

MEDDELELSER FRA VEIDIREKTØREN

NR. 11

Overingeniør Kr. K. Bugge. — Myke hengebroer på norske landeveier. — Veier åpne for biltrafikk vinteren 1934—35. — To hedrede veiingeniører. — Hestekjøretøier med gummihjul. — Mindre meddelelser. — Personalia. — Litteratur.

November 1934

OVERINGENIØR KR. K. BUGGE

De norske veiingeniørers senior, fhv. overingeniør Kristian Konrad Bugge, døde den 10. november 1934. Han var født 17. april 1852 og blev således over 82 år gammel.

I ikke mindre enn 46 år, nemlig fra 1877 til 1923, arbeidet overingeniør Bugge i veivesenet og han hadde da han sistnevnte år tok avskjed, i 19 år vært chef for veivesenet i Buskerud fylke, hvor han også begynte sin virksomhet som veiingeniør. I sine yngre dager arbeidet han også nogen tid i Vestfold, Østfold og Opland fylker.

Da Bugge i 1877 kom inn i veivesenet var han utrustet med solide tekniske kunnskaper etter et fire-årig studium ved Polyteknikum i Zürich og hans arbeider og virke var alltid preget av denne gode grunnleggende teoretiske utdanning.

Som nevnt var det vesentlig Buskerud fylke som blev hans arbeidsområde, og her er det mange kilometer vei og mange større og mindre broer som er utført under hans ledelse.

Av de mange store veibroer som er bygget i Bugges

tid, kan bl. a. nevnes broene i Hallingdal som efter Bergensbanens anlegg blev nødvendige for å sette distriktene på den side av vassdraget hvor jernbanen ikke blev lagt, i forbindelse med denne. Da henge-

brokonstruksjoner atter kom i bruk i veivesenet, blev de to første større broer av denne type, nemlig Gulsvik og Gjeithus broer, utført under Bugges ledelse. Videre kan nevnes broene ved Mjøndalen, Hokksund og flere andre, som står som varige minnesmerker over overingeniør Bugges virksomhet.

Innen sitt distrikt nød overingeniør Bugge stor anseelse, hvilket bl. a. fikk sitt uttrykk ved at Buskerud fylkesting i 1920 enstemmig bevilget et betydelig tillegg til hans regu-

lativmessige lønn og ved sin avgang i 1923 fikk han et lignende tillegg av fylket til sin pensjon. Han blev samtidig tildelt Kongens fortjenstmedalje i gull.

Overing. Bugges noble og sympatiske personlighet gjorde alltid samarbeidet med ham lett og behagelig, og såvel medarbeidere som underordnede vil bevare et lyst og godt minne om ham.



MYKE HENGEBROER PÅ NORSKE LANDEVEIER

Av overingeniør Olaf Stang.

De første norske hengebroer var uavstivete kjedebroer med moderate spennvidder. Flere av disse er ennå i bruk.

Senere er bygget endel avstivete kabelbroer med større spennvidder: Gulsvik bro 97 m, Gjeithus bro 90 m, Atna bro 150 m og flere, disse er avstivet med jernfagverksbjelker og har trebrodekke.

I det siste er bygget en rekke hengebroer med meget lave avstivningsbjelker, de såkalte „myke” hengebroer med brodekke av jernbetong, støpt i ett over hele spennvidden. Bjelkenes nedbøining spiller her en avgjørende rolle for bjelkemomentene. I det følgende angis i korte trekk en beregningsmetode tilpasset for disse broer (i nær overensstemmelse med tidligere kjente metoder).

Forutsetninger:

1) Alle bjelkemomenter på grunn av bjelkenes opskruing under monteringen (kfr. senere) og kablens lengdeutvidelser under egenvektsbelastning, mobillast og temperatur, regnes særskilt og medtas ikke direkte i formler etc.

2) Avstivningsbjelkens nedbøining under belastningene påregnes ved reduksjonsmomenter ΔM beregnet etter bjelkedeformasjonene y samt etter den variasjon som oppstår i kabelkraften ved bjelkedeformasjonene (den variasjon som oppstår i kabelkraften ved kablens egenutvidelse holdes utenfor, kfr. nr. 1).

Bjelkemomentet settes altså $= M_0 \div \Delta M$ hvor M_0 betegner momenter uten hensyn til bjelkedeformasjonene (altså for „stiv” bjelke)

og $\Delta M = H_{(g+p)} \cdot y + \Delta H \cdot (\text{kabelordinaten})$.

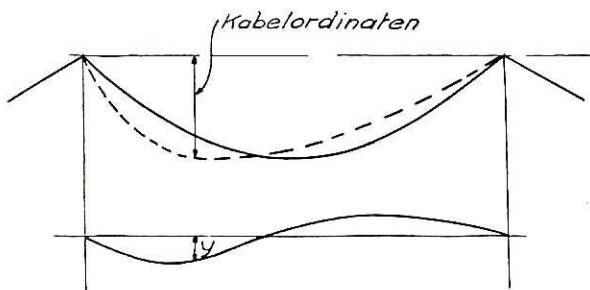


Fig. 1.

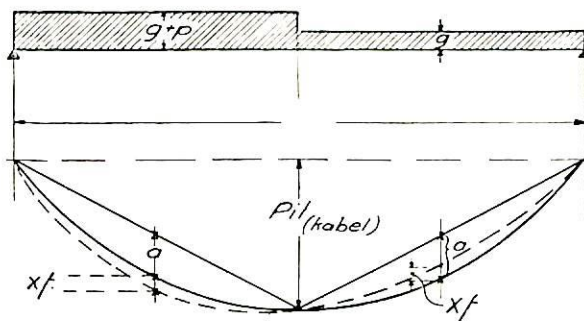
$H_{(g+p)}$ betegner horisontalkraften i kablen for egenvekten (g) og mobillasten (p) uten hensyn til bjelkedeformasjonene.

Kabelordinaten inneholder egentlig også y , men som regel kan y i denne forbindelse sløfes og man kan regne:

$\Delta M = H_{(g+p)} y + \text{et parabelformet tillegg.}$

I det følgende angis først en tilnærmelsesformel for M_p ved mobillast over halve spennvidden. Den

ovenfor antydde variasjon i kabelkraften $= \Delta H$ faller her bort.



$g = \text{egenvekt i kg pr m bærevegg}$
 $p = \text{mobillast i } \dots \dots \dots$
 $a = \frac{1}{4} \text{ av kabelpilen (i cm.)}$

Fig. 2.

Tilnærmelsesformel for M_p ved mobillast over halv spennvidde:

$$M_p = \frac{x \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8}$$

$$\text{hvor } x = \frac{p}{2} \cdot \frac{a}{a + \left(g + \frac{p}{2}\right) \cdot f}$$

$$\text{og hvor } f = \frac{5 \cdot (P_1) \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^3}{384 E \cdot I}$$

x betegner den del av belastningen som virker bøiene på avstivningsbjelken — og i denne tilnærmelsesformel for M_p er x regnet konstant (og nedadrettet) på belastet halvdel av broen og konstant (og opadrettet) på den annen halvdel av broen.

x innføres i kg pr. m bærevegg } M_p i kgm.
 l —, — i meter, og altså: }

I formel for x innføres a og f i innbyrdes samme målestokk, f. eks. i cm, f betegner nedbøiningen på midten av en bjelke med spennvidde $= \frac{l}{2}$ for en

b.lastning $= 1 \text{ kg/m}$ (over hele $\frac{l}{2}$). I formelen for f

betegner P_1 altså $1 \cdot \frac{l}{2}$ hvor $\frac{l}{2}$ må innføres i meter,

mens $\left(\frac{l}{2}\right)^3$, E og I innføres i cm (og kg).

$I = \text{treghetsmoment av bjelke + betongdekke.}$

Eksempel: Rånåsfoss bro.

Spennvidde 183 m og kabelpil = 18,3 m. Avstivet med 1 jernbjelke I DIPEX 40 pr. bærevegg, samt helstøpt jernbetongdekk i fast forbindelse med bjelkene. Det samlede treghetsmoment inkl. betong er regnet 62 400 cm⁴ (pr. bærevegg) og motstandsmomentet 3120 cm³ (brutto).

Egenvekten $g = 1130$ kg pr. m bærevegg.
 Mobillast $p = 540$ kg pr. m bærevegg.

$$x = 270 \cdot \frac{458}{458 + (1400) 6,8} = \underline{12,4 \text{ kg/m}}$$

$$j = \frac{5 \cdot 91,5 \cdot 9150^3}{384 \cdot 2\,150\,000 \cdot 62\,400} = \underline{6,8 \text{ cm}}$$

$$M_p = \underline{13 \text{ tm}} \text{ mot } M_0 = \underline{283 \text{ tm}} \text{ for stiv bjelke.}$$

Som man ser betyr mobillast 0,54 tonn/m over halve spennvidden litet.

Som anført under nr. 1) i forutsetningene, tilkommer bjelkemomenter av „opskruingen” og av kabelutvidelsen under egenvekt, mobillast og temperatur. Herav spiller omtrent kun opskruingen nogen rolle for de „myke” broer, og selv denne får liten betydning for M_p for halvt belastet bro. — Egentlig bevirker opskruingen etc. at kabelen må bære mer enn g og p , hvorav følger at x og dermed også M_p egentlig blir enno noe mindre enn etter foranstående beregning. — Vi er altså „noet på den sikre side” her.

Hvis mobillasten ikke går over halve spennvidden, blir beregningen noe vanskeligere, idet nu variasjonen i kabelkraften etter deformasjonene tilkommer, kfr. foran. Beregningen kan i alle tilfelle utføres etter den metode som nedenfor er angitt for enkeltlast — i almindelighet kan man dog nøie sig med å sette $M_{p(\text{maks.})} = 6\%$ større enn M_p for halvt belastet bro (dette gjelder dog egentlig kun ved „stiv” bjelke).

Herefter anføres en beregning av M_p for koncentrert belastning etter den foran angitte formel $M = M_0 \div (H_{(g+p)}) y + \text{et parabelformet tillegg}$, kfr. tabell I og II.

Tabell I gjelder utregning av momenter og deformasjoner for „stiv” bjelke. M_b betegner momentene uten hensyn til kablene, og Y_{ob} de tilsvarende bjelke deformasjoner (3: som for fritt opplagt bjelke med sp.v. l). M_k og Y_{ok} betegner momenter og deformasjoner forårsaket av den kabelkraft som vilde opstå i hengebro med „stiv” bjelke (altså for sum deformasjonsflate = 0); M_k og Y_{ok} kan naturligvis beregnes på samme måte som M_b og Y_{ob} , men kabelvirkningen blir for alle belastninger og snitt uforandret, bortsett fra målestokken, som finnes ved at $\sum Y_{ok} = \sum Y_{ob}$ o.s.v. Ved andre eksempler kan man derfor gå ut fra de her opførte rubrikker 9 og 10 og kun forøke dem i et sådant forhold at $\sum Y_{ok} = \sum Y_{ob}$. Som sluttresultat av denne første

del av beregningen fåes M_0 og Y_0 for hengebro med „stiv” bjelke.

Tabell II viser utregningen av $\Delta M = H_{(g+p)} y + \text{et parabelformet tillegg}$. Selve beregningsmetoden er den samme som i tabell I. — Det kunde synes som om metoden var noget ubestemt eller vilkårlig, men det er den dog ikke, og resultatet er helt bestemt og utvetydig riktig når man kommer til at:

1) ΔM i 1. rekke (som må bestemmes ved prøver) gir deformasjonsrekken ΔY som må ha sum = 0 (idet jo sum $Y_0 = 0$), og efter betingelsen $\sum (Y_0 \div \Delta Y)$ må være 0, og

2) 1. og 6. rekke kun adskiller sig fra hinannen ved en parabelformet differens — der er ikke mer enn en rekke verdier på ΔM som tillater oppfyllelsen av disse 2 betingelser, og man behøver ikke å gjøre sig regnskap over størrelsen av det parabelformete tillegg. — Dette må efter betingelsen være så stort at 6. og 7. rekke tilsammen gir en deformasjonsrekke Y med sum = 0. Nogen annen betingelse finnes ikke, og den blir oppfylt når 6. + 7. rekke punkt for punkt gir 1.

Bingsfoss bro.

Spennvidde = 130 m, kabelpil = 18 m, $H_g = 235$ tonn pr. bærevegg. Avstivningsbjelke I DIP 55 (pr. bærevegg) $I = 140\,342$ cm⁴ virker sammen med brodekket, hvorved påregnes $I = 161\,300$ cm⁴ belastet pr. bærevegg med 2 koncentrerte belastninger a 9 tonn i 6,5 m avstander (kfr. tabell I).



Fig. 3.

Denne tabell gjelder hengebro med „stiv” bjelke.

$$H_P = \frac{241,3}{18} = 13,4 \text{ tonn. Tallet } 241,3 \text{ er hentet fra rubrikk 9, snitt } 0,5.$$

$$H_{(g+p)} = 248,1 \text{ tonn.}$$

$$\text{Deformasjoner i cm} = \frac{65^2 \cdot 10\,000}{2150 \cdot 161\,300} Y_0 = 0,1218 \cdot$$

$Y_0 = y_0$. I tabellen er alle momenter først utregnet uten hensyn til målestokk ved direkte summering ovenfra o.s.v. Målestokken er så siden utregnet under ett.

Efter endel prøver innføres her deformasjonsberegning for de verdier av ΔM som efter prøvene antas gode nok. Tabell II.

Metoden lar sig omtrent like lett anvende for en vilkårlig sammenstilling av forskjellige belastninger utover spennet, den lar sig også lett tilpasse for bjelker med varierende stivhet (dette har dog ingen praktisk betydning for svakt avstivete broer).

Tabell I.

x 1	x	Belast- ning	Uten kabel				Kablens virkn.			Ialt	
			M _b	Q _M	M _M	Utlig- ning	Y _{ob}	M _K	Y _{ok}	M _o	Y _o
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	6,5		96	96	0	2 043	2 043	45,9	1 605	50,1	438
0,10	13,0		193	289	96	4 086	3 990	86,9	3 164	106,1	826
0,15	19,5	9 tonn	290	579	385	6 130	5 745	123,1	4 637	166,9	1108
0,20	26,0	9 tonn	328	907	964	8 173	7 209	154,5	5 986	173,5	1223
0,25	32,5		307	1214	1 871	10 216	8 345	181,0	7 181	126,0	1164
0,30	39,0		287	1501	3 085	12 259	9 174	202,7	8 194	84,3	980
0,35	45,5		266	1767	4 586	14 302	9 716	219,6	9 005	46,4	711
0,40	52,0		246	2013	6 353	16 346	9 993	231,7	9 597	14,3	396
0,45	58,5		225	2238	8 366	18 389	10 023	239,0	9 956	÷ 14,0	67
0,50	65,0		205	2243	10 604	20 432	9 828	241,3	10 077	÷ 36,3	÷ 249
0,55	71,5		184	2627	13 047	22 475	9 428	239,0	9 956	÷ 55,0	÷ 528
0,60	78,0		164	2791	15 674	24 518	8 844	231,7	9 597	÷ 67,7	÷ 753
0,65	84,5		143	2934	18 465	26 562	8 097	219,6	9 005	÷ 76,6	÷ 908
0,70	91,0		123	3057	21 399	28 605	7 206	202,7	8 194	÷ 79,7	÷ 988
0,75	97,5		102	3159	24 456	30 648	6 192	181,0	7 181	÷ 79,0	÷ 989
0,80	104,0		82	3241	27 615	32 691	5 076	154,5	5 986	÷ 72,5	÷ 910
0,85	110,5		61	3302	30 856	34 734	3 878	123,1	4 637	÷ 62,1	÷ 759
0,90	117,0		41	3343	34 158	36 778	2 620	86,9	3 164	÷ 45,9	÷ 544
0,95	123,5		20	3363	37 501	38 821	1 320	45,9	1 605	÷ 25,9	÷ 285
1,00	130,0		0		40 864	40 864	0	0	0	0	0
Sum = 128 727									128 727	Σ = + 6913 ÷ 6913	

Tabell II.

$\frac{x}{l}$	Δ M	Q _{Δ M}	M _{Δ M}	Utlig- ning	Δ Y	$0,303$ (Y _o ÷ Δ Y)	Para- belfor- mettill.	Δ M	Diff.	Δ M	y(cm)	M _P = (M _o ÷ Δ M)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	39,2	39,2	0	312,1	312	38,2	1,4	39,6	0,4	39,5	15,2	10,6
0,10	75,2	114,4	39,2	624,4	585	73,0	2,7	75,7	+ 0,5	75,5	29,3	30,6
0,15	101,8	216,2	153,6	936,4	783	98,5	3,8	102,3	+ 0,5	102,0	39,5	64,9
0,20	108,5	324,7	369,8	1248,5	879	104,2	4,7	108,9	+ 0,4	108,6	41,9	64,9
0,25	95,3	420,0	694,5	1560,6	866	90,3	5,6	95,9	+ 0,6	95,5	36,1	30,5
0,30	73,2	493,2	1114,5	1872,7	758	67,3	6,2	73,5	+ 0,3	73,3	26,9	11,0
0,35	47,0	540,2	1607,7	2184,8	577	40,6	6,7	47,3	+ 0,3	47,1	16,2	÷ 0,7
0,40	21,2	561,4	2147,9	2497,0	349	14,2	7,1	21,3	+ 0,1	21,2	5,7	÷ 6,9
0,45	÷ 2,5	558,9	2709,3	2809,1	100	÷ 10,0	7,3	÷ 2,7	÷ 0,2	÷ 2,6	÷ 4,0	÷ 11,4
0,50	÷ 23	535,9	3268,2	3121,2	÷ 147	÷ 30,9	7,4	÷ 23,5	÷ 0,5	÷ 23,2	÷ 12,3	÷ 13,1
0,55	÷ 40,4	495,5	3804,1	3433,3	÷ 371	÷ 47,6	7,3	÷ 40,3	+ 0,1	÷ 40,4	÷ 19,0	÷ 14,6
0,60	÷ 53,0	442,5	4299,6	3745,4	÷ 554	÷ 60,3	7,1	÷ 53,2	÷ 0,2	÷ 53,1	÷ 24,0	÷ 14,6
0,65	÷ 60,9	381,6	4742,1	4057,6	÷ 685	÷ 67,6	6,7	÷ 60,9	0	÷ 60,9	÷ 27,1	÷ 15,7
0,70	÷ 64,4	317,2	5123,7	4369,7	÷ 754	÷ 70,9	6,2	÷ 64,7	÷ 0,3	÷ 64,5	÷ 28,3	÷ 15,2
0,75	÷ 63,5	253,7	5440,9	4681,8	÷ 759	÷ 69,7	5,6	÷ 64,1	÷ 0,6	÷ 63,7	÷ 27,8	÷ 15,3
0,80	÷ 58,2	195,5	5694,6	4993,9	÷ 701	÷ 63,3	4,7	÷ 58,6	÷ 0,4	÷ 58,3	÷ 25,3	÷ 14,2
0,85	÷ 48,5	147,0	5890,1	5306,0	÷ 584	÷ 53,0	3,8	÷ 49,2	÷ 0,7	÷ 48,8	÷ 21,0	÷ 13,3
0,90	÷ 35,1	111,9	6037,1	5618,2	÷ 419	÷ 37,9	2,7	÷ 35,2	÷ 0,1	÷ 35,1	÷ 15,2	÷ 10,8
0,95	÷ 18,4	93,5	6149,0	5930,3	÷ 219	÷ 20,0	1,4	÷ 18,6	÷ 0,2	÷ 18,5	÷ 8,0	÷ 7,4
1,00	0		6242,5	6242,4	0	0	0	0	0	0	0	0

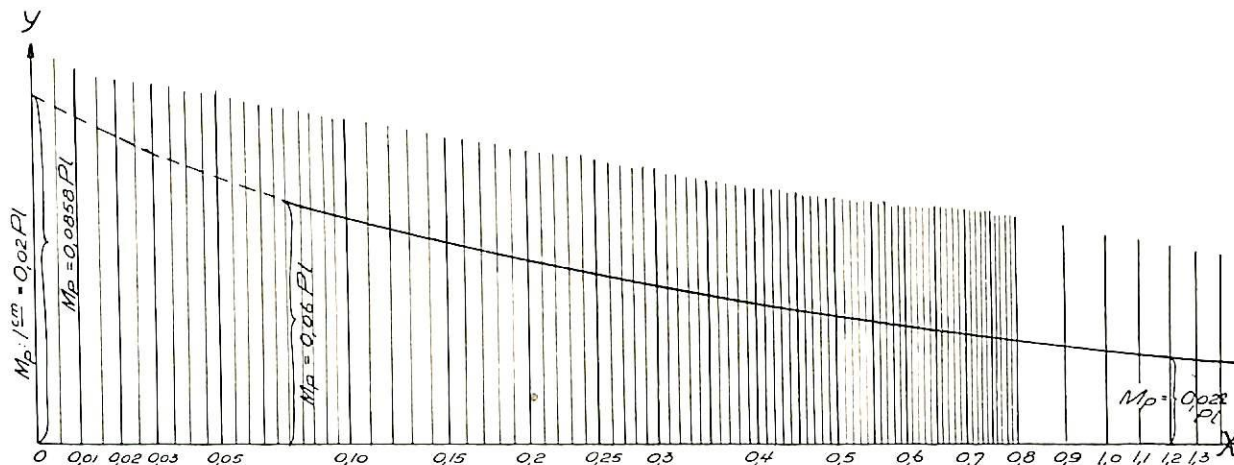
+ 526,3 } Skulde egentlig vært like, men forskjellen er
÷ 531,2 } betydningsløs.

$$\text{Deformasjoner i cm} = \frac{65^2 \cdot 10\ 000}{2150 \cdot 161\ 300} (Y_o \div \Delta Y).$$

$$H_{(g+P)} \cdot y = 0,001218 \cdot 248,4 (Y_o \div \Delta Y) = 0,303 (Y_o \div \Delta Y) \text{ i tm.}$$

$$M_{\text{maks.}} = \text{ca. } 64,9 \text{ tm.}$$

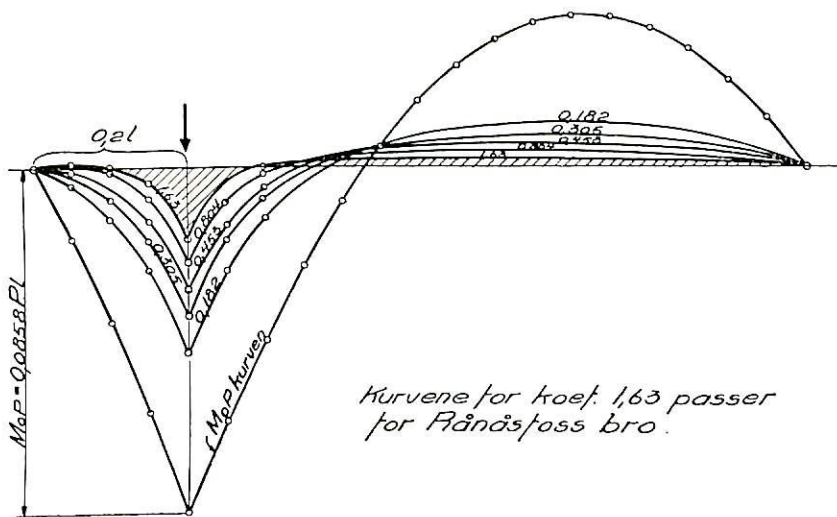
Kurve for M_p = maksimalmomentet av en koncentrert belastning P i en "myk" hengebro avstivningsbjelke.
 Dette maksimalmoment oppstår rett under belastningen for et snitt i omtrent $\frac{L}{8}$ avstand fra land.



Langs X-aksen er avsatt verdiene: $\frac{(\frac{L}{2})^2 \cdot 100 \cdot H(q \cdot P)}{2150 J}$ hvor $(\frac{L}{2})$ innføres i meter, $H(q \cdot P)$ i tonn og J i cm^4
 M_p er avsatt som ordinater i form og målestokk som fremgår av påskriften på 3 steder

Fig. 4.

M_p kurver for en del "myke" hengebroer opsatt i forhold til M_{0P} kurven (for stiv bjelke)



Kurvene for koef. 1,63 passer for Flånsfoss bro.

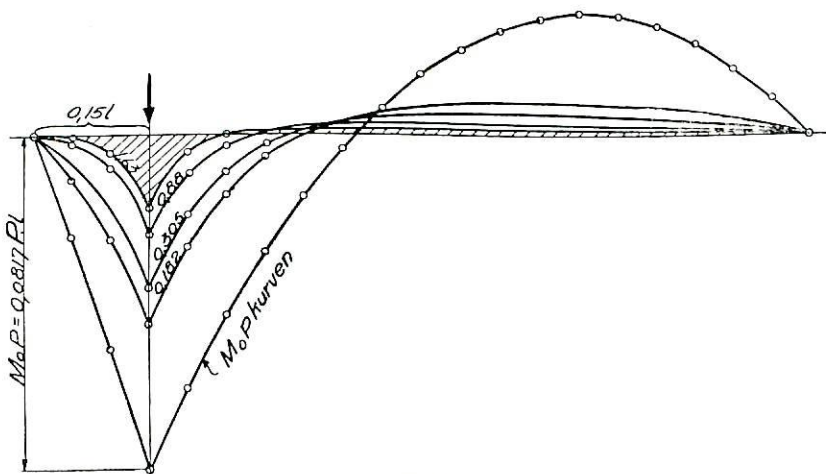


Fig. 5.

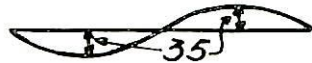
Metodens svake side er at ΔM rekken må settes skjønsmessig først og derefter beriktiges etterhvert ved flere gjennomregninger. — Dette krever lang tid før man får litt øvelse i å velge ΔM rimelig. Man vil dog snart få tilstrekkelig øvelse, og der er god hjelp i å benytte kurver fig. 4 og 5 for M_P maks. og de 2 serier momentkurver for broer med forskjellige stivhetsforhold (sådanne kurveserier bør naturligvis opsettes også for andre snitt av dem som vil bruke metoden meget). Har man for hånden Handb. d. Ing., 1925, 6. Band, så vil vel som regel den der angitte metode føre raskere til målet, men en kontroll av de derved funne verdier for M , som angitt i tabellen, vil være en betryggelse og gå meget greit (når ΔM er riktig). Se for øvrig side 175.

Ved prøvebelastninger har det vist sig at nedbøiningene blir noget mindre enn påregnet (ca. 80 %).

Uoverensstemmelsen kan ikke forklares ved at bjelkens samlede stivhet er større enn påregnet på grunn av for lavt regnet elastisitetkoeff. for jernbetongdekket.

Heller ikke betyr det stort at nedbøiningene på belastet side krever forholdsvis noget større „fordeling“ av kabelen enn oppbøiningen på ubelastet side gir „forkortelse“ av kabelen.

Eksempelvis fås for Bingsfoss bro ved halv belastning til bjelkepil = ± 35 cm



og tilsvarende kabelpil = 450 ± 35 cm på 65 m.

$$\Delta l = 2 \frac{4 \cdot 4,5^2}{3 \cdot 32,5} \div \left(\frac{4 \cdot 4,85^2}{3 \cdot 32,5} + \frac{4 \cdot 4,15^2}{3 \cdot 32,5} \right) = \div 1 \text{ cm}$$

på hele lengden mellom tårnlagrene

Denne *forkortelse* på 1 cm motsvarer en oppbøining av bjelken =



ca. 1,4 cm på 130 m og en påkjenning ca. 4 kg/cm² (= fradrag fra $\sigma_{\text{maks.}}$).

Der må altså være andre upåregnete faktorer tilstede som i almindelighet reduserer nedbøiningene (og dermed også påkjenningene, om enn i noget forskjellig grad).

Et par ting som har betydning til belysning av dette punkt, skal nevnes her.

Formlen $\Delta M = H_{(g+p)} y - \Delta H$ (kabelordinaten) er egentlig kun riktig for en taupolygon hvor polygonstrålenes krysningspunkter beveger sig langs faste rette linjer (vertikaler). Derimot gjelder den ikke en hengebro hvor hengestengenes befestigelsespunkter med kabelen ikke beveger sig loddrett op og ned, men mere eller mindre ut til siden.

Fastholdes betingelsen at kabelen ikke utvider sig, så må punkt (n) komme til (n') for en synkning Δy , men herved forandres igjen kabelstykkenes retning og dermed avbøiningskraften — hengestangskraften o.s.v.

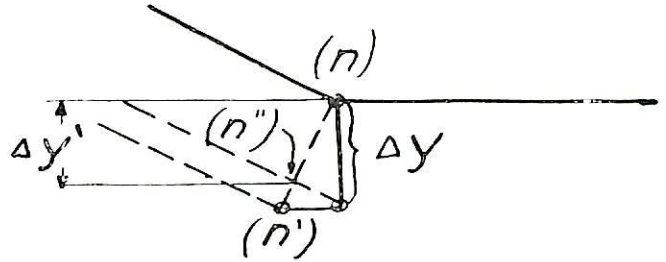


Fig. 6.

I virkeligheten gir en synkning til (n'') den *riktige* retning av kabelstykket (overensstemmende med vedkommende stråleretning i taupolygonen) $\Delta y' = \left(\frac{\lambda}{s}\right)^2 \cdot \Delta y$ hvor λ = feltlengden og s = tilsvarende lengde av kabelen. Forholdet vil uten videre fremgå av fig. 7 med 3 felter fra pilaren:

Kabelen vil altså med sterkt reduserte nedbøininger gi de påregnete variasjoner i hengestangskreftene og dermed besørge sin del av „fordelingen“ av den koncentrerte belastning. — Bjelken vil dog ikke ta mer enn tilsvarende de reduserte nedbøininger, og det hele system = kabel + bjelke tar

$$1 \text{ gange } P_{(\text{kabel})} + \left(\frac{y'}{y}\right) \text{ gange } P_{(\text{bjelke})} \text{ o. s. v.}$$

En beregning er utført etter dette. Den avskrives ikke her, men resultatet er inntatt i tabell IV side 173 i rekke 42.

En annen og bedre tilnærming oppnåes derved at bjelken foreløbig regnes for lavere treghetsmoment,

nemlig $I = \left(\frac{y'_{\text{maks.}}}{y_{\text{maks.}}}\right)$ gange det virkelige treghetsmoment I_0 . — Beregningen gjennomføres så etter den tidligere fremgangsmåte, hvorefter til slutt treghetsmomentet igjen økes til sin gamle verdi. Når der oppnåes overensstemmelse mellom forutsatt og beregnet ΔM o.s.v., så har man funnet det rette eller i alle fall en god tilnærming. — Resultatet av en sådan beregning er og såinntatt i tabell IV side 173, rekke 43.

En ennu noget bedre tilnærming oppnåes ved å innføre variert stivhet over hele bjelken etter formelen

$$I = \left(\frac{\Delta y'}{\Delta y}\right) I_0. \text{ En sådan beregning er inntatt i tabell$$

III og IV.

Som resultat anføres at nedbøiningene reduseres til ca. 92 % og $M_{P_{\text{maks.}}}$ til ca. 95 % av hvad der er anført i rekkene 11 og 12, tabell II.

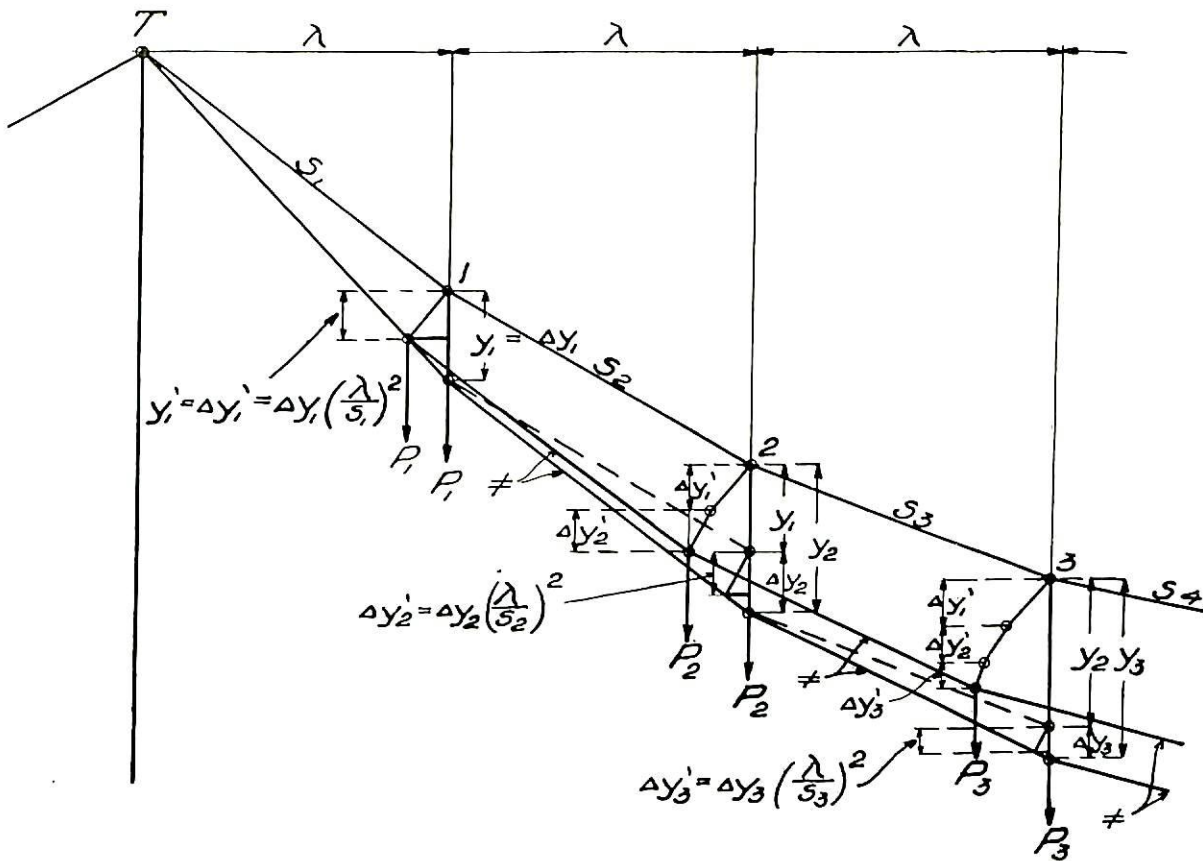


Fig. 7.

Rekke 41 skulde egentlig stemme med rekke 4 og ny beregning utføres til opnåelse herav, men overensstemmelsen er nokså bra der hvor momentene er størst, og da den hele forskjell efter de 3 anførte beregninger er liten (kfr. rekke 40—42 og 43), så kan resultatet ikke ventes synderlig forandret ved ny gjennomregning.

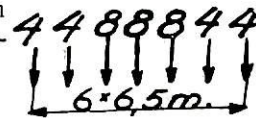
Ennu en ting har adskillig betydning til reduksjon av nedbøiningene (og bjelkemomentene), nemlig hengestengenes skråstilling under belastningene. Kablet beveger seg ikke så litet over lang, mere enn avstivningsbjelken kan følge efter. Resultatet blir en foranring av kablens horisontalkraft innen spennet. En beregning er utført for Bingsfoss bro under forutsetning av at bjelken beveger seg 3 cm over lang (ikke målt under prøvebelastningen).

Den relative bevegelse mellem kabel og bjelke blir da ca. 5 cm midt på spennet og største nedbøining, som efter rekke 11, tabell II er funnet = ca. 42 cm og som efter rekke 40, tabell IV erfunnet = 38,3, går nu ytterligere ned til ca. 35 cm.

Dette tall er fremdeles noget større enn hvad der blev målt under prøvebelastningen (full overensstemmelse kan av flere grunner ikke ventes).

Ved beregning av maksimalmomentet for en rekke belastninger, kan det være fordelaktig å beregne momentkurven for en koncentrert belastning så stor som summen av den belastningsrekke som antas

å få plass innen den positive momentflate og derpå benytte denne momentflate som influensflate. På denne måte kan ialt ventes at momentene finnes ca. 5 a 10 % for store. Som eksempel anføres Bingsfoss bro for belastningsrekken tilsammen = 40 tonn pr. bærevegg.



Se fig. 8, side 174.

Regnes denne momentkurve som influensflate, så fåes $M_{P_{maks.}} = \frac{4}{40} (11,9 + 40,1 + 2 (94,1 + 192 + 92,4) + 36,1 + 4,3) = 85 \text{ tm.}$

Tabell V gir et utdrag av den direkte beregning for foran anførte belastningsrekke.

Ialt kan man med deformasjonene y' (rekke 9) regne optatt $\frac{196}{278} + \frac{64,8}{73,1} \cdot \frac{82}{278} = 0,965$ av belastningen, og den hele belastning kan ventes å gi maksimal nedbøining = ca. $\frac{64,8}{0,965} = 67,2 \text{ cm}$ og $M_P = \text{ca. } \frac{67,2}{73,1} \cdot 82 = 75,4 \text{ tm}$ eller ca. 11 % mindre enn 85 tm.

En nøiaktigere tilnærmelse vilde man få ved å gjennomføre beregningen som i tabellene III og VI.

Kfr. side 168.

Tabell III.

Be- last- ning	M _b	($\frac{\lambda}{S}$) ²	($\frac{I}{I_0}$)	M _b ($\frac{I}{I_0}$)	Q	M	Utlig- ning	Y _{ob}	M _{k1}	($\frac{I}{I_0}$)	Q
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
	0	0,77	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	96,6	0,81	0,79	122	122	0	2 224	2 224	19	24	709
	193,3	0,85	0,83	232	354	122	4 448	4 326	36	43	685
9 t	290	0,88	0,87	333	687	476	6 673	6 197	51	59	642
9 t	328	0,91	0,90	366	1053	1 163	8 897	7 734	64	71	583
	307,5	0,94	0,92	335	1388	2 216	11 121	8 905	75	82	512
	287	0,96	0,95	302	1690	3 604	13 345	9 741	84	88	430
	266,5	0,98	0,97	275	1965	5 294	15 569	10 275	91	94	342
	246	0,99	0,98	251	2216	7 259	17 794	10 535	96	98	248
	225,5	1,00	0,99	228	2444	9 475	20 018	10 543	99	100	150
	205	1,00	1,00	205	2640	11 919	22 242	10 323	100	100	50/50
	184,5	0,99	0,99	186	2835	14 568	24 466	9 898	99	100	
	164	0,98	0,98	167	3002	17 403	26 691	9 288	96	98	
	143,5	0,96	0,97	148	3150	20 405	28 915	8 510	91	94	
	123	0,94	0,95	129	3279	23 555	31 139	7 584	84	88	
	102,5	0,91	0,92	111	3390	26 834	33 364	6 530	75	82	
	82	0,88	0,90	91	3481	30 224	35 588	5 364	64	71	
	61,5	0,85	0,87	71	3552	33 705	37 812	4 107	51	59	
	41	0,81	0,83	49	3601	37 257	40 036	2 779	36	43	
	20,5	0,77	0,79	26	3627	40 858	42 260	1 402	19	24	709
	0					44 485	44 485	0			
								136 255			

$H_P = \frac{243,48}{18} = 13,5$ og $H_{(g+P)} = 248,5$

Tabell IV.

ΔY	0,303 (Y ₀ + ΔY)	Para- bel	ΔM	ΔM	$\frac{\Delta M}{2,485}$	y	M _P	Δy	
(24)	(25)	(26)	(27)	(28)	(29)	(30)	(31)	(32)	(33)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	16,0
365,4	40,2	0,8	41,0	40,9	16,5	0,5	16,0	9,8	14,5
679,1	76,6	1,4	78,0	78,0	31,4	0,9	30,5	28,8	10,7
898,7	103,2	2,0	105,2	105,4	42,4	1,2	41,2	61,5	2,2
997,2	109,0	2,6	111,6	111,6	44,9	1,5	43,4	61,9	÷ 6,2
971,6	94,0	3,0	97,0	96,8	39,0	1,8	37,2	29,7	÷ 9,7
840,5	69,8	3,4	73,2	73,4	29,5	2,0	27,5	10,9	÷ 11,0
632,2	42,3	3,6	45,9	46,5	18,7	2,2	16,5	0,4	÷ 10,8
375,0	15,9	3,8	19,7	20,0	8,0	2,3	5,7	÷ 5,2	÷ 9,9
98,7	÷ 8,4	4,0	÷ 4,4	÷ 4,5	÷ 1,8	2,4	÷ 4,2	÷ 9,0	÷ 8,5
÷ 173,8	÷ 29,4	4,0	÷ 25,4	÷ 25,6	÷ 10,3	2,4	÷ 12,7	÷ 10,7	÷ 6,9
÷ 420,7	÷ 46,4	4,0	÷ 42,4	÷ 42,7	÷ 17,2	2,4	÷ 19,6	÷ 11,8	÷ 5,0
÷ 624,3	÷ 59,0	3,8	÷ 55,2	÷ 55,3	÷ 22,3	2,3	÷ 24,6	÷ 12,4	÷ 3,1
÷ 771,6	÷ 67,1	3,6	÷ 63,5	÷ 63,4	÷ 25,5	2,2	÷ 27,7	÷ 12,7	÷ 1,3
÷ 853,5	÷ 70,4	3,4	÷ 67,0	÷ 67,1	÷ 27,0	2,0	÷ 29,0	÷ 12,6	0,6
÷ 864,9	÷ 69,1	3,0	÷ 66,1	÷ 66,3	÷ 26,6	1,8	÷ 28,4	÷ 12,2	2,5
÷ 803,8	÷ 63,4	2,6	÷ 60,8	÷ 60,7	÷ 24,4	1,5	÷ 25,9	÷ 11,8	4,2
÷ 675,4	÷ 52,9	2,0	÷ 50,9	÷ 50,9	÷ 20,5	1,2	÷ 21,7	÷ 10,7	5,9
÷ 488,5	÷ 38,3	1,4	÷ 36,9	÷ 37,0	÷ 14,9	0,9	÷ 15,8	÷ 8,9	7,2
÷ 256,9	÷ 20,3	0,8	÷ 19,5	÷ 20,0	÷ 8,1	0,5	÷ 8,6	÷ 5,4	8,6
+ 5859,0	+ 551,0				+ 230,4	32,0			
÷ 5933,4	÷ 524,7				÷ 198,6				

1) Rekke 37 er en dreining om I. tårnlager og medfører ingen forandring av kabelstykkenes relative vinkler. uten nevneverdig betydning. Ved nøjaktigere regning måtte også tas hensyn til at Σy ikke blir helt = 0. Som anført

Disse verdier av M_o og Y_o gjelder kun beregning av ΔM mens

$M_P - M_o \div \Delta M$ utregnes etter oprindelig M_o for ($\frac{I}{I_0}$) overalt = 1.

Tabell III.

M	Y _{ok}	M _{kabel}	For ($\frac{I}{I_0}$) M _o	Variert Y _o	For ($\frac{I}{I_0}$) = 1 M _o	ΔM	($\frac{I}{I_0}$)	Q	M	Utlig- ning
(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
709	1 726	46,3	50,3	498	50,7	40,9	51,8	51,8	0	365,4
1394	3 394	87,6	105,7	932	106,8	78,0	94,0	145,8	51,8	730,9
2036	4 957	124,2	165,8	1240	166,9	105,5	121,2	267,0	197,6	1096,3
2619	6 377	155,8	172,2	1357	173,5	111,6	124,0	391,0	464,6	1461,8
3131	7 623	182,6	124,9	1282	126,5	96,8	105,5	496,5	855,6	1827,2
3561	8 670	204,5	82,5	1071	84,3	73,5	77,3	573,8	1352,1	2192,6
3903	9 503	221,6	44,9	772	46,9	46,8	48,2	622,0	1925,9	2558,1
4151	10 107	233,7	12,3	428	14,3	20,0	20,4	642,4	2547,9	2923,5
4301	10 472	241,0	÷ 15,5	71	÷ 13,5	÷ 4,5	÷ 4,5	637,9	3190,3	3289,0
4351	10 594	243,48	÷ 38,5	÷ 271	÷ 36,3	÷ 25,6	÷ 25,6	612,3	3828,2	3654,4
	10 472	241,0	÷ 56,5	÷ 574	÷ 54,5	÷ 42,8	÷ 43,2	569,1	4440,5	4019,8
	10 107	233,7	÷ 69,7	÷ 819	÷ 67,7	÷ 55,3	÷ 56,4	512,7	5009,6	4385,3
	9 503	221,6	÷ 78,1	÷ 993	÷ 76,1	÷ 63,4	÷ 65,3	447,4	5522,3	4750,7
	8 670	204,5	÷ 81,5	÷ 1086	÷ 79,7	÷ 67,1	÷ 70,6	376,8	5969,7	5116,2
	7 623	182,6	÷ 80,1	÷ 1093	÷ 78,5	÷ 66,4	÷ 72,4	304,4	6346,5	5481,6
	6 377	155,8	÷ 73,8	÷ 1013	÷ 72,5	÷ 60,7	÷ 67,4	237,0	6650,9	5847,1
	4 957	124,2	÷ 62,9	÷ 850	÷ 61,6	÷ 50,9	÷ 58,5	178,5	6887,9	6212,5
	3 394	87,6	÷ 46,6	÷ 615	÷ 45,9	÷ 37,0	÷ 44,6	133,9	7066,4	6577,9
	1 726	46,3	÷ 25,8	÷ 324	÷ 25,4	÷ 20,0	÷ 25,3	108,6	7200,3	6943,4
						0			7308,9	
55 961	136 255					+ 573,1				
						÷ 493,7				

Tabell IV.

($\frac{\lambda}{S}$) ²	$\Delta y'$	$\Sigma \Delta y'$	Utlig- ning	Diff.	Para- bel	y'	$\frac{y'}{y}$	y'	y'
(34)	(35)	(36)	(37 ¹⁾	(38)	(39 ²⁾	(40)	(41)	(42)	(43)
0,77	12,3	0	0	0	0	0	0	0	0
0,81	11,7	12,3	0,6	12,9	0,4	13,3	0,83	13,3	14,5
0,85	9,1	24,0	1,1	25,1	0,7	25,8	0,85	25,9	25,1
0,88	1,9	33,1	1,7	34,8	0,9	35,7	0,87	35,9	35,8
0,91	÷ 5,6	35,0	2,2	37,2	1,1	38,3	0,88	38,6	38,4
0,94	÷ 9,1	29,4	2,8	32,2	1,3	33,5	0,90	33,9	33,7
0,96	÷ 10,6	20,3	3,4	23,7	1,5	25,2	0,92	25,6	25,1
0,98	÷ 10,6	9,7	3,9	13,6	1,6	15,2	0,92	15,6	15,2
0,99	÷ 9,8	÷ 0,9	4,5	3,6	1,7	5,3	0,93	5,5	5,6
1,00	÷ 8,5	÷ 10,7	5,0	÷ 5,7	1,8	÷ 3,9	0,93	÷ 3,4	÷ 3,9
1,00	÷ 6,9	÷ 19,2	5,6	÷ 13,6	1,8	÷ 11,8	0,93	÷ 11,8	÷ 13,4
0,99	÷ 4,9	÷ 26,1	6,2	÷ 19,9	1,8	÷ 18,1	0,92	÷ 18,2	÷ 17,9
0,98	÷ 3,0	÷ 31,0	6,7	÷ 24,3	1,7	÷ 22,6	0,92	÷ 22,8	÷ 22,7
0,96	÷ 1,2	÷ 34,0	7,3	÷ 26,7	1,6	÷ 25,1	0,91	÷ 25,5	÷ 25,2
0,94	0,6	÷ 35,2	7,8	÷ 27,4	1,5	÷ 25,9	0,89	÷ 26,2	÷ 26,1
0,91	2,3	÷ 34,6	8,4	÷ 26,2	1,3	÷ 24,9	0,88	÷ 25,5	÷ 25,1
0,88	3,7	÷ 32,3	9,0	÷ 23,3	1,1	÷ 22,2	0,86	÷ 22,7	÷ 22,5
0,85	5,0	÷ 28,6	9,5	÷ 19,1	0,9	÷ 18,2	0,84	÷ 18,5	÷ 18,1
0,81	5,8	÷ 23,6	10,1	÷ 13,5	0,7	÷ 12,8	0,81	÷ 13,0	÷ 13,1
0,77	6,6	÷ 17,8	10,6	÷ 7,2	0,4	÷ 6,8	0,79	÷ 6,8	÷ 6,5
		÷ 11,2	11,2	0					
				+ 183,1					
				÷ 206,9					

2) Rekke 39 er en senkning av kabelen til oppnåelse av $\Sigma y = 0$, den medfører egentlig en forandring av vinklene, men side 170 kommer bielken noget høiere på midten (ca. 1 cm) uten kabelutvidelsen, med denne gir noget større senkning

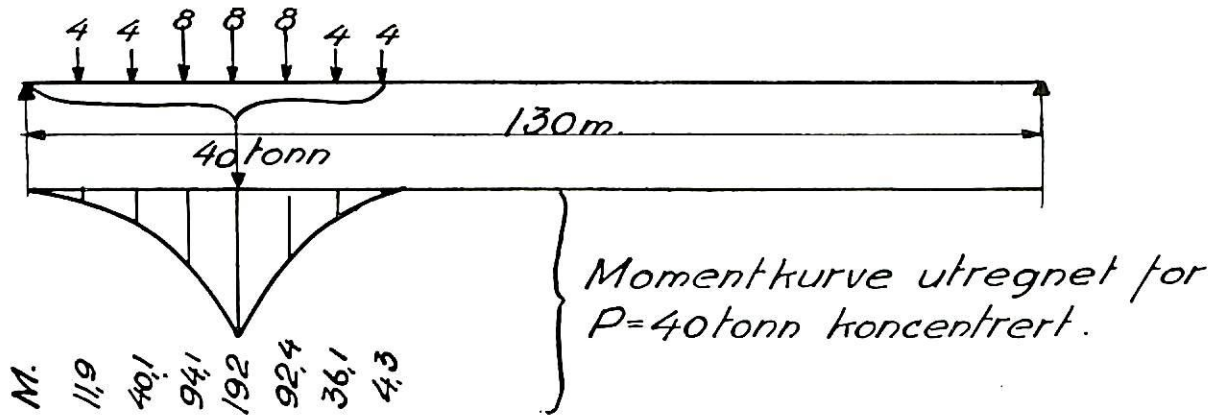


Fig. 8.

Tabell V.

$\frac{x}{l}$	Belastning	M uten kabel	I alt		ΔM	M_P	y	y'
			M_0	Y_0				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	4 tonn	208	97,5	813	70,2	27,5	25,9	20,4
0,10	4 „	390	180,7	1 529	132,3	48,4	48,6	41,2
0,15	8 „	546	249,5	2 064	176,6	72,9	65,3	56,7
0,20	8 „	650	277,9	2 350	196	81,9	73,1	64,8
0,25	8 „	702	265,9	2 358	192	73,9	70,8	64,0
0,30	4 „	702	213,6	2 100	163	50,6	59,3	54,4
0,35	4 „	676	146,9	1 628	120	26,9	41,4	38,5
0,40	0	624	65,8	1 010	65	0,8	20,6	19,2
0,45		572	÷ 3,6	325	14	÷ 17,6	÷ 0,5	÷ 0,6
0,50		520	÷ 61,4	÷ 355	÷ 39	÷ 22,4	÷ 18,9	÷ 17,6
0,55		468	÷ 107,6	÷ 975	÷ 76	÷ 31,6	÷ 34,2	÷ 32,0
0,60		416	÷ 142,2	÷ 1 486	÷ 111	÷ 31,2	÷ 45,4	÷ 42,0
0,65		364	÷ 165,1	÷ 1 856	÷ 132	÷ 33,1	÷ 52,9	÷ 48,4
0,70		312	÷ 176,4	÷ 2 060	÷ 144	÷ 32,4	÷ 56,1	÷ 50,6
0,75		260	÷ 176,1	÷ 2 088	÷ 145	÷ 31,1	÷ 55,5	÷ 49,2
0,80		208	÷ 164,1	÷ 1 940	÷ 132	÷ 32,1	÷ 51,2	÷ 44,4
0,85		156	÷ 140,5	÷ 1 628	÷ 111	÷ 29,5	÷ 42,5	÷ 36,1
0,90		104	÷ 105,3	÷ 1 175	÷ 81	÷ 24,3	÷ 31,3	÷ 25,9
0,95		52	÷ 58,5	÷ 617	÷ 42	÷ 16,5	÷ 16,8	÷ 13,6
1,00		0	0	0	0	0	0	0
				+ 14 177			+ 405	+ 359,2
				÷ 14 180			÷ 405,3	÷ 360,4

Til foreløbig orientering kan influensflaten for $+M_P$ oppsettes etter tabell VI og fig. 9 (kfr. fig. 4 samt ovenstående):

Optegnet eksempel:
 $l = 100\text{ m}$, $P = 10\text{ tonn}$, $H_{(g+P)} = 215\text{ tonn}$, $I = 110\,000\text{ cm}^4$ (innføres foreløbig med $100\,000$, kfr. side 170.)

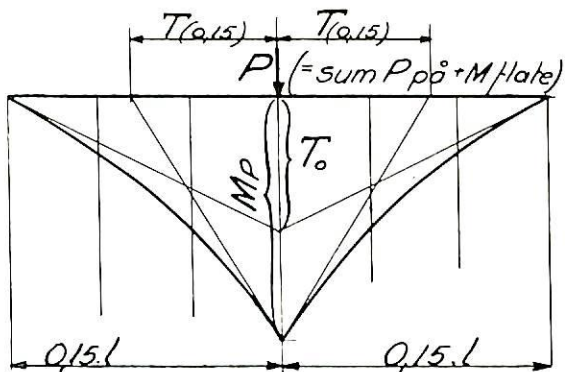
Den foreløbige reduksjon av treghetsmomentet I utføres etter formelen: $I_1 = \frac{I}{1 + 7 \left(\frac{f}{l}\right)^3}$ hvor f beteg-

ner kabelpilen i m. I betegner avstivningsbjelkens treghetsmoment medregnet brodeksvirkningen.

$$\frac{\left(\frac{l}{2}\right)^4 \cdot 100 H_{(g+P)}}{2150 \cdot I_1} = 0,25$$

$M_P = 42,0\text{ tm}$ } = for $\Sigma P = 10\text{ tonn}$ samlet i ett punkt.
 $T_0 = 22,5\text{ tm}$ }
 $T_{(0,15)} = 8,4\text{ m}$.

Som anført side 170 krever bestemmelsen av ΔM ved prøvning lang tid.



Tilnærmet influensflate for +Mp til foreløbig orientering.

Fig. 9.

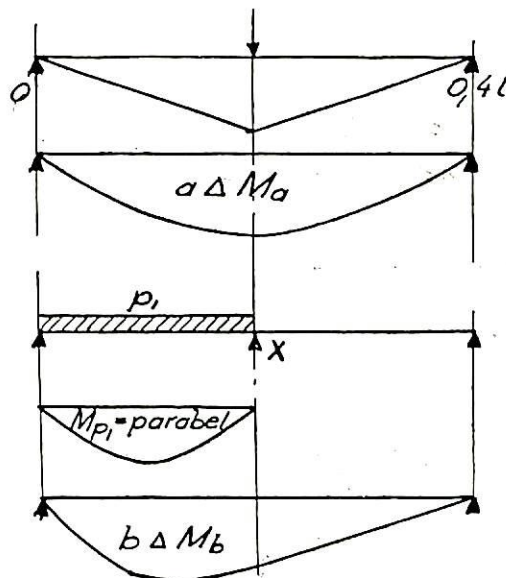


Fig. 10.

Tabell VI.

$\frac{(l}{2})^2 \cdot 100 H_{(g+P)}}{2150 \cdot I_1}$	$M_P : (P \cdot l)$	$(T_0 : P \cdot l)$	$T_{(0,15)} : l$
0,10	0,0560	0,0420	0,112
0,15	0,0500	0,0333	0,100
0,20	0,0454	0,0272	0,091
0,25	0,0420	0,0225	0,084
0,30	0,0393	0,0190	0,079
0,35	0,0370	0,0162	0,074
0,40	0,0350	0,0139	0,070
0,45	0,0333	0,0122	0,067
0,50	0,0319	0,0105	0,064
0,60	0,0295	0,0078	0,059
0,70	0,0274	0,0060	0,055
0,80	0,0257	0,0042	0,051
0,90	0,0244	0,0032	0,049
1,00	0,0232	0,0025	0,046
1,10	0,0220	0,0015	0,044
1,20	0,0210	0,0005	0,042
1,30	0,0202	0,0000	0,040
1,40	0,0195	÷ 0,0004	0,039
1,50	0,0190	÷ 0,0008	0,038

Under belastningene p_1 (og p_2) regnes medtatt ikke alene ytre belastninger, men også alle hengestangskrefter på partiet 0—0,4 l. $c \Delta M_c$ regnes på samme måte som $b \Delta M_b$ (for last p_2). $d \Delta M_d$ og $e \Delta M_e$ regnes parabelformete. En liten avvikelse fra den riktigste form betyr her lite for det søkte maksimalmoment i punkt 0,2 l.

Av de 5 flater $a \Delta M_a$ til $e \Delta M_e$ dannes nu 5 deformasjonsflater $a \Delta Y_a$ til $e \Delta Y_e$, idet disse regnes over hele spennvidden.

Ser man bort fra de „parabelformete tillegg” (side 166 og 167), som har liten betydning for maksimalmomentet, så kan man i 5 punkter opsette følgende ligning:

$$\Delta M = a \Delta M_a + b \Delta M_b + c \Delta M_c + d \Delta M_d +$$

$$e \Delta M_e = \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2 \cdot 100 \cdot H_{(g+P)}}{2150 \cdot I}$$

$$(Y_0 \div a \Delta Y_a \div b \Delta Y_b \div c \Delta Y_c + d \Delta Y_d \div e \Delta Y_e)$$

eller når der tillike tas hensyn til at kablene ikke går loddrett ned, men litt til siden (se side 170), så kan istedenfor

$$\frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2 \cdot 100 \cdot H_{(g+P)}}{2150 \cdot I} \text{ settes } \left(\frac{s}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2 \cdot 100 \cdot H_{(g+P)}}{2150 \cdot I}$$

I må nu innføres med det virkelige beregnede moment — ikke I_1 som omtalt side 174. De 5 punkter kan velges vilkårlig, men tas best i $\frac{x}{l} = 0,1 - 0,2 - 0,3 - 0,5$ og $0,7$, hvert svarende til de mest karakteristiske punkter for ΔM flatene og med innbyrdes liten avstand nær maksimalmomentet.

ΔM kan dog nøie nok beregnes på følgende måte: Den positive ΔM flate, som det er mest om å gjøre å få nøyaktig, deles i 3 deler. $a \Delta M_a$ regnes som deformasjonsflate for P på fritt oplagt bjelke med spennvidde = 0,4 l, målestokken er vilkårlig. $b \Delta M_b$ regnes som deformasjonsflate på spennvidde = 0,4 l for p_1 på 0,2 l (den forutsatte oplagerkraft $x = p_1 \cdot 0,1$ l sløfes under utregningen av ΔM_b , da den kan regnes medtatt under P). (Se fig. 10 og 11).

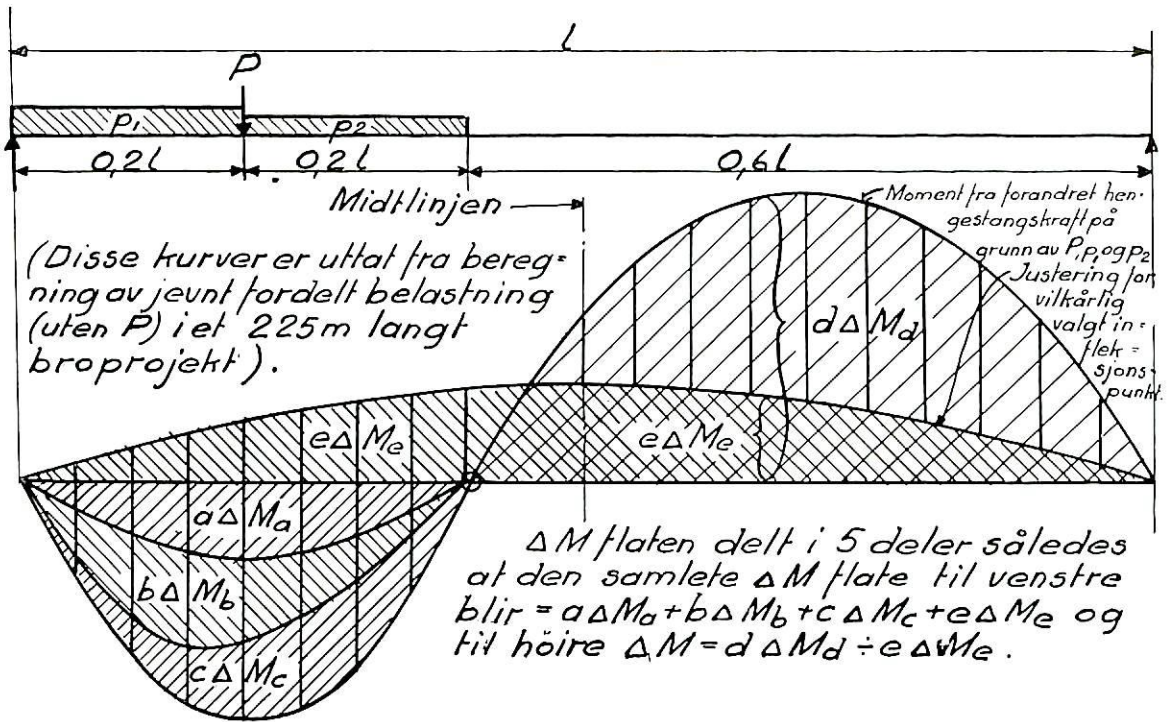


Fig. 11.

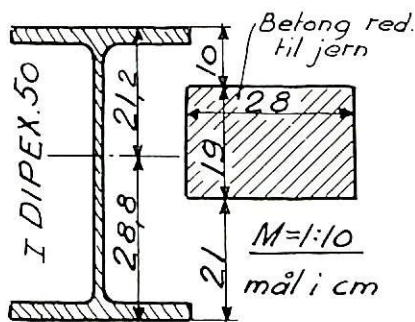
De 5 ΔM flater med tilhørende ΔY flater utregnes på vanlig måte og anføres i følgende tabell, hvorefter også de 5 ligninger er anført. Disse kan

som regel brukes direkte for alle spennvidder og belastninger, idet bare deformasjonene Y_0 samt faktoren K særskilt må beregnes.

Tabell VII.

$\frac{x}{l}$	ΔM_a	ΔY_a	ΔM_b	ΔY_b	ΔM_c	ΔY_c	ΔM_d	ΔY_d	ΔM_e	ΔY_e	Pillforhold kabier			
											1:8 $(\frac{S}{\lambda})^2$	1:9 $(\frac{S}{\lambda})^2$	1:10 $(\frac{S}{\lambda})^2$	
0	0		0		0				0					
0,05	8	86,4	8	53,4	3	50,3		86	19	665	1,225			
0,10	15	164,8	13	99,4	6	97,6		172	36	1311	1,18	1,14	1,12	
	20	228,2	14	132,1	9	138,9		257	51	1921	1,14			
0,20	22	271,6	12	150,8	12	171,2		343	64	2480	1,105	1,08	1,07	
	20	293,0	9	157,5	14	191,5		429	75	2975	1,075			
0,30	15	294,4	6	155,2	13	197,8		515	84	3395	1,050	1,04	1,03	
	8	280,8	3	146,9	8	191,1		601	91	1731	1,030			
0,40	0	259,2	0	135,6	0	176,4	0	686	96	3976	1,015			
		237,6		124,3		161,7	11	772	99	4125	1,005			
0,50		216		113		147	20	847	100	4175	1,000	1,00	1,00	
		194,4		101,7		132,3	27	902	99	4125	1,005			
0,60		172,8		90,4		117,6	32	930	96	3976	1,015			
		151,2		79,1		102,9	35	925	91	3731	1,030			
0,70		129,6		67,8		88,2	36	886	84	3395	1,050	1,04	1,03	
		108		56,5		73,5	35	811	75	2975	1,075			
0,80		86,4		45,2		58,8	32	701	64	2480	1,105			
		64,8		33,9		44,1	27	559	51	1921	1,14			
0,90		43,2		22,6		29,4	20	389	36	1311	1,18			
		21,6		11,3		14,7	11	200	19	665	1,225			
1,0		0					0		0					

Framnes bro. Tårnvidde = 150m



avstivet med en bjelke
I DIPEX 50 på hver side.

$$H(g+p) = 244 \text{ tonn}$$

$$\text{For } n = \frac{E_{\text{jern}}}{E_{\text{betong}}} = 8 \text{ fåes}$$

tyngdepunktsavstanden } = 28,8 cm
og $J = 129200 \text{ cm}^4$

$$W = \begin{cases} 6100 \\ 4490 \end{cases}$$

Efter side 20 blir $J_1 = \frac{129200}{1 + 7 \left(\frac{18,5}{150}\right)^2} = 116200$ og

$$\left(\frac{l}{2}\right)^2 \cdot \frac{100 \cdot H(g+p)}{2150 \cdot J_1} = 0,55 \text{ samt } M(p=1) = 0,0307 \cdot 150 = 4,6 \text{ mtonn}$$

$$T_0 = 1,37 \text{ mtonn og } T_{0,15} = 9,2 \text{ m (regnet for } \frac{x}{l} = 0,15)$$

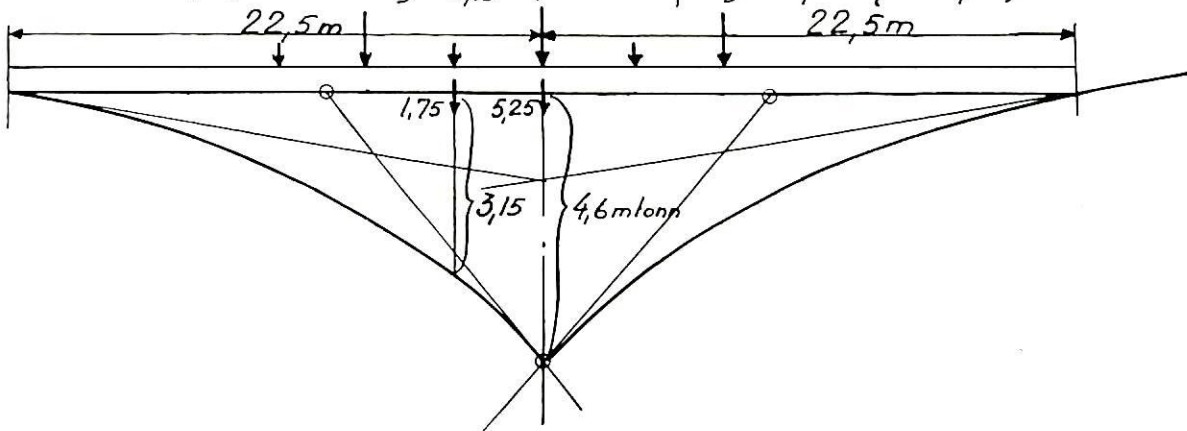


Fig. 12.

$$\left(\frac{l}{2}\right)^2 \cdot \frac{100 \cdot H(g+p)}{2160 \cdot I} = K \text{ (sammenlign$$

fig. 4). Her betegner I det samlede treghetsmomentet for bjelke + brodekke redusert til jern.

De 5 ligninger blir for broer med pilforhold 1 : 8 for kabelen og med verdiene Y_0 utregnet etter belastningen for „stiv“ hengebro for de 5 punkter $\left(\frac{x}{l}\right) = 0,1 - 0,2 - 0,3 - 0,5$ og $0,7$:

For $0,1 l$, $\Delta M = 15 a + 13 b + 6 c + 36 e = 1,18 K$
($Y_0 \div 164,8 a \div 99,4 b \div 97,6 c \div 172 d \div 1311 e$).

For $0,2 l$, $\Delta M = 22 a + 12 b + 12 c + 64 e = 1,105 K$
($Y_0 \div 271,6 a \div 150,8 b \div 171,2 c \div 343 d \div 2480 e$).

For $0,3 l$, $\Delta M = 15 a + 6 b + 13 c + 84 e = 1,05 K$
($Y_0 \div 294,4 a \div 155,2 b \div 197,8 c \div 515 d \div 3395 e$).

For $0,5 l$, $\Delta M = 20 d \div 100 e = K$ ($Y_0 + 216 a + 113 b + 147 c \div 847 d + 4175 e$).

For $0,7 l$, $\Delta M = 36 d \div 84 e = 1,05 K$ ($Y_0 + 129,6 a + 67,8 b + 88,2 c \div 886 d + 3395 e$).

Eksempelvis fåes for $P = 8$ tonn i $x = 0,2 l$, se tabell VIII:

$$\Delta M_{0,1} = 15 a + 13 b + 6 c + 36 e = 0,5841 (422 \div 164,8 a \text{ o.s.v. som ovenfor}).$$

$$\Delta M_{0,2} = 22 a + 12 b + 12 c + 64 e = 0,547 (658 \div \text{o.s.v. som ovenfor}).$$

$$\Delta M_{0,3} = \text{o.s.v. som ovenfor} = 0,52 (551 \div \text{o.s.v. som ovenfor}).$$

$$\Delta M_{0,5} = \text{o.s.v. som ovenfor} = 0,495 (121 + \text{o.s.v. som ovenfor}).$$

$$\Delta M_{0,7} = \text{o.s.v. som ovenfor} = 0,52 (543 + \text{o.s.v. som ovenfor}).$$

Dette gir $a = 4,5$, $b = \div 1,4234$, $c = \div 1,9661$, $d = 1,4284$ og $e = 0,14266$. Etter disse verdier og etter ovenstående rekker for ΔM_a til ΔM_e er rekkene $a \Delta M_a$ til $e \Delta M_e$ utregnet og summert til rekken, ΔM , som er inntatt tabell VIII under rekke 13.

„Influensflate“ i fig. 12 er regnet for snitt $x = 0,15$ men vil for myke broer passe godt også for andre snitt.

Tabell VIII.

x/l	P	M _b	δ M _b	Q _M	M _M	Utligning	Y _{ob}	Kablens virkning		M _o	Y _o	Δ M	Q Δ M
								M _k	Y _{ok}				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0		0		0	0	0	0						0
		48		48	0	1 147	1147	26,4	925	+ 21,6	+ 222	+ 21,4	21,4
0,1		96		144	48	2 294	2246	50,1	1824	+ 45,9	+ 422	+ 42,3	63,7
		144		288	192	3 442	3250	71,0	2673	+ 73,0	+ 577	+ 59,7	123,4
0,2	8 tonn	192	÷ 6 ²⁾	474	480	4 589	4109	89,0	3451	+ 103,0	+ 658	+ 67,4	190,8
		180		654	954	5 736	4782	104,4	4139	+ 75,6	+ 643	+ 60,4	151,2
0,3		168		822	1 608	6 883	5275	116,9	4724	+ 51,1	+ 551	+ 45,4	296,6
		156		978	2 430	8 030	5600	126,6	5191	+ 29,4	+ 409	+ 29,0	325,6
0,4		144		1122	3 408	9 178	5770	133,6	5533	+ 10,4	+ 238	+ 13,7	339,3
		132		1254	4 530	10 325	5795	137,8	5740	÷ 5,8	+ 55	÷ 1,6	337,7
0,5		120		1374	5 784	11 472	5688	139,1	5809	÷ 19,1	÷ 121	÷ 14,3	323,4
		108		1482	7 154	12 619	5461	137,8	5740	÷ 29,8	÷ 279	÷ 24,5	298,9
0,6		96		1578	8 640	13 766	5126	133,6	5532	÷ 37,6	÷ 406	÷ 32,0	266,9
		84		1662	10 218	14 914	4696	126,6	5191	÷ 42,6	÷ 495	÷ 37,0	229,9
0,7		72		1734	11 880	16 061	4181	116,9	4724	÷ 44,9	÷ 543	÷ 39,4	190,5
		60		1794	13 614	17 208	3594	104,4	4139	÷ 44,4	÷ 545	÷ 39,3	151,2
0,8		48		1842	15 408	18 355	2947	89,0	3451	÷ 41,0	÷ 504	÷ 36,6	114,6
		36		1878	17 250	19 502	2252	71,0	2673	÷ 35,0	÷ 421	÷ 31,3	83,3
0,9		24		1902	19 128	20 650	1522	50,1	1824	÷ 26,1	÷ 302	÷ 23,5	59,8
		12		1914	21 030	21 797	767	26,4	925	÷ 14,4	÷ 158	÷ 13,0	46,8
1,0		0			22 944	22 944	0			0			

Σ = 74208 Σ = 74208 Σ = 46,8
(+ 2,0 = 48,8)

1) Uten parabeltillegget.

2) De 6 tm i rekke 4 er fratrukket for beregningen av M_o og Y_o, da momentflatens spiss like under belastningen ÷ $\frac{144 + 180}{2} = 6$ tm. I rekke 13 er anført verdiene for Δ M utregnet etter de 5 ligninger, kfr. side 177 nederst. ingen korrigering. Utregningene side 180 for andre belastninger er også kontrollregnet som ovenfor med god

For 2 belastninger a 5,25 og 1,75 tonn i 3,75 m avstander, altså M = 29,6 tm og σ = $\begin{cases} 485 \text{ kg/cm}^2 \text{ trykk over} \\ 660 \text{ — strekk under} \end{cases}$ og for 3 vogner à 3½ tonn i 7,5 m avst. M = 29,8 tm og σ = 665 kg/cm² under.

I tabell VIII er regnet Δ M og M_P for 8 tonn belastn. koncentrert i snitt x = 0,2 l. H_(g+P) settes som foran = 244 tonn. Dette tall skulde jo

egentlig varieres etter størrelsen av P og snittets beliggenhet, men varierer ikke så meget med de her regnete belastninger m. v. og er beholdt uforandret, hvorved tallet K overalt blir det samme. (I virkeligheten er jo også H_g usikker.)

Efter momentene for P = 8 tonn i pkt. x = 0,2 l. opsettes følg. „influensflate” for x = 0,2 l. Sammenlign også „influensflaten” for x = 0,15 l fig. 12. (For benyttelse når Σ P ikke er altfor langt fra 8 tonn.)

Tabell IX.

x/l	P	M _o	Δ M	M _p	Diff.	Diff. / 7,5 = Q	Diff.	P	pλ
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
0		0							
0,05		2,7	2,68	0,02	0,43	0,06			
0,1		5,74	5,29	0,45	1,22	0,163	0,103		0,103
0,15		9,13	7,46	1,67	2,78	0,371	0,208		0,208
0,2	1	12,88	8,43	4,45	2,55	0,340	0,711	1	0,289
0,25		9,45	7,55	1,90	1,19	0,159	0,181		0,181
0,3		6,39	5,68	0,71	0,65	0,087	0,072		0,072
0,35		3,68	3,62	0,06	0,47	0,063	0,024		0,024
0,4		1,30	1,71	0,41					

Tabell VIII

M Δ M	(Δ Y)	Justert Δ Y	Y _o ÷ Δ Y	y	Δ y	($\frac{s}{\lambda}$) ² Δ y	$\frac{\Delta M}{H}$	Korrigering	$\frac{\Delta M}{H}$	Δ M ¹⁾	Parabel	Δ M	
(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)	(26)	(27)	(28)
0	0	0								0			
0	185,7	1	186,7	35,3	7,16	7,16	8,77	8,77	0,29	8,48	20,7	0,3	21,0
21,4	350,1	2	352,1	69,9	14,17	7,01	8,27	17,04	0,59	16,45	40,1	0,5	40,6
85,1	472,1	2,8	474,9	102,1	20,70	6,53	7,44	24,48	0,89	23,59	57,5	0,8	58,3
o.s.v.	534,6	3,7	538,3	119,8	24,30	3,60	3,98	28,46	1,18	27,28	66,5	1,0	67,5
	529,4	4,4	533,8	109,2	22,14	2,16	2,32	26,14		24,66	60,2	1,1	61,3
	464,0	5,0	469,0	82,0	16,63	5,51	5,78	20,36		18,59	45,4	1,3	46,7
	353,1	5,5	358,6	50,4	10,22	6,41	6,60	13,76		11,70	28,5	1,4	29,9
	213,3	5,9	219,2	18,8	3,81	6,41	6,51	7,25		4,89	11,9	1,4	13,3
	59,7	6,1	65,8	10,8	2,19	6,00	6,03	1,22		1,44	3,5	1,5	2,0
	92,2	6,2	86,0	35,0	7,10	4,91	4,91	3,69		6,64	16,2	1,5	14,7
	229,9	6,1	223,8	55,2	11,19	4,09	4,05	7,74		10,99	26,8	1,5	25,3
	343,0	5,9	337,1	68,9	13,97	1,52	1,54	10,53		14,07	34,3	1,4	32,9
	424,2	5,5	418,7	76,4	15,49	0,67	0,69	12,07		15,91	38,8	1,4	37,4
	468,3	5,0	463,3	79,7	16,16	0,69	0,72	12,76		16,89	41,2	1,3	39,9
	473,1	4,4	468,7	76,5	15,47	0,69	0,72	12,04		16,46	40,2	1,1	39,1
	438,5	3,7	434,8	69,2	14,03	1,44	1,55	10,49		15,21	37,1	1,0	36,1
	367,4	2,8	364,6	56,4	11,44	2,59	2,86	7,63		12,64	30,8	0,8	30,0
	264,9	2	262,9	39,1	7,92	3,52	4,01	3,62		8,93	21,8	0,5	21,3
	139,0	1	138,0	20,0	4,06	3,86	4,55	0,93		4,67	11,4	0,3	11,1
	0					4,06	4,97	5,90	5,90	0			
	+ 3162,0		0							+ 330,8	20		
	÷ 3241,0									÷ 302,1			
											28,7		

ellers vilde få for stor innflytelse, idet inndelingen av hele spennet i 20 deler er noget grov. (Der er regnet 1/5 (192 Rekkene 14—28 er kontrollregning av rekke 13. Som det sees er overensstemmelsen meget god og rekke 13 trenger overensstemmelse. Likedan et par andre belastninger for en 95 m lang bro og for en 225 m lang bro.

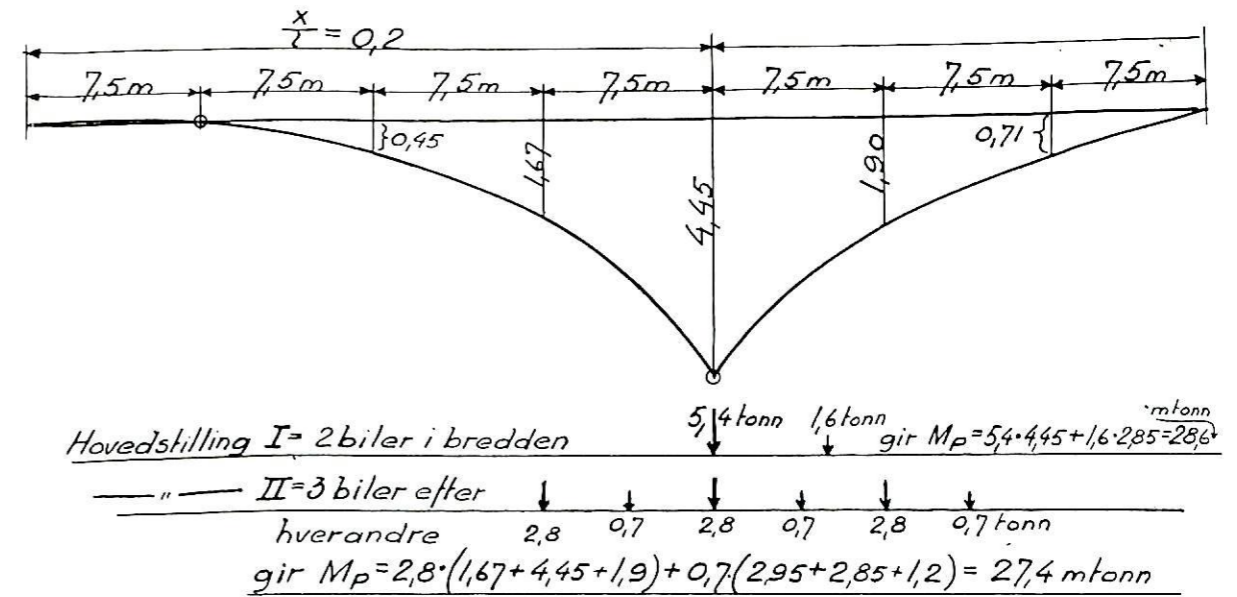


Fig. 13.

Rekkene 6 til 10 gir hengestangskreftene for λ = stangskraft fåes som for jevn fordeling på 26 m (= 1/6 av spennvidden). P fordeler sig altså således at maksimal henge-

Hovedstilling I og II er også utregnet med de 5 ligninger med følgende resultat, sammenlign side 177:

$$\text{Hovedstilling I} \left\{ \begin{array}{l} 15a + 13b + 6c + 36e = 0,584 \quad (367 \div 164,8 a \div \text{o. s. v. se side 177}) \\ \text{o. s. v. se side 177} = 0,547 \quad (576,5 \div 271,6 a \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---}) \\ \text{---} \quad \text{---} = 0,52 \quad (488,9 \div \text{o. s. v.} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---}) \\ \text{---} \quad \text{---} = 0,495 \quad (103,4 \div \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---}) \\ \text{---} \quad \text{---} = 0,52 \quad (479,1 \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---}) \end{array} \right.$$

gir $a = 3,783$ $b = \div 1,248$, $c = \div 1,497$, $d = 1,2735$, $e = 0,1304$ samt $\Delta M = 58,61$ og $M_p = 28,9$ tm (mot 28,6 ovenfor).

$$\text{Hovedstilling II} \left\{ \begin{array}{l} 15a + 13b + 6c + 36e = 0,584 \quad (534,3 \div \text{o.s.v. se side 177}) \\ \text{o. s. v. se side 177} = 0,547 \quad (823,7 \div \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---}) \\ \text{---} \quad \text{---} = 0,52 \quad (704,4 \div \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---}) \\ \text{---} \quad \text{---} = 0,495 \quad (146,9 \div \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---}) \\ \text{---} \quad \text{---} = 0,52 \quad (692 \div \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---}) \end{array} \right.$$

gir $a = 4,218$, $b = \div 0,6235$, $c = \div 1,3164$, $d = 1,8616$, $e = 0,1959$ samt $\Delta M = 82,6$ og $M_p = 27,81$ tm (mot 27,4 ovenfor).

Tabell 10 se side 181.

Tabell XI.

Tabell over M_p og spenningene i snitt $x = 0,2 l$ når vognen står i snitt $0,8 l$ for I og i $0,75$, $0,8$ og $0,85 l$ for II.

Belasting	Ubelastet side	Beregnet efter de 5 ligninger				Målt (E antatt 2150)					
		M_p	σ_0	σ_u	$\sigma_0 + \sigma_u$	σ_0	σ_u	$\sigma_0 + \sigma_u$	σ_0	σ_u	$\sigma_0 + \sigma_u$
I	Vognen stående på den	4,09	+ 67	$\div 91$	158	+ 40	$\div 60$	100	+ 50	$\div 70$	120
II	annen brohalvdel	5,77	+ 95	$\div 129$	224	+ 70	$\div 100$	170			

De målte spenninger er her betydelig lavere enn de beregnede. Grunnen hertil må vesentlig søkes i virkningen av kablernes lengdebevegelser, som også betydelig reduserer nedbøiningene.

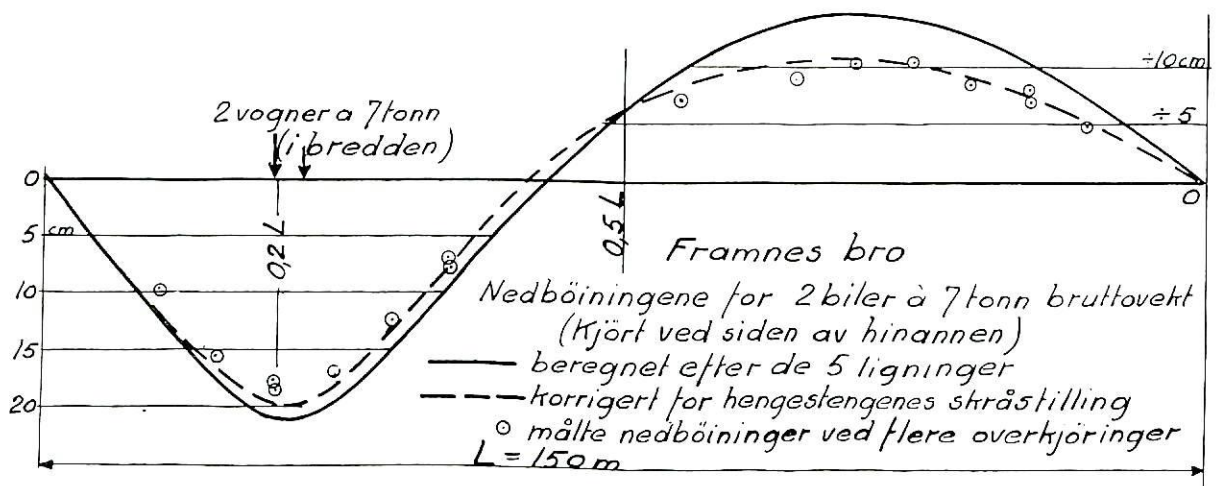


Fig. 14.

Nedbøiningene blir ikke så litet mindre enn beregnet efter de almindelige beregningsmetoder. Allerede det forhold at kablene ikke går loddrett ned, men litt til siden, hvorved vinklene mellom de forskjellige kabeldele forandres (se side 170), reduserer både spenningene og nedbøiningene. Men dette er det tatt noget hensyn til ved opsettelsen av de 5 ligninger. Det er dog ikke tatt hensyn til at også hengestengene blir skrånstillet og herunder overfører en del av kabelkraften til langbjelkene.

Følgen er først at en vesentlig del av H_p som bevirker opbøining av bjelken på ubelastet side, går bort fra kablene (til bjelken), hvorved bjelken blir betydelig mindre opbøiet, men dette virker igjen tilbake på de samlede nedbøininger (også på belastet side) idet bjelken løftes noget. Denne løftning har i og for sig ingen nevneverdig innflytelse på spenningene. Alt i alt blir deformasjonene betydelig redusert, mest på ubelastet side, mens spenningene blir redusert betydelig på ubelastet side, men uvesentlig på be-

Tabell X.

Tabell over M_P spenningene σ_0 og σ_u samt tallmessig sum (σ_0 og σ_u) for snitt $x = 0,2l$ med belastning I = 2 vogner á 7 tonn i bredden og belastning II = 3 vogner á 7 tonn i rekke.

Belastning	Målt (E antatt 2150)																			
	Beregnet kfr. side 177				Beregnet etter side 172				Beregnet etter de 5 ligninger				Nordre bjelke				Søndre bjelke			
	M_P	σ_0	σ_u	$\sigma_0 + \sigma_u$	M_P	σ_0	σ_u	$\sigma_0 + \sigma_u$	M_P	σ_0	σ_u	$\sigma_0 + \sigma_u$	σ_0	σ_u	$\sigma_0 + \sigma_u$	σ_0	σ_u	$\sigma_0 + \sigma_u$		
I	29,5	÷ 485	+ 660	1145	28,6	÷ 469	+ 637	1106	28,9	÷ 474	+ 644	1118	÷ 420	+ 685	1105	÷ 439	+ 660	1099		
II	29,8	÷ 488	+ 665	1153	27,4	÷ 449	+ 611	1060	27,8	÷ 456	+ 620	1076	÷ 380	+ 627	1007					

Der er god overensstemmelse mellom beregnet og målt (σ_0 og σ_u) tydende på at M_P er nogenlunde riktig regnet. Nøtralaksen ligger ca. 1,5 cm høiere i bjelken etter måling enn etter beregning.¹⁾

lastet side. Forholdet er noget komplisert å beregne nøie, men kan lett bestemmes tilnærmet. Dette er gjort og anført i nedenstående diagram sammen med deformasjonskurven efter de 5 ligninger og en del direkte målte deformasjoner for 2 vogner i bredden i $\frac{x}{l} = 0,2$. I den korrigererte deformasjonskurve er også tatt hensyn til at kablene strekker sig litt.

Hengestengenes dreining.

Hengestengenes dreining:

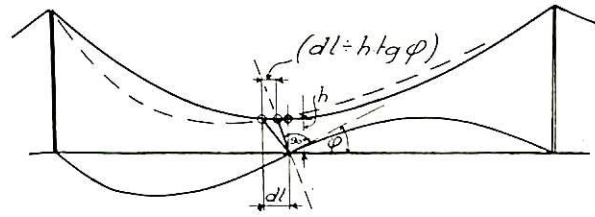


Fig. 15.

Under belastningene oppstår der vinkelbevegelser mellom hengestengene og oventil kablene, nedentil bjelkene. Oventil har ophengningene vært tilstrekkelig bevegelige, men nedentil har der gjennomgående vært for liten bevegelighet ved de utførte broer, idet spillerommene ikke er beregnet, men valgt skjønnsmessig. Rettelser er gjort på en del broer og må gjøres på flere.

Målet ($dl \div h \cdot \text{tg } \varphi$) bør for nye broer beregnes. Gjennomsnittlig passer for våre myke hengebroer formelen ($dl \div h \cdot \text{tg } \varphi$) = \sqrt{L} .

Her innføres L i meter og ($dl \div h \cdot \text{tg } \varphi$) fåes i cm, altså 10 cm for 100 m spenn. Der er da forutsatt 2 og 2 møtende biler á 12 tonn bruttovekt (klasse 2).

Ved halvbelastet bro blir bevegelsen større, men sådan belastning forekommer neppe på våre almindelige landeveisbroer. For almindelig trafikk går bevegelsen neppe over $\frac{1}{2} \sqrt{L}$.

Ved nykonstruksjon er det lett å sørge for stor vinkelbevegelse både oventil og nedentil, og spillerommene bør velges rikelige.

¹⁾ Går man ut fra samme elastisitetsmodul for strekk og trykk, så blir det en uoverensstemmelse mellom beregnet og målt σ_{maks} . Forskjellen er dog ikke større enn at den kan forklares ved en lavere elastisitetsmodul for strekk enn for trykk innen mulige grenser. Elastisitetsmodulen er ikke direkte målt. En del av uoverensstemmelsen kan dog komme av at langbjelkene rimeligvis får en liten strekkraft ved overføring av hjultrykket til tverrbærerne. I hvert fall må de beregnede spenninger i langbjelkene sies å stemme godt med målingene. Den enkle metode side 174 er brukbar for dimensioneringen.

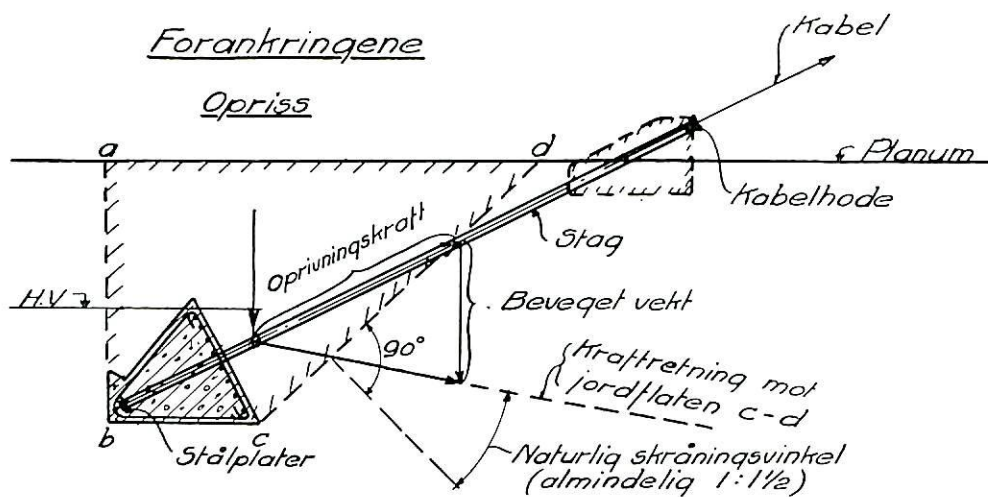


Fig. 16.

Opskruingen.

Da som regel de koncentrerte belastninger er funnet avgjørende for dimensjoneringen og disse gir meget større positive enn negative momenter, er som regel avstivningsbjelkene „opskruet” så meget at de for egenvektbelastning står med permanente negative momenter over hele broen (ca. 200 a 300 kg/cm² i bjelken og tildels mer). — Opskruingen bestemmes i hvert tilfelle til slutt.

Opskruing er tildels gjort direkte ved skruing på hengestengene. I den senere tid har man dog gått frem på følgende måte:

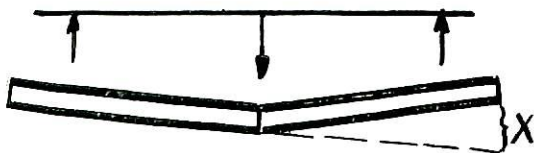
- 1) Bjelkene utlegges på verksted med så stor pil nedad at de



ved senere opbøining til ønsket egenvektstilling får den ønskede bøiningspåkjenning. Alle skjøthull renbores til full størrelse i denne stilling.

- 2) På brostedet utlegges først alle bjelker over hele broen uten skjøtning.

3) 2 og 2 bjelker tvinges (mot kabelmotstanden) ned til den stilling som de hadde på verkstedet og som gir rene skjøthuller samt klinkes i denne stilling sammen o.s.v.



Når broen er ferdig montert og brodekket støpt, etterjusteres hengestengene ved skruinger på nederste muttere — som regel kun noen få mm op eller ned til forebygging av større ujevnheter i hengestangskreftene.

På grunn av den meget store reduksjon av bjelke-

momentene ved svake bjelker og stor kabelkraft har man det i sin makt å variere avstivningsbjelkene innen ganske vide grenser. — Som regel har det for våre belastningsforhold m. m. vært tilstrekkelig ved store spenn å velge de profiler som trenges for vindavstivningen (for 150 å 250 kg/m² på ubelastet bro). Disse profiler har da med passende kabelpil også strukket til for vertikalbelastningene.

Det er ikke utenkelig at en bro med større spennvidde kan konstrueres med svakere avstivningsbjelke enn en bro med kortere spenn, selv for samme mobilast, f. eks. hvis breddene er forskjellig. Ved meget store spennvidder kan man også ved anvendelse av trebrodekket opnå stor reduksjon av bjelke-momentene. — Det gjelder altså her mer enn ellers ikke å slå sig til ro med en disposisjon som gir rimelige påkjenninger før det også er undersøkt om ikke også andre disposisjoner kan gi rimelige påkjenninger og dertil billigere bro.

Forankringene.

Hvor der ikke er fjell i liten dybde under planum, utføres forankringene som regel ved at stagene i kablens forlengelse føres ned til og innstøpes i jernbetongplaten. Stagene beskyttes like fra kabelhodene og til nedre stålplater med flere lag bek og strie. De er dessuten ofte lagt i bekyllte trekasser fra nedre betongplate til betongstappen ved planum.

Forankringsplaten beregnes som antydnet på figuren, idet „den bevegete vekt” utregnes for vertikale sideflater og for den flate *c—d*, som gir minst opprivningskraft — (i almindelighet stiger (*c—d*) omtrent med 45°).

Denne forankring, som først blev planlagt og utført av overingeniør Saxegaard, blev av ham prøvet i liten målestokk.

Forsøkene viste noget større sikkerhet enn efter ovenstående beregning. De oprevne jordpartier stemte nogenlunde „i opriss”, men begrensings-

flatene på sidene divergerte opad, så større masse blev beveget enn påregnet, og når hensyn tas hertil, fantes nogenlunde overensstemmelse.

Beregningen med loddrette sideflater er dog beholdt, og det kan vel da antas at sikkerheten er noget

større enn påregnet i alle fall for belastninger som virker kortere tid.

For oprivning regnes sikkerhet = 1,8 når høivannstanden ligger under forankringene og 1,5 når høivannstanden ligger høyere og opdriften påregnes fullt.

VEIER ÅPNE FOR BILTRAFIKK VINTEREN 1934—35

Ved avd.ing. Thor Larsen, Veidirektoratet.

Lengden av de riks- og fylkesveier som vinteren 1934—35 skal holdes åpne og som forsøkes holdt åpne for biltrafikk, er — etter de fra overingeniørene innkomne oppgaver — sammenstillet i vedfoiede tabell I, hvor til sammenligning er innført tallene også for foregående vinter.

Foruten de i tabellen anførte riks- og fylkesveingrader blir i de fleste fylker også en ikke uvesentlig

del av bygdeveinettet holdt åpent for biltrafikk hele vinteren.

For å gi et mere fullstendig bilde av bilbrøitingens fremgang her i landet, er i vedstående tabell II satt sammen de oppgaver man har hatt over lengden av riks- og fylkesveiene som skulde holdes åpne for biltrafikk hver vinter siden 1928—29.

Tabell I. Riks- og fylkesveier åpne for biltrafikk vinteren 1934—35.

Fylke	Vinteren 1933—34				Vinteren 1934—35			
	Med sikkerhet holdt åpne	Forsøkes holdt åpne	Sum	% ¹⁾	Med sikkerhet holdt åpne	Forsøkes holdt åpne	Sum	% ¹⁾
	Km	Km	Km		Km	Km	Km	
Østfold	763	—	763	100	783	—	783	100
Akershus	682	—	682	100	682	—	682	100
Hedmark	1 211	120	1 331	98	1 269	88	1 357	98
Opland	903	81	984	83	963	75	1 038	87
Buskerud	721	53	784	82	731	108	839	88
Vestfold	289	137	426	68	289	137	426	67
Telemark	420	419	839	89	420	452	872	92
Aust-Agder	371	359	730	90	386	349	735	89
Vest-Agder	664	88	752	75	671	116	787	79
Rogaland	522	132	654	90	522	132	654	85
Hordaland	581	140	721	77	595	145	740	78
Sogn og Fjordane	439	24	463	71	447	24	471	75
Møre	588	141	729	60	636	97	733	61
Sør-Trøndelag	542	36	578	63	542	36	578	63
Nord-Trøndelag	668	51	719	80	683	88	771	80
Nordland	654	284	938	66	739	254	993	68
Troms	367	137	504	61	367	137	504	60
Finnmark	73	174	247	32	169	36	205	25
	10 468	2376	12 844	79	10 894	2274	13 168	77

1) % av samtlige stats-, riks- og fylkesveier.

Tabell II. Riks- og fylkesveier som holdes åpne og forsøkes holdt åpne for biltrafikk om vinteren.

Fylke	Vinteren						
	1928—29 Km	1929—30 Km	1930—31 Km	1931—32 Km	1932—33 Km	1933—34 Km	1934—35 Km
Østfold	723	723	723	736	763	763	783
Akershus	633	652	664	675	686	682	682
Hedmark	906	1083	1209	1 297	1 313	1 331	1 357
Oppland	566	660	844	928	967	984	1 038
Buskerud	495	495	526	620	784	784	839
Vestfold	426	426	426	426	426	426	426
Telemark	327	405	549	652	815	839	872
Aust-Agder	177	409	409	616	667	730	735
Vest-Agder	480	582	595	607	621	752	787
Rogaland	396	537	662	662	654	654	654
Hordaland	523	507	539	573	708	721	740
Sogn og Fjordane ..	349	369	405	451	463	463	471
Møre	175	241	536	575	692	729	733
Sør-Trøndelag	82	355	450	628	591	578	578
Nord-Trøndelag	293	336	401	602	651	719	771
Nordland	428	522	611	659	858	938	993
Troms	183	286	287	410	445	504	504
Finnmark	0	0	63	63	141	247	205
Sum	7162	8588	9899	11 180	12 245	12 844	13 168

TO HEDREDE VEINGENIØRER

Overingeniørene *Jenssen* og *Stang*.

Det er ikke så ofte at ingeniører i offentlig tjeneste opnår personlig påskjønnelse for sitt arbeid. Det er derfor så meget gledeligere å kunne notere, at den av generaldirektør Eyde i 1916 innstiftede prisbelønning for fremragende bygningsingeniørarbeider den 1. november d. å. av Den Norske Ingeniørforening blev tildelt overingeniøren for veivesenet i Hordaland fylke, hr. A. W. *Jenssen*. Dette er annen gang at denne utmerkelse gikk til en av veivesenets ingeniører. I 1929 blev den nemlig tildelt overingeniør Olaf *Stang*. Vi vil derfor nu benytte anledningen til en nærmere omtale av disse menn og deres arbeider.

Da overingeniør *Stang* i 1929 fikk «Eydes pris» (som den i almindelighet benevnes) var det for hans fremragende arbeide med konstruksjon av veivesenets broer. Til belysning av hans fortjeneste på dette felt er det formentlig tilstrekkelig å citere hvad den av Ingeniørforeningen opnevnte inntsilingskomité anførte i sin begrunnelse for sitt forslag om å tildele hr. *Stang* den nevnte utmerkelse.

«Overingeniør Olaf *Stang* har arbeidet i det norske veivesen siden 1894 og har siden 1912 vært chef for veivesenets brokontor. Allerede fra første stund av var det som brokonstruktør hr. *Stang* særlig blev benyttet, og det er oplyst at siden be-

gynnelsen av dette århundre har hr. *Stang* konstruert praktisk talt alle større veibroer som i denne tid har vært bygget i Norge. Ved siden av å ha utført det kjempearbeide selv å detaljkonstruere alle disse broer har han efter hvert funnet frem til konstruksjoner så enkle, dristige og rasjonelle at de nu efter fagfolks utsagn står foran hvad der på dette område ydes i de fleste land. Han har således utviklet de vanlige fagverksspenn med kjørebanelen nedentil mellom bæreveggene — gjennom en stadig dristigere anvendelse av høie bærevegger — således at man med den samme sikkerhet har innspart ca. 50% av jernvekten. Hr. *Stangs* største fortjeneste er dog hans originale arbeider på utviklingen av de såkalte «myke hengebroer». Han har her gjennom vidtløftige beregninger nådd frem til typer på myke hengebroer, som i billighet, enkelhet og elegance står uovertrufne i moderne teknikk. Gjennom de vektbesparelser han i sin virksomhet som brokonstruktør har oppnådd, har han for vårt land innspart et beløp som sikkert må skrives med 7 sifre. Det er naturligvis så at utviklingen på dette område ute i verden har betinget stadig mer rasjonelle konstruksjoner, og efter hvad det er oplyst er det på det rene at hr. *Stang* i fullt mål har nyttiggjort for sitt arbeide disse fremskritt. Men ved siden herav må det særlig beto-



Overingeniør Olaf Stang.



Overingeniør Anton W. Jenssen.

nes at han helt originalt har bygget videre på fremskrittene og gjennom tillemplinger for våre forhold har oppnådd tekniske og økonomiske fordeler som må sies å knytte sig til hans personlige arbeide.»

I de fem år som er forløpet siden denne uttalelse blev avgitt har hr. Stang føiet flere nye og dristige brokonstruksjoner til de han dengang allerede hadde utført og har derved ytterligere gjort sig fortjent til den påskjønnelse som blev ham tildelt.

*

Overingeniør *Jenssens* virksomhet ligger på et annet område. Når han i år har fått Eydes pris så er det for hans veiarbeider i Måbødalen, Tokagjelet og Tuenes—Trengeid, alt sammen storlagne og dristige veianlegg hvis tracé og utførelse i et villt og imponerende fjellterreng har vakt beundring hos alle som har sett disse anlegg.

Vi har jo også fra tidligere dager flere ganske storartede veianlegg som f. eks. Geirangerveien, Strynsveien, Haukelifjell, Røldalsfjell, Bratlandsdalen o. fl., men man kan næsten si at det var faldt et glemselens slør over disse anlegg inntil de nu i bilturismens tid atter er oppdaget og har vakt berettiget oppmerksomhet. Det er den økende bilturisttrafikk som har vakt interessen for alle disse vanskelige veianlegg og i særlig grad de 3 nevnte som nu har innbragt overingeniør Jenssen en vel fortjent utmerkelse.

For de forholdsvis få som har nærmere kjenn-

skap til disse veianleggs planleggelse og bygning vil det være kjent at de ikke er en manns verk og kan ikke være det, bl. a. fordi arbeidet har foregått i en lengre rekke av år. De to første anlegg var for den største del utført i overing. Landmarks tid og dennes navn vil alltid vedbli å være knyttet til dem. Han oppnådde også sin samtids påskjønnelse. Også veidirektør Krag's navn bør nevnes i denne spesielle forbindelse og endelig nuværende overing. Thor Olsen som har bygget det mest storartede veiparti i Måbødalen.

Men disse veiingeniørers innsats forringer ikke Jenssens store fortjeneste ved disse anlegg. Planleggelse og bygging av veien Tuenes—Trengeid er utført helt under Jenssens ledelse. Dette anlegg er et av de vanskeligste vi har hatt. Det var ingen lett sak å komme frem med veianlegget i det steile fjellterreng, hvor man på den smale landstripe mellom veilinjen og sjøen hadde både jernbanen og enkelte industrielle anlegg. Alle mulige forsiktighetsregler måtte derfor iakttas.

Veienes planleggelse i store trekk og i detaljer er hos oss især i Vestlandets fjeller et meget vanskelig arbeide, bl. a. fordi vi ikke har det omfattende kartmateriale som gjerne finnes i andre land og fordi vi med de knappe midler som står til veivesenets rådighet ikke kan skaffe oss det. Planleggelsen blir da ikke bare et arbeide, men en kunst. Og den gode løsning avhenger sterkt av den enkelte mann. Overing. Jenssen har vist at han kjenner denne kunst.

HESTEKJØRETØIER MED GUMMIHJUL

HESTENES TID ER ENNU IKKE FORBI

Selv om det også for vårt lands vedkommende kan sies at automobilene nu har overtatt den vesentligste del av landeveitransporten, er det dog en ganske betydelig del av landets befolkning som er henvist til å gjøre bruk av hesten såvel til gods- som personkjøring. At hesten langt fra ennu kan betegnes som en utdøende dyrerace, fremgår med tydelighet av de foreliggende resultater av den foretatte representative telling vedkommende jordbruksarealet og husdyrholdet i Norge pr. 20. juni 1934.

Denne telling viste at vi på nevnte tidspunkt hadde 181325 hester i landdistriktene mot 180 183 i 1933, altså en økning i løpet av siste år med 1042 eller 0,6 pct. Siden 1907 har hesteantallet i rikets bygder vært:

1907	163 621	1928	182 401
1917	202 365	1929	177 169
1918	210 778	1930	176 898
1923	193 157	1931	176 823
1925	183 887	1932	179 068
1926	183 342	1933	180 183
1927	183 365	1934	181 325

Som det sees holder hesteantallet sig noenlunde konstant omkring 180 000. Men det er ikke bare hestebestanden som praktisk talt er uforandret; også kjøreredskapene for hestekraft er med hensyn til størrelse og hjulutstyr i det vesentlige av samme typer som de har vært i de par siste menneskealdre. Når undtas enkelte drosjer, landauere og små varevogner, hvis hjul er utstyrt med massive gummiringer av små dimensjoner, er hestekjøretøienes hjul forsynt med jernringer og virker som stenknusere på veidekket, især når der kjøres med lass. Det er imidlertid ikke store lass som kan transporteres på almindelig landevei med disse vogner. Man har derfor i den senere tid i Tyskland begynt å fremstille store transportvogner for hestekraft med luftgummihjul og rullelager. Et firma i Berlin har optatt fabrikasjonen av sådanne vog-

ner (se fig. 1). De har en sporvidde av 1,8 m og hjulene, som er forsynt med svære luftgummiringer, har en høide av ca. 90 cm såvel forhjul som bakhjul. Lasteplanet ligger noe ut over hjulene, hvorved lasteflaten blir større og av- og pålessing blir lettvintere. For transport av ved, sand m. v. blir vognen forsynt med opprettstående side- og endelemmer som lett kan fjernes. Skal vognen brukes til tømmertransport kan den forlenges ved å innskyte en forlengelsesstang mellom for- og bakaksler. Denne vogn utføres i almindelighet i tre typer, nemlig:

4,0	tonns	vogner	med	1250	kg	tomvekt
6,0	»	»	»	1500	»	»
7,5	»	»	»	1750	»	»

Der fremstiles også vogner med 3,0, 5,0 og 7,5 tonn lasteevne, som kan brukes enten som hestekjøretøier eller som tilhengere for lastebiler (fig. 2).

Det anføres at to hester med sådanne vogner skal kunne tilbakelegge 60—70 km pr dag med en last av 5 tonn. Man opnår således at trekkdyrenes ydeevne blir vesentlig større, befordringen blir raskere og transportutgiftene mindre.

I jordbruket skal man ved bruk av luftgummihjul på dårlige markveier ha opnådd en kraftbesparelse på inntil 65 % i forhold til de tidligere anvendte kjøreredskaper.



Fig. 2. Lastevogn av stål med luftgummihjul, 5 tonn lasteevne.

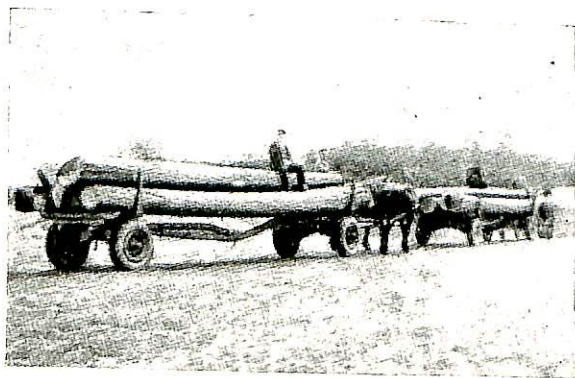


Fig. 1. Vogn med luftgummihjul for tømmertransport.



Fig. 3. Personvogn med luftgummihjul.

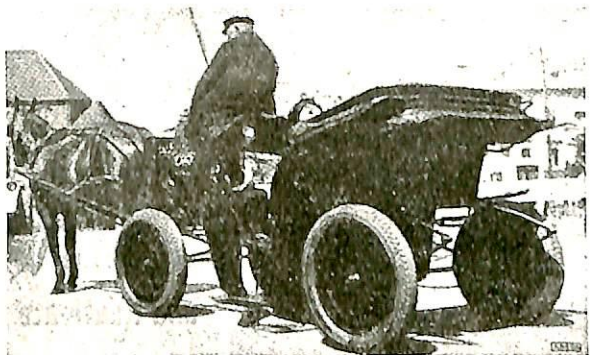


Fig. 4. Hestedrosje utstyrt med gamle automobilljul.

Også personkjøretøier for hestekraft har man begynt å utstyre med luftgummiringer, hvorved bl. a. følgende fordeler opnås:

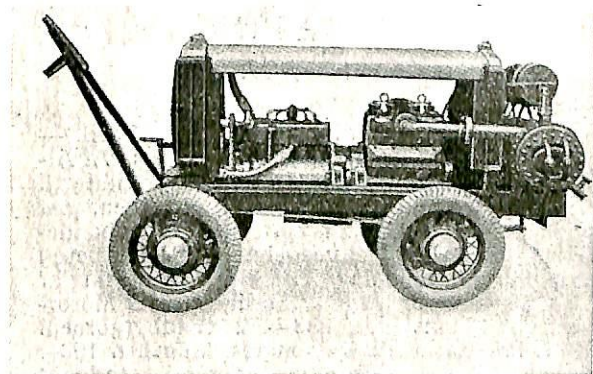
1. På grunn av den mindre trekkmotstand spares hestene.
2. Vognen med luftgummihjul kommer lettere frem på dårlige veier.
3. Rystelsene blir mindre, hvorved kjøringen blir behageligere og mindre trettende.
4. Luftgummivogner sparer veiene.

Ytterdekker som ikke lenger er tjenlige for biler kan ofte med fordel brukes på hestekjøretøier. Fig. 4 viser således en hestedrosje, som er utstyrt med 4 gamle automobilljul. Et lignende eksperiment har gårdbruker Chr. Afseth i Ringebu foretatt, idet han har forsynt en almindelig kjærre med bilhjul. Han har brukt den i flere år, og har funnet at det er et særdeles lettgående og utmerket kjøreredskap både på gode og spesielt på dårlige veier.

MINDRE MEDDELELSER

KOMPRESSOR MED FORD BENSINMOTOR OG ANDRE FORD-DELER

«Miss Faco», modell 1934, leverer 2,25 m³ luft og trykk ca. 7 kg/cm². Rolig gang med 4 cylindere



i motor og i kompressor. Totalvekt med vogn 1118 kg. Leveres også på ramme for transport på almindelig lastebil.

ET AMBULERENDE POSTKONTOR

I Frankrike har man nylig tatt i bruk det første ambulerende postkontor, som er innstallert i en dertil innrettet 9 m lang automobil. Det er meningen at



denne postkontor-bil skal komme i virksomhet i tilfelle av at det stasjonære postkontor ikke er tilstrekkelig eller har en meget avsides beliggenhet. Inngangen for publikum er på vognens bakside og utgangen på venstre side. Såvel inngang som utgang er forsynt med transportable trapper. Vognen søkes alltid stasjonert således, at det blir lett adgang til forbindelse med det permanente telefon- og telegrafnett.

ARBEIDET FOR STORRE TRAFIKKSikkerhet OPTAES OGSÅ I SVERIGE

Det er ikke bare i vårt land man har funnet at noget må gjøres for å forminske trafikkuylkenes antall og tilveiebringe større sikkerhet for alle veitrafikanter. Også i Sverige er dette spørsmål tatt op til behandling på et møte som kommunikasjonsministeren hadde sammenkaldt den 17. sept. d. å. I møtet deltok representanter for de myndigheter og organisasjoner, som er interessert i trafikksikkerheten på veiene, deriblandt representanter for de forskjellige automobilorganisasjoner. Som et foreløbig resultat av dette møte blev det besluttet å søke dannet en nasjonalforening for fremme av trafikksikkerheten og det blev opnevnt en komité som skal utarbeide forslag til lover og program for en sådan organisasjon. Det blir muligens noget i likhet med vår „Trygg Trafikk"-organisasjon, dog istandbragt efter offentlig opdrag.

STRENGERE BESTEMMELSER OM RUTE-BILERS BREMSER

Den 22. juli 1934 inntraff i staten Ossining, N. Y. en automobilulykke med en større buss, hvorved 19 personer blev drept og 18 såret. De senere foretatte undersøkelser har godtgjort at årsaken til ulykken var mangelfulle bremseser.

Selve ulykken har foranlediget at staten New Yorks lovgivende forsamling har vedtatt, at der skulde tre i kraft fra 1. oktober 1934 tre ny lover angående busdrift. Den ene av disse lover omhandler bl. a. spesielt bremseser på busser. Der foreskrives at busser med sitteplasser over 24 skal være utstyrt med „kraftbremseser", hvorved menes enten i ftbremseser, hydrauliske eller vacuum. Der kreves to sett uavhengige bremseser på bussene, hvorav k aftbremseser skal være firehjuls bremseser, mens der som håndbremseser tillates en kun på bakhjulene virkende mekanisk bremseser. Der forlanges at bussene ved anvendelse av kraftbremseser skal kunne stanses på 22 ²/₁₀ fot (6,77 m) og med håndbremseser på 50 fot (15,2 m), i begge tilfelle fra en hastighet av 20 m.p.h. (32,18 km pr. time), altså ganske betydelig strengere fordringer enn dem som gjelder hos oss. Ytterligere er foreskrevet, at enhver busschauffør forinnan han kjører ut på ruten, skal undersøke at bremseser tilfredsstiller disse krav. Han har ikke lov til å benytte vognen hvis så ikke er tilfelle.

Av ytterligere bestemmelser i denne lov, kan nevnes, at det er forlangt at alle busser, også gamle, innen 1. januar 1935, skal være utstyrt med splintfritt glass i

frontruten og sideruten ved siden av chaufføren. Innen 1. januar 1936 må alle bussers øvrige vindus-ruter være av splintfritt glass. (Merutgiften til splintfritt glass for en buss av den vanlige type andrar til mellom 600 og 700 kroner.)

Av andre bestemmelser som er fastsatt i nevnte lov kan nevnes at det er foreskrevet at der skal treffes anordning således at røk og gass fra motoren ikke skal kunne trenge inn i det indre av bussen. Motor og alle andre deler i understellet må stadig holdes rene og betjenes på en sådan måte at man undgår unødig røk. For ekshaustrørenes vedkommende er foreskrevet at disse skal være ført 3 tommer bakenfor bakkant av bussen.

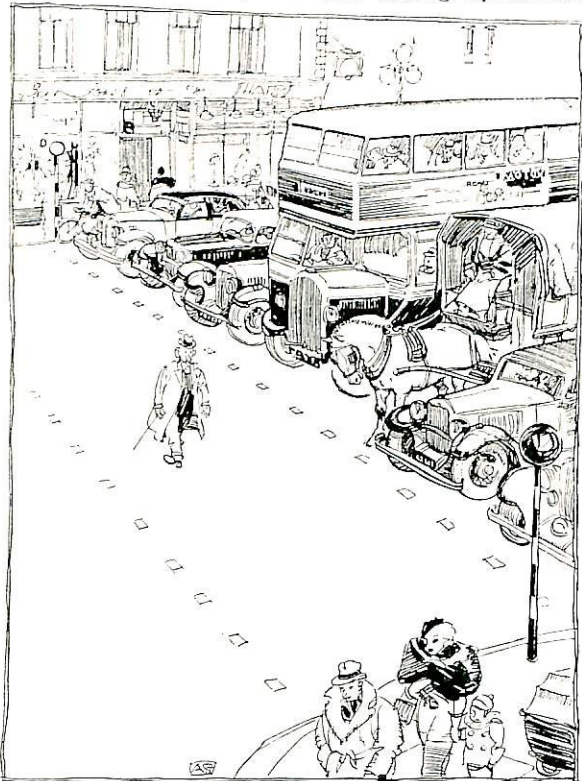
E. S.-J.

BELYSSTE VEIVISERE PÅ DE ITALIENSKE AUTOMOBILVEIER

Touring-Club Italiana har besluttet å anbringe nye veiviser- og varselsskilt med lysende bokstaver på samtlige italienske hovedtrafikkveier. Disse lysende skilt vil da kunne leses av de veifarende, både i mørke og ved dagslys.

RESPEKT FOR FOTGJENGEREN

Den nye engelske bestemmelse om at fotgjengere har «forkjørsrett» ved overgang fra et fortau til et annet på enkelte særlig opmerkede



steder, har inspirert «The Motors» tegner til hos-stående karrikatur av en enslig fotgjenger som benyttet sig av denne rett i en sterkt trafikert enveisgate.

GIFTFRI PANSERMALING

«Elektroteknisk Tidsskrift», som interesserer sig for maling til ledningsmaster, skriver om en norsk patentbeskyttet pansermaling bl. a.:

Den eneste maling som helt siden oldtiden og til dato har kunnet hevde rangen som et ubestridt effektivt rustbeskyttende middel, er som bekjent blymønje. Den har imidlertid som alle blyforbindelser den ulempe at den er giftig. Fra tid til annen bringer avisene meddelelser om at kuer har slikket på blymønjemalte jernmaster med dødelig blyforgiftning til følge.

I den anledning har det sin interesse å gjøre oppmerksom på en ikke giftig norsk rustbeskyttende maling, som har vært anvendt i de siste 7—8 år med meget godt resultat.

Malingen er Stabils patentbeskyttende pansermaling. Det er en jernoxyd-grafitt-aluminiumsmaling revet i spesialoljer.

Efter 3—4 ukers forløp efter påstrykningen, blir malingen meget hård og synes å inngå en forbindelse med det underliggende jern. Malingen lar sig ikke fjerne i flak, selv efter års forløp. Kun ved skrapning med et hårdt instrument som en fil kan den files av i pulverform, men ikke i flak, hvilket er en fordel, som viser at der dannes en fast forbindelse mellom det underliggende jern og pigmentet.

Av meget utsatte og værharde steder, hvor Stabils pansermaling har vært anvendt til master istedenfor mønje og uten ytterligere dekkmaling, kan nevnes «Haugesundshalvøens og Karmø Kraftselskap». Alle master som her for over 6 år siden blev strøket med denne maling er fremdeles like fine. Det er ikke antydning til avskalling, og malingen er hård og fast som ovenfor karakterisert. Pansermalingen strykes direkte på jernet med ett eller flere strøk. Anvendelse av dekkmaling faller bort.

PERSONALIA

Avdelingsing. ved Veidirektørkontoret, Thor Larsen, er av Arbeidsdepartementet ansatt som overingenør for veivesenet i Vestfold fylke.

Overingenør Larsen, som er utdannet ved Kristiania tekniske skole og den tekniske høiskole i München, har arbeidet i veivesenet siden 1907, hvorav 16 år i Hedmark fylke. Siden 1926 har han vært avdelingsingenør ved Veidirektørkontoret, hvor han har nedlagt et meget godt arbeide, vesentlig på veivedlikeholdets område.

LITTERATUR

Dansk Vejtidskrift nr. 4 — 1934.

Innhold:

Overveinspektør Oberstløytnant T. J. Helsted. — Rapport til den 7. internationale Vejkongress. Af Afdelingsingenør B. Chr. Hüttemeier. — Beretning til den 7. internationale Vejkongress i München. Af Amtsveinspektør C. A. Christoffersen. Nye Landevejsdæklag, deriblandt anvendelse av Cementbeton og tynde, bitumøse Slidlag. Ensartet Afmerknig af offentlige Veje. Oversigt over Fordelingen af Motorafgift m. v. i Finansaaret 1933—34. Guldborgbroen. — Den 7. internationale Vejkongress, München 1934. — Fra Domstolene. — Fra Ministerierne. — Indhold af Tidsskrifter. — Litteratur. — Offentliggjorte Patentansøgninger. — Meddelelse fra Redaktionen. — Motorafgiftene i April og Juli Kvartaler 1934.

UTGITT AV TEKNISK UKEBLAD, OSLO

Abonnementspris: kr. 10,00 pr. år. — Annonsepris: $\frac{1}{2}$ side kr. 80,00, $\frac{1}{4}$ side kr. 40,00, $\frac{1}{8}$ side kr. 20,00.

Ekspedisjon: Ingeniørenes Hus. Telefoner: 20701, 23465.