterisert med veiskilt. Sverige har 278 000 biler og 163 000 motorsykler, og av påkjørsler inntreffer knapt en pr. dag. (Aftenposten 9/12 49.)

Ovennevnte opplysninger er ganske artige i forbindelse med våre prosesser der bilister kjører på stengsler og vegsperringer, selv om disse er ganske tydelige. Chr. B.

Amerikas bilproduksjon setter ny rekord i 1949

Den samlede produksjon andro til 6 200 000 motorkjøretøyer, hvilket var en økning på 17 % i sammenlikning med 1948. Eksporten av vogner, som i 1949 utgjorde 280 000, var imidlertid vesentlig mindre enn det foregående med en nedgang på ikke mindre en 36 %. Grunnen hertil var at mange land måtte gå til importrestriksjoner for å spare hard valuta. Dette gjaldt i særlig grad det europeiske marked.

Av de i 1949 fabrikerte vogner var 5 075 000 personvogner. Trass i denne enorme produksjon var allikevel etterspørselen større, og flere av de ledende automobilfabrikker har satt opp et øket produksjonsprogram for 1950.

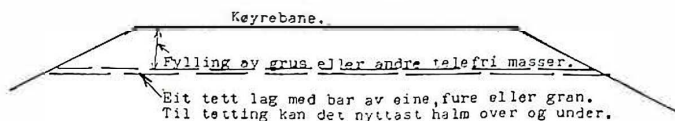
Tallet på motorvogner som idag kjører på vegene i U. S. A. er ca. 43 900 000.

I bilproduksjonens tjeneste arbeider i dag 780 000 mann, og dette tall vil øke ytterligere i 1950. Produksjonsrekorden ble satt i 1939 med 5 358 420 vogner. Denne rekord er altså i 1949 slått med over 15 %.

Vegdekke på jordfyllingar

Avdelingsingeniør G. A. Frøholm.

Hausten 1948 då eg tok til i Akershus fylke, fekk eg m. a. denne vansken å vinne over: Å leggja nytt vegdekke på nokre høge nye leirfyllingar. Det var prosjektert å leggje ca. 60 cm tjukt lag av samfengt grus og stein frå grustak oppå desse leirfyllingane. Desse fyllingane hadde ikkje fått tid til å sige nok isaman. Ja, den eine fyllinga vart laga vintren 1948—49, og i litt av denne fyllinga var det ogso teleklumpar. Ein kunne derfor vente vidare setjing. Eg hadde mykje imot å leggje dekke på desse ferske fyllingane, men for å hindre oppsegjing av for mange vegarbeidarar ville eg prøve å nytte kuldebolken om vinteren til å køyre fram grusmasse frå grustaket. I det nemnde tilfellet med teleklumpar i fyllinga gjaldt det å halde botsfengselfangar i arbeid.



Eg var redd at grusfyllen skulle blande seg for mykje med leirlaget i fyllingane. Det vil ein vanleg hindre med å fylla eit lag fin sand nærmast mot leirfyllinga. Men eg var redd dette ikkje var nok til å hindre opp-pumping av leire under trafikken i framtida.

Det var så heldig at der var mykje granbar etter tømmerhogging i skogane nær desse fyllingane. Eg fekk derfor køyrt fram mykje granbar, og let leggje eit *tett lag med granbar* oppå den avjamna leirfyllinga. Oppå granbaret vart fylt sand og ikkje for grov grus. Deretter vart det køyrt på so tjukt gruslag (ca. 60 cm) som frå før var planlagt. I dette gruslaget vart steinen raka framover etterkvart slik at ein fekk høveleg gradert grus i øvste laget.

På den nemnde leirfyllinga med teleklumpar var trafikken sett i gang straks, og trafikken har alt gått der i mange månadar. Ein har ikkje merka nokon skade på dette vegdekke, — heller ikkje no i teleløyninga. Det har rett nok blitt køyrt på meir avfall frå grustaket og meir grus etterkvart som trafikken klemde ned vegdekke.

Seinare har eg av ein annan norsk vegingeniør fått opplyst at han si tid nytta eit lag halm mellom jordfylling og gruslag. Dette hadde han gjort etter råd frå ein svensk vegingeniør. Og det synte seg at dette halmlaget verka godt.

Eg meiner at eit halmlag åleine kan nok verke slik at det bryt kapilarkrafta og hindrer at vatn trengjer frå grunnvatnet opp i gruslaget, og kan vel ogso hindre at leira blir pumpa opp i grus- og steinlaget. Men eg er redd at halmlaget er for lite sterkt. Det vil lett kunne slitast av, — særleg når det har lege nokre år. Då vil leira kunne kome opp til gruslaget på somme stader.

Eg meiner det kan vere heldig med ei *blanding av halm og bar*. Skiljelaget mellom leirfyllinga og gruslaget kunne då lagast slik: Overflata av leirfyllinga må jamnast godt, — og helst stampast. Oppå den faste og jamne leir- eller jordfyllinga bør det breidast ut eit jamt og tett lag med halm.

Oppå halmlaget skal det so leggjast eit ordna lag med gran-, furu- eller einebar. Einebar er best og mest varande. Men granbar er sikkert billigare.

Oppå barlaget skal det so leggjast eit nytt lag halm. Halmen skal mest tene til å *tette barlaget*. Barlaget skal tene til å gje isolasjonslaget større styrke og tjukkleik. Eit slikt isolasjonslag (skiljelag) av *halm og bar* vonar eg vil syne seg sers tenleg. Det vil hindre samanblanding av leirfylling og gruslag, det vil gjere sitt til at gje jamnare setjingar, men mest vil det bryte kapilarkrafta og gjere sitt til at grusdekke held seg *høveleg* turt og fast. Det vil dertil isolere litt mot *djup tele*. (Gjere telen mindre djup.)

Halmlaget treng ikkje vere so sers tjukt, berre så vidt at det tettar granbaret. Granbaret er billig og finst ofte i store mengder i skogane langs vegane. Det vil ikkje koste so mykje å få det lagt på vegfyllingane. — No i april stod det i avisene at telegrafverket køyrde store mengder granbar og la på *avfallsfyllingar* nær Oslo.

Sjølvsagt kan ein nytte slike isolasjonslag under vegdekke i *jordskjæringane* og.

Ein bør prøve denne byggjemåten, og so gje meldingar om korleis det verkar.

Reparasjon av vegrekkverk

Overingeniør Rasmus Værn.

En ser nokså ofte langs de offentlige veger at rekkverk er skadet eller ødelagt.

Grunnen er vel i de fleste tilfeller at bevilgningene på vedlikeholdsbudsjettet er for knappe.

Jeg har erfaring for at det i alminnelighet er lite praktisk å benytte vegvokterne til større sådanne reparasjonsarbeider.

I senere år har jeg i de distrikter som jeg har administrert benyttet den metode å la 2 a 3 særskilt utdannede spesialarbeidere utføre reparasjoner av rekkverk innen visse områder. De utrustes da med de fornødne materialer som sement, stolper, skruerbolter og planker. De arbeider på akkord etter standardpriser og arbeidet blir fordi disse er spesielt kyndige, bedre utført enn ved å bruke mer tilfeldig hjelp og billigere fordi arbeidet på denne måte blir drevet systematisk. Ennvidere trengs mindre tilsyn. I alminnelighet er en befaring på forhånd ved distriktsingeniøren (og) eller vedlikeholdsoppsynsmannen og en ettersynsbefaring med oppmåling tilstrekkelig.

Uansett valget av rekkverkstyper kan en sette en passende akkordpris f. eks. for rekkverk av betongledekant med stålstooper og 1 planke på topp kr. 5,25 pr. 1 m for fullt ferdig rekkverk — og i tilfelle reparasjon dele opp et sånt arbeide i de enkelte arbeidsoperasjoner f. eks. Støping av ledekanten 0,30 × 0,25, kr. 3,00 pr. m. Oppsetting av stålstooper (for hverannen meter) kr. 1,— pr. stk. Påsetting av planke på topp med skjøting kr. 1,— pr. m. Maling av stolper og planke kr. 0,75 pr. m. Standardpriser for andre rekkverkstyper blir å fastsette på liknende måte med oppdeling i de enkelte arbeidsoperasjoner.

Arbeiderne får ordre på forhånd om å reparere alt rekkverk på en viss rute — og får samtidig oppgitt standardprisene.

Jeg har funnet denne metode meget tilfredsstillende og anbefaler den forsøkt av andre.

Belgisk vegpolitikk

Mr. Hondemarcq, generaldirektør for det belgiske vegvesen, behandler i en utredning i april 1949 manglene ved landets vegnett og gir omrisset av Belgias framtidige vegpolitikk. De viktigste punkter er i forkortet form:

1. Vegnettets største mangler og botemidler for disse.

Hovedparten av Belgias ca. 45 000 km veger er fremdeles forsynt med stenbrolægning. Riksvegnettet utgjør ca. 9 200 km og omfatter kanalvegene. 23 % av riksvegene har stenbrolægning som er uskikket for moderne trafikkbehov. Den nåværende politikk går ut på å legge mest mulig permanente dekker i stedet for stenbrolægning. Som dekktyper nevnes armert betong eller overflatebehandlet macadam.

De fleste av hovedtrafikkårene som stråler ut fra Brüssel mot de store provinssentre har en bredde på mindre enn 9 meter. Største delen av dem er det hensikten å utføre som enkelte kjøreveger på 14 m eller som dobbelte kjøreveger med 2×7 meters bredde. Vegene Brüssel—Antwerpen og Brüssel—Ostende er de eneste hittil som delvis er lagt ut i bredden.

Mange av hovedvegene er av uensartet karakter og uskikket for normale trafikkhastigheter. For å løse dette problem er det nødvendig å lage brede veger, omlegge avlastningsveger og bortskaffe plankryssninger for derved å kunne øke trafikkenes gjennomsnittshastighet.

Det regnes med at det må bygges ca. 300 km nye veger, og utgiftene til dette er anslått til 6 000 mill. frcs. inkl. utbetalinger i forbindelse med ekspropriasjoner.

2. Programmet for riksvegnettet.

Det er ansett for absolutt nødvendig snarest mulig å utbedre vegene Brüssel—Antwerpen og Brüssel—Ostende for å kunne avvikle den nåværende trafikk og for å oppnå bedre renter av den store kapital som er investert. Det anses imidlertid like nødvendig at den største del av de disponible resurser blir anvendt til planlegging og konstruksjon av andre nye veger for at disse kan bli ferdig innen en periode på 5 til 6 år.

Vegadministrasjonen vil i mellomtiden gjøre sitt beste for å forbedre det nåværende vegnetts kritiske tilstand og en del av Marshallhjelpens kreditter for 1949 vil bli brukt til dette formål. Vedlikeholdsarbeider som forutsettes utført for disse kreditter inkluderer utbedring av ca. 300 km. hovedtrafikkårer (av en total lengde på 1 120 km), legging av nye vegdekker og standardisering av vegbredder til minst 9 meter.

3. Finansiering og administrasjon.

De årlige omkostninger vedr. programmet er anslått til 2 500 mill. frcs. i en periode på 5 år, og deretter til 1 500 mill. frcs. (inkl. vedlikeholdet). En kontinuerlig utførelse av programmet vil kunne sikres ved opprettelsen av et spesielt vegfond hvorved lån kunne bli opptatt og renter betalt. Tilbakebetalingen vil delvis kunne garanteres ved avgifter på drivstoff og motor-kjøretøyer. Bestyrelsen av fondet forutsettes delt mellom regjeringens ledende finanseksperter og vegadministrasjonen.

Men penger alene er ikke nok for at det kan oppnås resultater hvis vegadministrasjonens tekniske og administrative stab ikke har tilstrekkelige hjelpemidler. Det er

derfor nødvendig at den nåværende stab blir utvidet og at lønninger for spesielle tjenestemannsgrupper blir hevet. Det er også nødvendig å skape et nytt motorisert apparat for vedlikehold av vegene.

Det understrekes at vegene bare er et middel for å få transportert flest mulig varer, men at de også er forutsetningen for turistene og transportindustrien og gir levebrød til ca. 250 000 mennesker.

4. Reorganisering.

De foran nevnte punkter klarlegger hovedhensikten som ønskes oppnådd ved den belgiske vegpolitikk. Vegpolitikken skulle ikke bare angå nybygging og vedlikehold, men like meget administrasjonen og utviklingen. Omklassifisering av vegnettet og reorganisering av administrasjonen er viktige mål. Det er under slike forhold at et vegnett blir et verdifullt instrument i den sosiale og økonomiske utvikling til trygging av landets velstand.

Den 7. september mottok mr. Hondemarcq en delegasjon fra den nystiftede belgiske vegforening ledet av minister greve Maurice Lippens. Man drøftet trafikkenes krav, og blant de saker som ble tatt opp var spørsmålet om gjenopprettelsen av et vegfond. Den belgiske vegforening anbefalte også at lånemidlene ikke ble spredt for meget, men anvendt til vedlikeholdet av spesielle vegstrekninger for at disse innen kortest mulig tid kunne bli satt i god stand.

Transport av stålbjelker

Til Holsbrua på riksveg 221 i Vestre Gausdal ble det sist høst transportert 3 stk. dim. 85, 16 m lange. Vekt pr. bjelke 4,1 tonn. Transporten foregikk fra Fåberg st. om Forset bru til Hols bru, lengde 40 km. På strekningen Forset bru—Forset seter stiger vegen 400 m på 4,5 km, maks. stign. er 1 : 7,4, og det er her 27 kurver med radier mellom 8 m og 20 m, så man regnet med å få vanskeligheter under kjøringen gjennom de skarpeste kurver.



Til transporten ble leiet en Latil trekkvogn av fransk fabrikat med styring på såvel foraksel som bakaksel. Før man tok fatt på oppstigningen fra Forset bru ble tilhengeren anbrakt slik at praktisk talt hele bjelkens vekt ble hvilende på denne. Transporten foregikk uten vanskelighet gjennom de skarpeste kurver. Bjelkene ble fremkjørt på 3 dager og utgiftene til opplasting og transport andro seg til kr. 600,—. På fotografiet ser en trekkvognen med lass i et av slyngene.

Litteratur

Dansk Vejtidskrift nr. 3 — 1950.

Innhold: Tjære- og Asfaltsituationen. Af Amtsvejinspektør V. Hovmand Madsen. — Amternes Vejarbejder 1949 (fortsat fra Side 34). Vejarbejder i Aarhus Amt i 1949. Af Amtsvejinspektør C. A. Christoffersen. Vejarbejder i Sorø Amt i 1949. Af Amtsvejinspektør C. J. Ørum. Ved Vej og Sti (fortsat fra 1949, Side 74). Af Havearkitekt Johannes Tholle. — Kommunernes direkte Motorafgiftsandele bør forhøjes. — Nogle Bemærkninger til Civilingeniør Krarup. Af Direktør, Civilingeniør Mogens Holbøll. — Modebemærkninger af Civilingeniør Thure F. Krarup. — Fra Domstolene. — Litteratur. — Innhold af Tidsskrifter.

Svenska Vägförningens Tidskrift nr. 2, 1950.

Innhold: Järnvägs korsningarna. — Försök med snöplogar av Civilingenjör Gösta Kullberg. — På västeuropeiska vägar, I. av Civilingenjör B. Liljeqvist. — Gummiringar och trafik-säkerhet, I. av G. M. Sprowls. — Säkerheten vid korsningar i plan mellan järnväg och väg av Byrådirektör T. Hård. — Vägadministrationskostnader i Uppsala län av Vägdirektör G. Ekberg. — Vintervägdagar i Östersund. Referat av överinspektör K. Kinch. — Från riksdagen. — Boknytt. — Aktuellt. — Ur fackpressen.

Personalia

Ansettelse i vegvesenet.

I stillingen som overingeniør av kl. I ved vegavdelingen i Vegdirektoratet er ansatt tidligere overingeniør av kl. B i Buskerud fylke, Eystein *Sundby*.

Ang. ingeniør Sundbys tidligere tjeneste i vegvesenet henvises til personaliaspalten på side 84 i «Med.» nr. 6 for 1946.

Som ingeniør av kl. I ved vegadministrasjonen i Sogn og Fjordane fylke er ansatt ingeniør II Kristian *Solheim*.

Midlertidige oppsynsmenn Fridtjof *Andersen* og Linas *Hammerø* er fast ansatt som oppsynsmann II ved vegadministrasjonen i Østfold fylke.

I 2 flyttbare fullmektig-II-stillinger er ansatt: kontorist I ved vegadministrasjonen i Nord-Trøndelag fylke Oscar *Johnson* og kontorist I ved vegadministrasjonen i Telemark fylke Karl G. *Knutsen*.

Det er likeledes blitt ledig en flyttbar kontorist-I-stilling som er besatt med nåværende kontorist II ved vegadministrasjonen i Nordland fylke, Alice *Ramberg*.

Ved vegvesenet i Akershus fylke er Arne *Sesseng* ansatt som tekniker av kl. I.

Med Finansdepartementets samtykke skal av vegvesenets ingeniører fra 1. juli 1949 52 fordeles på lønnsklasse 13 og 43 på lønnsklasse 15. Fordelingen innen vegvesenet skulle foretas av fagadministrasjonen i samråd med vedk. organisasjon eller dennes tillitsmenn. Opprykk til klasse 13 skulle skje etter ansiennitet og til klasse 15 etter kvalifikasjoner og ansiennitet.

Overensstemmende med den innstilling som ble avgitt av fagadministrasjonen etter samråd med vedk. organisasjons tillitsmenn har Samferdselsdepartementet foretatt følgende ansettelse gjeldende fra 1. juli 1949.

Opprykk fra lønnsklasse 10 til 13.

Vegdirektoratet: Hauger, Einar.
Østfold fylke: Billehaug, Kjartan.
Akershus fylke: Indrelid, Per.
Hedmark fylke: Rudlang, Torbjørn, kst.
Opland fylke: Abrahamson, Egil; Dahle, Birger.
Buskerud fylke: Hauger, Gudbrand; Nesje, Svein.
Vestfold fylke: Hellem, Eilef; Heldahl, Halvard.
Telemark fylke: Willumsen, Trygve Øiestad, Jens;
Sundfur, Erling.
Aust-Agder fylke: Stav, Bjarne; Olsen, Thorstein.

Vest-Agder fylke: Irgens, Johannes; Glærum, Sigurd;
Aase, Hans.

Rogaland fylke: Stokkenes, Knut; Sømme, Gabriel.
Hordaland fylke: Kvåle, Olav; Kjølstad, Reidar; Tonning, Malvin; von Krogh, Georg.

Sogn og Fjordane fylke: Schiefloe, Torleiv Knudsen, Sverre;
Holme, Fridtjof.

Møre og Romsdal fylke: Hollum, Sverre; Vårdal, Sigmund;
Helde, Ole.

Sør-Trøndelag fylke: Tronstad, Arne; Egan, Kristian.
Nord-Trøndelag fylke: Pettersen, Hans H.; Sørboten, Olav.
Nordland fylke: Wik, Eyvind; Enger, Torleif; Boyum, Sigurd;
Bonesvold, Harald; Mentzoni, Rolf.

Troms fylke: Schirmer, Rolv.

Opprykk fra lønnsklasse 13 til 15.

Vegdirektoratet: Saxegaard, Paul; Rosendahl, Einar; Weydahl, Thorleif; Grove, Ivar.

Østfold fylke: Bang, Lauritz; Winge, Ivar.

Akershus fylke: Frøholm, Gabriel; Sæther, Halfdan.

Hedmark fylke: Bakke, Erling; Bjerke, Lars; Hovde, Olav.

Opland fylke: Rykke, Knut; Lomsdal, Christen.

Buskerud fylke: Widerøe, Øivind Arnesen, Johs.; Gimnes, Trygve.

Vestfold fylke: Dahl, Harald.

Telemark fylke: Theisen, Harald; Waage, Sigurd.

Aust-Agder fylke: Otterbech, Werner; Resen-Fellie, Th.;
Kringeboten, O.

Vest-Agder fylke: Omdal, Arne; Thorkildsen, Th.

Rogaland fylke: Jørgensen, Sverre; Gjerv, Ole.

Hordaland fylke: Glambek, Ingolf S.; Bjørge, Hans; Nilsen,
Rynning; Loven, Sigurd.

Sogn og Fjordane fylke: Sørum, Arthur, Skaare, Erling.

Møre og Romsdal fylke: Brand, Sverre; Benterud, Olav.

Sør-Trøndelag fylke: Hunstad, Per; Bull-Hanssen, Oscar.

Nord-Trøndelag fylke: Tverdahl, Ole.

Nordland fylke: Petersen, Gunnar; Bjørnslie, Karl T.;
Moy, Leif.

Troms fylke: Schneider, Odd S.; Mikkelsen, Peder.

Finnmark fylke: Arild, Arnulf.

Nummererte rundskriv 1950

Nr. 8 M. 1. februar 1950 til Statens bilsakkyndige ang. totalvekt Volvo.

Nr. 9 M. 1. februar 1950 til Statens bilsakkyndige ang. totalvekt MAN.

S. nr. 10 M. 6. februar 1950 til fylkesmennene ang. varsel-skilte og signaler for regulering av ferdselen på gater og veger.

S. nr. 11 M. 6. februar 1950 til fylkesmennene ang. varsel-skilte og signaler for regulering av ferdselen på gater og veger.

Nr. 12 M. 7. februar 1950 til politimestre og bilsakkyndige ang. forskrifter i h. t. motorvognloven.

Nr. 13 M. 14. februar 1950 til politimestre, samferdselskonsulenter og Statens bilsakkyndige ang. tildeling av drosjemateriell.

S. nr. 14 M. 16. februar 1950 til fylkesmenn, vegsjefer, samferdselskonsulenter, politimestre og de bilsakkyndige ang. Samferdselsdep.tets (tidl. Arbeidsdep.tets) forskrifter av 3. juni 1942 i henhold til motorvognloven.

Nr. 15 M. 16. februar 1950 til de bilsakkyndige ang. totalvekt Scania-Vabis.

Nr. 16 M. 3. mars 1950 til politimestre, vegsjefer og statens bilsakkyndige ang. nummerserier for registrering av motor-kjøretøyer.

Nr. 16. 10. mars 1950 til vegsjefer og bilsakkyndige ang. valg av pensjonslov.

Nr. 17. 21. mars 1950 til vegsjefer ang. skyssgodtgjørelser ved bruk av bil i tjenesten.

UTGITT AV TEKNISK UKEBLAD, OSLO

Abonnementspris: kr. 10,00 pr. år. — Annonsepris: 1/4 side kr. 120,—, 1/2 side kr. 65,—, 1/4 side kr. 35,—.

Ekspedisjon: Ingeniørenes Hus. Telefoner: 42 00 93, 42 34 65.