

NYE DIMENSIONERINGSFORMLER
OG DIAGRAMMER
TIL BEREGNING AF KLOAKLEDNINGERS
VANDFØRING



2. UDGAVE

TEKNISK FORLAG

KØBENHAVN 1964

New design formulae, and diagrams for calculation of the flow in sewers.
The Sewage Committee of the Institution of Danish Civil Engineers. Publication
No. 10 (1957 and 1964).

1. Full-flowing sewers

A new exponential formula, $v = 72 \cdot R^{0.635} \cdot I^{0.5}$, is given for calculating full-flowing sewers. In this formula, v is the velocity of the water (m/sec), R the hydraulic radius of the sewer (m), and I the hydraulic gradient. On the basis of this formula, diagrams are prepared for circular sewers and V-invert sewers, and pipe constants are specified for slide-rule calculation.

2. Partly full sewers

In accordance with formulae worked out by the Hydraulic Laboratory of the Technical University of Denmark, on the basis of a number of American test series, a diagram and a nomogram are given for determination of the relationship between flow, depth and velocity of water in full-flowing and partly full sewers.

Further, the following formulae are given for determination of the minimum pipe gradient, I (‰, per thousand), calculated in relation to the quantity of sewage, q (litres/sec.), for a sewer with self-cleansing velocity:

Circular combined sewers

$$I = \frac{12}{\sqrt{q}}$$

V-invert combined sewers

circular intercepting sewers

separate sewers

}
}

$$I = \frac{10}{\sqrt{q}}$$

093776

I 1957 udgav Dansk Ingeniørforenings spildevandskomité 1. udgave af skrift nr. 10 »Nye dimensioneringsformler og diagrammer til beregning af kloakledningers vandføring« baseret på undersøgelser, som komiteens dimensioneringsudvalg havde ladet foretage.

Da skriftet i 1963 var udsolgt, blev det besluttet at lade det genoptrykke i komiteens nye skriftformat med forskellige mindre ændringer i teksten (især side 17). Figurerne samt beregningstavlerne er med en enkelt undtagelse omtegnet, og de nye beregningstavler forhandles særskilt i format A 3 af Teknisk Forlag.

K. Erik Jensen

professor, dr. techn.
formand for spildevandskomiteen

A. Skadhauge

overingeniør, cand. polyt.
formand for dimensioneringsudvalget

INDHOLD

	Side
1. Indledning	7
2. Fuldtløbende ledninger	7
3. Delvis fyldte ledninger	9
4. Eksempler på diagrammernes anvendelse	10
5. Kortfattet redegørelse vedrørende betydningen af anvendelsen af de nye diagrammer	11
a. Fuldtløbende ledninger	11
b. Delvis fyldte ledninger	13
Diagram til bestemmelse af minimumsfald for spidsbundede fælleskloakledninger	14
Diagram til bestemmelse af minimumsfald for cirkulære fælleskloakledninger	15
Diagram til bestemmelse af minimumsfald for cirkulære afskærende ledninger	16
Resumé	19
English Summary	20
	Bilag
Diagram for fulde cirkulære ledninger	1
Diagram for fulde spidsbundede ledninger	2
Ledningskonstanter til brug ved dimensionering	3
Diagram for delvis fyldte kloakledninger	4
Nomogram for delvis fyldte afløbsledninger	5

1. INDLEDNING

Til beregning af kloakledningers vandføring anvendtes i Danmark oprindelig Coldings formel, der imidlertid var meget besværlig i brugen. Til erstatning herfor opstillede Københavns stadsingeniør i 1907 den simple eksponentialformel

$$v = 70 \cdot R^{0.6} \cdot I^{0.5}$$

hvor v er vandets hastighed i m/sek., R ledningens hydrauliske radius i m og I vandspejlsfaldet (energiliniefaldet) i rent tal. Denne formel har siden været næsten enerådende i Danmark og er også blevet meget anvendt i Sverige.

I »Moderne Kloakteknik« (1944) og dens senere udgave »Kloakteknik« (1950) har forfatteren af artiklen »Kloaknettets beregning«, civilingeniør P. H. Eriksen på grundlag af professor A. E. Brettings »Lærebog i Hydraulik« (1942) forsøgt at opstille en ny eksponentialformel til beregning af fuldtløbende kloakledninger.

Denne formel lyder.

$$v = 72 \cdot R^{0.635} \cdot I^{0.5}$$

2. FULDTLØBENDE LEDNINGER

Den nye formel er som nævnt i »Kloakteknik« opstillet for ved hjælp af en formel med størst mulig nøjagtighed at dække det område, der har interesse for dimensionering af kloakledninger. Under forudsætning af, at den antagne ruhedskoefficient er rigtig, skulle formelen give resultater, der for ledningsdimensioner fra 0,20 til 2,00 m højst afviger 1 % fra den til grundlag for formelen liggende af Nikuradse opstillede formel

$$\frac{1}{4\sqrt{\lambda'}} = 1,171 + \log \left(\frac{R}{k} \right),$$

I formelen er regnet med en ruhedskoefficient $1000 k = 1,5$ m, hvilken værdi i ovennævnte lærebog angives at svare til kloakledninger af beton med slimhud (jfr. tabel 17, i »Kloakteknik«).

Formlen er efter dens fremkomst blevet anvendt enkelte steder, bl. a. ved Danmarks tekniske Højskoles undervisning i »Teknisk hygiejne«, ligesom stadsingeniør J. Mørup, Frederikshavn, i 1950 har ladet udarbejde et sæt diagrammer på grundlag af formelen.

Ved »Stads- og Havneingeniørforeningen«s årsmøde i september 1952 behandledes spørgsmålet om optrykning af de af foreningen forhandlede diagrammer. Ved denne lejlighed blev ovennævnte af stadsingeniør Mørup udarbejdede diagrammer forelagt, og det vedtoges at søge dem udgivet af foreningen.

Forinden dette skete, blev spørgsmålet forelagt spildevandskomiteen, hvis dimensionseringsudvalg i den anledning har foretaget en nærmere undersøgelse, for hvilken der i det efterfølgende kort redegøres.

hvor λ' er modstandstallet fra Chezy's formel:

$$v = c \cdot \sqrt{RI} = \frac{\sqrt{2g}}{\lambda'} \cdot \sqrt{RI}$$

og k ledningsoverfladens ruhed. Den hidtil anvendte formel $v = 70 \cdot R^{0.6} \cdot I^{0.5}$ giver resultater, der for ledninger mindre end 60 cm er fra 3 % til 8,5 % for store, idet fejlen vokser med aftagende diameter. Det vil med andre ord sige, at den hidtil anvendte formel giver for små påkrævede ledningsdimensioner for de mindre ledninger.

For at bedømme om den antagne værdi af

ruhedskoefficienten ($1000 k = 1,5 \text{ m}$) er passende, foretoges, da der herhjemme ikke er udført egentlige forsøg med henblik på bestemmelse af kloakledningers ruhed, en bearbejdelse af de af kloakkontoret i København foretagne målinger på den næsten 4 km lange kloakudløbsledning fra Strandvænget til Middegrund. Ledningen, hvis diameter er 1,25 m, er udført af Bonnarør og taget i brug i efteråret 1945.

Ved nogle straks efter ledningens ibrugtagning foretagne målinger fandtes som gennemsnit af henholdsvis 32 og 19 målinger, at en vandføring på 1840 l/sek. gav et tryktab på 4,46 m v.s., medens 2695 l/sek. gav et tryktab på 9,39 m v.s. Hertil svarer $1000 k = \text{ca. } 0,1 \text{ m}$.

Bortset fra de første måneder i årene 1946, 1947, 1948 og 1951 ligger værdierne af $1000 k$ omkring 0,3 m med nogen tendens til en mindre stigning i 1952 og første halvdel af 1953. De nævnte højere værdier af k i de første måneder, der maksimalt andrager $1000 k = 1,10 \text{ m}$, skyldes formentlig en større grusmængde i spildevandet hidrørende fra grusning af vejene i glat føre.

Det bemærkes her, at en lednings kapacitet, når ruhedskoefficienten stiger fra $1000 k = 0,5 \text{ m}$ til henholdsvis 1,0 og 1,5 m vil aftage med henholdsvis ca. 10 og 15 %.

De foreliggende resultater giver væsentlig lavere værdier end den værdi $1000 k = 1,5 \text{ m}$, der er regnet med i den nye formel. Det må dog erindres, at målingerne er foretaget på en ledning af Bonnarør, som på grund af såvel fremstillingen ved centrifugering som de store rør længder må antages at give lavere værdier end en kloakledning udført af almindelige betonrør.

Det mentes derfor ikke, at man kunne tage hensyn til de fundne lavere værdier, hvorfor man enedes om at blive stående ved den ved formelens opstilling forudsatte værdi $1000 k = 1,5 \text{ m}$.

På bilagene 1 og 2 er på grundlag af den således vedtagne formel $v = 72 \cdot R^{0,635} \cdot I_p^{0,5}$ optegnet diagrammer for fulde cirkulære og spidsbundede ledninger.

I et retvinklet dobbelt logaritmisk koordinatsystem, hvor abscisserne angiver vandspejlsfaldet I (i ‰) og ordinaterne vandføringen Q (i l/sek.), er indtegnet to systemer af kurver (rette linier), hvoraf det ene giver den diameter d (i cm), der er nødvendig, for at ledningen kan føre en given vandmængde med et givet vandspejlsfald, medens det andet system giver de tilsvarende hastigheder på vandstrømmen (i m/sek.).

Formlen kan skrives på formen

$$\frac{1}{I} = \left(\frac{K'}{Q} \right)^2$$

hvor I er vandspejlsfaldet i rent tal, Q er vandføringen i $\text{m}^3/\text{sek.}$ og $K' = 72 \cdot F \cdot R^{0,635}$ ($\text{m}^3/\text{sek.}$).

Med vandspejlsfald I_p i ‰ og vandføring Q_1 i l/sek. kan formelen skrives

$$\frac{1}{I_p} = \left(\frac{K}{Q_1} \right)^2$$

hvor $K = \sqrt{1000} \cdot K'$.

Konstanten K er alene afhængig af ledningens tværsnit F (m^2) og hydrauliske radius R (m). Når værdierne af K kendes, kan beregningen let udføres ved hjælp af regnestok, hvilket med lidt øvelse er langt hurtigere og mere nøjagtigt end anvendelse af diagrammerne.

På bilag 3 er i tabel 1 anført værdier af K for cirkulære og spidsbundede ledninger fra 0,1 m til 2,0 m diameter. Endvidere er på fig. 1, 2 og 3 (bilag 3) vist, hvorledes beregningen foretages med regnestok. Beregningen lettes, hvis man een gang for alle afmærker nogle af konstanterne på regnestokken. For cirkulære ledninger mindre end og lig 50 cm afmærkes alle konstanter, medens det for dimensioner fra 50 cm til 100 cm er tilstrækkeligt at afmærke konstanter for cirkulære dimensioner med endeciffer 5.

Alle øvrige værdier findes let, når man på regnestokken afmærker følgende 2 konstanter, nemlig

$$\frac{K_5}{K_0} = 1,054$$

ruhedskoefficienten ($1000 k = 1,5 \text{ m}$) er passende, foretoges, da der herhjemme ikke er udført egentlige forsøg med henblik på bestemmelse af kloaklednings ruhed, en bearbejdelse af de af kloakkontoret i København foretagne målinger på den næsten 4 km lange kloakudløbsledning fra Strandvænget til Middegrund. Ledningen, hvis diameter er 1,25 m, er udført af Bonnarør og taget i brug i efteråret 1945.

Ved nogle straks efter ledningens ibrugtagning foretagne målinger fandtes som gennemsnit af henholdsvis 32 og 19 målinger, at en vandføring på 1840 l/sek. gav et tryktab på 4,46 m v.s., medens 2695 l/sek. gav et tryktab på 9,39 m v.s. Hertil svarer $1000 k = \text{ca. } 0,1 \text{ m}$.

Bortset fra de første måneder i årene 1946, 1947, 1948 og 1951 ligger værdierne af $1000 k$ omkring 0,3 m med nogen tendens til en mindre stigning i 1952 og første halvdel af 1953. De nævnte højere værdier af k i de første måneder, der maximalt andrager $1000 k = 1,10 \text{ m}$, skyldes formentlig en større grusmængde i spildevandet hidrørende fra grusning af vejene i glat føre.

Det bemærkes her, at en lednings kapacitet, når ruhedskoefficienten stiger fra $1000 k = 0,5 \text{ m}$ til henholdsvis 1,0 og 1,5 m vil aftage med henholdsvis ca. 10 og 15 %.

De foreliggende resultater giver væsentlig lavere værdier end den værdi $1000 k = 1,5 \text{ m}$, der er regnet med i den nye formel. Det må dog erindres, at målingerne er foretaget på en ledning af Bonnarør, som på grund af såvel fremstillingen ved centrifugering som de store rørlængder må antages at give lavere værdier end en kloakledning udført af almindelige betonrør.

Det mentes derfor ikke, at man kunne tage hensyn til de fundne lavere værdier, hvorfor man enedes om at blive stående ved den ved formelens opstilling forudsatte værdi $1000 k = 1,5 \text{ m}$.

På bilagene 1 og 2 er på grundlag af den således vedtagne formel $v = 72 \cdot R^{0.633} \cdot I^{0.3}$ optegnet diagrammer for fulde cirkulære og spidsbundede ledninger.

I et retvinklet dobbelt logaritmisk koordinatsystem, hvor abscisserne angiver vandspejlsfaldet I (i ‰) og ordinaterne vandføringen Q (i l/sek.), er indtegnet to systemer af kurver (rette linier), hvoraf det ene giver den diameter d (i cm), der er nødvendig, for at ledningen kan føre en given vandmængde med et givet vandspejlsfald, medens det andet system giver de tilsvarende hastigheder på vandstrømmen (i m/sek.).

Formlen kan skrives på formen

$$\frac{1}{I} = \left(\frac{K'}{Q} \right)^2$$

hvor I er vandspejlsfaldet i rent tal, Q er vandføringen i $\text{m}^3/\text{sek.}$ og $K' = 72 \cdot F \cdot R^{0.633}$ ($\text{m}^3/\text{sek.}$).

Med vandspejlsfald I_p i ‰ og vandføring Q_1 i l/sek. kan formelen skrives

$$\frac{1}{I_p} = \left(\frac{K}{Q_1} \right)^2$$

hvor $K = \sqrt{1000} \cdot K'$.

Konstanten K er alene afhængig af ledningens tværsnit F (m^2) og hydrauliske radius R (m). Når værdierne af K kendes, kan beregningen let udføres ved hjælp af regnestok, hvilket med lidt øvelse er langt hurtigere og mere nøjagtigt end anvendelse af diagrammerne.

På bilag 3 er i tabel 1 anført værdier af K for cirkulære og spidsbundede ledninger fra 0,1 m til 2,0 m diameter. Endvidere er på fig. 1, 2 og 3 (bilag 3) vist, hvorledes beregningen foretages med regnestok. Beregningen lettes, hvis man een gang for alle afmærker nogle af konstanterne på regnestokken. For cirkulære ledninger mindre end og lig 50 cm afmærkes alle konstanter, medens det for dimensioner fra 50 cm til 100 cm er tilstrækkeligt at afmærke konstanter for cirkulære dimensioner med endeciffer 5.

Alle øvrige værdier findes let, når man på regnestokken afmærker følgende 2 konstanter, nemlig

$$\frac{K_v}{K_d} = 1,054$$

strueret således, at $\frac{v_q}{v_f}$ har samme værdi som ved cirkulære rør, når $\frac{R}{R_f}$ er ens i de to typer rør. Dernæst er ud fra denne $\frac{v_q}{v_f}$ -kurve bestemt en $\frac{q}{Q_f}$ -kurve (af formel 2), som endelig er tilnærmet med ligningen

$$\begin{aligned} \frac{q}{Q_f} = & 0,425 + 0,503 \cdot \cos \pi \frac{u}{1,125 d} \\ & + 0,075 \cdot \cos 2 \pi \frac{u}{1,125 d} \\ & + 0,003 \cdot \cos 3 \pi \frac{u}{1,125 d} \quad (3) \end{aligned}$$

Den endelige $\frac{v_q}{v_f}$ -kurve svarende til ligning 3 er derefter bestemt af ligning 2.

Det bemærkes, at formlerne (1) og (3) ikke er baseret på nogen hydraulisk teori, men alene er rent matematiske udtryk, som dækker de ved de omtalte forsøg fundne resultater.

På bilag 4 er på grundlag af formlerne (1), (2) og (3) fremstillet diagrammer til bestemmelse af forholdet mellem delvis og helt fyldte ledningers vandføring, vanddybde og vandstrømmens hastighed.

Kurvernes ordinater angiver for cirkelformede ledninger fyldningsgraden d.v.s. forholdet mellem vanddybden u og ledningens fulde højde, der er lig diameteren d . For de spidsbundede ledningers vedkommende angiver ordinaterne ikke den egentlige fyld-

ningsgrad, men for ensartethedens skyld ligeledes forholdet mellem vanddybden u og diameteren d , hvorfor ordinaterne for disse ledninger går til 1,125, svarende til fuld ledning.

Abscisserne angiver dels forholdet mellem vandføringen q og ledningens vandføring Q_f når den netop løber fuld, og dels forholdet mellem de tilsvarende hastigheder v_q og v_f .

For vandføringer mindre end 0,05 gange den fuldtløbende lednings vandføring er indelingen på abscisseaksen større, hvorved aflæsningens nøjagtighed forøges for de mindre fyldningsgrader, som navnlig har interesse ved bestemmelse af spildevandsstrømmens hastighed i en fælles kloakledning.

På bilag 5 er gengivet et af Københavns kommunes kloakkontor udarbejdet nomogram til bestemmelse af forholdet mellem delvis og helt fyldte ledningers vandføring, vanddybde og vandhastighed udfra formlerne (1), (2) og (3) svarende til det på bilag 4 fremstillede diagram.

Nomogrammet består for såvel cirkulært som spidsbundet profil af tre parallelle linier med henholdsvis en skala for ledningsdiameter d (cm), en skala for vanddybde u (cm) og en dobbeltskala for relativ vandhastighed $\frac{v_q}{v_f}$ (tilvenstre) og relativ vandføring $\frac{q}{Q_f}$ (tilhøjre).

På nomogrammet aflæses sammenhørende værdier ved rette liniers skæring med de 3 skalaer.

4. EKSEMPLER PÅ DIAGRAMMERNES ANVENDELSE

Eksempel 1.

En 50 cm spidsbundet ledning ligger med et fald på 5 ‰. Find vanddybde og hastighed for vandføring $q = 6$ l/sek.

Af diagrammet for fuldtløbende spidsbundede ledninger (bilag 2) eller ved hjælp af tabel 1 (bilag 3) findes, at ledningen, når den netop løber fuld, kan føre en vandmæng-

de $Q_f = 280$ l/sek. med en hastighed $v_f = 1,37$ m/sek.

Man har altså $\frac{q}{Q_f} = \frac{6}{280} = 0,0214$

Af diagrammet (bilag 4) findes på kurven for vandføring $\frac{q}{Q_f}$ (spb. ledn.), at der til

abscissen 0,0214 svarer ordinaten 0,169, altså $\frac{u}{d} = 0,169$ og $u = 0,169 \cdot 0,50 = 0,08$ m

Til ordinaten 0,169 svarer endvidere på kurven for hastighed $\frac{v_q}{v_f}$ (spb. ledn.) abscissen 0,365 altså:

$$\frac{v_q}{v_f} = 0,365 \text{ og } v_q = 0,365 \cdot 1,37 = 0,50 \text{ m/sek.}$$

Eksempel 2.

For samme ledning som ovenfor undersøges, hvor stor en vandføring q , der skal til for at opnå en hastighed på vandstrømmen på 0,6 m/sek.

$$\text{Man har: } \frac{v_q}{v_f} = \frac{0,60}{1,37} = 0,437$$

Af diagrammet (bilag 4) findes, at der til det punkt på $\frac{v_q}{v_f}$ -kurven, der har abscissen 0,437, svarer et punkt på $\frac{q}{Q_f}$ -kurven med abscissen 0,047, altså

$$\frac{q}{Q_f} = 0,047 \text{ og } q = 0,047 \cdot 280 = 13,1 \text{ l/sek.}$$

Den til denne vandføring svarende vanddybde u findes ligeledes af bilag 4. De ovenfor nævnte punkter på kurverne har nemlig ordinaten 0,240, altså:

$$\frac{u}{d} = 0,240 \text{ og } u = 0,240 \cdot 0,50 = 0,12 \text{ m.}$$

5. KORTFATTET REDEGØRELSE VEDRØRENDE BETYDNINGEN AF ANVENDELSEN AF DE NYE DIAGRAMMER

a. Fuldstøbende ledninger.

Idet dimensioneringsformlen skrives $v = c \sqrt{R \cdot I}$ fås henholdsvis for den hidtil anvendte gamle og for den nye formel:

$c_{gl} = 70 \cdot R^{0,1}$ og $c_{ny} = 72 \cdot R^{0,135}$. Forholdet $\frac{c_{ny}}{c_{gl}}$, der grafisk er fremstillet på fig. 4, giver samtidig forholdet mellem ledningskapaciteterne. Det ses, at kapaciteten, når den

nye formel anvendes, bliver mindre for ledninger, hvis hydrauliske radius er under 0,45 m (= 1,80 m cirk. ledn. og 1,78 m spb. ledn.), d.v.s. for de allerfleste ledninger. Nedsættelsen af kapaciteten andrager for de mindste ledninger ca. 10 %, aftager til ca. 5 % for 50 cm ledninger og 0 % for 1,80 m ledninger. For større ledninger bliver kapaciteten ubetydeligt større ved anvendelse af den nye formel.

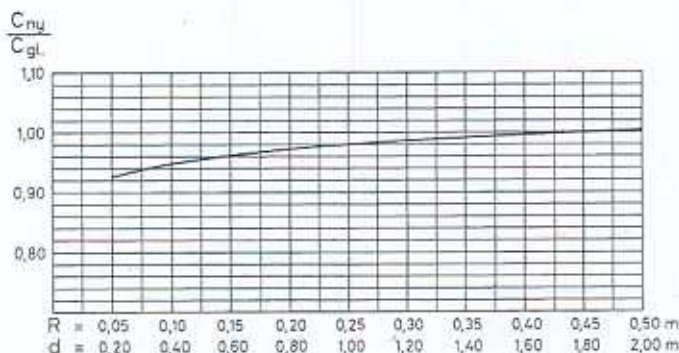


Fig. 4.

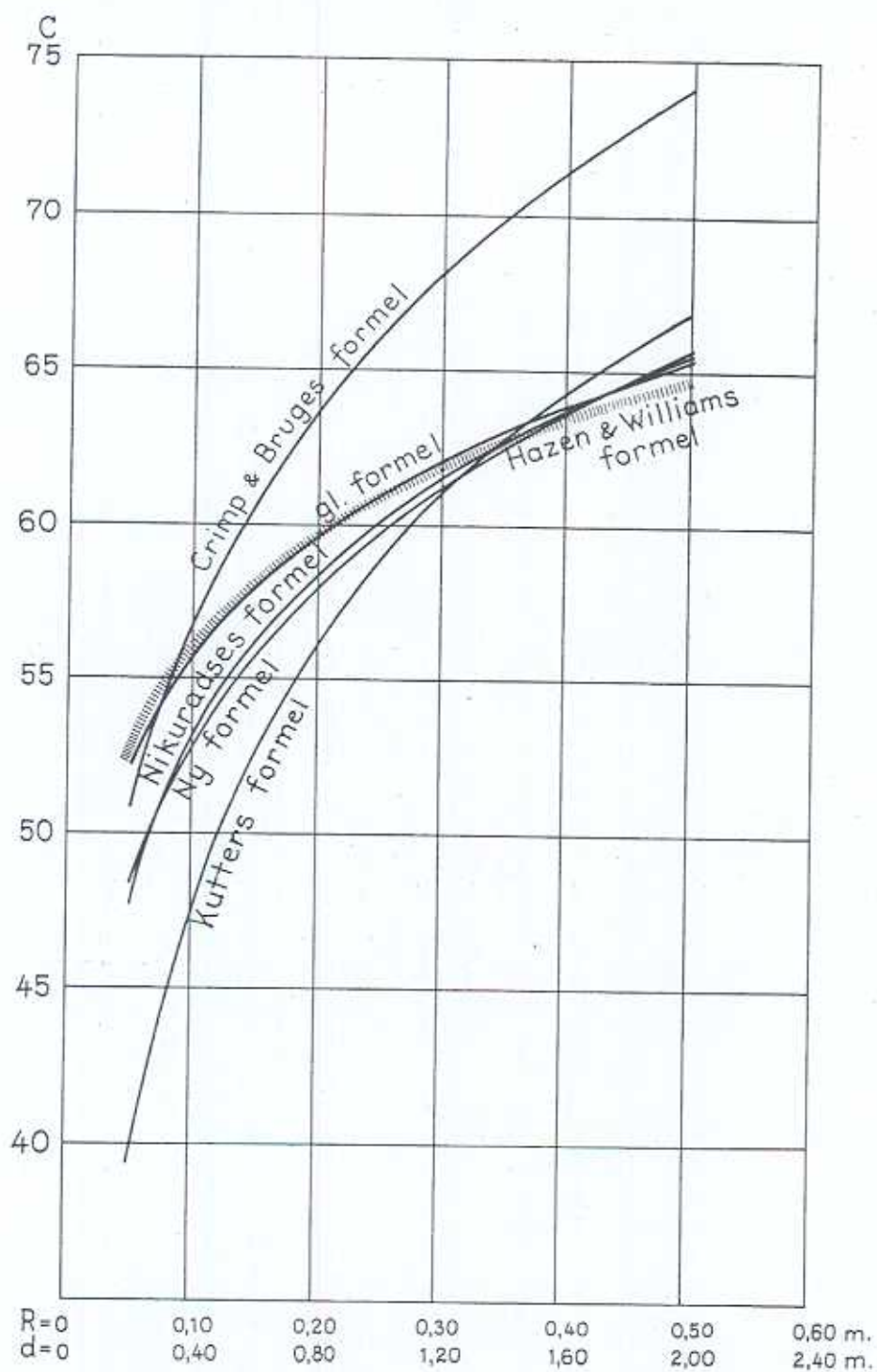


Fig. 5.

Efter den nye formel findes altså – for ledninger med hydraulisk radius henholdsvis mindre og større end 0,45 m – lidt større henholdsvis lidt mindre påkrævede diametre af ledningerne end ved anvendelse af den gamle formel.

På fig. 5 er for forskellige formler vist konstanten c 's variation med hydraulisk radius.

Det fremgår heraf, at c -kurven for den nye formel: $v = 72 \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.5}$, som naturligt er efter dens udledning, meget nær falder sammen med kurven for Nikuradses formel med ruheden 1000 $k = 1,5$ m.

Endvidere ses, at beliggenheden af c -kurven for den nye formel i forhold til den gamle formel: $v = 70 \cdot R^{0.6} \cdot I^{0.5}$ er som angivet på fig. 4, når den der fremstillede kurve sammenlignes med den vandrette linie $c_{ny} : c_{gl} = 1,00$.

Kurven for den nye formel er beliggende mellem kurven for den gamle formel og kurven for »den forkortede Kutters formel«:

$v = \frac{100\sqrt{R}}{0,35 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{RI}$, som anvendes i Tyskland (med koefficienten 0,35), og som ligger meget nær op ad Ganguillet & Kutters formel:

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{1}{0,00155}}{1 + (23 + \frac{0,00155}{I}) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{RI},$$

for $n = 0,0135$.

Crimp and Bruges' formel: $v_{(\text{feet/sec})} = 124 \cdot R^{1/4}_{(\text{feet})} \cdot I^{1/4}$ (omskrevet i metersystemet: $v = 83,45 \cdot R^{1/4} \cdot I^{1/4}$), der anvendes i England, giver for ledninger over 30 cm væsentlig større ledningsdimensioner end de øvrige formler. Formlen er opstillet 1894, og er afpasset således, at den giver meget nær de samme resultater som Ganguillet & Kutters formel, når ruhedskoefficienten n i denne sættes til 0,012 (0,0125 for de største værdier af R).

Den i U.S.A. anvendte Hazen and Williams formel: $v_{(\text{feet/sec})} = 1,318 \cdot 110 \cdot R^{0.63}_{(\text{feet})} \cdot I^{0.54}$

(omskrevet i metersystemet: $v = 93,41 \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.54}$) ses at give resultater, der falder meget nær sammen med den gamle formel. Ved optegningen af kurven for formelen, er denne yderligere omskrevet til $v = 69 \cdot R^{0.59} \cdot I^{0.5}$. Dette er sket ved at sætte

$$I = \frac{1}{2000 \cdot R}, \text{ hvilken antagelse naturlig-$$

vis kun rent gennemsnitligt dækker de faktiske forhold. For at antyde den herved begåede tilnærmelse er kurven på figuren angivet med en bred signatur.

Som det fremgår af ovenstående beror forskellen på de i de forskellige lande anvendte formler for en væsentlig del på, at der ikke er gået ud fra de samme ruhedskoefficienter ved formlernes opstilling.

b. Delvis fyldte ledninger.

På fig. 6, 7 og 8 er dels angivet de i »Kloakteknik« anførte formler for beregning af ledningers minimumsfald, dels de tilsvarende formler beregnet efter de nye diagrammer. Endvidere er de anførte formler fremstillet grafisk i dobbelt logaritmisk koordinatsystem.

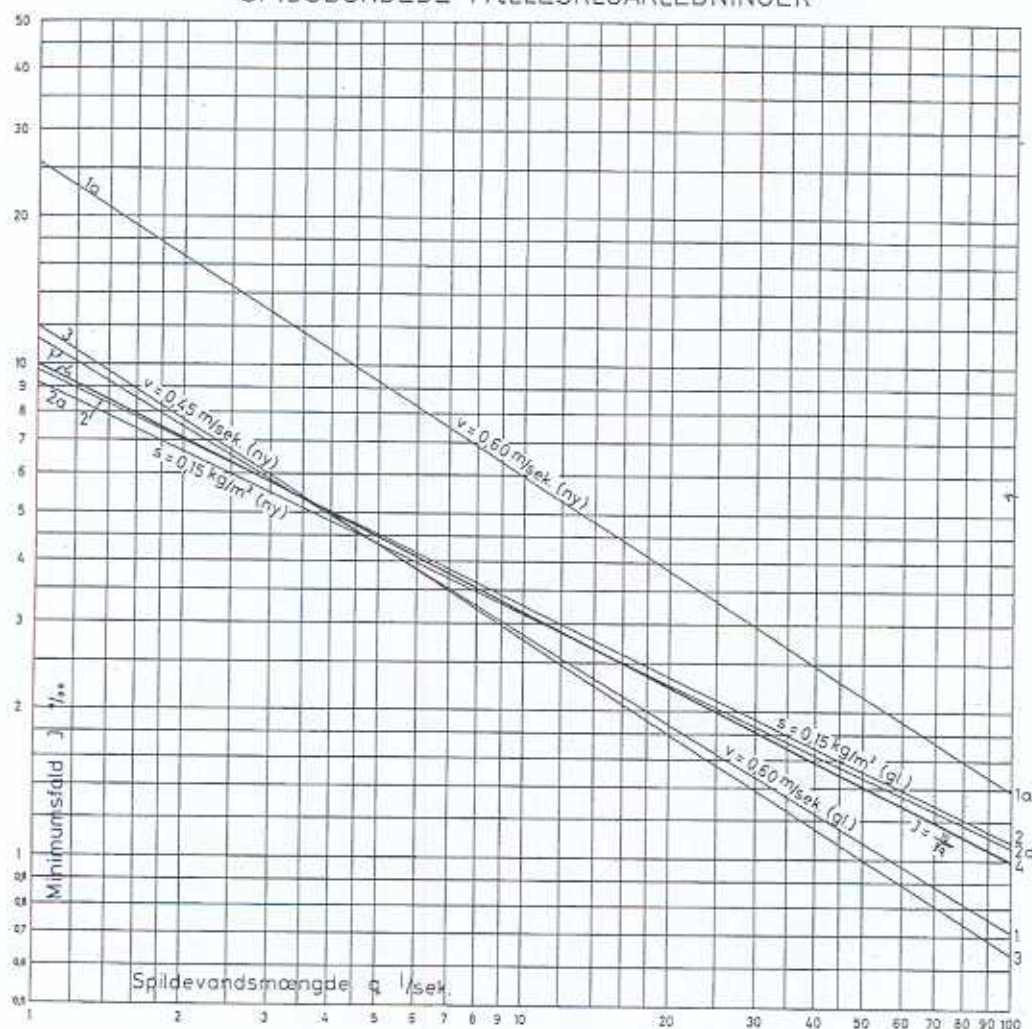
Formlerne 1 på fig. 6 og 7 svarende til $v = 0,60$ m/sek. er som anført i »Kloakteknik« beregnet ud fra den gamle formel $v = 70 \cdot R^{0.6} \cdot I^{0.5}$, idet der for spidsbundede ledninger regnes med fyldt spids, d.v.s. vanddybde $= 0,125$ d og for cirkulære ledninger med en vanddybde $= 0,08$ d svarende til normal spildevandsdybde. For øvrigt spiller vanddybden en meget ringe rolle, således at formlerne med tilstrækkelig nøjagtighed kan anvendes for alle forekommende spildevandsdybder i fælleskloakker.

De tilsvarende nye formler 1 a er beregnet ud fra formelen $v = 0,75 \cdot 72 \cdot R^{0.63} \cdot I^{0.5}$.

Konstanten 0,75 er et som gennemsnit fundet forhold mellem de til vanddybden $u = 0,125$ d svarende hastigheder v_{ny} og v_{gl} bestemt henholdsvis efter diagrammet bilag 4 og efter det hidtil anvendte diagram.

Det ses, at det nødvendige ledningsfald for en spildevandshastighed på 0,60 m/sek. be-

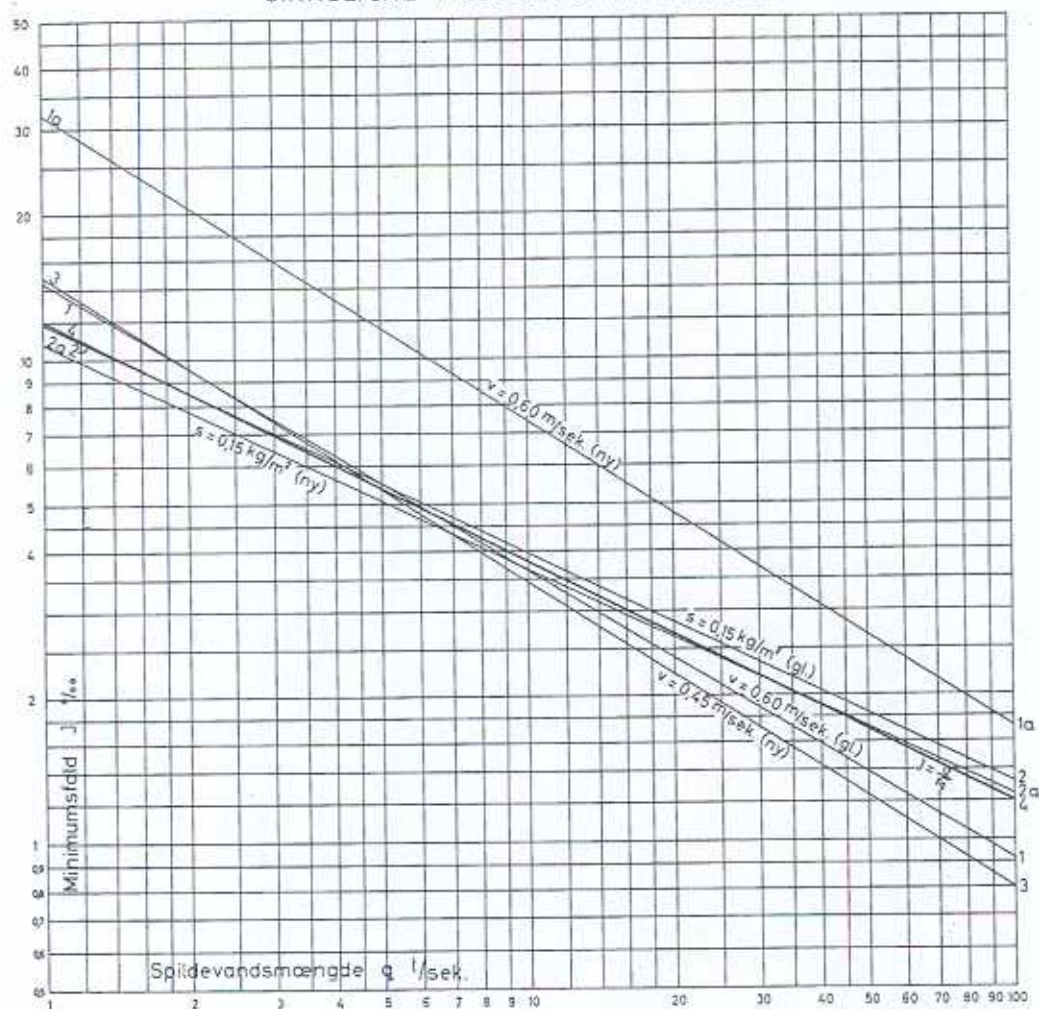
Diagram til bestemmelse af minimumsfald for
SPIDSBUNDEDE FÆLLESKLOAKLEDNINGER



1. $v = 0,60 \text{ m/sek. (gammel)}$ $J = 11,3 \cdot q^{0,6} \text{ ‰}$ (Kloaktekn. 1950, side 62, ligning 24)
- 1a. ——— (ny) $J = 25,8 \cdot q^{0,625} \text{ ‰}$
2. $s = 0,15 \text{ kg/m}^3 \text{ (gammel)}$ $J = 9,75 \cdot q^{0,75} \text{ ‰}$ (Kloaktekn. 1950, side 63, ligning 27)
- 2a. ——— (ny) $J = 9,18 \cdot q^{0,75} \text{ ‰}$
3. $v = 0,45 \text{ m/sek. (ny)}$ $J = 12,0 \cdot q^{0,635} \text{ ‰}$
4. $J = \frac{10}{q} \text{ ‰}$ (Kloaktekn. 1950, side 63, ligning 28)

Fig. 6.

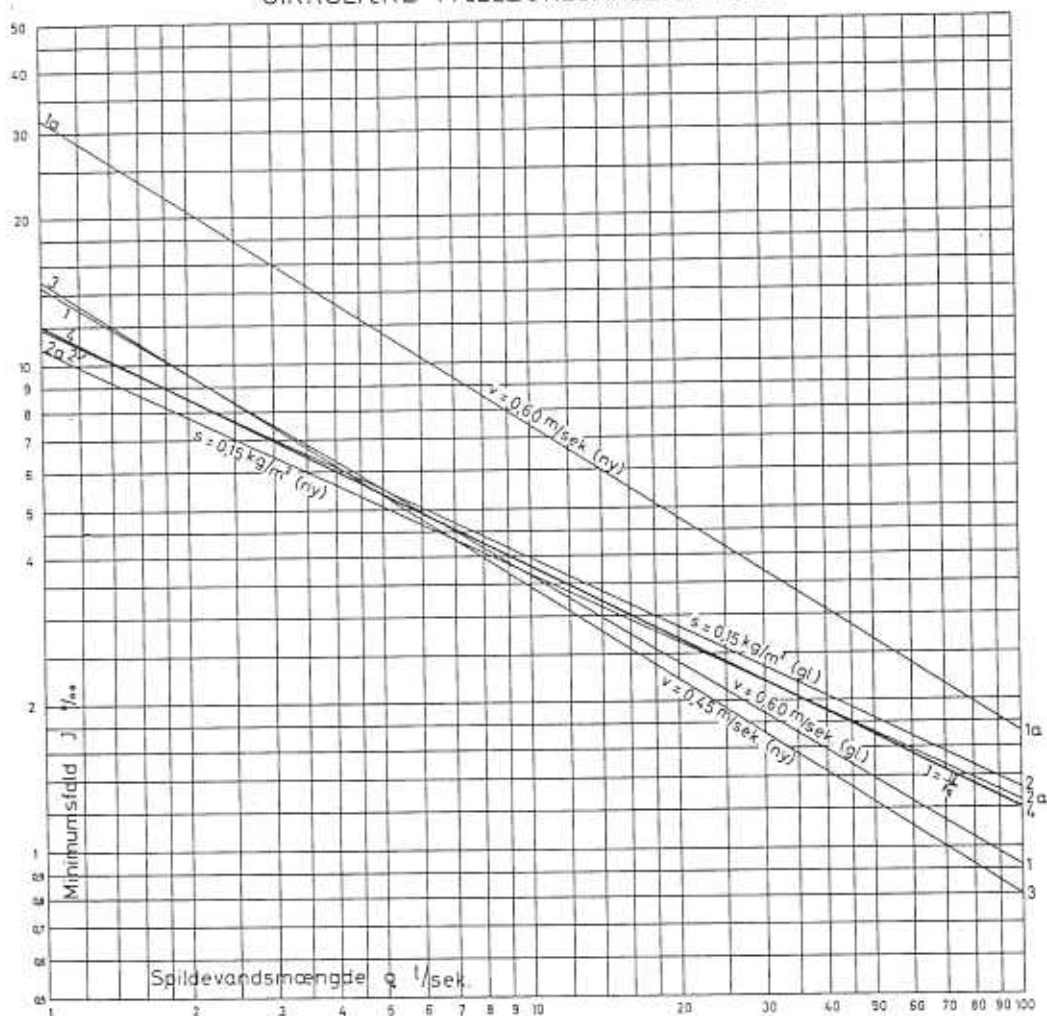
Diagram til bestemmelse af minimumsfald for
CIRKULÆRE FÆLESKLOAKLEDNINGER



1. $v = 0,60 \text{ m/sek. (gammel)}$ $J = 14,47 \cdot q^{-0,5} \text{ ‰}$
- 1a. — (ny) $J = 32,0 \cdot q^{-0,635} \text{ ‰}$
2. $S = 0,15 \text{ kg/m}^2 \text{ (gammel)}$ $J = 11,83 \cdot q^{-1/4} \text{ ‰}$
- 2a. — (ny) $J = 10,75 \cdot q^{-1/4} \text{ ‰}$
3. $v = 0,45 \text{ m/sek. (ny)}$ $J = 14,85 \cdot q^{-0,635} \text{ ‰}$
4. $J = \frac{1}{16} \text{ ‰}$

Fig. 7.

Diagram til bestemmelse af minimumsfald for
CIRKULÆRE FÆLLESKLOAKLEDNINGER



1. $v = 0,60 \text{ m/sek. (gammel)}$ $J = 14,47 \cdot Q^{0,6} \text{ ‰}$
- 1a. — " — (ny) $J = 32,0 \cdot Q^{0,635} \text{ ‰}$
2. $S = 0,15 \text{ kg/m}^2 \text{ (gammel)}$ $J = 11,83 \cdot Q^{0,57} \text{ ‰}$
- 2a. — " — (ny) $J = 10,75 \cdot Q^{0,57} \text{ ‰}$
3. $v = 0,45 \text{ m/sek. (ny)}$ $J = 14,85 \cdot Q^{0,635} \text{ ‰}$
4. $J = \frac{16}{Q} \text{ ‰}$

Fig. 7.

stemt efter de nye formler 1 a vil blive rundt regnet dobbelt så store som beregnet efter de gamle formler 1.

Det ses endvidere, at en hastighed $v = 0,45$ m/sek. efter de nye formler giver omtrent samme ledningsfald som $v = 0,60$ m/sek. efter de gamle formler.

Hvis man derimod beregner ledningsfaldet svarende til konstant slæbekraft $S = 0,15$ kg/m², bliver forskellen mellem at anvende de nye og de gamle formler ikke synderlig stor.

Det vil efter det foran anførte være urimeligt at fastholde en minimumshastighed på 0,60 m/sek. efter indførelsen af de nye formler, da de ledningsfald, der svarer til $v = 0,60$ m/sek. efter de gamle formler erfaringsmæssigt må siges at være tilstrækkelige til at sikre ledningernes selvrensning.

Man kan da ved indførelsen af de nye formler enten gå over til at regne $v_{\min.} = 0,45$ m/sek., da dette vil give omtrent samme ledningsfald som hidtil, eller man kan regne med ledningsfald svarende til konstant slæbekraft, hvilket sidste forekommer mest tiltalende.

For fælleskloakker er slæbekraften sat til 0,15 kg/m², hvilket er den værdi, der giver fald, som nærmest svarer til de, der erfaringsmæssigt har vist sig tilstrækkelige.

De teoretiske ligninger for konstant slæbekraft er dog erstattet af simple ligninger, som er lette at operere med på regnestok.

Med henvisning til fig. 6 og 7 kan regnes med for

$$\text{spidsbundede fælleskloakker } I = \frac{10}{\sqrt{q}}$$

$$\text{cirkulære fælleskloakker } I = \frac{12}{\sqrt{q}}$$

hvor I er ledningsfaldet i ‰ og q spildevandsmængden i l/sek.

Formlerne kan kun anvendes for q større end 1 l/sek. For mindre værdier må anvendes de i tabel 12 i »Kloakteknik« foreslåede minimumsfald.

På fig. 8 er vist resultaterne af en beregning svarende til forholdene ved afskæren-

de ledninger, hvor spildevandsmængden udgør indtil halvdelen af den fuldtløbende lednings kapacitet. Det ses, at det er uden væsentlig betydning, om spildevandsmængden svarer til halvdelen af ledningens kapacitet (opspædning 1 + 1) eller kun til 1/5 af kapaciteten (opspædning 1 + 5). Man kan her, hvis man fastholder værdien $S = 0,15$ kg/m² regne med for

$$\text{cirkulære afskærende ledninger } I = \frac{10}{\sqrt{q}}$$

d.v.s. samme værdi som for spidsbundede fælleskloakker.

Som anført i spildevandskomiteens skrift nr. 8, side 13, omhandlende kloakledningers maximums- og minimumsfald giver de i det nævnte skrift foretagne undersøgelser grund til at formode, at de ovenfor nævnte formler i almindelighed vil være på den sikre side, navnlig for større ledningsdimensioner. Resultatet af den foretagne undersøgelse er dog ikke så klart, at det kan motivere en revision af de anførte på teoretisk basis opstillede formler.

En separat spildevandsledning, der f. eks. er beregnet for 2 gange spildevandsmængden, svarer med hensyn til spildevandsmængdens størrelse i forhold til ledningskapaciteten til en afskærende ledning med opspædning 1 + 1, d.v.s. opspædningsgraden $m = 1$.

Man ser undertiden anført, at separate spildevandsledninger bør lægges med noget større fald end fællesledninger. På fig. 8 er angivet den rette linie svarende til $S = 0,25$ kg/m². Det ses, at et sådant krav vil medføre større fald. Såvidt vides er der ved udførelse af separate spildevandsledninger hidtil regnet med samme fald som for almindelige fællesledninger, uden at det har givet anledning til ulemper. Dette kan forklares derved, at separat afledet spildevand ikke medfører så meget sand som spildevand blandet med overfladevand, og at denne omstændighed formentlig opvejer det forhold, at en separat spildevandsledning ikke får den skylning under regn som en afskærende ledning.

stemt efter de nye formler 1 a vil blive rundt regnet dobbelt så store som beregnet efter de gamle formler 1.

Det ses endvidere, at en hastighed $v = 0,45$ m/sek. efter de nye formler giver omtrent samme ledningsfald som $v = 0,60$ m/sek. efter de gamle formler.

Hvis man derimod beregner ledningsfaldet svarende til konstant slæbekraft $S = 0,15$ kg/m², bliver forskellen mellem at anvende de nye og de gamle formler ikke synderlig stor.

Det vil efter det foran anførte være urimeligt at fastholde en minimumshastighed på 0,60 m/sek. efter indførelsen af de nye formler, da de ledningsfald, der svarer til $v = 0,60$ m/sek. efter de gamle formler erfaringsmæssigt må siges at være tilstrækkelige til at sikre ledningernes selvrensning.

Man kan da ved indførelsen af de nye formler enten gå over til at regne $v_{\min.} = 0,45$ m/sek., da dette vil give omtrent samme ledningsfald som hidtil, eller man kan regne med ledningsfald svarende til konstant slæbekraft, hvilket sidste forekommer mest tiltalende.

For fælleskloakker er slæbekraften sat til 0,15 kg/m², hvilket er den værdi, der giver fald, som nærmest svarer til de, der erfaringsmæssigt har vist sig tilstrækkelige.

De teoretiske ligninger for konstant slæbekraft er dog erstattet af simplere ligninger, som er lette at operere med på regnestok.

Med henvisning til fig. 6 og 7 kan regnes med for

$$\text{spidsbundede fælleskloakker } I = \frac{10}{\sqrt{q}}$$

$$\text{cirkulære fælleskloakker } I = \frac{12}{\sqrt{q}}$$

hvor I er ledningsfaldet i ‰ og q spildevandsmængden i l/sek.

Formlerne kan kun anvendes for q større end 1 l/sek. For mindre værdier må anvendes de i tabel 12 i »Kloakteknik« foreslåede minimumsfald.

På fig. 8 er vist resultaterne af en beregning svarende til forholdene ved afskæren-

de ledninger, hvor spildevandsmængden udgør indtil halvdelen af den fuldtløbende lednings kapacitet. Det ses, at det er uden væsentlig betydning, om spildevandsmængden svarer til halvdelen af ledningens kapacitet (opspædning 1 + 1) eller kun til $\frac{1}{2}$ af kapaciteten (opspædning 1 + 5). Man kan her, hvis man fastholder værdien $S = 0,15$ kg/m² regne med for

$$\text{cirkulære afskærende ledninger } I = \frac{10}{\sqrt{q}}$$

d.v.s. samme værdi som for spidsbundede fælleskloakker.

Som anført i spildevandskomiteens skrift nr. 8, side 13, omhandlende kloakledningers maximums- og minimumsfald giver de i det nævnte skrift foretagne undersøgelser grund til at formode, at de ovenfor nævnte formler i almindelighed vil være på den sikre side, navnlig for større ledningsdimensioner. Resultatet af den foretagne undersøgelse er dog ikke så klart, at det kan motivere en revision af de anførte på teoretisk basis opstillede formler.

En separat spildevandsledning, der f. eks. er beregnet for 2 gange spildevandsmængden, svarer med hensyn til spildevandsmængdens størrelse i forhold til ledningskapaciteten til en afskærende ledning med opspædning 1 + 1, d.v.s. opspædningsgraden $m = 1$.

Man ser undertiden anført, at separate spildevandsledninger bør lægges med noget større fald end fællesledninger. På fig. 8 er angivet den rette linie svarende til $S = 0,25$ kg/m². Det ses, at et sådant krav vil medføre større fald. Såvidt vides er der ved udførelse af separate spildevandsledninger hidtil regnet med samme fald som for almindelige fællesledninger, uden at det har givet anledning til ulemper. Dette kan forklares derved, at separat afledet spildevand ikke medfører så meget sand som spildevand blandet med overfladevand, og at denne omstændighed formentlig opvejer det forhold, at en separat spildevandsledning ikke får den skylning under regn som en afskærende ledning.

Det skal herefter anbefales, at man ligesom for afskærende ledninger regner med for

$$\text{separate spildevandsledninger } I = \frac{10}{\sqrt{q}}$$

Betydningen af at anvende de nye diagrammer for delvis fyldte ledninger er for det første, at man ikke ved delvis fyldning finder vandføringer, der overstiger den fuldtløbende lednings kapacitet, hvilket man længe har været klar over var en urimelighed. Man finder endvidere en til de udførte forsøg svarende større vanddybde for en given spildevandsmængde.

Dette sidste har stor betydning ved bestemmelse af overfaldskantens højde, idet en for ringe højde vil give mindre opspædning af overløbsvandet end tilsigtet.

I efterfølgende tabel er for to spidsbundede og een cirkulær ledning for forskellige opspædningsgrader anført vanddybde beregnet efter de gamle og de nye diagrammer. I den sidste kolonne er endvidere angivet den opspædning, man får efter de nye diagrammer i de tilfælde, overfaldskanten er anbragt svarende til vanddybden beregnet efter de gamle formler.

Ledning			Opspædningsgrad m	Vanddybde		m _{ny} svarende til u _{gl}
Dim. cm	Fald ‰	q l/sek.		u _{gl} cm	u _{ny} cm	
100 spb.	3	14	1	14,3	17,4	0,3
			3	19,7	23,5	1,7
			5	23,5	26,1	3,0
50 spb.	5	3	1	7,2	8,8	0,3
			3	9,9	11,9	1,6
			5	11,8	13,1	2,9
50 cirk.	5	3	1	4,9	5,8	0,5
			3	6,9	8,1	1,8
			5	8,3	10,0	3,2

Det ses, at man ved at anvende de gamle diagrammer i virkeligheden får langt mindre opspædningsgrader end tilsigtet.

RESUMÉ

På foranledning af »Stads- og Havneingeniørforeningen i Danmark« har Dansk Ingeniørforenings Spildevandskomité foretaget en undersøgelse af en i 1943 af civilingeniør P. H. Eriksen på grundlag af professor A. E. Brettings »Lærebog i Hydraulik« (1942) opstillet ny eksponentialformel til beregning af fuldløbende kloakledninger.

Formlen lyder:

$$v = 72 \cdot R^{0,635} \cdot I^{0,5},$$

hvor v er vandets hastighed i m/sek., R ledningens hydrauliske radius i m og I vandspejlsfaldet (energiliniefaldet) i rent tal.

Formlen er opstillet som tilnærmelse til Nikuradses formel

$$\frac{1}{4 \sqrt{k}} = 1,171 + \log \left(\frac{R}{k} \right),$$

idet der regnes med en ruhedskoefficient $1000 k = 1,5$ m.

På bilagene 1 og 2 er på grundlag af formelen optegnet diagrammer for fulde cirkulære og spidsbundede ledninger.

På bilag 3 er angivet ledningskonstanter K til brug ved beregning med regnestok, idet formelen omskrives til

$$\frac{1}{I_p} = \left(\frac{K}{Q_l} \right)^2$$

I_p er vandspejlsfaldet i ‰ og Q_l vandføring i l/sek.

På bilag 4 er fremstillet diagrammer til bestemmelse af forholdet mellem delvis og helt fyldte ledningers vandføring, vanddybde og vandstrømmens hastighed og på bilag 5 er fremstillet et tilsvarende nomogram.

Diagrammerne er optegnet efter formler, der på basis af nogle amerikanske forsøgsserier er udarbejdet af professor A. E. Bretting med bistand af civilingeniør Bent Christensen ved Danmarks Tekniske Højskoles Laboratorium for Hydraulik.

Anvendelse af den nye formel for fuldtløbende ledninger betyder en med voksende ledningsdiameter aftagende formindskelse af vandføringsevnen. For de mindste ledninger andrager nedsættelsen ca. 10 %, for 50 cm ledninger ca. 5 % og for 1,80 m ledninger 0 %.

Anvendelse af diagrammet for delvis fyldte ledninger betyder, at man for en ledning, for hvilken vandets hastighed efter de hidtil anvendte diagrammer er 0,60 m/sek., efter de nye diagrammer kun vil finde en hastighed på ca. 0,45 m/sek.

Der er opstillet følgende formler til bestemmelse af mindste ledningsfald I (‰) beregnet i forhold til spildevandsmængden q (l/sek.):

$$\text{cirkulære fælleskloakker} \quad I = \frac{12}{\sqrt{q}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{spidsbundede fælleskloakker} \\ \text{cirkulære afskærende ledninger} \\ \text{separate spildevandsledninger} \end{array} \right\} I = \frac{10}{\sqrt{q}}$$

ENGLISH SUMMARY

Up to the present time in Denmark, the calculation of flow in sewers has been based almost exclusively on a formula developed by the Copenhagen City Engineer in 1907.

At the request of the Society of City and Harbour Engineers, the Sewage Committee of the Institution of Danish Civil Engineers has now undertaken the examination of a new exponential formula for sewers flowing full, devised in 1943 by P. H. Eriksen, on the basis of Professor A. E. Bretting's textbook on hydraulics (1942).

The formula is written

$$v = 72 \cdot R^{0.633} \cdot I^{0.5}$$

where v is the velocity of the water (m/sec), R the hydraulic radius of the sewer (m), and I the hydraulic gradient.

The formula is expressed as an approximation to Nikuradse's formula,

$$\frac{1}{4 \cdot \sqrt{\lambda'}} = 1.171 + \log \left(\frac{R}{k} \right)$$

the roughness coefficient being taken as $1000 k = 1.5$ m.

Diagrams for full-flowing circular and V-invert sewers, drawn up on the basis of the formula, are given in Appendices 1 and 2.

Appendix 3 gives a table of pipe constants, K , for slide-rule calculation, the formula being rewritten as

$$\frac{1}{I_p} = \left(\frac{K}{Q_1} \right)^2$$

where I_p is the hydraulic gradient (in ‰, per

thousand) and Q_1 the flow (litres/sec.). Three examples of rule settings are shown.

Appendices 4 and 5 contain a diagram and a nomogram, showing the relationship between flow, water depth and velocity of water in full-flowing and partly full sewers.

The diagram has been drawn up from formulae developed by Professor Bretting, assisted by Bent Christensen, of the Hydraulic Laboratory of the Technical University of Denmark, on the basis of a series of American tests.

The new formula for full-flowing sewers results in lower carrying capacities than that previously applied, the reduction decreasing with increasing pipe diameter. For small pipes, the reduction is approx. 10 %, for 50-cm pipes, about 5 %, and for 1.8-m pipes, it reaches zero.

As an example of the different values given by the two diagrams, it may be mentioned that in the case of a given pipe running partly full, the diagram used previously shows a velocity of 0.6 m/sec, whereas the new diagram shows only 0.45 m/sec.

The following equations are given for determination of the minimum gradient, I , (‰) in relation to the sewage flow, q , (litres/sec):

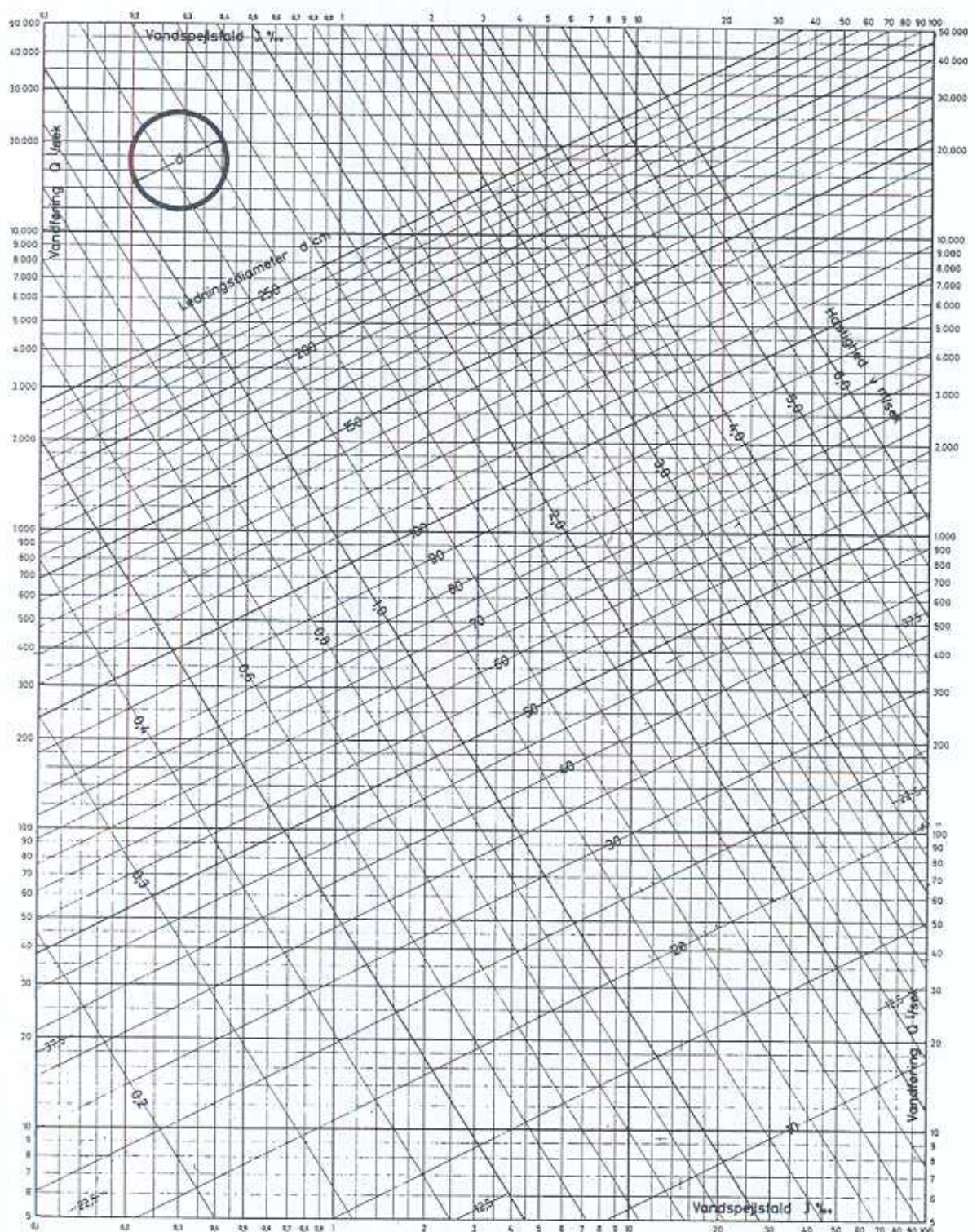
$$\text{Circular combined sewers} \quad I = \frac{12}{\sqrt{q}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{V-invert combined sewers} \\ \text{circular intercepting sewers} \\ \text{separate sewers} \end{array} \right\} I = \frac{10}{\sqrt{q}}$$

Fuldtløbende cirkulære ledninger

Diagram baseret på formlen: $\frac{Q}{F} = v = 72 \cdot R^{0.848} \cdot J^{0.5}$

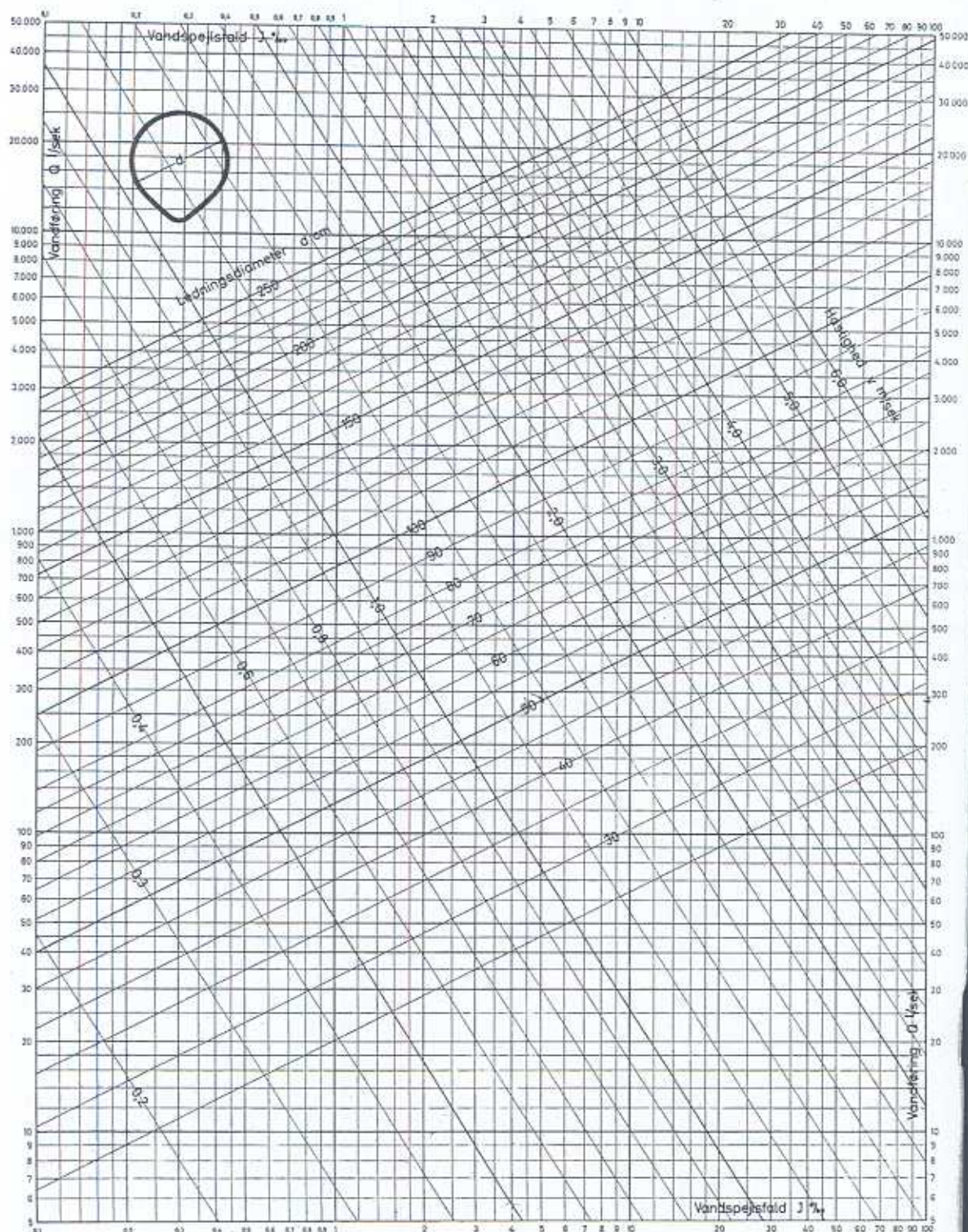
Q [m³/sek], F [m²], v [m/sek], R [m], J [rent tal]



Fuldtløbende spidsbundede ledninger

Diagram baseret på formelen: $\frac{Q}{F} = v = 72 \cdot R^{0.635} \cdot J^{0.5}$

Q [m³/sek], F [m²], v [m/sek], R [m], J [rent tal]



Ledningskonstanter K til brug ved dimensionering
 efter formelen: $\frac{Q}{F} = v = 72 \cdot R^{0.635} \cdot J^{0.5}$ omskrevet til $\frac{1}{J_p} = \left(\frac{K}{Q_1}\right)^2$

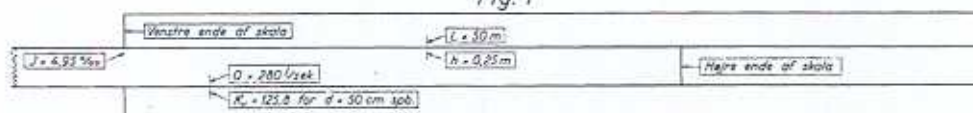
J_p = vandspjælfald i ‰ og Q_1 = vandføring i l/sek.

d (m)	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
K_0	1,72	5,00	10,67	19,22	31,07	46,84	66,30	90,43	119,4
K_v	—	—	—	—	—	49,14	69,66	95,28	125,8
d (m)	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,90	1,00	1,10
K_0	153,5	193,0	236,3	289,7	347,5	411,9	581,7	741,5	953,2
K_v	161,7	203,3	251,1	305,2	366,1	432,9	591,8	781,2	1004
d (m)	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
K_0	1199	1480	1800	2158	2558	3002	3489	4024	4606
K_v	1263	1560	1896	2274	2695	3162	3676	4239	4853

$K_0 = 72 \cdot \sqrt{1000} \cdot F \cdot R^{0.635}$ for cirkulære ledninger
 $K_v = 72 \cdot \sqrt{1000} \cdot F \cdot R^{0.635}$ for spidsbundede ledninger
 $K_v = 1,0536 \cdot K_0$; $K_{2d} = 6,2117 \cdot K_0$; $v_v = 0,955 \cdot v_0$

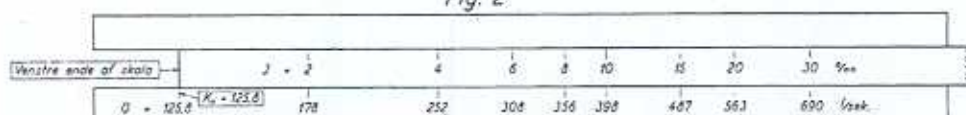
Eksempler på beregning ved hjælp af regnestok:

Fig. 1



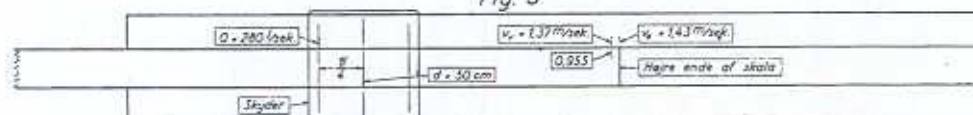
Givet: En 50 cm spb. ledning skal føre $Q = 280$ l/sek.
 Find: Tryktabet på en 50 m lang ledningsstrækning
 Resultat: $J = 4,95$ ‰ og $h = 0,25$ m

Fig. 2



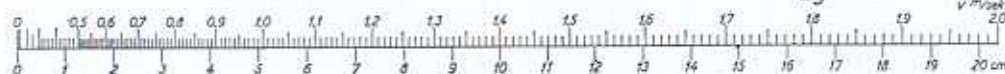
Givet: En 50 cm spb. ledning
 Find: Kapacitet for forskellige ledningsfald
 Resultat: Der henvises til de på fig. 2 viste eksempler

Fig. 3



Givet: En 50 cm spb. ledning
 Find: Vandstrømmens hastighed for $Q = 280$ l/sek.
 Resultat: $v_v = 1,37$ m/sek. og $v_0 = 1,43$ m/sek.

Hastighedstrykket i cm vandsøjle efter udtrykket $\frac{v^2}{2g}$



Dansk Ingeniørforenings Splidevandskomité, 1964.

Delvis fyldte ledninger

Diagram over afhængigheden mellem

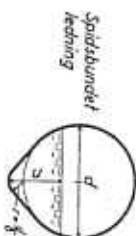
de relative vandføringer, vandhastigheder og vanddybder

($\frac{Q}{Q_0}$, $\frac{v}{v_0}$ og $\frac{h}{d}$ for delvis fyldte og fuldtløbende ledninger)

efter formlerne:

$$\frac{Q}{Q_0} = 0.425 - 0.503 \cdot \cos \pi \frac{h}{1.53d} + 0.075 \cdot \cos 2\pi \frac{h}{1.53d} + 0.003 \cdot \cos 3\pi \frac{h}{1.53d} \quad (\text{fuld løb})$$

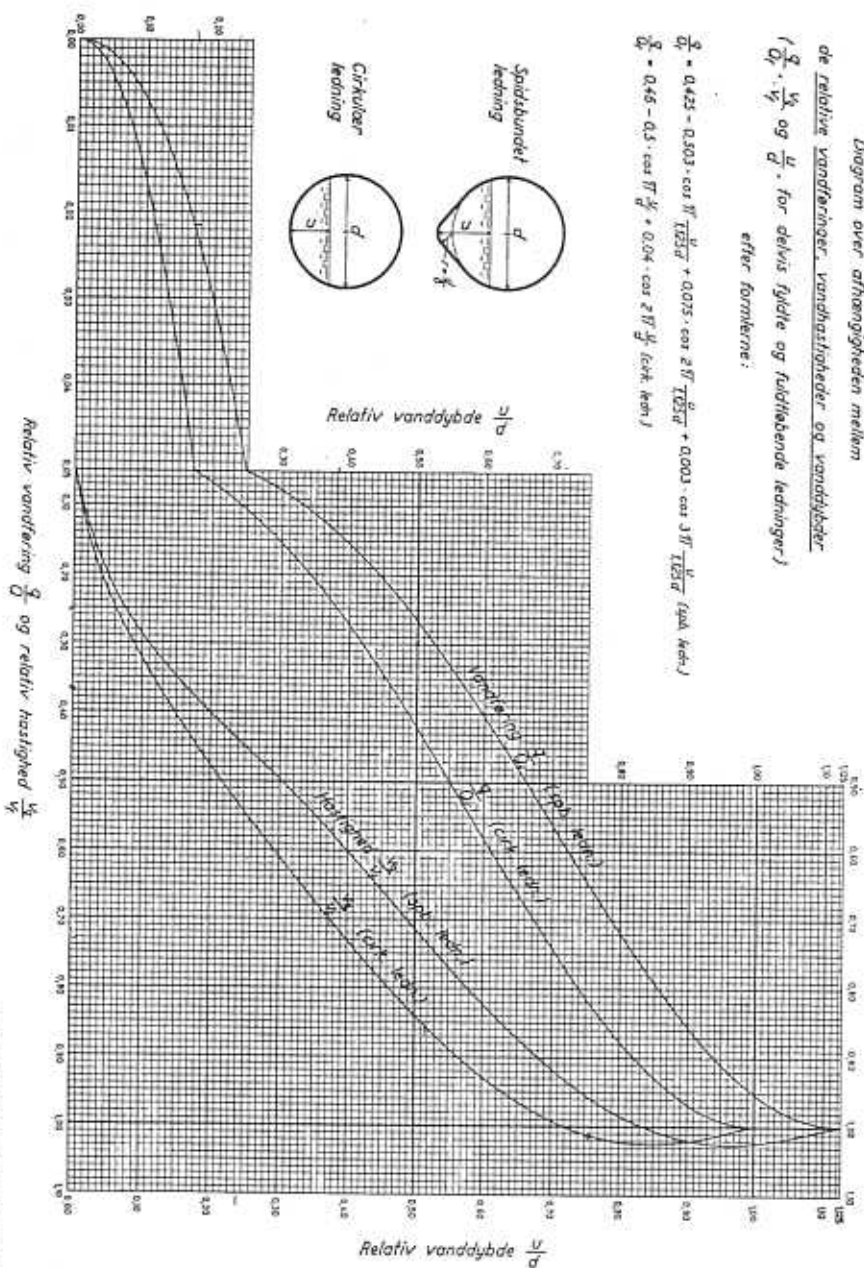
$$\frac{Q}{Q_0} = 0.46 - 0.5 \cdot \cos \pi \frac{h}{d} + 0.04 \cdot \cos 2\pi \frac{h}{d} \quad (\text{delv. løb})$$



Spidsbundet ledning



Cirkulær ledning



Nomogram for delvis fyldte afløbsledninger

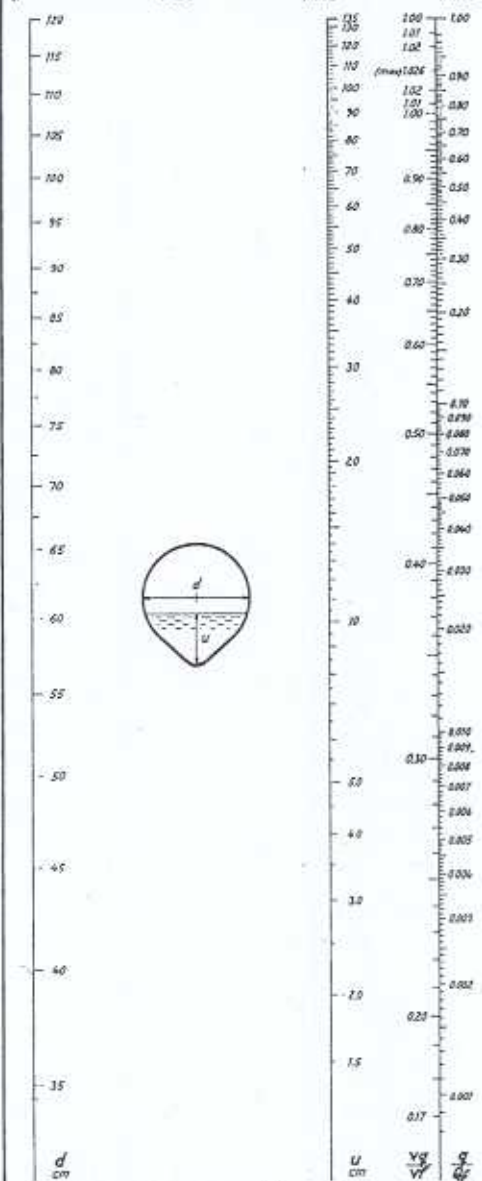
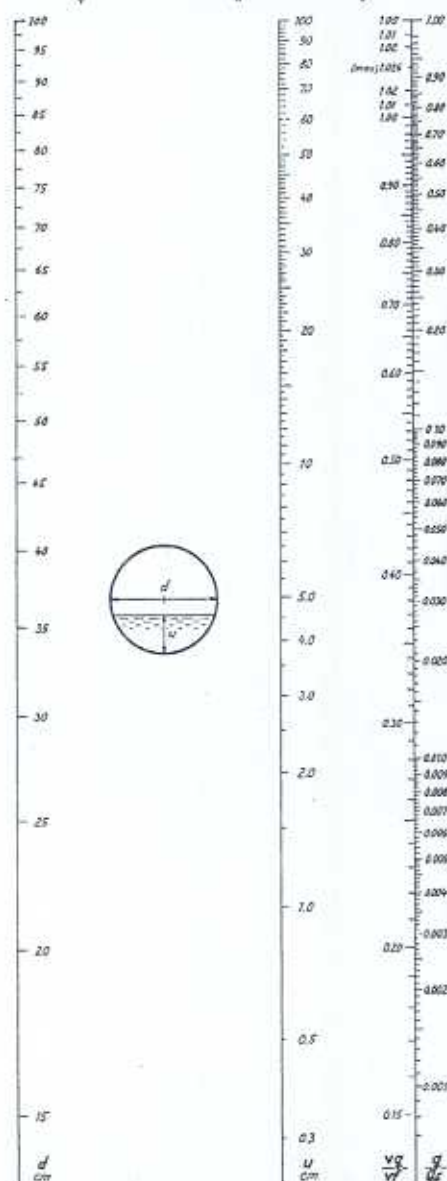
Bestemmelse af vanddybde u og relative vandhastigheder $\frac{v}{v_f}$ ud fra relative vandføringer $\frac{Q}{Q_f}$

for cirkulært profil efter formlen:

$$\frac{Q}{Q_f} = 0.46 + 0.50 \cdot \cos^3 \frac{\pi}{4} \frac{u}{d} + 0.04 \cdot \cos^2 \frac{\pi}{4} \frac{u}{d}$$

for spidsbundet profil efter formlen:

$$\frac{Q}{Q_f} = 0.25 + 0.503 \cdot \cos^3 \frac{\pi}{1.25} \frac{u}{d} + 0.075 \cdot \cos^2 \frac{\pi}{1.25} \frac{u}{d} + 0.003 \cdot \cos^3 \frac{\pi}{1.25} \frac{u}{d}$$



Nomogrammet kan anvendes for større dimensioner end de på skalaerne viste, idet man går ind med f eller f/d og multiplicerer det fundne u med 2 resp. 4. Udarbejdet af Stadsingeniørens Direktorats Klokkekontor, København. Udgivet af Dansk Ingeniørforenings Spildevandskomité, 1955.