

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA TOM II.

J. RYCHTER

Profesor szkoły politechnicznej.



ROBOTY WODNE

CZĘŚĆ I.

POMIARY WODNE: ROWY, I KANAŁY

Około 200 figur w tekście; przytem atlas z 17 tablic.



LWÓW.

NAKŁADEM AUTORA.

L. ZWIĄZKOWA DRUKARNIA WE LWOWIE.

1894.

PRZEDMOWA.

W obec znanych powszechnie trudności przy wydawnictwie polskich dzieł technicznych, oświadczyć muszę na wstępie, że wydanie tej pierwszej części robót wodnych, stało się możebnem głównie wskutek poparcia, jakiego mi udzieliło Wysokie c. k. Ministerium Wyznań i Oświaty; pokrywając w r. 1892 znaczną część kosztów, jakie poniosłem na dawniejsze moje wydawnictwa; mianowicie „budowę dróg“.

Za tę pomoc składam Wysokiemu c. k. Ministerium hołd mojej głębokiej wdzięczności.

Tą pomocą wsparty, mogłem przystąpić do dalszego nakładu; ale i tak przechodziłby on moje siły, gdyby nie wyjątkowo wygodne warunki, ofiarowane mi przez firmę Obernetter w Monachium, która wykonała prawie cały atlas i figury do tekstu. Za tę uprzejmość, oraz za znakomite pod każdym względem reprodukcye moich rysunków, składam szlachetnemu właścicielowi tego zakładu moje szczere i pełne wdzięczności podziękowanie.

Również najuprzejmiej dziękuję tym Panom, którzy przez koleżeńską pomoc ułatwili mi zebranie materyałów; a mianowicie c. k. Nadradcy Moraczewskiemu, Radcy Matuli, Nadinżynierowi Stahlowi, Inżynierowi Ingardenowi i Dyrektorowi Kędziorowi za udzielenie mi oryginalnych planów. Nadinżynierowi Sikorskiemu i Inżynierowi Hirschfeldowi (Budapest) za pomoc przy zestawieniu mapy opadów.

Roboty wodne zamierzam wydawać według następującego podziału i następstwa przedmiotów:

- I. Pomiary wodne, rowy i kanały.
- II. Fundamenty.
- III. Regulacya rzek.

IV. Budowa jazów.

V. Osuszanie i nawodnianie.

VI. Wodociągi.

VII. Kanalizacya miast.

VIII. Żegluga śródlądowa.

Każda część ma stanowić odrębną całość, przyczem obecna część pierwsza zawiera wiadomości przygotowawcze i pomocnicze do wszystkich niemal części następnych; a ztąd będzie ona z niemi w nierozdzielny związek.

W znakowaniu zachowałem — o ile możności — system Culmanna, przyjęty już przez wielu autorów, a także w przybliżeniu przez II zjazd techników polskich*) małych głosek greckich używam do oznaczenia liczb; małych łacińskich do oznaczenia wielkości jednowymiarowych; wielkich łacińskich do dwuwymiarowych, a gotyckich do wielkości trójwymiarowych.

Po każdym rozdziale zamieszczam wykaz bibliografii, którego liczb porządkowych używam w ciągu tekstu jako odsyłaczy.

*) Czasopismo techniczne r. 1886 str. 178.

L w ó w w grudniu 1893 roku.

WYKAZ PRZEDMIOTÓW.



ROZDZIAŁ I.

POMIARY WODNE.

	Str.
1. Opady atmosfery	3
2. Mapy hydrograficzne i sytuacje robót wodnych	20
3. Wodoskazy i różne stany wody	22
4. Prognoza wezbrań	32
5. Niwelacja rzek i profile podłużne	46
6. Pomiar głębokości	48
7. Przekroje poprzeczne	55
8. Pomiary objętości przepływu	56
9. Pomiary małych objętości	56
10. Pomiary prędkości	59

Przyrządy hydrometryczne.

A. Pływaki.

11. Pływak podwójny	72
12. Pływak drążkowy	73
13. Pływak na sznurku	74

B. Młynki hydrometryczne.

14. Młynek Woltmana pierwotnej budowy	74
15. Młynki Harlachera	75
16. Sygnalizacja obrotów przez liczydło kółkowe	77
17. Elektryczna sygnalizacja obrotów	79
18. Młynki Harlachera do wielkich głębokości i do pomiaru wezbrań (uzupełnienie na str. 250)	81
19. Elektryczny młynek Rittera	83
20. Młynek Wagnera z sygnalizacją akustyczną	84

C. Pitoty.

	Str.
21. Rurka Pitota	85
22. Hydrometr Pitot-Darçy	86
23. Hydrometr Pitot-Ritter	89
24. Hydrometr spiralny Rittera	91

D. Hydrometry bańkowe Rittera.

25. Zasada hydrometrów bańkowych	94
26. Hydrometr bańkowy na sztywnym trzonku	96
27. Hydrometr bańkowy na linie	97
28. Hydrobatometr bańkowy	97
29. Dawniejsze przyrządy ulepszone	100

E. Hydrometry Franka.

30. Rurka hydrometryczna	101
31. Hydrometr sprężynowy	104
32. Inne urządzenia hydrometru sprężynowego	107
33. Sprawdzanie hydrometrów	108
a) Sprawdzanie w wodzie stojącej	
b) Sprawdzanie Pitotów w prądzie o danej prędkości	
c) Sprawdzanie młynków	
34. Porównanie hydrometrów	118

Wzory na przepływ wody.

35. Wzory dla ruchu jednostajnego w rzekach i kanałach	119
36. Obliczanie przepływu według Laval'a	128
37. Wzory dla ruchu zmiennego w rzekach i kanałach	131
38. Metoda Kindermanna	134

Obliczanie przepływu z opadów i własności dorzecza.

39. Uwagi ogólne	136
40. Parowanie	137
41. Wsiąkanie (uzupełnienie str. 251)	141
42. Odpływ	144
43. Prawa Belgranda	144
44. Ogólna ocena największych objętości odpływu według opadów atmosfery	150
45. Metoda Iszkowskiego	153
46. Oznaczenie objętości wielkiej wody dla rzek górskich według Vodicki (uzupełnienie str. 253)	160
47. Teoria odpływu opadów według Luegera	164
48. Bibliografia do pomiarów wodnych	166

ROZDZIAŁ II.

ROWY I KANAŁY.

	Str.
49. Wyprowadzenie kanału na stok	168
50. Odmiany i główne własności koryt sztucznych	169
51. Wzory na prędkość wody w kanałach	169
52. Promień przekroju	171
53. Obrachowanie przekroi względnie do przepływu wody (uzupełnienie na str. 255)	177
54. Tabele wykreślne według Baumeistra	188
55. Tabela wykreślna według Franka (Tab. 5.)	189
56. Tabela wykreślna Kuttera (Tab. 6.)	195
57. Nowy system tabeli wykreślnych (Tab. 7.)	197
58. Tabela wykreślna dla kanałów krytych (Tab. 8 A i B)	208
59. Ruch wody w wodociągu	213
60. Tabela wykreślna do obrachowania wodociągów (Tab. 9.)	223
61. Konstrukcja kanałów (Tab. 10.)	226
62. Budowle pomocnicze przy kanałach	233
63. Akwadukty i lewary (uzupełnienie na str. 255)	236
64. Trasowanie kanałów	248
65. Bibliografia	250
66. Uzupełnienia	250



WYKAZ OMYŁEK.

Wyrazy tekstu zawierające omyłki, są w tym wykazie drukowane rozstawionemi czcionkami.

- Str. 27. Tytuł e ma być: Linnigrafy elektryczne na Skaldzie i jej dopływach.
 Str. 32. Pierwsze cztery ustępy do słów: „rozpoznania spraw o które tu chodzi“, mają być wzięte w cudzysłów, jako dosłowny wyjątek z przedmowy Honsella do dzieła o wezbraniach Renu; l. 12 wykazu bibliografii.
 Str. 32. Przy końcu piątego ustępu z prawej strony, ma być: bassin.
 Str. 56. Pod tytułem do l. 8 ostatni wyraz w nawiasie ma być: jaugeage.
 Str. 102. Czwarty ustęp drugi wyraz ma być: wykonywamy.
 Str. 122. Wzór oznaczony literą K, ma się zaczynać:

$$\frac{\alpha r^2}{c^2} = \frac{r}{\kappa^2} = \dots \text{ i t. d.}$$

- Str. 126. Wiersz 21 — 24. Pod l. 1 do 4 podane są wartości na κ , które mają zastępować tylko stały czynnik 43,7; a więc tak, jak gdyby wzór Hageny był napisany w postaci

$$c = \kappa \sqrt{\alpha} \sqrt[3]{r^2}$$

- Str. 160. Tytuł do l. 46 ma być: Oznaczenie objętości wielkiej wody.....
 W następującym zaraz nawiasie ma być: Wochenschrift des Oesterreichischen Ing. und Architekten-Vereins 1882 s. 227 i 231.



II. Wykaz omyłek z końcem r. 1900.

- Str. 10. w uwagach z prawej strony, w trzecim wierszu od dołu, zamiast większe liczby, ma być: górne liczby.
- „ 26. wiersz 19 i 20 od góry; zamiast w stosunku z_1 , ma być w stosunku do z_4 .
- „ 45. pierwszy wiersz u góry; zamiast dla sprawozdania ma być: dla sprawdzenia.
- „ 57. wiersz 25 z góry, zamiast **9,808** ma być: **9,809**.
- „ 63. „ 8 „ „ osi poziomej ma być: osi pionowej.
- „ 63. w. 12 od góry, zamiast $\frac{1}{3} (v_p - v_0)$ ma być: $\frac{1}{3} m (v_p - v_0)$.
- „ 68. „ 5 z dołu, w proporcji z prawej strony, zamiast wykładników $\frac{3}{2}$ mają być: wykładniki $\frac{2}{3}$.
- „ 112. ustęp piąty, oraz str. 113 ustęp czwarty; zamiast μ_1 ma być: $\frac{1}{\mu_1}$. Ta omyłka jest powtórzona według annales des p. et ch. 1885 t. I. s. 1089.
- „ 122. we wzorze oznaczonym literą K, zamiast $\frac{r}{x}$ ma być: $\frac{r}{x^2}$.
- „ 123. wiersz trzeci z dołu w odsyłaczu, zamiast Kultur ma być: Kutter.
- „ 127. w. 20 z góry, zamiast x ma być: x^2 .
- „ 133. we wzorze 8, po wyrazie $-\left(\frac{1}{F_2}\right)^2$, przed znakiem $+$, ma być zamknięty wielki nawias.
- „ 133. wiersz 7 z dołu, zamiast nieregularne ma być: ukośne.
- „ 251. przy końcu trzeciego ustępu, zamiast powierzchnią stożkową, ma być: powierzchnią paraboloidy obrotowej.



ROZDZIAŁ PIERWSZY.

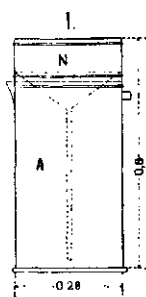
POMIARY WODNE.

I. Opady atmosfery.

Woda płynąca po powierzchni ziemi, pochodzi — jeżeli nie wyłącznie, to w przeważnej części — z opadów atmosfery; przez parowanie zaś, do atmosfery powraca. Z tego powodu nader ważną jest dla hydrotechnika dokładna znajomość opadów, znajomość praw jakim one podlegają co do miejsca i czasu, oraz wpływu jaki mają na klimat.

Przedmiot ten należy właściwie do meteorologii; ale skoro ma zastosowanie prawie we wszystkich rozdziałach robót wodnych, więc tutaj poznać musimy ważniejsze wyniki odnośnych spostrzeżeń. Naukowe zaś lub statystyczne ich udowodnienie, pomijając będziemy po większej części.

a) Pomiar opadów. Deszczomierz czyli ombrometr najprostszej konstrukcji (f. 1.), składa się z otwartego naczynia **N** na które deszcz upada, a przez otwór w dnie umieszczony spływa do zbiornika **A**. Do otworu przytwierdzona jest wązka rurka, sięgająca prawie do dna zbiornika; od chwili więc zanurzenia się rurki w wodę, parowanie jest prawie zupełnie wstrzymane.

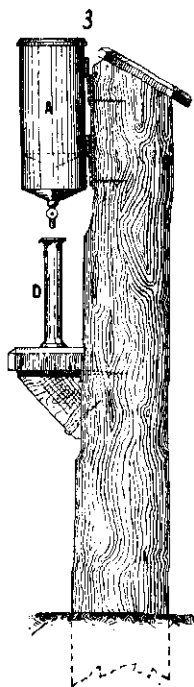


Według f. 1. zbiornik jest walcowy, blaszany, 60 *cm.* wysoki; posiada dzióbek lub kurek (f. 3.) do wylewania wody, oraz ucho do nasunięcia na kołek wbity w ziemię. Jeżeli zdejmniemy naczynie **N**, natenczas sam zbiornik służy do zbierania śniegu lub gradu.

Wodę zebraną w zbiorniku wylewamy do szklanej miarki **D** (f. 2. i 3.) z podziałką. Poziomy jej przekrój jest znacznie mniejszy od przekroju naczynia **A**; na naszym rysunku np. jest on $\frac{1}{25}$ tego przekroju; woda tworzy zatem w miarce warstwę 23 razy grubszą niż mogłaby utworzyć zbierając się w naczyniu **A**. Podziały 1. 2. 3. ... rurki **D** wynoszą z tego powodu po 23 milimetry, i są podzielone na 10 części. Podziałka pozwala zatem odczytać wprost warstwę wody w milimetrach i dziesiątych częściach milimetra; odczytywanie zaś drobniejszych podziałów niema istotnej wartości. Powyższy ombrometr jest przepisany dla stacyj austriackich.



F. 3. przedstawia ustawienie ombrometru najwięcej używane w Badeńskim. Urządzenie według f. 4. (Lwów) jest lepsze, jeżeli obawiamy się uszkodzenia przyrzędu.

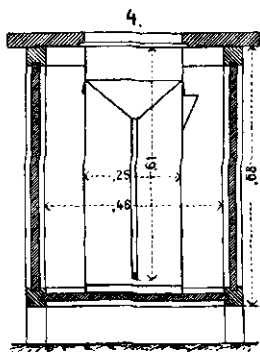


Do mierzenia opadów nawaalnych w krótkich odstępach czasu, potrzebne są deszczomierze samoczynne. Jednym z najczęściej używanych jest deszczomierz Hottingera; daje on krzywą, której rzędne przedstawiają warstwę opadu, a odcięte czas (Schweizerische Bauzeitung 1884. I. s. 15.). Nadto opisuje profesor Frank deszczomierz samoczynny własnego pomysłu w Zeitschrift für Baukunde r. 1884. (mechanik Edelmann w Monachium). Podobnie Gerhardt w rozdziale o deszczomierzach¹³.

Dotychczas nieposiadamy deszczomierzy samoczynnych przydatnych do zbierania i mierzenia warstwy śniegu. Należałoby śnieg bezustannie topić. Na 1 milimetr warstwy wody, potrzeba $7 \frac{m}{m}$ śniegu podczas odwilży, a podczas mrozu do $34 \frac{m}{m}$.

W ten sposób mierzymy opad jako warstwę wody, która zebrałaby się na powierzchni poziomej, nieprzepuszczalnej bez odpływu i bez parowania.

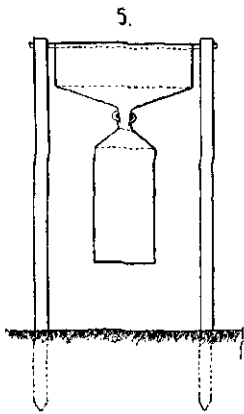
Ażeby pomiary opadów w różnych miejscach wydały liczby przydatne do porównania, należy je wykonywać w warunkach o ile możności jednakowych. Koniecznem jest położenie ze wszech stron otwarte, ale nie wystawione na wiatry; w małej wysokości np. 1 m nad ziemią. Przekonano się, że wielkość powierzchni ombrometru ma także wpływ na pomiar. Dla Austrii są przepisane ombrometry o powierzchni $5 dm^2$ (f. 1.)*), w Czechach mają one jednak $10 dm^2$ (f. 5.)², w Badańskim tylko $2 dm^2$ ³.



Miejsca w których prowadzone są takie spostrzeżenia, nazywamy stacyami ombrometrycznymi albo deszczowemi; bywają one też połączone ze stacyami meteorologicznymi, które obserwują ciśnienie i wilgoć powietrza, temperaturę kierunek i natężenie wiatru, zachmurzenie nieba i wszelkie zjawiska w atmosferze. W stołecznych miastach znajdują się centralne zakłady dla meteorologii i magnetyzmu ziemskiego, które kierują spostrzeżeniami stacyj powyższych i gromadzą z nich materyały.

Z powodu wielkiej zmienności opadów, potrzebna jest do należytego poznania ich, bardzo gęsta sieć stacyj.

Najgęściejszą sieć posiadają Czechy, a mianowicie 3 stacje na 4 mile kw., po nich Anglia ma 2 stacje na 5 mil kw. (stan w r. 1887.).



b) **Średnie opady roczne.** Otrzymujemy je jako średnie arytmetyczne z długoletnich spostrzeżeń. Obraz zmian jakim one podlegają według geograficznego położenia, dają mapy hydrograficzne, na których wykreślono krzywe równych opadów, czyli izohyety.

Tablica 1 A przedstawia taką mapę z izohyetami co $100 \frac{m}{m}$, oraz z krzywami poziomami terenu co 100 m,

*) Anleitung zur Ausführung meteorologischer Beobachtungen an Stationen II. u. III. Ordnung. Leipzig Engelmann 1884.

zaczynając od krzywej 200 *m* nad poziomem morza. Oprócz rzek, oznaczone są na niej tylko niektóre stacje meteorologiczne lub deszczowe.

Roczna warstwa opadów wypisana jest tylko w takich miejscach, gdzie była niezbędną dla uzasadnienia przebiegu izohyet. Z tej mapy można odczytać roczną warstwę opadów dla każdego punktu, którego położenie geograficzne jest dane.

Głównymi czynnikami, od których według geograficznego położenia zależy roczna warstwa opadów, są:

1. Odległość od morza i kierunek panującego wiatru.
2. Położenie uważanej okolicy względem sąsiedniego pasma gór, oraz kierunek tegoż względnie do kierunku panującego wiatru.
3. Przeciętna morska wysokość okolicy.

Europa zawdzięcza swe opady przeważnie ciepłemu prądowi południowemu, który z Atlantyku i Morza Śródziemnego przynosi wielkie masy wilgoci.

Według zdania i mapy Wilda¹, izohyeta 400 *m/m* jest granicą klimatu suchego i wilgotnego. Leży ona we wschodniej i północnej Europie, i przechodzi na północy około 62°, a po części zbliża się do 67° szerokości. Na wschodzie idzie wzdłuż Uralu, na południu zbliża się aż do Odessy.

Wpływ Oceanu Południowego jest słabszy. Izohyeta 400 od niego pochodząca, odcina większą część południowo zachodniej Azji; ale już powyżej równoleżnika 40° leży izohyeta 200. Natomiast od południowo zachodniej strony, przez Kabul Herat Astrabad, wzdłuż grzbietów gór, wchodzi wązki pas ograniczony izohyetą 400, aż do południowego krańca Morza Kaspijskiego; i zbliża się tutaj do tejsamej izohyety pochodzącej od Morza Czarnego.

Druga gałąź tego południowego pasa większych opadów, odgałęzia się w Kabulu na północny wschód, i dochodzi wązkim klinem do dorzecza Górnego Irtyżu, na szerokości 50°.

Pomiędzy temi dwiema odnogami izohyety 400, pochodzącymi od Oceanu Południowego, leży najsuchsza część całej Azji, objęta izohyetą 100. Pokrywa ona północną część Morza Kaspijskiego, jezioro Aral, i sięga na wschód do południka 68°, na południe do równoleżnika 39°.

Powierzchnia przez nią objęta wynosi tyle, co Hiszpania, Francya i Niemcy razem wzięte.

Północną część Syberyi odcina od morza izohyeta 200, w południowej leży oddzielna zamknięta izohyeta 400. Ocean północny zatem nie zasila wcale Azji wilgocią; a to z powodu, że panujące nad nim minimum ciśnienia, wywołuje przeważnie wiatry do morza skierowane. Nieliczne zaś wiatry wiejące od morza, rozgrzewają się raczej, a nie oziębiają na stałym lądzie.

Ogółem biorąc, Azja jest znacznie suchszą od Europy. Większa część Europy ma opady większe od 500 *m/m*; zaś w trzech czwartych Azji wynoszą one 200 do 400; a powierzchnia ta jest od Europy trzy razy większa.

Na naszej mapie widzimy przebieg izohyety 500; leży ona głównie w dorzeczu Dniepru i Dniestru, a pierwszy kilkakrotnie przecina. Nadto z północy wkracza ona do Kurlandyi, a jako zamknięta krzywa ukazuje się osobno w Poznaniu i w północnej części Królestwa.

Wszystkie inne części Polski, oraz Prusy, mają opady większe od $600 \frac{m}{m}$.

Widzimy z powyższego, że bliskość morza nie stanowi sama przez się o wysokości opadów; potrzeba nadto współdziałania ciepłego i wilgotnego wiatru, jakim w Europie bywa w porze letniej wiatr południowy.

Gdy ten napotyka w drodze pasmo gór, natenczas po pochyłej powierzchni stoku wznosi się, przechodzi z gęstszych do rzadszych warstw powietrza, rozszerza się i skrapla część zawartej w nim pary.

Stok gór zwrócony do wiatru, musi zatem mieć większe opady, niż sąsiednia równina. Ilość skroplonej pary będzie tem większa, im wyżej prąd się wznosi; opady wzrastają przeto wraz z wysokością terenu.

Najwyższe roczne opady mierzono w górach północnych Indyj na $2000 \frac{m}{m}$, w północnych Alpach $1800 \frac{m}{m}$, w Karpatach do $1400 \frac{m}{m}$.

Największe też opady wywołuje bliskość morza, połączona ze znaczną wysokością terenu; tak n. p. w Norwegii i Szkocyi mierzono 2500 do $4800 \frac{m}{m}$ ¹³, a w alpejskiem dorzeczu Adygi, średni roczny opad wynosi na wielkich obszarach wyżej $2500 \frac{m}{m}$ ¹⁵.

Wzrost opadów wraz z wysokością terenu ma jednakże granicę. Podróże balonami dowiodły, że wyższe warstwy powietrza zawierają coraz mniej pary, i posiadają coraz niższą temperaturę. Zniżenie temperatury o 1°C przypada przy powierzchni ziemi co 100 *m* wysokości; zaś na 2500 *m* nad ziemią, co 250 *m* wysokości.

Na wysokości 5000 *m*, gdzie gęstość powietrza jest równa połowie gęstości jej na powierzchni ziemi, zawartość pary wynosi

w lipcu i sierpniu	$\frac{1}{4}$ do $\frac{1}{5}$
we wrześniu	$\frac{1}{8}$
w kwietniu niżej	$\frac{1}{10}$

tej, jaką posiada powietrze na powierzchni ziemi.

Powyżej zatem pewnej wysokości, dotychczas stanowczo nieokreślonej, która w Alpach wynosi około 1400 *m*, przeważa ubóstwo pary w powietrzu, i opady mogą się znowu zmniejszać.

Gdy prąd wilgotny przekroczył grzbiet poprzeczny względem jego drogi, natenczas po drugim stoku, — jako cięższy od powietrza, bo nasycony parą, — opada; przytem rozgrzewa się i osusza. Stoki takie mają też zwykle opady mniejsze od poprzednich, mówimy że leżą w zaciszu (n. Windschatten, Lee-seite des Gebirges).

W ten sposób Pireneje zasłaniają część Francyi; Wogezy dolinę Renu³, gdzie opady roczne są mniejsze od 600 a miejscami od $500 \frac{m}{m}$. Alpy zasłaniają Niemcy i Węgry; Karpaty i Bałkan okolice Morza Czarnego; góry Kaukazkie wreszcie, zasłaniają wspomnianą powyżej suchą przestrzeń morza Kaspijskiego i jezioro Aral, zasłonięte nadto górami od południa i wschodu.

Te i wiele innych przykładów widzieć można na mapie Wilda; ale i nasza tablica 1A wykazuje podobne objawy, jednakże na mniejszych znacznie obszarach.

Prąd południowy przybywa do Niemiec i Polski znacznie osuszony, albowiem oddaje swą wilgoć na południowym stoku Alp. Natomiast maximum ciśnienia panujące nad oceanem Atlantyckim, przysyła do nas opady głównie z zachodu i północnego zachodu.

W kierunku panujących u nas wiatrów zachodnich, leży właśnie główny grzbiet Karpat; i z tego powodu niema tutaj ani wybitnego deszczowego stoku, ani zacisza.

Zauważyć przytem wypada, że tensam wiatr zachodni lub północno zachodni, nie sprowadza nigdy opadów w północnej Francyi, mianowicie w lecie; znajduje tam bowiem powietrze cieplejsze. Wreszcie że najsuchszym wiatrem jest u nas północno wschodni.

Z powyższych przyczyn, tablica 1A wykazuje tylko lokalne zacisza. Takimi są: zamknięte izohyety 500, w północnych Czechach i w Galicyi nad Wisłą. Zamknięte 700 i 800 około N. Sącza, oraz 600 i 500 około Stanisławowa. Wreszcie dolina Dniestru, mająca opady niżej 600, leży acz mniej wybitnie, w zaciszu wyżyny oddzielającej ją od dopływów Sanu.

Ale najwięcej godne uwagi są zamknięte izohyety szczytowe 700 i 800, które widzimy w dorzeczu górnego Bugu i Wieprza. Niema ich wcale na mapie Wilda, i sądzę że zostały tutaj po raz pierwszy wykazane. Otrzymałem je przy pomocy nowszych stacyj deszczowych, których spostrzeżenia podaje Pamiętnik fizyograficzny warszawski (r. 1887—91); a przyczynę ich upatruję w tem, że środkowa część Karpat jest znacznie niższa od Tatrów i Beskidu.

Przez to zniżenie, południowe wiatry silniej wkraczają na północ niż w innych miejscach, a tam napotykają powietrze względnie nasycone, wskutek rozległych powierzchni bagien i lasów na Polesiu.

Tak więc morska wysokość terenu sama przez się, nie stanowi jeszcze o wysokości opadów. Wysokość nabywa dopiero znaczenia w połączeniu z działaniem gór i wiatrów; a i to odnosi się dopiero do wyniosłości większych od 200 *m* nad morzem.

Przy pionowym wznoszeniu się nad powierzchnię ziemi, daje ombrometr coraz mniejsze opady. Krople bowiem deszczu spadając, powiększają się stopniowo; a nadto wiatr unosi część opadu w kierunku pochyłym. Im wyżej, tem więcej czuć się daje ten wpływ wiatru (Gerhard¹³ s. 17.).

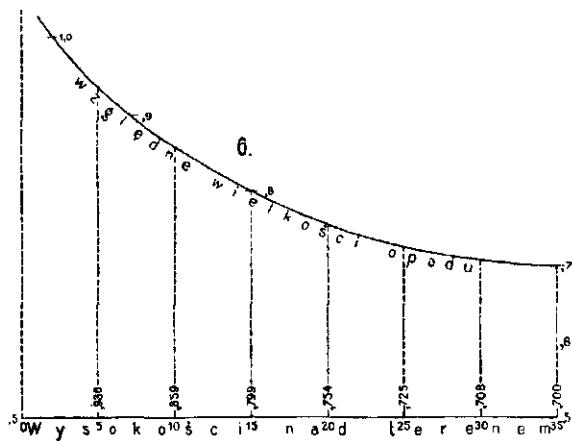
W obserwatorium lwowskiej szkoty politechnicznej, mierzono opady w r. 1882. jednocześnie na podwórzu i na obserwatorium, t. j. o 27 *m* wyżej. Różnice otrzymano rozmaite; najmniejsze wynosiły 15%, średnie 20 a największe 40%. Z tych ostatnich przytoczę niektóre:

	I. VI	II. VII	I. VIII
na obserwatorium	23,4	27,1	10,4 ^{mm}
na podwórzu	32,7	44,6	14,7 ^{mm}

Ustawienie ombrometru na piętrze jest zatem błędne. Krzywa przedstawiona na f. 6., wykreślona jest według tabeli Wilda; daje ona zmniejszanie się rocznej warstwy opadów w kierunku pionowym w górę, w stosunku do warstwy na wysokości 2 *m* wziętej za jednostkę.

Oprócz powyższych głównych czynników, mają jeszcze wpływ na opady niektóre warunki lokalne.

Wielkie śródlądowe zbiorniki wody, jak jeziora i bagna, powiększają opady w najbliższej okolicy ku której przesyłają wilgoć panujące wiatry. Takie powiększenie opadów widzimy na wschodnim brzegu jeziora Konstancyńskiego i Genewskiego; oraz w pobliżu jezior północnej Rosyi.



Wielkie lasy mają na opady wpływ regulujący. Zmniejszają liczbę opadów nawałnych, a powiększają ich liczbę ogólną. Czy zaś mogą powiększyć opad roczny, nie jest stanowczo dowiedzionem. Długoletnie doświadczenia francuskie wykazały wrzekomo przyrost rocznych opadów o 3 do 9%, ale inne spostrzeżenia wykazały nadto, że tylko na

powierzchnię lasu upada więcej deszczu niż na sąsiednie pola. Natomiast mniej deszczu dochodzi do ziemi, bo zatrzymuje się woda na liściach. Ostatecznie też, pomimo przeciekania pomiędzy liśćmi po powierzchni pni i gałęzi, spada pod lasem o 20% mniej deszczu niż na sąsiednie pola (Gerhard¹³ s. 11.).

Kraje południowe mają ogółem biorąc większe opady od północnych; a główną tego przyczyną jest, że przy jednakowem ciśnieniu, zawartość pary w powietrzu wzrasta wraz z temperaturą. Przy ciśnieniu 728^{mm} rtęci i przy

—5°	0°	+5°	10°	15°	20°	25°	30° Cels.
0,20	0,30	0,45	0,66	0,95	1,35	1,88	2,57%

zawiera powietrze
ciężaru pary wodnej.

Gdy się zatem powietrze oziębia o daną liczbę stopni, wydziela ono tem więcej pary, im wyższa jest jego temperatura.

Objętości oddzielonej pary przy oziębieniu o 5°C i w granicach powyżej przytoczonych, są do siebie w stosunku liczb

1	1,5	2,1	2,9	4,0	5,3	7,1
---	-----	-----	-----	-----	-----	-----

c) Zmienność rocznej warstwy opadów.

Brückner¹⁴ dowiódł istnienia peryodu wiekowego około 35 lat; podobnie Weber¹⁵ wykazał taki peryod dla dorzecza Adygi. Rok 1882 miał maximum opadów w takim 35 letnim peryodzie, a obecnie zbliżamy się do lat najsuchszych.

Wild upatruje możliwość peryodu 40 letniego (str. 80/81), którego minimum t. j. rok najsuchszy przypada około 1863; a to nie tylko w Rosyi ale i w Badeńskim.

Podobne i jednoczesne peryody, wykazano już w zmianach temperatury, ciśnienia powietrza i urodzajów w winnicach. Zjawisko to nie jest dotąd wytłomaczone i tem więcej zadziwiające, że nie zachodzi tu żadne wyrównywanie się opadów na różnych częściach ziemi; peryody powyższe objawiają się bowiem jednocześnie na całej ziemi, i są zgodne z peryodem plam słonecznych.

Tylko w wyjątkowych razach, ma ten peryod wartość dla celów technicznych. Tu wypada natomiast zauważyć, że nigdzie nie udowodniono dotychczas stałego wzrastania ani zmniejszania się opadów.

W hydrotechnice potrzebna jest bardzo często znajomość zwykłego maximum opadów rocznych. To wynosi według Toepfera⁴ dla Niemiec **1,3** do **1,50** opadów średnich; minimum zaś ocenia on na **0,6** do **0,5** opadu średniego.

Powszechnie wiadomo, że roczna warstwa opadu ulega w kolejnych latach znacznym zmianom; że potrzeba spostrzeżeń z 10 do 13 lat, ażeby otrzymać średnią dostatecznie pewną. Ale dopiero najnowsi autorowie, a mianowicie Hann⁵ i Wild użyli rachunku do oceny pewności jaką przypisywać można średnim wynikiom spostrzeżeń.

Średnia arytmetyczna otrzymana ze spostrzeżeń w ciągu n lat, zawiera pewien prawdopodobny błąd B ; który zależy od średniej zmienności z opadów rocznych. A mianowicie według Wilda (str. 67.)

$$B = 1,1955 \frac{z}{\sqrt{2n-1}}$$

Przytem przez średnią zmienność z , rozumiemy średnią arytmetyczną, z różnic owych n rocznych pomiarów względem warstwy średniej, wyrachowaną bez względu na znaki.

Tak np. dla Warszawy, podaje Wild średnią roczną warstwę $569 \frac{m}{m}$; przyczem $z = 48$ $n = 68$. Według powyższego wzoru wypada

$$B = 4,9 \frac{m}{m} = 0,86\% \text{ powyższej rocznej warstwy.}$$

Często wygodniej będzie wyrazić B i z w procentach rocznego opadu; a mianowicie gdy chodzi o n , czyli długość szeregu lat, z którego trzeba mieć spostrzeżenia, ażeby przy danej zmienności z błąd nie przekroczył danej wartości.

Dla Lwowa znalazłem $z = 14,4\%$ rocznego opadu. Jeżeli chcemy mieć $B = 5\%$, to potrzeba na to spostrzeżeń w ciągu

$$n = \frac{1}{2} \left(\frac{1,1955 z}{B} \right)^2 + \frac{1}{2} = 6,3 \text{ czyli 6 do 7 lat.}$$

z jest zatem liczbą bardzo ważną dla praktyki; a ponieważ wyrachowanie jej jest stosunkowo mozolne, więc mało mamy takich liczb drukiem ogłoszonych. Podana poniżej tabela II. zawiera wszystko co w tym przedmiocie znalazłem; a nawet dla Lwowa musiały być odnośne liczby umyślnie dla tej tabeli wyrachowane.

Ułatwiająca jest ta okoliczność, że według badań Hanna, stacje klimatycznie podobnie położone, mają jednakową zmienność opadów.

Ten fakt pozwala używać liczb podanych w tabeli II. dla okolic dosyć dalekich od miast dla których są podane.

Nadto udowodnił Hann, że w stacyach klimatycznie podobnych, jednocześnie roczne opady r , są w wielkiem przybliżeniu proporcjonalne do odpowiednich opadów średnich d , z długoletnich spostrzeżeń. Mamy więc

$$r : r_1 = d : d_1$$

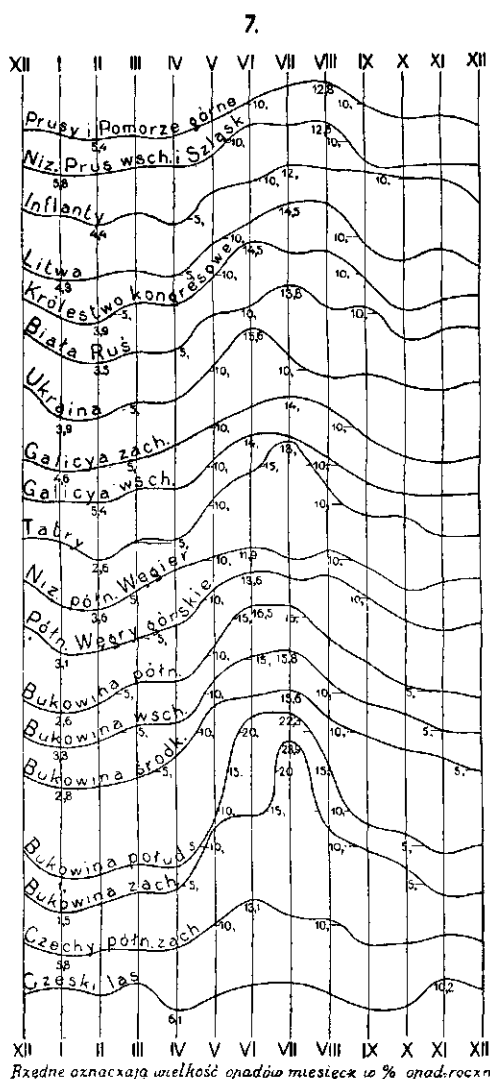
Ta proporcya jest bardzo pożyteczna, gdy w miejscu które nas interesuje mamy spostrzeżenia dopiero z niewielu lat. Jeżeli mamy nadto stację klimatycznie podobną istniejącą już długi szereg lat, natenczas zamiast poprzestać na średniej z małej liczby lat, możemy za pomocą powyższej proporcji poprawić tę liczbę; a to według owej stacji, dla której mamy spostrzeżenia długoletnie. Jakkolwiek powyższa zasada odnosi się do opadów rocznych r , jednakże widoczne jest że wynik proporcji będzie tem dokładniejszy, jeżeli zamiast opadów rocznych, podstawimy do niej średnie z tego samego krótszego peryodu, w którym mamy

sposobrzeżenia w obu uważanych stacyach. Tej zasady używałem przy wykreśleniu izohyet na Tab. 1 A a to dla młodszych stacyj tak w Królestwie, jako też w północnych Węgrzech.

d) **Opady miesięczne i w porach roku.** Rozkład opadów w ciągu roku jest ważniejszą cechą klimatu, niż wielkość rocznej warstwy. Łagodne klimaty, mają roczny rozkład jednostajny; ostre zaś odznaczają się gwałtownością opadów i wielkimi suszami.

W krajach południowych, gdzie opad roczny jest 3 lub 4 razy większy niż u nas, większa część jego upada w ciągu kilku tygodni. Burze, które u nas są dosyć rzadkie, należą tam do zjawisk codziennych.

Dla rozpoznania powyższego rozkładu, wyrażane bywają opady miesięczne w procentach opadów rocznych albo przedstawione być mogą za pomocą



izohyet. Wild w dziele o opadach w Rosyi¹, podaje izohyety czterech pór roku; sędzę jednak że procenty, albo izohyety procentowe, lepiej odpowiadają powyższemu celowi.

Z takich zestawień okazuje się, że miejscowości podobnie położone, mają w ciągu roku tensam rozkład opadów. Ta zgodność istnieje nawet pomimo wielkich różnic co do opadów jednorocznych, co do opadów rocznych średnich, oraz co do morskich wysokości uważanych miejsc. Dopiero w głębi gór, wpływ wysokości morskiej przeważa.

Z tabeli I. przedstawionej wykreślnie na f. 7. widzimy, że we wszystkich częściach Polski, tak jak w ogóle w Europie środkowej, — najwięcej deszczu upada w lecie.

Maximum miesięczne przypada w prowincjach północnych i północno zachodnich w sierpniu. Północne Czechy, Morawa i Krakowskie, mają dwa maxima w czerwcu i sierpniu; ale już w zachodniej Galicyi łączą się one w jedno maximum lipcowe. W dolinie Prutu, przechodzi to maximum na czerwiec.

W całej Polsce najsuchszy miesiąc jest styczeń albo luty; na Węgrzech luty; dalej na południu marzec i maj.

Różnica miesiąca najsuchszego od najwilgotniejszego, wynosi na południowym stoku Karpat tylko 2 do 3%, na północnym zaś 8 do 10% opadu rocznego. Na północy Polski, zmniejsza się ona znowu do 6%.

Tabela I.

L. p.	Okolica	Opady średnie miesięczne w ‰ opadów rocznych											Uwaga	
		XII.	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.		XI.
1	Prusy i Pomorze górne	6,8	6,1	5,4	5,9	5,9	7,8	10,5	12,4	12,8	9,8	8,3	8,4	l. 1 i 2 Toepfer
2	Nizina Prus wschodn. i Szlązk	6,9	5,8	6,0	6,8	7,0	8,5	12,5	12,3	12,6	7,5	6,8	6,9	
3	Inflanty	6,6	5,5	4,3	5,8	4,3	8,6	9,9	12,0	11,6	11,1	10,1	10,0	l. 3—7 Wild
4	Litwa	6,0	4,3	4,9	5,6	5,0	9,2	12,0	14,5	14,3	9,0	6,7	7,8	
5	Królestwo kongre- sowe	7,2	4,6	3,9	6,4	6,1	9,8	14,4	13,0	13,1	9,7	5,3	6,5	l. 8 i 9 Hann
6	Biała Ruś	7,5	4,5	3,5	5,0	5,5	9,8	11,0	13,8	10,8	10,9	6,8	7,7	
7	Ukraina	8,2	4,0	3,9	6,0	6,3	10,8	15,6	11,4	9,1	9,5	7,8	7,3	l. 10—12 Grissin- ger
8	Galicja zachodnia	6,0	4,6	5,0	5,9	7,8	10,5	12,7	14,0	12,6	8,8	6,3	5,8	
9	Galicja wschodn.	6,0	5,4	5,2	6,8	7,0	10,8	14,0	13,8	11,0	7,8	6,2	6,0	l. 13—17 Wachlo- wski
10	Tatry	5,5	5,0	2,6	5,3	5,3	10,6	14,0	18,0	11,8	8,3	8,0	5,5	
11	Nizina póln.	7,6	4,3	3,6	6,3	9,2	10,6	11,9	10,5	11,6	9,4	8,2	7,2	l. 18 i 19 Toepfer
12	Węgier Północne Węgry górskie	6,9	3,1	3,8	5,0	6,7	11,7	13,6	12,9	13,2	10,2	7,1	5,9	
13	Bukowina północna	4,2	2,6	3,6	6,5	6,4	11,2	16,6	16,4	12,2	9,1	6,0	5,2	l. 18 i 19 Toepfer
14	Bukowina wschodn.	4,8	3,4	4,0	5,8	6,1	12,2	15,0	15,7	12,0	8,7	7,6	5,0	
15	Bukowina środkowa	4,7	2,8	3,0	4,3	6,8	14,0	14,6	15,7	11,9	9,3	7,8	5,0	l. 18 i 19 Toepfer
16	Bukowina połudn.	5,0	1,0	1,8	2,6	2,4	9,1	21,8	22,2	16,0	7,7	6,5	3,8	
17	Bukowina zachodnia	4,0	1,5	2,7	4,1	4,5	12,8	14,1	23,9	12,5	9,4	7,0	3,4	l. 18 i 19 Toepfer
18	Czechy póln. zach.	7,5	5,8	6,3	6,4	6,6	9,9	13,1	11,1	10,4	7,2	7,3	8,4	
19	Czeski las	8,7	9,0	8,1	9,7	6,1	7,9	9,3	9,8	8,3	6,3	6,6	10,2	

Tabela II.

d l	Stacya	Liczba lat n	Średnia zmienność z opadów miesięcznych i rocznych w % tych opadów.												U w a g a	
			XII.	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.		Rok
1	Kraków	30	44* 2,6*	48 2,2	45 2,3	51 3,0	50 3,9	40 4,2	40 5,1	35 4,9	43 5,4	40 3,5	49 3,1	37 2,1	8,7	1. 1 Hann.
2	Warszawa	70	49 3,5	53 2,4	59 2,3	48 3,1	43 2,6	37 3,6	35 5,0	43 5,6	44 5,8	47 4,6	53 2,8	48 3,1	18,0	
3	Lwów	16	36 2,1	34 1,8	47 2,4	29 2,0	43 3,0	40 4,3	31 4,4	32 4,3	32 3,5	41 3,2	47 2,9	41 2,5	14,4	1. 3 wyrachowana z 16 lat 1876/92 rocz. Ak. Umiejętności.
4	Kijów	29	54 4,4	53 2,1	53 2,1	51 3,1	49 3,1	41 4,4	38 5,9	46 5,2	48 4,4	63 5,9	44 3,4	59 4,3	17,0	
5	Górki	30	52 3,9	53 2,4	48 1,7	46 2,3	54 2,9	54 5,3	42 4,6	36 4,9	41 4,4	54 5,9	48 3,3	49 3,8	12,0	* Większe liczby oznaczają % opadów miesięcznych, mniejsze zaś % opadów rocznych.

W kierunku południowo wschodnim od Baltyku do Karpat, powiększają się opady letnie, a zimowe i jesienne zmniejszają się.

Okolice nadbałtyckie mają opady jednostajniej rozłożone, niż te które od południa z nimi graniczą; albowiem wilgoć morza łagodzi zmiany stanu powietrza. Deszcze jesienne są tam obfitsze niż u nas; albowiem ku jesieni, morze zachowuje dłużej ciepło letnie niż stały ląd. Wiatr od morza jest przeto względnie ciepły, i wywołuje opady tuż na wybrzeżu.

Tożsamo odnosi się do klimatu wielkich bagien; i również jednostajny i podobny do nadmorskiego jest klimat stepów, chociaż znacznie suchszy.

Postępując z północy w głąb Karpat, znajdujemy wszędzie wzrost maximum lipcowego. W Zakopanem wynosi ono 20%, a w dolinie Czeremoszu 24% opadów rocznych.

Ze wzrostem wysokości, i w górskim położeniu, zmniejszają się u nas opady zimowe. Powodem tego jest, że na grzbietach Karpat panuje w zimie względne maximum ciśnienia; ztąd powstają prądy ku dolinom zwrócone, a takie zwykle przynoszą suszę.

W środkowych górach niemieckich, rzecz się ma odwrotnie; tam panuje w zimie wielkie minimum ciśnienia, należące do północno-zachodniej Europy.

Z powyższego wynika, że rzeki karpackie nie otrzymują największej części swej wody z opadów zimowych, jak inne rzeki środkowej Europy⁴.

Do oznaczenia średniego maximum lub minium opadów miesięcznych, służy średnia zmienność z ; w tem samem znaczeniu, co powyżej dla opadów rocznych. (Tab. II.). Nadto można jej użyć do wyrachowania prawdopodobnego błędu, tak jak zmienności opadów rocznych. Przy podobnem położeniu klimatycznym, i podobnym rozkładzie opadów w ciągu roku zmienność jest stała⁵.

Jeżeli więc s i s_1 są opady średnie miesięczne, a m i m_1 opady miesięczne w tym samym roku, dla dwóch miejscowości podobnie położonych, natenczas:

$$s : s_1 = m : m_1;$$

a proporcji tej można używać tak, jak opisałem powyżej dla opadów rocznych. Błąd w ten sposób popełniony wynosi tylko $\frac{1}{4}$ lub $\frac{1}{5}$ tego błędu, jaki w podobnych warunkach odpowiada opadom rocznym⁵.

e) **Maxima i gęstość opadów, dżdżystość roku i miesiąca.** Bezwzględne maxima roczne lub miesięczne przytrafiające się rzadko kiedy, mało mają znaczenia dla celów technicznych. Budowle do nich zastosowane, byłyby w zwykłych warunkach niepraktyczne; albo bardzo kosztowne bez istotnej potrzeby.

Ważniejsze są natomiast zwykłe maxima (max. prawdopodobne), które dla roku lub miesiąca wyrachować można, dodając średnią zmienność z do opadu średniego.

Według zestawień Toepfera⁴ dla Niemiec, maximum miesięczne może wynosić cztery lub pięć razy wziętą warstwę średnią. Tabela III. podaje takie maxima; jest ona wyciągiem z obszerniejszej tabeli Hellmana¹².

Najważniejsze stosunkowo dla techniki, są maxima opadów w ciągu doby, oraz podczas nawalnych deszczów letnich. Co w tym przedmiocie znaleźć mogłem w literaturze, podaję w tabelach IV. — VI.

T a b e l a III.
Największe opady miesięczne

(według tabeli Hellmanna Franzius i Sonne wyd. 3 str. 21).

Ć l	S t a c y a	Liczba lat n	XII.	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	U w a g a
1	Pomorze.														
	Koszalin	36	100	102	71	80	100	98	123	187	196	103	169	129	
	Podburz	31	99	69	64	74	71	77	114	116	191	128	148	97	
	Regenwalde	25	98	86	69	132	90	110	116	146	195	96	134	110	
	Szczecin	36	84	58	57	74	71	93	137	150	205	113	86	81	
2	Prusy wschodnie i zachodnie.														
	Chojnice	31	103	82	79	115	82	88	144	173	150	98	110	93	
	Gdańsk	27	68	57	48	79	71	107	99	207	153	101	84	94	
	Klaussen obok Elku	54	68	68	59	72	69	99	171	296	310	120	134	99	
	Królewiec	36	86	81	65	79	69	126	143	138	168	181	116	136	
	Tyża	64	129	107	108	83	95	148	225	201	190	157	190	163	
3	Księstwo Poznańskie.														
	Bydgoszcz	23	72	65	56	77	96	101	125	127	160	102	81	100	
	Poznań	36	79	84	78	76	96	99	134	148	117	103	83	112	
4	Szlązk.														
	Eichberg	25	87	76	91	96	101	156	204	211	170	130	91	77	
	Wrocław	36	82	72	90	57	98	118	153	166	229	111	72	93	

Z tabeli IV. i V. widzimy, że maxima dzienne we wszystkich miesiącach roku, mają mniej więcej tensam rozkład co maxima miesięczne, i średnie opady miesięczne, podane w poprzednich tabelach.

Ażeby ocenić wartość tych liczb dla celów inżynierskich, potrzeba wiedzieć jak często się takie maxima powtarzają; mianowicie odnosi się to do maximów z lipca sierpnia i września, które przedstawiają zarazem maxima z całego roku.

Dotychczas jednak niewiele umiemy o tem powiedzieć. Domyślać się można, że peryod któremu podlegają maxima dzienne, albo raczej częstość maksymalnych opadów dziennych, jest w związku z wiekowym peryodem opadów rocznych; ale nadto, zachodzą tu wielkie różnice stosownie do położenia danych miejscowości.

Jako próbę w celu poznania powyższych stosunków, podaję tabelę VI. Widzimy w niej przedewszystkiem wpływ mokrego roku 1882; ale obok tego są miejscowości jak Żywiec, Kraków, Poronin, Stare Miasto, w których opady większe od $40\frac{m}{m}$ przytrafiają się prawie co rok; gdy inne natomiast, miały takie opady tylko w r. 1882. a w mniejszym stopniu w r. 1884. Spojrzawszy na mapę łatwo się przekonać, że nie można tego objaśnić ani położeniem tych miejsc względem gór sąsiednich, ani żadnym z tych czynników, o których mówiliśmy poprzednio.

Powszechnie przyjmujemy, że $50\frac{m}{m}$ jest zwykłe maximum deszczu na dobę w całej środkowej Europie; tabele IV. i VI. potwierdzają to założenie w ogólnych zarysach; ale wykazują zarazem, że w bardzo licznych przypadkach należy podwyższyć to założenie na 60 do $80\frac{m}{m}$. Wyjątkowe maximum, wynosi 80 do $100\frac{m}{m}$.

Co do krótkich nawałnych deszczy, mało mamy spostrzeżeń; są one po większej części pomieszane ze zwykłymi spostrzeżeniami dziennymi; a jednak są to zjawiska zupełnie odrębne. Deszcze nawałne trwają 15 do 40 minut i obejmują jednocześnie małą powierzchnię; — najwyżej może 5 km^2 u nas, a 8 km^2 na południowym stoku Karpat. Natomiast deszcz całodzienny lub kilka dni trwający jest znacznie słabszy; a obejmuje jednocześnie do 1000 km^2 . Dokładniejsze określenie tych największych możliwych obszarów deszczu, byłoby dla hydrotechniki nadzwyczaj cennem. W tym celu, należy na wszystkich stacjach deszczowych zapisywać godzinę w której deszcz upadł, i czas trwania deszczu. Te daty, w połączeniu z wiadomościami o kierunku wiatru, pozwolą wyrachować prędkość biegu chmury, oraz długość jej mierzoną w kierunku biegu. Na deszczomierze samoczynne liczyć w tym razie niepodobna; albowiem są to przyrządy kosztowne, które nigdy nie będą rozpowszechnione na wszystkich stacjach deszczowych.

Krótki wykaz deszczy nawałnych, podaje tabela VII.; ale niewątpliwie i w dwóch poprzednich tabelach dużo jest liczb, które odnoszą się właściwie do deszczy nawałnych.

Z tabeli VII. wnosić możemy, że $1,5\frac{m}{m}$ na minutę, jest już silny deszcz nawałny. Deszcz taki nie trwa dłużej jak pół godziny, co znaczy w całości 40 do $50\frac{m}{m}$.

Gęstością opadu (n. Regendichtigkeit) nazywamy grubość warstwy upadającej w ciągu małej jednostki czasu. W krzywej którą daje deszczomierz samokreślny, jest to nachylenie stycznej do poziomu; jednakże wykres ten często niema wcale podobieństwa do krzywej ciągłej.

Miarą słotności lub dżdżystości roku lub miesiąca, jest stosunek liczby dni z deszczem, do całkowitej liczby dni tegoż peryodu. Ten stosunek ma naukową i praktyczną wartość, skoro liczba dni deszczu użyta do rachunku, była średnią z dłuższego szeregu lat. Takie liczby oraz średnią ich zmienność podaje tab. VIII.

T a b e l a IV.
Największe opady dzienne.

nr	Stacya	Liczba lat n	XII.	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	U w a g a
1	Koszalin	36	24	29	23	43	42	32	38	59	64	79	34	43	l. 1—11 Franzius i Sonne wyd. 3 str. 23.
2	Podburz	33	?	19	28	19	19	49	46	48	67	57	30	26	
3	Szczecin	36	28	24	17	21	28	32	47	62	85	44	25	20	
4	Chojnice	31	25	22	20	22	16	29	50	52	42	28	29	19	
5	Klaussen obok Elku	34	17	13	19	12	13	35	35	77	28	37	23	22	
6	Królewiec	36	17	24	25	17	18	52	55	45	58	69	27	31	l. 12—15 Wild tab. V. str. 86.
7	Tyża	36	25	26	24	20	28	56	59	78	69	43	41	38	
8	Bydgoszcz	23	21	21	17	15	17	33	36	31	43	47	36	47	
9	Poznań	36	19	29	18	18	29	25	43	83	50	43	32	31	
10	Eichberg	25	22	27	19	28	28	91	72	78	63	61	29	64	
11	Wrocław	33	27	21	23	31	21	42	54	56	95	61	28	43	
12	Ryga	30	18	15	17	19	16	27	37	29	43	29	34	25	
13	Warszawa	40	20	21	14	22	32	39	52	87	62	47	35	27	
14	Górki	32	17	16	17	34	48	54	48	45	79	41	46	26	
15	Kijów	23	32	34	32	24	42	39	67	90	104	52	48	48	

Tabela V.

Największe opady dzienne

(według tabeli Hellmanna Franzius i Sonne wyd. 3. str. 24.)

L. p.	Stacya	Data	Opad w $\frac{m}{m}$	L. p.	Stacya	Data	Opad w $\frac{m}{m}$
1	Pomorze.			3	Księstwo Po- znańskie.		
	Koszalin	16 IX. 1868	79		Bydgoszcz . .	23 IX. 1863	47
	Lębork (Lawe- burg)	10 VII. 1882	69			7 XI. "	47
	Podburz	17 VIII. 1860	67		Poznań	1 VII. 1854	83
	Szczecin	10 VIII. 1855	85				
2	Prusy wscho- dnie i zachodnie.			4	Szląsk.		
	Chojnice	4 VII. 1871	52		Bolesław . . .	2-3 VIII. 1888	101
	Klaussen obok				Bytom	24 VII. 1882	110
	Ełku	17 VIII. 1844	100		Jastrzębowo .	2-3 VIII. 1888	152
	Królewiec . . .	10 IX. 1876	69		Oleśnica . . .	" " "	101
	Neufahrwasser .	9 VII. 1882	69		Wrocław . . .	6 VIII. 1858	95
	Tylża	8 VII. 1857	78				

Tabela VI.

Opady dzienne większe od 40 $\frac{m}{m}$ dla 17 stacyj galicyjskich z lat 1880 — 1891

(według roczników Akademii Umiejętności).

L. p.	Stacya	Data	Opad w $\frac{m}{m}$	L. p.	Stacya	Data	Opad w $\frac{m}{m}$
1	Żywiec	5 VIII. 1880	44	2	Kraków	4 IX. 1881	42
		9 " 1882	44			25 VIII. 1882	49
		25 " "	82			20 V. 1885	43
		26 VII. "	89			7 VII. "	47
		22 IX. "	71			28 V. 1887	41
		16 VI. 1884	78			20 VI. 1888	71
		19 " "	51			2 VIII. "	46
		20 " "	83			28 VII. 1889	43
		8 VII. "	58			5 V. 1890	45
		2 " 1885	41			5 VIII. "	47
		7 " "	58				
		16 VI. 1886	55				
		20 " 1888	43				
		20 V. 1889	42				
		28 VII. "	45				
		29 " "	43				
		6 IX. 1891	52				



L. p.	Stacya	Data	Opad w m/m	L. p.	Stacya	Data	Opad w m/m
3	Poronin	21 IX. 1880	47	10	Jarosław . . .	28 VII. 1882	44
		22 " "	42			22 IX. 1883	56
		11 V. 1881	53			18 VI. 1884	55
		15 VIII. "	46			1 VII. 1888	43
		17 V. 1882	60			27 VIII. 1889	43
		28 VII. "	66				
		18 VI. 1884	53	11	Stare Miasto .	3 VII. 1882	48
		19 " "	77			28 " "	47
		20 " "	43			19 VI. 1883	50
		18 VII. "	60			18 " 1884	61
		20 V. 1885	43			26 VII. "	42
		22 VI. "	60			8 " 1885	47
		8 VII. "	43			23 VIII. 1887	40
		9 " "	45			31 " 1889	41
		12 VIII. 1886	41				
		6 VI. 1888	59	12	Sambor	9 VI. 1882	51
		19 " "	41			27 VII. "	45
						17 VIII. "	60
4	Szczawnica . .	29 IX. 1882	98			18 VI. 1884	62
		19 VI. 1884	56				
		23 " 1885	52	13	Stryj	20 V. 1882	66
		8 VII. "	46			3 VII. "	48
		19 VI. 1887	70			20 VIII. "	86
						18 VI. 1884	117
5	Nowy Sącz . .	4 IX. 1881	53				
		10 VIII. 1882	57	14	Lwów (Uniwer- sytet)	2 VII. 1882	52
		28 " "	65			27 " "	80
		19 VI. 1884	59				
		20 " "	46	15	Złoczów . . .	2 VI. 1880	57
		21 " "	51			11 VII. 1882	45
		18 " 1887	42			30 " "	54
						31 " "	65
6	Krynica	19 VI. 1884	55			31 " 1884	74
		20 " "	53				
7	Tarnów	8 VI. 1881	54	16	Kołomyja . . .	19 V. 1882	61
		16 " 1882	46			2 VII. "	45
		23 " "	60			11 " "	57
		12 VII. "	46			19 VIII. "	41
		28 " "	55			18 VI. 1884	66
		11 VIII. "	42			21 VII. "	41
		20 " "	127			12 VIII. 1886	41
		27 " "	154				
8	Rzeszów . . .	19 VI. 1884	70	17	Tarnopol . . .	15 VIII. 1881	47
						10 VII. 1882	45
9	Stara wieś . .	29 VI. 1881	99			11 " "	42
		23 IX. "	54			6 IX. 1884	51
		28 VII. 1882	42			14 VII. 1889	50
		18 VI. 1884	40				
		19 " "	80				

Tabela VII.
Deszcze nawalne.

Liczba p.	Stacya	Data	Czas trwania	War- stwa w m/ m	na 10 min. przy- pada m/ m	Uwaga
1	Berlin	11 VII. 1858 30 V. 1861 1 VIII. 1869 6 X. 1883 22 VII. 1886 17-18 V. 1887	11 godz. — min. 1 " — " 50 " — " 15 " — " 32 " 11 " 50 "	67 43 24 17 20 59	1,0 7,1 4,8 11,3 6,2 0,8	l. 1—4 i 6—15 Franzius i Son- ne wyd 3. str. 27.
2	Bruksella . . .	4 VI. 1839	3 " — "	113	6,2	
3	Budapeszt. . .	26 " 1875	1 " — "	66	11,0	
4	Bytom	24 VII. 1882	3 " — "	110	6,1	
5	Chemnitz . . .	7 IX. 1881 15 VIII. 1882 7 VII. 1883 18 VI. 1884 15 VII. 1885 3 VI. 1886	— " 55 " — " 40 " — " 35 " — " 40 " — " 15 " — " 15 "	19 25 20 18 22 28	3,4 6,2 5,7 4,5 14,6 18,6	l. 5. Deutsche Bauzeitung 1887 str. 39.
6	Chojnice . . .	5 VII. 1878 23 VIII. 1879	5 " — " 3 " 30 "	50 42	1,6 2,0	
7	Drezno	29 VI. 1874 13 " 1876	1 " 30 " — " 30 "	75 41	8,3 13,6	
8	Eichberg . . .	25 V. 1865	3 " — "	91	5,0	
9	Kolberg	7 IX. 1880 7 " "	7 " — " — " 30 "	102 28	2,4 9,3	
10	Królewiec . . .	16 VI. 1864 27 VIII. 1867	— " 45 " 2 " — "	55 58	12,2 4,8	
11	Poznań	26 VI. 1863	— " 20 "	24	12,0	
12	Tylża	8 VII. 1857 14 VI. 1863 12 " 1872	11 " — " 2 " — " 6 " — "	78 57 59	1,1 4,7 1,6	
13	Wrocław . . .	6 VIII. 1858	1 " 30 "	95	10,5	
14	Genewa	30 V. 1827	3 " — "	162	9,0	
15	Marsylia	15 IX. 1872	2 " — "	240	20,0	

T a b e l a VIII.
Średnie liczby dni z deszczem w miesiącach i w roku, oraz średnia ich zmienność.

č. i	Stacya	Liczba lat	XII.	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	Rok	U w a g a
1	Ryga	31 33	13,0 3,5	11,6 2,7	9,9 3,2	10,5 2,8	9,7 2,8	11,9 2,5	10,9 3,1	12,9 3,1	12,8 3,5	13,2 3,1	13,2 4,2	14,7 4,9	144,3 19	L 1—15 Wild str. 42 i 74. * liczby dni z deszczem. ** średnia zmienność dni z deszczem
2	Libawa	20	13,6	13,6	12,4	11,6	9,2	10,6	9,5	9,8	11,6	13,6	13,6	15,2	144,3	
3	Wilno	12	9,6	6,7	6,8	9,3	8,5	12,6	11,4	12,6	13,5	13,0	9,2	10,4	123,6	
4	Pińsk	8	16,6	12,4	11,4	13,4	9,1	12,6	12,3	14,1	13,6	12,2	14,9	14,5	157,1	
5	Druskeniki	6	12,5	10,2	10,8	11,4	6,2	8,5	9,7	12,3	11,0	10,1	7,7	9,8	120,2	
6	Białystok	10	11,1	8,5	10,2	10,1	9,4	11,5	11,5	12,6	12,4	9,2	11,7	11,2	129,4	
7	Warszawa	74 74	12,4 3,9	12,1 3,8	10,4 4,2	11,2 3,6	10,6 3,3	12,6 3,2	13,7 3,2	14,4 3,5	13,2 3,4	11,2 3,4	10,9 3,7	11,9 3,9	144,6 22	
8	Puławy	11	18,0	15,8	15,0	16,0	12,7	15,1	13,8	14,6	14,7	12,0	12,4	15,5	175,6	
9	Gerby	5	11,8	10,0	9,8	13,4	8,8	10,2	9,4	11,0	9,8	6,8	8,0	10,2	119,2	
10	Górki	35 36	12,3 3,5	10,6 3,5	11,0 2,6	11,3 2,2	11,6 3,0	12,5 3,8	12,6 2,8	14,1 3,3	10,2 3,1	10,8 3,9	11,0 3,6	11,3 3,3	139,3 12	
11	Molhilew	5	8,4	6,5	4,3	6,6	7,2	8,2	5,6	8,5	7,2	10,4	6,6	9,0	88,5	

Ć. J.	Stacya	Liczba lat	XII.	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	Rok	U w a g a
12	Stary Bychów	7	15,8	16,4	12,7	13,9	12,0	11,9	12,9	15,0	14,7	8,9	11,9	16,3	162,4	1. 16—20 wyrachowane podług „Sprawozdań Komisji fotograficznej Akademii Umiejętności w Krakowie“.
13	Wielkie Łuki	6	12,2	9,5	11,0	13,8	7,5	12,2	13,0	14,2	12,0	8,8	8,7	14,7	137,6	
14	Nowogród	4	16,8	15,8	14,8	13,2	9,8	13,0	14,5	17,5	14,5	9,4	15,6	18,8	173,7	
15	Kijów	62 25	11,6 2,3	11,2 3,0	9,5 3,3	10,7 3,1	9,5 2,3	10,7 2,8	10,9 2,7	12,1 3,1	9,1 2,8	7,9 3,8	8,5 2,9	9,5 3,4	121,2 14	
16	Kraków	16 16	14,7 3,4	14,5 3,9	12,6 4,0	15,8 3,8	14,3 3,0	17,1 3,5	17,0 3,7	16,8 3,5	16,4 3,0	14,5 3,5	18,5 3,3	16,2 2,6	187,7 7	
17	Jarostaw	16 16	10,9 3,4	7,4 2,2	8,0 2,9	11,5 2,6	10,9 2,5	12,9 3,6	14,7 3,6	13,3 3,2	10,6 3,2	9,9 3,4	12,0 3,7	9,4 2,3	131,3 11	
18	Lwów	16 16	16,2 4,0	14,3 4,3	12,6 3,9	14,6 3,9	11,3 3,7	14,4 3,9	14,9 3,3	14,8 2,4	12,7 3,2	11,1 3,4	13,6 4,4	13,0 2,6	163,5 13	
19	Kołomyja	11 11	10,4 1,9	8,5 2,9	7,5 1,8	9,8 1,8	10,9 4,9	16,0 3,0	16,2 4,5	14,5 3,2	13,1 2,6	9,5 2,5	11,5 4,1	8,2 2,4	135,6 15	
20	Tarnopol	16 16	9,1 2,6	10,0 3,5	7,1 2,6	9,6 3,2	9,1 3,1	11,0 3,7	13,0 3,3	12,3 2,4	11,9 4,0	8,8 2,4	11,0 3,8	9,7 3,3	122,4 15	

2. Mapy hydrograficzne i sytuacje robót wodnych.

a) **Mapy hydrograficzne** przedstawiają szczegółowo przebieg rzek i ich dopływów, oraz przebieg działów wód. Te ostatnie odgraniczają sąsiednie dorzecza, i mogą być dla wyrazistości obwiedzione różnemi kolorami.

Powierzchnie dorzeczy wyrażone w kilometrach kwadratowych i zestawione obok mapy w postaci jednej lub kilku tabeli, stanowią powtórzenie podziału przedstawionego na rysunku.

Jeżeli dorzecze ma kilka stopni rozgałęzienia, a więc oprócz dopływów pierwszorzędnych, mamy godne odróżnienia dopływy drugiego, trzeciego rzędu i dalsze; *natenczas tabela liczb nie daje należytego poglądu na przyrost powierzchni*. Jeżeli więc zamierzone studia wymagają tego, pożytecznym będzie wykreślony sposób podany przez Stechera *).

Postępując od źródeł z biegiem wody, odcinamy długości rzeki w kierunku obranej prostej, a w różnych punktach odcinamy na prawo i lewo narzędnym prostopadłym, odnośnie do tych punktów powierzchnie dorzecza. Krańcowe punkty otrzymanych rzędnych połączymy ze sobą, a powstałe ztąd trójkątne powierzchnie, zawarte pomiędzy obwodem i rzędnymi, oznaczymy na wykresie i na mapie temi samemi liczbami i tą samą barwą. W ten sposób można doskonale uwydatnić nawet najmniejsze dorzecza widzialne na mapie; a wykres ten daje w każdym punkcie całe dorzecze rzeki, oraz podział jego na dopływy, w postaci długości liniowej.

Krzywe poziome są na mapach hydrograficznych bardzo pożądane, ponieważ pozwalają ocenić spadki wszystkich ścieków. Również mogą być na nich przedstawione warstwy opadów i powierzchnie lasów; a wzdłuż biegu rzek mogą być wypisane wysokości morskie nizkiego stanu wody, oraz objętości przepływu podczas tego stanu, w metrach sześciennych na sekundę.

Miejscowości w których znajdują się wodoszkaży lub deszczomierze, stanowią dopełnienie całości mapy hydrograficznej. Dalsze zaś szczegóły, jak komunikacje, granice gmin, powiatów i kultury; wreszcie wszelkie miejscowości niemające bezpośredniego związku z głównym celem mapy, bywają opuszczane; ażeby nie przeciążać rysunku.

Nie wszędzie uznano potrzebę, zgromadzenia wszystkich wyliczonych powyżej dat na jednej mapie hydrograficznej; a nawet mało jest państw, które już obecnie te wszystkie daty posiadają.

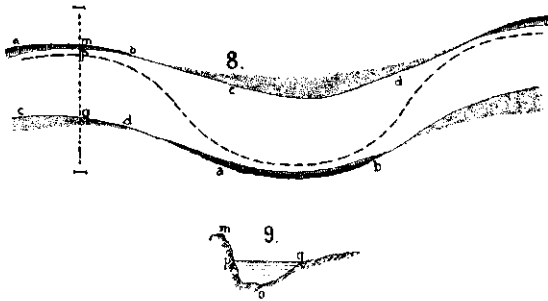
Najwięcej zbliża się do powyższego programu mapa hydrograficzna W. ks. Badeńskiego (Hydrographische Uebersichtskarte 1:400.000); a mianowicie pod tym względem, że obok podziału na dorzecza, oraz stacyj deszczomierzy i wodoszkażów, zawiera krzywe poziome terenu. I tu jednakże warstwy opadów przeniesione zostały na osobną mapę, nie przedstawiającą podziału na dorzecza.

Podobny do niej jest program mapy Francyi (1:200.000); jednakże łączy w sobie zarazem wszystkie daty umieszczane na innych mapach. Hydrograficzna mapa Bawaryi (1:750.000) nie zawiera wcale wysokości terenu. Sławna mapa Holandyi (Waterstaatskaart 1:50.000) odnosi się do tak odrębnych warunków, że omówioną być może dopiero w rozdziale o osuszeniach.

*) Centralblatt d. Bauverwaltung 1886 s. 70.

Załączona mapa (tab. 1 A) ma głównie na celu podanie izochiet; do zebrania innych dat nie miałem odpowiednich środków i czasu.

b) **Sytuacje rzek** wykonywane do projektów robót wodnych, mają podziałkę przynajmniej 1:5000, a zwykle większą. Kształty koryta rzeki można przedstawić szczegółowo dopiero w podziałce 1:2000.



Na sytuacji (f. 8., 9.) odróżniamy przede wszystkim brzeg wypukły od brzegu wklęsłego. Pierwszy jest prawie zawsze płaski, drugi stromy. Brzeg stromy **a b**, wymaga ograniczenia dwiema liniami; jedna z nich przedstawia górną krawędź **m** (f. 9.), druga brzeg wody **p**. Poprzeczne kreskowanie oznacza powierzchnię przez wodę podrywaną. Brzeg

płaski **cd** może być określony jedną tylko linią, oznaczającą brzeg wody **q**; niekiedy wszakże dodawana bywa linia **f**, odgraniczająca piasek żwir czyli odsypisko rzeki, od powierzchni urodzajnej, a względnie uprawnej.

Na planach kolorowanych, górna krawędź wklęsłego brzegu oraz linia **f**, oznaczone bywają czarno; oba brzegi wody niebiesko.

Część koryta leżąca pod wodą, bywa scharakteryzowana zapomocą linii nurtu (n. Stromstrich). Jest to połączenie najgłębszych punktów koryta. Leży ona bliżej wklęsłego brzegu, i dla tego bezustannie przerzuca się z jednego brzegu na drugi. Nawet w prostym korycie nurt nie jest prosty.

Na przejściach z brzegu wklęsłego do wypukłego nurt rozdwaja się; dostrzedz tu można dwie oddzielne rynny **gh** i **ki** obok siebie bieżące, i niemające połączenia. Pomiędzy nimi leży mielizna (n. Untiefe), t. j. miejsce względnie najpłytsze. Linie nurtu kreślimy jednakże od **g** do **i** jako linię ciągłą, środkiem mielizny.

Miernicze zdjęcie linii nurtu, i oznaczenie jej na sytuacji, należy do pomiaru głębokości i będzie opisane pod l. 6.

Na sytuacji i pod wklęsłymi brzegami linia nurtu jest bardzo zbliżona do linii największych prędkości na powierzchni wody, i często tak bywa określana. Tę linię nazywać będziemy nurtem wierzchnim; a zdjęcie jej opiszemy przy pomiarach prędkości (f. 35).

Linia nurtu jest zwykle kreskowana, a na kolorowanych planach niebieska. Wzdłuż tej linii wypisujemy w dowolnych odstępach, stosownie do potrzeby dobranych, niwelacyjne wysokości powierzchni wody podczas niskiego stanu; oraz odpowiadające temu stanowi głębokości. Na kolorowanych planach są te liczby również niebieskie.

Niwelacyjna wysokość napisana na linii nurtu, odnosi się zarazem do brzegów wody; a w połączeniu z głębokością w nurcie, mamy według powyższego określoną wysokość trzech punktów **po** i **q** podwodnej części koryta (f. 9).

Dla dobrego przedstawienia koryta, wybieramy do niwelacji punkty najgłębsze pod wklęsłymi brzegami, oraz mielizny; a nadto w miarę możliwości, jeszcze pomiędzy temi punkty pośrednie.

Takie przedstawienie koryta na sytuacji wystarcza nam, albo raczej musi wystarczyć dla małych i średnich rzek, o charakterze górskim, które bieg swój często zmieniają. Dokładniejszy a zarazem kosztowniejszy pomiar, nie przedstawia w takich razach odpowiednich korzyści. Jeżeli jednak studiujemy większą rzekę o korycie mniej więcej stałym, a przynajmniej zmieniającym się dosyć powoli, natenczas pożytecznym jest przedstawienie koryta na sytuacji zapomocą krzywych równej głębokości. Są to krzywe otrzymane z przecięcia koryta szeregiem płaszczyzn równoległych do powierzchni wody, a więc równoległych do spadku i do śladu przekroju poprzecznego na powierzchni wody, poprowadzonych w odstępach jednakowych, co metr, pół metra lub mniej.

Na f. 2 tab. 2 B mamy przykład takiej sytuacji. Widzimy na niej, że krzywe powyższe pozwalają doskonale rozpoznać przebieg nurtu; dlatego też nurt nie jest wykreślony. Na planach kolorowanych, krzywe równej głębokości są niebieskie; a jeżeli powierzchnię wody odznaczamy kolorem niebieskim, natenczas kolejne głębokości odróżniamy coraz mocniejszymi tonami.

Jeżeli liczba pomierzonych przekroi poprzecznych jest dosyć znaczna, ale nie wystarcza do wykreślenia krzywych równej głębokości, natenczas na sytuacji rysowane bywają te przekroje w kładach poziomych; Tab. 2 A f. 1. przy czem stan m. w. przypada na ślad przekroju. Podziałka długości musi być w takim razie równa podziałce sytuacji; takie rysunki przekroi są zatem bardzo małe, i służą wyłącznie do uzupełnienia sytuacji; Oddzielnych rysunków przekroi poprzecznych, nie mogą one zastąpić. Na obu powyższych przykładach brak wypisanej niwelacji.

Obok wysokości niwelacyjnych dla niskiego stanu, mogą być na sytuacji wypisane wysokości dla stanu średniego i wysokiego; mianowicie gdy nie chcemy rysować profilu podłużnego.

Niwelacja terenu zaczyna się przy brzegach koryta i sięga o ile to możliwe, do granic zalewu dla wielkiej wody; jeżeli zaś ta nie wylewa, natenczas szerokość pasów niwelowanych wzdłuż rzeki zależy od potrzeb projektu, dla którego przyznaczamy sytuację; albo też, sięga niwelacja tak daleko, jak potrzeba dla scharakteryzowania terenu przyległego. Do niwelacji terenu zaliczamy także wysokości odsypisk, wysp i skał wystających z wody.

Na planach kolorowanych, niwelacja terenu bywa opisana sepią lub sienną; tym samym kolorem kreślimy krzywe poziome; zaś granice zalewu i wszystko co się odnosi do wody, pisane i rysowane bywa niebiesko.

3. Wodokazy i różne stany wody.

a) Ażeby otrzymać obraz zmian stanu wody, odczytujemy ten stan na podziałce stałej łaty pionowej, zwanej wodokazem (n. Pegel f. échelle hydro-metrique). Podziałka powinna być bardzo wyraźna, z daleka czytelna, i nie drobniejsza jak do podwójnych centymetrów.

Zero podziałki powinno być zawsze pod wodą; jednakże przy starych wodokazach, zero leży nieraz nad wodą, albowiem koryto rzeki pogłębiło się i stany wody wraz z niem opadły. Podczas niskiego stanu odczytujemy wtedy liczby ujemne; a dla utrzymania ciągłości długoletnich spostrzeżeń, najlepiej niezmieniać położenia takiego wodokazu. Miejscowe władze administracyjne

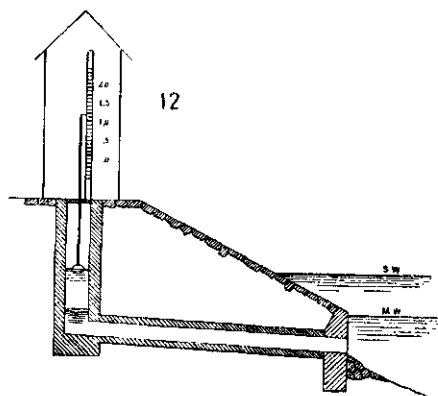
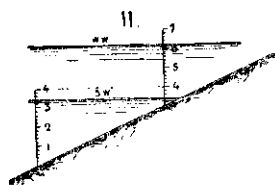
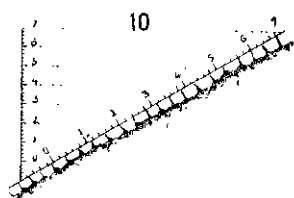
opiekują się wodoskazami, a poziom zera jest zapomocą niwelacji odniesiony do stałych punktów sąsiednich i protokolarnie zapisany.

Przy ustawianiu nowych wodoskazów, poziom zera jest szczegółem pierwszorzędnej doniosłości. Licząc na pogłębienie koryta, musimy stawiać zero znacznie pod najniższym znanym stanem wody; a pożądanem jest, żeby wzdłuż rzeki wszystkie wodoskazy miały zero o jednakową wysokość, n. p. o 1 m pod tym stanem. W rzeczywistości jednak, zgodność taka należy do rzadkich wyjątków; albowiem wodoskazy mają wiek bardzo różny, a tymczasem koryta rzek pogłębiają się lub podnoszą; przez co położenie zera względem najniższego stanu wody ciągle się zmienia.

Wodoskazy ustawione według powyższej zasady, mogłyby pozostać w tym stanie bodaj w przybliżeniu, gdyby rzeka była już od pół wieku dokładnie uregulowana. Takie rzeki są rzadkością.

Na rzekach żeglownych, w pobliżu ważnych przystani, stawiano dawniej zero o tę głębokość pod najniższym stanem, jaką miała rzeka poniżej wodoskazu w najpłytszych miejscach. Szyprawie ładujący w przystani swe statki, mieli zatem na wodoskazie miarę możliwego ich zanurzenia, albo też oczekiwali w przystani nadejścia dosyć wysokiego stanu wody. Jednakże z powodu opisanych powyżej zmian koryta, wodoskazy takie utraciły swą wartość; zarzucono też powyższy przepis już w połowie bieżącego wieku.

Najwłaściwsze do ustawiania wodoskazów są filary mostów, stojące w najgłębszej części koryta; podobnież bulwary kamienne, lub brukowane skarpy na wklęsłym brzegu.



Na skarpie wodopak leży pochyło; podziałka jego musi być zatem odpowiednio do pochyłości rozciągnięta; czyli z podziałki pionowej odrzucona na skarpę (f. 10.).

Jeżeli brzeg jest bardzo płaski albo w stopniach założony, wtedy niemożna odczytywać wszystkich stanów wody z jednego punktu. W takich razach ustawiane bywają dwa lub trzy wodopak w różnych wysokościach, o podziałkach zgodnych (f. 11.); zwykle jednak takie urządzenie mniej jest wygodne i mniej trwałe od poprzedzającego.

Można też wyprowadzić z koryta, od najniższego stanu wody, kanał lub rurę do studzienki umieszczonej w terenie wysokim, i w niej postawić wodopak (f. 12.). Płaska bańka blaszana unosi wtedy drążek ze wskazówką, której położenie odczytujemy na łacie, zamiast wprost odczytywać stan wody. W ten sposób odczyty są ułatwione, bo leżą wyżej i zarazem w świetle dnia.

Wodoskazy odczytywane bywają po większej części tylko raz na dzień w południe; a więc zmiany stanu wody zachodzące po-

między kolejnymi odczytami, n. p. krótkie wezbrania nietrwające 24-ch godzin, nie będą wcale zapisane.

Urządzenie przedstawione na f. 4. tabl. 2 A daje samoczynnie stan najwyższy albo najniższy. Jest to pływak **p** zaopatrzony ruchomym drążkiem **o o** i wskazówką **w**. Przy **o** jest ostrze, przy **c** ciężar. Pływak podnosi się wraz z wodą, ale opadać nie może; albowiem podczas opadania stanu wody przybiera on położenie **p₁**, a ostrze opiera się o łatę wodoskazu.

Wskazówka powinna wtedy stać poziomo, a pływak musi luźno obejmować łatę. Wskazówkę trzeba zatem osadzić ukośnie, i to położenie znaleźć przez próby.

Ażeby pływak pokazywał minima, trzeba obrócić ostrze **o** do góry; jak wskazują linie kropkowane w dolnem położeniu. Ciężaru wtedy nie potrzeba.

Do oznaczenia maximów i minimów potrzeba zatem dwóch pływaków; ale dla rzecznych wodoskazów wystarczy jeden, urządzony tylko dla maximum.

Pływak nie działa skoro zamarznie; ale podczas wezbrań niema u nas mrozów. Natomiast jest to przyrząd tani, i łatwo dodać go można do wodoskazu już istniejącego. (Deutsche Bztg. 1886 s. 199).

W miarę możliwości i potrzeby zarządzane bywają odczyty częściej n. p. co 6 godzin; ale dokładny obraz wezbrania, może nam dać tylko przyrząd samoczynny, działający bez przerwy.

Przyrządy takie, czyli wodoskazy samokreślne albo zegarowe inaczej zwane limnigrafy (n. selbstregistrierender Pegel, Pegeluhr f. fluvio-graphie), zastosowane zostały do rzek dopiero w ostatnich dziesiątkach lat; a to w Bawaryi, Szwajcaryi, Francyi i Belgii. Nieco dawniej używane już były do badania przypływu i odpływu morza (f. maréegraphe).

Polegają one wszystkie na zastosowaniu pływaka, który podnosząc się i opadając wraz z powierzchnią wody, wprawia w ruch zapomocą mechanizmu pióro oparte o papier. Jednocześnie przyrząd zegarowy przesuwając papier z prędkością jednostajną, w kierunku prostopadłym do ruchu pióra, i w ten sposób powstaje krzywa wodoskazu.

Dla kontroli, stoi obok takiego przyrządu zwykły wodoskaz na łacie, ażeby je można porównywać od czasu do czasu.

b) Samokreślny wodoskaz Otta jest dosyć rozpowszechniony na rzekach bawarskich (Tab. 2 A f. 2.).

Zegar tego wodoskazu ustawiony jest na żelaznej ramie **r**. Porusza on walec **w** obciążony papierem, ustawiony przed ramą. Walec ma 32 *cm.* długości a 45 *cm.* obwodu; jeden obrót wykonywa w ciągu 7½ dni; ztąd wynika że 10^m/_m jego obwodu oznacza cztery godziny.

Obok walca, przymocowana jest do ramy mosiężna tabliczka z ruchomą podziałką, a na niej porusza się wodzidło trzymające pióro napełnione atramentem, oraz wskazówkę.

Pod ramą zawieszony jest koło **k**, na które nawija się drut od pływaka **p**. Mały trybik, osadzony na osi koła, zazębia się ze sztabą **s** połączoną z wodzidłem ołówka. Średnica trybika jest $\frac{1}{10}$ średnicy koła, a ztąd pionowe ruchy sztabki i pióra, są $\frac{1}{10}$ ruchów pływaka.

Dla usunięcia martwych ruchów, sztabka ma u spodu ciężarek; podobnie i pióro jest zapomocą ciężarka przyciskane do papieru.

Według powyższego, jeden obrót walca **W** wystarcza na tydzień; przesuwając zaś walec co tydzień o kilka milimetrów w kierunku pionowym, i zakładając każdym razem nowe pióro z atramentem odmiennej barwy, możemy zmieniać papieru przez kilka tygodni.

Na początku i na końcu każdego wykresu tygodniowego, należy zapisać stan wody odczytamy na podziałce. Odcinając te odczyty jako rzędne, otrzymamy dla uważanego wykresu odpowiednią oś odciętych. Można też otrzymać poziom porównawczy wprost na przyrządzie. W tym celu należy wyłączyć walec **W** z mechanizmem zegara, i obrócić go od ręki około osi. Pióro nakreśli wtedy linię poziomą.

Według powyższego, walec **W** wystarczy do zmian stanu wody w granicach 3 metrów; ale przez zastosowanie mniejszego trybika, można te granice w miarę potrzeby rozszerzyć. Podziałka $\frac{1}{10}$ będzie dla wysokości zawsze wystarczająca.

Na rzekach górskich mających nagłe wezbrania, może zająć potrzeba powiększenia podziałki czasu.

W tym celu można powiększyć średnicę walca **W**; można używać do jednego wykresu więcej niż jeden obrót walca; albo też naciągnąć papier na dwa walce o osiach równoległych, jak to zobaczymy w przyrządzie poniżej opisanym.

c) **Samokreślny wodoskaz w Swinemünde** (Centralblatt d. Bauverwalt. 1891.) system Seibt-Fuess (patent). Tab. 2 A f. 11—14. Ten przyrząd przeznaczony jest do badania przypływu i odpływu morza; i ma zadanie daleko trudniejsze niż wodoskazy rzeczne. Opiszę go w skróceniu, albowiem sądzę że szczegóły tego przyrządu mogą być w miarę potrzeby z łatwością zastosowane do rzecznych wodoskazów.

Przyrząd wykonywa następujące czynności:

1. Pozwala odczytać stan wody z daleka na wskazówce.
2. Daje krzywą stanów wody z oznaczeniem godzin.
3. Daje całą powierzchnię tej krzywej, czyli summowanie jej rzędnych, w celu oznaczenia średniego stanu z dowolnego peryodu.
4. Pozwala odsłuchać stan wody przez telefon.
5. Odczytać go przy pomocy zegarka sekundowego (chronoskopu).
6. Daje kontrolę powyższych spostrzeżeń.
7. Wykazuje najdelikatniejsze przesunięcie pionowe aparatu, wynikię z osadzenia się murów lub odkształceń części składowych.

Poprzestanę na opisanii tych części, które służą do czynności wymienionych pod liczbami 1—5.

1. Przyrząd do wykresu krzywej.

Pływak z grubej blachy miedzianej, o średnicy około 0,75 wewnątrz usztywniony, umieszczony jest w studni komunikującej ze stanem wody w morzu. Drut **G** (f. 12.) od pływaka, nawinięty jest na koło **A** (f. 11., 12); na osi koła **A** jest małe kółko zębate **B**, mające 0,1 średnicy koła **A**. Zębata sztaba **a** ząbca

się z kółkiem **B**, i porusza ze sobą pióro **f** w kierunku poziomym. Na sztabie **a** jest podziałka, a na niej przy wskazówce około **J**, można odczytać stan wody.

Na tejże osi co **A** i **B** jest jeszcze jedno kółko o ostrych zębach; na które nawinięty jest łańcuszek z ciężarkiem **e**. Ten napręża drut **G** i zapobiega martwym ruchom koła **A**.

Pióro **f** pisze po papierze, który nawinięty jest na dwa poziome walce i przez nie naprężony. Górny walec **M** poruszany jest przez zegar **C** i wywołuje jednostajny ruch papieru; jednocześnie dwa inne pióra **f₁** i **f₂** kreślą dwie proste równoległe, których odległość wynosi 35 *cm*. Jeżeli później papier się skurczy, natenczas nowa wartość odległości tych prostych daje nam miarę skurczenia. Mechanizm zegaru znaczy na tych prostych samoczynnie kreski poprzeczne, oznaczające godziny; a długość papieru wystarcza na tydzień. Po tygodniu wymienia się pióra, i zakłada nowe z atramentem odmiennej barwy; ażeby zaś różnokolorowe linie nie kryły się wzajemnie, należy co tydzień przesunąć walec **M** w kierunku osi o parę milimetrów, a przy wymianie papieru cofnąć go do pierwotnego położenia.

2. Wodoskaz do odczytów z daleka.

Łańcuszek od ciężarka **e** nawinięty na kółko **z₁**, (niewidzialne na rysunku), chwyta zęby drugiego kółka **z₂**, którego średnica tak jest dobrana w stosunku **z₁**, że wskutek zmiany stanu wody o 1 *ctm*, kółko **z₂** obraca się o jeden stopień. Wskazówka osadzona na osi **z₂**, a umieszczona na zewnętrznej ścianie budki wodoskazu, pokazuje tam na tarczy stan wody w metrach.

3. Integrator wachadłowy. Na osi kółek **A** **B** i **z₁**, osadzone jest nadto kółko zębate **D**, poruszające przez zazębienie drugie większe koło **E**. Liczby zębów na **D** i **E** są takie, że na 1 *cm* zmiany stanu wody, **E** obraca się dokładnie o 1 stopień.

Spiralna **F** osadzona na osi koła **E**, ma przy osi małą tarczę z podziałką na stopnie; która przy **J₁**, daje odczyty w stopniach zgodne z odczytami przy **J** w centymetrach.

Ruch obrotowy spiralnej **F** przesuwają w kierunku poziomym wózek **W**; do wózka przyczepiamy jest złoty drucik, przeprowadzony przez książki **r** i **r₁**, do ciężarka **p**, (f. 11., 12., 14.) który przyciska wózek do obwodu spiralnej.

Ciężarek **p** ważący około 50 *gr*, stanowi górną soczewkę wachadła złożonego, którego dolną soczewką jest ciężar **P** ważący około 1000 *gr*.

P ma kształt półwalcowy, i zawieszony jest bardzo blisko swego środka ciężkości, na poprzeczce umieszczonej przy **I**.

Wachadło powyższe utrzymywane w ruchu przez przyrząd zegarowy, zmienia swą długość wskutek ruchów wózka **W**; wzrastanie zatem stanu wody przyspiesza jego ruchy, a opadanie wody zwalnia je. Czasy wachnięć są proporcjonalne do pierwiastków kwadratowych z długości wachadła, i na tej zasadzie określony być musi kształt krzywej kierownicy **F**. Znalezione ten kształt za pomocą doświadczeń, ustawiając **p** i **W** w rozmaitych położeniach, tak żeby czasy wachnięć były proporcjonalne do zmian stanu wody, czyli do ruchów pływaka.

Na kotwicy wachadła osadzony jest mikrofon **N** (f. 14.) zapomocą którego można słyszeć wachania w biurze przez telefon **T**, (f. 13.) i liczyć je; a ponieważ danej liczbie wachnięć na minutę odpowiada dany stan wody, więc natychmiast można ten stan odczytać na przygotowanej tabeli.

W stacyi nadzorczej wstawiony jest w obwód prądu elektromagnes; co 240 poruszeń wachadła powstaje krótkie zamknięcie prądu, które działa na wskazówkę chronoskopu (zegarka sekundowego) w ten sposób, że wskazówka na chwilę się zatrzymuje, powraca na zero i znowu bieg rozpoczyna. Czas który ona wskazuje po zatrzymaniu się przy końcu biegu, odpowiada 240 wachanionu; a z przygotowanej tabeli można odczytać średni stan w ciągu tego czasu.

Wreszcie za pomocą przycisku **f** (f. 13.) można w każdej chwili cofnąć wskazówkę na zero, i nie czekając końca peryodu 240 wachañ, zrobić obserwacyę natychmiast.

Wysokość kilku punktów aparatu oznaczona jest zapomocą ściślej niwelacyi, a osobny przyrząd pomocniczy pozwala szybko sprawdzić te wysokości, bez pomocy ponownej niwelacyi.

d) Limnigraf elektryczny systemu Mocquery.

Zastosowanie elektrycznego prądu do sygnalizowania stanu wody na wielkie odległości, które widzieliśmy w powyższym przyrządzie, nie jest nowością. Już od r. 1882 używany jest na Sekwanie przyrząd inżyniera Mocquery (*Annales des ponts et ch.* 1890 t. II. s. 118.) działający również siłą elektryczności.

Przyrząd sygnalizujący znajduje się obok pływaka nad rzeką; przyrząd piszący zaś w biurze inżyniera, połączony jest z pierwszym dwoma drutami. Jeden drut przesyła prąd gdy pływak opada; wtedy przyrząd piszący daje na pasku papieru punkty niebieskie; a mianowicie co 5 *cm* zmiany stanu wody, znaczy punkt. Drugi drut działa wtedy gdy pływak się podnosi i daje podobnież co 5 *cm* zmiany wysokości punkt czerwony. Przy każdym całkowitym metrze, oba punkty ukazują się na papierze jednocześnie.

Oprócz powyższego, przyrząd ostrzega za pomocą dzwonka, gdy stan wody przekracza przepisany poziom; mianowicie gdy chodzi o utrzymanie stałego stanu wody powyżej jazu; a więc podczas wezbrania trzeba jar stopniowo otwierać, w przeciwnym razie zamykać. Przyrząd zwraca zatem uwagę strażnika któremu poruczono ten obowiązek.

Używając dosyć szerokiego paska papieru, oraz odpowiedniej liczby, piór i drutów, można według tego systemu zgromadzić na jednym aparacie piszącym sygnalizacyę z kilku miejsc; t. j. od ilukolwiek wodoskazów ustawionych wzdłuż rzeki.

e) Limnigrafy elektryczne na Składzie i jej dopływach.

W aparacie Mocquery potrzebne są dla każdego wodoskazu dwa druty; a nawet cztery ze względu na szczegóły które powyżej opuściłem. Jeżeli więc chcemy — jak to wspomniałem — mieć w jednym miejscu sygnalizacyę od kilku wodoskazów, potrzeba do tego wielkiej liczby drutów. Tę niedogodność omija urządzenie systemu van Rysselberge; przy pomocy którego, centralne biuro w Antwerpii, otrzymuje na czterech drutach sygnalizacyę od piętnastu wodoskazów, ustawionych wzdłuż Skaldy i jej dopływów. Ztąd wynikają jednak więcej zawiłe mechanizmy, których opis nie byłby właściwym w tem miejscu (*Czasop. hanowerskie* 1887 s. 173.).

Franzius i Sonne (t. 1. 2 wydanie str. 137, 3 wydanie str. 138) podaje źródła, w których znaleźć można opisy dawniejszych limnigrafów, znanych już przed r. 1880. Nadto zwracam uwagę na przyrząd opisany w Annales des p. et ch. t. 1. st. 1038.

f) Różne stany wody. Odczyty na wodoskazach, prowadzone systematycznie przez dłuższy czas, dają nam pojęcie o wysokości charakterystycznych stanów wody.

Odróżniamy stan niski (n. Niederwasser f. étiage), stan średni (n. Mittelwasser f. eaux moyennes) i stan wysoki (n. Hochwasser f. hautes eaux), i oznaczamy je na planach przez: **m. w.** mała woda

s. w. średnia woda

w. w. wielka woda.

Same nazwy objaśniają już dostatecznie znaczenie tych trzech stanów; i dlatego zapewne francuzcy autorowie nie mówią o tym przedmiocie ani słowa więcej. To co przytoczę w dalszym ciągu, wynika z potrzeby uwzględnienia literatury niemieckiej, oraz z właściwości rzek naszych, odmiennych od rzek francuzkich.

Bliższe określenie nazwanych powyżej stanów, dawane bywa w praktyce w sposób bardzo rozmaity; mianowicie co do niskiego i średniego stanu.

Po odpływie wody zimowej ze śniegu; od kwietnia lub maja aż do lipca albo sierpnia, obserwujemy stan średni zmieniający się mało, ale przerywany przez wezbrania. Po każdym z nich powraca woda do pierwotnej wysokości.

Jeżeli z powyższego peryodu odrzucimy wezbrania, a z pozostałych odczytów codziennych weźmiemy średnią arytmetyczną, to otrzymamy średni stan letni uważanego roku. Taka liczba jest niepewna i małą ma wartość; dopiero z szeregu kilku lat biorąc średnią, otrzymujemy wynik pewniejszy.

W sierpniu i wrześniu trwają przez kilka tygodni niskie stany; podnoszą się chwilowo w jesieni i powracają w zimie. Średnia arytmetyczna z tego peryodu i z kilku lat, oznacza niski stan. Czasami oddzielnie podawany bywa niski stan letni, a oddzielnie zimowy.

Im mniejsze jest dorzecze rzeki, tem krócej trwa średni stan, i mniej różni się od niskiego. Potrzeba przynajmniej 3000 km^2 dorzecza, ażeby różnica wynosiła około pół metra. Małe górskie rzeki mają zatem tylko niskie i wysokie stany.

Stan średni na większych rzekach, a stan niski na małych, stanowią granicę wegetacji na skarpach.

Powyższe określenie średniego stanu jest dowolne; i może być powodem nieporozumień co do granic odnośnego peryodu. Dlatego też wprowadzany bywa często w to miejsce stan najdłużej trwający, czyli najczęstrzy (n. der gewöhnliche Wasserstand)! Jest to ten poziom, który krzywa wododokazu przecina w ciągu roku największą liczbę razy. Ażeby go znaleźć, należy podzielić krzywą wododokazu liniami poziomymi w małych odstępach, n. p. co 10 cm i na każdym poziomie liczyć punkty przecięcia. Poziom o największej liczbie punktów będzie poziomem najczęstszym; ale trzeba go oznaczyć dla szeregu lat, i wziąć wysokość średnią.

Fig. 10. na tab. 2 A przedstawia wykreślne przedstawienie czasu trwania niższych stanów wody, na wodoskazie Wisły pod Krakowem, z 25 lat, w peryodach pięcioletnich. Widzimy z niego, że najczęstszy stan jest — 0,6.

Z tego wykresu potrzeba było wyrachować dla celów regulacji rzeki średni stan pomiędzy 0 i — 1,1 z uwzględnieniem liczby dni. Stan ten nazwano normalną wodą. Do tego rachunku jednak, mogło być użyte tylko ostatnie pięciolecie, albowiem tylko w tem jednym były spostrzeżenia prowadzone bez przerwy. Według liczb z ostatniego pięciolecia, wypisanych obok rysunku, normalna woda jest:

$$\frac{0 \cdot 42 + 0,1 \cdot 53 + 0,2 \cdot 66 + \dots + 1,2 \cdot 105}{42 + 53 + 66 + \dots + 105} = - 0,65$$

Jako granice (0 i — 1,1) były tu wzięte te stany, które w ciągu pięciolecia trwały przynajmniej 50 dni.

Poziom oznaczony przez: „Nor. W. — 0,5 m Dwory“, jest tym stanem, który wskazuje wodoskaz w Krakowie, gdy w Dworach stoi Wisła o 0,5 m niżej normalnej wody.

Fig. 9. stojąca obok powyższej, przedstawia podobne zestawienie dla Dunaju pod Regensburgiem; wyjęte z dzteła „Der Wasserban in Bayern“¹⁰. Różni się ono od poprzedniego tem, że z dziesięcioletniego peryodu przedstawia średnie liczby dni z kolejnych miesięcy, i sumuje takowe do liczby dni w roku.

Zwracam uwagę na inne podobne wykreślenie, zawarte również we wspomnianem dziele, które przedstawia czas trwania stanów leżących w granicach możliwych dla żeglugi; i w ciągu peryodu żeglugi od lutego do listopada. Dla każdej miejscowości, przeznaczono w niem osobną krzywą.

Roczny stan średni (n. der mittlere Jahresstand), jest średnią arytmetyczną z 365 odczytów dziennych całego roku. Służy on do scharakteryzowania jednego roku, pod względem wysokości stanu wody.

Jeżeli dla wszystkich stanów wody znamy objętości odpływu, i z tych weźmiemy średnią dla całego roku, natenczas stan przy którym ta objętość przepływa, jest stanem średniego rocznego odpływu. Ten stan, a raczej odpowiednia jemu objętość, daje miarę obfitości wody w uważanym roku.

Na bawarskich rzekach górskich trwa od maja do września stan średni stosunkowo bardzo wysoki, bo leży 1 do 2 m nad niskim stanem. Jest to odpływ z lodników wywołany wysoką temperaturą, i oznaczany tam bywa za pomocą średniej wysokości z powyższego peryodu (n. das Mittelwasser d. Schneeschmelze).

Sądzę że na tem wypada mi poprzestać; obszerniej rozwija ten przedmiot Oppermann (Zeitschrift f. Bauwesen 1883 str. 349).

Wysokie stany trwają krótko; pochodzą na większych rzekach ze śniegu na wiosnę, na małych zaś z nawałnych deszczów w lipcu. Powodem tego jest, że nawałny deszcz nie może objąć wielkiego dorzecza; topnienie zaś śniegu odbywać się może jednocześnie na daleko większej powierzchni.

Stan wysoki oznaczamy tak jak powyższe, zapomocą średniej z dłuższego szeregu lat.

Wreszcie do specjalnych celów potrzebujemy znać stan najniższy i najwyższy; nie są to średnie, lecz jednorazowe spostrzeżenia; i powinny być

zawsze oznaczone datą. Oba są ważne dla budowli wodnych, lub zależnych od wody w jakikolwiek sposób.

g) Względne wysokości mórz.

Poziom porównawczy nad morzem północnem, stanowiło oddawna zero wodoskazu w Amsterdamie; oznaczano je powszechnie przez **A. P.** (Amsterdamer Pegel). W r. 1879 ustanowiono w Berlinie normalne zero (**N. N.**) w jednej wysokości z poprzedniem; leży ono jednak pod terenem, i z tego powodu znak wysokości służący do nawiązania niwelacyi, przyjęto przy północnym filarze obserwatorium berlińskiego, dokładnie 37 *m* nad normalnem zerem.

Następująca tabela podaje wysokości średniego stanu różnych mórz i oceanów, względem normalnego zera, albo zera Amsterdam (**O. A.** Klein Wochenschrift d. Oest. Ing. u. Arch. Vereins 1882).

Baltyk.	Atlantyk.
Memel + 0,242	Brest + 0,302
Piława — 0,078	Bayonna + 0,136
Neufahrwasser + 0,011	M. Śródziemne.
Swinemünde — 0,023	Marsylia — 0,720
Kiel — 0,236	
M. Północne.	M. Adryatyckie — 0,80
Amsterdam — 0,144	„ Czarne — 1,05
Dunkierka + 0,056	„ Czerwone + 0,14
	Ocean Spokojny + 1,0 do 2,9
La Manche.	
Calais + 0,033	
Hawr — 0,379	

Według tych liczb, różnica pomiędzy Neufahrwasser a Morzem Adryatykiem czyli Triestem, wynosi 0,811; jednakże według danych geograficznego Instytutu w Wiedniu, przy nawiązaniu niwelacyi Wisły w Galicyi do niwelacyi w Królestwie, przyjęto zero Triestu na — 0,585 względem **O. A.**

h) Związki wodoskazów. Jeżeli stan wody niezmienia się, natenczas na długości rzeki pomiędzy kolejnymi dopływami, wszystkie wodoskazy dają punkty do siebie przynależne, oznaczające tensam stan wody, czyli stany jednolite.

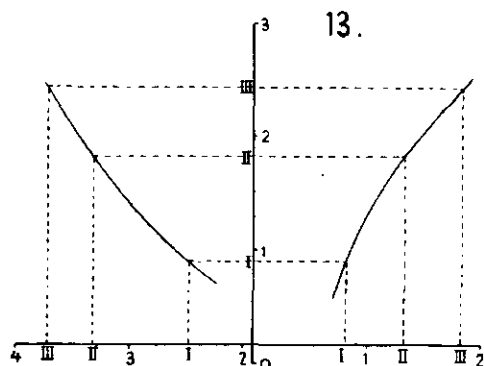
Znajomość tych punktów dla wszelkich stanów wody, jest nader ważna tak dla studyów hydrotechnicznych, jakoteż dla wykonania robót. Z powodu zaś różnego położenia zer wodoskazów, punkty te nie są jednakowymi punktami podziałek. Nadto z powodu bardzo różnych przekroi i spadków koryta, odstęp pomiędzy danymi dwoma stanami jest na każdym wodoskazie odmienny. Tak więc stan wody dany na jednym wodoskazie, nie jest przez to samo wiadomy na wodoskazach sąsiednich.

Dwa wodoskazy pomiędzy którymi niema znacznego dopływu, można połączyć ze sobą za pomocą krzywej takiej jak fig. 3. Tab. 2 A. Przedstawia ona związek pomiędzy wodoskazami na Białej pod Koszycami i Ciężkowicami. Pier-

wszy ustawiony jest pionowo, drugi poziomo; wskutek tego każde dwa odczyty jednoznaczne na obu wodoskazach, mogą być uważane za współrzędne jednego punktu. Ze spostrzeżeń w roku 1886/7 dane były w ten sposób punkty **a b c i d**, które połączono krzywą ciągłą. Za pomocą tej krzywej, można dla każdego odczytu na jednym wodoskazie, znaleźć odpowiedni odczyt na drugim.

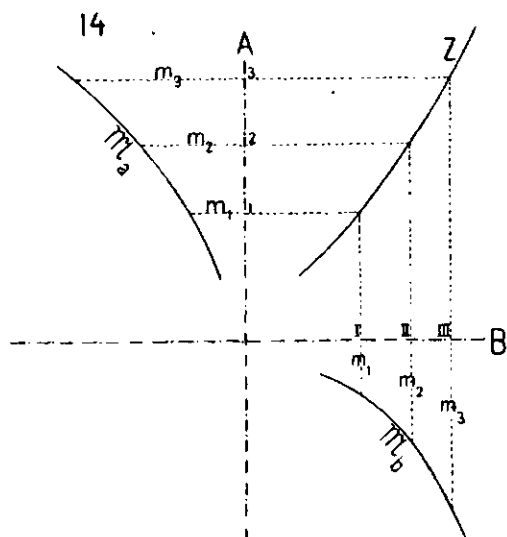
W trzy lata później znaleziono inną krzywą, oznaczoną przez 1889/90; a z położenia tej krzywej względem poprzedniej wnosić wypada, że w tym okresie czasu, koryto Biały pod Koszycami zostało pogłębione, albo też, że pod Ciężkowicami koryto się podniosło.

Jeżeli przekroje i spadki rzeki przy obu wodoskazach, są jednakowe, natenczas powyższa krzywa zamienia się na prostą pochyłą na 45° . Wykres nie jest wtedy potrzebny; albowiem różnica odczytów jest przy wszystkich stanach jednakowa.



Przy pomiarach które poznamy w dalszym ciągu, stawiamy często wodoskaz tymczasowy w przekroju pośrednim pomiędzy wodoskazami w miejscowościach **A i B** (fig. 13.). Zapomocą takiego wodoskazu pośredniego, oraz jednoznacznych odczytów **I. II. III.** na wszystkich trzech wodoskazach, zdjętych podczas stałych stanów wody, można wtedy połączyć ze sobą wodoskazy **A i B** (Harlacher⁹).

Takie wykreślenie może być potrzebne tylko wtedy, gdy pewne stany wody umiemy oznaczyć tylko na wodoskazie przekroju pośredniego; a ztąd przeniść je musimy na wodoskazy **A i B**.



Podczas stałego stanu wody pomiędzy dwoma dopływami, przepływa przez wszystkie przekroje rzeki tażsma objętość wody. Jeżeli więc wodoskazy **A i B** są połączone krzywą **Z** (fig. 14.), i wiadome są objętości $m_1, m_2, m_3, \dots$ przepływające w **A** przy danych stanach wody **I 2 3**; to przy pomocy krzywej **Z**, znajdujemy natychmiast stany **I. II. III.** wodoskazu **B**, przy których teżsme objętości przepływają. W ten sposób z krzywej przepływu **M_a** możemy wykreślić krzywą **M_b** i nawzajem (Honsell³).

Tożsamo można zastosować do przypadku przedstawionego na fig. 13..

skoro dana jest krzywa przepływa w jednym z trzech uważanych przekroi. Najczęściej dana ona będzie w przekroju pośrednim.

4. Prognoza wezbrań.

Nowoczesny rozwój meteorologii doprowadził do przyjętego powszechnie zwyczaju, zapowiadania stanu pogody z centralnych stacyj meteorologicznych. Największe korzyści osiągnięto przytem z zapowiedzi burzy na wybrzeżach Francyi i Niemiec.

Skoro więc w ostatnich dziesiątkach lat wylewy rzek stały się coraz częstsze, i coraz dotkliwsze wyrządzają szkody, wynikło ztąd żądanie, ażeby i wezbrania rzek były w podobny sposób zapowiadane; a to z biur ustanowionych przez rząd dla badań hydrograficznych.

Takie żądanie sięga bez porównania dalej niż pierwsze; albowiem prognoza pogody określa tylko rodzaj zmiany stanu powietrza; zapowiada czy należy się spodziewać burzy czy nie, i z której strony ona nadejdzie. Nikt nie żąda żeby zapowiadano o wiele zmieni się ciśnienie i temperatura powietrza, jakie będzie zachmurzenie, wielkość opadu, siła wiatru i t. p. Tymczasem zapowiedź wezbrania, ma dać miarę o którą wzniesie się lub opadnie stan wody w danem miejscu, i oznaczyć czas w którym to nastąpi.

Ruch fali wezbrania jest wprawdzie zjawiskiem bez porównania prostszem, niż te które zachodzą podczas zmian stanu powietrza. Natomiast zależy przebieg wezbrania od wielkości i budowy dorzecza, od wtellości i charakteru dopływów, od rozkładu opadów atmosferycznych, stanu uprawy roli, roślinności i innych jeszcze czynników; a w miarę różnorodności i stopnia powikłania ich, wzrastają trudności rozpoznania praw o które tu chodzi.

Pierwszy krok w tym kierunku uczyniła Francya. Dla Sekwany jest zorganizowana od wielu lat służba wezbrań; i wydaje zupełnie zadowalające rezultaty. W r. 1879 rozszerzono ją na inne rzeki Francyi, prócz Rodanu. Epokę w tych badaniach stanowi dzieło Belgranda: *Etude hydrologique du bassin de la Seine*.

Ten znakomity inżynier prowadził kosztem rządu rozległe studia w tym przedmiocie już od roku 1830; a dopiero w r. 1854 zorganizowano pod jego kierunkiem służbę hydrometryczną. Z początku, zapowiedzie przez nią wydawane były tylko poufnie znane inżynierom; nie odważano się publikować ich, dopóki długoletnie doświadczenie, badanie związku stanów wody z opadami, oraz badanie geologicznej budowy całego dorzecza, nie dały tak pewnych podstaw, że dzisiaj rzeczywista wysokość wezbrania, różni się najwyżej o 20 *cm* od wysokości zapowiedzianej dwa lub trzy dni naprzód.

Nie należy jednak pomijać tego, że w dorzeczu Sekwany zadanie powyższe było wyjątkowo łatwe. Całe dorzecze przedstawia jednostajne warunki co do opadów, budwy geologicznej i klimatu. Źródła są zaledwie 600 *m* wzniesione ponad morze, opady obejmują zwykle całe dorzecze, wszystkie dopływy wzbierają mniej więcej jednocześnie.

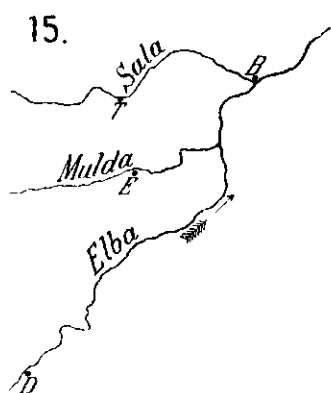
Belgrand pisze: (str. 291) „Wszystkie dopływy jednego wielkiego dorzecza wzbierają jednocześnie i z jednakową względną siłą. Ażeby zatem znaleźć związek pomiędzy wezbraniem rzeki a wezbraniem jej dopływów, dosyć jest mieć spostrzeżenia z niewielu punktów“. To też na podstawie zestawienia wezbrań w jednej tabeli wyprowadza on, że jednorazowe wezbranie dopływów, wywołuje 3 do 4 dni wezbrania Sekwany w Paryżu; a średnia wysokość wezbrań dopływów mnożona przez 2, daje wysokość wezbrania w Paryżu (s. 293).

Również proste warunki zachodzą przy innych rzekach francuzkich; jędyńą we Francyi rzeką górską, i trudniejszą do powyższych studyów, jest Rodan; a na nim właśnie nie urządzono dotychczas zapowiedzi wezbrań.

Podobnież nieudały się takie usiłowania na Renie, Dunaju i w ogóle na rzekach o dopływach górskich; pomimo że właśnie wezbrania wylewy takich rzek, są gwałtowniejsze i szkodliwsze niż rzek nizinnych.

Usiłowania w celu obrony przeciw wylewom, a zarazem w celu zmniejszenia takowych, wywołały potrzebę dokładnego poznania odnośnych zjawisk. Ztąd wynikło pomnożenie liczby wodoskazów, ulepszenie ich konstrukcyi, oraz ujęcie obserwacyi meteorologicznych w jednolity ściśły system. Nadto potrzeba zrozumienia przebiegu wezbrania, poprowadziła do pomysłów metod wykreślnych, mających na celu ułatwienie oceny tych czynników, których znajomość poprzedzić musi koniecznie wszelkie próby zapowiedzi wezbrań.

Badania i próby w tym przedmiocie dokonane, postaram się streścić w dalsym ciągu. Ograniczę się przytem do tych prac, które opierają się wyłącznie na statystyce wodoskazów; inne przy których potrzeba jeszcze innych materiałów, pozostawiam do chwili, gdy mówić mi wypadnie o obrachowaniu objętości odpływu z opadów i z cech dorzecza.



a) **Wezbrania Elby pod Barby** zapowiadał Maass za pomocą statystyki wodoskazów (Zeitschrift f. Bauw. 1881). Znając jednoczesne stany wodoskazów **T E D i B** (fig. 15 Trotha, Eilenburg, Drezno, Barby) przyjął wzór kształtu:

$$B = pD + qE + rT$$

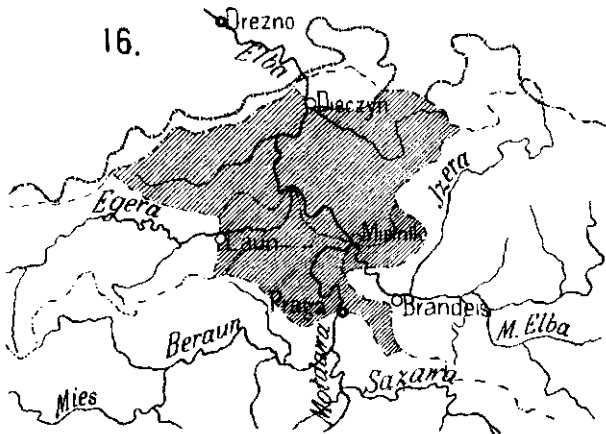
w którym **B D E i T** oznaczały jednoznaczne stany wody, zaś **p q r** współczynniki niewiadome. Te współczynniki można oznaczyć przez próby, a po części za pomocą teoryi najmniejszych kwadratów, wyszukując ze statystyki wodoskazów takie przypadki, w których tylko jeden dopływ wzbierał.

Rachunki były jednak mozolne, a dokładność wzoru niewielka, ponieważ związek dwóch wodoskazów jednej rzeki daje już zwykle linię krzywą (fig. 3. Tab. 2 A); tem więcej zatem związek większej liczby wodoskazów, nie może być przedstawiony w równaniu pierwszego stopnia. Współczynniki **p q i r** są zatem zmienne, zależą nie tylko od stanów **D E T**, ale także od kształtu fal odnośnych wezbrań. Dla każdego współczynnika należałoby ułożyć tabelę; mamy zaś zbyt mało przypadków przydatnych do tego celu, mianowicie takich, w których tylko jeden dopływ wzbiera.

b) **Wezbrania górnej Elby pod Dieczynem** zapowiadał Harlacher za pomocą krzywych przepływu.

Ta metoda była wykreślna, i mniej zawierała fałszywych hipotez niż poprzednia. Oparta była na czternastu pomiarach objętości przepływu, dokonanych na Elbie i jej dopływach, powyżej Dieczyna, t. j. powyżej ujścia Mołdaw. Pomiaru wykonane były przy rozmaitych stanach wody pod Laun, Pragą, Brandeis i Die-

czynem (Fig. 16.); dla wodoskazów tych czterech miejsc wykreślono krzywe przepływu, takie jak opisałem powyżej (fig. 14.); a przypuszczając że objętości przepływające w trzech pierwszych miejscowościach, sumują się pod Diecynem



po upływie danego czasu, można na krzywej Diecyna znaleźć stan odpowiadający danej sumie objętości.

Zadanie było o tyle ułatwione, że fale przebywały wszystkie trzy drogi w jednym czasie; a czas ten był znany. Ze wszystkich miejsc telegrafowano stany wody do Pragi co 4 lub co 6 godzin, w równych odstępach czasu przy pomocy tych wiadomości, biuro pragskie zapowiadało wysokość wezbrania w Diecynie

na 24 godzin, a w Dreźnie na 36 godzin naprzód.

Przy takim postępowaniu, trzeba jednak doliczyć pewną objętość na dorzecze z którego odpływ przypada na część rzeki pomiędzy stacyami górnych wodoskazów; a dolną stacyą do której odnosi się prognoza. W tym razie dodawano 10% objętości wszystkich trzech dopływów.

Rzeczywiste stany wody w Diecynie i Dreźnie, różnią się od zapowiedzianych tylko o 5 do 8 centymetrów.

Wspomniałem już, że wszystkie trzy fale przebywały swe drogi w jednym czasie; ale ta metoda da się również zastosować do przypadku, w którym odnośne czasy są różne, lecz dokładnie znane.

Natomiast nie będzie ona dosyć dokładna, gdy ruch fali trwa dłużej; np. kilka dni; gdy po drodze przyrost dorzecza jest wielki, gdy chodzi o wielką liczbę dopływów, a fale oddziałują na siebie spiętrzająco.

Zasada prostego sumowania objętości nie doprowadzi wtedy do celu, albowiem prawie niepodobna oznaczyć dokładnie niektóre czasy przebiegu. Zależą one od następstwa, w jakim dopływy wzbierają.

c) Wezbrania środkowej Loary (An. des p. et ch. 1890).

Wezbrania te na szlaku pomiędzy Digoin i Nevers, są wynikiem dwóch głównych czynników:

1. Stanu samej Loary przed wezbraniem, w górnym końcu wspomnianej części t. j. w Digoin, który to stan oznaczmy przez y .

2. Stanu wszystkich jej dopływów w padających pomiędzy Digoin a uważanym punktem **A** poniżej położonym, który to stan nazwiemy przez x .

Oznaczając wreszcie przez z wysokość wezbrania w dowolnym punkcie **A** poniżej Digoin, możemy powiedzieć że

$$z = f(x, y),$$

i uważać to wyrażenie za równanie powierzchni.

Przypuszczając że wpływ dopływów na wezbranie jest proporcjonalny do wielkości ich dorzeczy, uważajmy najmniejsze dorzecze **D**₁ za jednostkę, i dzie-

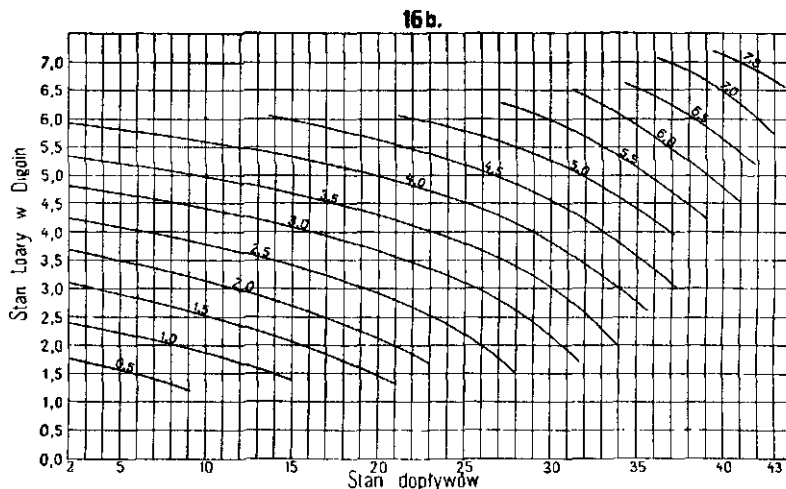
łąc inne dorzecza $D_2, D_3, D_4, \dots$ przez D_1 , wyrachujemy liczby $\varphi_2, \varphi_3, \varphi_4, \dots$ do nich proporcjonalne.

Jeżeli odczyty dolnych wodoskazów na tych dopływach są $a_1, a_2, a_3, \dots$, natenczas liczba

$$x = a_1 + \varphi_2 a_2 + \varphi_3 a_3 + \dots$$

przedstawia nam ogólny stan dopływów.

Mając spostrzeżenia z szeregu wezbrań w danym miejscu **A**, możemy dla każdego z nich odciać powyższe x jako odcięte, a odpowiedni odczyt w Digoin jako rzędną y . Otrzymamy w ten sposób punkt, przy którym napiszemy wysokość wezbrania z , obserwowaną w **A**.



Wszystkie w ten sposób otrzymane punkty przedstawiają nam jakoby powierzchnię terenu, o wysokościach z nad poziomem x, y (fig. 16b.); a na tej powierzchni wykreślimy krzywe poziome. Według tych krzywych, i prostej interpolacji liniowej, możemy na przyszłość dla danych x i y , oznaczyć prawdopodobne z .

Wezbrania zapowiadane w ten sposób na powyższej części Loary, zgadzają się z rzeczywistością na 20 do 30 *ctm*.

Jeżeli punkt **B** leży poniżej **A**, i niema po drodze ważnych dopływów, natenczas krzywa związku obu wodoskazów (tab. 2 A, fig. 3), wystarcza do zapowiadania wezbrań w **B**, na podstawie odczytów wodoskazu w **A**.

Nad Loarą zrobiono nadto ważne spostrzeżenia co do zależności postępu fali, od kierunku wiatru podczas opadu.

Górna i środkowa Loara do Gien, płynie z południa na północ. Wiatr północny wywołuje deszcz przeważnie tylko u źródeł; daje falę krótką, o stałej wysokości i powolnym postępie (3 *kłm* na godzinę).

Wiatr zachodni wywołuje opady wzdłuż prawego stoku; a fala z nich pochodząca jest wypadkową licznych fal z dopływów. Spotyka ona po drodze coraz wyższe stany wody, doznaje coraz mniejszego oporu, a więc postępuje szybko (do 5 *kłm* na godzinę), i wzrasta.

Najgroźniejsze wezbrania zachodzą przy ciepłym wietrze południowym, który wydaje największe opady i wzółuż całego dorzecza.

Te spostrzeżenia stanowią doskonały przykład do uwag które podałem w rozdziale o opadach atmosfery, mówiąc o zależności ich od sąsiednich gór i kierunku panującego wiatru.

d) System wodoskazów według Rittera. Odczyty wodoskazów nie dają nam, same przez się, jasnego pojęcia o wysokościach stanów wody. Ogółowo tylko rozpoznajemy z odczytu, czy stan jest niski czy wysoki; ale nie potrafimy n. p. odróżnić stanu niskiego od średniego; rozpoznać czy wezbranie grozi wylewem; czy jest zwyczajne czy wyjątkowe. Tem mniej, umiemy porównać ze sobą jednoczesne stany różnych rzek. Powodem tego jest, że zera wodoskazów mają najrozmaitsze położenia względem stanu małej wody; a powtórę, że każda rzeka ma inną wysokość zwykłych wezbrań.

Chodzi więc o ustanowienie wspólnej podziałki dla odczytów na wszystkich wodoskazach. Taka podziałka dawałaby obraz i porównanie jednoczesnych stanów wszystkich rzek w kraju; albo też porównanie różnych części jednej rzeki.

W tym celu, proponuje francuzki inżynier Karol Ritter ustanowienie i powszechne zastosowanie pewnych pojęć i przepisów, które podaję tu w skróceniu*).

Różnicę pomiędzy niskim a wysokim stanem, z których każdy wzięty będzie średnio z długiego szeregu lat, nazwijmy *modułem rzeki* (*le hydro-module*).

Wszystkie odczyty wyrażamy w procentach modułów, a te nazwijmy *stopniami modułu* (*cote hydrograde*).

Wysokość pomiędzy stanem odczytanym na początku wezbrania, a najwyższym stanem podczas wezbrania, wziętą również średnio z szeregu lat, nazwijmy *przyrostem rzeki* (*hauteur de crue*).

Odczyty zbierane w ciągu wezbrania, niech będą wyrażane w procentach przyrostu, i mogą być nazwane *stopniami przyrostu* (*cote auxigrade*).

Moduły i przyrosty zmieniać się będą przy kolejnych dopływach rzeki.

Przy pomocy powyższych pojęć, można wypracować dwa rodzaje map hydrograficznych.

Jeżeli dla wszystkich wodoskazów jednej lub kilku rzek, wyrachujemy stopnie modułów odnoszące się do średniego stanu z danego peryodu czasu, np. dla średniego stanu w ciągu tygodnia, miesiąca, roku, lub dla stanu pewnego dnia; i części rzek mające teżsame lub zbliżone stopnie, oznaczmy jednym kolorem; ale dziesięć stopni odmiennym; otrzymamy natenczas *stopniowaną mapę rzek* (*carte hydrograde*) dla danego tygodnia, miesiąca i t. p. Taka mapa da nam dokładny obraz stanu wszystkich rzek, w ciągu peryodu do którego się odnosi.

Rachując podobnie dla każdego dnia i wciągu całego wezbrania stopnie przyrostu, i oznaczając części rzek różniące się po 10% odmiennymi kolorami, otrzymamy dla każdego dnia, *stopniowaną mapę wezbrania* (*carte auxigrade*).

Takie mapy wykonane dla wszystkich dni na przeciąg wezbrania, przedstawiają nam przebieg jego, i prędkość z jaką się ono posuwało.

We wspomnianej powyżej rozprawie, podał Ritter stopniowaną mapę wezbrania Sekwany z listopada 1875 r., oraz wezbranie Rodanu z sierpnia 1875 r.

*) Annales des ponts et chaussées 1880 t. 1 st. 1579.

Referat o tym systemie, znajdujący się w czasopiśmie austr. inż. 1884, zawiera podobną mapę dla wezbrania Elby z jesieni r. 1882, a Honsell w dziele o wezbraniach Renu¹⁾; opracował również w ten sposób jedno z wezbrań tej rzeki.

W najnowszej rozprawie z r. 1892^{*)}; proponuje Ritter dla przedstawienia przebiegu wezbrań stopniowane mapy przepływu (*carte rhéograde*); w których stopnie odnosić się mają do przyrostu objętości przepływu pomiędzy niskim i wysokim stanem; i również co 10" ma być rzeka kreślona odmiennym kolorem.

e) **Metoda Kleitz-Sonne.** Inspektor francuskiego korpusu dróg i mostów Kleitz proponował już w r. 1877 (an. d. p. et ch.) sposób wykreślnego przedstawiania wezbrań, który był naśladowaniem planu warstwowego.

Odcięte **X** przedstawiały czas, rzędne **Y** długości przebytej drogi, a prostopadłe do płaszczyzny rysunku (**X Y**), przyjął podziałkę objętości przepływu. Za pomocą liczb oznaczających te objętości, wypisanych w szeregu punktów oznaczających wodoskazy, można wykreślić krzywe równych objętości (*izoplethy*); a z nich otrzymujemy rysunkowy obraz plastycznego przedstawienia przebiegu wezbrania.

Liczba punktów w których znamy krzywe przepływu, jest zwykle mała i niewystarczająca do powyższego celu. Zważywszy więc że liczba wodoskazów jest znacznie większa, zaproponował Sonne, ażeby w powyższem wykreśleniu, zamiast objętości wprowadzić odczyty stopniowane; albo też stopnie przyrostu według Rittera oznaczone.

W ten sposób, mielibyśmy dwie nowe metody przedstawienia przebiegu wezbrań na rysunku, które dla skrócenia nazwiemy metodami Kleitz-Sonne. Honsell w dziele swoim o wezbraniach Renu, podaje trzy obrazy wezbrań Renu z zimy 1882/3, za pomocą metod Rittera oraz Kleitz-Sonne. Brak miejsca zmusza mnie odesłać czytelnika do tamtych rysunków; ale zauważyć mi wypada, że według ostatnich dwóch metod, można na jednym rysunku przedstawić wezbranie tylko jednej rzeki; a więc niepodobna połączyć wezbrania rzeki głównej z wezbraniem dopływów. Nadto, ażeby uchwycić wpływ dopływów drugorzędnych, potrzeba daleko drobniejszych podziałów niż co 10‰ wezbrania, i częstszych obserwacji niż raz na dzień, jak przyjmuje Ritter.

f) **Metoda Lemoine i Préaudeau** (An. des p. et ch. 1883). Ta metoda pomija przebieg całej fali, oraz względną jej wielkość w różnych punktach rzeki, a przedstawia tylko postępowanie szczytu fali. Natomiast używa do tego bardzo prostych środków.

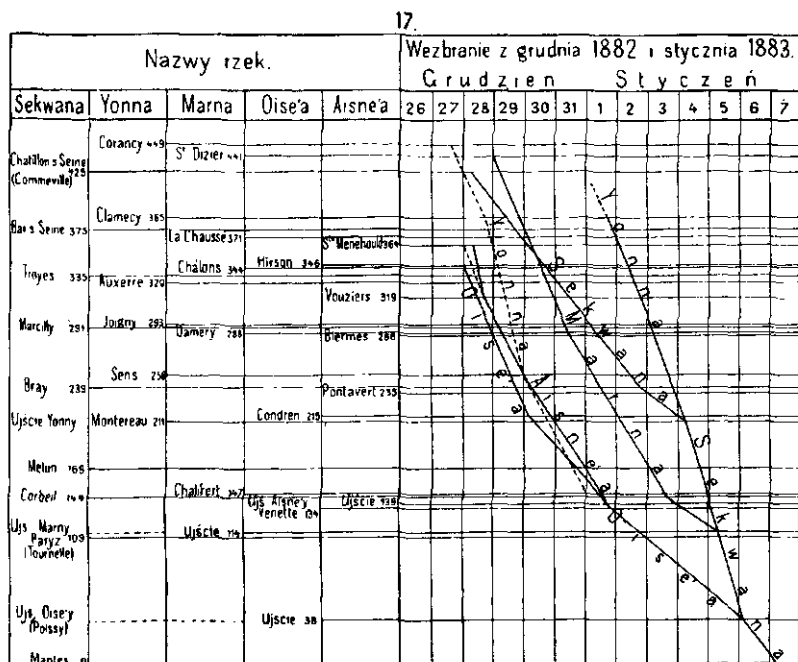
Obraz wezbrania daje nam tabela wykreślna (f. 17.), podzielona na dwie części; część lewa składa się z szeregu kolumn, z których każda przeznaczona jest dla jednego dopływu; każda kolumna zawiera odnośne stacje wodoskazów wypisane w rzeczywistym porządku, i z zachowaniem podziałki co do odległości pomiędzy nimi.

W prawej części tabeli, kolumny oznaczają dni; a więc daty pod którymi zapisano najwyższe stany wody, dają nam na każdej poziomej punkt. Łą-

^{*)} An. d. p. et ch. 1892 t. I. s. 876.

cząc te punkty liniami prostymi, otrzymujemy łamany ciąg liniowy, przedstawiający przebieg wezbrania.

Nachylenie tych prostych do poziomu, daje prędkość postępu fali; a to w ten sposób, że prosta pionowa oznacza prędkość nieskończenie wielką. Jednakże kierunki pionowe części łączących otrzymamy także w takich przypadkach, w których nie będziemy mieli dosyć częstych spostrzeżeń; a więc gdy odstęp czasu odpowiadający drodze pomiędzy dwiema sąsiednimi stacyami nie jest wykazany w spostrzeżeniach odpowiednich maximów na wodoskazach.



F. 17 przedstawia wezbranie Sekwany i jej dopływów z grudnia 1882 i stycznia 1883. Z tego przykładu widzimy, że ta metoda daje nie tylko obraz prędkości z jaką postępowała fala; ale zarazem daje nam ten wykres poniekąd związek pomiędzy wezbraniem rzeki głównej, i jej dopływów. Widzieć można na nim, czy fala wezbrania dopływu przybywa do rzeki głównej równocześnie, czy też wcześniej lub później niż jej własna fala; przez co wezbranie w rzece głównej zostaje wzmocnione, albo też powstaje z dopływu wezbranie oddzielne, albo wreszcie wezbranie rzeki głównej się przedłuża.

Jest to zaleta bardzo wielkiej doniosłości; i dlatego zostało to wykreślenie wzięte za punkt wyjścia w najnowszej metodzie znanej, którą opracował Honsell dla przedstawienia wezbrań Renu ¹¹.

g) **Metoda Honsella** albo badeńska, wypracowana została w centralnem biurze meteorologii i hydrografii W. Ks. Badeńskiego w Karlsruhe, dla przedstawienia wezbrań Renu.

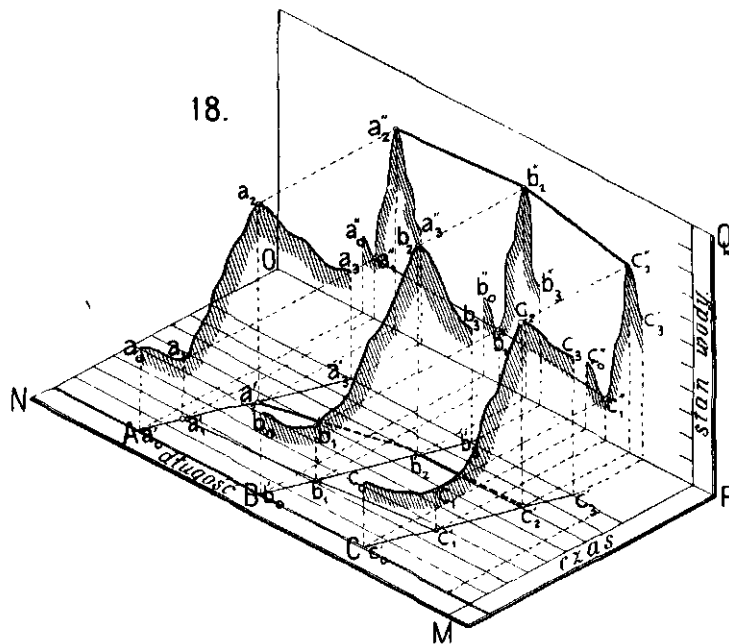
W przebiegu wezbrania rozróżniamy trzy czynniki składowe: miejsce, czas i wysokość fali. Za pomocą współrzędnych na płaszczyźnie. można ująć tylko dwa, a ztąd możliwe są trzy sposoby przedstawienia:

1. co do czasu i wysokości wezbrania,
2. co do miejsca i czasu,
3. co do miejsca i wysokości wezbrania.

Pierwszy daje krzywą wodoskazu, drugi jest metodą Lemoine i Préau-deau, trzeci daje niejako profil podłużny wezbrania w danej chwili.

Metoda o której mówimy jest kombinacją drugiego i trzeciego sposobu. Składa się ona z dwóch rysunków; pierwszy stanowi jakoby rzut poziomy, w którym odcięte przedstawiają odległości kolejnych stacyj wodoskazów, a rzędne pod kątem ostrym do pierwszych ustawione, przeznaczone są dla podziałki czasu. Drugi rysunek podobny do rzutu pionowego, ma odcięte wspólne z pierwszym, a rzędne jego przedstawiają zmiany stanu wody; przyczem podziałka czasu — jako ukośnie ustawiona w planie — jest w tym drugim rysunku widzialna w skróceniu.

Fig. 18. przedstawia powyższy układ w perespektywie. **NM** jest kierunek dla podziałki długości, **MP** dla podziałki czasu, **PQ** dla wysokości.



Przy wodoskazach **A B C** dane są krzywe wezbrania $a_0 \dots a_3$, $b_0 \dots b_3$ i $c_0 \dots c_3$. Ich rzuty poziome są to proste $a'_0 \dots a'_3$, $b'_0 \dots b'_3$ i $c'_0 \dots c'_3$ równoległe, i tworzące kąt ostry z kierunkiem długości **AC**. Pionowe zaś rzuty ich prostokątne na płaszczyznę **OPQ**, są to krzywe $a''_0 \dots a''_3$, $b''_0 \dots b''_3$ i $c''_0 \dots c''_3$. Łącząc rzuty poziome punktów szczytowych a, b, c , otrzymamy ciąg a', b', c' , dający nam przebieg

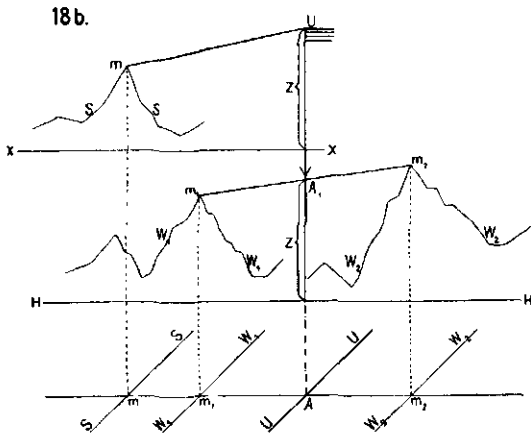
szczytu wezbrania co do czasu. Odpowiedni ciąg a'', b'', c'' w rzucie pionowym, daje nam przebieg wezbrania co do jego wysokości.

Podobne dwa wykresy wskazane są na figurze dla najniższych stanów a, b, c .

Na tablicy 1B zastosowałem tę metodę do przedstawienia wezbrania górnej Wisły i jej dopływów z marca i kwietnia 1889 r.

W rzucie pionowym widzimy na tej tablicy krzywe z 44 wodoskazów, które ustawione są na 7 dopływach Wisły, oraz z 15 wodoskazów na Wiśle. Ten materiał przedstawiony ściśle podług fig. 18., a mianowicie na jednym wspólnym poziomie, byłby tak zawiły i zagmatwany, że niepodobniestwem byłoby śledzić na nim przebieg jakiegokolwiek fali.

Z tego powodu, odstąpiłem od układu proponowanego przez Honsella o tyle, że wodoskazy każdej rzeki rysowałem na innym poziomie. W ten sposób związek dopływów z Wisłą jest mniej wyraźny; ale przebieg fal bez porównania łatwiej można śledzić. Połączenie zaś każdej fali dopływu z Wisłą, ozna-
czałem zapomocą wykreślenia, które szkicowo przedstawia fig. 18 b.



W_1 i W_2 niech będą rzuty pionowe krzywych dwóch sąsiednich wodokazów Wisły, pomiędzy którymi leży ujście dopływu U . Ostatni wodokaz stojący w dopływie powyżej ujścia, daje krzywą SS .

Punkt m oznacza szczyt fali na krzywej SS , tę samą datę ma na krzywej W_1 punkt m_1 , a na W_2 punkt m_2 . Wszelako, jeżeli odległość pomiędzy S i W_2 jest wielka, wówczas przez wzgląd na to że mamy tylko jedno spostrzeżenie na dobę, wypadnie czasem przyjąć punkt m_2 o jeden dzień później od poprzednich. Mianowicie, jeżeli dalsze wodokazy wykazują szczyty fal o jeden dzień późniejsze; co się często trafia.

Gdy punkty m , m_1 i m_2 zostały oznaczone, natenczas prosta $m_1 m_2$ przedstawia nam profil podłużny Wisły dla daty punktu m . UU niech będzie rzutem krzywej czyli kierunkiem czasu dla idealnego wodokazu przy ujściu. Pionowa AA_1 przecina prostą $m_1 m_2$ w A_1 , i daje rzędę z , przedstawiającą w przybliżeniu wysokość fali przy ujściu, wspólną dla Wisły i dla dopływu. Tę wysokość odcinamy od poziomu krzywej S w górę, i otrzymujemy poziom W , w którym fala dopływu uchodzi do Wisły.

Zresztą zachowałem zasady wykreślenia przyjęte przez Honsella; a mianowicie: Za poziom porównawczy, czyli oś odciętych dla każdej krzywej, przyjąłem niski stan z lipca lub sierpnia tegoż roku; a wszystkie krzywe jednej rzeki ustawiłem na jednym poziomie. W ten sposób widzimy wszędzie na rysunku rzeczywiste wysokości fal, bez względu na rozmaite położenie zer wodokazów.

Dla utrzymania związku z odczytami i ułatwienia kontroli, końcowe rzędne każdej krzywej są mocniej wyciągnięte do poziomu porównawczego. Nadto, przy każdej krzywej wypisano tu i owdzie, na poziomach okrągłych metrów, odpowiednie odczyty wodokazów.

W rzucie poziomym przyjąłem kierunki czasu pod kątem 45° ; z tego powodu podziałka czasu pozostaje bez zmiany dla rzutu pionowego. Dla jednego wodokazu, sposób kreskowania jest jednakowy na kierunku czasu, i na krzywej wodokazu.

Zestawienie wodokazów i długości, umieszczone u spodu rysunku, podzielone jest na trzy pasy. Środkowy zajmuje Wisła, górny przeznaczony jest na lewe; dolny na prawe jej dopływy. Długości każdej rzeki mierzone są na osobnej prostej; na Wiśle od Jawiszowic do Zachowista, na dopływach od ujścia w górę. Każdy wodokaz oznaczony jest kółkiem, ujście zaś strzałką i grubszą linią na kierunku czasu.

Fale Wisły oznaczone są w rzucie poziomym liniami pełnymi; fale dopływów liniami perłowanymi.

Z rzutu pionowego odczytujemy co następuje:

Przedstawione tu wezbranie, składa się na mniejszych dopływach z szeregu krótkich fal, poprzedzielanych dosyć niskimi stanami. Widzimy to również na górnych częściach większych dopływów, np. na Dunajcu do Żabna na Wiśloce do Łabuzia na Wiśloku do Krosna. Sama zaś Wisła, ma już od Jawiszowic wezbrania dosyć jednolite, obejmujące cały czas od 11 III do 30 IV, a w ciągu tego wezbrania, widzimy kilka fal mniej lub więcej wybitnych. Najważniejsze z nich przypadają na 12—15 III 21—23 III 3—5 IV i 8—10 IV, i te opiszemy po kolei.

Pierwsza fala Wisły z 12 III, pochodzi od Przemszy Soły Skawy i Raby. Zaczyna się przeto w Dworach, a później dopiero t. j. 13 III, ukazuje się także w Pustyni. Dochodzi ona do maximum wysokości 4,30 w Niepołomicach wskutek zatoru, i opada natychmiast w Sierosławicach do 1,90. Ponownie wzrasta wskutek fali Dunajca do 3,50 w karsach, i utrzymuje się mniej więcej na stałej wysokości aż do Zawichosta, pomimo połączenia z falą Wiśłoki.

Fala Dunajca z 13 III wynosi w Żabnie 2,80, i składa się z dwóch jednakowych fal Popradu i Białej 1,40 wysokich.

Fala Wiśłoki z 12 III dochodzi do maximum 3,70 w Mielcu. Pochodzi ona od Ropy (1,90) i Jasiołki (1,70). Żmigród bowiem, ma od 1 do 14 III stały niski stan.

Odnosnie do powyższej fali należy zauważyć:

W Dunajcu, zapis z 13 III w Zgłobicach jest widocznie nie prawdziwy; mianowicie za niski.

Wezbranie Ropy z 13 w Gorlicach, ma mieć maximum w Kłęczanach 12 III; co jest widocznie niemożliwe.

Druga fala Wisły z 22 III, pochodzi ze źródeł Wisły. W Dworach przechodzi ona 23 III, w Krakowie zaś zapisana jest 22. Widocznie właściwe maximum było tu przeoczone.

Przemsza przyczynia się falą 1,40, Soła daje 0,95, Skawa 1,40. W Krakowie mamy razem 3,0 (?). Dalej przybywa z Raby 1,30 (22 III), z Dunajca 1,90 (22 III). W Karsach mamy maximum wysokości tej fali 4,0, ale zapisane na 22 III chociaż już od Dworów mamy maximum 23 III. W Szczucinie (23 III) wysokość fali wynosi tylko 3,40, a w Ostrówku (23 III) znowu 4,10 od fali Wiśłoki.

W tej wysokości trzyma się wezbranie aż do Dąbrowy (23 III), a opada w Chwałowicach na 3,50; co wygląda na błąd w odczytach; albowiem wezbranie Sanu wynosiło 23 III w Majdanie 3,20 i powinno by wzmacnić falę Wisły.

Dunajec wzbiera 22 III, ale początek jego wezbrania jest dopiero w Żabnie; albowiem pochodzi ono od Białej.

Wiśłoka wzbiera o jeden dzień wcześniej od Wisły, t. j. 21 III Fala jej pochodzi ze źródeł i z Ropy; w Żmigrodzie wynosi 1,80, a mała jej wysokość w Żółkowie (21 III 0,90) za pewne stąd pochodzi, że właściwe maximum nie było zapisane.

Trzecia fala Wisły z 3—5 IV, jest mniejsza od poprzednich. Ze źródeł przebywa 2,2, ze Soły i Przemszy po 1,0; co wydaje w Krakowie tylko 2,60.

Skawa i Raba nie wzbierają. Wezbranie Dunajca zaczyna się w Melsztynie, i dochodzi wysokości 1,85. Wiśłoka nie wzbiera.

Fala Wisły utrzymuje się przeto prawie stale na wysokości 2,70; a dopiero w Chwałowicach wzrasta do 3,20 wskutek fali Sanu.

Nizkie odczyty w Sierosławicach i Karsach, są zapewne fałszywe.

Czwarta fala z 10 IV, pochodzi z tych, które widzimy 9 IV w Dunajcu i Popradzie. Wynoszą one w Siedliszowicach 2,70, a na Wiśle wydają prawie stale do ujścia 3,0 m. Przytem w Karsach i Dąbrowie mamy jak się zdaje fałszywe zapisy.

Fala Wisłoki ukazuje się wcześniej, bo już 8 IV wynosi pod Gawłuszowicami 2,15. W Wiśle przypada ona na stan 2,60, który nie jest szczytem fali; ten bowiem przypada dopiero 10 IV, i pochodzi z Dunajca.

Fala Wisłoki jest fałszywie zapisana w Łabuzin; gdyż szczyt jej ma tu być 9 IV; zaś Gawłuszowice i Mielec wskazują maximum na 8 IV.

Ostatnia fala z 24 IV, jest mała. Zaczyna się w Pustyni, i pochodzi głównie ze Soły. W Dworach wynosi 1,10 i słabo wzrasta do Szczucina na 1,65. W Ostrówku łączy się z falą Wisłoki z 23 IV; i utrzymuje się w stałej wysokości 1,80 do Chwałowic.

Wezbranie Sanu możemy opisać osobno, ponieważ pływ jego na Wisłę byłby widocznym dopiero poniżej Zawichosta.

Fale Sanu są mniej więcej jednoczesne z falami Wisły.

Pierwsza fala z 12 III pochodzi ze źródeł. Ma największą wysokość 4,40 w Babicach, a dochodzi do ujścia Wiaru 14 III. Tu łączy się z falą tego dopływu 1,80 wysoką.

Od Babic (13 III) fala opada aż do ujścia Wisłoka (15 III) na 2,55; potem wzrasta stopniowo do 2,70 i opada znowu do 2,50 przy ujściu do Wisły (16 III).

Wisłok wzbiera 12 III, ma najwyższą wysokość fali 3,40 w Żarnowie, gdzie zerwany został wodoskaz. Potem opada aż do Dąbrówek szlacheckich, gdzie znowu wodoskaz był uszkodzony, i dlatego przyjąłem na 13 III na domysł stan 2,90 z 17 III, który trwał jeszcze do 19 III. Do Sanu wchodzi fala z wysokością 0,55.

Druga fala zaczyna się już 23 III w Postołowie z wysokością 2,70; ale następny wodoskaz w Olchowcach fałszywy; wskazuje bowiem 0,3 przez kilka dni, Babice zaś mają 22 III maximum 2,90, Przemyśl 22 III. 4,70. Tu przybywa fala Wiaru, która w Krównikach wynosiła 3,90. Fala Sanu wzrasta też ztąd do Radymna, gdzie zapewne był zator; bo zapisano stan oznaczający wysokość fali 6,45. Ztąd opada fala szybko aż do Rzuchowa, gdzie 23 III wynosi tylko 2,10, pomimo połączenia z falą Wisłoka. Wodoskaz w Leżachowie, powyżej Rzuchowa pominął tę falę, i podaje maximum na 25 III.

Od Rzuchowa fala wzrasta ponownie; w Rudniku ma 3,70, w Majdanie 3,20. Łączy się z Wisłą przy wysokości 3,80.

Trzecia fala z 26 III pochodzi ze źródeł; w Postołomie ma 2,70, w Olchowcach i Babicach była pominięta, dalej jest jak się zdaje cała niepewna i źle zapisywana.

Czwarta fala z 4 IV zaczyna się w Postołowie z wysokości 1,10; w Olchowcach ma 0,70, potem wzrasta powoli do Przemyśla na 1,70. Do niej przybywa z Wiaru 1,20, i daje po połączeniu w Radymnie 2,30. Maximum wysokości

przypada w Jarosławiu i wynosi 2,90. Wisłok nie wzbiera, a fala opada jednostajnie aż do Majdanu na 2,75. Z Wisłą łączy się na wysokości 3,10.

Piąta fala z 9IV pochodzi ze źródeł. Ma 1,5 w Postołowie, 1,20 w Olchowcach, potem wzrasta powoli.

Wiar nie wzbiera; Wisłok przybywa wprawdzie z falą 1,80, ale w Rzechowie mamy jak się zdaje fałszywy zapis; albowiem powyżej w Leżachowie mamy wysokość 2,80. Ztąd fala opada jednostajnie aż do Majdanu, do wysokości 2,50, i w tej samej wysokości łączy się z falą Wisły.

Jakkolwiek materiał dany nam z wodoskazów pozostawia wiele do życzenia, widzimy jednak z powyższego, że rzut pionowy naszego wykresu nie jest bez wartości. Wyjaśnia on wiele szczegółów co do wysokości i wzajemnego wpływu wezbrań, których inaczej niepodobnaby rozpoznać.

Natomiast rzut poziomy tego wykresu, jest w tym przypadku zupełnie bezużyteczny; a przyczyną tego główną, że mamy za mało odczytów. Jeden odczyt na dobę nie daje często żadnego pojęcia o wysokości wezbrania. Fala bywa pominięta; albo też zapisana jest na kilku wodoskazach jednego dnia; poczem nagle posuwa się o jeden dzień naprzód, na małej stosunkowo długości. Wykres nie daje zatem żadnego pojęcia o prędkości fali.

Wreszcie fale kilku rzek, skoro tylko zapisane były jednego dnia, upadają wszystkie na jedną linię. Rzut poziomy nie daje zatem w tych warunkach nic godnego uwagi.

Widząc to, ułożyłem cały wykres wyłącznie na korzyść rzutu pionowego; a mianowicie przyjąłem wielką stosunkowo podziałkę długości i wysokości. Mając do rozporządzenia lepszy materiał z wodoskazów, należałoby powiększyć podziałkę czasu w rzucie poziomym; zaś kierunki czasu przyjąć stromsze, redukując czas w rzucie pionowym do $\frac{1}{2}$ lub $\frac{2}{3}$ jego podziałki w rzucie poziomym.

Nadto długość Wisły od źródeł do Zawichosta jest jeszcze zbyt mała, ażeby przebieg jej wezbrania co do czasu, dał na rysunku wyniki godne uwagi. Całą długość przebiega fala w dwa dni.

Usiłowałem wprawdzie zgromadzić wodoskazy z całej Wisły; ale napotkałem przytem zbyt wielkie trudności tak w Królestwie Kongresowem, jako i w Poznańskim.

Jeszcze trudniej byłoby wykonać taki wykres dla Dniestru; gdzie na lewych dopływach wcale niema wodoskazów.

W górnych częściach dorzeczy wezbrania są zbyt szybkie, ażeby można zapowiadać je w danem miejscu, za pomocą stanów powyżej odczytanych. Nadto podczas wezbrań z letnich deszczów nawałnych, przeszkadza temu niejednostajność opadów atmosferycznych; wskutek której często się zdarza, że wezbranie wcześniej powstaje u dołu niż u góry.

Z tego powodu, zapowiedzie wezbrań mniejszych rzek górskich, możebne są tylko na podstawie spostrzeżeń opadów atmosferycznych; oraz porównania ich z wielkością wywołanych wezbrań.

Tego rodzaju studium odnośnie do opisanego powyżej wezbrania górnej Wisły, z uwzględnieniem opadów zimowych 1888/9 r. byłoby zapewne bardzo wdzięcznem zadaniem; wszelako wychodzi ono po za zakres niniejszej pracy.

i podobnież dla sprawozdania trzy inne krzywe

$$\begin{array}{ccc} \text{H} & \text{P} & \text{P} \\ \hline \text{Q} & \text{Q} & \text{H} \end{array}$$

Są to krzywe zupełnie podobne do tych które dają związki wodoskazów (f. 3. tab. 2 A, oraz tekst f. 13. i 14.).

Powyższe krzywe nie przyniosłyby jednak wprost żadnej korzyści; albowiem jak mówiłem powyżej, wezbrania były zbyt szybkie.

Nadto, żeby zapowiadać wezbrania na podstawie opadów, potrzeba było koniecznie określić tę część opadów, która w różnych przypadkach zostaje pochłonięta przez wsiąkanie i roślinność.

W tym celu wybrano przedewszystkiem szereg takich wezbrań, które miały miejsce po długich deszczach jesiennych; gdy mniemac wolno, że ziemia jest zupełnie wodą nasycona. W takiej porze zatem, obserwowano jednorazowe opady, oraz następujące po nich wezbrania. Odcinając opady **O** jako odcięte, odpowiednio zaś wysokości wezbrań **w** jako rzędne, otrzymano krzywą $\frac{w}{O}$; która w powyższem zastrzeżeniu, t. j. przy zupełnem nasyceniu terenu, daje związek pomiędzy wysokością wezbrania, a opadem który rzeczywiście w tem wezbraniu odpłynął (krzywa II. na f. 18c.). Krzywa ta przechodzi przez początek współrzędnych.

Spostrzeżono przytem, że wszystkie powyższe wezbrania zaczynały się od jednego stanu wody, który nazwijmy **a**.

Zważywszy że przy niskich stanach, teren tem słabiej zasila rzekę, im mniej jest wodą nasycony, należy się domyslać że wysokość stanu wody przed opadem i wezbraniem, jest miarą każdorazowego nasycenia ziemi. Jeżeli więc wezbranie zaczyna się od stanu **z** niższego od **a**, natenczas część opada **O₁**, zostaje pochłonięta, a reszta **O** spływa do rzeki i wywołuje wezbranie.

Zebrawszy zatem szereg spostrzeżeń co do opadów **O_D** w stacyi najbliższej **D**; oraz wywołanych przez nie wezbrań **W** w stacyi **B** podczas suszy; a więc przy stanach rzeki **z** niższych od **a**; spostrzeżemy, że **O_D** będą większe od tych **O**, które w krzywej $\frac{w}{O}$ odpowiadają tym samym wartościom **w**. Różnica zaś

$$O_D - O = O_1$$

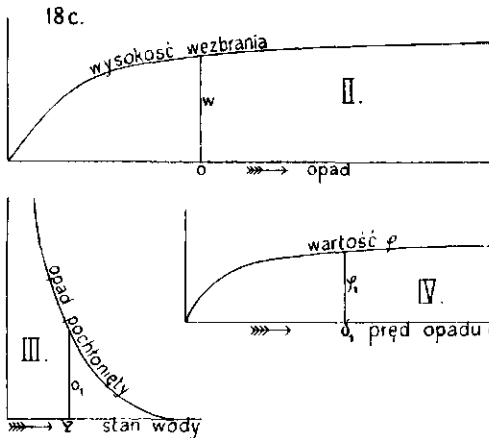
jest w każdym przypadku warstwą opadu pochłoniętą przez wsiąkanie. Z szeregu takich przypadków ułożono krzywą $\frac{O_1}{z}$ (III na f. 18c.). Przy pomocy tej krzywej, można dla obserwowanych **O_D** i **z** znaleźć **O₁**, ztąd otrzymać **O**, i oznaczyć spodziewane **w** stacyi **B** za pomocą krzywej II. Wreszcie za pomocą krzywych pod I zapisanych, można też zapowiedzieć wezbranie w dalszych stacyach **Q** **H** i **P**.

Jednakże powyższe wnioskowanie daje dobre wyniki tylko przy jednostajnie rozłożonych opadach w całym dorzeczu; i przy małej prędkości opadów δ . Dla Lianny oznaczono z doświadczenia jako praktyczne granice, prędkość opadu $1\frac{m}{m}$ do $1,1\frac{m}{m}$ na godzinę; stosunek zaś opadów w **D** i **S** od 1,1 do 1,2.

Przy nawalnych deszczach w dorzeczu Lianny, wzrasta δ do wartości 42; wspomniany zaś stosunek opadów mało się oddala od powyższych granic. To ułatwia nam oznaczenie poprawki potrzebnej w powyższem postępowaniu ze względu na δ . Będzie to współczynnik φ_1 , przez który pomnożyć trzeba obserwowany opad **O_D** o prędkości δ_1 , ażeby go zamienić na inny zredukowany opad

O_x , który przy normalnej prędkości δ_n , wywołałby tożsamo wezbranie co opad rzeczywisty O_D .

Po nawalnym deszczu O_D , którego prędkość δ_1 , obserwowano w **B** wezbranie **W**, które rozpoczęło się przy niskim stanie **z**.



Przy pomocy **z** można znaleźć z krzywej III opad pochłonięty O_1 . Zaś dla obserwowanego **W**, można odczytać O z krzywej II, która odpowiada prędkości normalnej δ_n .

$$O_1 + O = O_x$$

jest wspomnianym opadem zredukowanym; a stosunek

$$\frac{O_x}{O_D} = \varphi$$

jest szukany współczynnik rzeczywistego opadu O_D .

Z szeregu spostrzeżeń nawalnych deszczów i odpowiednich wezbrań, otrzymamy w powyższy sposób szereg wartości przynależnych dla δ i φ , a z nich krzywą IV; z której można wprost dla danego opadu znaleźć φ .

Przy wysokich wartościach δ , wzrost φ jest bardzo słaby; krzywa IV zbliża się z tego powodu asymptotycznie do poziomu.

Małe δ odpowiadają takim opadom, która nie wywołują żadnych wezbrań; a więc odpowiednie im φ zbliżają się do zera. Krzywa IV przechodzi zatem przez początek współrzędnych.

Opisany powyżej sposób oznaczenia φ , zastosowany będzie również do wyszukania poprawek, przedstawiających wpływ niejednostajnego rozkładu opadów.

W tym celu należy zebrać szereg wezbrań odpowiadających opadom bardzo niejednostajnym, a więc wartościom stosunku $\frac{O_D}{O_s}$ znacznie różnym od jedności, i porównać je z wezbraniem pochodzącymi od opadów O_D równie wielkich, ale jednostajnie rozłożonych. Stosunki odpowiednich **W** będą współczynnikami, których użyjemy w podobny sposób jak powyższych φ . Dla rzeki Lianny nie wykresano jednakże osobnej krzywej dającej tę poprawkę, albowiem okazało się że była ona nieznaczna.

Dokładność zapowiedzi osiągnięta w powyższy sposób dla Lianny, jest zupełnie zadowalniającą. Opierając się na wezbraniu **W** już obserwowanym w **B**, otrzymują inżynierowie zapowiedzie dla **Q**, **H** i **P** różniące się od rzeczywistości o 10 do 15 *cm*; a więc z tą samą dokładnością jaką przypisywać można obserwowanemu **W**. Jeżeli zaś **W** otrzymane było z krzywej II, natenczas błędy wynoszą 20 do 25 *cm*.

5. Niwelacja rzek i profile podłużne.

Mówiąc o spadku rzeki, rozumimy spadek powierzchni wody na jednostkę długości; albo też na tysiąc jednostek, a wtedy wyrażnie to wypowiadamy.

Spadek ten nie jest jednostajny; przedstawia częste zmiany, tem wyraźniejsze im niższy jest stan wody.

Koryto zawiera materiał naniesiony przez wodę i łatwy do poruszenia; podczas podnoszenia się stanu wody, materiał ten zostaje w ruch wprowadzony, i spadek tak koryta jako i powierzchni wody, ulega zmianom. Podczas wezbrań spadek wyrównywa się częściowo.

Z tego powodu wybieramy do niwelacji czas stałego niskiego stanu, do którego też wszystkie inne pomiary są odniesione; jednakże małych zmian stanu wody podczas niwelacji nie podobna uniknąć. Ażeby je łatwiej uchwycić, niwelujemy zawsze z biegiem wody; nigdy zaś w kierunku przeciwnym.

Niwelujemy wierzchy kołków wbitych przy brzegu, równo z wodą. Jednocześnie o ile być może, zarządzamy odczyty na wodoskazie umieszczonym w dolnym końcu części zniwelowanej w ciągu jednego dnia.

Kończąc robotę wieczorem, zapisujemy zmianę stanu wody która zaszła w ciągu dnia; a rozpoczynając rano dalszy ciąg niwelacji, zapisujemy również zmianę zaszłą w ciągu nocy. Wszystkie te zapiski powinny mieć daty.

W ten sposób postępując, można wprowadzić w rachunek wszystkie zmiany stanu wody, i całą niwelację zredukować na jeden stan. Dokładność będzie wystarczająca, jeżeli spadek wynosi na jednostkę długości 0,0002 lub więcej. Przy niwelacji mniejszych spadków, potrzeba większej ścisłości.

W tym celu bijemy szereg kołków wystających ponad wodę, ustawianych w odległościach dowolnych, zastosowanych do zakrętów koryta i wielkości spadku, i wzdłuż całej długości którą zamierzamy niwelować.

Na tych kołkach znaczymy kreski równo z powierzchnią wody, a to rozpoczynając od pierwszego kołka w górze, i postępując z biegiem wody. Można przytem rzucić na środek rzeki przedmiot pływający, i równo z nim postępować. Takie kreski należą niewątpliwie do jednego stanu wody, i po nich można następnie niwelować, niezważając już na stan wody podczas niwelacji.

Według powyższego niwelujemy spadek przy brzegu; chociaż właściwie potrzebujemy spadku w nurcie. Niwelacja nurtu byłaby jednak zbyt uciążliwa. W częściach koryta mniej więcej prostych, nie wynikają z tego błędy godne uwagi; ale przy większych zakrętach stoi woda o kilka centymetrów wyżej pod wklęsłym, a niżej przy wypukłym brzegu. Niwelując oba brzegi wody i biorąc średnie wysokości, postępowałibyśmy racjonalniej; wszelako i to zaledwie się wyjątkowo przytrafia w praktyce.

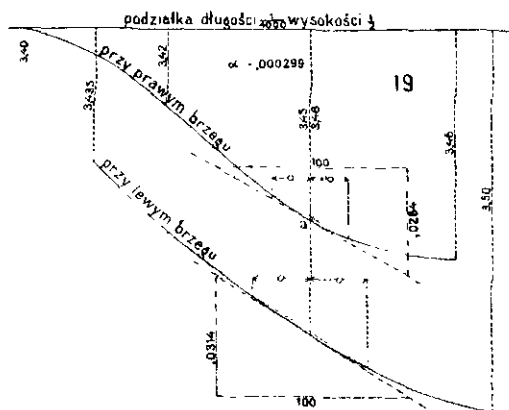
W górskich rzekach, podzielonych na ramiona przez wysepki z grubych rygniaków, można w jednym przekroju poprzecznym znaleźć różnice poziomu wody dochodzące do metra i więcej. — W takim razie może zajść potrzeba niwelowania każdego ramienia oddzielnie.

Niwelację przeprowadzamy dla niskiego stanu, a inne stany otrzymujemy w przybliżeniu za pomocą wodoskazów. Osobna niwelacja dla średniego stanu nie jest zwykle możliwa, dla wysokiego stanu tem mniej.

Przy sprawdzaniu i układaniu wzorów na prędkość wody, potrzebujemy widzieć spadek w pewnym punkcie powierzchni wody, czyli w śladzie pewnego przekroju poprzecznego na powierzchni wody.

Taki spadek jest styczną krzywej przedstawiającej podłużny przekrój powierzchni wody; gdy tymczasem opisane powyżej niwelacje dają cięciwy tej krzywej.

Ażeby otrzymać spadek jako styczną, należy zniwelować kilka punktów powyżej i poniżej uważanego przekroju; postępując przytem z największą możliwą ścisłością; — i narysować tę niwelację w tak wielkiej podziałce wysokości,



żeby krzywa stała się odpowiednio wyraźną; jak na f. 19. Jeżeli spadek ma być oznaczony przy **a**, natenczas biorąc dosyć małą część krzywej około punktu **a**, tak żeby była dosyć płaską, możemy uważać ją za parabolę o osi pionowej, i na tej zasadzie wykreślimy do niej styczną. Odcinamy więc na obie strony od **a** równe długości poziome zastosowane do krzywizny, a cięciwa łącząca punkty leżące na otrzymanych ztąd pionowych, jest równoległa do stycznej w **a**. Po-

wtórzyszy tożsamo przy drugim brzegu, weźmiemy z obu otrzymanych nachyleń wartość średnią; na naszej figurze $\alpha = \frac{1}{2} (0,000284 + 0,000314) = 0,000299$. Przedstawiona tutaj niwelacja wzięta jest z Harlachera hydrografii Czech⁹ tab. II fig. 6.

Profile podłużne mało się różnią od tych jakie są używane dla dróg i kolei. Zawierają one:

1. Długości mierzone wzdłuż jednego brzegu z biegiem wody w kilometrach.
2. Niwelację niskiego stanu (mała woda **m. w.**), a niekiedy średniego i wysokiego o ile są wiadome. (Niebiesko).
3. Spód czyli łęk koryta w nurcie. Jest to linia falista, przedstawiająca naprzemian wielkie głębokości w nurcie i małe na mieliznach.
4. Niwelację obu brzegów: prawy linią pełną, lewy przerywaną lub na odwrót.
5. Wodoskazy, punkty stałe, budowle wodne i t. d.

Podziałka długości jest podziałką sytuacji; podziałka wysokości 10 lub 20 razy większa.

Fig. 1. na tab. 2 A jest przykładem profilu ogólnego, służącego tylko jako ogólne zestawienie i porównanie spadków. Fig. 1. tab. 2 B jest częścią szczegółowego profilu, wypracowanego do projektu regulacji Wisły; niektóre jej szczegóły mogą być wyjaśnione dopiero w rozdziale o regulacji rzek.

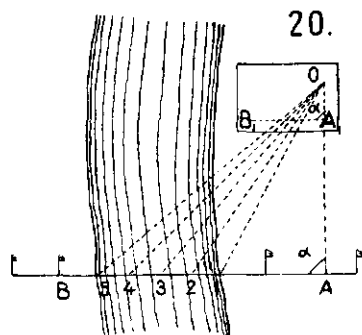
6. Pomiar głębokości.

Głębokości mierzymy najczęściej w kierunkach wytyczonych przekroi poprzecznych. Jeżeli w poprzek koryta możliwa jest kładka, most tymczasowy lub rusztowanie, natenczas pomiar głębokości jest nader łatwy. Zaczynając od lewego brzegu wody, podczas niskiego stanu przyjętego w profilu podłużnym, albo podczas stanu nie wiele odmiennego, mierzymy długości po kładce i przy każdym odmierzonem punkcie wstawiamy łatę do wody, odczytując na niej głębo-

kość. Jeżeli powierzchnia wody jest zaniwelowana, natenczas rozpoczynając od poziomu wody, możemy z pomierzonych głębokości narysować przekrój poprzeczny części podwodnej koryta, i połączyć go z przekrojem poprzecznym obu brzegów, otrzymanym z niwelacji.

Jeżeli kładka nie jest możliwa, przeciągamy ponad rzeką linę i podparłyśmy ją na dwóch kobylicach albo trójnogach, naprężamy ją silnie. Pięciometrowe odstępy są na linie oznaczone naprzód i przy naprężeniu liny tak silnem, jakie ma być potem nad rzeką. Wzdłuż liny mierzymy długości i głębokości przy pomocy czółna, albo w bród jeżeli głębokość nie wielka.

Gdy szerokość rzeki wynosi więcej jak 60 m, przeciąganie i naprężanie liny przedstawia trudności. Można linę podeprzeć wśrodku zapomocą czółna uwiązanego na kotwicy, i doprowadzić w ten sposób do 100 m szerokości a nawet i do większej, jeżeli prędkość wody jest mała. Natomiast na bystrych rzekach górskich, już przy stu metrach szerokości postępowanie to jest uciążliwe. Z tego powodu możemy tylko wytyczyć przekrój poprzeczny na obu brzegach i ustawić się z czółnem w tym przekroju; położenie zaś punktów w których mierzymy głębokości, musimy oznaczać zapomocą znanych sposobów mierniczych.

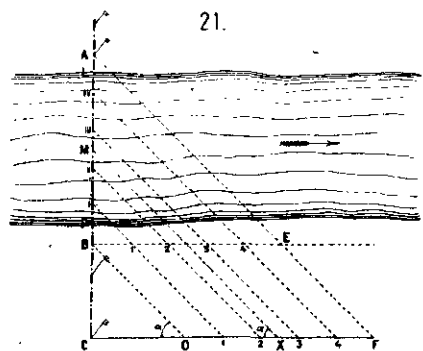


Najwygodniej będzie użyć w tym razie stolika ustawionego w O (f. 20.), zmierzyć długość AO i kąt α pomiędzy danym przekrojem i kierunkiem AO. Następnie nakreślić kierunek przekroju na stoliku, i zapomocą szeregu celowych oznaczać na tym kierunku punkty, w których stoi czółno.

Tożsamo postępowanie wykonać można tyczkami; mierząc między tyczkami odległości otrzymane na zredukowanym przekroju; redukcja jednak nie może być większa jak do 0,1 naturalnej wielkości, a przytem potrzeba tutaj dosyć płaskiego terenu. Ztego powodu dogodniejszy jest zwykle brzeg wypukły niż wklęsły.

Jeżeli mamy zdejmować większą liczbę przekroi poprzecznych, natenczas odpowiadające im linie na stoliku mogą być zbliżone do siebie aż do małych stosunkowo odstępów. Potrzeba je tylko wyraźnie numerować i odległości AO zapisać (f. 20.).

Inaczej jeszcze można urządzić ten pomiar w następujący sposób; mianowicie o ile teren na to pozwala.



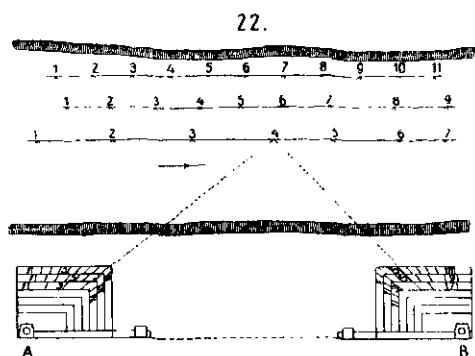
Jeżeli głębokości mają być mierzone w prostej AB (f. 21.) i w równych odstępach, natenczas przedłużamy ją do C o okrągłą długość BC, i wystawiamy w B i C dwie prostopadłe. Na prostopadłej CF odcinamy długość CO, obraną w okrągłym stosunku do CB, a następnie od B i O znaczymy kołkami dwa jednakowe podziały; obrane w tym stosunku do żądanego podziału na BA, w jakim obraliśmy CO do CB. W ten sposób otrzymamy $FE \parallel OB$, a celowe 11, 22 33 . . . wyznaczają

na kierunku BA punkty równo oddalone I II III . . . Długość BP można wprost odmierzyć; AL łatwo znaleźć.

Dowolny punkt **M** przenieść można do **X**; jeżeli możemy oznaczyć kąt α na przyrządzie kątomierniczym łatwo przenośnym.

Obok pomiaru głębokości w przekrojach poprzecznych. potrzebujemy jeszcze głębokości wzdłuż nurtu; a zarazem oznaczenia pomierzonych, punktów na sytuacji.

To zdjęcie nie wymaga żadnych wyjaśnień, jeżeli możemy oznaczać punkty zatrzymując czołno na wodzie, lub brodząc w rzece mniej głębokiej. Niekiedy jednak pomiary są tak rozległe, że dla pośpiechu pożyteczną być może następująca metoda.



Jeżeli zdejmujemy szeregi punktów mające kierunek podłużny (f. 22.), natenczas, — zakładając zawsze że czołno zatrzymuje się chwilowo w punktach 1 2 3, — można zdjąć położenie tych punktów za pomocą dwóch stolików **A** i **B**, ustawionych w odległości **AB** dokładnie zmierzonej. Na oznaczenie celowych wystarczą krótkie kreski, prowadzone tylko na szerokości jednego wązkiego paska; dla każdego zaś szeregu punktów, można przeznaczyć osobny pasek.

Po wykonaniu pomiaru, rysunki otrzymane na stolikach ustawiamy na stole w odpowiednim położeniu, według przyjętej podziałki rysunku, a przedłużając przynależne celowe do przecięcia się, otrzymujemy punkty na planie.

Obrona podziałka sytuacji, albo też długość **AB** w naturze, musi być tak wielka, żeby otrzymywane punkty nie przypadały pod powierzchnią rysunków otrzymanych na stolikach.

Dalsze rozwinięcie tej metody, oraz specjalne do niej przyrządy, podał Post w Czasopiśmie Hanowerskiem (1886 s. 147).

Użycie do powyższego celu dwóch teodolitów, jak podaje Schlichting (Franzius i Sanne wydanie drugie i trzecie), jest zbyt uciążliwe i powolne. Jeżeli zaś obserwowane punkty są ciągle w ruchu, a mianowicie gdy są to pływaki, których drogę mamy przedstawić na planie sytuacyjnym, wtedy tak teodality jako i metoda Posta, do żadnego rezultatu nie doprowadzą; albowiem miełobyśmy wtedy zbyt wiele nieudanych spostrzeżeń. Niopodobieństwem jest bowiem, poruszać lunetę teodolitu tak, aby pławak znajdował się bezustannie w polu soczewki przedmiotowej; a tem mniej żeby przechodził przez nitkę pionową.

Oznaczanie położenia pływaków z dwóch stanowisk jednocześnie, może być niekiedy potrzebne w celu zdjęcia kształtu linii nurtu; a w takim razie należy użyć metody opisanej poniżej, w rozdziale o mierzeniu prędkości f. 36.

Opisane powyżej sposoby pomiaru przekroi poprzecznych, nie są dosyć pospieszne i praktyczne tam, gdzie wielki ruch i wysoka kultura, nie pozwalają na swobodne urządzenie pomiaru na brzegu. Mianowicie jeżeli mamy rzekę bardzo szeroką i wielką liczbę przekroi, a chodzi nam o wielki pośpiech i dokładność. Takie warunki są nowszemi czasy coraz częstsze i zachodzą między innemi nad Renem; tak w niemieckiej jako i holenderskiej części tej rzeki.

Powrócono więc w tamtych stronach do przeciągania przez rzekę liny; a mianowicie 5^m grubej linki drucianej, opartej na kilku czołnach, utwierdzonych na kotwicach.

Na 300 do 350 *m* szerokości rzeki, używają pięciu czółen; na środku stoi większe czółno z dwiema silnemi windami, a na każdej z nich nawinięta jest osobna linka około 550 *m* długa. Ztąd wyciągają linki ku obu brzegom, przeciągając je przez kółka, ustawione pochyło na czółnach bocznych.

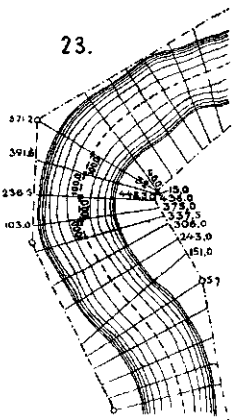
Gdy linki są przytwierdzone do obu brzegów, naprężają je windami ze środkowego czółna do tego stopnia, że zupełnie wychodzą z wody, i tworzą linię prawie prostą. Szczegóły tego urządzenia są tak obmyślane, że gdy potrzeba przepuścić statek, jedno czółno rzuca linkę do wody, winda spuszcza ją na dno rzeki, a po przejściu statku w ciągu niewielu minut, jest linka na nowo naprężona.

Osobne czółna służą do rozciągania liny, a jedno odmiennie urządzone do pomiaru głębokości. To ostatnie przesuwa się wzdłuż naprężonej linki drucianej za pomocą ruchomego kółka (hańdzi), podobnie jak promy używane do przewozów. Na lince są co 5 *m* znaki z drutu, naprzemian mosiężne i miedziane; przy ich pomocy, podczas pomiaru głębokości, zapisują odległości uważanych punktów od brzegu.

Gdy zdjęcie przekroju zostało ukończone, opuszczają linkę o tyle, że pomiędzy czółnami opada ona na dno rzeki; a wtedy podnoszą wszystkie kotwice, i puszczają się z prądem do następnego przekroju. Przytem robotnicy niosą końce linki wzdłuż brzegów.

Dokładność pomiaru długości nie pozostawia nic do życzenia; szybkość pomiaru jest zadziwiająca. Jeden przekrój 350 *m* długi może być zdjęty w pół godziny; dziennie zdejmują 4 do 7 przekroi; a jeżeli do przesuwania czółen używają małego siedmiokonnego parowca, natenczas zdejmują dziennie 6 do 10 przekroi.

23.



Przekroje brane są co 100 *m* mierząc środkiem koryta, i normalnie do osi (f. 23.). Położenie ich oznaczono na dwóch wielobokach, oznaczonych na obu brzegach za pomocą wielkich bazaltowych ciosów; a stanowiących podstawę do pomiaru Renu. Pomiar przekroi bywa często powtarzany, w celu badania skutków budowli regulacyjnych. (Zeitschrift f. Bauwesen 1884 str. 39).

Na dolnej Elbie używane jest urządzenie nieco odmiennie, przy którym główne czółno z windą zbiera i rozwodzi zarazem linkę; a podczas pomiaru stoi przy brzegu, a nie w środku rzeki. W ten sposób potrzebna jest mniejsza długość linki i mniej czółen niż przy poprzednim urządzeniu; natomiast niemoże pomiar postępować tak szybko, jak wtedy gdy windy są w środku rzeki (Czasopismo Hanowerskie 1885 s. 301.).

Do mierzenia głębokości używa się jakiegokolwiek drążka lub łaty (Peilstange), z podziałką na decymetry. Dla pewności i przyspieszenia odczytów dobrze jest używać do podziałki w każdym metrze odmiennych kolorów, a na jednym końcu dodać ciężar z płaską podstawą, czyli pedał (f. 24.)

Mierzenie takim drążkiem możliwe jest do 5 *m* przy małych prędkościach wody, a do 3 *m* przy wielkich. Po za tą granicą wygodniejsza jest linka z ciężarem, czyli ołowianka.

Wskutek prądu zbacza linka z pionu; linka druczana lub drut mniej zbaczają, ponieważ są znacznie cieńsze. Na lince umocować należy znaczki co

metr, a odmienne co 5 i 10 *m*. Kula powinna ważyć 3 do 5 *kg*, stosownie do siły prądu.

24. Do pomiaru wielkich głębokości morskich używane są osobne przyrządy, dla rzek zbyt czyste, o których mówić nie potrzebuję. Natomiast wspomnę pokrótce o ołowiance profesora Dybowskiego (Tb. 2 B f. 12—14), obmyślanej do pomiaru głębokich jezior, a opisanej w pamiętniku fizyograficznym t. I. s. 80.

Ciężar ołowiany **A** kształtu gruszki waży 3 *kg*, a pod wodą 2,7 *kg*; połączony on jest stale z pałakiem **CBD**, służącym za ucho dla sznura. W kierunku pionowym przechodzi przez niego ruchomy pręt **NO**, zakończony u dołu poziomą kolistą stopą **N**, a u góry dwiema mutrami **r** i **p**.

Pod pałakiem **CBD** znajduje się przyrząd przeznaczony do wydobywania próbek ziemi z dna jeziora. Są to dwie szczęki **E** i **F**, które na swych osiach obrotu mają dwie sprężyny kręcone, utrzymujące je w położeniu zamkniętym (f. 14.). Szczęki są obszyte płótnem od strony zewnętrznej t. j. od górnej strony w położeniu otwartym (f. 13.); zaś dwa łańcuszki, zakończone haczykami **m** i **l**, służą do otwierania szczęk, i utrzymania ich w położeniu otwartym. W tym celu wsuwamy haczyki w odpowiednie wycięcia u wierzchu ciężaru **A**, i zamykamy je mutrą **p**, spuszczać na dół pręt **NO**. Ciężar własny pręta utrzymuje to zamknięcie, i szczęki pozostają otwarte; skoro zaś stopa **N** stanie na dnie, wtedy ciężar **A** przesuwając się po pręcie, uwalnia haczyki **m** i **l**. Szczęki zamykają się gwałtownie, i zabierają próbkę ziemi.

Ażeby obserwator mógł łatwo uchwycić chwilę w której przyrząd staje na dnie, obmyślano urządzenie przedstawione na f. 12. Jest to wystawka z desek przysrubowana do czołna, do której przy **G** założona jest rurka elastyczna; a do niej krążek **A**, przez który przechodzi sznurek ołowianki. Sznurek idzie następnie przez krążki **C** i **B** do bębna **F**, gdzie się nawija. Podczas spadania ciężaru, rurka kauczukowa i krążek **A** zachowują położenie przedstawione na rysunku. Gdy zaś przyrząd stanie na dnie, naprężenie rurki zmniejsza się, rurka się kurczy i zbliża do pionu. Wtedy przyciągając i popuszczając naprzemian sznurek, można dosyć dokładnie rozpoznać chwilę w której ciężar staje na dnie.

Przy robotach regulacyjnych około rzek spławnych, a mianowicie gdy chodzi o zbadanie skutków budowli regulacyjnych, zachodzi często potrzeba mierzenia głębokości wzdłuż nurtu; albo w jakichkolwiek kierunkach podłużnych. Pomiary takie trzeba wykonywać na znacznych długościach rzek, i często je powtarzać; a w obec tego, zatrzymywanie czołna podczas pomiaru głębokości, wymagałoby wiele czasu. Potrzeba mierzyć podczas biegu czołna, i jednocześnie oznaczać położenie punktów w których mierzymy.

Dopóki długości pomierzone i wymagania co do dokładności pomiaru nie są wielkie, poprzestajemy na tem, że robotnik stojący na przodzie czołna stawia przed sobą do wody opisany powyżej drążek, w położeniu jego pionowem głośno odczytuje głębokość w całych decymetrach, potem podnosi i stawia drążek powtórnie, i t. d. Siedzący w czołnie technik zapisuje kolejne odczyty, i jednocześnie spogląda na brzeg, gdzie hektometry oznaczone są słupami i wielkimi liczbami na deszczułkach. Zapisując mijane hektometry w odpowiednich miejscach, obok powyższych odczytów głębokości, i przypuszczając że wszystkie pomierzone punkty leżą w jednakowych odstępach, możemy w ten sposób oznaczyć w przybliżeniu położenie tych punktów.

Odstępy pomiędzy pomierzonymi punktami są prawie proporcjonalne do prędkości z jaką porusza się czółno; albowiem robotnik trzymający drążek, porusza go prawie z jednakową prędkością bez względu na prędkość biegu czółna; i to właśnie stanowi najłabszą stronę powyższego pomiaru. Na silnych prądach otrzymujemy za mało punktów i położenia ich nie jesteśmy pewni.

Nadto pomiar taki wymaga bezustannej uwagi, i utrudza umysł; pożądane są zatem przyrządy, któreby samoczynnie zapisywały głębokości, i to z większą dokładnością niż było możebne przy powyższem postępowaniu.

Tego rodzaju **przyrząd** pomysłu **Schmidta**, byłego naczelnego dyrektora budowy w Bawaryi (Tab. 2. f. 1 — 4.), używany jest na Menie.

Pomiędzy dwoma połączonymi czółnami porusza się drąg **A**, ruchem obrotowym około osi **O**; osadzonej względem drąga ekscentrycznie. Wskutek tego przy położeniu poziomem, cały drąg mniej więcej dotyka powierzchni wody.

Drąg jest 7,5 m długi, w górnej części drewniany, u spodu żelazny i zaopatrzony ciężarem. Na drągu osadzona jest żelazna krzywa sztaba **cc**, do której zapomocą ciężarka **f** przyciskany jest bezustannie wałeczek **d**.

Gdy dolny koniec drąga **b** podnosi się i opada, stosownie do zmian głębokości rzeki, wałeczek **d** wykonywa pod wpływem ciężarka i krzywej **cc** ruchy poziome. Krzywa **cc** ma taki kształt, że te ruchy są w stałym stosunku do ruchów pionowych punktu **b**.

Wałeczek **d** jest połączony z mechanizmem piszącym, w którym, zapomocą przyrządu zegarowego, papier przesuwany jest w kierunku prostopadłym do ruchów piszącego ołówka.

Ruchy wałeczka **d** są $\frac{1}{10}$ tą, a ruchy ołówka $\frac{1}{50}$ tą ruchów pionowych punktu **b**. Drugi ołówek kreśli linię prostą oznaczającą powierzchnię wody.

Na początku pomiaru, oba ołówki mogą być ustawione na jeden punkt, gdy dolny koniec drąga dotyka powierzchni wody.

Uwaga technika niepotrzebuje być bezustannie skupioną; pozostaje mu bowiem tylko czynność oznaczania hektometrów na otrzymywanym rysunku, co się uskutecznia przez przyciskanie w odpowiedniej chwili na ołówek kreślący powierzchnię wody.

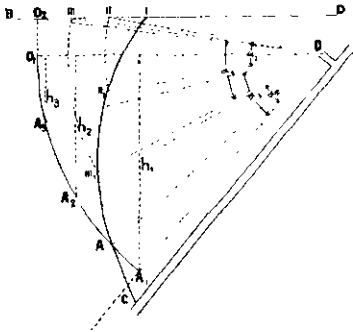
Powyższy pomiar można łatwo połączyć z obserwacją czasu, przyciskając ołówek co 10 lub 15 sekund; a wtedy, przy pomocy długości oznaczających hektometry, i długości dróg przebytych w uważanych odstępach czasu, możemy wyrachować prędkość z jaką się czółno poruszało.

Aparat działa doskonale na Menie, przy dosyć małych prędkościach; przy wielkich jednak prędkościach i w korytach skalistych lub z wielkimi rynnami, drąg zapewnoby podskakiwał: ale wtedy można przyczepić czółna do kotwicy, i zapomocą windy puszczać aparat z prądem tak wolno, jak tego potrzeba.

Oznaczenie kształtu krzywej kierownicy **CC**, jest drogą rachunku dosyć zawiłe (patrz Zeitschrift f. Baukunde 1880); drogą zaś wykreślną bardzo łatwe. Niechaj **OA**, (f. 25.) oznacza prostą łączącą oś obrotu z końcem drąga, w najniższem jego położeniu: Długość **OA**, niech będzie 0,1 rzeczywistej długości tej prostej; a redukcya w aparacie piszącym niech będzie $\frac{1}{10}$ rzeczywistych głębokości. **BD** niech oznacza poziom, w którym porusza się wałeczek przytykający do kierownicy; a głębokości niech będą tymczasowo mierzone od poziomu osi **O**, zamiast od powierzchni wody; co wcale nie zmienia kształtu szukanej krzywej.

Promieniem OA_1 zatoczmy łuk do O_1 na poziomie osi O , i odrzućmy O_1 pionowo do O_2 ; jeżeli odetniemy $O_2 I = \frac{1}{2} h_1$, gdzie h_1 oznacza rzędnę punktu A_1 pod poziomem OO_1 , to punkt I będzie punktem kierownicy odpowiadającym najniższemu położeniu drąga i prostej OA_1 .

25.



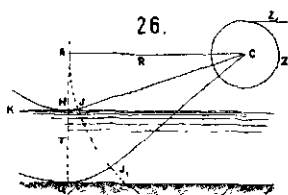
Jeżeli prosta OA_1 obróci się wraz z drągiem do położenia OA_2 o kąt α_2 , natenczas kierownica powinna oznaczać na poziomie BD punkt II , dla którego tak jak poprzednio $O_2 II = \frac{1}{2} h_2$. W położeniu zaś drąga OA_1 , punkt II leży na promieniu, który z kierunkiem OII tworzy kąt α_2 ; a więc w punkcie II_1 . Ten punkt jest zatem drugim punktem kierownicy.

Obróćmy jeszcze prostą OA_1 dalej, do położenia OA_3 o kąt α_3 , odetniemy $O_2 III = \frac{1}{2} h_3$ i cofnijmy promień $O III$ o kąt α_3 na dół, to otrzymamy nowy punkt kierownicy III_1 . Punkt A , leżący na łuku $A_1 O$, otrzymamy, odcinając kąt $O, OA = O_1 OA_1$; a ztąd poprowadzimy dowolną prostą do przecięcia się z drągiem w C .

Do pomiarów na Elbie, używają przyrządu Inżyniera Stechera (Tb. 3. f. 5—7). Składa on się tak jak poprzedni z drąga ruchomego zawieszonego pomiędzy dwoma połączonymi czółnami na wale poziomym W . Drąg składa się z kątownika, usztywnionego łatami drewnianymi. Jego część krzywa, stykająca się z dnem rzeki, ma kształt rozwijającej koło; część prosta przedstawia promień tego koła, a środek jego leży w osi obrotu.

Na tejsamej osi osadzony jest także wycinek tarczy Z (Tb. 3. f. 7.); do którego przytwierdzona jest taśma stalowa Z_1 , naprężona przez sprężynę F . Tak więc podczas zmian głębokości, ruchy drąga wywołują odpowiednie poziome przesuwanie się taśmy Z_1 . Na f. 7. drąg przedstawiony jest w dwóch położeniach; w jednym dotyka powierzchni wody, w drugim dna rzeki.

Ponieważ każdy promień rozwijającej jest styczną rozwijanego koła, i równy jest długości rozwiniętego łuku, więc według f. 26.



$$AH = \text{łuk } AJ$$

$$AG = \text{łuk } AJ_1$$

a więc także $HG = JJ_1 = t$ t. j. głębokości wody. 1.

Gdy się drąg zniżył o t , punkt i na taśmie opisał drogę ii_1 . Jeżeli więc r jest promień tarczy Z a R długość prostej części drąga, natenczas

$$ii_1 : JJ_1 = r : R \text{ a ztąd } t = ii_1 \cdot \frac{R}{r} \quad 2.$$

ażeby zatem otrzymać miarę głębokości t , potrzeba zmierzyć łuk ii_1 na podziałce odpowiadającej stosunkowi $\frac{R}{r}$.

Ten pomiar wykonywa sztaba Z_1 (f. 7. Tab. 3.) połączona z taśmą Z_1 . Przesuwa się ona przed podziałką o powyższym stosunku, i zapomocą wskazówki pokazuje głębokości.

Na przecięciu się osi sztaby Z_1 z kierunkiem wskazówki, umieszczony jest sztyft piszący T_1 (f. 7.), pod którym przesuwają się ze stałą prędkością papier, poruszany przez przyrząd zegarowy. Z dwóch prostopadłych do siebie ruchów, — sztaby Z_1 i papieru, — wynika rysunek profilu podłużnego rzeki w nurcie. Drugi

ołówkę **T**₁ prowadzi prostą oznaczającą powierzchnię wody. Wysokości tego rysunku mają podziałkę powyżej opisaną; podziałka zaś długości zależy od prędkości z jaką porusza się czółno. Ażeby oznaczyć tę podziałkę i zarazem położenie rysunku względnie do rzeki, trzeba oznaczać po drodze położenie hektometrów mostów i innych punktów stałych. Do tego służy osobny oówek czyli znacznik, który przyciskamy w odpowiednich chwilach. Na początku pomiaru, należy ustawić podziałkę. W tym celu spuszcza my drąg na dno, mierzymy głębokość, i przesuwamy podziałkę do takiego położenia, żeby gdy **T**₂ stoi na zero, **T**₁ wskazywał głębokość zmierzoną.

Cały aparat zamknięty jest pod szkłem; ze skrzynki wystają na zewnątrz tylko ramiona **A** otaczające oś, oraz główka od znacznika punktów stałych. Rozmiary drąga zależą od największej głębokości jaką chcemy mierzyć, oraz od odległości osi od powierzchni wody. Jeżeli przez **u** oznaczymy sumę obu tych wymiarów, natenczas według własności krzywej rozwijającej, długość krzywej części drąga

$$s = \frac{u^2}{2R}$$

Aparaty używane na Elbie dają głębokości w $\frac{1}{50}$ nat. w.

Oba powyższe przyrządy mogą być tak urządzone, że dwa lub trzy drągi, jednym przyrządem zegarowym, zdejmować będą jednocześnie dwa lub trzy profile równoległe; mianowicie, gdy potrzeba się przekonać, czy żądana głębokość zajmuje pas dosyć szeroki.

W przyrządzie Stechera, drąg ma kształt właściwy dla piaszczystego dna rzeki, i w takich warunkach używany bywa ze znaczną prędkością; — mianowicie przy pomocy holowania parowcem, z prędkością 8 *km* na godzinę. Przy prędkości większej nad 10 *km* na godzinę, drąg niedotyka dna lecz unosi się w wodzie. Przy bardzo małej prędkości, wciska się w dno, jeżeli ono jest miękkie. Jest on prostszy od aparatu Schmidta, ale niewłaściwy do koryt skalistych, o nierównościach zawiłych. W takich warunkach drąg nie zawsze będzie się opierał najniższym punktem łuku **s**, i aparat może dać rysunek fałszywy. Przyrząd Schmidta natomiast, odznacza na rysunku każdy kamień. (Centralblatt d. Bauverwaltung 1885 s. 349 — 351).

7. Przekroje poprzeczne.

Pomiar głębokości służy przedewszystkiem do wykreślenia przekroi poprzecznych.

Dla rzek nieregulowanych, kierunki tych przekroi są w przybliżeniu prostopadłe do ogólnego kierunku koryta w uważanem miejscu; dla rzek regulowanych prostopadłe do regulowanych brzegów (linii regulacyjnych); dla kanałów, prostopadłe do osi. O ile brzegi koryta nie są wykonane dokładnie według kierunków geometrycznie określonych, musimy odnosić kierunki przekroi poprzecznych do punktów stałych oznaczonych na planie i w naturze; albo do dwóch łamanych linii zasadniczych, wytyczonych bo obu brzegach rzeki. Przykład takiego oryentowania przekroi poprzecznych widzieliśmy na f. 23.

Liczba przekroi poprzecznych i odległości ich, nie mogą być ogólnie określone; zależą raczej od rodzaju budowy. Przekroje przedstawiające całe, ko-

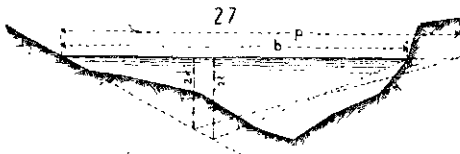
ryto większej rzeki, wymagają tyle pracy i kosztów, że nie mogą być tak liczne jak przekroje komunikacji lądowych. Przekroje zaś kanałów, podlegają co do odległości i liczby tysącom prawom co tamte.

Dla oszczędności miejsca, a zarazem dla wyrazistości rysunku, podziałka wysokości bywa często, choć nie zawsze, większa od długości. Teren oznacza się czarno, stany wody niebiesko.

Stan małej wody jest zawsze zgodny z sytuacją i profilem podłużnym.

Obok rysunku bywają tu wypisywane wyniki z obrachowania powierzchni przekroju, z pomiaru prędkości i wyrachowania objętości przepływu, jak to zobaczymy w dalszym ciągu.

Obrachowanie powierzchni najpraktyczniej jest wykonać zapomocą przekształcenia przekroju na trójkąt, o podstawie b równej szerokości zwierciadła (f. 27).; mianowicie dla przekroju małej wody. Dla wyższych stanów potrzeba wtedy dodawać do tego trójkąta trapezy i trójkąty, ażeby otrzymać odpowiednie powierzchnie.



Chcąc przekształcić przekrój na trójkąt o podstawie p równej odwodowi zwilżonemu, trzeba zredukować przedtem wysokości na tę samą podziałkę w jakiej przedstawiono długości; i na takim rysunku odmierzyć p .

8. Pomiary objętości przepływu

(n. Konsumtionsmessung, Mes. der Durchflussmenge; f. jangeage).

Za jednostkę przyjmujemy przy większych objętościach metr sześcienny, przy mniejszych litr. Za jednostkę czasu prawie zawsze przyjmujemy sekundę.

Sekunda jest najwłaściwszą jednostką czasu, ponieważ jest dosyć mała. Dlatego to przy odpowiedniej wprawie, można wprost od oka oceniać objętości przepływu na sekundę; a mianowicie oceniając średnią prędkość i przekrój koryta. Nie byłoby to możliwe odnośnie do minuty lub godziny; z tego powodu tylko w wyjątkowych razach odnosimy objętości przepływu do jednostek większych od sekundy.

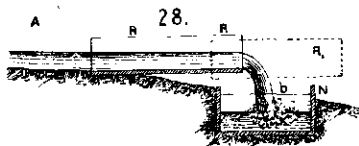
Do opisanych poniżej pomiarów potrzebne są zegarki sekundowe, czyli tak zwane chronoscopy, które można dowolnie puszczać i zatrzymywać. Dają one pół lub $\frac{1}{5}$ sekundy.

9. Pomiary małych objętości.

a) **Przez podstawione naczynie.** Objętość którą wydaje źródło lub mały strumyk, można łatwo zmierzyć, jeżeli potrafimy ująć całą wodę w rynnę (f. 28.), a odpływ z niej skierować do kadzi N odpowiedniej wielkości.

Na ścianach tej kadzi oznaczymy naprzód przez próby podziałkę, odpowiadającą okrągłym równym przyrostom objętości; każdą ustawimy poziomo, i będziemy obserwować czas, potrzebny ażeby poziom wody podniósł się o do-

wolną liczbę podziałów. Puszczamy zatem zegarek sekundy gdy woda staje w poziomie **a**, a zatrzymujemy go gdy dochodzi do poziomu **b**. Dzieląc objętość która weszła do kadzi przez obserwowaną liczbę sekund, otrzymamy objętość przepływu na sekundę.



Gdy potrzeba odwrócić wodę od kadzi, podstawi się pod koniec rynny stałej ruchomą rynnę **R₁** (f. 28.). Usuwając ją, możemy w danej chwili puścić wodę do kadzi.

Zamiast rynny ruchomej **R₁**, można użyć zasuwki, pozwalającej na szybkie zamykanie i otwieranie kadzi.

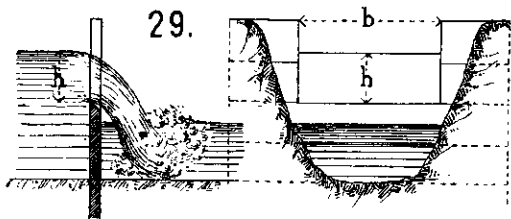
Taki pomiar jest tylko wtedy wygodny, gdy spadek strumyka jest dosyć wielki i gdy możemy łatwo znaleźć wysokość potrzebną do podstawienia kadzi. Nadto im większa objętość przepływu, tem większa musi być kadź; to też trudno byłoby mierzyć w ten sposób przepływ większy nad 8 lub 10 lt. na sekundę.

Natomiast jestto metoda bardzo dokładna, i niezależna od ubocznych błędów. We Włoszech budowano dawniej przy kanałach nawodniających kosztowne baseny, ażeby według tej metody sprawdzać objętości wody, wydawane prywatnym dla irygacyi i opłacane przez nich.

b) Pomiar przez przelew. W koryto strumyka wstawiamy poprzeczną ścianę, z prostokątnem wycięciem o szerokości **b** (f. 29.). Woda spiętrza się i przelewa się przez krawędź tego wycięcia, ustawiając się przytem do wysokości **h** nad krawędzią. Objętość przelewająca się w ciągu sekundy jest

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$$

gdzie współczynnik μ zależy od kształtów i wymiarów przelewu, a $g = 9,808 m$ jest przyspieszenie ziemskie.



Najdokładniejsze wartości dla $\frac{2}{3} \mu$ posiadamy z doświadczeń, Poncelet i Lesbros. Odnośnie do nich przelewy powinny być węższe od koryta w którym są wstawione, ażeby z 3 stron powstawało zwężenie strumienia wody. Wszystkie trzy krawędzie przelewu po-

winny być ostro ścięte, a krawędź pozioma wzniesiona ponad naturalny stan wody w strumieniu. Szerokość przelewu **b** ma wynosić 20 albo 60 *ctm.* Wreszcie **h** należy mierzyć przynajmniej o długość **3h** powyżej krawędzi przelewu. Wartości dla $\frac{2}{3} \mu$ odpowiadające w powyższych warunkach rozmaitym **h**, znaleźć można w każdym podręcznym zbiorze wzorów i tabeli; w przybliżeniu zaś $\frac{2}{3} \mu = 0,40$.

Oprócz powyższych, znane są doświadczenia Weisbacha i Bornemana które miały tensam cel.

Dokładność pomiaru przez przelew zależy od dokładności μ , i od dokładności z jaką potrafimy odtworzyć warunki odpowiednie temu współczynnikowi. Dwa do 3% błędu można się zawsze spodziewać. Dalsze szczegóły odnośnie do praktycznego zastosowania tej metody, oraz wzory na wypływ przez różne prze-

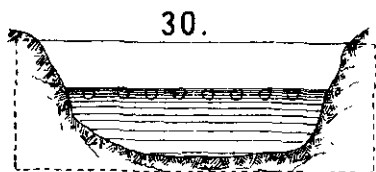
lewy, szluzę i upusty, znaleźć można w różnych przewodnikach praktycznych n. p. Die Hütte.

Przy urządzeniu tego pomiaru, należy używać małych spiętrzeń wody; albowiem woda wsiąka w brzegi świeżo zamoczone, i przeto otrzymujemy na przelewie wydatek za mały.

Pomiar przez przelew jest zupełnie niedokładny, a nawet niemożliwy, jeżeli brzegi albo całe łóżysko uważanego strumyka leży w materiale bardzo przepuszczalnym.

Wtedy bowiem przy małym nawet spiętrzeniu, woda uchodzi bokami lub spodem. Wpuszczenie przegrody aż do pokładu nieprzepuszczalnego, byłoby w takim razie środkiem zaradczym, ale zwykle zbyt kosztownym.

c) **Pomiar przez cienkie strumienie** czyli **całe wodne** (n. Wasserzoll). Koryto wody przegradzamy ścianą, w której znajduje się poziomy szereg małych otworów kolistych (f. 30); najwyżej po 2 cm średnicy. Woda wypływa przez te otwory, a część ich zatykamy korkami, tak ażeby stan wody od strony przyprływu zrównał się z wierzchem otworów; albo też, żeby się wznosił do przepisanej wysokości ponad otworami.



Jeżeli na podstawie przygotowawczego doświadczenia znamy objętość wyływającą w tych warunkach przez jeden otwór, natenczas mnożąc ją przez liczbę otworów otwartych w danym razie, otrzymujemy objętość przepływu.

Ta metoda pochodzi od sławnego francuskiego hydrotechnika De Prony, i przydatną jest tylko do bardzo małych objętości przepływu.

Liczba otworów jest zawsze o jeden niepewna, i to stanowi granicę błędu.

Dzisiaj, ta metoda nie jest już używana do pomiarów; ale przy starych wodociągach, można jeszcze widzieć przyrządy służące do kontroli objętości przepływu, na powyższej zasadzie zbudowane. Wodociąg solanki pomiędzy Berchtesgaden i Reichenhall w Bawaryi, posiada taki przyrząd. Ułatwia on spostrzeżenie ubytku solanki przez nieszczelność rur; a umieszczony jest na poddaszu domku dróżnika.

Podobne przyrządy znajdowały się także przy zbiornikach starych wodociągów paryżkich, i służyły do rozdziału zmiennej objętości wody przybywającej do zbiornika, na części proporcjonalne do ludności różnych części miasta.

d) **Porównywanie małych objętości przepływu za pomocą termometru** (metoda Rittera).

Jeżeli dwa dopływy dające objętości m_1 i m_2 , o temperaturach t_1 i t_2 , mają po połączeniu temperaturę t ; natenczas zachodzi proporcja

$$\frac{m_1}{m_2} = \frac{t_1 - t}{t - t_2}.$$

Mierząc wszystkie trzy temperatury, można zatem oznaczyć powyższy stosunek. Ażeby wynik był dokładny, trzeba mierzyć t_1 i t_2 blisko połączenia obu strumieni, zaś t tak daleko od połączenia, żeby możebne było dokładne

zmieszanie się obu objętości. Nadto w każdym z trzech obranych przekroi, temperatura powinna być jednakowa we wszystkich punktach.

Ostatni warunek ma miejsce w potokach górskich, których ruch jest o tyle niespokojny, że woda dokładnie się miesza. Podobnie i w strumykach okolicy płaskiej, poniżej młynów i stawideł.

Termometr powinien wprost dawać $\frac{1}{5}$ stopnia, i mieć dwie podziałki na ścianach przeciwnych; ażeby odczyty mogły być brane w płaszczyznach prostopadłych do osi termometru. Jeżeli jeden podział wynosi przynajmniej 1 milimetr, natenczas można od oka ocenić około 0,05 jednego stopnia; a ponieważ błędy osobiste miewają zwykle jeden znak, więc różnice temperatur w powyższej proporcji są dokładne na 0,02" do 0,03'.

Dokładność stosunku objętości będzie tem większa, im więcej różnić się będą temperatury obu strumyków przed połączeniem. Zero termometru niepotrzebuje poprawki i niewchodzi w rachubę, ponieważ proporcja zawiera tylko różnice temperatur.

Termometr należy w wodzie poruszać bezustannie, a obok zanurzyć nadto małe naczynie drewniane lub gliniane. Wyjmując termometr ze strumyka jednocześnie z tem naczyniem napełnionem wodą, i zanurzając go w niej, można spokojnie odczytać, nie obawiając się zetknięcia termometru z powietrzem.

Kilka spostrzeżeń kolejnych powinno dać dokładnie tensam wynik. Ta metoda jest korzystną mianowicie wtedy, gdy chcemy poznać wydatki kilku strumyków; albowiem przy jej pomocy wystarczy zmierzyć objętość tylko jednego z nich.

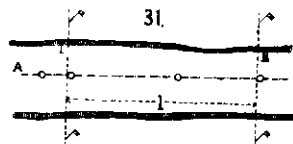
10. Pomiary prędkości.

Większe objętości przepływu, których niemożemy mierzyć wprost według jednego z powyższych sposobów oznaczamy za pomocą pomiaru prędkości.

W każdym korycie wody płynącej czyto naturalnem czy sztucznem, rozmaite nici wody mają prędkości bardzo różne ku środkowi koryta i bliżej powierzchni wody, widzimy największe prędkości; ztąd zaś we wszystkich kierunkach ku ścianom koryta, prędkości zmniejszają się; ale odnośne prawo nie jest dotychczas umiejętnie określone.

Za pomocą pomiarów staramy się dojść do pojęcia prędkości średniej c w całym przekroju. Jest to prędkość idealna, która mnożona przez powierzchnię F przekroju poprzecznego wody, daje rzeczywistą objętość przepływu M . Gdyby zatem zamiast rozmaitych prędkości powyżej wspomnianych, wszystkie nici wody poruszały się z prędkością c , objętość przepływu niezmieniłaby się.

a) Pomiar w jednym punkcie przekroju. Taki pomiar prędkości polega na użyciu pływaka; t. j. małego przedmiotu płynącego, który puszczamy na linie nurtu, i obserwujemy czas którego on potrzebuje ażeby przebyć daną długość.



W tym celu wytyczamy dwa przekroje równoległe I II (f. 31.), a w przybliżeniu prostopadłe do kierunku koryta i nurtu; oddalone od siebie o okrągłą długość l . Powyżej przekroju I około A , puszczamy

pływaka w nurt, w chwili gdy on przechodzi przez przekrój I puszcza zegarek sekundowy, a gdy przechodzi przez przekrój II zatrzymujemy go.

Dzieląc długość l przez obserwowaną liczbę sekund, otrzymujemy prędkość z jaką poruszał się pływak. Jest to największa prędkość na powierzchni (v_{mx}); ażeby mieć wynik pewny, dobrze jest powtórzyć 3 lub 5 razy ten pomiar i wziąć ze wszystkich wyników średnią arytmetyczną.

Z prędkości v_{mx} rachujemy prędkość średnią c za pomocą empirycznego wzoru Wagnera.

$$\left. \begin{aligned} c &= 0,705 v_{mx} + 0,001 v_{mx}^2 \\ \text{albo} \quad c &= 0,67 v_{mx} + 0,027 v_{mx}^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 1.$$

Nie jest pewnem który z powyższych wzorów jest dokładniejszy; prawdopodobny błąd wynosi tutaj około 5—8‰.

W każdym razie dokładniejszy jest ten wzór od innych, dotąd jeszcze do tego samego celu używanych, n. p. wzoru De Prony

$$c = 0,83 v_{mx}$$

albo Darçy i Bazin

$$c = v_{mx} - 14 \sqrt{\alpha r}$$

gdzie α oznacza spadek na jednostkę długości, a r iloraz z F przez obwód zwilżony p .

Dokładność opisanego powyżej pomiaru, zależy w wysokim stopniu od regularności koryta na długości l . Pamiętać bowiem należy, że zamiast prędkości w pewnym punkcie, mierzymy tutaj średnią prędkość ze wszystkich jakie miały miejsce podczas ruchu pływaka na długości l . Przedewszystkiem więc powinniśmy wybrać do tego pomiaru część koryta o przekroju o ile możności stałym; w takim korycie mamy bowiem nieznaczne zmiany prędkości w nurcie.

Mniej koniecznym jest zupełnie prosty kształt koryta; przydatne jest bowiem do pomiaru koryto w łagodnym łuku, mianowicie przy większej rzece.

Do powyższego warunku zastosować trzeba odległość obu wytyczonych przekroi, czyli długość l . Jeżeli łatwo znaleźć koryto przydatne do pomiaru, to można przyjąć l do 100 m i więcej; albowiem przy stałej prędkości, pomiar będzie tam dokładniejszy, im dłuższy czas trwać będzie. Nadto im większa prędkość, tem większe l oierać należy. Jednakże w warunkach odwrotnych od powyższych, trzeba nieraz poprzestać na długości wynoszącej zaledwie parę metrów.

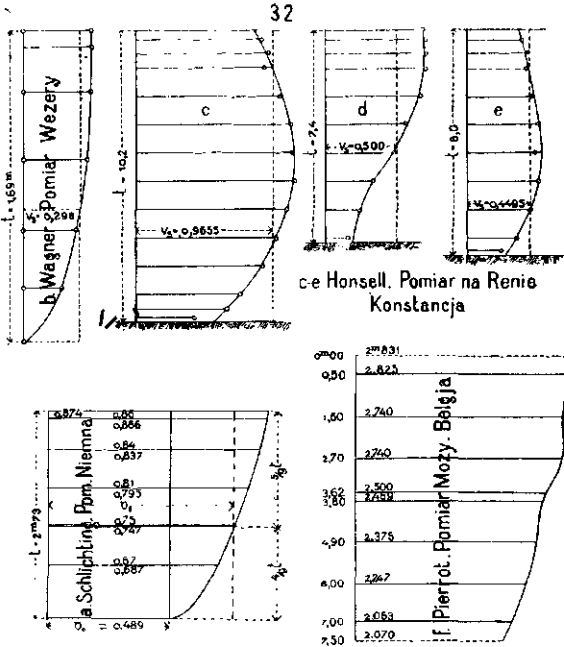
Drugim ważnym warunkiem dla dokładności pomiaru jest, żeby koryto było dobrze zwarte, a nurt wyraźny. Wtedy tylko błąd nie przekroczy 5—8‰ całości, jak wspominałem powyżej.

Ta metoda może być także zastosowana do bardzo małych strumyków, jeżeli żadna z powyżej opisanych nie jest możliwa; n. p. przy strumykach leżących w grubych ryniakach, których wcale spiętrzać nie można; tem więcej, że koryto strumyka można nieraz bardzo łatwo uregulować, zanim się przystąpi do pomiaru.

Do dobrego pomiaru potrzeba spokojnego powietrza. Wiatr może być powodem zupełnie fałszywego rezultatu. Dla tego też pływak powinien być mały; nie większy mianowicie jak koniecznie potrzeba aby go wyraźnie widzieć można. Im więcej pływak wystaje z wody, tem większy wpływ ma na niego wiatr. Im większa zaś jest masa pływaka, tem więcej czuć się daje jego prędkość na-

byta — większa od prędkości wody; — o czym obszerniej mówić będziemy w rozdziale o ruchu wody w rzekach i kanałach.

b) **Pomiar na podstawie średnich prędkości w paskach pionowych.** Ogółowo można powiedzieć, że w kierunku pionowym od powierzchni do dna, prędkość się zmniejsza; ale odnośne prawo jest zmienne; a nawet zmienne jest położenie punktu, w którym ma miejsce prędkość największa.



W rzekach głębokich, o małym spadku i prędkości, które unoszą tylko muł lub drobny piasek; i podobnie w wielkich kanałach; maximum powyższe ma miejsce na powierzchni wody. Krzywa prędkości na jednym kierunku pionowym, zbliża się wtedy do płaskiej paraboli o osi pionowej; a odległość tej osi od osi rzędnych, równa się prędkości na dnie v_0 (f. 32a.).

Hypotezę takiej paraboli przyjmuje Hagen.

Jeżeli v jest prędkość w odległości x od dna lub w odległości t od powierzchni wody, natenczas według powyższego

$$v = v_0 + \sqrt{mx}$$

gdzie m jest parametr paraboli.

Zmierzywszy prędkości v_1 i v_2 w dowolnych dwóch odległościach x_1 i x_2 od dna rzeki, możemy wyrachować

$$m = \left(\frac{v_1 - v_2}{\sqrt{x_1} - \sqrt{x_2}} \right)^2$$

a następnie także v_0 .

Średnia prędkość v_s która ma miejsce w głębokości t_s lub w odległości x_s od dna, jest:

$$v_s = v_0 + \frac{2}{3}(v_p - v_0) = \frac{1}{3}(v_0 + 2v_p)$$

gdzie przez v_p oznaczyłem jak dawniej prędkość na powierzchni.

A ponieważ

$$\frac{4}{9}(v_p - v_0)^2 = mx_s = \frac{4}{9}mt,$$

więc

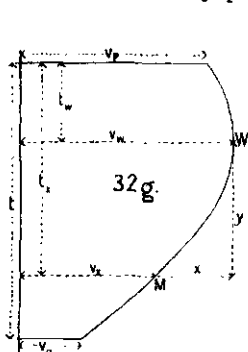
$$x_s = \frac{4}{9}t \text{ albo } t_s = \frac{5}{9}t = 0,555 t.$$

Parabola hagenowska byłaby dla praktyki nader wygodną; jednakże nie sprawdza się ona wcale na rzekach o średnich i wielkich spadkach.

Już około spadku 0,2‰, największa prędkość leży pod powierzchnią wody (f. 32c.). Z tego powodu amerykańanie Humphreys i Abbot znani z wielkich

pomiarów na Misisipi (1850), przedstawili krzywą prędkości jako parabolę o osi poziomej, leżącej w głębokości 0,317 t pod powierzchnią wody.

Dla takiej paraboli według oznaczeń na f. 32g. mamy



$$y^2 = mx$$

$$(\pm t_x \mp t_w)^2 = m(v_w - v_x);$$

gdzie górne znaki odnoszą się do $t_x > t_w$, a dolne do $t_x < t_w$.

Dla $t_x = 0$, $v_x = v_p$; a więc

$$t_w^2 = m(v_w - v_p)$$

$$m = \frac{t_w^2}{v_w - v_p}$$

Humphreys i Abbot wyprowadzili ze swoich doświadczeń

$$v_x = v_p - \sqrt{0,1856 c} \cdot \left(\frac{\pm t_x \mp t_w}{t} \right)^2$$

gdzie c oznacza średnią prędkość z całego przekroju.

Okazało się jednak że liczba pod pierwiastkiem jest zmienna; lepiej zatem napisać ogólnie

$$v_x = v_p - \sqrt{\mu c} \cdot \left(\frac{\pm t_x \mp t_w}{t} \right)^2$$

gdzie dla $t = 4,5$ do $3,5$	$2,2$	$1,4$	$0,2 m$
$\mu = 0,18$	$0,58$	$1,07$	$1,10$

Albo,

$$\mu = \frac{0,933}{\sqrt{r + 0,457}}$$

gdzie przez r oznaczam jak zwykle promień przekroju.

Niektórzy autorowie, jak Grebenau i Grashow silnie popierali powyższą hipotezę; ostatni oparł ją nawet na matematycznym wywodzie.

Hagen dowiódł jednak przekonywająco, że była ona sztucznie naciągnięta; większa część tych właśnie pomiarów na Misisipi z których miała być wyprowadzona, wcale się z tą hipotezą nie zgadza (Hagen¹⁶ cz. II t. I str. 288 — 294).

Nowsze dokładne pomiary, których liczba szybko wzrastała w ostatnich trzech dziesiątkach lat (f. 32.), wykazały w krzywej prędkości dla paska pionowego dużo odmian, niedających się pogodzić z żadną parabolą. Przedewszystkiem głębokość t_w odpowiadająca największej prędkości, jest zmienna; a niekiedy większa od $0,5t$ (f. 32e.).

W tych przypadkach w których największa prędkość v_w leży pod powierzchnią w głębokości t_w , możnaby przedstawić pionową krzywą prędkości za pomocą hipotezy, że składa się ona z dwóch parabol o wspólnej osi poziomej; leżącej w głębokości t_w . Przy takim założeniu i według powyżej przyjętego znakowania łatwo znaleźć, że

$$v_i = \frac{1}{3} \left[2v_w + v_0 + \frac{t_w}{t} (v_p - v_0) \right]$$

Jednakże nie wyniknie ztąd żadna praktyczna korzyść; albowiem dla oznaczenia v_0 wypada mierzyć w takim razie w każdej pionowej trzy prędkości v_p , v_w i v_0 . Taki pomiar wymagać będzie tyle czasu i nakładu, co i pomiar całej krzywej v ; a ten uwalnia nas od wszelkich hipotez.

Zauważę przytem, że tylko ku środkowi rzeki największa prędkość objawia się pod powierzchnią wody; bliżej brzegów zaś, zwykle v_p jest prędkością największą.

Przekonano się wreszcie, że w danej pionowej krzywa prędkości zmienia się wraz ze stanem wody. Przy niskich stanach wody jest więcej płaska i wykazuje v_w bliżej powierzchni niż przy stanach wysokich. Mamy więc wszelką rację powiedzieć, że nieznamy dotychczas prawa powyższej krzywej.

Pomimo tego jest rozpowszechniona w praktyce metoda pomiaru, polegająca na mierzeniu średniej prędkości v_s . W tym celu potrzeba znać odpowiednią jej głębokość t_s .

Przyjmując że krzywa prędkości jest parabolą o osi poziomej, oraz że maximum prędkości leży na powierzchni wody, mamy

$$t^3 = m(v_p - v)$$

i podobnież

$$t_s^3 = m(v_p - v_s) = m\left[v_p - v_o - \frac{2}{3}(v_p - v_o)\right] = \frac{1}{3}m(v_p - v_o)$$

a ztąd

$$t_s = \sqrt[3]{\frac{1}{3}t} = 0,5773 t$$

Podobnież Heinemann, dochodzi na podstawie swej odrębnej teorii ruchu wody (*Rationaltheorie der Bewegung des Wassers* Hagen 1872) do stosunku

$$t_s = 0,577 t;$$

a powyżej, według parabol Hagen'a wypadło

$$t_s = 0,555 t.$$

Wreszcie Humphreys i Abbot nie mają stałego stosunku pomiędzy v_s i v_w ; ale podają wartość

$$t_s = 0,66 t.$$

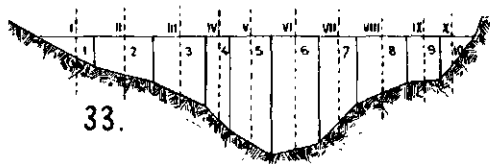
Jeżeli więc poprzestaniemy na niewielkiej dokładności, to możliwem jest założenie że

$$t_s = 0,58 t$$

a to z błędem którego nie podobna bliżej określić, ale wynosi on zapewne 5 — 10%.

Ażeby oznaczyć objętość przepływu za pomocą pomiaru v_s , należy przede wszystkim dokładnie pomierzyć obrany przekrój.

Głębokości należy mierzyć w znacznej liczbie punktów, ażeby kształty koryta były szczegółowo przedstawione na rysunku, który wykonany w podziałce wysokości 2 do 10 razy większej niż długości (f. 33.)



Przy pomocy takiego rysunku podzielimy przekrój na kilka lub kilkanaście części, według ważniejszych zmian jakie znajdziemy w kierunkach obwodu zwilżonego. Przytem zbyt drobny podział nie przedstawia korzyści, ponieważ zasada pomiaru v_s jest sama przez się niedokładna.

W każdej z obranych części oznaczmy pionową środka ciężkości, i w tej pionowej mierzyć będziemy prędkość w punkcie oddalonym od powierzchni o 0,58 głębokości.

Do takiego pomiaru potrzeba przyrządów dających prędkość w dowolnym punkcie pod wodą, o których mówić będziemy w dalszym ciągu.

Mamy zatem szereg punktów danych w uważanym przekroju, w których czółno ma być ustawione dla pomiaru prędkości. Do tego posłużą te same sposoby, które opisałem pod l. 6 na f. 20—22, mówiąc o oznaczaniu położenia punktów obieranych na wodzie, przy pomiarze głębokości.

Po wykonaniu pomiaru przyjmujemy, że każda pomierzona prędkość ma miejsce w całej odpowiedniej części przekroju; a więc prędkościom

$$v_{s_1} \quad v_{s_2} \quad v_{s_3} \dots$$

odpowiadają powierzchnie

$$F_1 \quad F_2 \quad F_3 \dots$$

a w nich przepływają objętości

$$F_1 v_{s_1} \quad F_2 v_{s_2} \quad F_3 v_{s_3} \dots$$

Cała objętość przyływu jest zatem

$$M = \Sigma (F \cdot v_s).$$

Powyższa metoda używana bywa na rzekach szerokich a płytkich, gdzie nurt nie jest należycie ścieśniony i wyraźny, i tego powodu pomiar największej prędkości na powierzchni wody, nie daje dobrego wyniku. Przytem w obec małych głębokości, trudno w takim razie spodziewać się istotnej korzyści z dokładniejszego pomiaru, dającego pionowe krzywe prędkości, o którym mówić będziemy w dalszym ciągu.

Prawdopodobny błąd wynosi tu zapewne 5 do 8%.

c) Pomiar prędkości w kilku punktach na powierzchni.

Ten sposób pomiaru wprowadził Harlachner. Na podstawie licznych dokładnych pomiarów, przy których pionowe krzywe prędkości były wykreślane, doszedł on do wniosku, że stosunek

$$\frac{v_s}{v_p} = 0,82 \text{ do } 0,87.$$

A mianowicie wartość jego jest tem większa, im mniejszy jest spadek, im lżejsze rumowisko unoszone przez rzekę.

Jest to potwierdzenie zasady, którą w innej postaci wypowiedział dawniej Grebenau; że prędkość na powierzchni jest funkcją głębokości w uważanym punkcie.

Zauważyć tylko muszę, że skoro pionowa krzywa prędkości zmienia się wraz ze stanem wody, więc i powyższy stosunek nie może być stałym dla wszystkich stanów jednej rzeki. Domyślać się należy że stosunek ten zmniejsza się, gdy stan wody się podnosi.

Podobnie wykazywał Wagner¹⁷, że krzywa przedstawiająca v_p na całej szerokości w danym przekroju, jest do kształtu przekroju bardzo podobna. Przykłady takich krzywych daje f. 34.

Trudność w bliższem określeniu związku obu krzywych w tem polega, że odpowiednie ich punkty charakterystyczne nie leżą na jednej pionowej.

Jeżeli więc podzielimy przekrój w sposób przedstawiony na f. 33, i zmierzmy v_p za pomocą pływaków, we wszystkich kierunkach przechodzących przez obrane pionowe; natenczas mnożąc otrzymane v_p przez powyższy stosunek, otrzymamy odpowiednie v_s ; a przy pomocy rysunku przekroju, utworzymy iloczyny Fv_s i sumę tych iloczynów, tak jak w poprzednim przypadku.

Ten sposób pomiaru ma wielką wartość praktyczną podczas wezbrań. Wtedy wiele nam zależy na pośpiechu; ażeby ukończyć pomiar podczas krótko

trwającego wysokiego stanu. Nadto ustawianie czółna na wodzie jest niemożliwe lub niebezpieczne. Jeżeli więc w pobliżu obranego przekroju mamy na rzece most, to opisany powyżej podział przekroju przenosimy na poręcz mostu (f. 35.). Z punktów 1 2 3..... oznaczonych

na moście rzucamy pływaki, i obserwujemy czas jakiego one potrzebują do przebycia drogi pomiędzy przekrojami I i II, równo oddalonymi od obranego przekroju **AB**.

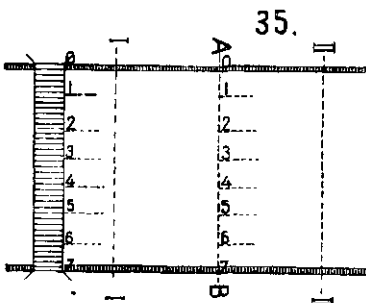
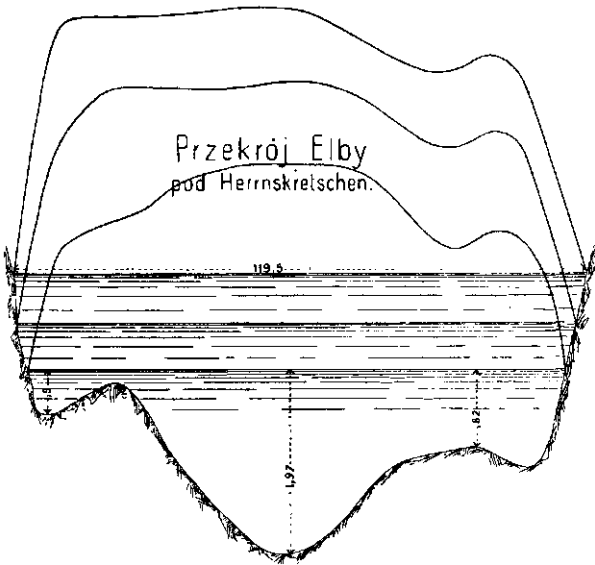
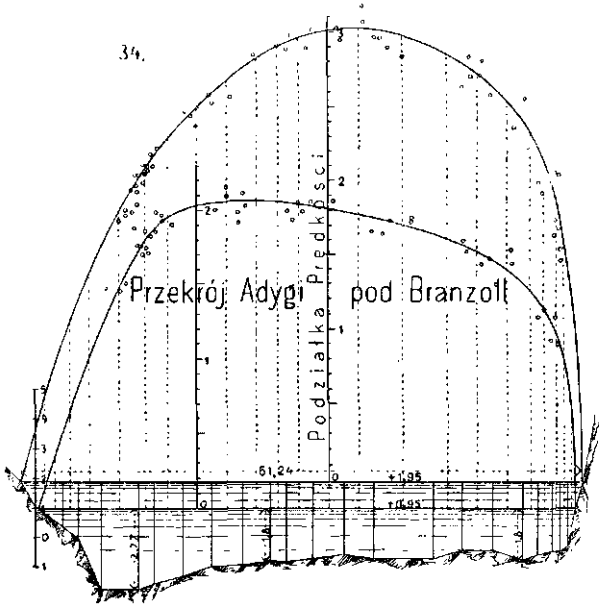
Każdy most można w powyższym celu wyzyskać, o ile poniżej tego mostu (po stronie odpływu) znajduje się przekrój z dosyć wysokimi brzegami.

Pomiar tego przekroju musi być wcześniej przeprowadzony, a podział jego oznaczony na moście. Również przekroje I i II należy oznaczyć na terenie trwałymi kołkami, i przygotować odpowiedni zapas pływaków. Licząc przytem że cały pomiar prędkości wypada powtórzyć 3 do 5 razy, i ukończyć podczas stałego stanu wody. W ten sposób otrzymujemy w każdym punkcie podziału kilka pomiarów, i z pomierzonych prędkości możemy brać średnie arytmetyczną ¹⁷.

Do takiego pomiaru odnosi się również następujący sposób postępowania podany przez Rit-tera (An. 92 l. 73.).

Gdy most składa się z kilku przęseł, można pod każdym mierzyć objętość przepływu osobno; a otrzymane objętości sumować.

Jeżeli pomiar ma się odbyć za pomocą pływaków, to należy uchwycić chwilę przejścia pływaka p_1 przez płaszczyznę przechodzącą przez krawędź poręczy i gzymsu (f. 35b.). Ażeby uchwycić następnie p_2 , trzeba się trochę wychylić i zobaczyć pływaka nieco wcześniej. Długość $p_1 p_2$ zmierzyć można później, za pomocą rysunku mostu i stanu wody. W ten sposób niepotrzebujemy do pomiaru żadnego przygotowania.



końców podstawy, dokładnie zmierzonej na brzegu wykonywał dwa lub więcej jednoczesnych fotograficznych zdjęć płynących kul. Aparaty działały błyskawicznie a jednoczesne zdjęcia odbywały się przy pomocy elektrycznego ich połączenia.

Z szeregu takich zdjęć można wykreślić na planie drogi wszystkich kul, a przy pomocy obserwacji czasu, łatwo oznaczyć prędkości z jakimi się one poruszały *).

d) Pomiar prędkości w licznych punktach całego przekroju.

Ten rodzaj pomiaru zasługuje zawsze na pierwszeństwo przed innemi, skoro tylko mamy odpowiednie do niego przyrządy, czas i nakład.

Przyrządy hydrometryczne opiszemy w następującym rozdziale, a tutaj mówić będziemy tylko o urządzeniu takiego pomiaru, i o sposobach obrachowania z niego objętości przepływu.

Przekrój przydatny do tak kosztownego pomiaru nie łatwo znaleźć. Przy niskich i średnich stanach, powinien on być dostatecznie ściśniony; ażeby nie było w nim odsypisk lub miejsc bardzo płytkich. Brzegi powinny się wznosić ponad najwyższe stany, ażeby w tym samym przekroju można także wykonać pomiar podczas wezbrania. Koryto musi być w tem miejscu proste, lub bardzo łagodnie zakrzywione.

Przekrój należy wytyczyć, szczegółowo pomierzyć i podzielić, tak jak powyżej pod **b**. Jednakże pomiar prędkości nie koniecznie ma być teraz wykonany w pionowych poprowadzonych przez środki ciężkości cząstek przekroju; jak to było w poprzednich przypadkach. O ile chodzi nam teraz o dokładny obraz zmian, jakim prędkość ulega w całym przekroju, należy raczej pamiętać, że prędkość jest funkcją głębokości. Należy przeto mierzyć ją w tych pionowych, według których przekrój został podzielony; w nich bowiem zachodzą charakterystyczne zmiany głębokości. Z drugiej strony jednak decyduje tutaj metoda jaką zastosujemy do wyrachowania objętości przepływu.

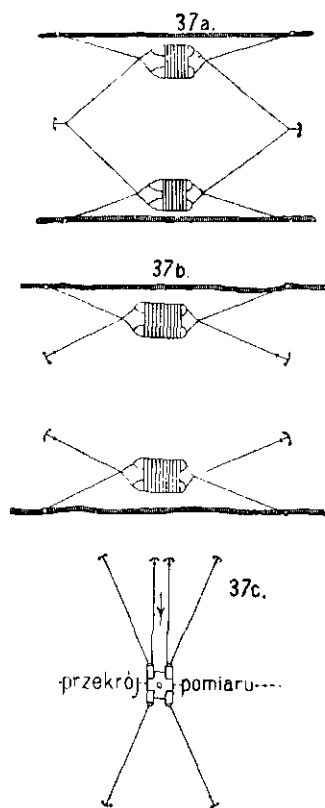
Wszystkie hydrometry jakie poznamy poniżej, dają dobre rezultaty dopiero przy prędkościach większych od 0,3 lub 0,4; przy brzegach natomiast znajdujemy w znacznych częściach przekroju prędkości daleko mniejsze.

W takich razach, jest bardzo prosty sposób znalezienia punktu, w którym na powierzchni woda ma prędkość 0,2 *m* na sekundę. Polega on na spostrzeżeniu, że gdy zanurzymy w wodzie płynącej ciekłą igłę, natenczas powstają powyżej na powierzchni wody zmarszczki, kształtu parabolicznego; których liczba i kształt zależy od prędkości wody. Stają się one coraz większe i mniej regularne, gdy prędkość wzrasta; natomiast słabną i są coraz więcej rozwarte, gdy prędkość się zmniejsza. Przy prędkości 0,21 do 0,20 znikają zupełnie. Taki punkt znaleźć można za pomocą nitki zanurzonej w wodę i naprężonej przez uczepony do niej ciężarek; a w części przekroju od tego punktu do brzegu, można przyjąć średnią prędkość 0,10 *m*. (Ritter annale 1892 I t. s. 836).

Do utrzymania czółna nieruchomo w danych punktach, potrzeba odpowiednich przyborów. Przy małych szerokościach rzeki n. p. do 60 *m*, można

*) Steiner die Photographie im Dienste des Ingenieurs. Wien 1891.

w tym celu bić w wodę nie daleko od brzegów pale, ręcznym kafarem. Do nich przywiązujemy linę trzymającą czółno. Dwa pale powyżej, a jeden poniżej, wystarczają do utrzymania czółna w jednym punkcie. Albo też można po-



wyżej przeciągnąć w poprzek nad wodą linę, i tej się trzymać. Na większych rzekach, trzeba mieć kotwice; a do naprężania lin na czółnach wały drewniane lub małe windy. Figury 37a i b przedstawiają takie urządzenia.

Przy głębokości do 3 m używamy lżejszych przyrządów hydrometrycznych, i możemy mierzyć z jednego czółna, trzymając przyrząd z boku. Przy większych głębokościach potrzeba dwóch czółen połączonych pomostem. Przyrząd trzymamy przed pomostem, albo też w środku pomostu jest otwór, do spuszczenia hydrometru w wodę. Figura 37c. przedstawia urządzenie używane przez Harlachera przy pomiarach na Dunaju.

Na f. 15. i 16. tab. 2 B przedstawione są czółna przysposobione do takich pomiarów, oraz do sprawdzania hydrometrów; o którym pomówimy później. Do trzymania hydrometru pionowo, pomaga pochyła deska **a c**, podparta przy **d** i usztywniona za pomocą kątownika **e**. Przy **a** umocowana jest obsada, przedstawiona szczegółowo na f. 17 i 18. W niej może być drążek hydrometru luźno lub stałe ujęty. Drugi punkt stały ma drążek hydrometru bądźto na dnie rzeki, bądź też przy **b** na widełkach, któremi zakończone są dwa żelazne pręty **f**, obracające się przy **g** około osi poziomej.

Wszystkie przygotowania do pomiaru prędkości, jak pomiar i podział przekroju wraz z rysunkiem; bicie pali, spuszczenie kotwic, rozciągnięcie lin i zupełne przygotowanie czółen, należy załatwić dnem naprzód; tak, ażeby na następny dzień pozostał tylko pomiar prędkości.

Ten pomiar zajmie na większej rzece cały dzień, a powinien być wykonany przy stałym stanie wody; co tem łatwiej osiągnąć, im krócej trwa pomiar.

W ciągu dnia podnosi się woda i opada często na 10 do 30 *cm*; należy więc podczas pomiaru prowadzić bezustannie spostrzeżenia wodostazu obok ustawionego, oraz zapisywać czas odczytów wodostazu i pomiarów prędkości. Przy pomocy tych danych, można potem zredukować wszystkie prędkości na średni stan podczas pomiaru; a to za pomocą proporcji

$$v_1 : v_2 = t_1^{\frac{3}{2}} : t_2^{\frac{3}{2}}$$

która wynika ze wzoru Hagena (patrz l. 35 wzory dla ruchu jednostajnego).

W każdej pionowej mierzymy prędkości w dosyć małych odstępach głębokości, n. p. co 20 do 40 *cm*. Za pomocą rysunku otrzymujemy dla każdej pionowej krzywą prędkości; a przekształcając powierzchnie ograniczoną tą krzywą

na równoważny jej prostokąt o wysokości t , otrzymujemy v_* jako podstawę tego prostokąta.

Objętość wody będzie zatem tak jak z poprzednich pomiarów

$$\mathfrak{M} = \Sigma (F \cdot v_*).$$

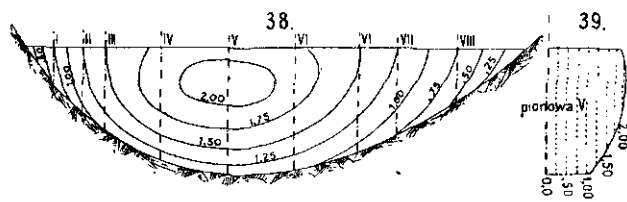
Jeżeli więc mamy zamiar rachować $\mathfrak{M}$ według tego wyrażenia, to właściwiej będzie mierzyć prędkości w pionowych przechodzących przez środki ciężkości obranych części przekroju (f. 33.).

Ale oprócz tego sposobu wyrachowania $\mathfrak{M}$ mamy jeszcze dwa inne, dokładniejsze.

Metoda Culmanna polega na pojęciu bryły, której objętość jest równa objętości przepływu.

Bryła taka będzie ograniczona płaszczyzną przekroju poprzecznego, zwierciadłem wody, powierzchnią wyznaczoną przez rzędne proporcjonalne do prędkości w różnych punktach przekroju, i wreszcie częścią powierzchni koryta.

Ażeby wyrachować objętość tej bryły, wystawmy sobie w niej szereg przekroi równoległych do płaszczyzny przekroju rzeki. Te przekroje przetną powierzchnię krzywą przedstawiającą zmiany prędkości, według krzywych równej prędkości (izotachy f. 38.). Na każdej pionowej w której mierzyliśmy



Metoda Harlachera. Dla wszystkich pionowych w których dokonaliśmy pomiaru wyrachujemy v_s . Na przekroju poprzecznym, w odpowiednich punktach poziomu wody, wystawmy rzędne proporcjonalne do v_s , i wykreślmy krzywą v_s . Natenczas bryłę przepływu wyobrazić sobie możemy, jako ograniczoną: płaszczyzną przekroju; płaszczyzną powierzchni wody; powierzchnią koryta, uważaną za powierzchnię walcową o tworzących poziomych; i na koniec powierzchnią walcową o tworzących pionowych, której kierownicą jest powyższa krzywa v_s .

Według oznaczeń przyjętych na f. 40., element bryły przepływu.

$$\Delta \mathfrak{M} = v_s \cdot \Delta F = v_s y dx$$

Oznaczając zaś przez a okrągłą liczbę jednostek, możemy napisać:

$$\Delta \mathfrak{M} = a y \frac{v_s}{a} dx; \text{ gdzie } y \frac{v_s}{a} = m$$

jest czwartą proporcjonalną, której wykreślenie przedstawione jest na rysunku.

Wyznaczywszy dla wszystkich poziomych rzędne m , wykreślimy krzywą m . Powierzchnia

tej krzywej pomnożona przez a , jest:

$$a \int m dx = a \int y v dx = \mathfrak{M}.$$

Tę metodę zastosować też można do pomiarów opisanych pod **b** i **c**.

Jeżeli zamierzamy rachować $\mathfrak{M}$ według metody Harlachera lub Culmanna, należy mierzyć prędkości w tych pionowych, które dają charakterystyczne zmiany głębokości; a więc na granicach przyjętego podziału przekroju, jak już opisałem powyżej. Taki elaborat przedstawiają f. 6. i 7. tab. 2 A.

e) Metoda Teichmanna. Opisany powyżej podział przekroju (f. 33.) polega na przypuszczeniu, że linie łączące punkty podziału na obwodzie zwilżonym, jakoteż linie łączące odpowiednie im punkty na krzywej v_s , są prostymi. Jeżeli zaś przyjmujemy, że więcej zbliżymy się do rzeczywistości uważając te linie za łuki paraboli; a nadto, jeżeli przy pomiarze prędkości zechcemy wyzyskać przypuszczenie, że pionowa krzywa prędkości jest parabolą o osi poziomej; natenczas zamiast powyższego postępowania wypadnie następujące, proponowane przez Teichmanna*).

Jeżeli krzywa prędkości **ABC** jest parabolą o osi poziomej (f. 40 b.), natenczas powierzchnia **ABC** jest równa powierzchni równoległoboku **AJKC**, którego podstawa $EF = \frac{2}{3} EB$. A więc

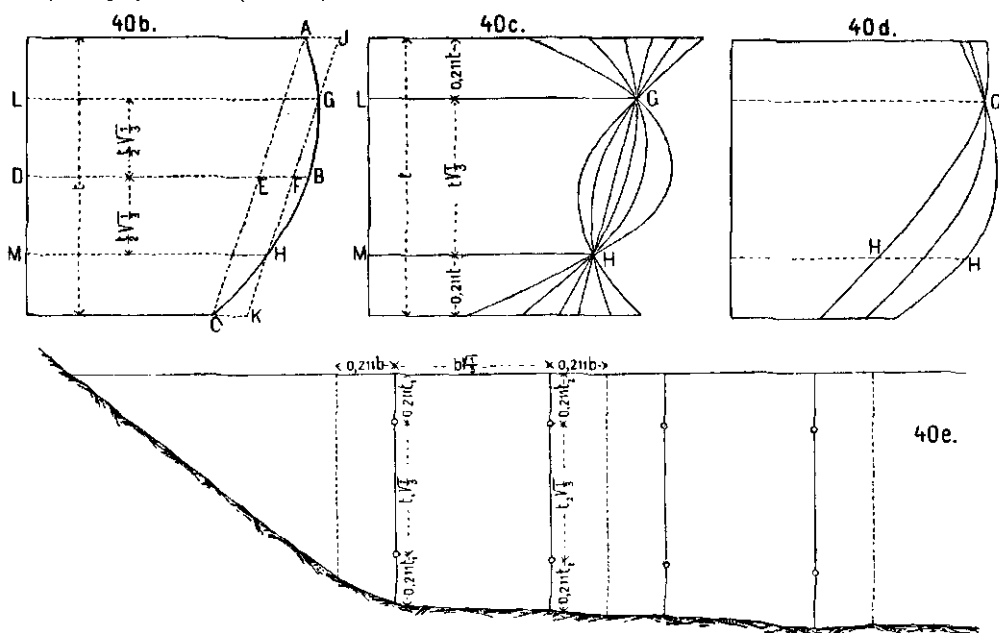
$$DF = \frac{1}{2} (LG + MH) = v_s$$

Punkty **G** i **H** w których należy mierzyć prędkość, leżą w odległości 0,211 **f** od powierzchni wody i od dna; a dokładność takiego pomiaru nie zależy

*) Wochenschrift d. Deutschen Ingenieurvereins 1833 s. 5.

od wypukłości krzywej **ABC**; albowiem przez dane dwa punkty przeprowadzić można nieskończenie wiele parabol (f. 40c.).

Również nie zależy dokładność od głębokości punktu, w którym leży prędkość największa. Tę głębokość bowiem określa względna wielkość obu mierzonych prędkości (f. 40d.).



Przypuszczając że v_x zmienia się pomiędzy dwiema sąsiednimi pionowymi również według parabol, wypada dla szerokości b pola przekroju, obrać dwie pionowe t_1 i t_2 w odległościach $0,211 b$ od brzegów pola (f. 40e.), i według powyższego w każdej z nich zmierzyć prędkość w dwóch punktach. Objętość wody przepływająca w tem polu będzie:

$$\frac{1}{2} (v_1 t_1 + v_2 t_2) b$$

Teichmann dowodzi, że biorąc n pionowych, otrzymujemy według nowej metody mniejszy błąd niż dla $2n$ pionowych przy dawniejszej metodzie.

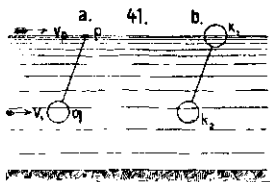
Osiągamy zatem skrócenie pomiaru z dwóch przyczyn: raz przez mniejszą liczbę pionowych, a powtórę przez ograniczenie pomiaru do dwóch punktów w każdej pionowej. Dlatego też wszędzie gdzie chodzi o pośpiech, zasługuje ta metoda na pierwszeństwo. Jest to jedyna metoda przybliżona, pozwalająca uwzględnić rzeczywisty kształt pionowej krzywej prędkości; i dająca się pogodzić ze wszystkimi przypadkami znanymi w praktyce. Powinna też zupełnie zastąpić miejsce metody opisanej powyżej pod **b**.

PRZYRZĄDY HYDROMETRYCZNE.

A. PŁYWAKI.

11. Pływak podwójny.

Mały pływak **p** (f. 41 a.) połączony jest cienką nitką z blaszaną kulą **q** odpowiednio obciążoną. Kula jest znacznie większa od pływaka, i dla tego przypuszczamy, że prędkość v_p na powierzchni wody nie ma na nią wpływu; a więc cały przyrząd porusza się z prędkością v , tych nici, w których znajduje się kula.



O ile to założenie jest prawdziwe, możnaby w ten sposób mierzyć prędkość w rozmaitych głębokościach; a to używając nitek odpowiedniej długości.

Ten przyrząd był poraz pierwszy obszernie zastosowany przy wielkich pomiarach na Missisipi (1850); ale posiada on ważne błędy.

Prędkość z jaką się cały przyrząd porusza, nie jest równa v_1 jak powyżej założono; albowiem prędkość na powierzchni wody ma wpływ na pływaka. Lepiej byłoby zapewne związać dwie kule jednej wielkości (f. 41 b.) i przyjąć że prędkość ich jest

$$v = \frac{1}{2}(v_p + v_1)$$

Jeżeli więc najprzód puścimy samą kulę **k**, lub jakiegokolwiek swobodnego pływaka, i zmierzmy v_p ; a potem podwójnym pływakiem zmierzmy v , to możemy wyrachować

$$v_1 = 2v - v_p$$

Jeżeli zaś dobrany będzie sznurek takiej długości, żeby dolna kula poruszała się w niciach posiadających prędkość v_s , a więc w głębokości 0,58 t, natenczas w powyższy sposób możemy za pomocą dwóch pomiarów wyrachować

$$v_s = 2v - v_p.$$

Jednakże i takie postępowanie jest niepewne.

Cały przyrząd ma bowiem zbyt wielką masę, i porusza się z prędkością większą od prędkości wody; a więc większą od v . Jest to zjawisko podobne do ruchu statku, który zawsze płynie prędzej od otaczającej go wody; a różnica obu prędkości jest tem większa, im większy jest statek.

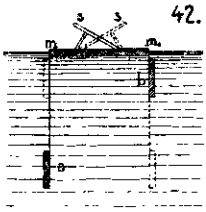
Z tego powodu każdy pływak powinien być mały i lekki, jak mówiłem pod l. 10a. Badania Bazina dowiodły też, że grubość nitki łączącej obie części podwójnego pływaka, ma wpływ na jego prędkość. A mianowicie im grubsza nić, tem większa prędkość. (Annales 1884 I.).

Wreszcie ponieważ prędkość wody podlega wielkim oscylacyom, więc i pływak podwójny porusza się nie jednostajnie; tak że nigdy jedna kula nie płynie stale naprzód, lecz naprzemian wysuwa się raz dolna raz górna.

Dowiodł tego przypadkowo Hagen; chcąc się przekonać czy prędkość największa ma miejsce na powierzchni, czy też pod powierzchnią wody.

Złożył on w tym celu pływaka według f. 42. Do deseczki poziomej **mm**, przyczepił na drutach dwie deszczułki pionowe **a** i **b**. Pierwsza znajdowała się

w tej głębokości, która według hipotezy paraboli o osi poziomej, odpowiadała prędkości największej; druga była tuż pod powierzchnią wody. Na poziomej desce umocowana była pochyła łąta **s**, pozwalająca rozpoznać z daleka położenie pływaka.



Okazało się, że łąta **s** bezustannie zmieniała swe położenie; a więc pływak obracał się co chwila; największa zatem prędkość miała miejsce naprzemian to na powierzchni, to w głębokości **a**.

Z tej samej przyczyny pływak podwójny musi ciągle oscylować; a prędkość części jego widzialnej, niema prostego związku z prędkością wody.

12. Pływak drążkowy.

Jest to cienka łąta na jednym końcu obciążona, albo wążka rurka blaszana zatkana korkami i również obciążona piaskiem lub wodą.

Taki pływak przybiera położenie pochyłe; obciążony ma być o tyle żeby wystawał około 20 *cm* z wody. Długość jego winna być zastosowana do głębokości wody, ażeby dolny jego koniec znajdował się jak najbliżej dna.



Pływak drążkowy porusza się pod wpływem wszystkich prędkości w pasku pionowym; a więc przyjmowano dawniej, że daje on wprost średnią prędkość v_s . Obecnie jednak wiemy, że przyrząd ten posiada podobne wady jak pływak podwójny.

Nie płynie on nigdy w stałym pochyleniu, lecz bezustannie się kołysze a w razie większych oscylacyj prędkości wody, staje się wcześniej niemożliwy niż każdy inny przyrząd.

Jeżeli na dnie leżą większe kamienie lub inne przedmioty, pływak uderza o nie, i przybiera ruch niejednostajny, odmienny od ruchu wody. Z tego powodu, można go obserwować tylko na małych długościach; natomiast dobrze będzie powtarzać każde spostrzeżenie 3 do 5 razy.

Nadto dolny koniec musi być oddalony od dna o 20 do 40 *cm*, stosownie do miejscowych warunków; najmniejsze zatem prędkości wody nie działają na niego. To jest zapewne przyczyna, dla której inżynier Bürkli wykazał z licznych pomiarów, że średnia prędkość v_s wynosi około 0,90 prędkości pływaka drążkowego*).

To mniemanie wywołało wprawdzie opozycję**); według powyższego jednak wydaje mi się ono zupełnie uzasadnione. Tylko że współczynnik 0,90 nie może być stały; zależy on zapewne od stosunku odległości dolnego końca pływaka od dna, do całkowitej głębokości w uważanem miejscu.

Po części może też powyższy wynik ztąd pochodzić, że prędkość pływaka jest nieco większa od prędkości wody, tak jak to ma miejsce przy pływak podwójnym; ale w daleko niższym stopniu. W każdym razie należy z tego powodu używać jak najcieńszych łąt.

*) Teoryę pływaka drążkowego która potwierdza powyższe zdanie, podaje Legler w Schweizerische Bauzeitung 1888 t. XI. s. 70.

**) Schweizerische Bauzeitung 1887 t. I. Nr. 3689 i 16.

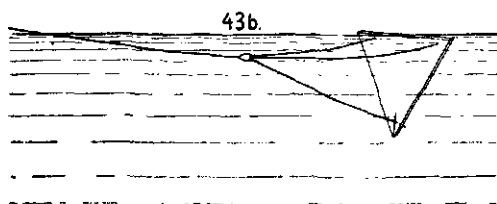
Puszczanie pływaka musi być wykonane z czółna, które za pomocą liny z podziałem przeciągniętej przez rzekę, albo też według f. 20. i 21. ustawiać należy w danych punktach wytyczonego przekroju. Do obserwowania prędkości posłużą dwa inne przekroje równoległe, wytyczone poniżej, albo też postępowanie według f. 36.

Pływak drążkowy jest przez wielu hydrotechników wysoko ceniony, i stawiany bywa na pierwszym miejscu; mianowicie w porównaniu do młynków. Nie cierpi bowiem od mętnej wody, i pozwala na wielki pośpiech. Jest on w ogóle właściwszym na regularnych kanałach niż na rzekach.

13. Pływak na sznurku.

Jest to trójkątna deseczka 20 do 30 *cm* szeroka. Od trzech jej wierzchołków idą sznurki, które łączą się w jeden; ten ma w okrągłych odstępach znaki lub węzélki.

Stojąc na moście lub czółnie, trzymamy sznurek w ręku lub na zwijadle;



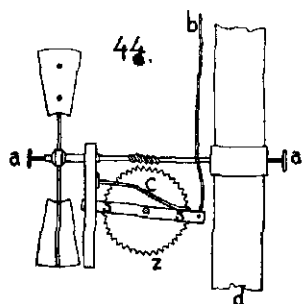
deseczka zaś przybiera w wodzie położenie wskazane na f. 43 b. Puszczając sznurek i zatrzymując go po upływie okrągłej liczby sekund, wnosimy o prędkości pływaka z długości odwiniętego sznurka.

Tylko dwie górne nitki są stale przytwierdzone do deseczki; dolna zaś jest tylko ciasno osadzona w szparce. Jeżeli nagle szarpniemy za sznurek, wysuwa się ta nitka ze szparki, deszczułka spływa poziomo na wodzie, i można ją łatwo wyciągnąć.

W miarę odwijania się sznurka, wzrasta jego opór; co zmniejsza w wysokim stopniu dokładność otrzymanego wyniku. Zalecić można ten przyrząd zaledwie w ostateczności, n. p. podczas wezbrania; gdy nic innego nie mamy pod ręką.

B. MŁYNKI HYDROMETRYCZNE.

14. Młynek Woltmanna *) pierwotnej budowy.



Na poziomej osi *a* osadzone są małe łopatkki, w płaszczyznach nachylonych do osi pod kątem 45°. Łopatek jest 2 do 5, a prąd wprowadza je w ruch.

Śruba umieszczona na osi zazębia kółko *z*, i za każdym obrotem osi porusza je o jeden ząb. Jeżeli wiemy długość nici wody, która potrzebna jest do wywołania jednego obrotu, natenczas obserwując liczbę obrotów osi w ciągu danego czasu, możemy z nich wyrachować prędkość wody w uważanym punkcie.

*) Woltmann był inżynierem robót przy ujściu Elby w Hamburgu (1790).

W tym celu odczytujemy położenie kółka względem stałej wskazówki, albo względem sztabek **s** w których ono jest osadzone, i trzymając drążek **d** pionowo, spuszczaamy przyrząd do żądanej głębokości.

W danej chwili przyciągamy sznurek **b**, wskutek czego kółko **z** zazębia się ze śrubą, i zaczyna się poruszać. Po upływie okrągłej liczby sekund puszczaamy sznurek, sprężyna **c** odpycha sztabki **s** i kółko zatrzymuje się. Wydobywszy przyrząd z wody, odczytujemy nowe położenie kółka.

Ażeby przedłużyć czas obserwacyi, dodawano do kółka **z** drugie, które liczyło setki obrotów osi. Okazało się bowiem, że krótkie obserwacye w jednym punkcie nie dają zgodnych wyników.

Łopatki były pierwotnie płaskie, i o tyle ruchome, że mogły być co do pochylenia regulowane. Ustawianie ich pod jednym kątem do osi, było rzeczą obserwatora.

Powyższy przyrząd stopniowo ulepszany, przekształcił się o tyle, że w r. 1875 łopatki były o powierzchni śrubowej. stałe osadzone na osi. Zamiast drążka użyto rury żelaznej, i w niej ukryto sznurek służący do przyciągania liczydła ażeby nie był naprężany przez prąd. Na rurze umieszczono podziałkę głębokości, która wskazywała położenie młynka podczas pomiaru. Pomijając historię ulepszeń tego przyrządu, zajmiemy się tylko najnowszemi jego konstrukcjami, wybierając ku temu najwięcej typowe odmiany; a tych jest trzy: t. j. konstrukcyje Harlachera, Rittera i Wagnera.

15. Młynki Harlachera*).

Opisany powyżej przyrząd posiadał dwie ważne niedogodności.

1. Do każdego pomiaru potrzeba było dwóch odczytów na kółkach; a więc po obserwacyi, należało wyjmować aparat z wody.

2. Trzymanie drążka lub rury w kierunku pionowym, było trudne; przy prędkościach wyżej jednego metra, i przy głębokościach wyżej trzech metrów zupełnie niemożliwe; a prawie zawsze wymagało dwóch osób.

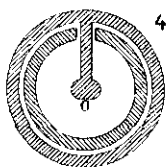
Prof. Harlach w Pradze (1880), zwrócił swe usiłowania przedewszystkiem ku usunięciu tych dwóch wad młynka hydrometrycznego.

Co do pierwszej, znalazł już gotową konstrukcyję pomysłu mechanika Amslera w Szafuzie; polegającą na użyciu prądu elektrycznego do sygnalizacyi obrotów młynka; a ogłoszoną przez wynalazcę drukiem w r. 1877. Drugą usunął przez to, że zamiast trzymać rurę w dwóch punktach, postawił ją i utkwiał w dnie rzeki. Młynek zaś, dotychczas stałe osadzony na rurze, uczynił ruchomym. Osadził go na metalowej pochwie obejmującej rurę, i przesuwanej wraz z młynkiem. (Tab. 4 f. 1—16).

Ażeby ten ruch niebył hamowany przez ciśnienie prądu, styka się pochwa z rurą za pomocą sześciu kółek **r**; trzech u góry i trzech u dołu; z tych po dwa mają łożyska osadzone na sprężynach.

Rura ma na całej wysokości wyciętą szparę, przez którą wchodzi do jej wnętrza ucho **0** od pochwy (f. 45 oraz Tb. 4 f. 7). W ten sposób, sznurek przyczepiony do tego ucha i trzymający młynek, jest tak jak przedtem ukryty wewnątrz rury, pomimo ruchomego osadzenia młynka.

*) Mechanik Ott Kempton Bawarya.



45 Dalszym następstwem tego urządzenia jest, że młynek nie może się obracać około osi pionowej; jak to przedtem było po większej części przyjęte i uważane za konieczność. Prof. Harlach pierwszy stanowczo sprzeciwił się temu urządzeniu.

Wiadomo, że wskutek ruchomego osadzenia na osi pionowej, młynek oscyluje bezustannie; a więc mierzy prędkości nie prostopadłe, lecz ukośne względem płaszczyzny przekroju.

Objętość przepływu pojmujemy jako iloczyn z powierzchni przekroju, przez prędkość do przekroju prostopadłą. Prędkość zatem, mierzona w kierunku ukośnym, nie może być wprost użytą do rachunku.

Gdyby kierunek mierzonej prędkości był nam znany, moglibyśmy wziąć składową jej do przekroju prostopadłą; w obec jednak ciągłych ruchów młynka, kierunek ten jest zupełnie nieokreślony.

Nadto, młynek ruchomy mierzy niewątpliwie największe prędkości o kierunkach rozmaitych; my zaś potrzebujemy do rachunku prędkości średniej, ze wszystkich jakie mają miejsce w jednym kierunku, prostopadłym do płaszczyzny obranego przekroju.

Tak więc stały kierunek młynka, prostopadły do płaszczyzny przekroju, jest istotnym postępem w jego budowie; a jednak nie wszyscy hydrotechnicy uznali trafność tego urządzenia. Sprzeciwiają się temu Ritter i Wagner, jak zobaczymy w dalszym ciągu.

Do wspomnianego powyżej ucha od pochwy młynka, które wchodzi wewnątrz rury, przyczepiony jest sznurek albo drut, który służy do podnoszenia i spuszczenia młynka. Ponad rurą przeprowadzony on jest przez krążek, a ztąd idzie na dół do przycisku *k* (f. 1. i 10). Przycisk (n. Klemme) może być umocowany w dowolnym punkcie rury wygodnym dla obserwatora; a jeżeli na sznurku wyciągowym jest podziałka na decymetry, natenczas przy jej pomocy można oznaczyć w każdej chwili głębokość w której młynek się znajduje pod wodą. W tym celu ustawiamy przycisk w ten sposób, żeby brzeg jego zgadzał się z dowolnym metrem lub decymetrem podziałki, gdy oś młynka leży na powierzchni wody. Przez to ułatwione są dalsze odczyty głębokości.

Zamiast przycisku można użyć zwijadła (f. 11. 12.); a wtedy podziałka powyższa umieszczona jest na tarczy, a głębokość odczytujemy przy wskazówce. Ta wskazówka da się także pod silnym naciskiem przesuwać od ręki, i może być ustawiona na zero, gdy oś młynka leży na powierzchni wody. Jedno okręcenie sznurka na zwijadle, wynosi 0,5 m.

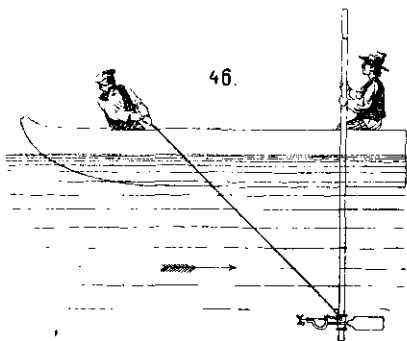
Oś młynka nie dochodzi nigdy do dna rzeki; albowiem przyrząd spoczywa ostatecznie na pedale, czyli na poziomej podstawie; a wtedy oddalona jest oś na 10 lub 15 cm od dna. Ten wymiar trzeba dodać do głębokości odczytanej na sznurku wyciągowym albo na tarczy zwijadła, ażeby mieć całą głębokość w uważanym punkcie.

Chwilę w której pedał młynka dotyka dna rzeki rozpoznajemy potem, że sznurek wyciągowy traci naprężenie. Nadto chwila ta może być elektrycznie sygnalizowana; ale zwykle jest to zbyteczne.

Pomimo zalet powyższego urządzenia, młynek stale osadzony na drążku lub rurze jest wygodniejszy do pomiaru na małej rzece. Może być bowiem zbudowany lżej, i w mniejszych rozmiarach. Tab. 3 f. 15—18.

Przy takim urządzeniu odpada sznurek wyciągowy. Rura nie potrzebuje być rozcięta na całej długości, lecz tylko u spodu ma z obu stron krótkie szpary, w których chodzi czop **Q** trzymający dwuramienny drążek **QB** poruszający wychwyt, przedstawiony na f. 17. i 18. Ten czop jest przyciągany na dół przez sprężynę **W** (f. 16.); widełki zaś **FE** trzymające łożyska kółek liczydła, są przyciskane do wychwyty od spodu przez sprężynę **G**. Stanowią one drążek jednoramienny, z punktem stałym przy **E**.

Do ustawienia młynka prostopadle do przekroju, służy mała tarcza **m** osadzona na rurze, albo diopter taki jak f. 8. tab. 4.



Jeżeli przy pomiarze siedzimy na czółnie, wtedy do trzymania rury pionowo jest bardzo pomocne małe uszko, wśrubowane w rurę tuż po nad młynkiem (f. 46.). Do niego przywiązujemy sznurek, a pomocnik siedzący na przodzie czółna trzyma ten sznurek w rękach. Położenie młynka jest w ten sposób stałe, i nie tylko oscylacje poziome ale i działanie steru usunięte. Uszko powinno zatem leżeć dokładnie w płaszczyźnie przechodzącej przez oś rury i oś młynka.

16. Sygnalizacja obrotów przez liczydło kółkowe.

Opisana na początku sygnalizacja obrotów za pomocą kółek ma tę niedogodność, że wymaga dwóch odczytów na każdy pomiar; a więc wyciągania młynka z wody po każdej obserwacji; co zabiera dużo czasu.

Przy zastosowaniu stale ustawianej i wzdłuż rozciętej rury, postępowanie to o tyle się upraszcza, że rura stoi nieruchomo, a tylko sam młynek zostaje do każdego odczytu z wody wyciągnięty. Nadto w porównaniu z pierwotnem urządzeniem, przedstawionem na f. 44., osiągnięto większą pewność co do związania lub rozsunienia w danej chwili zazębienia osi z kółkami; a mianowicie przez wychwyt Amslera wspomniany już powyżej, a przedstawiony w postaci nieco odmiennej na tab. 4, f. 17 — 19.

Sznurek **s₂** (f. 10.) służący do poruszania tego wychwyty, przeprowadzony jest ponad rurą przez krążek **r₂**, obok krążka dla sznurka wyciągowego, i wisi swobodnie. Wewnątrz rury (f. 4.) przyczepiony on jest przy **F** do sztabki **EF**, leżącej na uchu od pochwy, i przyciskanej do niego za pomocą sprężyny **f**.

Przez pociągnięcie sznurka **s**, poruszamy ramię **EF**; a ten ruch wywołuje naprzemian zbliżenie albo oddalenie kółek liczydła od osi młynka. Do ramienia bowiem **EF** przyczepione są dwa haczyki wiszące **h** (f. 19.), zaczepiające naprzemian o zęby kółka **z₁**. Na wspólnej osi z tem kółkiem, osadzone jest drugie **z₂**, mające dwojakie wycięcia, naprzemian płytkie i głębokie. Za każdym poruszeniem ramienia **EF** obraca się **z₁** o jeden ząb, a **z₂** o jedno wycięcie; a więc pionowo pod osią przypada naprzemian raz głębokie raz płytkie wycięcie; przez co koniec **C** dwuramiennego drążka **CD** trzymającego kółka liczydła (f. 3. i 17a.), naprzemian oddala się od osi lub zbliża do niej; przyczem liczydło zazębia się ze śrubą lub odsuwa się od niej. Do tego ruchu dźwigni **CD** przyczynia się sprę-

żyła f_1 , która przyciska ją z góry. Punkt stały dźwigni leży tuż przy pochwie, po stronie młynka.

Dawniejszą konstrukcję tego wychwyty przedstawia f. 17. i 18. tab. 3.

Używając powyższego sposobu sygnalizacji należy zatem pamiętać, że przed obserwacją liczydło ma być od osi młynka odsunięte; że należy odczytać położenie kółek i zapisać je.

Młynek zanurzony następnie w wodę obraca się, ale liczydło nie liczy jego obrotów. Dopiero w chwili gdy puszczaamy w ruch zegarek sekundowy, ciągniemy jednocześnie za drut s_1 , i przez to zazębiaamy liczydło z osią. Po upływie czasu przeznaczonego na obserwację, w chwili gdy zatrzymujemy zegarek, ciągniemy powtórnie za drut s_1 ; przez co liczydło przestaje liczyć obroty osi. Wyciągamy nakoniec młynek z wody za pomocą sznurka s_1 i odczytujemy nowy stan kółek.

Z powodu oscylacji prędkości w danym punkcie, każda obserwacja powinna trwać przynajmniej 3 minuty. Harlacher zaleca 5 minut.

Przy pomocy liczydła kółkowego można jednym pomiarem oznaczyć prędkość średnią paska pionowego.

W tym celu należy założyć, że prędkości są proporcjonalne do pierwszej potęgi liczby obrotów; a założenie to jest zawsze wystarczająco dokładne przy młynkach czysto utrzymanych, i przy prędkościach większych od 0,4 m. Przy takim założeniu, obojętne jest czy prędkość była mierzona w jednym punkcie, czy w różnych miejscach. W obu razach, młynek da nam liczbę obrotów proporcjonalną do średniej arytmetycznej ze wszystkich prędkości na jakie był wystawiony.

Jeżeli więc ruchem jednostajnym — przy pomocy zwijadła (f. 11, 12) — przeprowadzimy młynek od powierzchni wody do dna rzeki, i z powrotem wyciągniemy go na powierzchnię, to liczba obrotów młynka w ciągu całej tej drogi, będzie odpowiadała średniej prędkości w uważanym pasku pionowym.

Przed spuszczeniem młynka do wody, należy zazębić liczydło i odczytać stan kółek; w chwili gdy oś dotyka powierzchni wody puścić zegarek, a gdy oś z powrotem z wody wychodzi, należy go zatrzymać, i jednocześnie liczydło odhaczyć.

Ritter utrzymuje, że wskutek pionowego ruchu młynka, oraz prędkości nabytej skrzydełek, prędkości największe mają zapewne przeważny wpływ na ostateczny wynik; że jednak błąd który przez to wynika przy spuszczaniu młynka, zostaje po części zniesiony przy ruchu powrotnym. Ritter radzi z tego powodu poruszać młynek dosyć powoli, np. najwyżej 5 cm na sekundę. Ta uwaga jest tylko o tyle słuszna, o ile młynek ma pewną bezwładność; posuwanie zaś powolne młynka jest bezwarunkowo konieczne, ażeby przedłużyć czas obserwacji i wyrównać wpływ oscylacji w ruchu wody.

Dopóki młynek był stale osadzony na rurze lub drążku, powyższe postępowanie było daleko trudniejsze i mniej dokładne. Pierwszy używał tego sposobu Revy na rzekach Ameryki Północnej¹⁸, i nazwał go całkowaniem prędkości. Jeżeli bowiem v jest prędkość w dowolnej głębokości z , a t oznacza całkowitą głębokość, natenczas prędkość v_0 można przedstawić za pomocą wyrażenia

$$v_0 = \frac{1}{t} \int_0^t v \, dz.$$

17. Elektryczna sygnalizacja obrotów.

Do wytwarzania prądu służy mała przenośna bateria. Rura trzymająca młynek, albo drucziana linka wyciągowa w konstrukcyi Harlachera, użyta jest za przewód prądu. Potrzeba więc nadto tylko jednego druta.

Takie urządzenie jest możliwe tylko o tyle, o ile woda jest dosyć złym przewodnikiem prądu; a możemy to przypuścić w tym razie, ponieważ używamy prądów dosyć słabych. Pomimo tego jednak pewniej działa takie urządzenie, przy którem rura nie jest użyta za przewód. W takim razie linka wyciągowa składa się z dwóch drutów odosobnionych, które prowadzą do dwóch oddzielnych przycisków młynka, jak zobaczymy poniżej.

Woda morska jako słona, przewodzi elektryczność daleko lepiej niż słodka woda rzeczna. Z tego powodu sygnalizacja elektryczna polegająca na użyciu rury za przewód prądu, nie funkcjonuje dobrze przy pomiarach prędkości w prądach morskich. W takich warunkach powrócono do liczydła kółkowego; a zamiast sznurka lub druta służącego do poruszania wychwyty, użyto działania spadającego ciężaru. (Czasop. Hanowerskie 1885 s. 373.).

Oś młynka spoczywa w dwóch łożyskach agatowych, jest zatem izolowana. Zamknięcie zaś prądu odbywa się za pomocą dwóch zetknięć metalowych, z których jedno jest stałe, drugie chwilowe.

Od sposobu umieszczenia zetknięcia chwilowego, zależy rodzaj sygnalizacji; a mianowicie: przyrząd daje znak

1. po okrągłej liczbie obrotów jak 50 lub 100, albo też
2. po każdym obrocie osi.

Przykład pierwszego rodzaju urządzenia daje nam na tab. 4 f. 1, 2 i 5—7. Oś młynka ma z jednego końca tuż przy pochwie gwint śrubowy, który po 50 obrotach osi wywołuje jeden całkowity obrót kółka **z**. Na tem kółku osadzony jest poziomy kołeczek **c**, który po każdym całkowitym obrocie kółka styka się przez pewien czas ze sprężyną **f**; ta jest odosobniona od całości przyrządu, a połączona przewodowo z przyciskiem **k₁** trzymającym drut **d₁**. Przycisk **k₁** jest natomiast połączony z metalem osady osi, a więc i z kółkiem **z**; w razie zatem zetknięcia sprężyny **f** i kołeczka **c**, prąd zostaje zamknięty.

Od przycisku **k₁** idzie drut **d₁** do jednego bieguna bateryi, od przycisku **k₂** drut **d₂** do drugiego bieguna. Oba druty mogą być skręcone w jedną linkę **d** jak na figurze 1; albo też rura użyta jest za przewód, a wtedy **d₁** przytwierdzony jest do dowolnego punktu rury nad wodą, n. p. do przycisku **k** trzymającego linkę wyciągową **s**, jak wskazuje linia kropkowana. Dalszy ciąg drutu **d₁** zastępuje wtedy rura, a u spodu, przy pochwie młynka, znajduje się przycisk po stronie przeciwległej względem **k₁**, a więc po stronie steru; do którego prowadzi krótki drut od **k₁**. Od **k₂** idzie wtedy do bateryi **b** tylko jeden drut.

Podczas zamknięcia prądu, dzwonek **g** wstawiony w przewód dzwoni bezustannie; a więc tem krócej, im prędzej się młynek obraca. Dzwonienie powtarza się co 50 obrotów; w końcu jednego dzwonienia puszcza zegarek, a przeczekawszy 5 lub 10 dzwonień, w końcu ostatniego zatrzymujemy go. Mamy w ten sposób czas trwania 250 lub 500 obrotów.

Dla sygnalizacji wszystkich obrotów, konstrukcyja powyższa nie wiele się zmienia. Śruba na osi i kółko zębate nie są potrzebne; natomiast na końcu osi

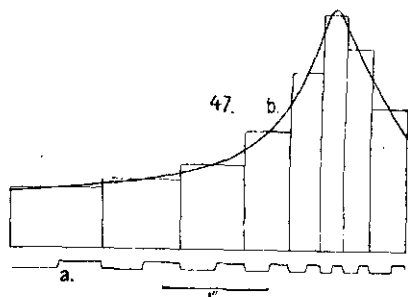
jest mały mimośród d (f. 9.), który przy każdym obrocie dotyka się chwilowo sprężyny f_1 . Albo też, zamiast mimośrodu osadzony jest na osi pierścień, którego obwód jest na połowie lub na trzeciej części izolujący, n. p. ebonitowy, a zresztą metalowy. Do pierścienia dotyka stale sprężyna, a w ten sposób podczas ruchu młynka, za każdym obrotem prąd jest raz przerywany.

Do takiej sygnalizacyi nie można użyć dzwonka; dawałby on znaki zbyt krótkie i nie przydatne do liczenia obrotów. Używamy więc w tym razie liczydła elektrycznego, w którym za każdym przerywaniem prądu, wskazówka przeskakuje o jeden podział na podziałce kolistej.

Również można tu użyć chronografu Morsego, który daje na pasku papieru kreskę przerywaną. Papier ten poruszany być musi przez przyrząd zegarowy, jak przy telegrafach. Tak liczydło jako i chronograf podnoszą znacznie koszt całego urządzenia.

Przy pomocy takiej sygnalizacyi, można obserwować czas odpowiadający dowolnej liczbie obrotów; a praktycznym jej celem jest całkowanie prędkości, które przy urządzeniu sygnalizacyi na okrągłą liczbę obrotów, nie było możebne.

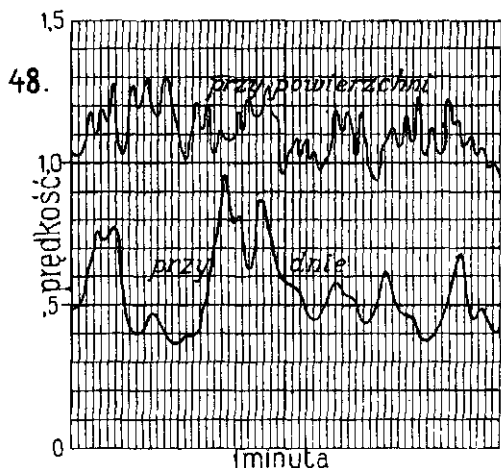
Obok powyższego celu, sygnalizacya ta wprowadzona poraz pierwszy przez Harlachera, doprowadziła do spostrzeżenia ważnego dla nauki. Chronograf



dawał kreski bardzo różnej długości; co dowodziło, że w jednym punkcie, prędkość zmienia się w ciągu czasu w granicach bardzo rozległych (f. 47a.).

Mając młynek sprawdzony; a więc znając długość nici wody odpowiadającą jednemu obrotowi; można, z długości papieru odpowiadającej okrągłej liczbie sekund, oraz z długości każdej kreski, wyrachować czas trwania każdego obrotu, oraz odpowiednią prędkość; a tę uważać należy za prędkość średnią podczas uważanego obrotu.

Przyjawszy zatem podziałkę czasu na osi odciętych, możemy znaleźć na niej punkty oznaczające chwile czasu odpowiadające środkom kolejnych obrotów.



W tych punktach wystawimy rzędne i odcniemy na nich długości proporcjonalne do wyrachowanych prędkości; a wtedy powstanie rysunek podobny do f. 47b i 48.

Z takich wykresów, przekonał się Harlacher o bardzo wielkich oscylacjach prędkości wody w danym punkcie, których istnienia nikt przedtem nie przypuszczał. Hagen pisze n. p. w jednej ze swych rozpraw, że owe oscylacje wynoszą zapewne około 8% całości; gdy tymczasem na f. 48. widzimy, że skrajne ich wielkości są do siebie w stosunku 2 : 5.

Prof. Harlacher zamierzał dokładnie studyować prawa jakim te oscylacje podlegają; a ponieważ wykonywanie takich wykresów jak f. 48. na podstawie

kresek chronografu jest dosyć mozolnem, zbudował zatem przyrząd, kreślący krzywą zmiennych prędkości, funkcją czasu*). Przyrząd ten zamierzał połączyć z młynkiem, ażeby wprost podczas ruchu młynka, otrzymywać wykres zmian prędkości. Nie zdołał jednak ukończyć tej pracy.

Zdaje się też, że przeprowadzenie powyższej myśli za pomocą młynka, jest bardzo trudne. Nie wyda ono dobrego rezultatu, ponieważ młynek już sam przez się nie daje prędkości rzeczywistych, lecz prędkości nieco wyrównane; mianowicie powiedzieć to trzeba o dużych i ciężkich młynkach Harlachera.

Jeżeli zaś młynek będzie nadto poruszał inny przyrząd, kreślący krzywą, to powstaną przytem opory, które ruch młynka jeszcze więcej ujednastniają, wyrównają.

Najwłaściwszym do powyższego celu będzie przyrząd oparty na rurce Pitota; a wszelkie potrzebne tu wskazówki podał Ritter, opisując wodoskaz samokreślny który poznamy w dalszym ciągu (f. 59.).

Nadto hydrometr sprężynowy Franka opisany poniżej, jest przyrządem prawie gotowym do powyższego celu.

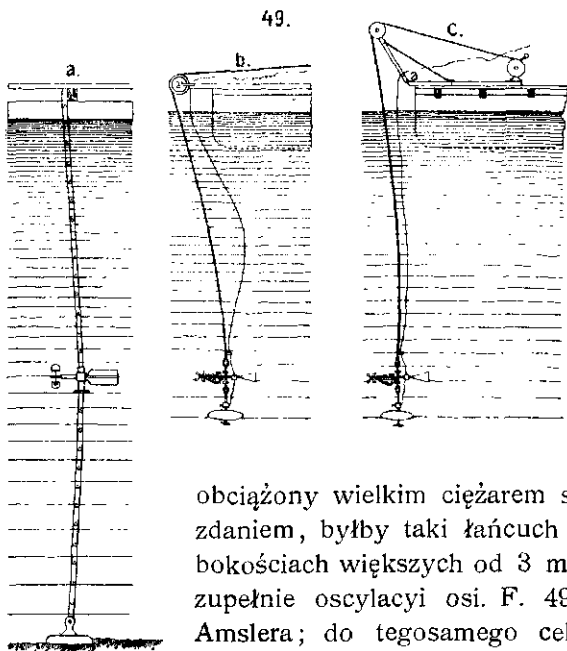
18. Młynki Harlachera do wielkich głębokości, i do pomiaru wezbrań.

Opisany powyżej młynek został przez wynalazcę zastosowany do pomiarów na wielkich głębokościach, przez użycie silniejszej rury i większej helisy. Nadto dla dobrego całkowania prędkości, jednostajność ruchu została udoskonalona za pomocą mechanizmu. Takim młynkiem wykonał Harlacher, pomiar przepływu w Dunaju pod Wiedniem,

przyczem dosiگاł głębokości ośmiu metrów. Sam jednak uznawał jak się zdaje, że to co wykonał możliwem było tylko przy nadzwyczajnych środkach pomocniczych jakimi mógł rozporządzać; a mianowicie kompanii pontonierów, małego parowca i mnóstwa kotwic

Proponuje bowiem Harlacher dla jeszcze większych głębokości, zamiast sztywnej rury, łańcuch o płaskich ogniwach (f. 49 a.),

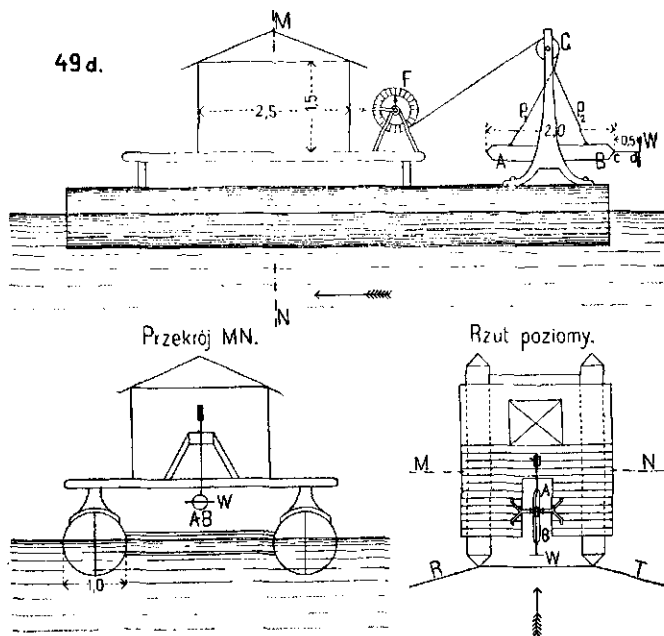
obciążony wielkim ciężarem spoczywającym na dnie rzeki. Mojem zdaniem, byłby taki łańcuch wygodniejszy od rury już przy głębokościach większych od 3 metrów; jednakże łańcuch nie usuwa zupełnie oscylacji osi. F. 49 b. przedstawia dawniejszy przyrząd Amslera; do tegosamego celu przeznaczony. Nie polecam go nikomu; ponieważ oś młynka niema w tem urządzeniu stałego kierunku. Bardzo też trudno odbić z takim przyrządem od brzegu, bo niepodobna



*) Harlacher, Die Methode und der Apparat . . . zur directen Messung von Geschwindigkeiten. Praga 1884. Także Technische Blätter 1884.

wyciągnąć młynek ponad wodę. Kto tym przyrządem mierzyć musi, niemając innego, może go zmienić według f. 49 c.

Młynek Harlachera do pomiarów Cissy. (f. 49 d.) według inżyniera Hirschfelda w Budapeszcie. Dwa pływaki blaszane kształtu walcowego,

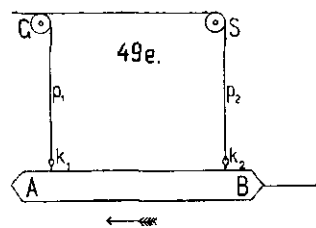


utrzymują pomost i budkę. Młynek **W** przytwierdzony jest do poziomego pręcika **cd** około 0,5 m długiego, a ten stanowi przedłużenie osi żelaznego lanego walca **AB**, długiego 2 m. Oś walca ustawia się samoczynnie w kierunku prądu. Ten walec zawieszony jest na drucianej linie, przeprowadzonej przez krążki **G** i **F**. Tu znajduje się korba do podnoszenia młynka i podziałka do pomiaru głębokości.

Sygnalizacja obrotów jest elektryczna, a liczydło znajduje się w budce. **R** i **T** są liny prowadzące do

dwóch wind ustawionych na brzegach, z kąd robotnicy ustawiają aparat według znaków dawanych im z pomostu.

Wielka długość walca **AB** dowodzi, że inżynier usiłował zmniejszyć oscylacje osi; można je zmniejszyć jeszcze więcej, używając dwóch krążków



G i **S** i dwóch lin przytwierdzonych do ciężaru **AB** (f. 49 e); tak ażeby kierunki lin **p₁** i **p₂** były równoległe.

Najwłaściwsze zawieszenie młynka na wielkie głębokości, byłoby zapewne przy pomocy dźwigara ruchomego około osi poziomej, które poznamy później, mówiąc o hydrometrze sprężynowym Franka (Tab. 3 f. 8. i 9.).

Do pomiaru na powierzchni podczas wezbrań, obmyślił Harlach młynek przedstawiony na tab. 4 f. 13 — 16. Składa on się z pochwy mosiężnej **h** na końcu nieco zwężonej, i przyśrubowanej do pełnego walca **m** (f. 16.), na którym osadzony jest ster krzyżowy **s**. W pochwie ukryta jest oś instrumentu **a**, której łożyska są metalowe; a więc nie jest odosobniona od całości aparatu. Helisa o dwóch skrzydłach **F**, przytwierdzona jest do piasty **n** wsuniętej na kwadratowy koniec osi. Piasta zabezpieczona jest zapomocą naśrubka **e**.

Na osi **a** osadzona jest z tyłu mała tarcza **m** z twardej gumy (f. 15), której obwód do połowy metalowy, jest w przewodowym połączeniu z osią. Na tym obwodzie opiera się sprężyna **f**, oddzielona od metalu warstwą gumy **i**, a przytwierdzona śrubą **k**.

Jeżeli więc jeden z drutów baterji zetkniemy z tą śrubą, a drugi z metalem instrumentu przez śrubę **k₁**, natenczas za każdym obrotem osi prąd bę-

dzie raz przerwany. Liczydło elektryczne włączone w obwód prądu, będzie zatem wprost sygnalizować wszystkie obroty młynka.

Oprócz tego może być do tego młynka dodane kółko, które przy pomocy dzwonka znaczyć będzie okrągłą liczbę n. p. 20 obrotów. W ten sposób można się obejść bez kosztownego liczydła elektrycznego, które też nie zawsze dobrze funkcjonuje.

W środku ciężkości przyrządu, osadzone jest ramię **g**, ruchome około osi poziomej; do niego zakłada się pętlica **l** od linki drucianej **d**. Ta lina zawiera w sobie oba druty przewodu do baterji i do liczydła, a jest tak silna że utrzymuje cały aparat.

Młynek taki spuszczaemy do wody z mostu, a mianowicie aż do zupełnego zanurzenia helisy. Zastępuje on mozolne i mniej dokładne postępowanie z pływakami, a odnosi się jego użycie do metody pomiaru opisanej pod l. 10 c str. 70. W każdym otworze mostu mierzymy prędkości osobno, i uważamy każdy otwór za osobny przekrój*).

19. Elektryczny młynek Rittera^{††})

(1885) tab. 4. f. 22 — 28 i 35 — 37.

Młynek ukryty jest w rękawie mosiężnym 20 *cm* długim, na 8,6 *cm* wewnętrznej średnicy. Sam młynek ma 8 *cm* średnicy, a więc pozostaje dokoła 3 milimetry gry. Od strony przypiływu wystaje wewnątrz rękawa rąbek, który powyższe 3 milimetry zakrywa.

W ten sposób prąd wody idzie tylko przez młynek, a ten zasłonięty jest od wszelkich prądów ukośnych. Ritter widzi w tem wielką zaletę swego przyrządu; mojem zdaniem jednak, działanie tych prądów ukośnych nie powinno być usunięte. Należy bowiem uwzględnić sumę wszystkich normalnych zjawisk, ażeby otrzymać z pomiaru wynik zgodny z rzeczywistością. Sądzę zatem że urządzenie to nie odpowiada praktycznemu celowi pomiarów; a utwierdzają mnie w tem przekonaniu doświadczenia Rittera, o których mówić mam w rozdziale o sprawdzaniu młynków.

Natomiast pod innemi względami zawiera ten młynek istotne ulepszenia, i dla tego winienem go szczegółowo opisać; tem więcej, że Ritter różni się od Harlachera w zasadach pomiaru.

Rękaw służy do przytwierdzenia linki wyciągowej **a** (f. 35.) dla wielkich głębokości, albo sztywnego trzonka **g** (f. 37.) dla głębokości małych. Również przytwierdzony jest do niego ster **e**.

Helisa składa się z czterech skrzydełek, zamkniętych w pierścieniu z blachy 2 *cm* długim (f. 27.); skrzydełka tworzą razem kompletną powierzchnię śrubową, mającą 8 *cm* długości kroku (f. 24.)

Ten młynek jest zatem mniejszy i lżejszy niż młynek Harlachera, co uważam za ulepszenie. Podzielaam też zdanie Rittera, że do pomiarów wielkich prędkości, należałoby używać jeszcze mniejszych i lżejszych młynków, n. p. aluminiowych.

*) Nowy młynek zbliżony do konstrukcyi Harlachera a przydatny do rozmaitych warunków, podaje mechanik Ott z Kempen. Zeitschrift für Instrumentenkunde 1890 s. 60.

**) Mechanik Démichel dawniej Salleron w Paryżu.

Oś zasłonięta jest od przypływu małym kołnierzem, na którym wycięte są gwinty śrubowe. Zadaniem ich jest odrzucanie na bok małych przedmiotów płynących jak trawki listki i t. p., które mogłyby się zatrzymywać i okręcać na czopach osi, i wreszcie zatrzymać młynek. Widocznem jest, że potrzebę takiej zasłony powiększa znacznie rękaw **m**, który sam przez się takie lekkie przedmioty zatrzymuje.

Sygnalizacya obrotów jest elektryczna, i dokonana za pomocą jednego kółka zębatego, które jest zawsze zazębione, i wykonane z twardego kauczuku albo ebonitu; a więc odosobniające. Kółko ma 50 zębów, a z tych 3 metalowe, od których idzie metalowy promień do osi (f. 27.).

Jeden biegun baterii połączony jest z osią młynka, drugi z osią kółka; prąd zamyka się zatem, gdy owe trzy metalowe zęby stykają się ze śrubą na osi młynka, a dzwonienie powtarza się co 50 obrotów.

Linka wyciągowa **a** (f. 35. 36.) służy zarazem za przewód; a mianowicie zawiera w sobie oba druty przewodu izolowane. Nawinięta jest na małą windę **A**, i ma na sobie podziałkę do pomiaru głębokości.

Do kierowania młynka w kierunku pionowym, służy lina kierująca **b**, a raczej drut $5\frac{m}{m}$ gruby, zakończony ciężarem zastosowanym do siły prądu; a wynoszącym najwyżej 40 kg. Ten ciężar spoczywa podczas pomiaru na dnie rzeki.

Drut **b** nawinięty jest na osobną windę **B**; młynek przyczepia się do drutu, i prowadzony jest po nim za pomocą wózka **d**. (f. 35., 22. i 23.). Dalsze szczegóły widoczne są z rysunku.

Ze sposobu zawieszenia widzimy, że oś młynka niema stałego kierunku. Tę swobodę osi uważa Ritter za jedynie racjonalny sposób urządzenia; a w jaki sposób uzasadnia to zdanie, poznamy w rozdziale o sprawdzaniu hydrometrów.

20. Młynek Wagnera z sygnalizacją akustyczną*).

Tab. 4. f. 20., 21.

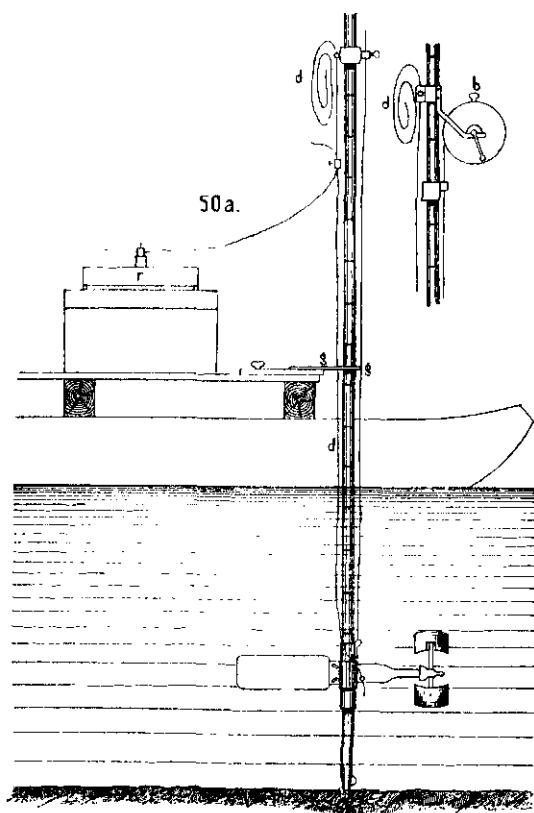
Młynek osadzony jest na drążku, ruchomo względem jego osi. Wagner nie uznał bowiem stałego kierunku osi młynka, wprowadzonego przez Harlachera.

Oś młynka osłonięta jest otwieraną pochwą, w której zamknięty jest bardzo prosty przyrząd sygnalizujący. Blisko drążka osadzona jest na osi mała tarcza, a z nią połączony małeńki młoteczek **k**, poruszający się luźno na osobnem kolanku. Przy **s** przyśrubowany jest 6 milimetrów gruby pręt żelazny **i k s**, a w nim utwierdzony przy **i** drut **d**, $2\frac{m}{m}$ gruby, który w dowolny sposób może być przeprowadzony w górę i zawieszony na słupie.

Do tego druta przyczepia się w dowolnem miejscu inny krótki drucik, połączony ze skrzynką rozgłosową **r** (f. 50.). Podczas obrotów młynka, młoteczek **k** (Tab. 4. f. 21.) uderza o pręt **i k s**, a uderzenia te przesyła drut **d** do pudełka **r**, gdzie słyszymy je bardzo wyraźnie nawet z odległości paru kroków.

Uderzenia młotka można liczyć, znacząc co 3 lub 4 kreskę na papierze; albo też za pomocą kieszonkowego liczydła, w którym za każdym przyciśnięciem guzika, przeskakuje wskazówka o jedną liczbę na podziałce (f. 50b.).

*) Mechanik Schmidt w Brunszwiku.

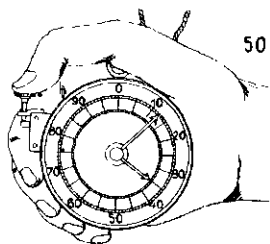


Ośm uderzeń na sekundę można jeszcze dokładnie uchem rozróżnić, licząc po cztery. Przy odpowiedniej budowie młynka może to wystarczyć do prędkości 4 m. Jednakże zależy również od wartości jednego obrotu; a zobaczymy poniżej że ta wartość bardzo się zmienia wraz z konstrukcją skrzydełek.

Ta sygnalizacja jest prosta i trwałą; pewniejsza i tańsza od elektrycznej, a posiada niemal wszystkie jej zalety. Czy jednak niejednolity opór młoteczka nie wpływa gorzej na ruch młynka niż liczydło kółkowe, wykaże dalsza praktyka.

Opór ten możnaby zmniejszyć do wartości praktycznie niedostrzegalnej, przez wprowadzenie mikrofonu, który zastąpiłby kosztowne liczydło elektryczne. Ale w ten sposób powróciłyby kłopoty wynikające z zastosowania prądu elektry-

cznego, których usunięcie stanowi właśnie główną zaletę sygnalizacji głosowej.



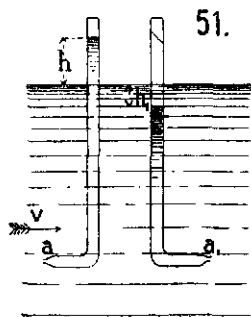
Wady tego młynka są:

1. ruchome osadzenie osi w płaszczyźnie poziomej,
2. umieszczenie linki wyciągowej na zewnątrz.

Pożądanem byłoby zatem zastosowanie sygnalizacji głosowej do młynka Harlachera.

C. PITOTY.

21. Rurka Pitota.



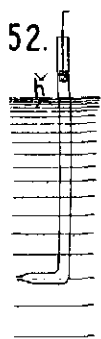
Tak nazywamy rurkę szklaną zgiętą do kąta prostego (f. 51).

Jeżeli ustawimy ją w wodzie pionowo, a otwór **a** poziomego ramienia zwrócimy przeciw prądowi, natenczas uderzenie wody podnosi słup wody wewnątrz rurki o **h** ponad stan zewnętrzny. A jeżeli prędkość nici uderzających na **a** jest **v**, to przyjmujemy że

$$v = \varphi \sqrt{2gh}$$

gdzie φ uważane bywa za współczynnik mniejszy od je-

dności, pochodzący od oporów hydraulicznych; na które zużywa się część siły żywej zawartej w prędkości v (Rühlmann Hydromechanika str. 384, 385).



Na podziałce ruchomej umieszczonej obok rurki, możnaby zatem odczytywać h , albo nawet wprost prędkość v . Jednakże w tej prostej postaci, jest powyższy przyrząd prawie niemożliwy do praktycznego zastosowania. Trudno bowiem odczytywać wysokość słupa h , który znajduje się tuż przy powierzchni wody; a więc zbyt nisko względem obserwatora.

Duchemin dodał pływaka z pręcikiem (f. 52.), który pokazywał odczyty na podziałce odpowiednio wyżej umieszczonej; ale przez to przyrząd stał się mniej czułym, mianowicie przy małych prędkościach. h jest bowiem proporcjonalne do kwadratu z prędkości; a przez to przyrząd jest już sam przez się mniej czuły przy małych, niż przy wielkich prędkościach.

Z tego powodu, ulepszenie Duchemina nie weszło w praktykę.

22. Hydrometr Pitot-Darçy.

Najwięcej rozpowszechnioną jest konstrukcja którą przyjął Darçy (f. 53.). Do właściwej rurki Pitota **C**, dodał on drugą rurkę **D** zakończoną wylotem na dół zwróconym. Obie osadzone są na desce **AB** i połączone metalowem okuciem, w którym są kurki **E** i **F**, na wspólnej osi, poruszane za pomocą sznurków **S** i **S₁**.

U góry obie rurki są połączone, mają wspólny kurek **K** i wspólny wylot, do którego zakłada się rurka kauczukowa **s**, zakończona małym lejkiem **m**.

Gdy przyrząd jest wstawiony w wodę, a wszystkie kurki otwarte, natenczas wzięwszy w usta lejek **m**, można przez wsysanie rozrzedzić powietrze wewnątrz obu rurek, a przeto podnieść słupy wody do dowolnej wysokości.

Zamknąwszy następnie kurek **K** i pozostawiwszy przyrząd przez chwilę w spokoju, odczytujemy stany w obu rurkach na podziałce **P**, osadzonej ruchomo pomiędzy nimi (f. 53b.). Do tego służą też dwa noniusze, które można wzdłuż podziałki przesuwac.

Nadto można też zamknąć dolne kurki **E** i **F**; a wyjąwszy aparat z wody, swobodnie dokonać odczytu. Jednakże z powodu oscylacji słupów wody, postępowanie takie nie jest właściwe, jak to poniżej zobaczymy.

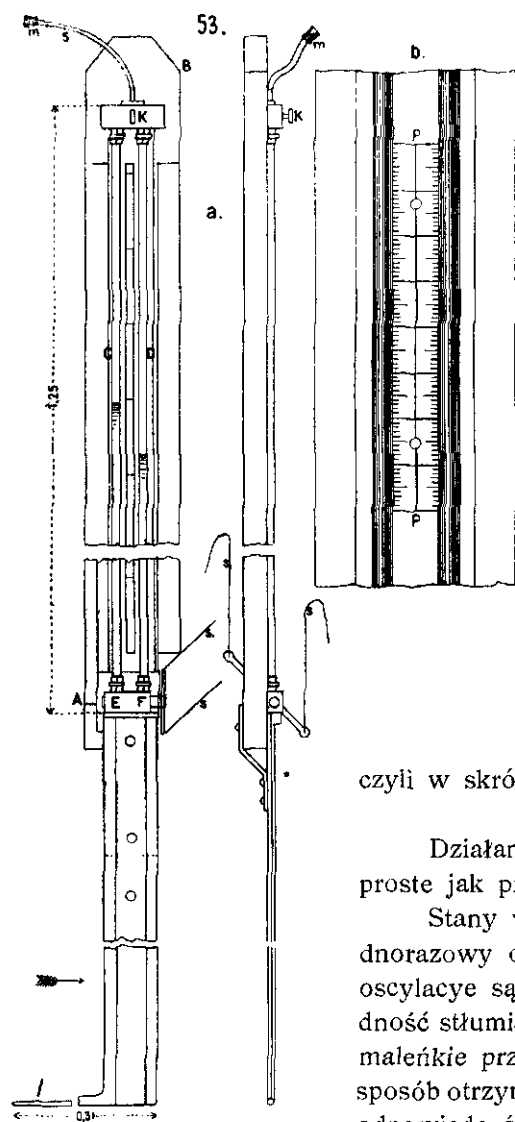
Sztuczne podnoszenie stanów wody w rurkach jest niezbędne, jeżeli głębokość zanurzenia przyrządu jest tak mała, że zewnętrzny stan wody przypada wewnątrz okucia; a więc nie jest widzialny w rurkach.

Jeżeli natomiast przyrząd zanurzony jest aż powyżej kurka **K**, natenczas można przez rurkę **s** wtłoczyć powietrze, i zepchnąć stany wody niżej, do rurek szklanych. Poczem zamkniemy kurek **K**, a po jakimś czasie także **E** i **F**; a wyjąwszy przyrząd z wody odczytamy stany w obu rurkach.

Jest to w tym przypadku jedyny możliwy sposób postępowania; jednakże stosuje się do niego też sama uwaga co do innych, mianowicie że odczytując przy zamkniętym kurku **EF**, nie mamy pojęcia o oscylacjach słupów wody.

Rzeczony oscylacje stanowią też w ogóle wielką trudność w zastosowaniu hydrometru Darçy, oraz każdego innego opartego na rurce Pitota. Zważywszy że według spostrzeżeń Harlachera (f. 48.) prędkość w danym punkcie zmienia się

w granicach 2:5 należy się spodziewać oscylacji słupa h w granicach kwadratów powyższych liczb, a więc 1:6,25.



Nadto różnica stanów obu rurek nie jest w przyrządzie Darcey tem, czem jest w prostej rurce Pitota.

Odwrociwszy rurkę Pitota wylotem w kierunku prądu, jak a_1 na f. 51., zobaczymy zniżenie stanu wody o h_1 , które będzie mniejsze od h w poprzednim przypadku. Otóż rurka D w przyrządzie Darcey (f. 53.) objawia podobne działanie; jakkolwiek słabsze niż przy poziomem zagięciu. Daje ona zatem stan o h_1 niższy od zewnętrznego, i odczytujemy wskutek tego $h + h_1$.

Oznaczając

$$\frac{v^2}{2g} = \mu h \quad \text{oraz} \quad \frac{v^2}{2g} = \mu_1 h_1$$

otrzymamy

$$\frac{v^2}{2g} (\mu + \mu_1) = \mu \mu_1 (h + h_1)$$

$$v = \sqrt{2g \frac{\mu \mu_1}{\mu + \mu_1} (h + h_1)}$$

czyli w skróceniu

$$v = \varphi \sqrt{2g(h + h_1)}.$$

Działanie zatem przyrządu Darcey nie jest tak proste jak pierwotnej rurki Pitota.

Stany w obu rurkach oscylują bezustannie, a jednorazowy odczyt nie daje żadnego rezultatu, jeżeli oscylacje są znaczne. Darcey chcąc usunąć tę niedogodność skłumił oscylacje, dając obu wylotom rurek C i D małe przekroje. Ale trudno powiedzieć, czy w ten sposób otrzymujemy z jednorazowego odczytu to h , które odpowiada średniej prędkości w uważanym punkcie.

Nadto, włoskowate otwory wylotów mają tę wadę, że bardzo prędko się zamulają; to też przyrząd Darcey w swej pierwotnej postaci, przestaje bardzo prędko funkcjonować w wodzie mętnej, z jaką mamy do czynienia bardzo często.

Pewniejszy sposób zaleca prof. Wagner¹⁷. Daje on wyloty 3 do 5 $\frac{m}{m}$ szerokie, i zaleca odczytywać kilka razy maximum h , potem tyleż razy minimum h , i wziąć średnią arytmetyczną ze wszystkich odczytów.

Takie postępowanie byłoby łatwem, gdyby tylko jeden słup się zmieniał; mianowicie h . Jednakże wraz z prędkością zmienia się jednocześnie h i h_1 ; a więc trudno uchwycić okiem maximum lub minimum różnicy obu słupów. Poznamy zaś w dalszym ciągu ulepszenie proponowane przez Rittera, które zupełnie, a raczej prawie zupełnie usuwa ssące działanie h_1 .

Darcey nie usuwa wcale drugiej wady rurki Pitota, która jak mówiłem leży w tem, że przyrząd jest mniej czuły przy małych niż przy wielkich prędko-

ściach. W skutek tego trudno mierzyć dokładnie prędkości mniejsze jak 0,30 m i do takich hydrometr Pitot-Darçy już nie jest przydatny.

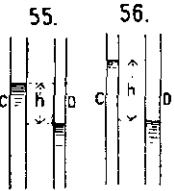
Sposób zaradzenia temu, podał De Lagréné w swoim kursie żeglugi śródziemnej (tom 1 str. 38). Mówi on, że skoro zamkniemy kurek **K** (f. 53.), natenczas podziałka w jakiej widzimy słup **h**, zależy od ciężaru powietrza wypełniającego część rurek pozostałą ponad wodą. Obie rurki tworzą wtedy naczynia górną połączone, w których słup wody o wysokości **h** w rurce **C** (f. 54.), jest po części zrównoważony przez słup tejże wysokości ale odmiennego ciężaru, w rurce **D**. Na zrównoważenie zatem uderzenia wody na dolny wyłot, działa tylko różnica ciężarów obu rzeczonych słupów. Należy więc zanurzyć przyrząd do dowolnej wysokości w wodę, przez co rurki napełnią się do tej wysokości. Potem zamknąć kurek **EF** (f. 53.), a przez otwarty kurek **K** napełnić dokładnie wierzchnią część rurek cieczą lżejszą od wody, i nie mieszącą się z wodą; n. p. naftą.



Jeżeli ciężar jej gatunkowy wynosi 0,75, natenczas tylko 0,25 ciężaru słupa wody o wysokości **h**, pokonywa uderzenie prądu; a więc dla danej prędkości, słup ten musi być cztery razy wyższy niż w otwartym powietrzu. Gdybyśmy użyli cieczy o ciężarze 0,9, natenczas otrzymalibyśmy słupy 10 razy większe i t. p.

Ten sposób podany przez De Lagréné'go w r. 1869, pozostał zapomniany aż do 1885, w którym to roku Weinhold i Gieseler powtórzyli go (Zeitschrift d. Vereins Deutsch. Ingen. 1885 s. 700 i 982), nie wspominając właściwego autora.

Z powyższego wynika, że dalsze zmiany w stopniu czułości przyrządu można osiągnąć, używając rurek różnej średnicy.



Jeżeli n. p. rurka **D** będzie cieńsza od **C** (f. 55.), natenczas zrównoważona będzie w powyższy sposób mniejsza część ciężaru słupa wody, niż przy równej średnicy obu rurek; a większa pozostanie na zrównoważenie uderzenia prądu. Przy danym ciężarze cieczy pomocniczej, czułość będzie zatem zmniejszona.

Podobnie jeżeli rurka **C** będzie węższa od **D** (f. 56.), czułość zostanie powiększona.

De Lagréné proponuje zarazem inny, jeszcze silniejszy środek powiększenia czułości hydrometru Darçy. Oto bez względu na ciecz zawartą w górnej części rurek, zaleca połączyć je u góry cienką rurką poziomą odpowiedniej długości, i umieścić w niej kroplę rtęci. Kropla ta przesuwalaby się wskutek uderzenia prądu, i służyłaby za wskazówkę; wykonywując ruchy tem większe, im większa byłaby różnica pomiędzy średnicą rurki poziomej, i obu rurek pionowych. Ten pomysł nie był o ile mi wiadomo dotychczas zastosowany.

Również praktyczny zdaje się być sposób obmyślany dla powyższego celu przez profesora Franka w Monachium.

Używa on do mierzenia słupa **h** manometru z cieczą, który można obracać około osi poziomej. W położeniu pochyłym, manometr staje się czulszy niż w pionowym; a rozmaitym pochyleniom manometru odpowiadają różne podziałki dla odczytów. Profesor Frank nie ogłosił dotychczas konstrukcji tego hydrometru.

Wracając do opisanego powyżej zastosowania cieczy lżejszej od wody zauważymy jeszcze raz, że w razie gdy zamiast tej cieczy mamy ponad słupami wody rozrzedzone powietrze, różnica wysokości obu słupów zależy od stopnia rozrzedzenia powietrza; a więc od wysokości o jaką podniesione zostały słupy

nad zewnętrzny stan wody. Z tego powodu, używając hydrometru Pitot-Darcy w rozmaitych głębokościach, trzeba podnosić wodę w rurkach zawsze o jedną wysokość ponad stan zewnętrzny; n. p. 20 do 30 *cm*. Błędem byłoby zaś sprządzanie wody zawsze do jednego punktu, jak zalecał Wagner¹⁷. Jeżeli zaś zachowanie powyższej ostrożności nie jest możliwe, pamiętać trzeba że im większe rozrzedzenie powietrza, tem mniejsze *h*.

23. Hydrometr Pitot-Ritter *).

Tab. 4. f. 29 — 33.

Rurka **t** (f. 31.) użyta jako rurka Pitota, 1 *cm* szeroka umieszczona jest wewnątrz rurki **t**, z wylotem pionowym, szerokości 2 *cm*. Ostatnią nazywać będziemy w dalszym ciągu rurką statyczną; a przez analogię możemy pierwszą nazywać rurką hydrauliczną.

Obie są mosiężne i zakończone podstawką (f. 33.). Tuż nad podstawką osadzone są w nich dwie rurki poziome; dolna **c** 1 *cm* szeroka jest z obu stron otwarta, i połączona z rurką statyczną za pomocą otworu **O** na 2 milimetry. Rurka **c** ma bardzo cienkie ściany, a koło otworu **O** powinna być dokładnie wygładzona, ażeby nie wywoływała najmniejszych zboczeń w niciach wody przez nią przechodzących.

Takie urządzenie nazywa Ritter wylotem statycznym (ajutage statue) albowiem usuwa ono ssące działanie rurki statycznej, o czem przekonał się z doświadczeń**).

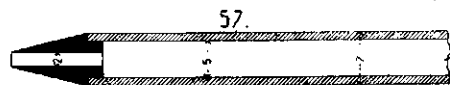
Doświadczenia Rittera dowodzą że ssące działanie rurki statycznej pochodzi prawie wyłącznie od prądów ukośnych; a skoro te są usunięte za pomocą rurki poziomej **c**, ssącego działania niema prawie wcale. Dowodzą one nadto, że gdy wylot hydrauliczny jest dokładnie ustawiony w kierunku prądu, natenczas prędkość **v** odpowiada dokładnie wysokości spadku równej obserwowanemu **h**. Mamy więc

$$v = \sqrt{2gh}$$

bez żadnego współczynnika.

O powyższych doświadczeniach mówić nam wypada w rozdziale o sprawdzaniu hydrometrów.

Wylot hydrauliczny stanowi pozioma rurka **d**, 4 do 8 $\frac{m}{m}$ szeroka, która prowadzi do rurki hydraulicznej **t**, a zakończona jest według f. 57. Główki **f f**,



umieszczone na rurkach **t t**, służą do zakładania rurek kauczukowych, prowadzących do manometru. Woda ma wypełniać

rurki **t t**, przynajmniej do tych główek; nad niemi zaś, są przestrzenie **w w**, przeznaczone dla stopniowo gromadzącego się powietrza, a zakończone kurkami **e e**.

Manometr (f. 30.) składa się z 3 rurek z kurkami, ale dwie tylko są jednocześnie potrzebne; trzecia służy za rezerwę, i potrzebna jest przy sprawdzaniu przyrządu, o czem w dalszym ciągu. Wszystkie trzy rurki wchodzą u góry

*) Mechanik Démichel dawniej Salleron w Paryżu.

**) Podobny wylot podał już przed r. 1880 Amsler²¹.

do wspólnej komórki **a**, zakończonej kurkiem **b**. Do dolnych końców rurek manometru, zakłada się rurki kauczukowe prowadzące wodę od wymienionych powyżej główek **f** i **f₁**. Manometr ma u góry uszko, zapomocą którego może być zawieszony na hydrometrze. Do tego służy górny ruchomy rękawek **h** z haczykiem. Dwa inne rękawki **h** zaopatrzone poziomymi sztabkami, służą do uchwycenia dyliny **p**, na której opieramy hydrometr. Do orientacji przyrządu służy ster **g**.

Ażeby przygotować hydrometr do pomiaru, należy go napełnić wodą. W tym celu zanurza się dolną część jego w wodę, i podobnie manometr, obracając go otwartym kurkiem **b** na dół. W tem położeniu, wysysa się powietrze stopniowo przez **e** i **e₁**; do czego pomocne będą krótkie rurki kauczukowe z lejkami, które założyć można do tych punktów. Gdy cały przyrząd jest dokładnie wodą napełniony, zamykamy wszystkie kurki, wyjmujemy manometr z wody i zawieszamy go na haczyku przy **h**. Wtedy otworzywszy kurek **b**, wpuszczamy do manometru tyle powietrza, żeby woda zeszła w obu rurekach do poziomów wygodnych dla odczytu.

Ciśnienie wewnątrz hydrometru jest mniejsze od atmosferycznego, a wartość odczytów zależy od stopnia rozrzedzenia powietrza. Wywiązuje się zatem z wody powietrze; drobnutkie jego bańki gromadzą się w przestrzeniach **w** i **w₁**, gdzie nie są wcale dla pomiaru szkodliwe; zanim one zajmą całe przestrzenie aż do **f** i **f₁**, należy wyssać powietrze przez **e** i **e₁**.

Regulator (f. 29. Tab. 4.) albo właściwiej tłumnik, jest małym przyrządem dodatkowym, który ma na celu zmniejszenie oscylacji poziomów wody w manometrze. W obu rurekach kauczukowych, łączących manometr z hydrometrem, wstawione są takie przyrządy.

Tłumnik jest prostą rurką mosiężną, zakończoną dwoma łepkami do zakładania rurek przewodu, i kurkiem **n**. Od górnego łepka idzie wewnątrz cienka rurka, sięgająca prawie do spodu tłumnika, która hamuje szybki przepływ wody, a zarazem tłumi powyższe oscylacje. Jest ona poziomo zakrzywiona, ażeby bańki powietrza przybywające z dołu, nie mogły wejść do niej. Bańki te zbierają się u wierzchu wewnątrz tłumnika, z kąd za pomocą kurka **n**, można je od czasu do czasu wypuścić lub wyssać.

W nowszym urządzeniu tego hydrometru, Ritter zarzucił tłumnik; a do zmniejszania oscylacji użył po prostu małej klubki ze śrubą, którą ścisną rurkę poziomą, łączącą oba słupy manometru.

Sądzę jednak że tłumienie oscylacji prowadzi do błędów; korzystając z wylotu statycznego, i używając manometru różnicowego który opiszemy później, można obserwować kilka razy maximum słupa od strony rurki hydraulicznej, a potem kilka razy minimum tegoż, jak zalecał Wagner. W ten sposób obserwacya w jednym punkcie może być rozciągnięta na cały peryod oscylacyj, co wymaga 3 do 5 minut. Mówiłem o tem powyżej (str. 87), a powrócimy do tego przedmiotu w dalszym ciągu.

W razie chwilowego wyjęcia aparatu z wody, może się dostać powietrze do wylotów rurek. Bańka taka będzie wogóle bardzo mała; a wypędzić ją można wypuszczając z hydrometru nieco wody przez otworzenie kurka **b**. Strumień wody porywa ją za sobą, a ubytek wody wynagrodzić można przez ponowne wyssanie powietrza.

Jeżeli nabitierało się w przyrządzie dużo powietrza, co widać zaraz na manometrze, natenczas należy wypróżnić go zupełnie i na nowo napełnić.

Im większa głębokość, tem dłuższe muszą być rurki; a wtedy podczas pomiaru przy powierzchni wody, główki **f** leżą wysoko. Wewnątrz rurek zachodzi wtedy znaczne rozrzedzenie powietrza, i tem prędzej gromadzi się ono w przestrzeniach **w**; Ritter mówi przeto, że ten hydrometr nie jest właściwy przy głębokościach większych od trzech metrów. Sądzę jednak, że na długich rurkach można umieścić dwie lub trzy pary główek zamykanych kurkami; przy pomiarze na powierzchni zakładać przewód kauczukowy do najniższych, a postępując wgląd do wyższych główek.

Wreszcie Ritter uważa za słabą stronę przyrządu to, że obserwator musi się znajdować blisko powierzchni wody; a więc na czółnie. Niemożna więc używać tego przyrządu do pomiaru z mostu.

Więcej znajdzie czytelnik w rozprawie Rittera z której wyjąłem powyższe szczegóły (Annales d. p. et ch. 1885 t. I. s. 1058).

Sądzę że zastosowanie do powyższego hydrometru cieczy lżejszej od wody, nie przedstawia żadnej trudności. Po dokładnem napełnieniu instrumentu wodą a przy otwartych kurkach od pionowych rurek manometru, należy założyć do otworu przy **b** rurkę kauczukową z lejkiem i przez nią wpuścić ciecz do manometru; a to w takiej objętości, żeby poziomy wody zeszły do wysokości wygodnej dla odczytu. Nie miałem jednak dotychczas sposobności wypróbować tego hydrometru z powyższą zmianą.

24. Hydrometr spiralny Rittera.

(Tachymètre de surface). Tab. 2 B f. 3 — 8, i 10, 11.

Przyrząd ten*) przeznaczony jest do pomiaru na powierzchni, i ma przede wszystkim na celu pomiar szybki, choćby zresztą mniej dokładny. Szczegóły jego zastosowane są do warunków jakie zachodzą podczas wezbrań, gdy pomiar można wykonać jedynie z mostu, stojąc wysoko nad powierzchnią wody.

Podobnie jak w poprzednich hydrometrach mamy tutaj dwie rurki kauczukowe **a** **a**₁, (f. 5.) odpowiednio długie, wewnątrz przynajmniej $4\frac{m}{m}$ szerokie; ale zamiast wody znajduje się w nich powietrze. Ta zmiana pozwala nam powiększać dowolnie długość tego przewodu, co jest niezbędnie potrzebne przy pomiarze z mostu.

Wyloty (f. 7. 8.) są tak jak w poprzednim przyrządzie jeden statyczny drugi hydrauliczny; ale pomiędzy nie a rurki przewodowe **a**, wstawione są dwie rurki metalowe zwinięte w spiralę, około 1,20 *m* długie a $5\frac{m}{m}$ szerokie (f. 3., 6., 10., 11.). Przy tak małej szerokości rurek, woda wnikać wewnątrz porusza się zawsze pełnym przekrojem, i nie tworzą się w niej bańki powietrza. Spiralna jest zatem jeszcze włoskowatą.

W skutek ciśnienia statycznego i ciśnienia prądu, woda wypełnia część rurek spiralnych, ale nie powinna osiągnąć pionowej części przewodu. Tylko pod tym warunkiem długość przewodu i objętość zawartego w nim powietrza

*) An. des u. ch. 1886 II.

nie wpływa na manometr. Skoro bowiem woda wypełni całą spiralną i utworzy w dalszym przewodzie słup pionowy, natenczas ciężar tego słupa równoważy część ciśnienia zewnętrznego wody, a tylko reszta przenosi się na powietrze zamknięte w przewodzie.

Manometr jest jedną rurką zgiętą w **U**, co przedstawia liczne korzyści. I tak: ponieważ długość obu słupów cieczy razem wziętych jest stała, więc obserwator może się ograniczyć do odczytywania jednego stanu wody. Podziałka manometru jest ruchoma, i składa się z dwóch. jednej na milimetry, drugiej dającej wprost prędkości. Przed pomiarem ustawiamy zero podziałki na wspólnym poziomie obu słupów wody.

Dalsza korzyść z powyższego kształtu manometru leży w tem, że podczas mrozu możemy użyć do niego alkoholu zamiast wody; że do bardzo wielkich prędkości możemy użyć rtęci, a do bardzo małych nafty i rurek o różnych średnicach (f. 55., 56.).

Na manometrze jest kilka kurków; i tak kurek **K**, umieszczony u spodu, służy do napełniania cieczą obu pionowych ramion rurki, oraz do częściowego zamykania ramienia poziomego, gdy chcemy zmniejszyć oscylacje.

Kurek **P** służy do wdmuchiwania powietrza, gdyby przypadkowo woda zebrała się w rurkach przewodnych, albo gdyby wyloty były czemkolwiek zatkane lub zamulone.

Nakoniec dolny kurek przy **X**, pozwala przemienić komunikację rurek manometru z rurkami **a**; wskutek czego możemy dowolnie odczytywać prędkość na każdej z nich. Przekręcając szybko kurek **X** wywołujemy silną oscylację; w ten sposób pokonywamy opory pochodzące z zanieczyszczenia rurek manometru, i przyspieszamy wynikający ztąd leniwy ruch cieczy.

Dla kontroli manometru, zanurzamy przyrząd w wodę stojącą. Oba słupy powinny być wtedy dokładnie równe sobie, o ile wyloty trzymamy poziomo. W przeciwnym razie należy się domyślać w przewodzie błonek wody, które usuwa się przez przedmuchiwanie.

Zastosowanie opisanego tu manometru do hydrometru Pitot-Ritter, jest nader ważne. Zero podziałki należy ustawić na wspólny poziom obu rurek przed pomiarem, potem obserwować maxima i minima ciśnienia w ciągu 3 do 5 minut, i wreszcie wziąć średnią ze wszystkich odczytów.

W ten sposób unikniemy zupełnie tłumienia oscylacyj.

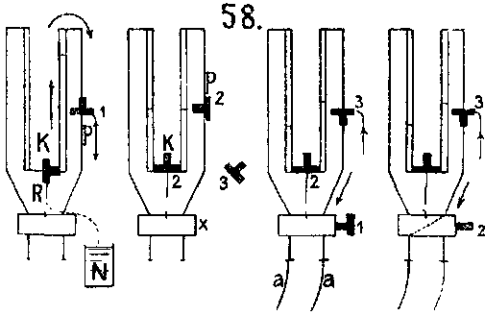
Pomiędzy rurkami spiralnymi a rurkami kauczukowymi **a a**, wstawione są krótkie rurki **c** rozszerzone na 12 do 15 $\frac{m}{m}$ w których pękają i zatrzymują się błonki wody tworzące się niekiedy przypadkowo przy wylotach. Gdyby takowe wchodziły do rurek **a**, fałszowałyby stan manometru.

W tym samym celu, rurki **a** składają się z części dwumetrowych, ażeby je można z łatwością przedmuchać.

Spiralne rurki są zamknięte w płaskiej puszcze, z której wyloty wystają na 14 cm ; z przeciwległej strony puszka zaopatrzona jest sterem (f. 3.). Tę część zanurza się pod wodę na 10 — 15 cm , przyczem do zawieszenia jej służy pręt **e**, trzymany pionowo przez ciężary **L**; około pręta puszka może się obracać. Do pręta przyczepia się linka trzymana w ręku, lub utwierdzona na parapecie mo-

stu (f. 4.), a do niej przyczepione są za pomocą spinek rurki **a**, ażeby nie mogły załamywać się pod ciężarem własnym.

Sposób użycia instrumentu. Do otworu **R** (f. 58.) należy założyć rurkę kauczukową i wpuścić koniec jej do szklanki z wodą **N**. Kurki **k** i **p** ustawić w położeniu **1**, wysać powietrze przez **p** o tyle, ażeby bliższa rurka manometru napełniła się prawie całkowicie wodą, a jednak woda nie weszła do górnego ramienia poziomego.



Następnie przekręcić kurek **k** a potem **p** do położenia **2**. Woda ustawi się wskutek tego w obu rurkach do jednego poziomu, i do tego poziomu przesunąć należy zero podziałki.

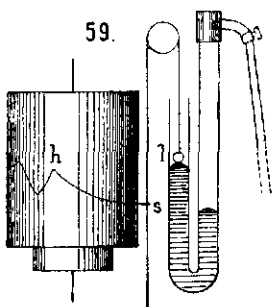
Manometr należy wtedy połączyć ze spiralną za pomocą rurek **a**, sprawdzwszy przedtem czy wszystkie szwy są dosyć szczelne. W razie potrzeby można je posmarować łożem. Do pręta **e** (Tab. 2 B) należy przywiązać linkę, spuścić instrument do wody, zanurzając go na 10 do 15 cm i brać szereg odczytów prędkości na podziałce. Następnie należy przekręcić kurek **X** na chwilę, przez co słup wody wykona silną oscylację; a gdy się znowu uspokoi rozpoczynamy drugi szereg odczytów.

Na tem skończony pomiar w jednym punkcie; przechodząc do następnego, trzeba przedmuchać rurki **a**. W tym celu ustawić kurek **p** do położenia **3**, i czas jakiś dąć w niego silnie; przyczem **X** przekręcać należy naprzemian do położenia **1** i **2**, a przed wykonaniem następnego odczytu ustawić go do położenia **2**.

Według powyższego widzimy, że przyrząd ten wymaga zachowania różnorodnych przepisów i ostrożności; a więc jest niewygodny. Przytem pożądane jest stałe osadzenie jego w płaszczyźnie poziomej, tak jak młynka.

Pośpiech, który ten hydrometr ma dawać według Rittera, zostaje stracony; skoro odrzucamy tłumienie oscylacji manometru, i nie możemy poprzestać na jednym odczycie, jak wyraźnie przyjmuje Ritter.

Wodoskaz samokreślny bańkowy (f. 9. tab. 2 B) jest potrzebnym przy pomiarze podczas wezbrania, dla ciągłego zapisywania zmian, jakim ulega stan wody. Ten pomocniczy przyrząd składa się z puszki czyli bańki metalowej z małym otworem **O**, zastąpionym płytą **d**. Od bańki zatopionej w wodę



idzie jakakolwiek rurka do manometru; a gdy stan wody podnosi się lub opada, natenczas zmiany ciśnienia powietrza zamkniętego w bańce, objawiają się na manometrze.

Bańka wisi na linie; a nadto za pomocą kotwicy zabezpieczona będzie przeciw porwaniu, jeżeli wystawiona jest na prąd.

Manometr rtęciowy (f. 59.), w postaci otwartej rurki zgiętej w **U**, ma podziałkę jednostajną, na której około 36 mm odpowiada jednemu metrowi słupa wody. Na rtęci pływa szklanna bańka **1** odpowiednio obciążona, a ru-

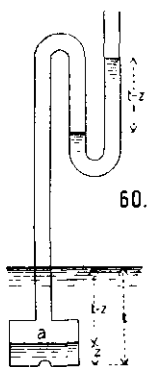
chy jej przesuwają ołówek **s** piszący po papierze walca **h**, obracanego przez przyrząd zegarowy.

Ten przyrząd dał początek całej grupie nowych hydrometrów, które poznamy w następującym rozdziale. Przytem poznamy szczegóły które odnoszą się i do tego wodoskazu.

D. HYDROMETRY BAŃKOWE RITTERA *).

25. Zasada hydrometrów bańkowych.

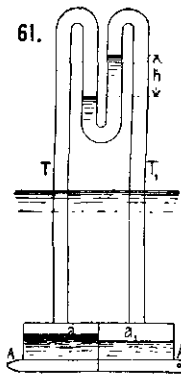
Bańkę **a** u spodu otwartą, (f. 60.) a u góry połączoną z rurką i manometrem, zanurzymy w wodę do głębokości **t**. Woda wypełni ją do wysokości **z**, a manometr pokaże nam ciśnienie zamkniętego wewnątrz powietrza **t — z**. Jeżeli bańka **a** będzie dosyć wielka, **z** będzie dosyć małe; a skoro pominiemy **z**, natenczas słup **t — z** odczytany na manometrze, mierzy nam głębokość **t**.



Temperatura powietrza wpływa na pomiar, ale wpływ ten można zaniechać. Natomiast powietrze w bańce należy od czasu do czasu odnawiać; albowiem woda zawarta w bańce, nasycy się większą objętością powietrza niż woda zewnętrzna w ciśnieniu atmosferycznym. Z tego powodu oddaje ona powietrze wodzie zewnętrznej, a ubytek ten jest wynagradzany bezustannie z powietrza zawartego w bańce.

A teraz wystawmy sobie przyrząd (f. 61.) złożony z dwóch baniek **a a₁**, oraz z rurek przewodnich **T T₁**, połączonych manometrem.

Po zanurzeniu obu baniek w wodę stojącą, oba słupy manometru postaną w jednym poziomie; ale dodajmy do bańki **a** wylot hydrauliczny **A**, zaś do drugiej wylot statyczny **A₁**, i zanurzymy przyrząd w wodę, płynącą, utrzymując wyloty w położeniu poziomym. Natenczas woda wzniesie się w bańce **a** wyżej niż w **a₁**, a manometr wskaże nam różnicę ciśnień powietrza **h** w obu bańkach, która mierzy prędkość wody.



Przytem popełnimy błąd, zależny od różnicy poziomów wody w obu bańkach. Ta różnica jest mniejsza od **z** w poprzednim przyrządzie, wynosi 20 do 30 *cm* przy prędkościach 2 do 2,4 *m*, a wynikający z niej błąd słupa **h**, leży w granicach błędów dozwolonych.

Przyjmując $\frac{v^2}{2g} = H = 0,20$; a więc $v = 2\text{ m}$ i nazywając przez **h** słup dany na manometrze podaje Ritter według obrachowania (s. 851):

dla t = 0,1	0,5 — 1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0
$\sqrt{\frac{H}{h}} = 1,0048$	1,0043	1,0042	1,0037			1,0035

Błąd ten zmniejsza się zatem gdy głębokość wzrasta.

*) An. des p. et. ch. 1892.

Dalsze rachunki autora dowodzą nadto, że błąd zmniejsza się również, gdy prędkość wody się zmniejsza, gdy objętość baniek lub długość rurek przewodnich wzrasta (str. 582 3).

Z powyższego widzimy, że hydrometr spiralny daje rezultaty dokładniejsze niż bańkowy; ale wymaga daleko więcej ostrożności i wywołuje więcej błędów ubocznych.

Spiralna musi być trzymana dokładnie poziomo; jeżeli bowiem płaszczyzna jej pochyli się, popełniamy błąd równy pionowemu rzutowi słupa wody zawartego w rurce; błąd ten trudno byłoby uwzględnić w rachunku.

Natomiast pochylenie bańki niema takich skutków, albowiem wewnątrz, powierzchnia wody pozostaje pozioma.

Bańki powinny mieć tak wielką objętość P , żeby przy największem możliwem ciśnieniu nie zostały całkowicie wodą wypełnione. Ta objętość zależy nadto od wewnętrznej objętości rurek przewodnich i manometru Q . Warunek dla maximum głębokości t , wyrazimy przez

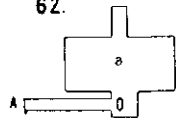
$$a(P + Q) > \left(a + t + \frac{v^2}{2g}\right)Q$$

gdzie a oznacza ciśnienie jednej atmosfery = 10 m . Ztąd

$$t + \frac{v^2}{2g} < 10 \frac{P}{Q}$$

Wyloty są tak wykonane jak w przyrządach rurkowych poprzednio opisanych; ale rurki przy wylotach, 3 do 4 $\frac{m}{m}$ szerokie, nie są osadzone wprost w dnie baniek (f. 62.), lecz w dodatkowej komórce O ; nadto rozpoczynają się one ponad dnem tej komórki.

62.



Wskutek takiego urządzenia oraz włoskowatości, rurki AO nie mogą się wypróżnić gdy wyjmujemy przyrząd z wody. Nawet w położeniu nieco pochyłem pozostają one napełnione wodą równo z dnem baniek a .

Przed rozpoczęciem pomiaru, zanurzamy w wodę same bańki, bez rurek przewodnich lub bez połączenia z manometrem. Gdy woda wypełni część baniek wyjmujemy je z wody, a wtedy wypływa ona o tyle, że bańki się wypróżniają, a tylko wyloty i komórki pozostają napełnione.

W ten sposób zapewniamy sobie dobre funkcyonowanie przyrządu w wodzie płynącej.

Manometr jest zupełnie podobny do tego który opisaliśmy przy hydrometrach rurkowych; tylko przewód zawiera odmienne szczegóły.

Rurki przewodnie są 8 $\frac{m}{m}$ szerokie, ażeby nie okazywały włoskowatości t. j. ażeby nie tworzyły się w nich błonki wody. Są kauczukowe, a wrazie użycia do wielkich głębokości, powinny być wzmocnione wewnątrz płótnem, ażeby się nie rozciągały.

Ster powinien sięgać dolną krawędzią niżej niż wyloty; ażeby przy zanurzaniu przyrządu nadawał mu odrazu właściwe położenie. Przyrząd jest bowiem zawieszony na linie; jeżeli zatem raz się przekręci niewłaściwie, tru-

dno go napowrót zorientować; — mianowicie przy pomiarze z mostu, oraz w silnym prądzie.

Opisane powyżej składniki są głównymi częściami, które w rozmaitych odmianach hydrometru ulegają tylko nieznacznym zmianom. Najwięcej zaś zmienia się sposób zawieszenia baniek.

Autor rozróżnia pod tym względem trzy główne typy, odpowiadające trzem różnym przypadkom pomiaru.

W pierwszym znajdujemy się blisko powierzchni wody, i mamy mierzyć w głębokościach nie większych od 2 metrów. Dla naszych zaś warunków powiedzmy: do 3 metrów głębokości. Hydrometr może być wtedy osadzony na sztywnym trzonku.

W drugim przypadku stoimy na moście, i mierzymy tylko prędkości na powierzchni. Do zawieszenia hydrometru użyjemy wtedy linki drucianej.

W trzecim przypadku, mamy mierzyć w dowolnych głębokościach, i stoimy w dowolnej wysokości nad wodą. Zawieszenie hydrometru będzie w takim razie giętkie, ale musi być zaopatrzone kołankami.

26. Hydrometr bańkowy na sztywnym trzonku.

(Hydrotachymètre plongeur). Tab. 5. f. 1 — 4.

Trzonek może być rurką metalową, lub drewnianą linią **s** (f. 63). Zakończony jest przecikiem **s**, około którego przyrząd bańkowy może się swobodnie obracać, stosownie do działania steru. Powołując się jednak na to co mówiłem przy młynkach Harlachera, uważam i tutaj stałe osadzenie na osi pionowej za lepsze, a nie przedstawia ono żadnej trudności.

Trzonek składa się z dwóch części: pierwsza **S**, 1,5 do 2 m długa ma być zanurzona w wodę, druga **S₁** służy za przedłużnik. Podziałka umieszczona na trzonku, pozwala odczytać głębokość zanurzenia przyrządu.

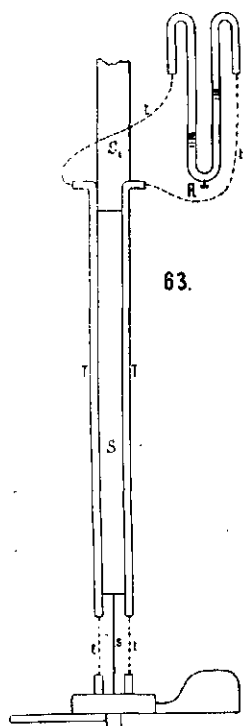
Przesuwany haczyk służy do oparcia hydrometru o pomost lub czółno.

Manometr składa się z dwóch rurek szklanych, przytwierdzonych do deszczułki z podziałką. U spodu łączy je rurka kauczukowa, którą można ścisnąć w miarę potrzeby klubką **R**, a przez to tłumić oscylacje w manometrze.

U góry przystosowane są rurki przewodnie. Części ich **T** przeznaczone do zanurzania w wodę są mosiężne, i mają 6 do 7 mm wewnętrznej średnicy.

Części **t** są kauczukowe. Z tych dolne są tak szerokie jak mosiężne; ale jeżeli przyjmiemy stałe położenie osi hydrometru, natenczas dolne rurki **t** można odrzucić, i mosiężne rurki **T** połączyć wprost z bańkami.

Górne rurki **t** mogą być węższe mianowicie do 4 mm; należy tylko strzedz, żeby nie dostała się do nich woda z manometru; a to przez ściskanie klubki **R**.

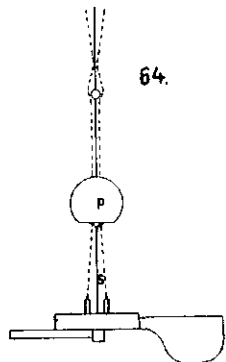


63.

27. Hydrometr bańkowy na lince.

(Hydrotachymètre flotteur) Tab. 5. f. 1., 2., 4., 5.

Zawieszenie przyrządu jest zupełnie takie jak przy użyciu rurki spiralnej (f. 64.). Trzonek **S** przyczepiony jest do linki, którą trzymamy w ręku stojąc na moście. Ta linka powinna być pleciona, ażeby się nie kręciła wskutek natężenia pod ciężarem przyrządu. Przyrząd zanurza się do umieszczonego na nim czerwonego znaku, t. j. na 10 *cm*. Ciężar **P** jest zawsze nad wodą, a obrany będzie na 2 do 10 *kg*, stosownie do siły prądu, tak żeby wyloty zachowały położenie poziome.



Manometr jak w poprzednim typie; rurki przewodnie mogą być kauczukowe 4^m/_m szerokie, w kilku punktach przyczepione do linki wyciągowej.

Chcąc mieć stały kierunek wylotów względem przekroju, należałoby zastosować do tego hydrometru zawieszenie które przedstawiłem na f. 49 a. w zastosowaniu do młynka. Tożsamo odnosi się do hydrometru spiralnego.

28. Hydrobatometr bańkowy.

(Hydrotachymètre sondeur) Tab. 5. f. 6 — 10.

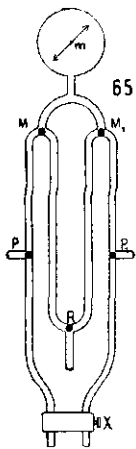
Gdy chcemy mierzyć z wysokości mostu i we wszelkich głębokościach, natenczas główne trudności są następujące.

1. Dobre funkcjonowanie wylotów i manometru mianowicie po za granicami, dla których obrachowana była objętość baniek i rurek przewodnich.
 2. Mierzenie głębokości, i rozpoznawanie chwili w której przyrząd dotyka dna.
 3. Utrzymanie wylotów w położeniu poziomem.
 4. Utrzymanie małego odchylenia linki i przyrządu z kierunku pionowego.
- Mając na oku te trudności, przyjął autor następujące urządzenie.

Bańki mają mniej więcej tę samą objętość co w poprzednich typach; ażeby ich zaś woda nie wypełniła, wtłacza się do nich powietrze za pomocą małej pompki. Ten dodatkowy przyrząd byłby zresztą i tak niezbędny; albowiem w razie nieszczelności jednego z połączeń lub niewłaściwego otworzenia kurka, bańki i rurki przewodnie mogą się przypadkowo napełnić wodą.

Manometr jest trwalej zbudowany (Tab. 5 f. 10.); rurki szklane zakończone są mosiężnemi, a te odgięte na dół, schodzą się do wspólnego kurka **X**, po za którym zaczynają się rurki przewodnie (f. 65.). Ten kurek zamyka komunikację rurek z manometrem, albo też komunikację pomiędzy rurkami manometru.

Boczne rurki **P** służą do wprowadzania powietrza wtłaczanego pompą, wreszcie kurek **R** pozwala tłumić oscylacye słupów manometru, lub przeciąć zupełnie ich komunikację.



Nad manometrem wodnym umieszczony jest dodatkowo manometr metalowy *m*. Skoro połączymy go z rurką przewodnią od wylotu statycznego, odczytujemy na tarczy głębokość zanurzenia wylotów.

Przy pomocy tego manometru możemy także spuścić przyrząd do danej głębokości; a nadto podczas wtłaczania powietrza, rozpoznajemy na nim chwilę, w której woda została zupełnie wypchnięta z baniek.

W tym celu zamykamy kurek *R*, łączymy pompę z jednym z kurków bocznych n. p. *P*₁, i otwieramy odpowiedni kurek *M*₁ do manometru metalowego. Gdy następnie pompa zacznie pracować, wskazówka manometru oscyluje za każdym ruchem tłoka; a to wskutek oporu przy wypływie wody z bańki, przez ciasny otwór wylotu. Gdy te oscylacje się skończą, i pomimo dalszej pracy pompy wskazówka nie porusza się, wówczas bańka jest zupełnie wypróżniona.

Dla zamaczania wylotów, należy podnieść przyrząd nagle o 20 do 30 *cm* w górę; wtedy wydostają się z wylotów bańki powietrza, a wstępuje woda. Ażeby być pewnym podczas pomiaru, że wyloty są należycie pełne, trzeba rozpocząć pomiar na powierzchni, i postępować w głąb. Niemożna zaś prowadzić pomiaru od dna ku powierzchni wody.

Łącząc manometr metalowy z każdym wylotem oddzielnie, można odczytać różnicę ciśnień i oznaczyć prędkość wody. Tego sposobu można używać przy bardzo wielkich prędkościach, gdy wysokość manometru wodnego nie wystarcza; w ogóle jednak, Ritter nie zaleca używania manometru metalowego, ponieważ sprawdzanie jego jest trudne, a współczynnik podziałki zmienia się.

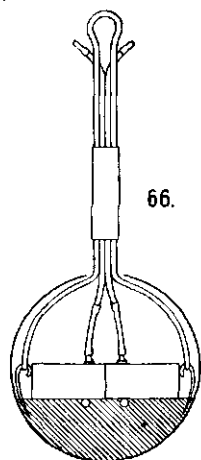
Wreszcie manometr metalowy wskazuje chwilę, w której hydrometr dotyka dna. Od tej chwili bowiem, pomimo dalszego rozwijania linki, wskazówka manometru nie rusza się z miejsca. Dokładniej możnaby uchwycić tę chwilę za pomocą sygnalizacyi elektrycznej, jak to już jest używane przy młynku hydrometrycznym.

Gdy przemieniamy połączenie puszkii manometru z jednego wylotu na drugi, natenczas powietrze mocniej scieżnione przechodzi częściowo do części przewodu połączonej z bańką wylotu statycznego. Ztąd powstaje coraz większa różnica pomiędzy objętościami powietrza zawartego w obu bańkach i w obu częściach przewodu, które właściwie powinny być jednakowe.

Z tego powodu, powinnyby puszka manometru być jak najmniejsza; a rurki łączące ją z rurkami przewodniami jak najkrótsze. Wszelako uwaga ta mało znaczy w rzeczywistości, albowiem manometr powraca do stanu poprawnego po każdym ponownym wtłoczeniu powietrza, lub po połączeniu go z atmosferą.

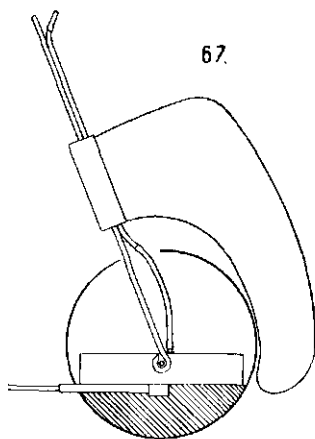
Bańki są zamknięte w kulistej powłoce cynkowej (f. 66.), zawieszanej na trzonku widlasto rozdwojonym, wskutek czego powłoka ta może się obracać około średnicy poziomej. Część jej pod bańkami pozostała, wypełniona jest ciężarem; skoro więc hydrometr znajduje się w prądzie, natenczas pochyla się tylko trzonek wraz z linką; wyloty zaś zachowują położenie poziome (f. 67.); a to niezależnie od głębokości zanurzenia, i bez względu czy przyrząd jest w ruchu czy w spokoju.

Do zorientowania przyrządu potrzebny jest ster; ażeby ten jednak nie komplikował warunków równowagi kuli, przytwierdzony został do trzonka.



Rurki przewodnie z kauczuku i płótna, mają $8\frac{m}{m}$ wewnętrznej średnicy. Są one w kilku punktach przyczepione do cienkiej linki drucianej, i wraz z nią zamknięte we wspólnej blaszanej pochwie (f. 68.). Sznureczki przyczepione do powyższej linki wychodzą przez otwory pochwy na zewnątrz, i służą do przytwierdzenia pochwy do linki wyciągowej.

Pochwa i rurki przewodnie składają się w miarę potrzeby z kilku części; linka wyciągowa nawinięta jest na windę taką jak dla młynka (Tab. 4. f. 35., 36.), a w miarę zwijania jej trzeba pochwę stopniowo odczepiać. Z tego powodu należy przywiązywać do linki tylko tę część pochwy, która ma się zanurzyć w wodę; resztę może w ręku trzymać pomocnik.



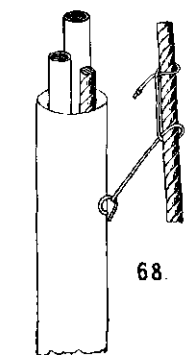
Zmiany długości przewodu, wywołują zmiany objętości zawartego w nim powietrza; z tego powodu zmienia się również wartość podziałki manometru.

Jestto zatem błąd zasadniczy, który uszedł uwagi Rittera.

Ciśnienie prądu wychyla linkę wyciągową i cały hydrometr z pionu; wychylenie to wzrasta szybko wraz z prędkością wody i z wysokością obserwatora nad wodą. Jeżeli pomiar odbywa się z mostu, należy je o ile możności zmniejszyć, ażeby mierzyć w przekroju leżącym jeszcze pomiędzy filarami mostu. W tym celu należy obciążać kulę hydrometru dodatkowymi ciężarami. Wielkość odchylenia i zależność jego od powyższych czynników, badał Ritter rachunkiem (str. 856, 7).

Oscylacje prędkości wywołują oscylacje słupów manometru, oraz wahanie się całego przyrządu tak w płaszczyźnie poziomej jako i w pionowej. Te ostatnie zaś, powiększają wysokości słupów wskazywanych przez manometr, ale niepodobna ocenić w jakim stopniu.

Z tej przyczyny Ritter przyznaje, że ten hydrometr nie daje wielkiej dokładności; a przynajmniej na razie, w powyższym urządzeniu.



Zawieszenie przy pomocy linki kierującej i ciężara leżącego na dnie (Tab. 4. f. 35., 36., albo w tekście f. 49 a.) odrzuca Ritter, żądając koniecznie swobodnego ruchu około osi pionowej; ale skoro odrzucimy to wymaganie z powodów wyłuszczonych na str. 76, mamy wszelką rację powrócić do jednego ze wspomnianych sposobów zawieszenia.

Pozostaje jednakże wtedy trudność, na którą zwraca uwagę Ritter, że skoro hydrometr jest wystawiony na ciśnienie bardzo silnego prądu, natenczas niechce się zesuwać wzdłuż linki kierującej. Temu możnaby zaradzić przez dodatkowe ciężary, albo przez dodanie dwóch drutów, z których jeden przeprowa-

dzony przez krążek przy ciężarze na dnie, ciągnąłby hydrometr na dół, drugi do góry. Ale przez to pomnoży się liczba części pomocniczych, i tak już zbyt wielka.

Przy powyższych przyrządach nie obawiamy się wody mętnej, tak szkodliwej dla młynka; jeżeli zaś wyjątkowo listki, słomki lub inne drobne przedmioty zatrzymują się na wylotach, można je usunąć przez proste wstrząśnienie przyrządem, lub przez wtłoczenie powietrza do przewodu.

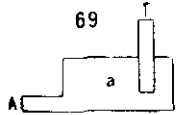
Hydrometry bańkowe są w ogóle bardzo proste co do zasady; ale tylko w dwóch pierwszych postaciach (l. 25, 26). Natomiast hydrobatometr na linie, przy większych głębokościach i większych prędkościach wody, staje się przyrządem skomplikowanym i niewygodnym z powodu licznych przyborów; jako to pompki powietrznej, manometru metalowego, pochwy dla rurek przewodnych i ciężarów dodatkowych. Dopóki więc konstrukcja jego nie będzie ulepszona, młynek zasługuje przed nim na pierwszeństwo; co też przyznaje sam wynalazca.

Według mego zdania nadto, pożądanem jest osadzenie tego przyrządu stałe w płaszczyźnie poziomej, tak jak to wyjaśniłem przy młynkach.

29. Dawniejsze przyrządy ulepszone.

a) **Pitot zmniejszony** (Pitot de poche Tab. 5. f. 11., 12.). Ten przyrząd przeznaczony jest do pomiarów w małych przekrojach.

Trzonek jest rurką mosiężną, w której umieszczone są kauczukowe rurki przewodnie. Pomiędzy rurkami wylotów **A** (f. 69.) i osadą **T** dla rurek przewodnych, znajduje się komórka **a**. W niej zbierają się bańki powietrza dostające się przypadkowo do wylotów i nie mogą wejść do rurek przewodnych. Nadto przyrząd raz dobrze zamaczany, można przenosić z miejsca na miejsce, nie obawiając się wypróżnienia wylotów.

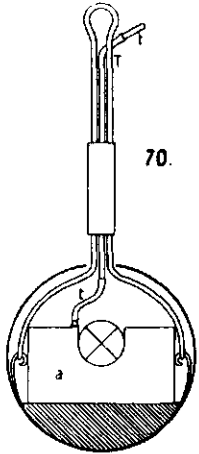


Ażeby zamaczać przyrząd, wstawiamy obsadę **T** i komórkę **a** do wody, trzymając wyloty pionowo, ażeby powietrze zupełnie wyszło z komórki.

Skoro woda wypełni całą przestrzeń, należy przysrubować trzonek **b** nie wyjmując wylotów z wody. Rurki przewodnie **c** mogą być już przedtem połączone z rurkami szklannymi manometru, a wtedy przez każdą z osobna, od górnego końca **d** wsysamy powietrze, i wciągamy wodę do połowy jej wysokości. Ażeby zatrzymać wodę w tem położeniu, ściskamy klubkę **k**; poczem łączymy rurki szklane u góry kauczukowym łącznikiem **p**.

b) **Ulepszenie młynka na wielkie głębokości.** Przy silnym prądzie odrzuca Ritter linę kierującą (Tab. 4. f. 35., 36.), ponieważ młynek niemoże się zesuwać po niej wskutek zbyt wielkiego oporu tarcia, i zawiesza go swobodnie. Rękaw młynka osadza w kulistej powłoce (f. 70.) obejmującej bańkę **a**, a wykonanej co do szczegółów zupełnie tak jak przy hydrobatometrze bańkowym. Od bańki idzie rurka przewodnia kauczukowa **t** do manometru metalowego, który wskazuje głębokość hydrometru. W ten sposób usunięte zostało mierzenie głębokości wzdłuż linki wyciągowej, która w powyższym urządzeniu zbacza znacznie z kierunku pionowego. Ulepszenie to ma naturalnie praktyczną wartość, tylko w tym przy-

padku, gdy zgodzimy się na swobodne zawieszanie młynka, bez stałego kierunku osi. Skoro bowiem użyjemy ciężaru na dnie, mierzenie głębokości w kierunku linki wyciągowej jest co do dokładności zadowalniające, i z pewnością najwygodniejsze.



c) **Hydrometr samokreślny** otrzymać można przy pomocy hydrometru bańkowego lub Pitota, i manometru różnicowego, rzucając cień oscylującego słupa wody przez szparę, na papier fotograficznie czuły, przesuwany jednostajnie w ciemni przez przyrząd zegarowy. Do takiego manometru należałoby użyć rtęci dla wielkich prędkości, a czernionej gliceryny dla małych.

Taki przyrząd byłby najdoskonalszym środkiem do badania oscylacyj prędkości, które niedostatecznie jak wiemy podaje młynek; a podnosiłem już dawniej nadzwyczajną wartość takich badań dla postępu hydrauliki (str. 80.).

Gdyby wreszcie zastosowanie fotografii było w pewnych warunkach zbyt trudnem, mamy do tego samego celu gotowe urządzenie w wodoskazie samokreślnym, opisanym już powyżej (f. 59.).

Na tem kończę ten wyciąg z rozprawy Rittera, pomijając wiele innych pomysłów tam opisanych. Podałem tylko najważniejsze ustępy tej pracy, sądząc że zasługują one na rozpowszechnienie chociaż zawierają zapatrywania których po części nie podzielam.

Powrócimy do nich w rozdziale o sprawdzaniu hydrometrów.

E. HYDROMETRY FRANKA.

30. Rurka hydrometryczna*)

Tab. 3. f. 10 — 14.

Jesto to rurka wzdłuż rozcięta, a powstała w ten sposób szparka, wystawiona jest na uderzenie prądu ze wszystkich punktów jednej pionowej. Jeżeli szpara zostanie zamknięta powyżej powierzchni wody, natenczas wszystkie te uderzenia podniosą stan wody w rurce o słup h_s , i przyjmujemy że odpowiada on średniej prędkości v_s w uważanej pionowej.

Przyjmujemy więc że

$$\frac{\xi v_s^2}{2g} = h_s.$$

W tem leży pewien błąd; albowiem obserwowane h_s odpowiada średniemu kwadratowi ze wszystkich kwadratów prędkości w uważanej pionowej; my zaś uważamy według powyższego h_s jako proporcjonalne do kwadratu ze średniej prędkości.

*) Mechanik Falter i Syn w Monachium. Opis w Deutsche Bauzeitung 1888 s. 609.

A więc zamiast $\frac{(\Sigma v)^2}{2g}$ bierzemy $\frac{\Sigma v^2}{2g}$. Jednakże Frank dowodzi na podstawie doświadczeń, że błąd w ten sposób popełniony nie przechodzi 1,66% całości.

Główną zatem częścią składową przyrządu (f. 10.), jest rurka wzdłuż rozcięta R_1 na którą wsuwa się pochwa R_2 , mająca u spodu rozszerzenie w kształcie bębena C . Za pomocą sznurka D (f. 11.), można z góry przyciągnąć ramię drążka E ; przez co zamyka się sprzęgło tu umieszczone (f. 11.), i utwierdza się bębenek C w dowolnym punkcie rury R_1 . Pochwa R_2 zostaje zatem stale połączona z rurą R_1 . Za pociągnięciem sznurka D_1 i Drążka E_1 , połączenie się otwiera, jak wskazują kropkowane linie na f. 11.; i pochwa R_2 znowu daje się przesuwac po R_1 . U wierzchu pochwy znajduje się kurek K , i mały a bardzo czuły manometr M .

Wiemy, że obracając rurkę Pitota około osi pionowej, otrzymujemy rozmaite h . Największe h ma miejsce wtedy, gdy otwór a zwrócony jest przeciw prądowi; w innych położeniach h jest mniejsze, i znika zupełnie, gdy poziome ramię rurki zbliża się do prostopadłej do prądu. W dalszych położeniach objawia się ssące działanie prądu i odjemne h ; a to położenie w którym h jest najwięcej zbliżone do zera oznaczył prof. Frank za pomocą doświadczeń, i znalazł je przy odchyleniu około 80° od kierunku prądu.

Pomiar wykonywamy w następujący sposób:

Wyciągamy rurę R_1 z pochwy, o długość nieco większą od głębokości wody; zamykamy ruch przesuwowy przy E , i wciskamy rurę w dno rzeki, aż do oparcia się jej o kołnierz w dolnym końcu umieszczony. Następnie otwieramy sprzęgło E i zesuwaamy R_2 tak, żeby dolny brzeg bębena C zanurzył się w wodę, i zamykamy sprzęgło; poczem obracamy przyrząd tak, żeby szpara rury R_1 leżała w płaszczyźnie poprzecznej, tworzącej z płaszczyzną pionową prądu kąt około 80° , w którym to położeniu (f. 14 a), prąd wcale nie działa na wewnętrzne ciśnienie w rurze R_1 . Do tego ustawienia pomocną jest kreska, wskazująca na bębenu C położenie szpary.

W tem położeniu należy otworzyć kurek K , ażeby ciśnienie wewnątrz rury R_1 i pochwy R_2 wyrównało się zewnętrznem ciśnieniem powietrza.

Wskutek tego, wskazówka manometru powinna stanąć na zero; a w razie potrzeby należy ją odpowiednio poprawić, i zamknąć napowrót kurek.

Jeżeli wtedy obrócimy przyrząd tak, żeby szpara stanęła w płaszczyźnie prądu (f. 14 b), natenczas uderzenie wody ściśnie powietrze wewnątrz przyrządu, i przesunie wskazówkę manometru. W ten sposób można odczytać h , albo wprost v , stosownie do urządzenia podziałki.

Pierwszą zaletą tego instrumentu, jest szybkość pomiaru; nader ważna przy pomiarach przepływu większych rzek. Również przy oznaczaniu objętości wody roboczej poruszającej motor wodny, który tymczasem bywa hamowany; i zależy nam wtedy na jednoczesnym pomiarze objętości przepływającej wody, i siły potrzebnej do zatrzymania maszyny. To osiągniemy tem łatwiej, im szybszy jest pomiar prędkości.

W porównaniu z młynkami zasługuje ten przyrząd na pierwszeństwo z powodu swej prostej budowy, ponieważ nie potrzebuje żadnych przyrządów pomocniczych ani pomiaru czasu; a wreszcie nie szkodzi mu woda mętna. Ale zauważyć trzeba, że długość pochwy R_2 jest prawie równa największej głębokości do jakiej przyrząd może być zastosowany; a manometr znajduje się stale w tej wysokości nad wodą. Jeżeli więc długość pochwy wynosi około 2 m lub

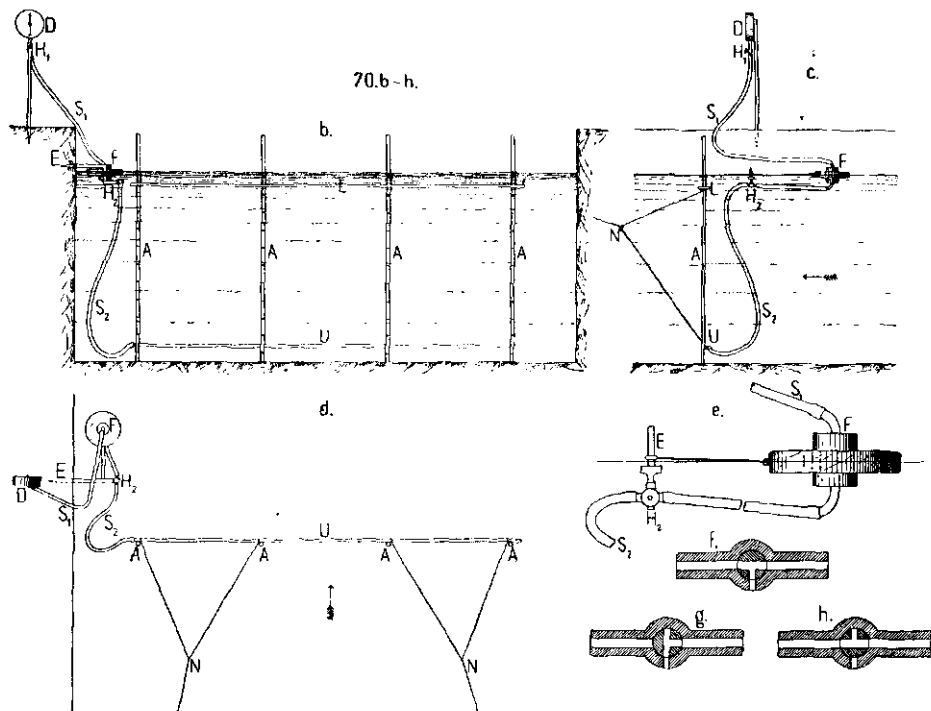
więcej, manometr znajduje się w położeniu niewygodnym dla obserwatora stojącego na czółnie.

Usunąć można tę trudność, mając dla jednej pochwy dwie lub trzy rury rozcięte; jedną do najmniejszych głębokości n. p. do 1,5 m inne do większych.

Nadto, objętość powietrza zamkniętego wewnątrz pochwy R_2 wzrasta w szybkim stosunku w miarę wysuwania rury R_1 , a więc w miarę głębokości. Im większa objętość powietrza, tem mniej zostanie ono ścieśnione przez dany słup wody h , tem mniejsze ciśnienie wywrze na manometr. Podziałka manometru i czułość przyrządu zmniejsza się zatem gdy głębokość wody lub długość pochwy R_2 wzrasta. Tę zmienność podziałki łagodzi bębenek C , lecz nie usuwa jej.

Jeżeli poprzestaniemy na odczytywaniu ciśnień, natenczas na manometrze potrzebujemy tylko jednej podziałki; do odczytywania zaś prędkości według zapisanych ciśnień i głębokości wody, potrzeba diagramu wykreślonego z doświadczeń. Jeżeli wreszcie do jednej pochwy mielibyśmy dwie lub więcej rur, wtedy do każdej rury potrzebny jest osobny diagram. O doświadczeniach w tym celu potrzebnych, mówić będziemy w rozdziale o sprawdzaniu hydrometrów; na razie zaś robimy uwagę, że rurka hydrometryczna Franka wymaga takiego ulepszenia, przy którym objętość zawartego w niej powietrza byłaby stała, bez względu na zanurzenie.

Myśl na której polega rurka hydrometryczna, zastosował też Frank do pomiaru średniej prędkości w całym przekroju (f. 70 b—h) n. p. w kanale o niezbyt wielkich rozmiarach. Załączony rysunek przedstawia przykład tego za-



stosowania do przekroju kanału o szerokości 4 m. Rurki **A** są dziurkowane w jednej pionowej co 10 cm, rozstawione w odstępach co metr (f. b.) i utkwione w dno kanału. U spodu połączone są rurką poziomą **U** kauczukową lub metalową, u góry otwarte. Dziurki ich przypadające nad wodą, są zatkałe za pomocą

nasuniętych rękawków kauczukowych. U góry opierają się rurki **A** o łąkę **L**, trzymaną przeciw prądowi na sznurkach **N**, przytwierdzonych do brzegów. Jeżeli zaś przez kanał mamy kładkę, można o nią oprzeć rurki **A** (Patentschrift Nr. 43932).

Od poziomej rurki **U**, prowadzi do manometru **D** kauczukowa rurka przewodnia **S_{II}** **S_I** (f. c.); w którą wstawiona jest pływająca bańka **F**, trzymająca nad wodą przez pierścień korka. Rurki **H_I** i **H_{II}**, przedstawione w przekroju na figurach f. g. h., pozwalają przesłać w dowolny sposób ciśnienie powietrza lub wody, i wykonać pomiar średniego ciśnienia tak, jak powyżej opisałem dla jednej pionowej.

Do tego urządzenia nie odnosi się wcale zarzut, jaki powyżej zrobiłem co do rurki z pochwą. Jest to właściwie hydrometr bańkowy; objętość powietrza zawartego w bańce **F** i w przewodzie **S_I** jest stała; a więc i wartość podziałki manometru nie zmienia się. W ten sposób powinna być zatem urządzona rurka hydrometryczna do pomiaru w jednej pionowej.

31. Hydrometr sprężynowy.

(Tab. 4. f. 38 — 44 patent ces. niem. l. 32897).

a) **Tarcza kolistą b** (f. 38. 39.) wystawiona na uderzenie prądu, trzymająca przez dwie sztabki **r**, przytwierdzona jest za pomocą śrubek **h** do długiej sprężyny spiralnej **s**. Ta sprężyna osadzona jest na podstawie **d d** pierścienia, do którego przytwierdzone są sztabki **r**.

Skoro więc ciśnienie prądu przesuwając tarczę **b**, sprężyna się rozciąga proporcjonalnie do ciśnienia. Ten ruch kierowany jest przez dwa kółka toczące się po dwóch sztabkach **i**, umieszczonych w płaszczyźnie pionowej przechodzącej przez oś sprężyny; oraz przez dwa kółka poziome **o**, leżące tuż za tarczą, i dotykające sztabek **r** (f. 39.).

Płyta **d d** trzymająca powyższe części, stanowi ściankę metalowej skrzynki, nasuniętej na żelazny słup pionowy. Przytwierdzenie sprężyny do skrzynki jest tak wykonane, że dozwala na mały obrót jej około osi podłużnej. Taki obrót potrzebny jest, ażeby usunąć siłę skręcającą, która powstaje przy rozciąganiu sprężyny.

Przez odkręcenie śrubek **h**, można otworzyć połączenie sprężyny ze sztabkami **r**, i przesunąć takowe wzdłuż **i**, przez co przyrząd zajmuje mniej miejsca, i wygodny jest do przewozu.

Bęben walcowy widoczny na rysunku po prawej stronie słupa, jest z grubego rysunkowego papieru w dobrym gatunku, nawiniętego na dwa pierścienie połączone ramką **p p_I**. Część **p** jest stała, **p_I** ruchoma; do przytwierdzenia papieru służy przycisk **e**. Bęben obraca się na czopie umieszczonym z prawej strony w ramie **i**; po lewej zaś, gdzie sztabki **r** nie pozwalają użyć czopa, opiera się bęben na trzech kółkach **c**.

Obrót bębna wywołuje koło **a** biegające po słupie pionowym. Przebiega ono drogę równą wysokości o którą spuszczone lub podniesione został przyrząd. Za pomocą kółek zębatach stożkowych i kółka wewnątrz zębatego, umieszczonego na wewnętrznej powierzchni pierścienia trzymającego papier (f. 41.), przeniesiona zostaje ta droga na papier w $\frac{1}{10}$ rzeczywistej wielkości. Średnica bębna wynosi 10 *ctm*, obwód jego wystarcza zatem przeszło na 3 *m* głębokości wody.

Bęben może się jednak dwa lub trzy razy obrócić i służyć do głębokości dwa lub trzy razy większej.

Do przedstawienia ruchów sprężyny na papierze, służy wodzidło umieszczone pod ruchomym końcem sprężyny. W niem znajduje się anilinowy ołówek który rozpuszcza się w wodzie i daje na papierze silną kreskę fioletową. Jeżeli więc wskutek ruchów tarczy **b** i sprężyny **s**, ołówek przesuwają się tam i napowrót wzdłuż sztabek **i**, a wałek papierowy obraca się około swej osi, natenczas otrzymujemy na papierze kreskę falistą.

Ciśnienie wody przyciska koło **a** tak silnie do słupa, że ślizganie się koła nie jest możliwe; jednakże dla pewności dodany jest przyrząd kontrolujący ruchy pionowe. Wprost za słupem jest umieszczona sprężyna **d d**; górnym końcem stale przyśrubowana do skrzynki, a dolnym zakrzywionym wchodząca do bębna i tu połączona z prętem **m**, który w łożyskach swoich daje się nieco przesuwac. Na tej sprężynie, w osi aparatu, znajduje się guziczek **n**, a na grzbiecie słupa wycięte są co pół metra karby; te wywołują podczas spuszczenia aparatu krótkie ruchy pręta **m**. Na pręcie umieszczony jest stale drugi ołówek **t**, który te ruchy wskazuje, a znaki te pozwalają oznaczyć podziałkę głębokości na otrzymanym rysunku, a to niezależnie od możliwego rozciągnięcia się papieru w wodzie.

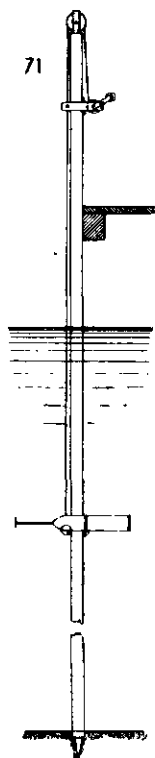
Ażeby utrwalić położenie osi przyrządu prostopadłe do słupa, dodane jest jeszcze koło **a**₁, biegnące po tylnym grzbiecie słupa.

Ogólny widok przyrządu przedstawia f. 71.

Sznurek przyczepiony do skrzynki aparatu przechodzi ponad słupem przez krążek, a ztąd idzie do zwijadła, które w dowolnej wysokości może być na słupie przytwierdzone.

Z czołna, ustawia się słup wraz z przygotowanym przyrządem pionowo, i spuszcza się przyrząd tuż pod powierzchnię wody, ażeby się przekonać czy wielkość obranej tarczy jest do uważanego miejsca właściwa. Zważywszy że na powierzchni prędkość jest prawie największa, powinna tarcza pod ciśnieniem wody wsunąć się prawie do samego początku skrzynki. Jeżeli się wsuwa mało, jest za mała; jeżeli się wsuwa aż do oparcia się o skrzynkę, jest za wielka. Gdy za pomocą takiej próby odpowiednia tarcza została dobrana, rozpoczynamy pomiar prędkości. Kręcąc powoli a jednostajnie korbą, spuszczaamy aparat na dno; a gdy się zatrzyma podnosimy go napowrót. Podczas spuszczenia opisuje ołówek diagram ciśnień, ze wszelkimi ich oscylacyami (f. 72.); a przy podnoszeniu opisuje na tymże diagramie drugi, w szczegółach odmienny, w ogólnej postaci podobny do pierwszego. Na tem możnaby już poprzestać; albowiem te dwa diagramy pozwalają już wykreślić z wszelką dokładnością jednostajną krzywą ciśnień hydraulicznych. Możemy jednak ułatwić sobie znacznie to wykreślenie, powtarzając powyższe ruchy przyrządu z wielką prędkością. A więc, skoro tylko aparat ukaże się znowu na powierzchni wody, natychmiast, nie dotykając go wcale, spuszczaamy go powtórnie na dno i wyciągamy go podobnie.

W ten sposób otrzymamy na dawnym rysunku nowy, w którym nie będzie już prawie żadnych oscylacyi, i który ułatwi nam bardzo wykreślenie jednostajnej krzywej.



Przed pomiarem należy ustawić papier tak, żeby rysunek rozpoczynał się przy lewym brzegu; na zakończenie zaś, należy zmierzyć w uważanem miejscu głębokość i zdjawszy papier z aparatu zapisać ją na rysunku. Nadto zapisujemy średnicę użytej tarczy, nazwę przekroju poprzecznego, i liczbę porządkową uważanej pionowej.

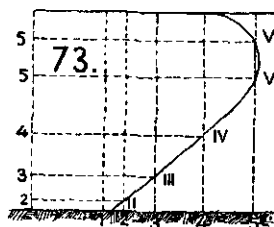


W ten sposób otrzymamy w każdej pionowej jeden rysunek, i na tem jest pomiar ukończony.

Za pomocą tych diagramów możemy w biurze przeprowadzić z łatwością którąkolwiek z metod opisanych pod l. 10 d (s. 69), jeżeli tylko znamy podziałkę, według której z otrzymanych rysunków, mamy odczytywać prędkości. Do tego potrzebne są doświadczenia podobne jak do każdego innego hydrometru, a mówić o nich będziemy w rozdziale o sprawdzaniu hydrometrów. Na razie zaś przypuścimy, że posiadamy taką podziałkę.

Jeżeli chcemy rachować przepływ jako $\Sigma(F \cdot v_s)$, natenczas krzywą wykreśloną na f. 72. przekształcimy na prostokąt, oznaczmy w ten sposób h_s i odczytamy na podziałce v_s . To powtórzymy dla każdej pionowej, a niedokładność jaką popełnimy biorąc w ten sposób pierwiastek ze średniego kwadratu, zamiast średniej z pierwszych potęg, jest znacznie mniejsza od innych błędów pomiaru; jak to mówiłem powyżej pod l. 30. Wszelako, możemy również przy pomocy wspomnianej podziałki wykreślić dla każdego diagramu krzywą v i z niej oznaczyć v_s . Tożsamo odnosi się do zastosowania metody Harlachera.

Chcąc nakoniec rachować przepływ według Culmanna, za pomocą krzywych równej prędkości, odczytamy na naszej podziałce wartości h odpowiadające okrągłym prędkościom, i według tych oznaczmy punkty 1 2 3 (f. 73.) na poziomej. Te punkty odrzucimy na diagram do I II III a następnie na oś rzędnych, gdzie otrzymamy równoimienne punkty krzywych równej prędkości.



W porównaniu z młynkami, które opiszemy w dal- szym ciągu, daje ten przyrząd: 1. daleko większy po- śpiech; 2. nie wymaga jednoczesnego pomiaru czasu;

3. usuwa sposobność do błędów, wykazując z kształtu diagramu na pierwszy rzut oka, czy aparat dobrze funkcjonował; 4. mniej cierpi od zamulenia i daleko mniej zmienia swe działanie jak młynek.

Polega on na tej samej zasadzie, co dawno już znany i zarzucony hy- drometr Brunningsa; opisywany w dawniejszych dziełach o robotach wodnych. Z powyższego opisu wynika nadto, że hydrometr Franka przydatny jest do stu- dyowania oscylacji w prędkości wody, któremi zajmował się Harlacher.

W tym celu należałoby, przy pomocy odpowiedniego mechanizmu zaha- mować obrót bębna papierowego, i spuścić go w tym stanie do obranej głębo- kości. Następnie otworzywszy hamulec, wywołamy za pomocą transmisji po- wolny obrót bębna, i jednocześnie będziemy obserwować czas.

Przy średnich i wielkich prędkościach, hydrometr ten hędzie zapewne wybornie służył do powyższego celu; i nie łatwo da się innym zastąpić. Do ma- łych jednak prędkości, potrzebna będzie dosyć duża tarcza, a przyrząd będzie nam dawał prędkości średnie z całej powierzchni tarczy. Tymczasem przy bada- niu oscylacji, potrzebujemy bodaj w przybliżeniu prędkości jednej nici wody;

a więc chcemy mieć spostrzeżenia z maleńkiej powierzchni, co możebnem jest w daleko wyższym stopniu przy aparatach Rittera.

32. Inne urządzenia hydrometru sprężynowego.

Przy wielkich głębokościach i prędkościach, używanie słupa pionowego przedstawia przy pomiarze znaczne trudności. W takich warunkach wygodniejsze będzie urządzenie przedstawione na tab. 3, f. 8 i 9.

Żelazny trójkątny dźwigar, zawieszony jest jednym końcem na osi poziomej, pomiędzy dwoma czółnami połączonemi pomostem. Na drugim końcu unosi on hydrometr, przedstawiony szczegółowo na tab. 4. f. 42 — 44. Ciężar umieszczony pod hydrometrem, utrzymuje go w położeniu poziomem; a za pomocą linki przeciągniętej przez krążek i windy, można aparat spuszczać i podnosić. Przytem opisuje on okrąg koła zamiast prostej pionowej. Na wielkość mierzonych prędkości niema to żadnego wpływu; ażeby zaś obrót papierowego walca nie był proporcjonalny do kątów obrotu dźwigara, lecz do pionowego rzutu drogi aparatu, obmyślane zostało następujące urządzenie.

Z trzonkiem **d** utrzymywanym pionowo przez ciężar (f. 42.), połączona jest stała sztaba kierująca **l** gładko heblowana. Po niej chodzi lekki wózek o dwóch kółkach, a z nim połączony jest pręt zębaty **z**, poruszający koło zębate **n** (f. 43.) na obwodzie bębna.

Ramię **h** połączone na zawiasy tak z powyższym wózkiem jako i z dźwigarem **t**, a nadto równe co do długości części dźwigara poniżej zawiasu, porusza wózek **w**; a mianowicie: w miarę jak dźwigar **t** odchyła się od poziomej, ramię **h** popycha wózek do góry i wywołuje obrót bębna.

Otóż według f. 74. w której **AC** przedstawia dźwigar **t**, a **FE** ramię **h**, i gdzie **AE = FE**, trójkąty **ABC** i **ADE** są podobne. A więc:

$$AD : AB = AE : AC.$$

A ponieważ **AE** i **AC** są stałe wymiary przyrządu, a więc i **AD** pozostaje proporcjonalne do **AB**. Tożsamo odnosi się do **AF**, a to przedstawia właśnie długość łuku, o który obrócił się bęben hydrometru.

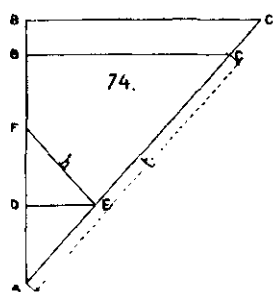
Jeżeli drąg **AC** będziemy przedłużać, to względne obroty bębna, czyli podziałka dla głębokości w diagramie będzie się zmniejszać.

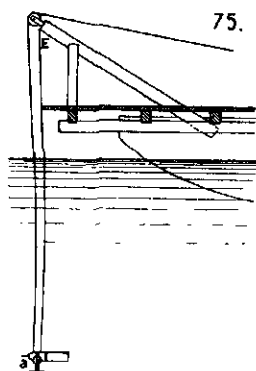
$$\text{Jeżeli n. p. } AE = 0,2 \quad AC = 4 \quad \text{to} \quad \frac{AF}{AB} = \frac{1}{10}$$

$$\begin{array}{ll} " & " = 6 \quad " = \frac{1}{15} \\ " & " = 8 \quad " = \frac{1}{20} \\ " & " = 10 \quad " = \frac{1}{25} \end{array}$$

Jedyną zmianę konstrukcyi w porównaniu do poprzedniego urządzenia, stanowi pręt trzymający tarczę; który użyty jest tutaj w miejsce ramy **r**.

Wreszcie może być hydrometr sprężynowy zawieszony na linie (f. 75.). Jeden jej koniec przeciągamy pod kołem **a**, i przez krążek umieszczony ponad **E** do windy. Wielki ciężar umieszczony pod hydrometrem (tab. 4. f. 38. kropko-

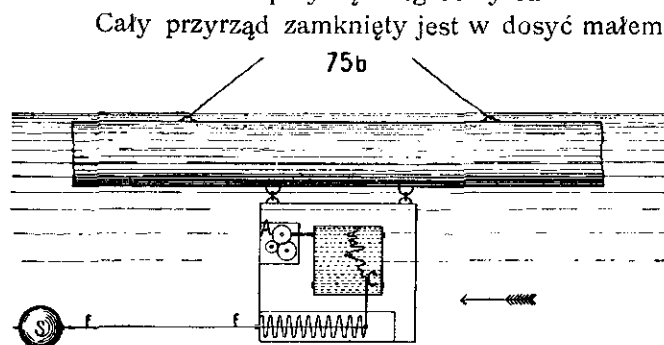




75. wany), utrzymuje jego oś poziomo, oraz nie dopuszcza wielkiego zboczenia liny z kierunku pionowego. Pomimo tego, pomiar głębokości będzie z powodu tego zboczenia wadliwy.

Na tej samej zasadzie urządzony jest następujący hydrometr inżyniera Hirschfelda w Budapeszcie (f. 75 b. An. d. p. e. ch. 1890).

Kula blaszana **S** jest tak obciążona, że w wodzie nie tonie i nie pływa. Pręcik **f f** idący od niej, przyciska i skraca sprężynę spiralną, i w ten sposób ruchy kuli wywołane przez ciśnienie prądu, przeniesione są na ołówek **c**. Ten zaś pisze po papierowym walcu, poruszającym przez przyrząd zegarowy **A**.



Cały przyrząd zamknięty jest w dosyć małym pudełku, a powietrze w niem zawarte nie wpuszcza tyle wody, ażeby ta przeszkadzała do ruchu przyrządu zegarowego.

Pudełko wreszcie przy-czepione jest do wielkiego żelaznego ciężaru umieszczonego nad niem, a podobnego do **AB** na f. 49 d.

33. Sprawdzanie hydrometrów.

(f. le tarage).

a) **Sprawdzanie w wodzie stojącej.** Ażeby mierzyć prędkości którymkolwiek hydrometrem, potrzeba doświadczeń przygotowawczych. Potrzeba znać wartość jednego obrotu młynka, wartość słupów wody w przyrządach opartych na rurce Pitota, wartość przedłużeń sprężyny w hydrometrze Franka i t. d. Z doświadczeń ma być zatem wyprowadzony pewien współczynnik, zależny od konstrukcyi i wymiarów przyrządu.

W celu oznaczenia tego współczynnika, należałoby umieścić przyrząd w prądzie o prędkości wiadomej; podczas tego brać odczyty, i powtarzać tożsamo w obec różnych prędkości.

Ta metoda wymaga jednak stałych urządzeń, umyślnie dla tego celu wykonanych, i tak kosztownych, że mało kto ma możność zastosowania jej. To też po większej części zamiast powyższego, wykonywamy doświadczenia na wodzie stojącej, n. p. na stawie. Trzymając hydrometr na czółnie, poruszamy czółno z prędkością wiadomą. Do tego służy winda ustawiona na brzegu (Tab. 2 B f. 20., 21.). Na wale jej nawinięta jest lina, a do niej przywiązane czółno; robotnicy kręcąc korbami przyciągają czółno do brzegu.

Na brzegu wytyczone są dwa przekroje równoległe, a w przybliżeniu prostopadłe do drogi czółna, o wiadomej okrągłej odległości. Podczas jazdy obserwujemy czas potrzebny do przebycia drogi z jednego przekroju do drugiego, i w ten sposób oznaczamy prędkość ruchu czółna.

Przy większych prędkościach nie trudno otrzymać w ten sposób ruch jednostajny; przy małych trudniej. Nawijamy linę na bęben o wielkiej średnicy, gdy chcemy otrzymać wielką prędkość; zaś na cieńszy bęben dla mniejszych prędkości (f. 21.). Nadto na obwodzie bębna mogą być ustawione w równych odstępach kołki (f. 20.), a te podnoszą podczas ruchu sprężynę *s*, która spadając z każdego kołka, sztuka o poziomą belkę. Te uderzenia słyszą robotnicy przy korbie, i łatwo mogą otrzymać tak jednostajny ruch bębna, że odstępy czasu pomiędzy uderzeniami są jednakowe. Ustawiając na obwodzie bębna coraz większą liczbę kołków, otrzymamy przy jednakowym tempie uderzeń sprężyny, coraz mniejsze prędkości czółna. Za pomocą przyrządu przedstawionego na rysunku, można dojść w ten sposób do najmniejszej prędkości około 10 *cm* na sekundę; powstaje jednakże nowa trudność: naprężenie liny jest wtedy zbyt małe; wskutek tego lina oscyluje, i pomimo jednostajnych uderzeń sprężyny, ruch czółna nie jest jednostajny.

Dalsze ulepszenie osiągnąć można przez powiększenie oporu czółen. W tym celu można umieścić za czółnem deskę poprzeczną w wodzie zanurzoną.

Na f. 15. i 16. tab. 2 B przedstawione są dwa czółna połączone pomostem; za nimi znajduje się poprzeczna deska *h* około 1,5 *m* długa. Jeżeli jej nie potrzebujemy, można ją przyciągnąć łańcuchem i ukryć pod pomostem.

Przy wielkich prędkościach, skoro przy końcu zamierzonej drogi deska ta zostanie nagle spuszczone do wody, działa ona jako silny hamulec; i zatrzymuje czółno prawie na miejscu. W ten sposób zabezpieczamy się od uderzenia hydrometrem o brzeg, lub o dno na miejscach płytkich. Długość łańcucha *q* powinna być tak obrana, żeby kierunek prostopadły do deski *h*, czyli kierunek ciśnienia hydraulicznego, przechodził powyżej środka ciężkości *s* całego urządzenia, wraz z ludźmi na niem stojącymi. Wtedy bowiem, ciśnienie to zanurza tylną część czółen a nie przód; który i tak jest zwykle silniej obciążony, i mógłby w przeciwnym razie pójść pod wodę. Podnoszenie i spuszczenie deski *h* odbywa się za pomocą wielokrążka *w*; przez co pomocnik trzymający linkę nie doznaje szarpnięcia przy zanurzeniu się deski w wodę.

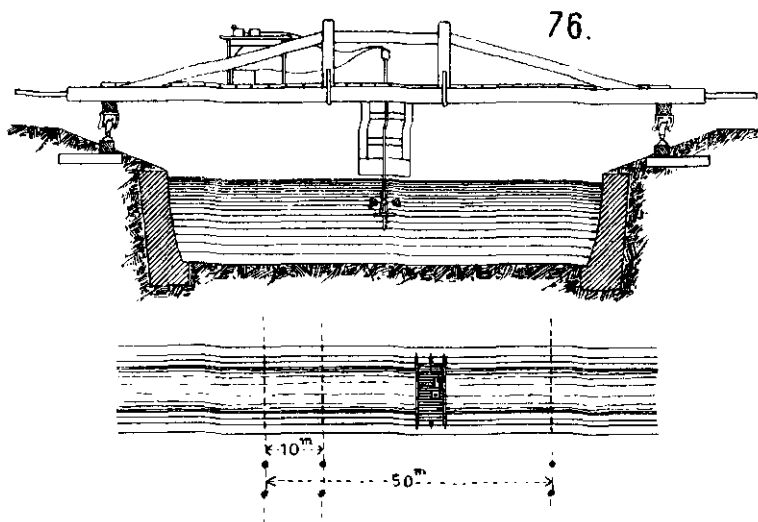
Długość drogi na której odbywa się spostrzeżenie, czyli odległość wytyczonych przekroi, może wynosić 50 do 100 *m* przy wielkich prędkościach, a 10 do 3 *m* przy najmniejszych. Nadto zależy ona od rodzaju hydrometru, i powrócimy do tego przedmiotu w dalszym ciągu.

Przy prędkościach wyżej 1,5 *m*, dwa czółna dają zbyt wielki opór; praktyczniej użyć jednego czółna, a wtedy siłą czterech robotników łatwo osiągnąć prędkość do 4 *m* na sekundę.

Podczas jazdy, należy utrzymywać prosty kierunek za pomocą steru lub wiosła; a po każdym spostrzeżeniu potrzeba wiosłami oddalić czółno od windy. Ażeby tego uniknąć i przyspieszyć pracę, użył prof. Wagner liny bez końca (Tab. 2 B f. 19.); w ten sposób możemy poruszać się przy pomocy windy w obu kierunkach, a zarazem, w miarę silnego naprężenia liny, otrzymamy ruchy daleko jednostajniejsze. Jednakże nie wszędzie znajdziemy warunki potrzebne do takiego urządzenia.

Najdoskonalsze urządzenie dla osiągnięcia stałych i zarazem dosyć małych prędkości jest bez wątpienia to, które posiadają szkoły politechniczne w Pradze i Monachium (f. 76.). Na dwóch szeregach pali, lub na obu brzegach kanału z wodą stojącą, osadzone są dwa kaptury, a na nich szyny. Po szynach biega

wózek, na którym jest stale umocowany hydrometr i miejsce dla obserwatora. Lokomobil ustawiony na ten cel w odpowiedniej budce, ciągnie wózek z każdą żadaną prędkością; a przy pomocy transmisji przez koła różnej wielkości i przy



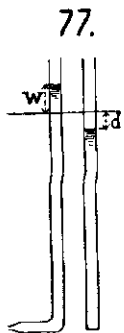
pomocy hamulca, można prędkość regulować z wszelką dokładnością. Gdzie są środki materyalne do zaprowadzenia takiej stacji hydrometrycznej, nie potrzeba nic więcej *).

Wreszcie zwracam uwagę na urządzenie obmyślane swego czasu przez Dyrektora Schmidta w Monachium. Chwile w których wózek wraz z hydrometrem przechodził przez dane punkty, były tam sygnalizowane za pomocą uderzeń, a zarazem liczydło młynka było samoczynnie zazębiane lub zatrzymywane. (Schmid Hydrologische Untersuchungen München 1884).

Zdaje mi się że w stosunku do celu, urządzenie takie jest zbyt skomplikowane.

b) Sprawdzanie pitotów w prądzie o danej prędkości.

Ritter wykazuje we wspomnianej już powyżej pracy, że sprawdzanie w wodzie stojącej jest wadliwe, i wyłącznie zaleca sprawdzanie w prądzie. Odnosne jego uwagi poznamy poniżej, mówiąc o sprawdzaniu młynków; teraz zaś wypada nam poznać jego doświadczenia, ze względu na uzasadnienie wylotów statycznych o których już mówiłem powyżej pod l. 23.



Jeżeli wstawimy oba wyloty przyrządu Darçy w prąd wody (f. 77.), natenczas na rurce z wylotem poziomym czytamy słup *w* jako nadwyżkę ciśnienia; zaś na rurce z wylotem pionowym słup *d*, jako ubytek ciśnienia względnie do zewnętrznego stanu, czyli do ciśnienia hydrostatycznego.

Na manometrze zaś, którego oba ramiona będą z tamtymi rurkami połączone odczytamy różnicę słupów

$$h = w + d.$$

*) Odmienne urządzenie doświadczalni w Hanowerze, opisane jest w Zeitschr. des Ver. Deutscher Ingen. 1886 s. 911.

Jeżeli przyjmiemy że w i d zależą od prędkości v w ten sposób że

$$\frac{v^2}{2g} = \mu w \text{ i } \frac{v^2}{2g} = \mu_1 d$$

natenczas

$$\frac{v^2}{2g} \left(\frac{1}{\mu} + \frac{1}{\mu_1} \right) = h \text{ i } v = x \sqrt{2gh} \text{ gdzie } x = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{\mu} + \frac{1}{\mu_1}}}$$

W praktyce zwykłej, sprawdzanie ma na celu oznaczenie wprost przez doświadczenia współczynnika x ; ale można także oznaczyć współczynniki μ i μ_1 , jak okażemy w dalszym ciągu.

Co do μ . Przeważnie zakładano dotychczas że

$$w < \frac{v^2}{2g}, \text{ czyli } \mu > 1$$

a to z powodu straty ciśnienia powstającej wskutek zboczenia nici wody przed wylotem hydraulicznym.

Nie znamy żadnego doświadczenia, któreby potwierdziło powyższe mniemanie; natomiast znamy jedno które temu przeczy. Wykonał je Du Buat a potem Savart, a Ritter powtórzył.

Jeżeli naprzeciw strumienia wody wychodzącego pionowo z otworu kolistego w cienkiej ścianie, wykonanego w dnie zbiornika (f. 78.), umieścimy walcowy wylot z ostreimi krawędziami; jeżeli następnie połączymy ten wylot z ramieniem manometru różnicowego, którego drugie ramie zanurzone jest wprost w rzeczonym zbiorniku; natenczas poziomy słupów w obu ramionach będą jednakowe; i to bez względu na stan wody w zbiorniku. Tożsamo okaże się, gdy otwór wycięty będzie w bocznej ścianie zbiornika (f. 79.).

Powyższe doświadczenie dowodzi zatem, że jeżeli przy rurce hydrometrycznej jest strata ciśnienia wskutek zboczenia nici, to nie zachodzi ona powyżej wylotu poziomego. A więc, że według powyższych oznaczeń

$$v = \sqrt{2gw} \text{ a więc } \mu = 1.$$

Wzór na sprawdzenie rurki hydrometrycznej będzie zatem

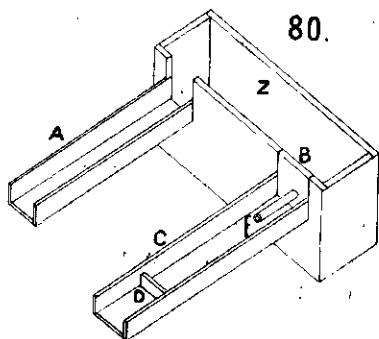
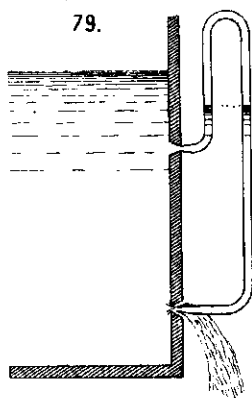
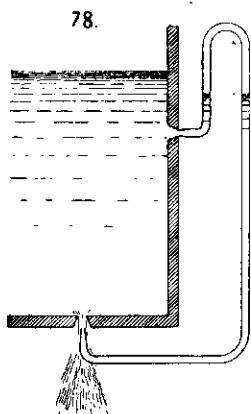
80.

$$v = \sqrt{\frac{2\mu_1 gh}{\mu_1 + 1}}$$

i pozostaje oznaczyć współczynnik μ_1 .

W tym celu postąpił Ritter w następujący sposób: Zbiornik **Z** (f. 80.) zasilany był przez rynnę **A** rozmaitemi objętościami wody; do odpływu służyła rynna **C**. Podczas doświadczeń ta rynna zamknięta była stawidłem **B**, w którym osadzono szczelnie cynkową rurkę **f**, 0,37 długa 0,04 szeroką. Odpływ odbywał się zatem przez tę

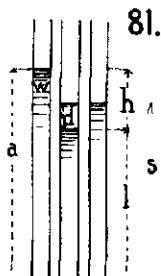
rurkę, a w odległości 3 m od **B** ustawiono przegrodę **D** o 3 cm wyższą od górnej krawędzi rurki. W ten sposób była ona zawsze pod wodą.



Wyloty hydrometru Darçy umieszczone były na parę centymetrów od wylotu **f**, naprzeciw prądu, którego prędkość była przy każdym doświadczeniu wiadoma; a to z wiadomej objętości zasiłku wprowadzonego przez **A**.

Do mierzenia ciśnień użyto manometru o trzech ramionach, jak f. 30. tab. 4; każda rurka hydrometru połączona była z jednym ramieniem, zaś do trzeciego ramienia przystosowano rurkę kauczukową, której koniec wpuszczono do naczynia wstawionego do rynny **C**, zupełnie zanurzonego w wodę niedaleko wylotów, i w miejscu gdzie woda była prawie stojąca.

Odczyt na tem ostatniem ramieniu nazwijmy **s** (f. 81. rurka z prawej strony)*) odczyty na innych nazwijmy **a** i **l**; natenczas:



$$w = a - s = \frac{v^2}{2g} \quad d = s - l = \frac{l}{\mu_1} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$h = a - l = w + d.$$

Można więc wyrachować

$$\frac{v^2}{2gd} = \mu_1 = \frac{w}{d}$$

a nadto mamy:

$$v = \sqrt{2gw} = \sqrt{\frac{w}{h} \cdot 2gh}$$

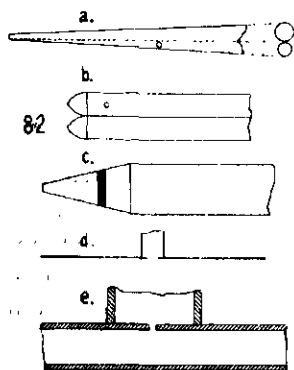
a więc

$$\alpha = \sqrt{\frac{w}{h}}.$$

Takie doświadczenia dowiodły, że α jest dla jednego przyrządu stałe, niezależne od prędkości wody, ale zależne od kierunku jej względem wylotu. Dokładne zatem ustawienie wylotu poziomego w kierunku prądu za pomocą steru, jest nader ważne.

μ_1 jest w ogóle większe od zera; a wartość jego zależy od kształtu wylotu pionowego. Te wyloty dla których $\mu_1 = 0$, nazywa autor wylotami statycznymi (ajutage statique). Dają one na manometrze poziom odpowiadający dokładnie powierzchni wody, a ponieważ dla nich $\alpha = 1$, więc nie potrzebują sprawdzenia.

To zdanie Rittera wymaga jednak pewnej poprawki. Jakkolwiek przypuścimy że wylot statyczny daje $\alpha = 1$, to jednak stosuje się to ściśle tylko do urządzenia według Darçy, i do odczytów w otwartem powietrzu. Natomiast



w urządzeniu Rittera, mamy w manometrze zawsze rozrzedzone powietrze; a ztąd potrzebna jest poprawka odczytów, zależna od wysokości łępków **f** nad powierzchnią wody, oraz od ciśnienia powietrza; a więc także od morskiej wysokości danego miejsca. Tę poprawkę trzeba zatem oznaczyć za pomocą doświadczeń.

Wylot jest tylko wtedy statyczny, gdy prąd przechodzi stycznie do niego, bez zboczenia lub zwężenia. Przykłady przedstawia f. 82. Typ **d** jest najprostszy. Dla pewności jednak należy go zasłonić płytą od prądów ukośnych tak powstaje typ **e**; i w tej postaci nazywa go autor wylotem statycznym nor-

*) Na f. 81. brak linii kropkowanej dla oznaczenia **s**, a to od poziomu wody w prawej rurce.

małym i używa do swoich przyrządów. Wreszcie tylko doświadczenie przekonać nas może czy dany wylot jest statyczny lub nie. Doświadczenie to polega na wystawianiu wylotu na prądy o rozmaitych prędkościach. Słup manometru powinien przytem pozostać niezmienny, do czego posłuży porównanie tegoż z innym poziomem stałym.

Jeżeli ciśnienie jest nieco większe od statycznego, natenczas wystarczy rozszerzyć nieco otwór rurki poziomej (typ **e**) za pomocą pilnika.

Praktyczne wymiary dla wylotu statycznego typu **e**, są według polecenia autora następujące:

długość rurki poziomej	100 $\frac{m}{m}$
średnica jej wewnętrzna	10 „
„ otworu u wierzchu	1 „
grubość ściany rurki poziomej najwyżej	$\frac{1}{2}$ „

Wyloty pionowe niestacyjne, są te które mają wysoki wywołujące zboczenie. Dla nich μ_1 nie jest = 0.

Według powyższej metody znalazł dla nich Ritter średnio $\alpha = 0,88$.

Wartości μ_1 zbliżają się w ogóle do 3,5 a **d** zawarte jest zwykle pomiędzy 0,28 a 0,30 słupa **w**.

Tak więc wysokość **h** odczytywana na takim przyrządzie wynosi około 1,3 tej jaką daje przyrząd z wylotem statycznym. Przyrząd taki jest zatem czulszy, ale mniej dokładny w obec prądów ukośnych.

Posiadając hydrometr z wylotem statycznym, możemy z łatwością sprawdzić hydrometr Darcy z wylotem dowolnym w wodzie płynącej. W tym celu wstawiamy wszystkie trzy wyloty w jeden punkt przekroju rzeki, i na manometrze trójramiennym odczytujemy jak poprzednio trzy wysokości **a s i l**, z których wyrachujemy α . Powtórzyć to należy w różnych punktach przekroju, i zawsze baczyć na dokładne ustawienie wylotów poziomo i w kierunku prądu.

Tożsamo wykonać można na czółnie poruszaniem w wodzie stojącej. Powyższe przepisy Rittera stanowią jedyną racjonalną metodę sprawdzania i używania Pitotów; ale nie dowodzą wcale konieczności sprawdzania w prądzie o danej prędkości, które wymaga kosztownych urządzeń. Powrócimy jednak do tego przedmiotu w dalszym ciągu.

Sprawdzenie Pitotów w wodzie stojącej, wymaga natomiast dokładnego zachowania stałych prędkości; a więc zastosowania urządzeń ulepszonych opisanych pod **a**. Należy przytem obierać do spostrzeżeń krótkie drogi; n. p. 10 *m* dla większych, a 3 do 5 *m* dla małych prędkości.

Sądzę nadto, że skoro mamy już dobry wylot statyczny, i chodzi tylko o poprawkę zależną od rozrzedzenia powietrza w manometrze, można przeprowadzić to sprawdzenie wystawiając oba wyloty hydrometru na ciśnienia statyczne nierównych słupów wody. Niemogłem jednak dotąd wypróbować tej metody.

c) Sprawdzanie młynków. Przy sprawdzaniu w wodzie stojącej opisaniem pod **a**, można użyć nawet jednego zwykłego czółna; przez co opór dla windy zmniejsza się.

Drążek czy rurę na której osadzony jest młynek można trzymać pochyło; co przy niektórych konstrukcyach stanowi ułatwienie. Potrzeba tylko żeby oś młynka leżała w kierunku ruchu czółna.

Sprawdzanie jest najwygodniejsze gdy młynek ma liczydło kółkowe. Wtedy czas użyty do przebycia danej drogi, odnosi się zarazem do obserwowanej liczby obrotów.

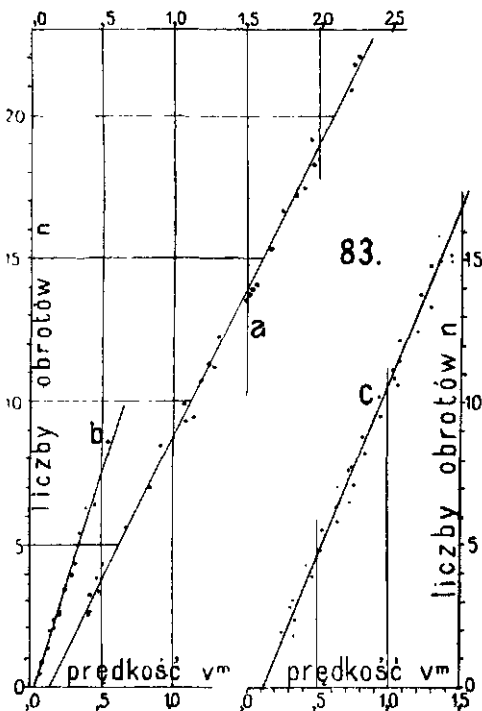
Tożsamo odnosi się do sygnalizacji akustycznej lub elektrycznej wszystkich obrotów, przy pomocy liczydła elektrycznego lub chronografu Morsego.

To kosztowne urządzenie jest jednak mało używane, a częściej mamy do czynienia z sygnalizacją co 100 lub 50 obrotów. Wtedy rzecz się ma nieco inaczej niż w poprzednich przypadkach; albowiem chwile w których przyrząd dzwoni, nie zgadzają się z temi w których przechodzi on przez wytyczone przekroje.

Z tego powodu trzeba wykonać dwie oddzielne a jednocześnie obserwacje czasu. Jedną dla kilkuset obrotów, drugą dla przebywanej drogi. Potrzeba do tego dwóch zegarków, a dla wygody obserwacji korzystnie będzie, gdy pierwsze obserwowane dzwonienie przypadać będzie przed pierwszym przekrojem, dzwonienie zaś końcowe znacznie poza drugim przekrojem.

Odcinając liczby n i odpowiednie im prędkości v na systemie współrzędnych, otrzymamy szereg punktów doskonale zgodny z linią prostą dla prędkości większych od $0,4 m$. Zboczenia tych punktów z prostej są w podziałce $\frac{1}{10}$ dla v , jeszcze niedostrzegalne.

F. 83a. przedstawia diagram otrzymany przez Rittera; błędy są w nim daleko większe niż być powinny; zboczenia punktów z prostej dochodzą do 5%.



całości, i dowodzą albo nie dosyć starannego urządzenia doświadczeń, albo też są wynikiem ruchomego osadzenia osi młynka. Dlatego właśnie przytoczyłem tutaj ten diagram.

Tak więc powyżej prędkości $0,4$ lub $0,3$, mamy

$$v = \alpha + \beta n$$

gdzie α ma oznaczać tę prędkość która młynka jeszcze nie porusza a leży ona pomiędzy $0,02$ i $0,05$. Zaś β zależy od wymiarów młynka; mianowicie jest to w przybliżeniu długość skrzytu jego helisy. W młynkach Harlachera leży β pomiędzy $0,20$ a $0,30$; dla wielkiego młynka wiszącego, do pomiaru wezbrań (tab. 4. f. 13 — 16), wynosi β około $0,45$. Młynki Rittera są znacznie czulsze, albowiem β znalezione przez niego wynosi zwykle mniej niż $0,10$.

Poniżej prędkości $0,4$ lub $0,3$, zbacza diagram z prostej, a to w kierunku $+v$. Krzywą diagramu można oznaczyć przy pomocy poprawnych urządzeń które opisałem powyżej pod **a**; ale niema ona istotnej praktycznej wartości. W rzekach bowiem i kanałach, prędkość ulega wielkim oscylacjom; chociaż więc chwilowo wynosi ona $0,2$ lub więcej, to jednak można obserwować inne chwile w których młynek się zupełnie zatrzymuje. W takich warunkach, niemożna całkowitej liczby obrotów n , — z dłuższego

czasu w ciągu którego młynek zatrzymywał się chwilowo, — brać w rachubę tak jak gdyby on ciągle był w ruchu. Sądzę zatem że poniżej prędkości 0,25 nie należy wcale używać młynka. Ritter zaleca tożsamo już poniżej 0,40.

Zresztą zauważmy, że z wykreślenia krzywej diagramu poniżej prędkości 0,4, otrzymamy rzędną w początku nieco większą od α w powyższem równaniu prostej. Ta większa wartość jest prędkością, która już rzeczywiście młynka nie porusza.

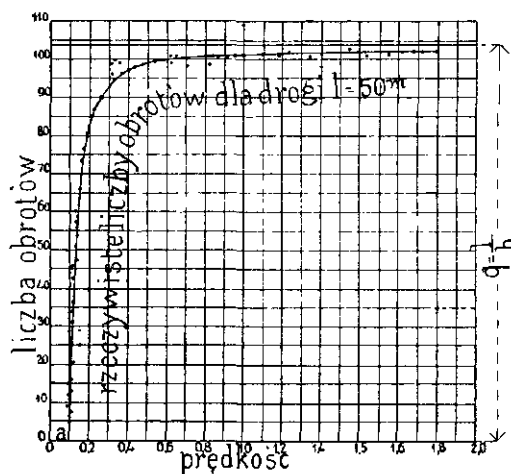
Z powyższego wynika wreszcie, że staranne zachowanie jednostajnej prędkości przy doświadczeniach z młynkiem w wodzie stojącej, jest potrzebne tylko przy małych prędkościach, poniżej 0,4.

Skoro bowiem związek pomiędzy v i n jest równaniem pierwszego stopnia więc współczynniki α i β niezależą od n ; albo innemi słowy, różniczka v względem n jest ilością stałą β . Ta okoliczność ułatwia sprawdzanie powtórne i późniejsze. Można też wtedy ograniczyć się do niewielu doświadczeń.

Inne postępowanie przy wykreśleniu diagramu młynka zaleca Scheck (Wochenblatt für Baukunde 1887 s. 382). Radzi on przedewszystkiem wykreślić krzywą, która dla rozmaitych prędkości v jako odciętych, daje całkowite liczby obrotów młynka q , obserwowane w ciągu drogi przebywanej przy doświadczeniach; n. p. 50 lub 100 m. Gdyby wartość jednego obrotu była dokładnie stała przy wszelkich prędkościach, natenczas i obserwowane q byłoby stałe. Powyższa krzywa byłaby zatem prostą równoległą do osi odciętych, a q byłoby równe przebywanej drodze l podzielonej przez długość skreśłu helisy młynka h .

W rzeczywistości, przy bardzo małych prędkościach w pobliżu tej która młynka nie porusza otrzymamy małe q ; przy większych prędkościach q będzie szybko wzrastać i zbliżać się do ilorazu $\frac{l}{h}$. Otrzymana krzywa będzie zbliżona do hyperboli, której asymptotami są oś rzędnych i równoległa do osi odciętych w odległości $\frac{l}{h}$.

Wykreśliwszy tę krzywą o ile możności zgodnie z otrzymanym szeregiem punktów, należy według Schecka z niej odmierzać q dla każdej prędkości, i dopiero z tego rachować liczby obrotów n na sekundę. Odcinając wyrachowane n jako rzędne, otrzymujemy diagram młynka. Scheck utrzymuje, że w ten sposób krzywa część diagramu staje się dokładniejsza niż wtedy gdy go wykreślamy bezpośrednio z doświadczeń. Praktyczną wartość jednak ma to postępowanie tylko dla mniej czułych młynków, dla których krzywa część diagramu sięga względnie daleko; np. do prędkości 0,5. Prace naukowe cenne, ale dla praktyki mniej lub zupełnie nieprzydatne ogłosili w tym przedmiocie, autorowie których poniżej wymieniam*).



*) Exner Zeitschrift für Bauwesen 1875. Daehr Wochenblatt für Architekten und Ingenieure 1883, s. 37 i 48. Eisenlohr Wochenblatt f. Baukunde 1887 s. 145.

Pozostaje mi przedstawić tutaj zarzuty Rittera, przeciw sprawdzaniu hydrometrów w wodzie stojącej; poczem powrócę do oceny konstrukcyi młynka proponowanej przez Rittera, którą dla zwięzłości opuścić musiałem pod l. 19. Zarzuty rzeczone są:

1. Strumień wody uderzający na młynek, nie przepływa przez niego w całości; doznaje bowiem częściowego zboczenia według powierzchni skrzydełek, i zachodzi przytem pewne wypchnięcie wody przez młynek, od którego zależą ciśnienia na skrzydełka i ich ruch obrotowy.

2. Siła potrzebna do tego wypchnięcia inna jest niewątpliwie, gdy woda otaczająca młynek znajduje się w spoczynku, a inna wtedy gdy woda w całej swej objętości się porusza.

3. Nadto: wewnątrz dwóch prądów których ogólne średnie prędkości są równe, mogą mieć oddzielne nici wody prędkości rozmaite, i rozmaicie rozłożone na powierzchni skrzydełek młynka. W takich dwóch prądach wykona młynek zapewne niejednakowe liczby obrotów.

4. Jeżeli wreszcie prąd uderza na młynek ukośnie, natenczas ciśnienia nie są symetryczne względem osi, a zarazem zmienia się wielkość uderzanej powierzchni.

5. Z powyższego wnosić wypada, że jedno sprawdzenie młynka nie powinno być stosowane do wszelkich możliwych warunków pomiaru; a jeżeli to czynimy, to wyłącznie z konieczności; przyczem wiedzieć należy, że używane współczynniki są niedokładne. Oprócz tego wiadomo, że współczynniki te zmieniają się stosownie do czystości przyrządu i do zużycia czopów.

6. W obec takich trudności, należy wybrać metodę sprawdzania prostą i wygodną; dążenie zaś do wielkiej dokładności jest bezużyteczne

Ritter sprawdzał swój młynek najprzód w wodzie stojącej: Mianowicie na kanale fabrycznym, zamkniętym w dzień świąteczny. Czółno ciągnęli ludzie idący po brzegach. Z tych doświadczeń otrzymał szereg punktów przedstawiony na f. 83 a., o którym wspominałem powyżej. Równanie prostej która mu najlepiej odpowiada, jest

[illegible]

Następnie wskutek uwag l. 1 do 6 powyżej przytoczonych, oraz niejednostajnego ruchu czoła przy prędkościach mniejszych od 0,4, powrócił on do sprawdzania w prądzie; a mianowicie do przyrządu opisanego pod **b** (f. 80.).

Zamiast rurki 4 cm szerokiej, poprzednio używanej, wstawił w ścianę zbiornika rurę 9 cm szeroką, w którą ciasno wchodził pierścień otaczający młynek.

Gdy przypływ do zbiornika zrównoważył się z odpływem, a wskutek tego utworzył się w zbiorniku stały stan wody, rozpoczął obserwację czasu i obrotów młynka.

Objętość przepływającej wody mierzona była za pomocą pomiaru czasu potrzebnego do napełnienia podstawionego zbiornika, obejmującego pół hektolitra. Objętość ta jest dosyć mała, a ztąd pomiar niezbyt dokładny; jednakże zboczenia punktów od prostej wynosiły już tylko 3% całości (f. 83 b.). Równanie odnośnej prostej jest

[illegible]

Zadziwiającem jest tutaj nadzwyczajne zmniejszenie pierwszego, stałego wyrazu; który w równaniu 1 był 0,13, a więc $6\frac{1}{2}$ razy większy. Wytlómaczeniem tego, może być niedokładność doświadczeń w wodzie stojącej; a zarazem ru-

chome wówczas osadzenie osi młynka w płaszczyźnie poziomej, w obec stałego jej osadzenia w drugim przypadku.

Ten jeden wynik, — wskazujący jakoby w drugim przypadku młynek był znacznie czulszy niż w pierwszym, — świadczy już bardzo silnie na niekorzyść ruchomego osadzenia osi; które Ritter bezwarunkowo zaleca.

Przy powyższych doświadczeniach, prędkości zmniejszane były od 0,47 do 0,05, i ta łatwość otrzymania małych prędkości stanowi jedyną istotną zaletę sprawdzania w prądzie.

Nadto mierzył Ritter za pomocą manometru ciśnienia hydrauliczne wewnątrz rury po obu stronach młynka, i znalazł straty ciśnienia proporcjonalne do pierwszej potęgi liczby obrotów. Te straty przedstawiały opory młynka.

Przez wyrugowanie n z powyższych równań 1 i 2, otrzymujemy

$$v = 0,0984 + 1,56 v,$$

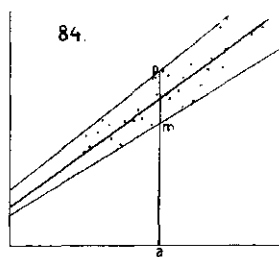
a ztąd

$$\frac{v_1}{v} = 0,64 - \frac{0,063}{v} \dots \dots \dots 3.$$

To równanie wskazuje, że różnica pomiędzy wynikami obu sprawdzeń jest tem większa, im te prędkości są mniejsze. Liczebnie byłaby ta różnica znacznie mniejsza, gdyby doświadczenia w wodzie stojącej były staranniej urządzone; ale bądź co bądź równania 1 do 3 dowodzą, że w drugim szeregu doświadczeń z powodu stałego osadzenia rury i osi młynka, przepływały przez młynek większe objętości wody.

Zauważyć bowiem należy, że przy pierwszym sposobie sprawdzania, prędkość oznaczana była z drogi przebytej przez czółno; przytem zachodziło zapewne wspomniane powyżej częściowe wypchnięcie wody przez młynek. Przy drugim zaś sprawdzaniu, mierzona prędkość była rzeczywistą prędkością wody w rurze, czyli w rękawie otaczającym młynek; i przy tem sprawdzaniu młynek okazał się czulszy.

Przy rzeczywistym pomiarze będą warunki więcej zbliżone do pierwszego sposobu sprawdzania; i ten wydaje mi się dlatego racjonalniejszy. Ritter zapamiętuje się jednak inaczej: „usiłuje on owszem mierzyć same największe prędkości“, i tensam cel ma rękaw otaczający jego młynek, oraz ruchomość osi młynka w płaszczyźnie poziomej. Utrzymuje on, że „w ten sposób popełnia błędy tylko ze znakiem więcej“, a wielkość ich oznacza na diagramie, prowadząc dwie proste przez punkty najczęściej zbaczające



od prostej średniej (f. 84). A więc $\frac{mp}{2ap}$ przedstawia jego średni błąd; gdy tymczasem przy zwykłym młynku bez rękawa, i z osią stałą, „nie mamy“ według niego: „żadnej podstawy do oceny błędów“.

Mojem zdaniem, nie mamy przy zastosowaniu metody Ritтера również żadnej podstawy do oceny błędów. Mierzac bowiem tylko prędkości największe, popełniamy błąd zależny od wielkości oscylacji prędkości w danym

miejsku; a do oceny tych oscylacji nieposiadamy prostej metody. Drugi błąd wynika z ruchomego osadzenia osi młynka w płaszczyźnie poziomej, ponieważ mierzymy prędkości nie koniecznie prostopadłe do danego przekroju; jak już mówiłem na str. 76. Niema więc dostatecznych powodów, ażeby

odstąpić w tym razie od zasady uświęconej przez naukę i praktykę, według której takie postępowanie uważamy za najdokładniejsze, przy którym osiągamy najlepsze wyrównanie błędów.

Zalecając dla młynków jak najprostszą metodę sprawdzania, radzi Ritter używać do tego hydrometru Pitot-Ritter z wylotem statycznym. Umieszcza on w tym celu młynek w prądzie, a tuż przed nim wylot statyczny hydrometru Pitot-Ritter (f. 37. tab. 4.).

Tak złożone i związane dwa hydrometry umieścić należy w wygodnej małej głębokości, n. p. 0,5 m, i obserwować jednocześnie sygnalizację elektryczną, oraz manometr. Powtórzywszy tożsamo w różnych punktach na całej szerokości rzeki, otrzymujemy dla młynka dane odpowiadające warunkom w całym przekroju rzeki.

Jest to bardzo trafne i pospieszne sprawdzanie; ale obecnie mało kto posiada hydrometr Pitota z wylotem statycznym. Zarazem przypominam to co mówiłem o odczytywaniu kilkakrotnem na Pitotach str. 87 i 89.

Współczynniki młynków zmieniają się wskutek najmniejszego zanieczyszczenia. Zaraz po ukończeniu pomiaru, należy doskonale wypłukać młynek w czystej wodzie, i przed schowaniem do skrzynki należy go obsuszyć. Przybywszy do domu, należy niezwłocznie młynek rozebrać i gruntownie oczyścić. Wreszcie po dwóch lub trzech pomiarach w wodzie mętnej, potrzebne jest ponowne sprawdzenie młynka.

34. Porównanie hydrometrów.

Hydrometr przydatny do wszelkich warunków pomiaru, powinienby dawać prędkość wody tak w małej, jako i w wielkiej głębokości; bez względu na stopień zamącenia wody, na siłę prądu, i na wysokość w jakiej znajduje się obserwator nad powierzchnią wody; a więc tak z mostu jako i z czoła. Budowa jego powinna być bardzo prosta; zastosowanie nie powinno wymagać ani licznych pomocników, ani kosztownych urządzeń.

Takiego przyrządu nie posiadamy dotychczas; a wybór hydrometru zależy przede wszystkim od przyjętej w danym razie metody pomiaru. O względach jakie ztąd wynikają, mówiłem pod l. 10; również pominąć tu mogę wzgląd na koszt pomiaru; albowiem one to właśnie decydują najczęściej przy wyborze metody. Pozostaje mi zatem mówić o wyborze hydrometru ze względu na prędkość wody, głębokość koryta, a przytem na pożądaną zawsze szybkość pomiaru.

Najwięcej rozpowszechnionym hydrometrem jest bez wątpienia młynek. Sprawdzanie jego jest prostsze od innych; w zastosowaniu do wielkich prędkości i głębokości, był on do niedawna jedynym możliwym przyrządem.

Najlepsza sygnalizacja jest elektryczna według Rittera, albo głosowa Wagnera. Młynek powinien być lekki o średnicy 10 do 15 cm do wielkich przekroi, a 4 do 8 cm do przekroi małych. Bez rękawa i pierścienia, o osi stałej.

A jednak pod pewnemi względami stoi on niżej od wszystkich innych hydrometrów. Cierpi bardzo od mętnej wody, wymaga częstego ponownego sprawdzania; zatrzymuje się w biegu wskutek łodyg, listków i innych drobnych przedmiotów na nim owiniętych; poniżej prędkości 0,4 lub 0,2 staje się nieczułym; zajmuje w przekroju tyle miejsca, że nie jest właściwy do pomiaru w mniej-

szych rzekach i strumieniach; wymaga dwóch jednoczesnych obserwacji, t. j. czasu i liczby obrotów; a wreszcie jest droższy od wielu innych hydrometrów.

Dlatego też sądzę że głównym powodem rozpowszechnienia młynka jest ta okoliczność, że do niedawnego czasu było jedyny hydrometr umiejętnie ulepszony; a to wskutek prac Harlachera. Obecnie jednak czas już zwrócić uwagę na inne.

Do małych prędkości i małych przekroi, zasługuje na bezwarunkowe pierwszeństwo rurka Pitot-Rittera; do przekroi średniej wielkości i pospiesznych pomiarów rurka Franka, lub system takich rurek połączonych. Wreszcie hydrometr sprężynowy Franka, choć równie kosztowny a delikatniej zbudowany jak młynek, może go z czasem wyrugować z większej części pomiarów, mianowicie na wielkich głębokościach i prędkościach.

Hydrometru spiralnego i hydrometrów bańkowych na razie zalecić nie mogę; a to ze względów które przytoczyłem we właściwych miejscach.

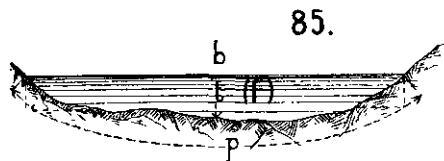
Czas trwania obserwacji w jednym punkcie, — bez względu na metodę pomiaru i rodzaj hydrometru, — powinien być tak długi, żeby objął możliwy peryod oscylacji stwierdzonych przez Harlachera (f. 48.). Należy go zatem przez doświadczenia wypróbować; zwykle wypadnie on na 3 do 5 minut. obserwacje trwające 30 do 60 sekund nie mają wartości.

Jeżeli wskutek powyższego zachodzi obawa, że nieskończymy pomiaru jednego dnia, należy użyć jednocześnie dwóch hydrometrów.

WZORY NA PRZEPŁYW WODY.

35. Wzory dla ruchu jednostajnego w rzekach i kanałach.

We wszystkich przypadkach w których nie możemy mierzyć prędkości wody, pozostaje nam obrachowanie jej za pomocą wzoru wyrażającego związek pomiędzy średnią prędkością c , spadkiem α na jednostkę długości, oraz wielkością i kształtem przekroju.



Jako miarę ostatniego czynnika, uważamy promień przekroju r (n. Profilradius, f. rayon moyen), który jest ilorazem z powierzchni przekroju wody F , przez obwód zwilżony p . f. 85.

Nadto jeżeli koryto jest bardzo płaskie i szerokie, wtedy przez wzgląd na niepewność rachunku, wprowadzamy dla uproszczenia szerokość zwierciadła b , zamiast obwodu zwilżonego p . Iloraz $\frac{F}{b} = t$ nazywamy wtedy średnią głębokością; albowiem $F = bt$ uważać można za powierzchnię prostokąta równoważnego z danym przekrojem. Takie uproszczenie jest zwykle dozwolone, jeżeli

$$b - p < 0,0004 p.$$

Zjawiska ruchu wody w korytach, mianowicie te które poznane zostały z nowszych pomiarów i badań, jako to: wiry, fale i oscylacje prędkości wraz z tarcieniem i lepkością wody, nie zostały dotychczas ujęte w matematyczne prawa,

a to w sposób pożyteczny dla celów praktycznej inżynierii*). Wywody zaś, na których opierane były po części wzory poniżej przytoczone, stosują do ruchu wody hipotezę ruchu ciągłego, oraz hipotezę równoległości nici i równoległości warstw, które są w rażącej sprzeczności z powyższymi zjawiskami.

W dalszym ciągu stosują one też do ruchu wody prawa dowiedzione tylko dla ruchu ciał stałych; n. p. że opór jest proporcjonalny do obwodu zwilżonego i do kwadratu z prędkości. Za jedyny zaś opór, uważane jest w tych wywodach tarcie wody o ściany koryta; a pominięty jest opór pochodzący z unoszenia mułu, piasku, żwiru i kamieni. Wiemy zaś stanowczo, że ten właśnie zużywa największą część spadku, z jakim się woda porusza. Temu to oporowi przypisać należy drobne wiry i fale, które tworzą się w całej objętości wody. Zauważyć je można przy niskich stanach nawet przy najspokojniejszym ruchu; w miarę zaś jak wzrasta prędkość i głębokość wody, wzrastają i one; a wskutek tego cała powierzchnia wody przybiera wyraźny kształt falisty.

Pierwsze obszernie spostrzeżenia oscylacji prędkości rozpoczął Harlacher, jak wspominałem już mówiąc o elektrycznej sygnalizacji obrotów młynka; ale wyników zebranych nie zdołał ogłosić. Mimowolnie zaś i jak się zdaje bez zamiaru dalszego badania, zauważył oscylacje prędkości Bazin (1856), robiąc pomiary przyrządem Pitot-Darçy, i pracując nad dziełem swoim „Recherches hydrauliques“.

Słupy h zapisane w jego tabelach, otrzymane są z czterech odczytów; czytał on mianowicie 2 maxima i 2 minima tego słupa; przytem odrzucał oscylacje wyjątkowo wielkie, powtarzające się peryodycznie; a brał tylko te które mniej więcej ciągle trwały.

Bazin nie ogłaszał tych odczytów, i nie badał dalej; dopiero pod wpływem nowszych zapatrywań na ruch wody, a mianowicie jak się zdaje wskutek pomiarów Harlachera i rozprawy De Saint-Venant'a o ruchu zmiennym, o której wspomnimy pod l. 37, powrócił Bazin do zapomnianego materiału w 20 lat później, i wyprowadził z niego wnioski, — wprawdzie nie wiele wyjaśniające, — ale bądź co bądź jedyne jakie w tym przedmiocie posiadamy (Annales 1887 t. II. s. 195).

Zamiast oscylacji Δh słupa hydrometru, porównywał Bazin stosunki Δh do odnośnych prędkości v . Znalazł więc, że te względne oscylacje $\frac{\Delta h}{v}$ są największe przy ścianach koryta; a zmniejszają się w kierunku ku linii nurtu. Że zmiany ich są prawie stale proporcjonalne do stosunku $\frac{v_{mx} - v}{c}$; gdzie tak jak powyżej oznaczamy przez v_{mx} największą prędkość na powierzchni, a przez c średnią prędkość w całym przekroju. Oscylacje względne są zatem stałe wzdłuż jednej izotachei. Wreszcie są one tem mniejsze, im gładzsze ściany koryta, a mianowicie: w dwóch korytach o przekrojach geometrycznie podobnych, są proporcjonalne do wyrażenia

$$\sqrt{\frac{\alpha r}{c^2}}.$$

Według powyższego przewidywać można, że przyszła teoria ruchu wody w rzekach i kanałach, weźmie za punkt wyjścia ruch falisty; na-

*) Heinemann, Rationaltheorie Hagen 1872. Zeitschr. f. Bauw. 1883 s. 193 i 1890 s. 481 Möller.

tomiast wzory o których tutaj mówić mamy, uważać można tylko za wzory empiryczne.

Większa część tych wzorów ma kształt

$$c = \kappa \sqrt{\alpha r}$$

gdzie κ jest współczynnik wyprowadzony z doświadczeń.

Ten kształt wzoru wynika z następującego rozumowania, opartego na prawach ruchu ciał stałych:

Bryła wody o przekroju F i dosyć małej długości l , poruszająca się wskutek spadku α , doznaje przyspieszenia

$$\gamma g F l \cdot \alpha;$$

gdzie γ jest ciężar jednostki objętości wody, a g przyspieszenie ziemskie.

Jeżeli obwód zwilżony jest p , to na powierzchni ścian koryta $p l$, doznaje powyższa bryła tarcia proporcjonalnego do tej powierzchni i do kwadratu z prędkości c , stałej dla wszystkich cząstek wody. Jeżeli współczynnik tarcia oznaczymy przez φ , to tarcie powyższe jest

$$\varphi p l \cdot c^2.$$

A ponieważ przy ruchu jednostajnym, przyspieszenie zużywa się zupełnie na pokonanie oporu, więc

$$\gamma g F l \alpha = \varphi p l c^2.$$

Oznaczając

$$\frac{F}{p} = r \text{ oraz } \frac{\gamma g}{\varphi} = \kappa^2$$

otrzymamy z powyższego równania

$$c = \kappa \sqrt{\alpha r}.$$

Współczynnik κ miał być pierwotnie stały; mianowicie według Eytelweina było $\kappa = 90,9$ dla miary angielskiej, a $50,9$ dla miary metrowej.

Wkrótce sam Eytelwein porzucił ten wzór (1814); a od owego czasu powstał cały szereg wzorów, bądźto ze zmiennem κ , bądź też znacznie odmiennego kształtu. Historię tych wzorów znaleźć można w hydrodynamice Rühlmanna; dla nas wystarczy natomiast poznać tylko te, które są obecnie najczęściej używane w praktyce. Przedewszystkiem więc wzór ułożony przez francuzkich inżynierów Darçy i Bazin.

Darçy pierwszy wykonał kosztem francuzkiego rządu (1856) obszerne doświadczenia i pomiary przepływu, na kanałach z różnego materiału. Pierwszy też badał on wpływ nierówności ścian, oraz kształtu koryta na objętość przepływu.

Spadki wynosiły przy tych doświadczeniach od 1 do 9‰. Wzór wyprowadzony z tych doświadczeń, przez Bazina jest:

$$\frac{\alpha r}{c^2} = \frac{l}{\kappa^2} = \beta \left(1 + \frac{\gamma}{r} \right)$$

I. Dla najgładszych ścian z cementu lub heblowanego drzewa

$$\frac{\alpha r}{c^2} = 0,00015 \left(1 + \frac{0,03}{r} \right) \quad \dots \quad \text{DB I.}$$

II. Dla zwykłego cementu i nieheblowanego drzewa

$$= 0,00019 \left(1 + \frac{0,07}{r} \right) \quad \dots \quad \text{DB II.}$$

III. Dla ścian nierównych, n. p. z surowego muru

$$= 0,00024 \left(1 + \frac{0,25}{r} \right) \quad \dots \quad \text{DB III.}$$

φ ma tutaj znaczenie współczynnika tarcia albo inaczej stopnia szorstkości koryta a przynajmniej był pierwotnie w tem znaczeniu przez autorów wprowadzony.

Przy takim pojmovaniu współczynnika φ , wzór powyższy odpowiada pierwszym dwóm warunkom w zupełności, trzeciemu warunkowi dla $r > 1$, czwartemu zaś dla $r < 1^*$.

W ostatniej swej publikacyi w tym przedmiocie**) dzieli Kutter koryta i odpowiednio im φ na następujących osiem kategorii:

I. Najgładsze kanały, z heblowanego drzewa i szlifowanego cementu	$\varphi = 0,0085$ do $0,0110$
II. Kanały z desek nieheblowanych	$0,0110$ „ $0,0130$
III. Kanały z desek z wystającymi częściami, utrudniającymi ruch wody	$0,0113$ „ $0,0215$
IV. Kanały z ciosu lub cegieł	$0,0120$ „ $0,0200$
V. Kanały murowane z łamanego kamienia	$0,0140$ „ $0,0220$
VI. Kanały w ziemi z murowanymi ścianami bocznymi	$0,0180$ „ $0,0300$
VII. Koryta całe w ziemi (kanały, strumienie, rzeki)	$0,0200$ „ $0,0400$
VIII. Rzeki z grubszymi ryniakami	$0,0200$ „ $0,0600$

Wartość φ jest zatem bardzo niepewna a najwyraźniej wykazał to inżynier bawarski Karg (Wochenblatt f. Baukunde 1885), który z wykonanych pomiarów zestawiał tabelę podaną na str. 124.

Z tej tabeli przekonywamy się, że φ nie można uważać za miarę stopnia szorstkości koryta. Tak n. p. Okra pod I. 20 unosi tylko lekki muł; zaś Ren pod Bazyleą (I. 2.) jest rzeką górską z grubymi ryniakami; oba zaś odnośne pomiary wymagają dla sprawdzenia jednakowego φ . Tożsamo odnosi się do wymienionych pod I. 11 i 19 pomiarów Wezery i Elby.

Nadto φ zmienia się wraz ze spadkiem. Harlacher i Wagner robili pomiary na Elbie w jesieni 1871 r., w dwóch przekrojach odległych od siebie o 63 m, nic o sobie nie wiedząc. Oba pomiary, zredukowane na jeden stan wody, dają $88,3 m^3$, a więc są dokładne. Nie ulega przytem wątpliwości, że w dwóch tak blizkich punktach, koryto Elby ma jednakowy stopień szorstkości; a jednak rachunek oparty na wzorze Kuttera daje dla pomiaru Harlachera $\varphi = 0,0254$; zaś dla pomiaru Wagnera $\varphi = 0,0282$. A to z tej przyczyny, że przy przekroju pierwszego było $\alpha = 0,000315$, zaś przy drugim przekroju $\alpha = 0,000200$.

Gdyby nareszcie wziąć jedno φ za podstawę obrachowania przepływu dla obu przekroi natenczas dla $\varphi = 0,0254$ które wypada z pomiaru Harlachera, otrzymalibyśmy z przekroju Wagnera $97,3 m^3$, czyli z górą 10% błędu.

Zupełnie podobne wnioski wynikają z pomiarów inżyniera Ingardena na Wiśle i jej dopływach. — Z tych przytaczam na końcu powyższej tabeli pięć pomiarów na Wiśle; z których wypada, że przy jednakowych mniej więcej spadkach, φ zmienia się wraz z r ; i to z tym samym znakiem. Wyraźnie to zobaczymy, ustawiając powyższe pięć pomiarów na Wiśle według rosnących r , a mianowicie:

I.	24	25	21	22	23
$r = 0,540$		0,621	1,037	1,08	1,90
odczyt wodoskazu w Krakowie	— 0,87		— 0,58	— 0,39	— 0,21
$\alpha_{0,00} = 0,2412$		0,3225	0,2475	0,3015	0,3225
$\varphi = 0,0183$		0,0196	0,0232	0,0247	0,0329

*) Gang- i Kultur Versuch zur Aufstellung einer neuen allgemeinen Formel etc. Bern 1887; albo Zeitschrift d. Oest. Archit. u. Ing. Ver. 1869.

**) Kutter Bewegung d. Wassers in Cannälen u. Flüssen Berlin Paul Parey 1885.

Tabela IX.

L.	Rzeka i miejsce pomiaru	α	r	c	φ	Uwagi
A. Silne spadki.						
1	Wodospad Mang pod Ro- senheim	0,001280	0,636	1,217	0,0215	Pomiary w tem samem miejscu.
2	Ren pod Bazyleą . . .	0,001217	2,100	1,945	0,0300	
3	Lech pod Schwabstadel .	0,001210	2,074	1,759	0,0207	
4	Inn pod Reisach	0,001210	1,276	1,464	0,0281	
5	dto	0,001172	2,274	2,122	0,0282	
6	dto	0,001156	2,770	2,329	0,0291	
7	Men pod Würzburgiem .	0,001201	1,408	1,392	0,0317	Podobnież lecz róż- nymi hy- drometr.
8	dto	0,001082	0,773	0,809	0,0337	
B. Mierne spadki.						
9	Dunaj pod Ingolstadt . .	0,000723	1,777	1,583	0,0251	Pomiary w tem samem miejscu.
10	„ „ Neuburgiem .	0,000560	1,878	1,643	0,0218	
11	Elba pod Herrnskretschen		2,086	1,113	0,0265	
12	dto		2,010	1,100	0,0263	
13	dto	0,000315	1,600	0,950	0,0259	
14	dto		1,130	0,760	0,0254	Podobnież
15	Wesera pod Rinteln . .	0,000182	1,880	0,807	0,0261	
16	Ren pod Speyer	0,000180	3,443	1,281	0,02435	
17	dto	0,000165	3,128	1,232	0,02256	
18	Men pod Wipfeld . . .	0,000125	1,603	0,799	0,0194	
C. Małe spadki.						
19	Wesera pod Holzminden	0,0000322	2,325	0,425	0,0265	
20	Ocker pod Leiferde . . .	0,0000182	1,597	0,178	0,0300	
21	Górna Wisła: Jankowice .	0,0002475	1,037	0,703	0,0232	
22	Piekary . .	0,0003015	1,081	0,750	0,0247	
23	Kraków . .	0,0003225	1,900	0,851	0,0329	
24	Sierosławice	0,0002412	0,540	0,585	0,0183	
25	Piekary . .	0,0003225	0,621	0,666	0,0196	

Takich zmian niepodobna odgadnąć, niema zatem sposobu znalezienia dobrej wartości dla φ .

Tę niepewność wartości φ uznawał już sam Kutter w r. 1869; a w najnowszej swej broszurze podaje dla ułatwienia tabelę, zawierającą zbiór wykonanych pomiarów, wraz z obrachowanemi dla nich φ . Z tej tabeli radzi Kutter inżynierom wybierać warunki najpodobniejsze do każdego przypadku, i w ten sposób oznaczać φ . W obec powyższych uwag sądzę jednak, że nawet użycie tej tabeli będzie bardzo wątpliwej wartości.

Wiedząc że wzór nie jest tak dokładny jak mniemali pierwotnie jego autorowie, praktycznie będzie uprościć go; a to uczynić możemy w dwojaki sposób: Dla sztucznych kanałów, powrócić do dawniejszego wzoru tychże autorów (wzór K.); zaś dla rzek, opuścić we wzorze GK. wyrazy zawierające α ; albowiem prof. Frank zauważył, że przy spadkach większych od 0,2‰, wpływ tych wyrazów jest mniejszy niż prawdopodobne błędy wzoru.

Możemy więc napisać:

$$x = \frac{23 + \frac{1}{\sqrt{r}}}{1 + \frac{23\varphi}{\sqrt{r}}} = \frac{(23\varphi + 1)\sqrt{r}}{(23\varphi + \sqrt{r})\varphi} \quad \dots \dots \text{KF.}$$

O wielkości popełnionych w ten sposób błędów daje pojęcie następująca tabela wyrachowana przez prof. Franka²³.

Tabela X.

$\varphi = 0,010$					$\varphi = 0,025$				
$\alpha =$	∞	10‰	1‰	0,1‰	$\alpha =$	∞	10‰	1‰	0,1‰
$x =$					$x =$				
$r = 0,10$	71,2	71,10	70,12	62,5	$r = 0,10$	22,35	22,31	21,95	19,41
0,50	93,3	93,0	92,7	89,8	0,50	34,90	34,80	34,70	33,30
1,00	100,0	100,0	100,0	100,0	1,0	40,00	40,00	40,00	40,00
2,00	106,1	106,1	106,2	108,8	2,0	44,79	44,81	45,01	46,71

Oprócz powyższych, zasługują na uwagę — jakkolwiek mniej są używane — wzory Hagen. Pierwszy z nich:

$$c = 2,425 \sqrt{r} \sqrt{\alpha}$$

można sprowadzić do ogólnej postaci

$$c = x \sqrt{\alpha r}, \text{ przyjmując } x = \frac{2,425}{\sqrt{\alpha}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \dots \dots \text{Hg I.}$$

Ma on wartość wtedy, gdy chodzi nam głównie o wpływ spadku na prędkość wody; albowiem przy układaniu tego wzoru, miał Hagen głównie na

oku wykładnik przy α . Wzór ten odnosi się wyłącznie do większych rzek, i do spadków mniejszych od 0,2‰. Przy większych spadkach daje za małe prędkości.

Później układał Hagen jeszcze trzy inne wzory, z których przytaczam tylko ostatni; wyprowadzony z pomiarów Cunninghama na kanale Gangesu.

$$c = 43,7 \sqrt{x} \cdot \sqrt[3]{r^2}$$

Dla ogólnej postaci

$$c = x \sqrt{ar}, \text{ można przyjąć } x = 43,7 \sqrt[3]{r}$$

a wtedy dla

R =	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
x =	29,8	33,4	35,8	37,5	38,9	40,1	41,2	42,1	42,9	43,7
R =	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
x =	44,4	45,0	45,6	46,2	46,8	47,3	47,7	48,2	48,6	49,1
R =	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
x =	49,8	50,6	51,2	51,9	52,5	53,8	55,0	56,2	57,2	58,1
R =	6,0	6,5	7,0							
x =	58,9	59,7	60,6							

Ten wzór stosuje się według powyższego tylko do wielkich kanałów i małych spadków; jednakże inżynier Józef Jankowski próbował zastosować go do rzek górskich, zmieniając w odpowiedni sposób czynnik stały. Opierając się na własnych pomiarach na Górnym Dniestrze proponuje on*).

1. $x = 40,0$ odpowiednio do GK V. i DB IV.

2. $x = 33,3$ „ GK VI.

3. $x = 28,6$ „ GK VII.

4. $x = 20,0$ dla małych rzek górskich z grubymi ryniakami ($r = 0,20 - 0,60$).

Dla otrzymania takich samych wartości ze wzoru GK, należałoby przyjmując $\varphi = 0,05$. Gdy P. Jankowski to pisał (1882), Ganguillet i Kutter nie przypuszczali dla φ wartości większej nad 0,035; dzisiaj wiemy, że oznacza to ósmą kategorię wzoru GK, która wówczas nie istniała.

Wzór H II. jest do praktycznego zastosowania tak wygodny, że niechciałem pomijać powyższych propozycji P. Jankowskiego, chociaż nie były one jeszcze sprawdzane przez innych hydrotechników.

Przy dłuższych studiach nad jedną rzeką, potrzebujemy nieraz wzoru któryby dawał dokładne wyniki bodaj w granicach dosyć ciasnych. Jeżeli więc mamy już kilka wykonanych pomiarów przepływu uważanej rzeki, natenczas za pomocą następującego postępowania proponowanego przez Hagena, możemy wyprowadzić taki wzór, odnoszący się wyłącznie do owej rzeki.

Przyjmijmy ogólną postać wzoru

$$c = x \cdot r^{\varphi} \cdot \alpha^{\sigma}$$

i uważajmy x φ i σ za niewiadome.

Mając n pomiarów, możemy napisać n równań kształtu

$$\lg c = \lg x + \varphi \lg r + \sigma \lg \alpha$$

a następnie za pomocą sumowania, możemy napisać trzy nowe równania:

$$[\lg c] = n \cdot \lg x + \varphi [\lg r] + \sigma [\lg \alpha]$$

$$[\lg c \cdot \lg r] = [\lg x \cdot \lg r] + \varphi [\lg r \cdot \lg r] + \sigma [\lg \alpha \cdot \lg r]$$

$$[\lg c \cdot \lg \alpha] = [\lg x \cdot \lg \alpha] + \varphi [\lg r \cdot \lg \alpha] + \sigma [\lg \alpha \cdot \lg \alpha]$$

a z nich oznaczyć powyższe trzy niewiadome.

*) Dźwignia 1882.

Jeżeli wzór ma być zastosowany w szerszych granicach, t. j. do znaczniejszych zmian stanów wody, natenczas nie można przyjmować stałego α , jak to było powyżej. Właściwsze będzie wtedy następujące postępowanie używane przez Honsella*) przy pomiarach na Renie pod Konstancją.

Mając kilka pomiarów w jednym przekroju przy rozmaitych stanach, znał dla każdego z nich c , r i α , a więc ze wzoru

$$c = \alpha \sqrt{\alpha r}$$

mógł wyrachować α dla każdego stanu wody.

Uważając następnie r za odcięte a odpowiednie α za rzędne, wykreślił krzywą, i znalazł przez graficzne próby, że można ją w przybliżeniu uważać za parabolę drugiego rzędu, o osi leżącej na osi odciętych, z wierzchołkiem w odległości $r = \beta$ od osi rzędnych. Równanie dla α byłoby zatem:

$$\alpha^2 = \varphi(r - \beta) \quad \text{Hs.}$$

a z niego można wyrachować φ dla każdej pary wartości α i r , otrzymanej z jednego pomiaru.

Średnią ze wszystkich φ podstawimy we wzór na α^2 , a ten następnie w ogólny wzór na c . W ten sposób otrzymamy

$$c = \sqrt{\varphi(r - \beta) \cdot \alpha r} \quad \text{Hs.}$$

Dla przekroju pod Konstancją wypadło

$$\alpha = 1544,9 \text{ (} r = 6,144 \text{), } c = 39,305 \sqrt{(r - 6,144) \alpha r}$$

zaś dla przekroju pod Stein

$$\alpha^2 = 6172,1 \text{ (} r = 2,420 \text{), } c = 78,56 \sqrt{(r - 2,420) \alpha r}$$

Przy użyciu takiego wzoru, można zredukować błędy do bardzo małych wartości; gdy tymczasem w ogóle przy wzorze GK należy się spodziewać 8 do 12%, zaś przy wzorze DB lub K zastosowanym do kanału sztucznego, 3 do 5% błędu.

Z powyższych uwag widoczne jest, że w obecnym stanie nauki niemożliwy jest wzór ogólny, do jakiego dążyli Ganguillet i Kutter. Dopóki nie posiadamy teorii ruchu wody, i używamy wzorów empirycznych, musimy rozróżniać trzy główne odmiany koryta, i trzy przypadki jednostajnego ruchu wody.

1. Ruch w kanale sztucznym, o dowolnym spadku i nie wielkich rozmiarach przekroju; w którym porusza się woda czysta, lub zaledwie lekki muł unosząca. Opór ścian ma wtedy doniosły wpływ na cały przekrój wody.

2. Ruch w wielkim kanale, lub w wielkiej rzece; gdzie głębokość wielka a spadek mały; woda czysta jak w pierwszym przypadku, ale wskutek wielkich rozmiarów przekroju, opór ścian nie może mieć silnego wpływu na cały przekrój wody.

3. Ruch w rzece górskiej; — przy małych lub średnich rozmiarach koryta, i wielkich spadkach. Główny opór stanowi wtedy unieszone rumowisko.

Dla tych trzech przypadków niepodobna ułożyć jednego wzoru.

Do przypadku 1. 1. najwłaściwszy jest wzór DB lub K.; do drugiego przypadku wzór GK lub H. I; dla trzeciego wcale wzoru nie mamy. Muszę zaś jak najsilniejszy nacisk na to położyć, że opór rumowiska w rzece górskiej działa na α odwrotnie od 1 warunku dla wzoru GK. Ten warunek opiewa, że α ma wzrastać razem ze wzrostem r ; natomiast w rzece górskiej podczas wezbrania gdy c i r wzrastają, powiększa się ruch rumowiska, t. j. ogólna

*) Der Bodensee str. 59 i 71.

jego objętość i przeciętna grubość ryniaków; a więc powiększa się opór i α powinno się zmniejszać, chociaż α się nie zmienia.

Dla tego to Culmann utrzymywał (1864), że dopiero wtedy otrzymamy dobre wyrażenie na α , gdy przyjmiemy jako warunek, że w tem wyrażeniu powinno się znajdować c w mianowniku*).

Do tego samego wniosku doszedł drogą spostrzeżeń Lavale (przed 1880), którego wzór poznamy poniżej. Z tego też powodu nie przytaczałem powyżej wzoru Weisbacha

$$\zeta = \frac{1}{\alpha^2} = 0,000313143 + \frac{0,0000414977}{\sqrt{c}}$$

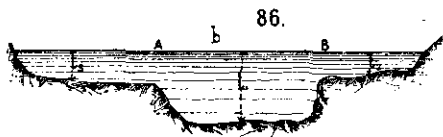
w którym α wzrasta, zamiast zmniejszać się ze wzrostem c , przy niezmiennych czynnikach pozostałych.

Wspomniałem już na początku, że zastosowanie wzorów na prędkość nieuniknione jest przy projektowaniu koryt sztucznych; ale trafia się nadto konieczność użycia wzoru na prędkość w miejsce pomiaru którego nie możemy wykonać. Zachodzi to mianowicie przy poszukiwaniach co do objętości przepływu podczas wezbrania, po którym pozostały tylko ślady; do następnego zaś wezbrania czekać niepodobna.

Stan wielkiej wody pozostawia po sobie na wysokich brzegach ślad, widoczny przez długi czas; nadto bywają wzdłuż rzek utrzymywane znaki, do wysokości których wznosiła się niegdyś woda podczas wezbrania. Jeżeli więc znajdujemy zamkniętą część koryta, o brzegach tak wysokich, że uważane wezbranie przeszło w tem miejscu bez wylewu. Jeżeli w tej części mamy ślad stanu wody wzdłuż brzegów, lub przynajmniej dwa znaki dobrze przechowane, natenczas niwelacya da nam ówczesny spadek powierzchni wody. Zdjąwszy następnie wzdłuż uważanego szlaku parę przekroi poprzecznych, weźmiemy z nich średnie F , p i r ; a wtedy pozostanie wybrać odpowiedni wzór i wartość na α , i wyrachować prędkość, a następnie objętość przepływu.

W takich razach, trafiają się przekroje złożone z dwóch lub więcej części o różnych przeciętnych głębokościach t_1 , t_2 , t_3 (f. 86.); zważywszy że przy niewielkiej pewności wszystkich danych, średnia głębokość zastępuje nam promień przekroju; że od niej przedewszystkiem zależy prędkość, niewłaściwem byłoby przyjmować jedną średnią głębokość dla całego przekroju.

Należy raczej podzielić przekrój na tyle części, ile jest głównych zmian głębokości; tak n. p. jakoby przy A i B (f. 86.) znajdowały się pionowe ściany przedziałowe; a do każdej części przekroju, należy osobno zastosować wzór na prędkość. W ten sposób otrzymamy wynik daleko bliższy rzeczywistości, niż z jednego rachunku dla całego przekroju.



36. Obrachowanie przepływu według Lavala.

Lavale kierownik regulacyi rzek bawarskich, opracował metodę obrachowania objętości przepływu opartą na założeniu, że wszelkie prawa zmian prędkości odpowiadają parabolom wyższego rzędu²⁴.

*) Zdanie to zapisałem z wykładów Culmanna; drukiem nie było ogłoszone.

W pasku pionowym zatem, ma się prędkość zmieniać według paraboli o osi pionowej; przyczem prędkość na dnie jest $= 0$. Wiemy zaś z poprzedniego (l. 10 b. f. 32.), że hipoteza ta zbliża się do prawdy tylko w wielkich rzekach o bardzo małych spadkach; a wtedy oś paraboli jest równoległą do osi rzędnych, i odległość obu osi jest równa prędkości na dnie.

Chociaż więc ta metoda nie wytrzymuje krytyki opartej na doświadczeniach, jednakże wypada ją poznać bodaj po części; albowiem jest w praktyce używana. Mianowicie bawarska generalna dyrekcyja budowy*) przepisała zastosowanie jej do krajowych rzek górskich; a to w takich razach gdy niema dokładnego pomiaru prędkości w całym przekroju, ale raczej poprzestać trzeba na pomiarze $v_{\max}$ za pomocą pływaką, i na pomiarze całego przekroju.

Przytoczę więc główne hipotezy i początkowe empiryczne wzory Laval'a odnoszące się do przekroju prostokątnego.

Przyjmujemy zatem że przekrój rzeki jest prostokątny, o szerokości b i głębokości t ; a więc

$$F = bt.$$

W płaszczyźnie pionowej, krzywa prędkości niech będzie parabolą ntegostopnia, którą nazwiemy parabolą pionową (vertikalparabel f. 88.)

Podobnież w każdej płaszczyźnie poziomej a więc i na powierzchni

wody prędkości zmieniają się według dwóch paraboli poziomych. Wierzchołki ich leżą na liniach brzożnych, a osie w śladzie płaszczyzny przekroju (f. 87.) Parabole poziome przecinają się w środku koryta.

Parabole poziome i pionowe są rzędów różnych. Im bardziej szorstkie jest dno, im większa jest prędkość w stosunku do głębokości i szerokości koryta, tem niższego rzędu jest

parabola pionowa. Albowiem im większa jest głębokość i szerokość w stosunku do prędkości, tem mniej wpływa szorstkość koryta na najodleglejsze cząstki wody; a więc parabola zbliża się tem więcej do prostej równoległej do osi.

Dla paraboli pionowej mamy zatem według oznaczeń na f. 88.

$$v : v_p = \sqrt[n]{z} : \sqrt[n]{t} \quad v = v_p \sqrt[n]{\frac{z}{t}} \quad . . . \quad 1.$$

gdzie n zależy od $\frac{t}{v_p}$; a mianowicie

$$n = 1 + 4,80 \sqrt[12]{\frac{t}{v_p}} \quad . . . \quad 2.$$

Jeżeli jednak $\frac{t}{v_p} < 2,50$ natenczas

$$n = \left(1 + 4,80 \sqrt[12]{\frac{t}{v_p}} \right) \cdot 0,818 \sqrt[4]{\frac{t}{v_p}} \quad . . . \quad 3.$$

*) Patrz dzieło: Der Wasserbau an den öffentlichen Flüssen in Bayern wydane przez generalną dyrekcyję.

Podobne zupełnie prawo przyjmuje Lavale dla parabol poziomych w zredukowanym przekroju prostokątnym. Zależą one od ilorazu $\frac{b}{2v_{mx}}$ taksamo, jak parabole pionowe zależały od $\frac{t}{v_p}$; a więc (f. 87.)

$$v_p = v_{mx} \cdot \sqrt{\frac{2b}{b_1}}$$

gdzie m ma być oznaczone ze wzoru:

$$m = 1 + 4,80 \sqrt{\frac{n}{2v_{mx}}} \quad 4.$$

Ale znowu gdy $\frac{b}{2v_{mx}} < 2,50$

natenczas zamiast powyższego wyrażenia, należy użyć

$$m = \left[1 + 4,80 \sqrt{\frac{12b}{2v_{mx}}} \right] \cdot 0,818 \sqrt{\frac{b}{2v_{mx}}} \quad 5.$$

Dla maximum prędkości na powierzchni w nurcie podaje Lavale wzór:

$$v_{mx} = 23 \sqrt[36]{b^4 \cdot t^{17} \cdot \alpha^{16}} \quad \text{gdzie } t = \frac{F}{b} \quad 6.$$

ale w pewnych warunkach wprowadza nadto czynniki dodatkowe, określające wpływ dna i brzegów; a mianowicie:

gdzy $\frac{t}{v_{mx}} < 0,40$

$$v_{mx} = 23 \sqrt[36]{b^4 \cdot t^{17} \cdot \alpha^{16}} \cdot 1,22 \sqrt[9]{\left(\frac{t}{v_{mx}}\right)^2} \quad 7.$$

gdzy $\frac{b}{v_{mx}} < 1$

$$v_{mx} = 23 \sqrt[36]{b^4 \cdot t^{17} \cdot \alpha^{16}} \cdot 0,95 \sqrt[18]{\frac{b}{v_{mx}}} \quad 8.$$

Jeżeli zaś jednocześnie zachodzą oba powyższe warunki, natenczas

$$v_{mx} = 23 \sqrt[36]{b^4 \cdot t^{17} \cdot \alpha^{16}} \cdot 1,22 \sqrt[9]{\left(\frac{t}{v_{mx}}\right)^2} \cdot 0,95 \sqrt[18]{\frac{b}{v_{mx}}} \quad 9.$$

Oba powyższe czynniki dodatkowe podobne są, co do znaczenia ich we wzorze na prędkość, do współczynnika α we wzorach przytoczonych w poprzednim rozdziale; a zgadzają się ze zdaniem Culmanna które przytoczyłem na str. 128. albowiem zawierają v_{mx} w mianowniku (Culmann mówił to samo o średniej prędkości c).

Według Lavala wreszcie, bryła przepływu w przekroju prostokątnym, tworzy dwie paraboloidy symetryczne względem osi rzeki; a przy założeniu że wszystkie parabole pionowe są jednakowego rzędu, otrzymuje Lavale za pomocą dłuższego wywodu:

$$M = \frac{n}{n+1} \cdot \frac{m}{m+1} \cdot v_{mx} \cdot F \quad 10.$$

a więc

$$c = \frac{n}{n+1} \cdot \frac{m}{m+1} \cdot v_{mx} \quad 11.$$

Ostatni wzór ma być także stosowany do obrachowania c w przekrojach naturalnych; ponieważ autor utrzymuje, że popełniony w ten sposób błąd będzie nieznaczny.

Według powyższych wzorów, znając wymiary przekroju F i v_{mx} , możemy wyrachować objętość przepływu.

37. Wzory dla ruchu zmiennego w rzekach i kanałach.

Ruch zmienny jest zjawiskiem daleko częstszym niż ruch jednostajny. Nawet w bardzo regularnych korytach rzek, powierzchnie sąsiednich przekroi poprzecznych nie są równe; a skoro objętość przepływająca jest stała, więc prędkości muszą być różne, a ruch jest zmienny; chociaż nieraz uważamy go za jednostajny.

W ten sposób ruch zmienny objawia się przy każdym zakręcie koryta, przy każdej zmianie spadku, pod mostami zwężającymi koryto, a na wielkich przestrzeniach widzimy go powyżej jazów; t. j. budowli spiętrzających wodę.

Powszechnie używane równanie ruchu zmiennego które podał Belanger, polega na założeniu że wszystkie nici wody w przekroju F mają jedną prędkość c , i są równoległe.

Uważajmy bryłę $F \cdot dx$ zawartą pomiędzy dwiema płaszczyznami prostopadłymi do kierunku x , który ma spadek α i jest równoległy do powierzchni wody w profilu podłużnym.

Składowa ciężaru tej bryły w kierunku x jest

$$\gamma g F dx \alpha \quad \dots \dots \dots 1.$$

gdzie przez γ oznaczamy ciężar jednostki objętości wody, a przez g przyspieszenie ziemskie.

Przyspieszenie uważanej bryły pochodzące od spadku, jest

$$\gamma F dx c \frac{dc}{dx}; \quad \dots \dots \dots 2.$$

zaś tarcie jej na ścianach koryta wynosi

$$\varphi p dx c^2 \quad \dots \dots \dots 3.$$

Gdzie przez p oznaczamy jak przedtem obwód zwilżony przekroju F , a przez φ współczynnik tarcia.

Dla równowagi, siła 1 musi być równa sumie sił 2 i 3; a dzieląc wszystko przez $\gamma g F dx$, otrzymamy

$$\alpha = \frac{c}{g} \cdot \frac{dc}{dx} + \frac{\varphi}{\gamma g} \frac{p}{F} c^2$$

a podstawiając

$$\alpha = \frac{dy}{dx} \quad \frac{\varphi}{\gamma g} = \frac{l}{x^2}$$

gdzie x jest znany współczynnik wzoru na ruch jednostajny, otrzymamy równanie Belangera

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{d}{dx} \left(\frac{c^2}{2g} \right) + \frac{c^3}{x^2} \cdot \frac{p}{F} \quad \dots \dots \dots 4.$$

De Saint-Venant usiłował wprowadzić do tego równania zmienność prędkości w przekroju poprzecznym; a zarazem uwzględnić ruchy wirowe, czyli oscylacje prędkości; a to przez wprowadzenie zmiennego współczynnika tarcia. Przytem jednak nie odstępował od hipotezy równoległości nici wodnych*).

Dowodzi on za pomocą dłuższego wywodu, że z powodu zmian prędkości, przedstawione powyżej przyspieszenie (l. 2.), może być wyrażone przez

$$\gamma F dx c \cdot \frac{d}{dx} \left[(1 + \eta) c \right].$$

*) An. d. p. et. ch. 1887 t. I. s. 148 — 228.

Gdzie η jest zmienny współczynnik wewnętrznego tarcia cząstek wody, na który przyjmuje wyrażenie

$$1 + \eta = \int_0^F \frac{v^2}{c^2} \cdot \frac{dF}{F}$$

Oznaczając przez v prędkość dowolnej nici przekroju.

Ażeby bliżej określić η , robi autor pewne założenia co do ruchów wirowych, niezupełnie zgodne z tem co znalazł Bazin. Przyjmuje mianowicie że wzrastają one od obwodu przekroju ku środkowi (S. V. str. 182), gdy tymczasem Bazin znalazł że Δh obserwowane na hydrometrze Pitot-Darçy, które są miarą owych ruchów, zmniejszają się od obwodu ku linii nurtu (s. 135), i tożsamo widzimy na f. 48.

Następnie po długich wywodach dochodzi on do wyniku, że czynnik $1 + \eta$ zamienić należy na $1 + \eta + \sigma$; gdzie σ oznacza wpływ kształtu przekroju na tarcie wewnętrzne.

Wreszcie mało zaufania wzbudza rezultat dalszych długich wywodów, że $1 + \eta + \sigma$ zmienia się w dosyć ciasnych granicach; a to od 1,0851 dla przekroju kształtu bardzo płaskiego prostokąta, do 1,1380 dla przekroju półkolistego. Granice te obejmują zatem tylko 5% całości, a w obec niepewności rachunku, autor przyjmuje średnią stałą wartość

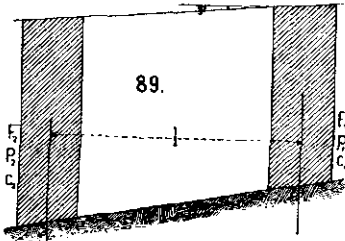
$$1 + \eta + \sigma = 1,111.$$

Ostateczny jego wzór jest zatem według równania 4

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = 1,111 \cdot \frac{d(c^2)}{dx(2g)} + \frac{c^2}{x^2 r}$$

Poprzestając na tej wzmiance, powracam do dawnego równania Belangera (l. 4), które przekształcimy w sposób powszechnie przyjęty dla celów praktyki.

Jeżeli dwa przekroje F_1 i F_2 leżą w tak małej odległości l , że spadek pomiędzy nimi można uważać za jednostajny, a różnica pomiędzy powierzchniami oraz kształtami tych przekroi jest niewielka (f. 89.); natenczas według oznaczeń na figurze,



$$\alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{h}{l} \quad p = \frac{p_1 + p_2}{2}$$

$$c = \frac{c_1 + c_2}{2} \quad F = \frac{F_1 + F_2}{2}$$

równanie 4 zamienia się więc na:

$$h = \frac{c_2^2 - c_1^2}{2g} + \frac{(c_1 + c_2)^2 (p_1 + p_2)}{4x^2 (F_1 + F_2)} \quad 5.$$

które w szczególnym przypadku $c_1 = c_2$ przechodzi w zwykły wzór dla ruchu jednostajnego.

Równanie 5 można jeszcze napisać w odmiennej postaci, podstawiając

$$c_1 = \frac{\mathfrak{M}}{F_1} \quad c_2 = \frac{\mathfrak{M}}{F_2} \quad c_1 + c_2 = \frac{\mathfrak{M}}{F_1 F_2} (F_1 + F_2) \quad c_2^2 - c_1^2 = \mathfrak{M}^2 \cdot \frac{F_1^2 - F_2^2}{F_1^2 F_2^2}$$

a mianowicie

$$h = \mathfrak{M}^2 \left\{ \frac{F_1^2 - F_2^2}{2g F_1^2 F_2^2} + \frac{(F_1 + F_2)(p_1 + p_2)}{4x^2 F_1^2 F_2^2} \right\}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{F_1 F_2 \sqrt{2gh}}{\sqrt{F_1^2 - F_2^2 + \frac{g l}{2x^2} (F_1 + F_2)(p_1 + p_2)}} \quad 6.$$

a ztąd

Przy pomocy tego wzoru możemy zatem obrachować objętość wody przepływającej pomiędzy dwoma nierównymi przekrojami, o ile zachowane są powyższe zastrzeżenia; t. j. dosyć mała różnica pomiędzy F_1 i F_2 , a długość l tak obrana, żeby pomiędzy temi przekrojami można przyjąć jednostajny spadek. Zastosowanie wyrażenia na h , poznamy w rozdziale o budowie jazów.

Jeżeli zaś na dłuższej części rzeki mamy szereg przekroi poprzecznych, dosyć bliskich sobie, należy do obrachowania $\mathfrak{M}$ użyć równania różniczkowego l. 4 w odmiennej postaci. Mianowicie napisać je można

$$\left. \begin{aligned} dy &= \frac{c}{g} dc + \frac{c^2}{x^2} \cdot \frac{p}{F} dx \\ \text{albo podstawiając pod l. 4 } c &= \frac{\mathfrak{M}}{F} \\ dy &= -\frac{\mathfrak{M}^2}{g} \cdot \frac{dF}{F^3} + \frac{\mathfrak{M}^2 p}{x^2 F^3} dx \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 7.$$

Całkując to równanie w granicach y_1 i y_2 odpowiadających skrajnym przekrojom F_1 i F_2 danego szeregu, otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} y_1 - y_2 - h &= \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g} + \int_{x_1}^{x_2} \frac{c^2}{x^2 r} dx \\ &\quad - \frac{\mathfrak{M}^2}{2g} \left[\left(\frac{1}{F_1} \right)^2 - \left(\frac{1}{F_2} \right)^2 \right] + \mathfrak{M}^2 \int_{x_1}^{x_2} \frac{p dx}{x^2 F^3} \end{aligned} \right\} \dots \dots 8.$$

Jeżeli kolejne F i p mało się różnią, natenczas w każdym odstępie można dla F p c i x przyjąć wartości średnie; a nawet dla x które jest w ogóle niepewne, można dla całej uważanej długości przyjąć stałą wartość; o ile zależy ono tylko od $\frac{F}{p}$, a to zmienia się w dosyć ciasnych granicach. Wtedy całka z prawej strony zamieni się na sumę, i otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} y_1 - y_2 - h &= \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g} + \left(\frac{\mathfrak{M}}{x} \right)^2 \cdot \Sigma \frac{p \cdot \Delta x}{F^3} \\ &= \frac{\mathfrak{M}^2}{2g} \left[\left(\frac{1}{F_1} \right)^2 - \left(\frac{1}{F_2} \right)^2 \right] + \left(\frac{\mathfrak{M}}{x} \right)^2 \cdot \Sigma \frac{p \Delta x}{F^3} \end{aligned} \right\} \dots \dots 9.$$

Równania 8 i 9 mogą być tylko w takim razie zastosowane do większych długości rzek, jeżeli na całej długości zmiany przekroi poprzecznych mają jeden znak; t. j. przekroje ciągle wzrastają lub ciągle się zmniejszają. W tych równaniach bowiem, drugi wyraz z prawej strony przedstawia właściwe opory ruchu, a pierwszy różnicę wysokości spadku, odpowiadających prędkościom w obu skrajnych przekrojach. To właśnie prowadzi do błędów; albowiem ruch wody w korytach otwartych ma tę właściwość, że przy zmniejszaniu się prędkości, siła żywa wody przyptywającej nie idzie na pożytek ruchu; ale w całości lub po części zużyta zostaje na wiry i nieregularne prądy.

Należy zatem przy wyrachowaniu powyższego wyrazu postępować częściami od przekroju do przekroju; w tych odstępach gdzie się przekrój powiększa wyraz ten opuścić, a wprowadzić go tylko tam gdzie prędkość wzrasta, czyli przekrój się zmniejsza. Tę uwagę pierwszy zrobił Tolkmitt¹³ (t. I. cz. I. s. 231/2).

Właściwsza zatem postać równania 9 jest

$$y_1 - y_n - h = \Sigma \frac{c_1^2 - c_n^2}{2g} + \left(\frac{\mathfrak{M}}{x} \right)^2 \cdot \Sigma \frac{p \Delta x}{F^3} \dots \dots \dots 10.$$

gdzie w pierwszej sumie prawej strony mają się znajdować tylko wyrazy dodatnie.

Ażeby uniknąć bardzo małych ułamków, można to równanie przekształcić na

$$\left(\frac{100}{\mathfrak{M}}\right)^2 \cdot (y_1 - y_n) = \frac{1}{19,62} \sum \left[\left(\frac{100}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_1}\right)^2 \right] + \left(\frac{100}{x}\right)^2 \cdot \frac{p \Delta x}{F^3} \quad 11.$$

Powtarzam dla wyjaśnienia przykład, wyjęty z przytoczonego powyżej źródła.

Część rzeki 200 m długą podzielono na cztery odstępy:

$\Delta x = 60, 40, 40$ i 60 m. Przeciętne przekroje tych
odstępów są: $F = 74, 62, 45$ i 68 m² a ich obwody
zwiększone $p = 90, 73, 50$ i 75 m.

Całkowity spadek na tej długości wynosi 0,14 m. Jaka jest objętość przepływu?

Promień przekroju leży w powyższych warunkach pomiędzy 0,80 a 0,90; a x wypada z różnych wzorów pomiędzy 38 a 44. Średnio przyjmijmy $x = 41$.

Następująca tabela zawiera wyniki rachunku

	Δx m	F m ²	p m	$\frac{p \cdot \Delta x}{F^3}$	$\left(\frac{100}{F}\right)^2$
1.	60	74	90	0,0133	1,82
2.	40	62	73	0,0122	2,60
3.	40	45	50	0,0219	4,94
4.	60	68	75	0,0143	2,16
				$\sum \frac{p \Delta x}{F^3} = 0,0617$	

Powierzchnia przekroju zmniejsza się w pierwszych trzech odstępach; mamy zatem

$$\begin{aligned} \sum \left[\left(\frac{100}{F^2}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_1}\right)^2 \right] &= 2,60 - 1,82 + 4,94 - 2,60 \\ &= 4,94 - 1,82 = 3,12 \text{ m}^2; \end{aligned}$$

a według równania 11,

$$\left(\frac{100}{\mathfrak{M}}\right)^2 \cdot 0,140 = \frac{3,12}{19,62} + \left(\frac{100}{41}\right)^2 \cdot 0,0617 = 0,159 + 0,367$$

a ztąd

$$\mathfrak{M} = 100 \sqrt{\frac{0,140}{0,159 + 0,367}} = 51,5 \text{ m}^3.$$

Przez wzgląd na niepewność wartości x , dobrze jest wyrachować także $\mathfrak{M}$ dla największej i najmniejszej wartości x .

Inne zastosowanie powyższych równań poznamy we wstępnych rozdziałach budowy jazów.

38. Metoda Kindermanna.

Wyprowadzone powyżej wzory dają złe rezultaty, skoro pomiędzy sąsiednimi przekrojami zachodzą znaczne różnice co do wielkości i kształtu, jak to ma miejsce zawsze w rzekach górskich. Nagłe zmiany w przekroju, połączone są z wielkimi zmianami spadku; a spadki powierzchni wody są zupełnie odmienne od spadków dna.

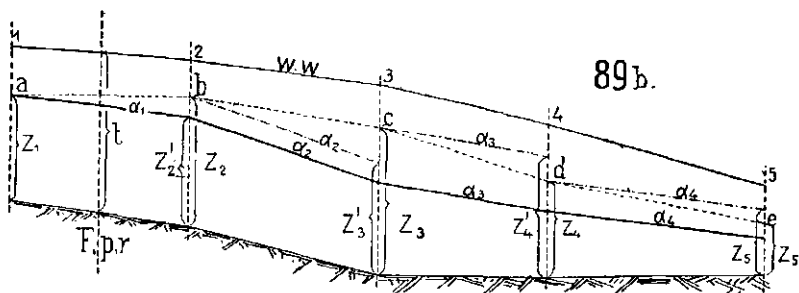
W takich warunkach wzór 1. 6 daje pomiędzy każdymi dwoma przekrojami inny rezultat i rachunek ten traci wszelką praktyczną wartość.

Otóż we wzorach i wywodach powyższych, mówiliśmy tylko o spadku powierzchni wody; a to dozwolonem było, o ile ta powierzchnia była do spadku dna prawie równoległa. Teraz pamiętać należy, że właściwą siłą poruszającą jest spadek dna. Jeżeli więc spadek powierzchni wody jest mniejszy od niego, to widocznie zachodzi w tem miejscu strata spadku. Ta strata pochodzić może ztąd, że przechodząc z szerszego przekroju do węższego, woda przybrać musi większą głębokość. Skutkiem straty spadku jest zmniejszenie prędkości a powiększenie przekroju; łagodzone jednak znacznie przez jednoczesne powiększenie promienia przekroju.

Taki wpływ mają zmiany kształtu w przekroju poprzecznym. Ale niewątpliwie mają też wpływ na siebie sąsiednie spadki. Podczas wielkiej wody wyrównują się one i tworzą nawet dno koryta odmienne od tego które widzimy potem, przy niskim stanie wody; a dzieje się to przez miejscowe nasypywanie rumowiska, lub pogłębianie koryta. Tu jednak mówić możemy tylko o wpływie kształtów przekroju.

Z powyższego wynika, że przy nagłych zmianach wielkości przekroju, miarą siły poruszającej nie jest ani spadek dna, ani spadek powierzchni wody. Inny zatem prawdziwszy spadek otrzymamy w następujący sposób.

W dwóch sąsiednich przekrojach 1 i 2 (f. 89 b.), wstawiamy poziomy wody odpowiadające jednej dowolnie przyjętej powierzchni **B**. Głębokości czyli



napełnienia z_1 , z_2 otrzymane w ten sposób, będą różne; a z nich wypadną też różne promienie przekroju r_1 , r_2 .

Ponieważ w obu przekrojach ma przepływać jedna objętość wody, a spadek przyjmujemy stały, więc powierzchnie i głębokości obu przekroi będą odwrotnie proporcjonalne do wartości wyrażeń $x\sqrt{r}$. Jedno zatem z otrzymanych powyżej napełnień n. p. z_1 , wymaga poprawki na z'_1 ; tak ażeby było

$$z_1 : z'_1 = x_2 \sqrt{r_2} : x_1 \sqrt{r_1};$$

gdzie x_1 i r_1 można odrazu przyjąć tak, żeby się zgadzały z poprawioną głębokością z'_1 . Mamy więc:

$$z'_1 = z_1 \cdot \frac{x_1 \sqrt{r_1}}{x_2 \sqrt{r_2}}$$

Jeżeli napełnienia z_1 i z'_1 wstawimy w profil podłużny, mierząc od dna koryta w górę, i otrzymane punkty połączymy ze sobą, to otrzymamy ów szukany średni spadek α_1 , który odpowiada średniej prędkości, dla przepływu danej objętości przez oba przekroje; a który nazwiemy **s p a d k i e m o p o r o w y m** (Widerstandslinie).

W praktyce mamy zwykle przed sobą profil podłużny pewnego wezbrania, a szukamy objętości przepływu, która zgadza się w przybliżeniu z całym profilem. Albo też: mając daną objętość i koryto rzeki, szukamy profilu podłużnego odpowiadającego danej objętości przepływu. Przypuśćmy więc pierwszy przypadek.

We wszystkie dane przekroje (f. 89 b.) wstawimy jedną okrągłą powierzchnię **B**; otrzymamy w ten sposób szereg napełnień, a z połączenia ich linię napełnień **abcde**. Oznaczywszy następnie w każdym odstępie miejscowy spadek oporowy, otrzymamy szereg spadków $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots$ niezależnych od siebie, które zastąpimy przez jedną linię ciągłą, z należytem wyrównaniem stopni, spadków odwrotnych i t. p. nieregularności, które często się trafiają. Będzie to profil spadków oporowych, na f. 89 b. oznaczony grubszą linią pełną.

Przy pomocy danych stanów wielkiej wody, znajdziemy pomiędzy każdymi dwoma przekrojami średnie **F p r**, a przyjmując miejscowy spadek oporowy, wyrachujemy **c** ze wzoru na ruch jednostajny, w każdym odstępie osobno.

Doświadczenie przekonało, że jeżeli przy tych rachunkach wykluczmy te odstępy, które okazują zbyt wielkie nieregularności, pozwalające domyślać się zmian spadków koryta podczas wielkiej wody, natenczas we wszystkich innych odstępach, otrzymamy w przybliżeniu tę samą objętość przepływu.

Tę metodę wprowadził inżynier Kinderman, przy studiach do regulacji rzeki Wiedunki (Wochenschrift d. Oest. Ing. V. 1887 s. 98), i również zastosował ją do odszukania profilu podłużnego, dla danej objętości przepływu.

Spadki oporowe zależą od wielkości obranej powierzchni **B**; to też należy ją obrać o ile możności zbliżoną do przeciętnego przekroju wielkiej wody.

OBRACHOWANIE PRZEPŁYWU Z OPADÓW I Z WŁASNOŚCI DORZECZA.

39. Uwagi ogólne.

Przy wypracowaniu projektów wstępnych, a nawet ostatecznych, potrzebujemy znać objętości przepływu bodaj w przybliżeniu, chociaż nie posiadamy w tej mierze żadnych pomiarów. W takich razach, znajomość opadów atmosferycznych, oraz wielkości i własności uważanego dorzecza, stanowi jedyną podstawę do umiejętnej oceny rzeczonych objętości.

Opady atmosfery rozchodzą się w naturze na trzy różne drogi. Jedna część paruje, druga wsiąka w ziemię i pochłaniana jest przez rośliny, trzecia odpływa po powierzchni ziemi, do naturalnych jej ścieków.

Najprostsza zasada oceniania względnej wartości tych trzech części dla środkowej Europy, powiada, że wciągu rocznego peryodu są one równe sobie. Że jednak $\frac{1}{3}$ opadów stanowiąca odpływ po powierzchni, zostaje wzmocniona przez odpływ podziemny z poprzedniego roku w postaci źródeł. Ten odpływ podziemny, odpada zatem z trzeciej części opadów wsiąkających w ziemię.

Ta reguła nie zaspokaja jednakże ani w części wymagań praktyki. Pomijając tę okoliczność, że oznaczenie wielkości odpływu podziemnego wcale nie byłoby łatwem, nie bierze ona w rachubę licznych czynników miejscowych, i nie da się zastosować do odpływu w krótkich peryodach, o który nam przedewszystkiem chodzi.

Zadanie które spotykamy najczęściej w praktyce, polega mianowicie natem, żeby z opadu obserwowanego w ciągu paru miesięcy, paru dni lub godzin, oznaczyć tę część która odpływa następnie w rzece; a z niej wyprowadzić największą objętość przepływu na sekundę.

Umiejętne postępowanie polegałoby na oznaczeniu objętości parującej i wsiąkającej, na podstawie dat wyprowadzonych z długoletnich doświadczeń, oraz z miejscowych własności terenu. Te objętości odjęte od całego opadu, dałyby nam objętość odpływającą. Tego jednakże umiejętnego postępowania nie możemy prawie nigdy zastosować, a to dla zbyt wielkiej złożoności zachodzących tu zjawisk. Wszystkie też prace naukowe jakie w tym przedmiocie posiadamy, pomijają parowanie i wsiąkanie wody, a oznaczają odpływ bądź to na podstawie statystyki odpływów już obserwowanych, bądź też na podstawie wywodów matematycznych połączonych z datami statystycznymi.

Zadaniem mojem będzie przedstawić w dalszym ciągu główne wyniki spostrzeżeń co do parowania i wsiąkania wody, oraz treść ważniejszych prac naukowych, obu wymienionych kategorii.

40. Parowanie.

Na powierzchni ziemi, i w rzeczywistych naturalnych warunkach odbywa się parowanie pod wpływem tak wielu zmiennych czynników, że zdobycie drogą spostrzeżenia dat mających praktyczną wartość, jest bardzo trudne.

Na parowanie wpływają mianowicie:

Temperatura wody i powietrza;

Stopień wilgotności powietrza;

Ciśnienie atmosfery;

Siła wiatru (kierunek jego wpływa na wilgotność);

Gatunek ziemi, gęstość i rodzaj roślinności.

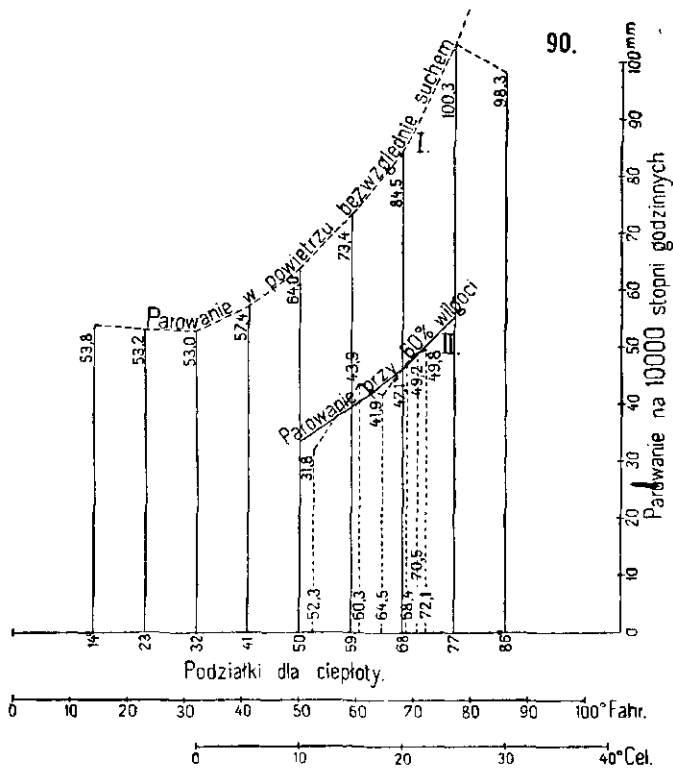
Główną pracę mającą na celu wskazanie właściwej metody do pomiarów parowania, ogłosił Iszkowski (Czasopismo tech. 83). Metoda jego polega na rozdzieleniu wpływu powyższych czynników, i na odniesieniu parowania do jednostki temperatury i czasu, którą nazwać można stopniem godzinnym. W tem znaczeniu mianowicie, że n. p. temperatura 15° przez 24 godzin, znaczy $24 \cdot 15 = 360$ stopni godzinnych.

Krzywa I na f. 90 przedstawia prawo zależności parowania powierzchni wody od temperatury, w powietrzu absolutnie suchem i spokojnem, według spostrzeżeń Daltona. Przyczem rzędne tej krzywej przedstawiają warstwy wody wyrażone w milimetrach, a parujące w ciągu dziesięciu tysięcy stopni godzinnych. Te warstwy nazwać można wyziewnością wody, albo energią parowania (Verdunstungsvermögen).

Krzywa II daje takie same daty, dla powietrza posiadającego 60% wilgoci potrzebnej do nasycenia. Jakkolwiek przebieg jej nie jest zupełnie pewny, ma on przecie praktyczną wartość dla orientacji ogólnej.

Rzędne krzywej II wynoszą prawie dokładnie 0,55 odpowiednich rzędnych krzywej I; a jeżeli przypuścimy nadto, że przy zupełnem nasyceniu powietrza parowanie ustaje, mamy z powyższego trzy punkty do nakreślenia krzywej przed-

stawionej na f. 91., która przedstawia zależność parowania powierzchni wody, od wilgotności powietrza.



O ile przy nowych spostrzeżeniach podawane będą stopnie tej wilgotności, uzyskamy z czasem więcej punktów tej krzywej.

Wpływ innych czynników powyżej wymienionych na parowanie powierzchni wody, nie został dotychczas należycie wyjaśniony. Wiemy tylko że n. p. wiatr przyspiesza parowanie, a zupełny spokój powietrza bardzo je wstrzymuje. Małe powierzchnie wystawione na wiatr parują silniej niż wielkie; przytem potrzeba ażeby prąd powietrza dotykał powierzchni wody. Brzegi naczyńia wzniesione nad powierzchnię wody, wstrzymują parowanie; woda wypełniająca część rurki szklanej, nie paruje prawie wcale, nawet przy silnym wietrze i wysokiej temperaturze.

Iszkowski podaje dla Galicyi następujący ogółowy rozkład parowania w ciągu roku:

		XII.	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	Rok
		milimetry.												
Energia parowania	W spokojnem powietrzu	22	23	27	44	86	127	153	148	140	106	78	38	992
	Na wietrze	34	41	41	55	94	143	176	174	171	140	114	63	1246

Dla wielu celów technicznych, potrzebna jest znajomość praw parowania powierzchni ziemi. Oto ważniejsze wyniki nowszych doświadczeń (Gerhardt¹³):

1. Na powierzchni ziemi nasyconej wodą, parowanie jest większe niż na powierzchni wody w tych samych warunkach, jeżeli ziemia pokryta jest roślinnością (trawą lub drzewami). Natomiast rzecz się ma odwrotnie, jeżeli ziemia jest naga.

2. Wpływ zawartości wody, stanu wody podziemnej, oraz wysuszenia powierzchni ziemi, można streścić w następujący sposób:

Objętość wody, która może wsiąknąć w ziemię zupełnie suchą aż do zupełnego jej nasycenia, wyrażoną w ułamku objętości ziemi, nazywamy jej pojemnością wody (Sättigungs-Kapazität).

Wskutek włoskowatości, podnosi się woda od powierzchni wody podziemnej lub od powierzchni warstwy nasyconej, do pewnej wysokości w górę. Ten ruch ustaje, skoro warstwa dolna najwięcej nasycona, zawiera mniej niż 50% swej pojemności wodnej.

Co do wpływu grubości warstwy parującej, t. j. głębokości stanu wody podziemnej, robił doświadczenia Eser²⁰. Powierzchnia parująca wynosiła 1000 cm².

Grubość warstwy parującej była: 30 25 20 15 10 cm.

Pod tą warstwą utrzymywano stały stan wody, a parowanie wynosiło w gramach:

1. z proszku glinki, od 10—17 IX 83	4610	4600	4720	4820	4830 gr
2. z piasku kwarcowego, od 18 VIII					
do 2 IX 83	1488	1832	2462	5180	8289 „
3. z piasku wapiennego bez wody					
podziemnej, w gruncie drenowanym od					
1 VII do 10 IX	6254	5779	4954	4017	2452 „
Z powyższych liczb wypada na 24 godzin:					
do 1. 1.	576	575	590	602	604 „
„ 2.	93	114	154	324	518 „
„ 3.	87	80	69	56	34 „

A więc parowanie jest tem większe, im mniejsza głębokość stanu wody podziemnej. Odnośne różnice są tem większe, im więcej przepuszczalna gleba. Jeżeli zaś niema wody podziemnej, albo też leży ona w takiej głębokości że parowanie zasilane jest tylko przez włoskowatość l. 3. powyższej tabeli, natenczas rzecz się ma odwrotnie: parowanie jest tem większe, im grubsza warstwa w której się ono odbywa.

Skoro ziemia wyschnie tak, że i działanie włoskowatości ustaje; a więc warstwa parująca opada pod powierzchnię ziemi, natenczas parowanie zmniejsza się gwałtownie. Tak n. p. według doświadczeń Esera:

Przy zupełnem wysuszeniu do głębokości:	2 cm	8 cm
w maju i czerwcu, parowanie zmniejsza się w stosunku do powyższych liczb w piasku kwarcowym na	34%	12%
„ wapiennym „	66%	16%

Z powyższych liczb widzimy, że w jednakowych zresztą warunkach, parowanie zależy od gatunku ziemi. Wszelkie okoliczności które powiększają włóskowatość, powiększają także parowanie. Wzruszenie zaś powierzchni, a więc i uprawa jej zmniejsza znacznie parowanie i wysychanie ziemi.

Falista powierzchnia więcej paruje niż płaska; powierzchnia szorstka paruje więcej niż gładka. Ziemia ciemnej barwy więcej paruje od ziemi jasnej, dopóki jest nasyciona; potem rzecz się ma odwrotnie.

Stoki zwrócone ku południowi parują najwięcej; po nich następują stoki ku wschodowi, potem ku zachodowi zwrócone; a najmniej parują stoki północne; co łatwo wytłómaczać przez połączony wpływ słońca i wiatru.

Pochylenie terenu powiększa parowanie na stoku południowym, a zmniejsza je na północnym. Największe parowanie na południowym stoku ma miejsce przy pochyleniu na 20 do 30%.

Ale bez porównania donioślejszy od powyższych jest wpływ pokrycia ziemi i roślinności. Pokrywa martwa wstrzymuje parowanie, roślinność przyspiesza je.

Stacya doświadczalna w Bremie podaje wyniki spostrzeżeń co do parowania powierzchni torfu bez pokrycia, i pod warstwą piasku 10 *cm* grubą. Parowanie wynosiło w procentach opadu:

	bez pokrycia	pod 10 <i>cm</i> piasku
od 15 III do 15 VI	50%	9,5%
„ 15 VI „ 15 IX	80%	10,0%

Z doświadczeń Esera²⁰ (Wollny 1884) wynikają następujące liczby:

Z powierzchni 0,1 *m*² wyparowało w czasie od 12 VII do 12 VIII 1883.

	<i>gr</i>	%	warstwa <i>m/m</i>
Na nie pokrytym ugorze	5739	100	57,4
Pod warstwą kamyczków 1 <i>cm</i> grubą	1862	33	18,6
„ „ sieczki 0,5 „ „	2392	42	23,9
„ „ „ 2,5 „ „	1040	18	10,4
„ „ „ 5,0 „ „	571	10	5,7
„ „ leśnej ścieżki z igieł jodłowych 5 <i>cm gr</i>	621	11	6,2
„ „ „ „ sosnowych „	878	15	8,8
„ „ „ „ z liści bukowych „	630	11	6,3
Pod żywą pokrywą z trawy lub tataraki	13902	243	139,0

Ten szereg liczb wykazuje tak silne działanie pokrycia ziemi, że poprzednio przytoczone czynniki są w obec niego nieznaczne. Mianowicie wpływ żywej roślinności przeważa nad wszystkimi innymi; a tu na szczególną uwagę zasługuje las.

Według doświadczeń Rieslera, średnie dzienne parowanie wynosiło warstwę:

Na łąkach	3,1 — 7,3 <i>m/m</i>	Na kartoflach	0,74 — 1,4 <i>m/m</i>
lucernie	3,4 — 7,0	W lesie dębowym	0,5 — 1,1
przenicy	2,7 — 2,8	„ jodłowym	0,5 — 1,0
życie	2,26		

Tak więc z powierzchni lasem pokrytej paruje daleko mniej niż z każdej innej powierzchni uprawnej. Na 13 stacyach doświadczalnych leśnych w Niemczech, stwierdzono w latach 1875 do 79, że w lasach parowanie ziemi wynosiło w ciągu tego czasu tylko 41% parowania powierzchni niezalesionych.

Natomiast sam las jest potężnym motorem parowania. Drzewa zawierają wewnątrz pni i gałęzi wielkie objętości wody, która się bezustannie odnawia. W ten sposób uchodzi z nich codziennie w atmosferę ciężar wody 2 do 4 razy większy od ciężaru całego drzewa.

Jako przykład, podaje Hartig¹³ obrachowanie parowania, w ciągu sześciu miesięcy wegetacyi, na powierzchni $\frac{1}{4}$ hektara lasu, na której stoi 250 pni. W lesie liściastym wynosi ono warstwę 135 $\frac{m}{m}$, w lesie iglastym 51 $\frac{m}{m}$.

41. Wsiąkanie.¹³

To zjawisko jest równie zmienne i od równie licznych zależne czynników, jak parowanie. Zależy ono mianowicie od opadów, od głębokości osuszenia gruntu, od gleby, klimatu, pory roku, a przede wszystkim od pokrycia ziemi.

Zgodność zmian wsiąkania ze zmianami opadów, udowodnił doświadczeniami Wollny² (1889). Wykazał on nadto, że podziemny odpływ wody jest tem obfitszy, im mniejsza jest energia parowania, oraz pojemność wody (zawartość wody w ziemi, przy zupełnem nasyceniu); a im większa przepuszczalność ziemi.

Dodanie piasku powiększa, dodanie iłu zmniejsza przeciekanie wody. Największe przeciekanie wykazuje piasek, mniejsze torf, najmniejsze ił. Następujący szereg liczb przedstawia według doświadczeń Wollnego²⁰ (1891) wpływ domieszki piasku. Przeciekanie odbywało się w ciągu 10 godzin, przez warstwę 20 *cm* grubą, na której utrzymywano warstwę 50 *cm* wody. Warstwa 20 *cm* gruba zawierała mieszaninę gliny i piasku o ziarnach 0,5 — 1,0 $\frac{m}{m}$. Składowe części wyrażone są w procentach, przeciekanie w litrach.

piasek	%	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0
gлина	%	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
przeciekanie lt.		366,6	36,9	12,9	3,1	2,9	0,7	0,14	0,14	0,16	0,09	0,17

Tak więc potrzeba przynajmniej 50% piasku, ażeby wpływ jego na przeciekanie był stanowczy.

Przeciekanie na 30 *cm* głęboko, wymaga w piasku 20 minut, w torfie 7 godzin, w ile blisko 20 godzin.

Głębokość przeciekania ma słaby wpływ na objętość przeciekającej wody. Dopóki grubość przenikanej warstwy jest mała (około 30 *cm*), objętość ta wzrasta wraz z grubością warstwy. Przy powiększeniu grubości z 30 na 60 *cm*, powiększa się przeciekanie w piasku o 4,4%, w glinie o 9,5%, w torfie o 20,3% odnośnego jednoczesnego opadu.

Objasniamy to w ten sposób, że cienka warstwa przepuszczalna więcej oddaje wody przez parowanie niż warstwa gruba. Utrata bowiem powstała przez parowanie jest tem słabiej wynagradzana wodą podnoszoną przez włoskowatość, im grubsza i mniej przepuszczalna jest warstwa ziemi.

Załączam wyjątek z tabeli zestawionej przez Gerhardta¹³ (Tb. XI), która wykazuje wpływ klimatu na rozkład przeciekania w ciągu roku. Z niej następujące wnioski.

W klimatach o deszczach letnich, mianowicie z ziemi nagiej najwięcej przecieka w lecie (Monachium, Gorlice); w klimatach deszczy jesiennych, w jesieni. W klimatach z łagodną zimą, jak Anglia, największy odpływ podziemny odbywa się w zimie; zaś w obec ostrej zimy odpływ jest słaby a wzmacnia się na wiosnę.

Tabela XI.

Miejscowość	W ciągu lat	Głęb. przeciekania	Gleba	Roczny opad $\frac{m}{m}$	Przeciek w % opadu rocz.				
					Wiosna	Lato	Jesień	Zima	Rok
Genewa . . .	1796—97	—	—	660	—	—	—	—	39,0
Manchester . .	1796—98	0,9	—	827	29,6	5,3	15,6	59,5	25,1
Orange . . .	1821—22	—	—	711	—	—	—	—	20,0
Abbotshill . .	1836—43	0,9	piaszczys. gl.	659	30,3	1,7	54,1	83,9	42,3
Holmfild . . .	1842—46	0,9	gl. dolomitowa	625	24,9	7,7	22,8	30,3	19,6
Gorlice . . .	1853—56	1,25	ił	652	36,1	29,3	26,5	19,0	28,1
"	"	"	glina	"	52,4	45,6	28,6	29,9	41,0
"	"	"	piaszcz. gl.	"	49,7	42,4	27,9	37,7	40,5
Tharand . . .	"	"	ił	739	59,0	21,3	20,9	84,4	40,8
Moholz . . .	"	"	glina	"	89,7	36,0	32,9	92,0	58,7
Lee-Bridge . .	1852—73	0,9	glin. piasek	653	—	—	—	—	26,6
"	1860—73	"	piasek	"	80,8	72,3	85,9	94,7	83,2

Im więcej falisty i górzysty jest teren, im więcej lasu, tem większe przesiąkanie wody.

Pokrycie martwe wzmacnia przesiąkanie. Warstwa piasku tylko 1 *cm* gruba, jest już w stanie znacznie powiększyć roczny odpływ podziemny; ale grubsze warstwy nie wiele większy skutek odnoszą.

Podobnie działają pokrywy z martwych roślin. Leśna ściółka zabiera wprawdzie część opadu na własne nasycenie, ale następnie zaściana od wiatru i zmian temperatury, wstrzymuje parowanie, utrzymuje wilgoć, i powiększa objętość przeciekającą.

Następująca tabela Wollnego¹³ (1891) daje obraz potężnego wpływu roślinności, która zawsze zmniejsza przesiąkanie (Tb. XII.).

Wpływ zalesienia przedstawia tabela Ebermayera¹³. (Tab. XIII.). Odnosi się ona do spostrzeżeń w ziemi ogrodowej bogatej w humus, i w głębokości 1,2 *m*.

Nadzwyczajnie niskie wartości w tabeli XIII. są skutkiem małej przepuszczalności ziemi humusowej. Widzimy z niej, że największe przeciekanie wydaje ziemia pokryta mchem, po niej idzie ziemia naga, potem lasy liściaste i nakoniec iglaste.

Lasy liściaste dają w zimie i na wiosnę większe przeciekanie od iglastych; a przyczyną tego jest, że są оголоcone w tej porze z liści, i więcej opadów przepuszczają do ziemi.

Tabela XII.

Objętości przeciekające w cm^3 , z powierzchni $1000\ cm^2$ i $0,50\ m$ głębokości.

1875	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	Razem	
Opad w cm^3 . . .	9386	10866	10077	7525	5491	13367	$56712\ cm^3 = 100\%$	
Przeciekanie								
Piasek { Ugór	3909	8104	5853	4506	2920	11488	36780 „	65 „
Piasek { Pokr. trawą	14	921	0	0	0	7100	8035 „	14 „
Glina { Ugór	0	3731	2463	1863	475	10047	18579 „	33 „
Glina { Pokr. trawą	0	0	0	0	0	718	718 „	1,3 „
Torf { Ugór	1486	5009	3422	2398	1615	10946	24876 „	44 „
Torf { Pokr. trawą	0	22	130	207	0	4562	4921 „	8,7 „

Tabela XIII.

Pory roku	Objętości przeciekania jako warstwy $\frac{m}{m}$ i w $\%$ opadów									
	Opady w $\frac{m}{m}$		Buki 6 lat		Jodły 6 lat		Pokrywa mchu		Nagie pole bez weget.	
	w $\frac{m}{m}$	$\frac{m}{m}$	$\frac{m}{m}$	$\%$	$\frac{m}{m}$	$\%$	$\frac{m}{m}$	$\%$	$\frac{m}{m}$	$\%$
Wiosna III — V 1886 . .	157,0	12,6	8,0	10,5	6,7	17,0	10,8	10,9	6,9	
Lato VI — VIII „ . .	560,2	15,9	2,8	12,1	2,1	31,6	5,6	26,1	4,6	
Jesień IX — XI „ . .	114,5	1,1	0,9	0,8	0,6	7,2	6,2	3,3	2,8	
Zima XII 86 — II 1887 . .	126,3	9,7	7,7	60,0	4,7	11,4	11,4	9,1	7,1	
Wiosna III — V 1887 . .	219,2	10,6	4,8	5,1	2,3	14,4	6,5	10,0	4,5	
Lato VI — VIII „ . .	210,6	2,5	0,1	1,5	0,1	13,0	6,1	3,9	1,8	
Jesień IX — XI „ . .	194,1	1,9	0,9	2,7	1,4	10,1	5,2	7,4	3,7	
Rok 1886 I — XII	957,9	39,4	4,1	29,4	3,1	67,1	7,0	49,4	5,2	
„ 1887 I — XI	634,1	18,8	3,0	9,1	1,6	39,9	6,3	22,6	3,6	

Z tego zaś że w lecie zachodzi ten sam stosunek, wnosić wypada że korzenie drzew iglastych zabierają z ziemi więcej wilgoci niż korzenie buków.

Tak więc pomimo że las wstrzymuje odpływ, jak mówiliśmy powyżej, pomimo że ściółka leśna jako martwa pokrywa, silnie wspiera przeciekanie, jednakże nie wynika ztąd większy podziemny odpływ wody jednoczesny z opadem; albowiem pochłaniające działanie korzeni jest stosunkowo daleko silniejsze.

42. Odpływ.

W poprzednich dwóch rozdziałach widzieliśmy, że ogół czynników mających wpływ na parowanie i wsiąkanie wody, tworzy całość bardzo zawiłą; zależną od licznych bardzo doniosłych miejscowych okoliczności. Dlatego też, szczegółowe zastosowanie podanych powyżej liczb, do obrachowania parowania i wsiąkania a następnie odpływu z danego opadu, nie jest dotychczas praktycznie możliwe; albo raczej będzie przydatne w praktyce, zaledwie w wyjątkowych razach.

To też prace jakie posiadamy w tym przedmiocie w literaturze, nie korzystają z powyższych liczb. Jedne z nich polegają mianowicie na statystyce odpływów już zauważanych, a wyniki spostrzeżeń uzasadniają za pomocą głównych cech odnośnych do rzeczy; nie biorąc nawet opadów atmosferycznych w rachubę.

Tak postąpił Belgrand, a za nim nowsi inżynierowie francuzcy; których prace poznaliśmy już po części w rozdziale o prognozie wezbrań.

Drugą kategorię stanowią te prace, które biorą wprawdzie opady jako punkt wyjścia; ale do obrachowania ułamka opadów który stanowi odpływ, dochodzą znowu przez porównanie dat statystycznych z własnościami uważanego dorzecza; a więc bez poprzedniego obrachowania parowania i wsiąkania wody (Lauterburg, Iszkowski).

Trzecią wreszcie kategorię prac stanowią te, które usiłują ująć zjawisko odpływu wody w rachunek (Vodicka, Lueger).

Zadaniem mojem będzie w dalszym ciągu, podać najważniejsze prace z każdej kategorii; a skoro przytem mało albo wcale nie będziemy korzystali z liczb przytoczonych w ustępach o parowaniu i wsiąkaniu wody, więc podnieść tu muszę, że są one niezbędnem przygotowaniem do działu ulepszeń rolnych; a bądź co bądź objaśniają też ze strony umiejętnej zjawiska o których mówić mamy.

43. Prawa Belgranda.

Większą część swego dzieła „La Seine”²² o którym wspominałem już na str. 32., poświęcił ten autor badaniom objętości odpływu wielkiej wody. Badania te opiera wyłącznie na stopniach przepuszczalności dorzecza, a nie bierze w rachubę miejscowych opadów. Uzasadnia zaś swą metodę w następujący sposób.

Dorzecze Sekwany wynosi okragło 79000 km^2 . Z tych, powierzchnie mniej lub więcej nieprzepuszczalne, mające wpływ na wezbrania, wynoszą 34000 km^2 . Reszta zaś, t. j. 45000 km^2 jest tak przepuszczalna, że niema na wezbrania żadnego wpływu.

Na podstawie opadów niepodobna tutaj zapowiadać wezbrań. Deszcze letnie, które całkowicie wsiąkają, niewiele mogą zmieniać stany wody w rzekach; deszcze zaś zimowe, prawie zawsze wywołują wezbrania. Pomiędzy temi dwoma skrajnemi przypadkami jest nieskończenie wiele pośrednich, przy których niepodobna uchwycić prawa zależności stanu wody od opadów (st. 290/1).

Tu przypomnieć muszę pierwsze szczęśliwe próby określenia tego prawa, które opisałem pod l. 4h. (s. 45/6), mówiąc o wezbraniach Lianny.

Belgrand dzieli zatem dorzecza na przepuszczalne i nieprzepuszczalne (f. perméable, inperméable), a charakteryzuje ich własności w następujący sposób.

W terenie zupełnie przepuszczalnym, jak piaskowce i wapienie pokryte piaskiem lub niektórymi marglami, woda wypełnia wielkie przestrzenie szpar i otworów podziemnych, a wsiąkanie wstrzymane bywa dopiero w znacznej głębokości, przez nagromadzoną już wodę wgłębną, lub pokład nieprzepuszczalny.

Skoro podziemnie jest w ten sposób wodą nasycone, wtedy powstaje w ścieku doliny strumień; a w nim stan wody podnosi się po długim deszczu, a opada podczas suszy. Po krótkiej burzy natomiast nic nie odpływa, bo teren wszystko pochłania. Stan wody w strumieniu nie zmienia się zatem po nawalnym deszczu.

Z powodu licznych różnorodnych oporów podziemnych, potrzeba długiego czasu ażeby woda doszła do miejsca w którym wypływa na powierzchnię. Wezbranie strumienia objawi się przeto dopiero po upływie całych dni lub tygodni, od czasu w którym deszcz upadł. Natychmiast zaś po deszczu — jeżeli on był krótki i nawalny — może tylko po powierzchni przybyć do strumienia tu i owdzie nieco wody, lub mogą się pokazać chwilowe źródła, które uważać należy za przelewy podziemnych zbiorników.

Takie wody nazwiemy wodami łagodnemi albo nizinnymi (eaux tranquilles); mają one przeważnie wodę czystą, pochodzącą z podziemia.

W terenach przepuszczalnych widzimy, że główne doliny są głębokie; z tego powodu wilgotne a nawet bagniste, i one wyłącznie posiadają źródła. Doliny zaś boczne płytsze, nie dosięgają powierzchni wody podziemnej, i są z tego powodu zupełnie suche i jałowe. Budowa geologiczna jednych i drugich jest zupełnie jednakowa; a powyższe objawy są wyłącznie skutkiem różnej morskiej wysokości ścieków.

Głębokie doliny są przesycone wilgocią i często zabagnione; a stanowią rażącą sprzeczność z suszą panującą na stokach. Ta susza rozpoczyna się nagle, bez żadnego przejścia, tuż przy brzegu bagna.

W terenie nieprzepuszczalnym widzimy objawy zupełnie odmienne.

Zaraz po deszczu, wszystkie ścieki nagle wzbierają, tworzą potoki (f. torrents), które wkrótce potem słabną, niekiedy zupełnie wysychają. Wielkie wody są w takich okolicach nadzwyczaj gwałtowne i niszczące, ale krótko trwają. Nazywamy takie wody burzowymi albo górskimi (f. torrentielle).

Porywają one odłamy wierzchnich warstw miękkich, ale nie daleko je unoszą, i osadzają zaraz u podnóża stoku. Powstaje w ten sposób charakterystyczny kształt doliny polegający na tem, że ma ona od podnóża obu stoków

wyraźne spadki ku środkowi; gdzie w najniższych punktach płynie strumień. Nadto pomiędzy stokiem a środkową częścią doliny jest łagodne przejście; gdy tymczasem doliny o terenie przepuszczalnym, są w kierunku poprzecznym prawie poziome, a przecięcie doliny ze stokiem tworzy ostrą krawędź. Strumień nie leży przytem ściśle w najniższym punkcie, lecz wogóle wyżej niż właściwiwy ściek.

W terenach nieprzepuszczalnych, łagodzącym czynnikiem jest wierzchnia warstwa urodzajna; a to w tem wyższym stopniu, im jest grubsza. Nasyca się ona wodą, i dopóki nie jest nasycona, wstrzymuje odpływ. Zatrzymuje też przyjętą wilgoć bardzo długo, albowiem podziemny odpływ jest utrudniony i bardzo powolny. Tem odróżnia się taki teren od terenu przepuszczalnego, w którym wierzchnia warstwa szybko wysycha; a wyraźnie odbija się ta własność w stanie kultury ziemi.

Na terenach nieprzepuszczalnych, kultury są przeważnie bujne; a te które najwięcej wody potrzebują, t. j. łąki, widzieć tam można nie tylko w łęku doliny, ale i na stokach; a nawet na wyżynach. Na terenach zaś przepuszczalnych widzimy łąki tylko w łęku doliny, a i tam potrzebują nawodniania.

Tworzenie się źródeł i wody wgłębnej jest w terenach nieprzepuszczalnych wielce utrudnione; to też spotykamy tam źródła tylko wyjątkowo.

Ponieważ w terenach przepuszczalnych wezbrania są łagodne, a w nieprzepuszczalnych silne i gwałtowne, więc pierwsze wymagają stosunkowo małych, a drugie stosunkowo wielkich mostów. Dlatego też przekrój jaki znajdujemy pod mostami dla przepływu wielkiej wody; który dla skrócenia nazwiemy *przekrojem burzowym* (*débouché mouillé*), uważa Belgrand za miarę objętości wielkiej wody. Widocznem jest, że mnożąc powierzchnię tego przekroju przez prędkość ocenioną według miejscowych warunków, otrzymamy przybliżone pojęcie o objętości przepływu.

Stosownie do powyższych uwag, można streścić zewnętrzne cechy terenów przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych, za pomocą następujących pięciu zasad:

1. Gdy teren jest nieprzepuszczalny, wtedy ścieki są bardzo liczne, ale nie stale zasilane; niekiedy wysychają, często nie mają właściwych źródeł. Natomiast na terenie przepuszczalnym, ścieki są nieliczne ale stałe; mają właściwe sobie obszary źródeł (*lieux de sources*).

2. Na terenie nieprzepuszczalnym mosty są liczne, i mają wielkie otwory burzowe. Na terenie przepuszczalnym mostów mało, mają ciasne otwory burzowe, lub niemają ich wcale. Na 1 kilometr długości rzeki, otwór burzowy wynosi 79 do 33 *cm* na terenach nieprzepuszczalnych, a 12 do 0 *cm* na terenach przepuszczalnych.

3. Wezbrania na terenie nieprzepuszczalnym są gwałtowne i krótkie, mają wodę mętną lub przeciążoną ryniakami; albowiem powstają z odpływu po powierzchni. Na terenach przepuszczalnych są one długie i powolne, mają wodę czystą, bo pochodzą z podziemia.

4. Na terenach nieprzepuszczalnych znajdujemy łąki nie tylko w dolinie ale i w najwyższych położeniach. Na terenach przepuszczalnych zaś widzimy je tylko w dolinie, i to w części jej zalewowej.

5. Iloraz z powierzchni dorzecza w kilometrach kwadratowych przez długość rzeki w kilometrach, wynosi 2,1 do 5,3 dla terenów nieprzepuszczalnych, zaś 35 do 231 dla terenów przepuszczalnych.

Jako uzupełnienie powyższego podaję tabele Belgranda, zestawione przez niego według mostów mierzonych w dorzeczu Sekwany. Dają one przekroje burzowe mostów w metrach kwadratowych, na 1 klm^2 dorzecza. Liczby te nie mają wprawdzie wartości ogólnej, i nie są przydatne wprost dla naszej praktyki; ale niejednemu czytelnikowi mogą być pobudką do wyprowadzenia analogicznych wniosków dla naszych warunków.

Tabela XIV.

Przekroje burzowe mostów w dorzeczu Sekwany, w metrach kwadratowych na 1 klm^2 dorzecza.

A. Tereny nieprzepuszczalne lub na pół przepuszczalne.

I. Dorzecza mniejsze od 70 km^2 .

	m^2
1. Granity	0,37 — 0,79
2. Lias w terenie płaskim o słabych spadkach	0,50 — 0,67
3. „ „ falistym o silnych spadkach	0,87 — 1,50
4. Dolna kreda stosownie do tego czy teren piaszczysty czy gliniasty	0,22 — 1,25
5. Margle kimmeridge w Alzacyi	0,41 — 0,83

Gлина z kamieniami młyńskimi w Brie:

6. Doliny bardzo do siebie zbliżone	0,19 — 1,00
7. Wielkie płaszczyzny bez spadku	0,04
8. Pół przepuszczalny wapień Brie	0,08 — 0,21

Płaszczyzna Gatinais, — glina piaszczysta i margle:

9. Część bez stawów	0,09 — 0,46
10. Część z licznymi stawami	0,05 — 0,16

II. Dorzecza od 70 do 1000 km^2 .

11. Granit	0,23 — 0,30
12. Lias	0,26 — 0,40
13. Dolna Kreda	0,12 — 0,35
14. Margle kimmeridge w Lotaryngii	0,47

Gлина z kamieniami młyńskimi w Brie:

15. Przy terenie falistym	0,30
16. Na wielkich płaszczyznach	0,00

B. Tereny przepuszczalne.

1. Pół przepuszczalne margle oolitu w dolnej Burgundyi . . .	0,00 — 0,24
2. Przepuszczalne margle oolitu w dolinach bez źródeł . . .	0,00 — 0,01

	<i>m³</i>
3. Przepuszczalne margle oolitu w dolinach ze słabymi źródłami	0,00 — 0,08
4. Biała kreda, doliny bez źródeł	0,00
5. „ „ „ uchodzące do bagien	0,00 — 0,17
6. Grubo ziarnisty wapień, płaszczyny Gatinais i Vexin . . .	0,00
7. Teren pośredni pomiędzy wapieniem grubo ziarnistym a marglem zielonym, małe doliny bez źródeł	0,01 — 0,10
8. Piaski Fontainebleau i wapień Beocyi	0,00
9. Wielka płaszczyna namułowa Pikardyi i Normandyi, drenowana przez kredę	0,00

Oprócz powyższych pięciu zasad, określających cechy dorzeczy, zestawiał Belgrand także szereg praw dla przebiegu wezbrań. Widzimy w nich z początku powtórzenie poprzednio wypowiedzianych myśli; ale niechciałem ich mimo tego skracać, ażeby nie rozrywać pięknej całości.

1. Wezbrania małych potoków — na terenie nieprzepuszczalnym, są bardzo wysokie ale krótkie; rzadko kiedy trwają dłużej niż dzień lub dwa.

Wezbrania strumyków nizinnych — na terenach przepuszczalnych, — są słabe lecz trwają długo; zwykle 15 dni lub więcej.

Wezbranie każdego strumienia dzieli się na dwie części: najprzód przechodzi woda burzowa z terenów nieprzepuszczalnych, przeważnie mętna. Tworzy ona krótkie wezbranie, po którym następuje drugie, znacznie słabsze lecz dłuższe, pochodzące od wody nizinnej zupełnie czystej.

Krótkie wezbrania potoków górskich nieprzyczyniają się do wysokości pierwszej części wezbrania rzeki, jeżeli przybywają do niej dopiero w 24 lub 48 godzin po końcu deszczu. Tymczasem bowiem, fale bliższych dopływów już przeszły.

Następujące po nich spokojne części wezbrań, trwające długo, sumują się i wzrastają przy każdym nowym dopływie; gdy tymczasem pierwsze mogą się zmniejszać i znikać po drodze.

2. W każdej dolinie o stokach nieprzepuszczalnych jest punkt, od którego poniżej wezbrania nie powiększają się. Jest to ten punkt, przez który wezbranie głównej rzeki przechodzi już po przejściu wezbrania dopływów.

Ten punkt leży tem dalej od źródeł im okolica jest więcej górska. Bo tem silniejsze są opady, i tem dłuższą drogę przebywa fala w danym czasie, im silniejszy spadek doliny.

To prawo ochrania doliny górskie od zupełnego zniszczenia.

3. W dorzeczu wielkiej rzeki górskiej, wezbranie nadzwyczajnej wysokości może być skutkiem jednorazowego wielkiego opadu, obejmującego tylko część dorzecza.

Z natury rzeczy wynika, że takie przypadki są dosyć częste, gdyż pochodzą coraz to z innej części dorzecza.

4. Czas trwania wezbrań górskich powiększa się w postępie od źródeł do morza. Fale bowiem kolejnych dopływów górskich jako niejednoczesne, przedłużają falę głównej rzeki. Tak n. p. wezbrania dolnej Loary trwają często po trzy tygodnie; gdy pod Roanne, gdzie mają tę samą wysokość, przechodzą w jeden lub dwa dni. Podobne stosunki zachodzą na Po.

Wody nizinne z dorzeczy przepuszczalnych, mając długie wezbrania trwające po dwa i cztery tygodnie, sumują swe fale przy każdym dopływie; bez względu na długość drogi jaką fala dopływu ma przebyć. Ztąd wynikają następujące prawa:

5. Szczytowa wysokość wezbrania wielkiej rzeki nizinnej, powiększa się w miarę szczytowej wysokości wezbrania każdego nizinnego dopływu.

6. W terenach przepuszczalnych, fale wszystkich dopływów powiększają wezbranie rzeki głównej.

7. Czasy trwania wezbrań nie przedłużają się znacznie w miarę długości rzeki.

Wody mieszane, t. j. zawierające w swych dorzeczach tereny przepuszczalne i nieprzepuszczalne, podlegają prawom odmiennym; i to jest przypadek zwyczajny.

Wpływ terenów nieprzepuszczalnych przeważa, skoro obszar ich jest dosyć znaczny; wpływ terenów przepuszczalnych można wtedy pominąć.

8. Fala potoku górskiego, wpadającego do strumienia lub rzeki nizinnej, przechodzi zawsze pierwsza przez punkt połączenia. Następujące po niej wezbranie spokojne, sumuje się z wezbraniem strumienia nizinnego.

Kilkakrotne wezbrania kolejne wywołują zjawiska bez porównania zawilsze od powyższych.

9. W małych potokach górskich fale kolejne są od siebie niezależne; albowiem trwają tak krótko, że gdy jedna z nich przybywa do danego punktu, n. p. dopływu, wówczas poprzednia fala już przeszła.

10. Na wielkich rzekach górskich, zgodność fal kolejnych w głównej rzece i w dopływach, jest możliwa lecz rzadko się trafia.

11. Niektóre fale mogą być zgodne; wszelako prawie niepodobna ażeby obie były wyjątkowo wysokie. Wyjątkowe bowiem opady nie powtarzają się w krótkich odstępach czasu.

Gdy w potokach górskich zgodność i łączenie się fal jest rzadkością, to w nizinnych wodach jest ona przypadkiem zwykłym, normalnym.

12. Kolejne fale rzeki nizinnej schodzą się i sumują nieraz przez miesiąc lub dwa. Nieraz znikają one w jednym wspólnym wezbraniu, które zdaje się mieć tylko jedno maximum.

13. Z powyższego wypada, że nadzwyczajne wezbrania wielkiej rzeki nizinnej, są zawsze wynikiem szeregu zjawisk meteorologicznych. Są też nader rzadkie, albowiem potrzeba do nich żeby tożsamo nadzwyczajne zjawisko powtórzyło się kilka razy w małych odstępach czasu.

Podobne zgodności zachodzić też mogą przy połączeniu wody górskiej i nizinnej:

14. Najprzód przybywa do ujścia pierwsza fala potoku; ale druga trzecia fala i t. d. . . ., może się zejść z pierwszą drugą falą i t. d. wody nizinnej.

15. Maximum nadzwyczajnego wezbrania wody nizinno-górskiej, odpowiada zwykle fali górskiej następującej po większej liczbie wezbrań kolejnych.

Powyższe prawa odnoszą się tylko do rzek niezbyt wielkiej długości, których wezbrania przebywają całą drogę od źródeł do morza w ciągu ośmiu do dziesięciu dni.

Jeżeli jednak wyobrazimy sobie rzekę bardzo długą, i o dorzeczu bardzo rozległym, której wezbrania powstające u źródeł potrzebują bardzo długiego czasu aby przybyć do morza; natenczas będzie na niej taki punkt, od którego poniżej wezbrania nie wzrastają więcej, bez względu na przepuszczalność terenu. Ten punkt leży powyżej ujścia pierwszego dopływu nizinnego, którego wezbrania zawsze wcześniej odpływają ujściem od wezbrań rzeki głównej.

Wezbrania wielkich rzek są też bardzo długotrwałe i podlegają prawom stałym, stosownie do pory roku.

44. Ogółowa ocena największych objętości odpływu z opadów atmosfery.

Wezbrania strumieni i rzek mogą mieć trojaką przyczynę:

1. krótki deszcz nawałny,
2. deszcz spokojny trwający cały dzień lub dłużej,
3. opady zimowe topniejące na wiosnę.

Wielkość każdego z tych opadów należy oznaczyć dla danej okolicy za pomocą tabeli i liczb, które podane były pod l. 1. Liczby zaś które przyjmować będą w dalszym ciągu, mają tylko znaczenie przykładów.

1. Deszcz nawałny niechaj wynosi $45 \frac{m}{m}$ na godzinę: taki deszcz przytrafia się w letnie dni skwarne; gdy ziemia jest silnie wysuszona i dużo wody pochłania. Pojemność wody przy nasyceniu dla typowych gatunków gleby, przedstawić można w następujących zaokrąglonych procentach objętości.

I. Ziemia urodzajna	65%
II. Gлина bez piasku	50%
III. „ zawierająca 10% piasku	45%
IV. „ „ 50% „	30%

Jeżeli przyjmiemy że trzecią część powyższych objętości ziemia posiadała już przed deszczem, to pochłania ona do nasycenia, w powyższym następstwie gatunków gleby, i na 10 cm grubości, następujące warstwy opadu:

I	II	III	IV
40	33	30	20 $\frac{m}{m}$

Odpywa zatem po powierzchni reszta, t. j.

5	12	15	25 $\frac{m}{m}$.
---	----	----	--------------------

Czas w którym odpływ się odbywa, zależy od kształtu dorzecza, pochylenia terenu i przeszkód po drodze napotykanym, z których najważniejszą stanowi roślinność. Niemając do czynienia z przykładem specjalnym, lecz mówiąc o metodzie rachunku, przyjmiemy na czas odpływu praktyczne dwie granice, wyprowadzone ze spostrzeżeń.

Najszybszy odpływ trwa przynajmniej tak długo jak deszcz, właściwie zawsze nieco dłużej, — a więc jedną godzinę. Odpływ bardzo utrudniony niechaj się odbywa w ciągu dwóch godzin.

W pierwszym przypadku, warstwa wody 5 $\frac{m}{m}$ gruba, która na 1 km^2 daje objętość 5000 m^3 , odpływa w ciągu 3600 sekund, a więc wypada

$$\frac{5000}{3600} = 1,388 \text{ czyli okrągło } 1,4 m^3 \text{ na } 1 km^2 \text{ i sekundę.}$$

W drugim przypadku, t. j. przy najwolniejszym odpływie, otrzymalibyśmy w podobny sposób 0,7 m^3 ; a w stosunku do wymienionych powyżej większych warstw odpływu, otrzymamy dla czterech gatunków gleby:

	I	II	III	IV
na 1 km^2 i sek.	1,4	3,3	4,2	7 m^3 z odpływu w ciągu 1 godziny.
albo	0,7	1,7	2,1	3,5 „ „ 2 godzin.

Taki deszcz obejmuje zwykle tylko 1 do 2 km^2 , a w wyjątkowych razach może 3 do 5 km^2 ; dokładniej granice te nie są znane.

Przyjmując że maximum powierzchni zajętej jednocześnie przez deszcz nawalny jest 5 km^2 , otrzymamy że może on wydać z całego dorzecza najwyżej 1,4 . 5 = 7 m^3 na sekundę dla pierwszego; a 35 m^3 dla czwartego gatunku gleby.

2. Deszcz spokojny całodzienny, obejmuje daleko większe dorzecza niż poprzedni; zwykle jego maximum wynosi w naszych warunkach około 50 $\frac{m}{m}$ na dobę, a przytrafia się podczas niższych temperatur; wskutek czego ziemia mniej wysuszona, mniej też wody pochłania. Tożsamo odnosi się do roślinności.

Przypuszczając że ziemia zawiera już przed deszczem 60% wody potrzebnej do nasycenia; a pochłania z deszczu dalsze 40%, wypada dla czterech gatunków gleby

	I	II	III	IV
pochłonięta warstwa opadu	25	20	18	12 $\frac{m}{m}$
odpywa zaś z 50 $\frac{m}{m}$	25	30	32	38 $\frac{m}{m}$.

Podobnie jak w poprzednim przypadku, przyjmiemy jako granice dla czasu w którym się ten odpływ odbywa 1 do 2 dni, i otrzymamy na 1 km^2 i sek.

	0,29	0,35	0,37	0,44 dla odpływu w ciągu 1 dnia
albo	0,14	0,17	0,18	0,22 „ „ „ 2 dni.

Taki deszcz obejmuje zwykle do 500 km^2 a wyjątkowo do 1000 km^2 . Największa objętość jaką wydać może, wynosi 140 do 440 m^3 .

Ażeby z najmniejszego wydatku deszczu całodziennego $0,29 \text{ m}^3$ otrzymać taką objętość odpływu jak największa możliwa z deszczu nawalnego; w tym razie $1,4 \cdot 5 = 7 \text{ m}^3$, potrzeba na to dorzecza

$$\frac{7}{0,29} = 24 \text{ km}^2.$$

Dla powyższych czterech gatunków gleby, otrzymamy w ten sposób:

$$24 \quad 48 \quad 58 \quad 80 \text{ km}^2.$$

Dorzecza mniejsze od powyższych, wydają największe wezbrania z deszczu nawalnego; większe zaś z deszczu całodziennego.

Według powyższego, przyrost dorzecza od 5 km^2 do powyższych granic, nie powiększa wezbrania. Jest to wynik zapewne niezgodny z prawdą; a pochodzi ztąd, że pojęcie powierzchni jaką deszcz obejmuje nie jest ścisłe. Deszcze przesuwają się bowiem nad dorzeczem; czego w tym razie nie umiemy uwzględnić.

3. Do największych powierzchni, odnosi się topnienie śniegu na wiosnę. Granicę mogą tu określić tylko miejscowe warunki klimatyczne; a z tego powodu jest ona jeszcze więcej wątpliwa jak w obu poprzednich przypadkach.

Opady zimowe od grudnia do marca, gromadzą się prawie całkowicie na powierzchni ziemi; tak, że $\frac{2}{3}$ tych opadów odpływa dopiero w końcu marca, lub w początku kwietnia, przeciętnie w ciągu 15 dni.

Przy pomocy mapy hydrograficznej tab. 1 A, oraz tabeli I na str. 9. możemy dla danego miejsca wyrachować opady zimowe. Tak n. p. w Warszawie, opad roczny wynosi 569 mm . Opady miesięczne w procentach opadów rocznych mamy w tabeli I. str. 9. a średnią ich zmienność w tabeli II str. 10.

W ten sposób znajdziemy z uwzględnieniem zmienności:

$$\text{XII} \quad 7,2 + 3,5 = 10,7$$

$$\text{I} \quad 4,6 + 2,4 = 7,0$$

$$\text{II} \quad 3,9 + 2,3 = 6,2$$

$$\text{III} \quad 6,4 + 3,1 = 9,5$$

$$\text{Razem} \quad 33,4\% \text{ opadu rocznego,}$$

czyli

$$569 \cdot 0,334 = 190 \text{ mm}.$$

Jeżeli więc z tej warstwy $\frac{2}{3}$ odpływa w ciągu 15 dni, to na sekundę 1 km^2 wypada

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{190000}{15 \cdot 86400} = 0,10 \text{ m}^3.$$

Powyższy sposób obrachowania zawiera jeszcze dużo dowolności i zapewne nie da większej dokładności jak na 15 do 20% całości; ale może być znacznie udoskonalony przez wprowadzenie rzeczywistych stosunków miejscowych. Zamiast 45 mm dla deszczu nawalnego a 50 mm dla całodziennego, można wybrać z tabeli V VI i VII liczby odpowiadające lepiej danej okolicy. Zamiast wprowadzonych powyżej procentów nasycenia ziemi przyjąć inne według dat podanych pod 1. 40 i 41.

Słaba jej strona którą najtrudniej usunąć, jest dowolne założenie co do czasu odpływu, co do wielkości powierzchni objętej przez opad, oraz przypuszczenie, że na jednostkę czasu odpływ jest stały.

45. Metoda Iszkowskiego*).

Odróżniamy następujące typowe objętości przepływu.

M_0 , odpływ absolutnie najmniejszy.

M_1 , odpływ najmniejszy normalny, t. j. średnia arytmetyczna z najmniejszych odpływów zapisanych w ciągu szeregu lat.

M_2 , odpływ średni normalny. Jest to objętość odpływu przy tym stanie, który w normalnym roku trwa najdłużej. Przez normalny zaś rok, rozumiemy taki, w którym odpływ najwięcej się zbliża do średniego.

M_3 , objętość zwykłej wielkiej wody. Tej autor nie określa wcale, i nie podaje sposobu obrachowania jej.

M_4 , absolutnie największa woda.

W dalszym ciągu oznaczać będziemy przez A powierzchnię dorzecza w kilometrach, przez d warstwę roczną opadu w metrach, przez ω współczynnik odpływu, t. jest ułamek opadu stanowiący odpływ, zmienny według klimatycznych i topograficznych warunków dorzecza.

Punktem wyjścia do obrachowania pierwszych trzech objętości, jest absolutna średnia objętość M , t. j. średnia arytmetyczna ze wszystkich objętości w normalnym roku. Wzór na nią jest

$$M = \frac{1000000}{365 \cdot 86400} \cdot \omega \cdot d \cdot A = 0,03171 \omega \cdot d \cdot A$$

gdzie milion w liczniku oznacza zamianę A kilometrów kwadratowych na metry kwadratowe, zaś mianownik oznacza liczbę sekund w roku.

Ażeby uzyskać podstawę do obrachowania ω , oraz dalszych współczynników, zgromadził autor w wielkiej tabeli wszystkie pomiary przepływu, jakie mógł znaleźć w literaturze technicznej. Wyjątek z tej tabeli, a mianowicie to co się odnosi do rzek polskich, zawiera tabela XV. W ostatnich jej pięciu kolumnach zestawione są w niej wyniki wzorów empirycznych które poniżej podamy. Te liczby stanowią kontrolę metody.

Drogą prób i zestawień wykreślonych oznaczono ω , tak, ażeby jak najlepiej odpowiadało wynikom pomiarów. Wartości tego współczynnika zawarte są w drugiej tabeli, którą powtarzam w całości; jest to tabela XVI.

Widzimy w niej 9 kategorii terenu; zaczynając od bagien i nizin aż do gór, a dla tych kategorii zmienność ω , leży w granicach 0,2 do 0,7.

Z absolutnej średniej objętości M , na podstawie dat z tabeli XV, i przy pomocy nowego współczynnika v , wyprowadza autor określone powyżej objętości M_0 , M_1 i M_2 , a mianowicie:

$$M_0 = 0,2 v M$$

$$M_1 = 0,4 v M$$

$$M_2 = 0,7 v M$$

gdzie v przedstawia chwiejność pierwszego współczynnika 0,2, 0,4 i 0,7.

*) Czasopismo austriackich inżynierów 1886.

Tabela XV.
Objętości odpływów w dorzeczach od Odry do Dniestru.
(Wyciąg z tabeli Iszkowskiego 1. I).

1	2*)	3	5	7 i 9—13	14	6	4	8	19	20	21	15—18 i 22	23/24
Liczba porząd.	Rzeka i miejsce	A km ²	Rzeczywiste						Obrachowane				Błąd %
			d m ³ /m	M m ³	$\frac{M_4}{A}$	kat. według tab. XVI.	ω_s według kat. terenu kol. 6.	ω_s rzeczy- wiste	v	ω_w	μ	M m ³	
209	X. Dorzecze Odry. Odra koło Opola . . .	10875	650	M _s = 108 M ₀ = 10,05 M ₄ = 1546	0,1422	$I + II \over 2$	0,45	0,457	0,498	0,0725	3,008	M _s = 101 M ₀ = 20,2 M ₄ = 1544	—
212	Wittich	308	750 ?	M ₄ = 420	1,3636	III	0,50	—	—	0,225	6,52	M ₄ = 390	—7,14
213	Nisa pod Kaniowem . .	946	750 ?	M ₄ = 520	0,5500	$II + III \over 2$	0,50	—	—	0,172	4,80	M ₄ = 587	+12,7
214	Odra pod Stynawą . .	29000	610	M _s = 136 M ₀ = 22,5 M ₄ = 1875	0,0634	0,2 II + 0,8 I	0,35	0,2380	0,578	0,042	2,807	M _s = 196,3 M ₀ = 39,3 M ₄ = 2086	+11,3
215	Warta do Poznania . .	24000	550	M ₄ = 1639	0,0683	II	0,27	—	—	0,045	2,876	M ₄ = 1708	+4,2
216	" " Szweryna . . .	30500	550	M ₄ = 1902	0,0623	II	0,26	—	—	0,042	2,796	M ₄ = 1970	+3,5

*) Liczby porządkowe według Iszkowskiego.

217	Warta do ujścia do Odry	55233	550	$\mathfrak{M}_s = 190$ $\mathfrak{M}_0 = 76,2$	—	I i II	0,25	0,198	1,58	—	$\mathfrak{M}_s = 240,8$ $\mathfrak{M}_0 = 48,2$	—
218	Odra poniżej ujścia Warty	99273	550	$\mathfrak{M}_s = 410$ $\mathfrak{M}_0 = 145$ $\mathfrak{M}_4 = 3862$	około 36% II i około 64% I	0,0389	0,26	0,2000	1,61	0,032	$\mathfrak{M}_s = 450$ $\mathfrak{M}_0 = 90$ $\mathfrak{M}_4 = 3597$	—6,9
XI. Dorzecze Wisły.												
219	Wisła pod Krakowem	8230	800	$\mathfrak{M}_s = 44$ $\mathfrak{M}_4 = 3120$	II + III 2	0,45	—	—	1,170	—	$\mathfrak{M}_s = 94$ $\mathfrak{M}_0 = 40,4$ $\mathfrak{M}_4 = 2917$	—6,5
220	Wilga pod Krakowem	135	630	$\mathfrak{M}_s = 96$	III	0,7111	0,40	—	—	0,155	$\mathfrak{M}_s = 95$	—1,0
221	Strug koło Rzeszowa	580	620	$\mathfrak{M}_s = 120$	II	0,2070	0,32	—	—	0,060	$\mathfrak{M}_s = 112$	—6,6
222	San pod Przemyślem	3675	900	około $\mathfrak{M}_s = 30$ $\mathfrak{M}_4 = 2625$	III	0,7142	0,52	—	?	—	$\mathfrak{M}_s = 54,5$ $\mathfrak{M}_1 = 21,8$ $\mathfrak{M}_4 = 2750$	+4,8
289	Wisłok do Iskrzyni	550	800	$\mathfrak{M}_s = 700$	III	1,2727	0,55	—	—	0,290	$\mathfrak{M}_s = 733$	+4,7
223	Wisła do ujścia Wieprza	57600	640	$\mathfrak{M}_s = 4952$	II	0,0860	0,30	—	—	0,055	$\mathfrak{M}_s = 5069$	+2,36
224	" " Pilicy	67700	640	$\mathfrak{M}_s = 5564$	II	0,0800	0,30	—	—	0,055	$\mathfrak{M}_s = 5643$	+1,42
225	" " Narwi	81300	640	$\mathfrak{M}_s = 5972$	II	0,0735	0,30	—	—	0,055	$\mathfrak{M}_s = 6410$	+7,33
226	" " granicy ros. prus.	156600	630	$\mathfrak{M}_s = 7962$	II	0,0508	0,27	—	—	0,049	$\mathfrak{M}_s = 7745$	—2,72
227	Brda koło Bydgoszczy	4250	600	$\mathfrak{M}_s = 139$	I	0,0327	0,20	—	—	0,017	$\mathfrak{M}_s = 139,8$	—

1	2*)	3	5	7 i 9—13	6	4	8	19	20	21	15—18 i 22	23/24	
Liczba porząd.	Rzeka i miejsce	A km ²	Rzeczywiste					Obrachowane				Błąd %	
			d m/m	M m ³	$\frac{M_4}{A}$	kat. według tab. XVI.	ω_s według bat. teren kol. 6.	ω_s rzeczy- wiste	v	ω_w	μ		M m ³
228	Wisła koło Montawskiej Szpicy	174164	630	M ₆ = 272 M ₄ = 8337	0,0479	II	0,27	0,270	1,447	0,049	1,544	M ₆ = 940 M ₄ = 188 M ₄ = 8301	—0,43
229	Wisła do ujścia.	181708	630	M ₆ = 344? M ₄ = 8600	0,0473	II	0,27	0,270	1,755	0,049	1,487	M ₆ = 980 M ₆ = 196 M ₄ = 8341	—3,03
230	XII. Pregola koło Tapiawy.	11010	609	M ₄ = 1794	0,1629	II	0,40	0,2661	—	0,082	3,006	M ₄ = 1652	—7,8
231	XIII. Niemen koło Tyłży.	100000	620	M ₆ = 600 M ₆ = 85 M ₄ = 168 M ₂ = 360 M ₃ = 1360 M ₄ = 5000	0,0500	II	0,25	0,350	—	0,040	2,050	M ₆ = 491,5 M ₆ = 98,3 M ₄ = 5084	+1,70
287	XVI. Dorzecze Dniestru. Dąbrowka (strumień) koło Sambora	13	750	M ₄ = 38	2,923	IV	0,45	—	—	0,45	9,35	M ₄ = 41	+7,9
288	Dniestr koło Sambora	880	726	M ₄ = 500	0,5681	$\frac{II+III}{2}$	0,50	—	—	0,182	4,94	M ₄ = 574	+14,8

*) Liczby porządkowe według Iżkowskiego.

- ν zależy: I od rodzaju pokładów i stopnia roślinności;
 II od wielkości dorzecza;
 III od rozkładu opadów na powierzchni dorzecza.

Co do I. rozróżnia autor następujące warunki:

a) Średnią przepuszczalność pokładów i średni stan roślinności. Wtedy należy przyjąć $\nu = 1$.

b) Pokłady mocno przepuszczalne i słabą roślinność. W takich warunkach źródła są najsłabsze, bo odpływ podziemny bardzo szybki. Przyjmuje więc $\nu = 0,4$.

c) Pokłady słabo przepuszczalne i silną roślinność. $\nu = 0,8$.

d) Pokłady nieprzepuszczalne; przy których należy jeszcze rozróżnić trzy przypadki terenu:

1. Pośród płaszczyzn $\nu = 1$.

2. W terenie pagórkowatym $\nu = 0,8$ do $0,5$ w miarę zmniejszania się roślinności.

3. W górach $\nu = 0,6$ do $0,3$.

W okolicach posiadających liczne stawy lub jeziora, należy powyższe wartości ν powiększyć aż do 50%. Natomiast na nagich skałach zmniejsza się ν aż do zera.

Tyle co do wpływu pokładów i roślinności.

Co do II. Wielkość dorzecza.

1. Gdy powierzchnia dorzecza **A** wynosi mniej jak 200 km^2 , należy — przy silnej roślinności — powiększyć wartości ν podane pod I o 25%. Przy słabej zaś roślinności, można je nieco zmniejszyć, lub pozostawić bez zmiany.

2. Gdy **A** wynosi od 200 do 20000 km^2 , ν pozostaje niezmienione, tak jak pod I. I.

3. Gdy **A** $> 20000 \text{ km}^2$ należy powyższe ν w każdym razie powiększyć; a mianowicie:

w granicach	20000 do	50000 km^2	powiększyć o	0 — 15%
"	50000	" 100000	"	15 — 50%
"	100000	" 200000	"	50 — 100%

Co do III. Rozkład opadów atmosferycznych wpływa w ten sposób na współczynnik ν , że im one są jednostajniejsze, tem ν jest większe.

W klimacie morskim ν powiększa się o 50%; zaś na wielkich płaszczyznach dalekich od morza jak stepy, które posiadają klimat podobny do morskiego, powiększa się ν o 20%.

Drobniejsze stopniowanie tego współczynnika musi być pozostawione uznaniu inżyniera w praktyce; a mianowicie na podstawie bliższego zapoznania się z tabelą XV.

Pozostaje nam opisać obrachowanie absolutnie największej wody $\mathfrak{M}_4$.

Zostało wszechstronnie stwierdzonem, że odpływ ten na jednostkę powierzchni zmniejsza się w miarę wzrastania powierzchni dorzecza. Nadto zależy $\mathfrak{M}_4$ od największego i najniekorzystniej rozłożonego opadu. Dla małych dorzeczy od deszczu nawalnego, dla wielkich zaś od deszczu rozległego (n. Landregen). Ze względu na trudność oznaczenia powierzchni objętej przez deszcz nawalny, oraz istotnego ich maximum, ogranicza się autor do wielkich dorzeczy t. j. większych od 300 km^2 .

Dla takich dorzeczy przyjmuje, że średnią miarą dla obrachowania $\mathfrak{M}_4$ są średnie roczne opady. Pisz więc

$$\mathfrak{M}_4 = \omega_w \mu dA.$$

Tabela XVI.

Współczynnik normalnego rocznego odpływu ω_s i współczynnik największego odpływu ω_w

(Iszkowski tab. II).

L. p.	Topograficzne określenie terenu	ω_s	ω_w dla różnych włas. dorze- cza co do gleby i roślinności			
			I.	II.	III.	IV.
1	Bagna i niziny	0,2	0,017	0,030	—	—
2	Płasczyny i płaskowzgórza . . .	0,25	0,025	0,040	—	—
3	Płasczyny w połączeniu z pagór- kami	0,30	0,030	0,055	—	—
4	Pagórki o łagodnych stokach . . .	0,35	0,035	0,070	0,125	—
5	Stromsze pagórki i przedgórza . . .	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
6	Wzgórza takie jak Ardenny, Eifel, Westerwald, Odenwald i w ogóle wysoki większych pasm gór . .	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
7	Wzgórza takie jak Harz, Turingski las, Frankoński las, Góry Kruscowe, Czeski las i t. p.	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
8	Czarny las, Wogezy, Beskidy . . .	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
9	Najwyższe góry według stromości max . . .	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
		0,65	0,070	0,185	0,460	0,700
		0,70	0,080	0,210	0,600	0,800

Współczynnik ω_w podany jest w tabeli XVI dla czterech kategorii, które przedstawiają rozmaite skale odpływu; a mianowicie:

dla I kategorii ω_w	= 0,017	do	0,080
II	"	0,030	" 0,210
III	"	0,0125	" 0,60
IV	"	0,40	" 0,80

Współczynnik ω_w da się najlepiej oznaczyć wtedy, gdy już w jednym punkcie rzeki znamy M_4 , a chcemy oznaczyć tę objętość w innem miejscu. Jeżeli zaś nie znamy jej wcale, należy poszukać najpodobniejszych przypadków w tabeli XV. Gdy wreszcie i to do celu nie prowadzi, należy oznaczyć wartość dla ω_w według następujących uwag.

Rozróżniamy 4 typowe przypadki terenu:

a) Teren mocno przepuszczalny ze średnią roślinnością, albo średnio przepuszczalny z bardzo bujną roślinnością. Do tego zaliczamy również pola orne, przy wszelkich możliwych wysokościach morskich.

Dla dorzeczy do 1000 km^2 i terenu silnie przepuszczalnego, jak żwir, gruby piasek i t. p. należy brać ω_w z kategorii I. W innych przypadkach z kategorii II. Przy dorzeczach o powierzchni 1000 do 4000 km^2 należy kombinować kategorię I i II; zaś przy większych używać znowu kategorii I.

b) Teren pagórkowaty lub górski, o pokładach średnio przepuszczalnych i bujnej roślinności.

Dla terenu płaskiego lub falistego, kategoria II. Przy większych wysokościach morskich, dla dorzeczy do 150 km^2 , kategoria III; dla powierzchni od 150 do 1000 km^2 kombinacja kategorii II i III; dla większych wyłącznie kategoria II.

c) Teren pagórkowaty o pokładach nieprzepuszczalnych, i średniej roślinności.

Dla dorzeczy do 5000 km^2 kategoria III. W granicach 5000 do 12000 km^2 kombinacja kategorii II i III. Dla większych dorzeczy albo sama kategoria II, albo w kombinacji z kategorią I.

d) Teren o pokładach nieprzepuszczalnych ze słabą roślinnością lub bez roślinności.

Tu należy używać kategorii IV i niema tu mowy o powierzchniach większych nad 3000 km^2 .

Wreszcie mamy we wzorze na M_4 współczynnik μ , który autor nazywa modulem dorzecza. Im mniejsze dorzecze, tem większe μ .

$$\begin{aligned} \text{dla } A = 1 \text{ km}^2 & \quad \mu = 10 \\ \text{„ } & = 250000 \text{ km}^2 \quad = 1. \end{aligned}$$

Wartości dla μ zestawione są w tabeli XVII.

Opisana powyżej metoda jest jedyną pracą gruntowną i wyczerpującą przedmiot. Jeżeli wyda się ona zawiłą, to nie wina autora, lecz przedmiotu z natury swej niesłychanie zawiłego.

Główną wartość metody, należy upatrywać mojem zdaniem we wzorach na M_0 , M_1 i M_2 . Objętości te stanowią podstawę większej części naszych projektów; mianowicie M_2 , jest to woda robocza, na którą możemy liczyć większą część roku; a jednak żaden inny autor nie zajmował się tym przedmiotem.

Słabą zaś stroną metody jest, że największy odpływ M_1 rachuje na podstawie opadów rocznych; chociaż każdy przyzna, że odpływ ten nie może mieć żadnego związku z opadami rocznymi, jak to sam autor po części uznaje. To też obrachowanie M_4 w sposób analogiczny do metody Iszkowskiego, a na podstawie różnych rodzajów opadów, stosownie do wielkości dorzecza, oczekuje dotąd rozwiązania.

Wskazówką w tym kierunku może być metoda używana do zapowiedzi wezbrań Lianny, a opisana pod l. 4 h str. 44.

Tabela XVII.

Moduł μ dla największego odpływu M_4 według wielkości dorzecza A .

(Iszkowski tab. III.)

A	μ	A	μ	A	μ	A	μ
≤ 1	10	350	6,37	3500	3,350	80000	2,260
10	9,5	400	6,22	4000	3,250	90000	2,155
20	9,0	500	5,90	4500	3,200	100000	2,050
30	8,5	600	5,60	5000	3,125	110000	1,980
40	8,23	700	5,35	6000	3,103	120000	1,920
50	7,95	800	5,12	7000	3,082	130000	1,855
60	7,75	900	4,90	8000	3,060	140000	1,790
70	7,60	1000	4,70	9000	3,038	150000	1,725
80	7,50	1200	4,515	10000	3,017	160000	1,650
90	7,43	1400	4,320	20000	2,909	170000	1,575
100	7,40	1600	4,145	30000	2,801	180000	1,500
150	7,10	1800	3,960	40000	2,693	190000	1,425
200	6,87	2000	3,775	50000	2,575	200000	1,350
250	6,70	2500	3,613	60000	2,470	225000	1,175
300	6,55	3000	3,450	70000	2,365	250000	1,000

46. Oznaczenie obj. wielkości wody dla rzek górskich według Vodiczki.

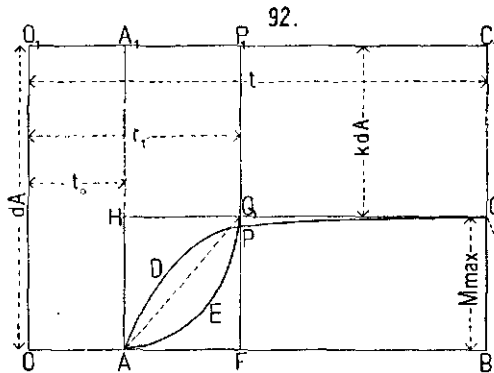
(Wochschr. d. oest. I. u. et. v. 882 s. 227 i 231).

Autor zaleca wybrać część dorzecza podobną z charakteru do całości, i w niej urządzić kilka stacyi meteorologicznych. W każdej z nich oprócz pomiaru opadów nawaalnych, zapisywać początek i koniec każdego; najlepiej za pomocą samoczynnych ombrometrów. W najniższym punkcie dorzecza wykonać pomiar przepływu, i obserwować wodoskaz; — również samoczynny.

Do powyższego urządzenia najdogodniejsza będzie mała boczna dolina bez rozgałęzień; albowiem najłatwiej będzie ona cała objęta opadem; a powtórnie mniejszą objętość odpływu łatwiej dokładnie zmierzyć niż wielką.

Zmierzone **M** porównane z całą objętością opadu, daje pojęcie o wielkości wsiąkania.

Przebieg wezbrania możemy przedstawić w następujący sposób (f. 92.) Na początku opadu wszystka woda wsiąka w ziemię, a nie odpływa. Po upływie czasu t_0 ziemia jest nasyciona o tyle, że dalsze wsiąkanie szybko się zmniejsza, i po upływie czasu t_1 , jest słabe i stałe.



Jeżeli powierzchnia dorzecza jest A a warstwa opadu na sekundę d , to dA jest objętość opadu na sekundę. Jeżeli więc opad trwał t sekund, to cała jego objętość może być przedstawiona za pomocą prostokąta o wysokości dA i podstawie t , o ile możemy przyjąć w ciągu czasu t stały opad. Przy pomocy zaś

ombrometru samoczynnego, przedstawimy tę powierzchnię jako powierzchnię krzywej.

Prostokąt $OA A_1 O_1$ przedstawia objętość pochłoniętą przez wsiąkanie. Od A wsiąkanie szybko się zmniejsza, po upływie czasu t_1 wynosi jeszcze PP_1 a odtąd jest prawie stałe. Wobec zamierzonego celu pomijamy krzywą $ADPC$, i przyjmujemy na jej miejsce prostą poziomą HC . W ten sposób objętość wsiąkającą $HA_1 C_1 C$ przyjęliśmy nieco za małą, zaś objętość odpływu $AHCB$ zamiast $ADPCB$, a więc za wielką.

Ta objętość nie odpływa odrazu; z początku bowiem część wody rozcodzi się po całym dorzeczu, i taka sama objętość odpływa dopiero po ustaniu deszczu; a to zwykle w czasie znacznie dłuższym niż $t_1 - t_0$, albowiem łącząc się ona wtedy z częścią tej wody która wsiąkała.

Z tego powodu objętość odpływu w uważanym przekroju wzrasta według krzywej AEP , a powierzchnia zawarta pomiędzy krzywami D i E przedstawia tę właśnie objętość, znajdującą się w ruchu na całej powierzchni dorzecza.

Krzywą AEP możnaby w przybliżeniu wykreślić dzieląc dorzecze na kilka równych części, i oceniając czasy w których woda przebywa odpowiednie drogi; przyczem kolejne czasy będą coraz mniejsze; albowiem jednocześnie powiększa się i objętość i prędkość wody. Dla uproszczenia jednak, zamiast krzywej AEP przyjmujemy prostą AQ , co wywoła błąd zupełnie nieznaczy.

A ponieważ zamiast ADP przyjęliśmy HQ , więc objętość w ruchu będąca jest $AHQ = \mathfrak{V}$; zaś $AQCB = \mathfrak{M}$ przedstawia całą objętość wezbrania, przepływającą w ciągu czasu t .

Możemy więc napisać

$$dAt = dAt_1 + x(t - t_0)dA + \mathfrak{V} + \mathfrak{M} \quad \dots \quad 1.$$

Najważniejszymi czynnikami określającymi przebieg wezbrania, są t_0 i $BC = QF = M_{\max}$; przyczem zauważyć wypada, że stały stan z maksymalnym odpływem objawia się wtedy, gdy $t > t_1$. W przeciwnym razie, gdy deszcz jest krótszy, maximum odpływu możliwe w uważanym miejscu nie objawia się wcale.

Jeżeli przez $x dA$ oznaczymy wsiąkającą część opadu na sekundę, to

$$M_{\max} = (1 - x)dA$$

$$\mathfrak{V} = \frac{1}{2} M_{\max} (t_1 - t_0) = \frac{1}{2} (1 - x) dA (t_1 - t_0).$$

Obie niewiadome t_0 i M_{mx} , zależą od klimatu, terenu, pochylenia stoków, uprawy, gatunku gleby, zalesienia, stopnia wilgoci przed deszczem i prędkości opadu; ale niezależne są od t .

Klimat, ustrój geologiczny i gatunek gleby, można przyjąć jako jednakowe na całym dorzeczu; podobnież morską wysokość i średnie pochylenie stoków. Stopień zalesienia przedstawia zwykle małe zmiany; wreszcie stopień wilgoci jest wszędzie jednakowy, bo mówimy tu wyłącznie o nawałnych deszczach, a w takich warunkach wszędzie panuje susza.

Przy oznaczeniu t_0 możemy zatem pominąć wszystkie powyższe czynniki, jako stałe i wspólne dla całego dorzecza; a wtedy pozostanie t_0 zależne tylko od prędkości opadu d . Przyjmijmy więc że t_0 jest do niej w stałym stosunku, a mianowicie

$$t_0 = \frac{\mu}{d}$$

W ten sposób zamiast t_0 i M_{mx} mamy dwie nowe niewiadome κ i μ , a pozostaje nam jeszcze usunąć niewiadomę t_1 .

Zwykle $t_1 - t_0$ ma wartość dosyć małą. Ażeby ją oznaczyć, potrzeba mieć bodaj przybliżone pojęcie o prędkości z jaką się wezbranie posuwa w korycie rzeki. Jeżeli znamy prędkość wody przy niskim stanie przed wezbraniem, oraz prędkość jej podczas największego wezbrania, to biorąc z nich połowę sumy, otrzymamy w przybliżeniu przeciętną prędkość c , z jaką się woda posuwała w ciągu czasu $t_1 - t_0$. A jeżeli długość koryta z której się woda zbiera w uważanem miejscu nazwiemy l , to

$$t_1 - t_0 = \frac{l}{c} \quad t_1 = \frac{l}{c} + \frac{\mu}{d} \quad \text{Ib.}$$

Podstawiając powyższe wartości w równanie I, otrzymamy:

$$\begin{aligned} dAt &= \frac{\mu}{d} dA + \kappa \left(t - \frac{\mu}{d} \right) dA + \frac{1}{2} (1 - \kappa) \frac{l}{c} dA + M \\ dAt &= dA \left[\frac{\mu}{d} + \kappa \left(t - \frac{\mu}{d} \right) + \left(1 - \kappa \right) \frac{l}{2c} \right] + M \quad \text{II.} \end{aligned}$$

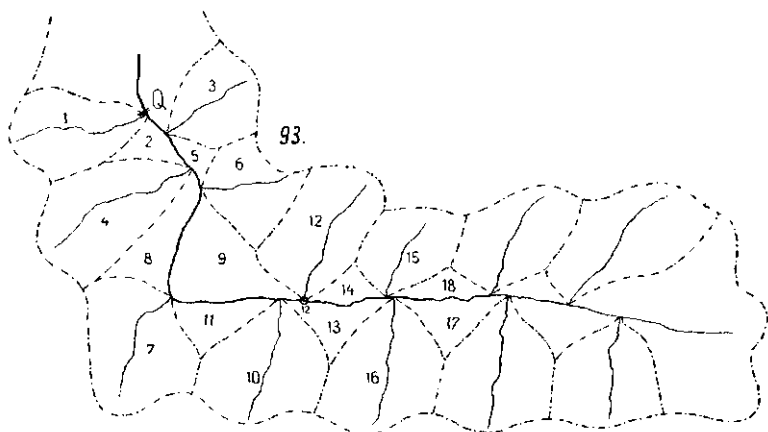
Mając obserwacye dwóch wezbrań, odpowiadających dwóm dosyć różnym opadom; i tak długo trwającym ażeby wywołały stały maximalny stan wezbrania; możemy z równania II oznaczyć niewiadome κ i μ . Mając zaś większą liczbę pomiarów, można te niewiadome oznaczyć dokładniej, biorąc wartości średnie. Następnie zaś, łatwo jest dla każdego d wyrachować największą objętość przepływu na sekundę M .

Niechaj M odnosi się do punktu Q na przedstawionej obok sytuacji (f. 93.). Jest to najniższy punkt dorzecza, którego części składowe oznaczone są na rysunku liczbami 1 2 3

Znając dla całego dorzecza μ i κ . Wyrachujemy według Ib: dla części 1 czas t_1 od którego zaczyna się w najniż. jej punkcie najw. przep. M_1 na sek.
 " " 2 " t_2 " " " " " " " " " " M_2 " "
 " " 3 " t_3 " " " " " " " " " " M_3 " "

Doszedłszy w ten sposób do punktu 12, w którym po upływie czasu t_{11} rozpoczyna się najwyższy stan wezbrania z objętością $M_{12} + M_{13} + M_{14}$, śledzić następnie będziemy postęp fali ku punktowi Q i oznaczmy czas z_{11} którego ta

fala potrzebuje na przebycie drogi do **Q**. Przytem uwzględniać będziemy stopniowe powiększanie się objętości, oraz lokalne zmiany spadku.



Z tego rachunku może się okazać, że czas

$$t_{1,2} + z_{1,2} \leq t;$$

gdzie t oznacza czas trwania deszczu. Skoro zaś postąpimy o jedną część dorzecza dalej, i dla objętości $M_{1,5}$ wyrachujemy odnośny czas $t_{1,5} + z_{1,5}$; i znajdziemy że

$$t_{1,5} + z_{1,5} > t,$$

natenczas będzie to dowodem, że największe dorzecze którego odpływ może się zgromadzić w **Q** z odpływem części 1, obejmuje części 2 do 14 a jeżeli powierzchnia

$$1 + 2 + 3 + \dots + 14 = A$$

to maximum objętości przepływu na sekundę będzie:

$$d(1 - \kappa)A.$$

Do powyższej metody zauważyć muszę:

1. Ażeby oznaczyć czasy $z_{1,2}$, $z_{1,5}$ i t. p. z uwzględnieniem zmian M i α , potrzeba mieć pomiary prędkości w kilku przekrojach pomiędzy **Q** i **12**, a nie w jednym punkcie jak utrzymuje autor. Zastosowanie bowiem zasady o proporcjonalności c do $\sqrt{x}$, możliwe jest tylko przy niezmiennym, lub mało zmiennym promieniu przekroju. Tymczasem przy zmianach M , promień przekroju także się zmienia. Metoda nie jest zatem tak łatwa do zastosowania jak przedstawia autor.

2. Z podobnych przyczyn, potrafimy tylko w takich przypadkach oznaczyć rachunkiem, jak wielkie dorzecze odpowiada największemu odpływowi w **Q**; w których rozgałęzienie ścieków będzie bardzo proste; a opady na całym dorzeczu jednakowe. Mamy więc wszelką podstawę do mniemania, że powyższa metoda stosuje się tylko do małych dorzeczy, które obejmuje w całości deszcz nawałny; jak to już w tytule zapowiada poniekąd sam autor.

Zwracam wreszcie uwagę czytelnika na wykreślną metodę którą do powyższego celu podał Klunzinger (Wochenschrift d. Oest. Ing. Ver. 1882 s. 333). Polega ona na podzieleniu dorzecza na pierścienie *jednoczesnego* odpływu. (Zonen gleichzeitigen Abflusses), a znajdzie ją czytelnik w uzupełnieniach na końcu tej książki.

Drugą pracę w tym samym przedmiocie ogłosił ten autor w Czasop. austr. inżyn. 1886 s. 10, ale skorzystam z niej dopiero w rozdziale o regulacji rzek.

natenczas

$$\int_0^t dt = -\frac{a}{\kappa \alpha} \cdot \int_0^h \frac{dh}{h^2 + mh - n}$$

$$t = \frac{a}{\kappa \alpha \sqrt{m^2 + 4n}} \cdot \log n \frac{2n + h(\sqrt{m^2 + 4n} - m)}{2n - h(\sqrt{m^2 + 4n} + m)} \quad 5.$$

Podstawiając w tem wyrażeniu za m i n ich wartości; a następnie oznaczając dla uproszczenia

$$\left. \begin{aligned} t \sqrt{\varphi^2 + \frac{4\kappa \Delta \alpha}{a^2 b}} &= w \\ h &= \frac{2\Delta}{\varphi a b + \sqrt{\varphi^2 a^2 b^2 + 4\kappa \alpha b \Delta}} \cdot \frac{e^w - 1}{e^w + 1} \end{aligned} \right\} \quad 6.$$

W powyższym wzorze już po upływie dosyć krótkiego czasu t_1 ostatni czynnik ułamkowy staje się prawie $= 1$. Zważmy bowiem, że nawet przy małej dziurkowatości gruntu można przyjąć $\varphi = 0,01$; że nadto

$$e^{\frac{w}{\varphi t}} > e^{\frac{0,01 t}{\varphi t}};$$

a po upływie 10 minut od początku deszczu,

$$t = 600 \quad e^{\frac{0,01 t}{\varphi t}} = e^{\frac{6}{\varphi}} = 403,43;$$

a więc powyższy czynnik ułamkowy mniejszy jest od **1,0049**, a dla większych t coraz więcej zbliża się on do jedności.

Z dostateczną zatem dla praktyki dokładnością napisać możemy

$$h = \frac{2\Delta}{\varphi a b} \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{1 + \frac{4\kappa \alpha \Delta}{\varphi^2 a^2 b}}} \quad 6a.$$

Ta zaś wartość jest od t niezależna.

Na terenie przepuszczalnym zbiera się zatem wkrótce warstwa wody niezmieniająca się nadal, a wtedy objętości wsiąkające i odpływające na sekundę, mają również stałe wartości, według wyrażeń 2 i 3 określone.

W powyższym wyrażeniu na h , drugi czynnik jest mniejszy od $\frac{1}{2}$; albowiem wyrażenie ułamkowe pod pierwiastkiem, ma zawsze wartość dodatnią; a z tego powodu mamy

$$\vartheta = \varphi a b h < \Delta \quad 9.$$

a ztąd wynika

$$\mathfrak{P} = \kappa b \alpha h^2 < \frac{\Delta^2 \kappa \alpha}{\varphi^2 a^2 b} \quad 10.$$

Dla wielkich a i φ a małego α zbliża się $\mathfrak{P}$ do zera, a ϑ staje się prawie równe Δ .

Na terenie nieprzepuszczalnym zmieniają się warunki o tyle, że $\varphi = 0$. Podstawivszy tę wartość w równania 5 i 6, otrzymamy:

$$t = \frac{ab}{2\sqrt{\kappa \cdot \alpha b \Delta}} \cdot \log n \frac{\Delta + h\sqrt{\kappa \alpha b \Delta}}{\Delta - h\sqrt{\kappa \alpha b \Delta}} \quad 11.$$

$$h = \sqrt{\frac{\Delta}{\kappa a b}} \cdot \frac{e^{w_1} - 1}{e^{w_1} + 1} \text{ gdzie } w_1 = t \sqrt{\frac{4\kappa \alpha \Delta}{a^2 b}} \quad 12.$$

Drugi czynnik wyrażenia na h jest mniejszy od jedności; przy wzrastającym t zbliża się do jedności, ale nigdy tej wartości nie osiąga; h dochodzi zatem do stałej wartości tylko w przybliżeniu. Oznaczając warstwę opadu na sekundę, czyli prędkość opadu przez d , mamy:

$$\left. \begin{aligned} Q &= ab \cdot d & w_1 &= t \sqrt{\frac{4x\alpha d}{a}} \\ h &= \sqrt{\frac{ad}{x\alpha}} \cdot \frac{e^{w_1} - 1}{e^{w_1} + 1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 13.$$

h jest zatem niezależne od b , a granica jego

$$h_1 < \sqrt{\frac{ad}{x\alpha}}$$

Objętość odpływu otrzymamy podstawiając wartości 12 na h w równanie 8

$$Q = ab d \cdot \left(\frac{e^{w_1} - 1}{e^{w_1} + 1} \right)^2 \dots \dots \dots 14.$$

Powyższy wywód polega widocznie na założeniu wielkiej jednostajności zjawisk opadu i odpływu, wynikającej z jednostajności klimatu oraz fizycznych i topograficznych własności dorzecza. To też mogą te wzory wydać dobre wyniki tylko w takich warunkach; t. j. w bardzo wielkich dorzeczach i przy bardzo jednostajnych kształtach terenu.

W terenie zaś górzystym lub falistym, kształty terenu przeważają ponad wszystkimi innymi czynnikami; a pomijając takowe, niemożna nabyć nawet przybliżonego pojęcia o przebiegu wezbrania.

To też dalsze wywody autora, mają tem więcej bardzo ograniczoną praktyczną wartość; a są tak obszerne, że muszę je pominąć i odesłać czytelnika do oryginału.

Na zakończenie tego rozdziału, zwracam uwagę czytelnika na krzywe f. 13. i 14. Tab. 5. Przedstawiają one objętości odpływu na sekundę i $1 km^2$ dorzecza dla Górnej Wisły, i dla Białej (dopływ Dunajca), przy stanach normalnych tych rzek.

Widzimy z nich, że w przekroju Bobrek-Dwory na Górnej Wiśle, około $10 km$ powyżej ujścia Skawy; oraz na Białej niedaleko ujścia jej do Dunajca; leżą względne maxima objętości przepływu.

Poniżej zaś rzeczonoego punktu na Wiśle, i powyżej punktu maximum na Białej, widzimy regularne zmniejszanie się odpływu jednostkowego, w miarę wzrostu dorzecza; co jak wiemy jest prawem ogólnem.

Przyczyną tych wyjątkowych maximów, są zapewne nieprzepuszczalne łąki, zajmujące znaczne części dorzeczy podkarpackich; ale pewnego wyjaśnienia podać nie mogę.

48. Bibliografia do pomiarów wodnych.

Liczby porządkowe tego wykazu używane były w ciągu tekstu zamiast odsyłaczy, i tytułów odpowiednich dzieł.

1. Wild Die Regenverhältnisse des Russischen Reiches Leipzig 1887.
2. Studnička Anleitung zu einer Hietographie v. Böhmen Praga 1887.

3. Honsell Beiträge zur Hydrographie des Grossherzogthums Baden Heft II. Die Niederschlagsverhältnisse Carlsruhe.

4. Toepfer Untersuchungen ueber die Regenverhältnisse von Deutschland. Mittheilungen d. Naturforschenden Gesellschaft zu Görlitz 1884.

5. Hann Die Jährliche Periode des Regenfalls in Oesterreich-Ungarn-Zeitschrift f. Meteorologie 1880.

Także 2 rozprawy w sprawozdaniach Akademii Wiedeńskiej t. 80 i 81.

6. Grissinger Die Regenvertheilung in den Central-Karpathen 1871—1885 Separ. Abdr. aus d. Bericht ueber das XIII Vereinsjahr des Vereines der Geographen an der Universität Wien.

7. Wachlowski Niederschlagsverhältnisse in der Bukowina. Meteorologische Zeitschrift 1887.

8. Franzius u. Sonne Wasserbau II Auflage, 1 Abth Leipzig 1883.

9. Harlacher Beiträge zur Hydrographie des Königreiches Böhmen. Prag 1875.

10. Der Wasserbau an den oeffentlichen Flüssen im Königreich Bayern Herausgegeben von der Kön. Obersten Baubehörde München 1888.

11. Der Rhein und seine wichtigeren Nebenflüsse; v. Centralbureau f. Meteorol u. Hydrographie im Grossh. Baden, Berlin Ernst u. Sohn.

12. Ergebnisse der Untersuchung der Hochwasserverhältnisse im Deutschen Rheingebiet. Centralbureau für Meteorologie u. Hydrographie im Grossh. Baden. Berlin Ernst u. Sohn 1891.

13. Franzius u. Sonne Wasserbau 3 Auflage Leipzig 1892.

14. Brückner Klimaschwankungen Wien 1890.

15. Weber der Gebirgswasserbau im Alpinen Etschbecken Wien 1892.

16. Hagen Handbuch der Wasserbaukunst wyd. 2.

17. Wagner Hydrologische Untersuchungen Braunschweig 1881.

18. Revy hydraulics of great rivers London 1874.

18. Harlacher Die Messungen in der Elbe und Donau Leipzig 1881.

19. Grebenau Die Internationale Rheinstrom-Messung-München 1873.

20. Wollny Forschungen auf d. Gebiete d. Agrikulturphysik Heidelberg.

21. Rühlmann Hydromechanik Hannover 1880.

22. Belgrand La Seine, Paris 1875.

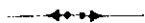
23. A. Frank Berechnung der Kanäle und Rohrleitungen München 1886.

24. Lavale-Rapp Unsere natürlichen Wasserläufe. Weilheim 1883.



ROZDZIAŁ DRUGI.

ROWY I KANAŁY.

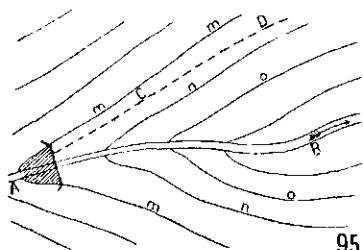


49. Wyprowadzenie kanałów na stoki, korzyści ztąd wynikające.

Koryta sztuczne czyli kanały, tem się różnią od koryt naturalnych t. j. od rzek i strumieni, że mają na znacznych długościach stałe wymiary w przekroju poprzecznym oraz łagodne zakręty, wykonane według kształtów geometrycznie określonych. Ruch wody nienapotyka zatem oporów, które w naturalnych, mianowicie nieuregulowanych korytach, wynikają z ciągłych zmian wymiarów przekroju poprzecznego, oraz z nagłych zakrętów.

Nadto wskutek odpowiednich urządzeń, kanały zawierają wodę stosunkowo czystą, bez piasku i żwiru, który stale lub peryodycznie porusza się wraz z wodą rzeki. Poruszanie tego materiału stanowi nieraz, mianowicie podczas wezbrań, główny największy opór, i zużywa największą część spadku rzeki.

Tak więc z dwóch powodów, opory jakie ruch wody napotyka w kanałach, są znacznie mniejsze od oporów w rzekach i strumieniach. Ta własność pozwala nam przeprowadzać w kanałach wodę ze spadkami znacznie mniejszemi od tych spadków, jakie posiadają rzeczne koryta naturalne; a więc pozwala wyprowadzać kanały nastoki, i nabiera przez to bardzo doniosłego znaczenia.



95.

Jeżeli **AB** przedstawia strumień (f. 95.), a **m n o** są krzywe poziome terenu; jeżeli przy **A** podniesiono wodę do wysokości warstwy **m** za pomocą jazu, czyli przegrody spiętrzającej; to możemy wprowadzić wodę przy **A** do kanału **AD**, który będzie miał położenie zbliżone do krzywej **m**. W miarę swej długości będzie on się coraz więcej oddalał od ścieku doliny, punkty jego **CD**..... będą coraz wyżej leżały po nad strumieniem, i w ten sposób pomiędzy **C** i **B** lub **D** i **B** otrzymamy ten spadek, który przy pomocy kanału zaoszczędziliśmy ze spadku rzeki pomiędzy **A** i **B**.

Przy pomocy zaoszczędzonego spadku i wody kanału, możemy poruszać motory fabryczne; wodą kanału możemy zwilżać powierzchnię **BAD** dla podniesienia rolnictwa; kanałem **AD** możemy spławiać drzewo, lub zaprowadzić wodę na punkty stosunkowo wysoko położone i z natury ubogie w wodę; możemy użyć wody do zasilenia sztucznych dróg wodnych, zbiorników, wodociągów i t. p.

Opisanie tych rozmaitych urządzeń, stanowi treść oddzielnych rozdziałów robót wodnych; tutaj zaś mówić będziemy tylko o tem, co się odnosi do projektu i konstrukcyi samego kanału.

50. Odmiany i główne własności sztucznych koryt wody.

Koryta sztuczne dzielimy na kanały i wodociągi.

Pierwsze, ograniczają wodę tylko z trzech stron, t. j. od spodu i z boków, a niedotykają zwierciadła wody. Ztąd przekrój kanału może być tylko po części wodą napełniony, i ztąd też pochodzi nazwa koryt otwartych (n. offene Gerinne, f. canaux découverts) nadawana im często w literaturze technicznej.

Wodociąg ogranicza wodę ze wszech stron; ma z tego powodu kształt rury, jest wodą całkowicie napełniony i niekiedy bywa nazywany z tego powodu rurociągiem (n. Röhrenleitung, f. conduite).

Kanały, podzielić wypada stosownie do konstrukcyi i kształtu przekroju na otwarte i kryte.

Kanały otwarte są tańsze od krytych i łatwiejsze do wykonania; posiadają jednak wiele stron ujemnych. Woda jest w nich wystawiona na zmiany temperatury; w zimie w naszym klimacie zamarza, jeżeli prędkość jej jest mniejsza od 1,5 m na sekundę. Wystawiona jest również na zanieczyszczenie przez ludzi i zwierzęta; powstają w niej płazy i rośliny wodne; ubywa jej przez parowanie, a jeżeli ściany kanału nie są sztucznie uszczelnione, ubywa jej także przez wsiąkanie. Kanały wykopane wprost w ziemi, zajmują znaczne powierzchnie z powodu łagodnie pochylonych skarp, a ponieważ niemogą prowadzić wody z wielką prędkością, więc wymagają stosunkowo wielkich przekroi.

Dlatego też kanały otwarte nie są przydatne do prowadzenia wody przeznaczonej na napój lub do potrzeb domowych, od której wymagamy przede wszystkim czystości i stałej niskiej temperatury.

Kanały otwarte wyłożone kamieniem lub drzewem, wytrzymują wielkie prędkości, a więc mogą mieć małe przekroje; co wynagradza koszta bruku lub ciesiołki. Przytem mniej się zanieczyszczają od kanałów w ziemi wykonanych.

Zupełnie czyste utrzymanie wody możebne jest tylko w kanale krytym. Dla ułatwienia zakrycia, koryta takich kanałów mają zawsze ściany kamienne lub drewniane.

Wodociągów, t. j. rur działających pełnym przekrojem, używamy wtedy, gdy niemożemy prowadzić kanału w jednostajnym spadku, lecz musimy się stosować do nierówności terenu. Na znacznych długościach używamy ich tylko do małych objętości wody.

51. Wzory na prędkość wody w kanałach.

Do obrachowania kanałów najwłaściwszy jest wzór Darçy i Bazin, ponieważ wyprowadzony został z doświadczeń wykonanych na korytach sztucznych. Wzór ten, który oznaczać będę dla skrócenia przez **DB**, podany już był w rozdziale I pod l. 35.

Również właściwym tu będzie w niektórych razach dawniejszy, prostszy wzór Ganguilleta i Kuttera (wzór K str. 122).

Aby porównać oba te wzory pisałem je w postaci

$$C = \alpha \sqrt{\alpha r}$$

a wtedy

dla DB

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{\varphi + \frac{\phi}{r}}}$$

zaś dla K

$$\alpha = \frac{100 \sqrt{r}}{\sqrt{r} + \delta}.$$

Porównywałem więc wartości α odpowiadające jednakowym r , z temi które wypadają z doświadczeń Darcy i Bazin ogłoszonych w ich dziele: „Recherches hydrauliques” str. 330 do 338, tom I.

W ten sposób znalazłem, że dla szeregów doświadczeń oznaczonych we wspomnianem dziele l. 2 i 28, z którymi wzór DB I bardzo się dokładnie zgadza, daje KI teżsame wyniki tylko około $r < 0,08$. Dla większych r , daje KI o 3 do 4% więcej niż DB I, a więc wartości za wielkie.

KII daje największe błędy przy $r = 0,08$, a mianowicie około 8% mniej niż DB I; przy $r = 0,27$ różnica obu wzorów $= 0$, a przy większych r daje KII wartości nieco większe niż DB I, ale wogóle dostatecznie dokładne. Ztąd wynika że KI jest przydatny tylko dla małych kanałów; w zwykłych zaś przypadkach lepszy jest wzór KII.

Względem DB II najbliższy leży KIV; największe różnice wynoszą nie całe 4%; mianowicie około $r = 0,10$ daje KIV mniejsze, a około $r = 0,30$ większe wartości. Dla $r = 0,21$ dają oba wzory jednakowe wyniki. Odnośnie zaś do doświadczeń, niemożna żadnemu z obu wzorów przyznać pierwszeństwa, bo jest tych doświadczeń zbyt mało w tej kategorii.

Wzorowi DB III odpowiada KVII, oraz szeregi doświadczeń oznaczone liczbami 31 i 33; KVII daje zawsze wartości o 2,5% do 4% większe, ale z doświadczeniami zgadza się ogółem lepiej niż DB III.

Wreszcie wzorowi DBIV odpowiada KX; daje on wartości o 15% mniejsze, i nieco lepiej niż DBIV zgadza się z doświadczeniami (szeregi doświadczeń 38, 41, 48), które są w tej kategorii dosyć sprzeczne.

Pełny wzór Ganguilleta i Kuttera (wzór GK str. 122) mniej jest właściwym w zastosowaniu do kanałów sztucznych. Raz dlatego że nieopiera się wyłącznie na pomiarach w takich korytach, i przez wrzekomą ogólność mniej jest dokładnym (str. 123/5). Powtóre, ponieważ z powodu zależności α od φ , r i α , mielibyśmy przy zastosowaniu tego wzoru, częściej niż przy innych, dwie niewiadome a jedno równanie.

Natomiast uproszczona forma tego wzoru proponowana przez Prof. Franka, w założeniu że $\alpha = \infty$, to jest:

$$\alpha = \frac{23 + \frac{1}{\varphi}}{1 + \frac{23\varphi}{\sqrt{r}}} = \frac{(23\varphi + 1)\sqrt{r}}{(23\varphi + \sqrt{r})\varphi} \dots \dots \dots \text{KF}$$

może być taksamo używana do kanałów sztucznych jak wzory powyżej przytoczone.

Prędkość wody bywa określona przez gatunek materiału, z którego wykonane są ściany kanału. Ściany z ziemi niepozwalają na prędkość większą niż 0,7 do 0,9 *m* stosownie do gatunku ziemi; przy większej prędkości woda ziemię wypłukuje, podrywa skarpy, kanał pogłębia i niszczy.

Mniejszą prędkość niż 0,5 *m* przyjmujemy niechętnie; albowiem przekrój wypada wtedy zbyt wielki, a więc kosztowny.

Kanał brukowany, pozwala na prędkość 2,0 do 3,0 *m* stosownie do grubości i dobrego wykonania bruku.

Kanał o gładkich ścianach z ciosu lub drzewa, może wytrzymać bardzo wielkie prędkości; tak że trudno tu określić maximum możliwe ze względu na wytrzymałość ścian. Rzadko kiedy jednak używane bywają prędkości większe niż 2 do 3 *m*; a to przez wzgląd na oszczędność spadku.

Jeżeli stan wody w kanale ma się znacznie zmieniać, natenczas dla nizkiego stanu trzeba przyjąć stosunkowo małą prędkość; ażeby nie przekroczyła ona dozwolonej granicy przy wysokim stanie. Do tego samego celu służą przekroje dwuczęściowe, o których mowa będzie poniżej.

Spadek może być zastosowany do określonej według powyższych uwag prędkości; albo też, jest z góry dany przez miejscowe warunki. Stosujemy go wtedy do spadku terenu, albo też wynika on z różnicy wysokości końcowych punktów kanału, określonych przez stany wody rzeki czy strumienia, z którego kanał wychodzi i do którego powraca.

Im większy jest przekrój kanału, tem mniejszy spadek wystarcza do wywołania odpowiedniej prędkości. Najmniejsze rowy, o wymiarach 0,2 i 0,10 *m* wymagają spadku 2 do 3‰; przy szerokości 1,0 i głębokości 0,5 wystarcza już spadek 1‰; większe kanały o ścianach z ziemi, mogą mieć spadki wynoszące tylko parę decymetrów na kilometr; przy większych bowiem spadkach powstaje prędkość niszcząca koryto.

Kształt przekroju jest ściśle związany z wartością *r*, i ma wielki wpływ na prędkość.

Nie potrzebujemy mówić tutaj o wielkości przekroju; ta bowiem jest już określona przez objętość przepływu *M*, prawie zawsze daną i przez prędkość. Jeżeli zaś *M* jest szukane, wtedy dana jest wprost wielkość przekroju *F*.

Dla danej wartości *F*, możliwe są rozmaite wartości obwodu zwilżonego *p*, odpowiadające rozmaitym kształtom przekroju. Im mniejsze *p*, tem większe *r* i tem większa będzie prędkość przy tym samym spadku, i niezmiennych czynnikach pozostałych.

We wzorach na prędkość wchodzi *r* nie tylko pod pierwiastkiem, ale także do wyrażenia na współczynnik *z*.

52. Promień przekroju.

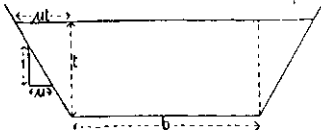
Ażeby bliżej poznać w jaki sposób *r* zależy od wymiarów przekroju, musimy przyjąć sposób wykreślenia przekroju. Założymy więc kształt najprostszy, mianowicie kształt trapezu symetrycznego.

Według oznaczeń na f. 96. powierzchnia takiego przekroju jest

$$F = bt + \mu t^2;$$

96.

obwód zwilżony



złąd

$$p = b + 2t \cdot \sqrt{1 + \mu^2};$$

$$b = p - 2t \cdot \sqrt{1 + \mu^2}$$

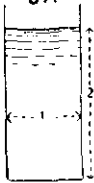
$$i \quad F = t(p + \mu t - 2t\sqrt{1 + \mu^2}) = pt + \mu t^2 - 2t^2\sqrt{1 + \mu^2} \quad 1.$$

$$\text{albo} \quad (\mu - 2\sqrt{1 + \mu^2})rt^3 + Ft - Fr = 0 \quad 1a.$$

$$t^2 + \frac{p}{\mu - 2\sqrt{1 + \mu^2}} \cdot t - \frac{F}{\mu - 2\sqrt{1 + \mu^2}} = 0$$

W tem równaniu wprowadzone jest **p** w miejsce szerokości łęku **b**; przez to rozpoznać możemy związek pomiędzy **p** i **t**;

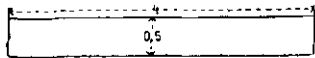
97.



$$t = \frac{\sqrt{p^2 + 4(\mu - 2\sqrt{1 + \mu^2})F} - p}{2(\mu - 2\sqrt{1 + \mu^2})} \quad 2.$$

Uważając **F** jako stałe, otrzymamy zatem dla każdej wartości **p** (albo **r**) dwie różne wartości na **t**. Przykład takich dwóch przekroji przedstawiają f. 97. i 98. w obu przekrojach mamy **F** = 3 m², **p** = 7 m **r** = 0,43 m^{*}).

Wyrażenie pod pierwiastkiem musi mieć wartość rzeczywistą; a więc najmniejsza wartość na **p** wypada z warunku



98.

$$p^2 + 4(\mu - 2\sqrt{1 + \mu^2})F = 0$$

$$p^2 = 4(2\sqrt{1 + \mu^2} - \mu)F = \frac{F^2}{r^2} \quad 2a.$$

To równanie daje także maximum dla **r**, a to jest:

$$r = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{F}{2\sqrt{1 + \mu^2} - \mu}} \quad 3.$$

Ażeby rozpoznać kształt przekroju, któremu ta wartość odpowiada, wprowadźmy warunek dla maximum **r** zwykłą drogą, z równania 1. 1.

$$p = \frac{F}{t} - \mu t + 2t\sqrt{1 + \mu^2}$$

$$\frac{p}{F} = \frac{1}{r} = \frac{1}{t} + \frac{t(2\sqrt{1 + \mu^2} - \mu)}{F} \quad 4.$$

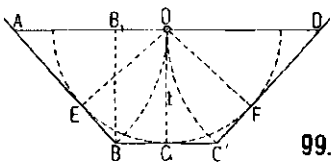
$$\frac{d\left(\frac{p}{F}\right)}{dt} = -\frac{1}{t^2} + \frac{2\sqrt{1 + \mu^2} - \mu}{F} = 0$$

$$F = t^2(2\sqrt{1 + \mu^2} - \mu) = bt + \mu t^2 \quad 5.$$

$$t\sqrt{1 + \mu^2} = \mu t + \frac{1}{2}b \quad 6.$$

Ostatnia równość znaczy, że dla danych wartości **F**, **t** i **μ**, maximum **r** ma miejsce wtedy, gdy długość skarpy jest równa połowie szerokości zwierciadła wody.

Jeżeli więc przyjmiemy głębokość **t** (f. 99.) i nakreślimy jedną skarpe **AB**



99.

w przepisaniem pochyleniu natenczas odcinając długość jej **AB** na zwierciadle wody od **A**, otrzymamy środek zwierciadła **O**, czyli punkt na osi przekroju.

Nadto: skoro

$$AO = AB$$

więc i **OE = BB₁ = OG = OF**; czyli:

^{*}) Na f. 97. głębokość ma wynosić 3 m zamiast 2 m.

Przekrój, który dla danej powierzchni i danego pochylenia skarp posiada największe r , jest opisany na półkolu zakreślonym z punktu obranego na zwierciadle wody.

Taki przekrój nazywany bywa najkorzystniejszym (n. das vortheilhafteste Querprofil).

Z równań 5 i 3 mamy nadto

$$t = \sqrt{2\sqrt{1+\mu^2} - \mu} \cdot F = 2r$$

a więc największe r dla danego F jest równe połowie głębokości, niezależnie od pochylenia skarp.

Tasama wartość na t wypada z równania 2, jeżeli podstawimy tam za p wartość wypadającą z 2 a.

Im więcej oddala się przekrój od kształtu najkorzystniejszego, tem więcej różni się r od połowy głębokości. W przekrojach bardzo płtykich a szerokich, p różni się bardzo mało od szerokości zwierciadła; a ztąd r zbliża się do t . W przekrojach wązkich a głębokich (f. 97.) r jest mniejsze od $\frac{1}{2} t$.

Zamieniając na f. 99. linię łamaną $EBCF$ na łuk koła EGF , otrzymamy znowu przekrój najkorzystniejszy $AEEFB$ (f. 100.) albowiem oznaczając kąt $EOF = 2\varphi$ oraz $\text{ctg } \varphi = \mu$ jak dawiej, otrzymamy

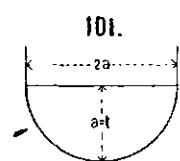
$$p = 2\varphi \frac{\pi}{180} a + 2\mu a \quad F = \frac{\varphi \pi}{180} a^2 + \mu a^2$$

$$\frac{F}{p} = r = \frac{1}{2} a.$$

Taki przekrój będziemy nazywali przekrojem o łukowym łęku (n. das Kreissohlen profil), bez względu na to czy zwierciadło będzie przechodzić przez środek łuku EF , czy też mieć będzie inne położenie n. p. CD .

Jeżeli $\mu = 0$ nateczas łuk EF zamienia się na półkole (f. 101.); jest to także przekrój najkorzystniejszy; dla którego

$$r = \frac{F}{p} = \frac{\frac{1}{2} \pi a^2}{\pi a} = \frac{1}{2} a.$$



Tożsamo odnosi się do pełnego koła, jednakże byłby to przekrój całkowicie napełniony, należący zatem do wodociągów, a nie do kanałów.

Powyższe określenie przekroju najkorzystniejszego wynikało z wywodu, odnoszącego się do przekroju trapezowego; a więc założenia, że ściany boczne mają kierunki stałe. Z tego powodu nieodnosi się ono do takich przekroi, których ściany boczne są łukowe (f. 102.); a więc o kierunkach zmiennych. Maximum r wypada wtedy przy położeniu zwierciadła wyżej punktu O , a położenie to nieda się określić za pomocą prostej reguły, jak to było powyżej.

Dla danego przekroju najłatwiej znaleźć wartość r za pomocą przekształcenia (f. 103. i 104.). Przekształcamy przekrój dany na trójkąt ABB_1 , a ten następnie na podstawę p . Wysokość otrzymanego trójkąta AEE jest $2r$.

Inny układ tego samego wykreślenia, przedstawia f. 111.*)

Chcąc wykreślić przekrój najkorzystniejszy o danej powierzchni, potrzeba znać promień półkola wpisanego. W tym celu obieramy ten promień a dowolnie,

* Przekształcenie przekroju o łukowym łęku dają dwie figury bez liczb na str. 176.

i wykreślamy jako próbę przekrój geometrycznie podobny do szukanego. Powierzchnia przekroju próbnego niech będzie F , a a , i F_1 niech oznaczają promień i powierzchnię przekroju szukanego,

Natenczas:

$$F : F_1 = a^2 : a_1^2 \text{ albo } \sqrt{F} : \sqrt{F_1} = a : a_1 \quad 8.$$

Taką samą proporcją napisać możemy, jeżeli a i a_1 oznaczają długości dwóch odpowiednich boków w obu przekrojach.

Niechaj więc **ABCD** (f. 105.) będzie przekrój próbny, opisany na półkolu o promieniu a , równym okrągłej liczbie jednostek; najlepiej $a = 2$. Niechaj **AOG** będzie przekształceniem tego przekroju na wysokość a ; — przy czem łatwo spostrzedz że

$$AG = p = \frac{2F}{a}.$$

Odejmijmy $AG_1 = \frac{2F_1}{a}$, zakresłmy na tej długości półkole, i wyprowadźmy prostopadłą **GH**; natenczas

$$AH = \sqrt{AG \cdot AG_1} = \frac{2\sqrt{F \cdot F_1}}{a}.$$

Jeżeli więc odejmiemy $AJ = AB = l$ i poprowadzimy JB_1 równoległą do HG_1 , to AB_1 będzie długością l_1 boku odpowiedniego bokowi **AB** w przekroju szukanym; albowiem:

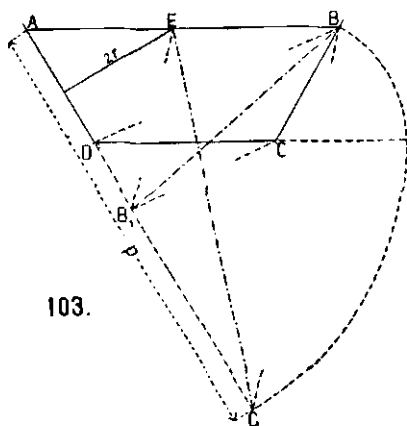
$$l_1 : l = \frac{2F_1}{a} : \frac{2\sqrt{F \cdot F_1}}{a} = \sqrt{F_1} : \sqrt{F}$$

Jeżeli wreszcie przez B_1 poprowadzimy B_1E równoległą do BO , to prostopadła $EK = a_1$.

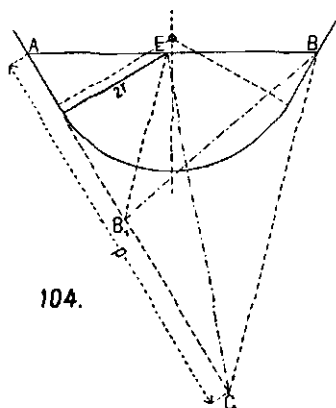
Wykreślenie dane na f. 105., oraz proporcja l. 8., odnoszą się do każdego przekroju o danej powierzchni, i danym stosunku $\frac{t}{b}$ lub $\frac{t}{a}$.

Sądząc że każdy technik będzie przekładał powyższe proste wykreślenia, albo też wyrachowanie a_1 z proporcji l. 8, nad wzory trygonometryczne, opuszczam w tym rozdziale wzory na F i r , które tak dla przekroju o łukowym łuku, jakoteż dla przekroi zamkniętych przytoczonych w dalszym ciągu, są bardzo zawiłe (patrz Franka Berechnung der Kanäle etc. str. 7 oraz Reinhardta kalendarz 1890 str. 97/8).

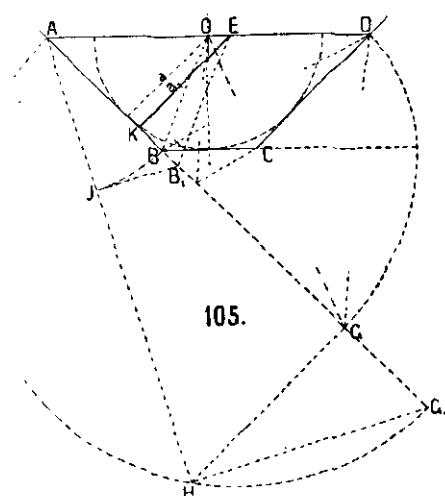
Przekroje najkorzystniejsze mają według powyższego tę własność, że przy danej powierzchni przekroju i danym spadku, dają największą prędkość; a więc największą objętość przepływu.



103.



104.



105.

Jeżeli przyjmujemy objętość przepływu jako daną, natenczas mamy w nich przy danym spadku maximum prędkości; ale to znaczy zarazem minimum powierzchni przekroju. Otrzymujemy zatem najmniejszy, a więc najtańszy kanał, jaki przy danym spadku może przeprowadzić daną objętość wody.

Jeżeli wreszcie uważać będziemy prędkość i powierzchnię przekroju jako dane, to przekrój najkorzystniejszy będzie wymagał najmniej spadku do przeprowadzenia danej objętości wody.

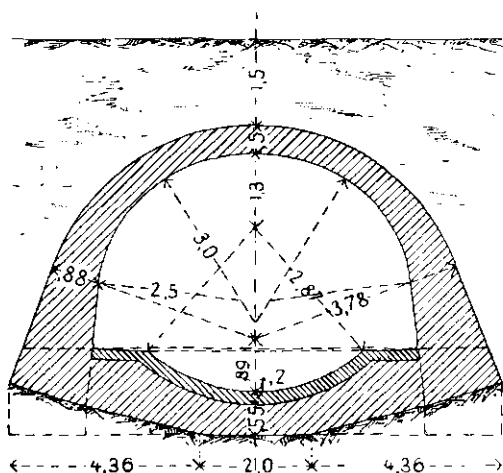
Przekroje najkorzystniejsze są jednakże mało używane w praktyce. Dla większych bowiem rozmiarów wypadają stosunkowo bardzo głębokie. Wielka zaś głębokość utrudnia robotę ziemną, wywołuje znaczne straty przez wsiąkanie przy wyższym położeniu kanału, oraz utrudnia wykonanie budowli pomocniczych.

Zastosowanie tych przekroi trafia się tylko przy wykonaniu małych, oraz długich kanałów z ciosu, cegły lub drzewa; używamy wtedy wielkich prędkości, i kosztowne koryto wypada stosunkowo małe.

Przekroje powszechnie używane są płytsze, a więc szersze od przekroi najkorzystniejszych. Kształt przekroju określany bywa przez stosunek szerokości łęku b lub szerokości zwierciadła wody, do głębokości t ; wartość tego stosunku zmienia się od 2 do 6 lub 10.

Przyjęta powyżej reguła, że największe r odpowiada największej prędkości, nie była o ile mi wiadomo nigdy sprawdzona na doświadczeniach. Należałoby w tym celu budować koryta o przekrojach równych co do powierzchni, i o rozmaitych głębokościach, oraz ustawiać je przy doświadczeniach w jednakowym spadku. Kosztowność takich doświadczeń stoi tu na przeszkodzie; wszelako domyślać się wypada, że powyższe przypuszczenie co do znaczenia r , niezupełnie się zgadza z rzeczywistością. Tak n. p. przekroje przedstawione na f. 97.

106.



106_b

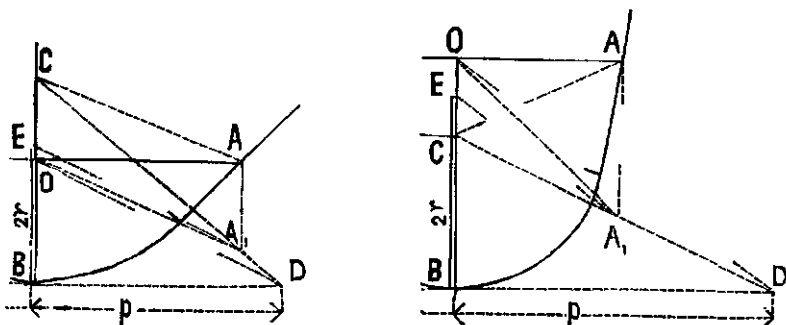


i 98, mające jednakowe F i r , nie wydadzą zapewne jednakowych prędkości; mianowicie głębokość musi tu mieć większy wpływ niż promień przekroju. Z tego powodu przekrój f. 98. wyda zapewne mniejszą prędkość niż przekrój f. 97.

Przekrój trapezowy lub o łukowym łęku nie jest praktyczny, gdy objętość przepływu a zarazem i głębokość wody, ulegają wielkim zmianom. Jeżeli n. p. dla koryta w ziemi średnia prędkość przyjęta została według powyższego na 0,6 do 0,8, — i zastosowana do średniego stanu wody, to przy najniższych stanach, z powodu małej głębokości i małego promienia przekroju, powstanie prędkość bardzo mała i zamulenie kanału; przy wysokim zaś stanie wody powstanie wielka prędkość i wypłukanie a więc uszkodzenie koryta. Z tego powodu,

koryta które zwykle prowadzą niewielkie objętości wody, a czasem tylko obejmować mają większe wezbrania, miewają przekrój dwuczęściowy (n. Hochwasserprofil). Takie przekroje f. (106. i 106 b.) bywają mało używane do kanałów otwartych; natomiast prawie zawsze do regulacji rzek, a niekiedy do kanałów miejskich (f. 106.).

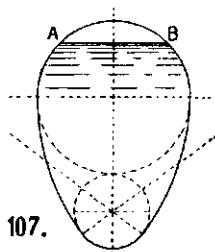
Takie przekroje utrzymują stosunkowo znaczną prędkość wody przy niskich stanach, a podczas wezbrań powstaje w nich nagłe rozszerzenie przekroju wody, i w miarę tego niezbyt wielka prędkość, gdy kanał jest wykonany w ziemi (f. 106 b.). Przy murowanych zaś kanałach zamkniętych (f. 106.), służy tensam środek do powiększenia pojemności kanału w obec wody burzowej.



Załączone figury przedstawiają dwa wygodne sposoby przekształcenia przekroju o łukowym łęku. W obu figurach $A, E \parallel OD$ i $F = CBA + COA = EDB = pr$.

W kanałach krytych przekrój jest ze wszch stron zamknięty z tego powodu oprócz stanu wody odpowiadającego największej prędkości, mamy jeszcze stan odpowiadający największej objętości przepływu.

To maximum nie przypada przy całkowitem napełnieniu przekroju; wtedy bowiem powstaje ruch wodociągowy, a z nim połączone są większe opory, i dlatego prędkość zmniejsza się. Jeżeli stan wody zbliża się do szczytu przekroju (f. 107.) natenczas F powiększa się bardzo słabo, ale p szybko wzrasta. Wskutek tego r i c muszą się zmniejszać, a więc $F \cdot c$ przechodzi przez maximum.



Rachunek potwierdza to zapatrywanie; ale ogólne matematyczne określenie części przekroju odpowiadającej największej objętości przepływu, byłoby nawet w najprostszych przypadkach zbyt zawiłe. Musimy więc poprzestać w praktyce na rozwiązaniu przybliżonem.

Według wzoru Darcy i Bazin,

$$c^3 = \frac{\alpha r^3}{\varphi r + \psi} = \frac{\alpha}{\varphi} r - \frac{\alpha \psi}{\varphi^2} \cdot r^{-1} + \frac{\alpha \psi^2}{\varphi^3} \cdot r^{-2} - \dots$$

gdzie jak wiadomo φ i ψ są liczby stałe. Uwzględniając z tego szeregu tylko pierwszy wyraz, możemy przyjąć że w przybliżeniu c jest proporcjonalne do $\sqrt{r}$; a więc objętość $F \cdot c$ będzie proporcjonalna do $F\sqrt{r}$. Największa objętość przepływa zatem przy tym stanie, przy którym wyrażenie $F\sqrt{r}$ staje się maximum.

Tablica 8 A przedstawia sześć przekroi, o kształtach przydatnych do rozmaitych warunków praktyki.

Przekrój kolisty typ. I; używany bywa głównie przy niewielkich wymiarach kanału; — do 50 lub 80 cm średnicy. Wtedy bowiem rura jest ła-

twiejszą do wykonania niż każdy inny rodzaj kanału. Ze względu na przepływ korzystny on jest przy niewielkich zmianach objętości; tak, że rura jest albo do połowy, albo prawie całkowicie wypełniona.

Przekrój jaja u góry szerszy typ. II; korzystny jest przy wielkich zmianach objętości przepływu. Dla małych objętości daje on przekrój wązki, a więc stosunkowo korzystny, i utrzymuje znaczne prędkości wody.

Przy wyższych stanach przekrój się rozszerza, a więc może przeprowadzić wielkie objętości.

Przekrój eliptyczny leżący, typ. IV; używany bywa dla wielkich a mało się zmieniających objętości, gdy niema dostatecznej wysokości na przekrój kolisty.

Przekroje III V i VI zastosowane są do rozmaitych warunków statycznych; o czym pomówimy jeszcze w dalszym ciągu.

Dla powyższych sześciu przekroi wykreślone są na tab. 8 A krzywe przedstawiające prawa zmiany dla F , r , $t:r$, $F:r^2$, i $F\sqrt{r}$, podczas przesuwania poziomu wody wzdłuż całej wysokości.

Krzywe te przeznaczone są głównie do wykreślnego sposobu rachowania przekroi kanałów, który opiszę pod l. 56; ale mogą też być użyte przy zwykłych rachunkach liczebnych, o których mówić będziemy pod l. 53.

Według powyższych krzywych oznaczone zostały poziomy czyli napełnienia przekroi odpowiadające $\max r$ i $\max F\sqrt{r}$, jako częściej od innych potrzebne i przydatne do rachunków liczebnych.

Wysokość h wszystkich przekroi przyjęta jest na tab. 8 A za jednostkę, ztąd dla przekroi geometrycznie podobnych do danego typu, o dowolnych h , i dla napełnienia ich do danej części wysokości (dane $t:h$),

$$\begin{array}{l} r \text{ jest w stałym stosunku do } h \\ F \text{ „ „ „ „ } h^2 \\ F\sqrt{r} \text{ „ „ „ „ } h^{\frac{5}{2}} \end{array}$$

$t:r$ i $F:r^2$ są od h niezależne.

Jeżeli więc dany jest stosunek $t:h$ t. j. głębokość wody wyrażona w ułamku wysokości kanału, natenczas wartość tego stosunku odczytać należy na ukośnej podziałce umieszczonej po prawej stronie każdego rysunku. Tak n. p. jeżeli $t:h=0,9$ dla typu III, to oznaczam na podziałce punkt a i prowadzę przez ten punkt poziomą. Przy tej poziomej odczytuję na odpowiednich krzywych:

$$F=0,488h^2 \quad r=0,215h \quad t:r=4,148 \quad F:r^2=10,40 \quad F\sqrt{r}=0,228h^{\frac{5}{2}}$$

Jeżeli więc h jest dane, możemy te wartości z łatwością wyrachować. Będą one zaś pomocne przy rozwiązywaniu zadań, jak to poniżej zobaczymy.

Tabele XVIII do XXIII zawierają liczby według których wykreślone były te diagramy w podziałce $2\frac{1}{2}$ razy większej od tablicy 8 A. Liczby te otrzymane zostały drogą wykreślną, na rysunkach przekroi 30 do 50 *cm* wysokich. Przy pomocy tych liczb, może czytelnik z łatwością wykreślić każdy diagram w większej podziałce; mianowicie na papierze kratkowanym. Sądzę jednak, że wielkość diagramów na tab. 8 A jest dla praktycznej dokładności zupełnie wystarczająca.

53. Obrachowanie przekroi odnośnie do przepływu wody.

Rachunki odnośnie do przepływu wody w kanałach przedstawiać mogą następujące przypadki:

Tabele do diagramów dla 6 typów kanałów zamkniętych.

Tab. 8 A atlasu.

Tabela XVIII.

Typ I.

t	F	p	r	t:r	F:r ²	FVr	Uwaga
1,00	0,78540	3,1416	0,2500	4,0000	12,5664	0,39270	
0,98	0,78249	2,8576	0,2738	3,5789	10,4357	0,40947	
0,97	0,77861	2,7934	0,2787	3,4800	10,0213	0,41106	
0,96	0,77496	2,7408	0,2828	3,3951	9,6929	0,41210	
0,95	0,77083	2,6918	0,2864	3,3175	9,4000	0,41249	
0,94	0,76630	2,6476	0,2894	3,2477	9,1475	0,41226	
0,93	0,76138	2,6064	0,2921	3,1836	8,9223	0,41151	
0,90	0,74474	2,4988	0,2980	3,0198	8,3841	0,40658	
0,85	0,71168	2,3476	0,3031	—	—	—	
0,8125	—	—	0,3044*	—	—	—	* max.
0,80	0,67356	2,2148	0,3041	2,6305	7,2827	0,37145	
0,70	0,58718	1,9820	0,2963	2,3628	6,6902	0,31960	
0,60	0,49177	1,7730	0,2774	2,1632	6,3922	0,25900	
0,55	0,44200	1,6716	0,2644	—	6,3218	—	
0,50	0,39270	1,5708	0,2500	2,0000	6,2832	0,19635	
0,45	0,34335	1,4700	0,2336	—	6,2936	—	
0,40	0,29362	1,3686	0,2145	1,8644	6,3792	0,13600	
0,30	0,19822	1,1596	0,1709	1,7550	6,7837	0,08195	
0,20	0,11184	0,9268	0,1207	1,6574	7,6803	0,03885	
0,10	0,04066	0,6428	0,0633	1,5810	10,1627	0,01023	
0,07	0,02401	0,5352	0,0449	1,5600	11,9275	0,00509	
0,06	0,01909	0,4940	0,0387	1,5523	12,7813	0,00375	
0,05	0,01457	0,4498	0,0324	1,5434	13,8847	0,00262	
0,04	0,01041	0,4008	0,0260	1,5398	15,4285	0,00168	
0,03	0,00679	0,3482	0,0195	1,5387	17,8595	0,00095	
0,02	0,00370	0,2840	0,0130	1,5336	21,7799	0,00042	

I. Dane są M i c , a więc i F ; nadto dany kształt i wymiary przekroju, a więc i r . Szukane α .

Ten przypadek ma miejsce wtedy gdy projektujemy kanał, a prędkość musimy zastosować do materiału z którego on będzie wykonany. Zwykle też wtedy miejscowe warunki określają niektóre wymiary kanału; n. p. pochylenie skarp, głębokość i t. p.

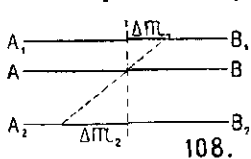
Spadek α wyrachujemy wprost ze wzoru DB , i otrzymamy go zwykle w postaci ułamka dziesiętnego nieskończonego. Taki ułamek musimy zaokrąglić przez wzgląd na wygodę przy projektowaniu, przy niwelacji i wykonaniu kanału. Zachowamy więc tylko cztery lub pięć cyfr dziesiętnych, a opuścimy następne. Takie zaokrąglenie spadku wywoła zmianę w prędkości i objętości przepływu, którą w obec rzeczywistości potrzebnej dokładności możnaby nieraz pominąć; ale niekiedy będziemy też potrzebowali znać dokładnie ten stan wody, któremu przy zaokrąglonym spadku, odpowiada według rachunku żądana objętość przepływu.

Tabela XIX.

Typ II.

t	F	p	r	t:r	F:r ²	FVr	Uwaga
1,00	0,50937	2,6428	0,19274	5,1884	13,7119	0,22362	
0,98	0,50580	2,4100	0,20988	4,6694	11,4830	0,23171	
0,97	0,50370	2,3576	0,21365	—	—	0,23282	
0,96	0,50110	2,3134	0,21661	—	—	0,23322	
0,95	0,49840	2,2732	0,21925	4,3330	10,3681	0,23337	
0,94	0,49474	2,2362	0,22124	—	—	0,23271	
0,93	0,49100	2,2028	0,22290	4,1723	9,8826	0,23181	
¹¹ / ₁₂	0,48433	2,1616	0,22406	4,0911	9,6473	0,22926	
0,85	0,45078	1,9854	0,22705*	—	—	—	* max.
¹⁰ / ₁₂	0,44140	1,9458	0,22685	3,6736	8,5777	0,21023	
0,75	0,39009	1,7640	0,22114	3,3915	7,9769	0,18344	
⁸ / ₁₂	0,33483	1,5950	0,20993	3,1757	7,5980	0,15341	
⁷ / ₁₂	0,27965	1,4290	0,19570	2,9808	7,3021	0,12371	
0,5	0,22550	1,2612	0,17880	2,7965	7,0538	0,09535	
⁵ / ₁₂	0,17450	1,0896	0,16016	2,6016	6,8034	0,06984	
⁴ / ₁₂	0,12588	0,9148	0,13760	2,4225	6,6483	0,04669	
0,27	0,09273	0,7788	0,11907	2,2676	6,5409	—	
³ / ₁₂	0,08293	0,7354	0,11277	2,2169	6,5214	0,02785	
0,23	0,07333	0,6916	0,10603	2,1692	6,5227	—	
0,21	0,06427	0,6480	0,09918	2,1173	6,5334	—	
0,19	0,05545	0,6022	0,09207	2,0636	6,5407	—	
² / ₁₂	0,04579	0,5482	0,08352	1,9955	6,5637	0,01323	
0,12	0,02859	0,4384	0,06522	1,8399	6,7217	—	
¹ / ₁₂	0,01693	0,3492	0,04848	1,7188	7,2027	0,00373	
0,05	0,00823	0,2654	0,03101	1,6122	8,5579	—	
0,04	0,00594	0,2352	0,02525	1,5841	9,3144	0,00094	
0,03	0,00397	0,2052	0,01933	1,5522	10,6175	—	
0,02	0,00218	0,1664	0,01311	1,5259	12,6955	0,00025	

Jest to zwykle potrzebne dla wygody przy wypracowaniu projektu. Trzeba więc zrobić poprawkę w pierwotnym przekroju kanału. Podstawiając zaokrąglony spadek do wzoru na **c**, i rachując nowe **c**, a potem **F.c**, otrzymamy objętość za małą lub za wielką. Zmienimy więc stan wody, tak, żeby otrzymać różnicę z odwrotnym znakiem; przyczem trzeba wyrachować nowe **r**; a zapomocą interpolacji według (f. 108.) znajdziemy stan wody **AB**, przy którym przepływa przepisana objętość.



108.

Przykład. $M = 18 m^3$ $c = 0,8$ $\mu = 1,5$ $t = 2 m$.

Otrzymamy tu:

$$F = 22,5 m^2$$

$$r = 1,455$$

$$p = 15,46$$

$$\alpha = 0,00023467 \dots$$

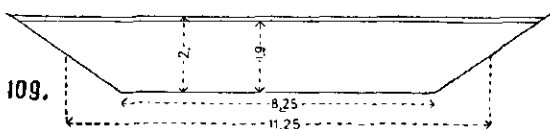
(D B IV.)

Otrzymany spadek zaokrąglimy na

$\alpha = 0,00025$, a wtedy wzór D B IV

daje $c_1 = 0,836$ co przy $F = 22,5$ wyda $M_1 = 18,79 m^3$.

Zniżyjemy zatem stan wody o 10 cm (f. 109.) i otrzymamy:



109.

Tabela XX.

Typ III.

t	F	p	r	t:r	F:r ²	FVr	Uwaga
1,00	0,50937	2,6428	0,1927	5,1884	13,71193	0,22362	
0,98	0,50719	2,4764	0,2048	4,7849	12,09126	0,22953	
0,97	0,50540	2,4376	0,2073	4,6784	11,75680	0,23013	
0,96	0,50343	2,4076	0,2091	4,5911	11,51415	0,23021	
0,95	0,50114	2,3774	0,2108	4,5068	11,27846	0,23008	
0,94	0,49867	2,3492	0,2123	4,4283	11,06698	0,22975	
0,93	0,49603	2,3250	0,2133	4,3592	10,89792	0,22911	
¹¹ / ₁₂	0,49244	2,2936	0,2147	4,2695	10,68280	0,22817	
¹⁰ / ₁₂	0,46358	2,0946	0,2213	3,7652	9,46400	0,21809	
⁹ / ₁₂	0,42644	1,9074	0,2236*	3,3546	8,53151	0,20163	* max
⁸ / ₁₂	0,38350	1,7280	0,2219	3,0040	7,78620	0,18066	
⁷ / ₁₂	0,33486	1,5532	0,2156	2,7057	7,20430	0,15548	
0,50	0,28387	1,3816	0,2055	2,4335	6,72431	0,12867	
⁵ / ₁₂	0,22972	1,2138	0,1893	2,2016	6,41361	0,09993	
0,36	0,19202	1,1004	0,1745	2,0630	6,30594	0,08021	
⁴ / ₁₂	0,17454	1,0478	0,1666	2,0011	6,29024	0,07124	
0,30	0,15202	0,9790	0,1553	1,9320	6,30481	0,05990	
0,25	0,11928	0,8788	0,1357	1,8418	6,47442	0,04395	
² / ₁₂	0,06798	0,6970	0,0975	1,7090	7,14689	0,02123	
¹ / ₁₂	0,02504	0,4812	0,0520	1,6017	9,24891	0,00571	
0,05	0,01197	0,3696	0,0324	1,5439	11,41256	0,00215	
0,03	0,00567	0,2852	0,0199	1,5091	14,34664	0,00080	

$$F_2 = 21,09 m^2 \quad r_2 = 1,398$$

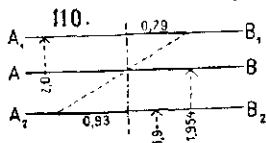
$$p_2 = 15,09 m \quad c_2 = 0,788 \quad M_2 = 17,07 m^3$$

Za pomocą interpolacji (f. 110.) wstawimy pomiędzy $A_1 B_1$ i $A_2 B_2$ nowy stan wody AB i otrzymamy poprawną głębokość $t = 1,954$

Dla tej głębokości:

$$F = 21,846 m^2 \quad r = 1,43 m \quad c = 0,826 m$$

$$p = 15,28 m \quad \alpha = 0,00025 \quad F \cdot c = 18,04 m^3$$



II. Dane F , r i α szukane c .

Jest to przypadek najprostszy, wymaga bowiem tylko jednego wyrachowania c wprost ze wzoru.

W takim razie pytamy się wiele wody przeprowadza dany kanał.

IIa. Dane M i α ; — szukane F i c .

Ten przypadek trafia się w kanałach o ścianach bardzo twardych, gdzie prędkość nie jest ograniczona wytrzymałością materiału przeciw podmyciu. Rozwiązanie można przeprowadzić w rozmaity sposób.

Pierwszy widzieliśmy już przy końcu zadania I. I, po zaokrągleniu wyrachowanego spadku. Przyjmiemy zatem kształt przekroju i prawdopodobne wymiary według miejscowych warunków, i wyrachujemy odpowiednie r , c i $F \cdot c$. Z ostatniej wartości otrzymamy błąd $\Delta_1 M$.

Tabela XXII.

Typ V.

t	F	p	r	t:r	F:r ²	FV/r	Uwaga
1,00	0,92504	3,6335	0,2546	3,9279	14,27223	0,46674	
0,97	0,91885	3,3360	0,2754	3,5298	12,16760	0,48168	
0,96	0,91573	3,2900	0,2783	—	—	0,48312	
0,95	0,91222	3,2460	0,2810	3,3804	11,55037	0,48359	
0,94	0,90836	3,2110	0,2829	—	—	0,48313	
0,93	0,90419	3,1735	0,2849	3,2641	11,13827	0,48264	
0,90	0,88985	3,0655	0,2903	3,1005	10,56061	0,47942	
0,85	0,86137	2,9125	0,2958	2,8740	9,84786	0,46844	
0,80	0,82769	2,7770	0,2981	2,6841	9,31722	0,45187	
0,775	—	—	0,2983*	—	—	—	* max
0,75	0,78916	2,6500	0,2978	—	—	—	
0,70	0,74742	2,5305	0,2954	2,3699	8,56741	0,40620	
0,60	0,65483	2,3035	0,2843	2,1106	8,10307	0,34914	
0,50	0,55308	2,0850	0,2653	1,8849	7,86010	0,28485	
0,45	0,49863	1,9785	0,2520	1,7855	7,85049	0,25032	
0,42	0,46592	1,9165	0,2431	1,7276	7,88332	—	
0,41	0,45469	1,8960	0,2398	—	7,90619	—	
0,40	0,44340	1,8750	0,2365	1,6915	7,92890	0,21562	
0,39	0,43204	1,8540	0,2330	—	7,95595	—	
0,38	0,42064	1,8340	0,2294	1,6568	7,99635	—	
0,35	0,38577	1,7767	0,2171	1,6119	8,1831	0,17976	
0,30	0,32721	1,6740	0,1955	1,5347	8,5640	0,14467	
0,25	0,26754	1,5727	0,1701	1,4696	9,2454	0,11035	
0,20	0,20694	1,4712	0,1407	1,4218	10,4597	0,07761	
0,15	0,14559	1,3702	0,1063	1,4117	12,8962	0,04746	
0,13	0,12091	1,3295	0,0909	1,4294	—	—	
0,10	0,08371	1,2702	0,0659	1,5174	19,2746	0,02149	
0,075	0,05447	1,0989	0,0496	1,5131	22,1704	0,01213	
0,05	0,02970	0,8963	0,0331	1,5089	27,0490	0,00540	

teczną liczbę razy, dojdziemy do takiego **r**, które uczyni zadosyć tak wzorowi **m**, jakoteż zapomocą **x** wzorowi **p**.

Dla uzupełnienia wreszcie i dla kontroli, podstawimy otrzymane **r** do wzoru na prędkość i wyrachujemy **Fc**; który to iloczyn ma wypaść równy danemu **M**. (Lueger, Wasserversorgung).

Trzecie rozwiązanie polegać może na przyjmowaniu próbných **c** i wyrachowaniu odpowiednich **α**; przyczem co do kształtu i wymiarów przekroju postępować można tak jak w pierwszym albo w drugim sposobie. Wyrachowane **α** będą się różnić od danego; a skoro otrzymamy dwa błędy z odwrotnemi znakami, natenczas zapomocą interpolacyi znajdziemy dokładne **c**.

Ten sposób rozwiązania zastosowany jest poniżej, na przykładzie do zadania I. V.; przytoczę więc tylko przykład rozwiązania drugim sposobem.

Przykład. **M** = 6,0 m³ **α** = 0,0004; jakie mają być wymiary kanału, wykopanego w ziemi (wzór DBIV); a więc o przekroju trapezowym.

Tabela XXIII.

Typ VI.

t	F	p	r	t:r	F:r ²	F√r	Uwaga
1,00	0,59450	2,8537	0,20833	4,8001	13,69817	0,27135	
0,96	0,58739	2,5690	0,22865	4,1986	11,23309	0,28087	
0,95	0,58452	2,5340	0,23067	4,1184	10,98542	0,28073	
0,94	0,58144	2,5022	0,23237	4,0452	10,76809	0,28028	
0,90	0,56679	2,3907	0,23708	3,7962	10,08395	0,27597	
0,85	0,54504	2,2705	0,24005	—	—	—	
0,80	0,52056	2,1542	0,24165	3,3106	8,91463	0,25589	
0,785	—	—	0,24175*	—	—	—	* max
0,75	0,49302	2,0437	0,24124	—	—	—	
0,70	0,46373	1,9350	0,23965	2,9209	8,07418	0,22702	
0,60	0,39926	1,7280	0,23106	2,5968	7,47871	0,19192	
0,50	0,33014	1,5247	0,21653	2,3092	7,04162	0,15362	
0,40	0,25776	1,3243	0,19464	2,0551	6,80398	0,11372	
0,36	0,22945	1,2442	0,18442	1,9521	6,74672	0,09853	
0,35	0,22213	1,2230	0,18163	1,9270	6,73361	0,09467	
0,34	0,21520	1,2045	0,17867	1,9030	6,74165	0,09096	
0,30	0,18653	1,1240	0,16595	1,8077	6,77298	0,07599	
0,20	0,11702	0,9202	0,12717	1,5727	7,23604	0,04173	
0,10	0,05237	0,7105	0,07371	1,3567	9,63981	0,01422	
0,075	0,03727	0,6573	0,05670	1,3227	11,59261	0,00887	
0,05	0,02274	0,6040	0,03764	1,3282	16,04507	0,00441	
0,028	0,01049	0,5555	0,01888	1,4830	29,42311	0,00144	

Przyjmuję skarpy 2 : 3 i $b = 6t$. Wypada zatem

$$r = \eta t = 0,78125t$$

$$F = \sigma t^2 = 7,5 t^2.$$

Na pierwszą próbę przyjmuję $\kappa = 40$, a postępując w sposób powyżej opisany, za pomocą wyrażeń m i p oraz wzoru na κ odnośnego do D B IV, otrzymuję następujący szereg wartości:

z 1go rachunku:	$\kappa = 40,0$	$t = 1,051$	$r = 0,821$
2 "	"	37,62	1,077
3 "	"	37,92	1,073
4 "	"	37,86	1,074
			0,839

A więc

$$c = \kappa \sqrt{\alpha r} = 37,9 \sqrt{0,0004 \cdot 0,839} = 0,694 m$$

$$F = 7,5 t^2 = 7,5 \cdot 1,074 = 8,63 m^2$$

$$Fc = 8,63 \cdot 0,694 = 5,99 m^3.$$

Czytelnik łatwo może się przekonać, że rozwiązanie sposobem pierwszym, zastosowanym przy końcu zadania pod l. I. jest od powyższego znacznie krótsze, i mniej daje sposobności do pomyłek.

III. Dane c , α i M , a więc dane F ; jednakże wymiary tego przekroju nie mogą być określone, gdyż wzór D B

$$\frac{\alpha r^2}{c^2} = \varphi r + \psi$$

określa już jedną dodatnią wartość na r ; a mianowicie

$$r = \frac{c}{2\alpha} \left[\varphi c + \sqrt{\varphi^2 c^2 + 4\psi\alpha} \right] \dots\dots\dots 9.$$

Ta wartość powinna leżeć w granicach możliwości geometrycznej. Dla danego F , nie może być r większe od tego które odpowiada przekrojowi najkorzystniejszemu. Jeżeliby z wyrażenia 9 wypadła wartość większa, natenczas warunki zadania są niemożliwe; mianowicie c za wielkie, albo α za małe. Jeżeli r wypadła z powyższego wzoru bardzo małe, zadanie jest wprawdzie teoretycznie możebne, ale niemożebne praktycznie; prowadzi bowiem do przekroju bardzo płytkiego a szerokiego, i wskazuje że założyliśmy za małe c , albo za wielkie α .

Jeżeli wreszcie uważamy wartość otrzymaną ze wzoru l. 9. za możebną natenczas wartości tej odpowiadają dwa przekroje takie jak f. 97. i 98. (str. 172) i łatwo rozpoznamy oceniając w przybliżeniu głębokości obu przekroi, który z nich jest w danym razie właściwszy.

Mamy więc wykreślić przekrój o danem F i danem r co możebne jest tylko przez próby; albowiem w wyrażeniu na r będą zawsze dwie niewiadome. W przekroju trapezowym na przykład, pomimo danego μ pozostaną niewiadome b i t .

Przyjmijmy więc jeden wymiar, np. w trapezie głębokość, w przekroju łukowym promień łuku i t. p.; a ztąd wyniknie drugi wymiar i odpowiednie r , odmienne od żądanego. Zrobiwszy dwie próby dające Δr z odwrotnemi znakami oznaczmy szukany pierwszy wymiar za pomocą interpolacji wykreślnej, podobnej do f. 110.

Ten przypadek przytrafia się w praktyce najczęściej; c określone jest przez wytrzymałość ścian kanału, α zaś przez spadek terenu, albo przez dane poziomy wody w końcach kanału.

Przykład. $M = 6 m^3$ $c = 0,8 m$ $\alpha = 0,0006$.

Ztąd $F = \frac{M}{c} = 7,5 m^2$. Szukane wymiary kanału.

Ze wzoru DBIV. oraz l. 9.

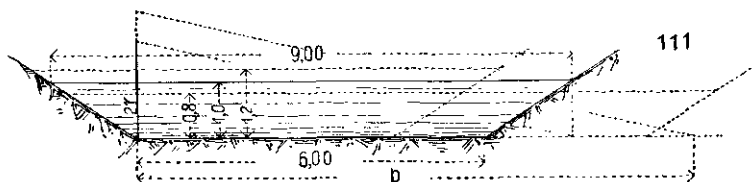
$$r = \frac{0,00008}{0,0012} \left[2,24 + \sqrt{2,24^2 + 84,0} \right] \\ = 0,78 m.$$

Ażeby się przekonać czy ta wartość jest możebna, wyrachujemy $\max r$ ze wzoru l. 3. przyjmując $\mu = 1,5$. Otrzymamy

$$\max r = 0,945;$$

a więc dane powyżej warunki zadania są możliwe.

Zamiast wzoru l. 9. możemy przyjąć na t dwie wartości próbne n. p. 1,2 i 0,8 przyczem zawsze $F = 7,5 m^2$ (f. 111.) a wtedy dla żądanego r , przez interpo-



lacyę znajdziemy $t = 1,0$; a ztąd $b = \frac{F}{t} - \mu t = 6 m$.

Oznaczywszy z otrzymanego przekroju $p = 9,6$ otrzymamy jako kontrolę

$$r = \frac{7,5}{9,6} = 0,78 \text{ m.}$$

Na f. 111. opuszczona jest interpolacya, a ostateczne r oznaczone przez przekształcenie.

IV. Dane M i c , kanał ma być założony z najmniejszym możliwym spadkiem.

W tym razie F jest wiadome, oraz dany być może ogólny kształt przekroju; wymiary zaś jego wynikają z warunku: minimum α . Musi to być przekrój najkorzystniejszy o danej powierzchni F ; do wykreślenia jego posłuży f. 105. oraz proporcya 1.8; poczem wyrachujemy α ze wzoru na c .

Będzie tu znowu potrzebne zaokrąglenie wyrachowanego spadku, a następnie poprawka powierzchni przekroju. Wprowadzimy ją tak jak w zadaniu I. I, przez co kształt przekroju się zmieni, i będzie tylko zbliżony do najkorzystniejszego. — Wprowadzenie zaś tej poprawki obok ścisłego zachowania przekroju najkorzystniejszego, byłoby zupełnie jednoznaczne z rozwiązaniem zadania opisanego w dalszym ciągu pod I. V.

Przykład. $M = 12 \text{ m}^3$ $c = 1,5 \text{ m}$ a więc $F = 8 \text{ m}^2$; szukane $\min \alpha$.

Kanał ma mieć przekrój o łukowym łuku, brukowany: $\mu = 0,5$, wzór DB II.

Na próbę przyjmuję promień łuku $a_1 = 3 \text{ m}$ (f. 112.) Obwód A_1CB_1 rozwijam na prostą A_1B_1 a wtedy trójkąt A_1OB_1 jest przekształceniem powierzchni próbnego przekroju.

$$p = A_1B_1 = \frac{2F_1}{a_1}$$

odcinam więc $A_1B_2 = \frac{2F}{a_1}$ i za pomocą wykreślenia wskazanego na figurze znajduję $a = 2,24$, a więc $r = 1.12$.

Ze wzoru DB II

$$\begin{aligned} \alpha &= (0,00019r + 0,0000133) \frac{c^3}{r^2} \\ &= 0,0002261 \cdot 1,8 = 0,000407 \end{aligned}$$

Zaokrąglam ten spadek na

$$\alpha = 0,0004$$

i podstawiawszy tę wartość do wzoru DB II otrzymuję $c = 1,466$.

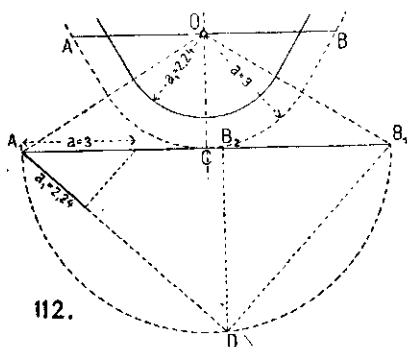
Prędkość zmniejszy się zatem o 2%, przekrój powinien teraz wynosić:

$$\frac{12}{1,47} = 8,16 \text{ m}^2.$$

co przy szerokości zwierciadła kanału $5,03 \text{ m}$, wymaga podwyższenia poziomu wody o $0,032 \text{ m}$. Tak małe podwyższenie powierzchni wody nie wywoła zmiany prędkości zasługującej na uwagę; mianowicie w obec błędu połączonego ze wzorem DB. Wprowadzimy więc do projektu

$$c = 1,47 \text{ m} \quad a = 2,24 \text{ m} \quad t = 2,27 \text{ m.}$$

V. Dane M i α , a żądana największa możliwa oszczędność co do powierzchni przekroju. Dany jest zatem typ przekroju najkorzystniejszego.



112.

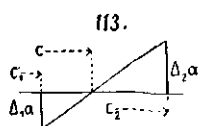
Ten przypadek może się przytrafić przy projektowaniu kanałów bardzo kosztownych; np. z ciosu betonu lub drzewa; przyczem objętość $\mathcal{M}$ bywa niewielka.

Niewiadome jest c , a ztąd i F . Mamy tylko jedno równanie

$$\frac{\alpha r^2}{c^2} = \varphi r + \psi$$

a w niem dwie niewiadome c i r ; rozwiązanie jest zatem możliwe tylko przez próby.

Przyjmiemy przybliżone c_1 i wyrachujemy odpowiednie F_1 , r_1 i α_1 . To ostatnie wypadnie odmienne od przepisanego w zadaniu α . Powtórzmy rachunek, przyjmując c_2 tak, żeby nam wypadła co do α różnica z odwrotnym znakiem, a interpolacja według f. 113. da nam szukane c .

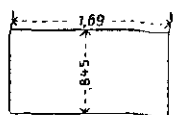


Przykład. $\mathcal{M} = 4 m^3$ $\alpha = 0,002$ szukane min. F . Kanał ma być drewniany, o przekroju prostokątnym.

Przyjmijmy $c_1 = 2 m$; a więc $F_1 = 2 m^2 = 2 t^2$ $r = 0,5$.

Ze wzoru DB II $\alpha_1 = 0,00173 < \alpha$.

Na drugą próbę niech będzie $F_2 = 1,8$, a więc $c_2 = \frac{4}{1,8} = 2,2 m$



$$\begin{aligned} t_2^2 &= 0,9 \\ t_1 &= 0,949 \\ r_2 &= 0,474 \\ r_1^2 &= 0,225 \\ \alpha_2 &= 0,00226 > \alpha \end{aligned}$$

Interpolacja daje $c = 2,11$

a więc $F = \frac{4}{2,11} = 1,9427 = 2 t^2$

$$t^2 = 0,7135$$

$$t = 0,845.$$

Szukany przekrój przedstawia f. 114.

Powyższe zadania obejmują wszystkie zasadniczo różne przypadki możliwe w praktyce. Przy projektowaniu jednakże kanałów krytych, trafiają się zadania pozornie odmienne od powyższych, które wypada nam tutaj poznać. Oznaczmy je temi samemi liczbami porządkowemi co podobne do nich zadania powyżej opisane, a pomijając będziemy przypadki najłatwiejsze, mianowicie takie, w których za pomocą wielkości danych, możemy wprost narysować przekrój wody w kanale.

Liczyby porządkowe I II . . . VI któremi oznaczam odmiany przekroi, odnoszą się do typów przedstawionych na Tab. 8 A. Na tych rysunkach wykreślone są dla każdego typu krzywe pomocnicze, których użycie mogłoby znacznie uprościć opisane tutaj rozwiązania; wszelako pomijam to ułatwienie na razie, pozostawiając je do rozdziału o tabelach wykreślnych.

Podane poniżej rozwiązania polegają na pobobieństwie przekroi jednego typu, a różnych wysokości (str. 177.). Wymagają więc przeważnie wykreślenia próbnego na przekroju pomocniczym o wysokości $= 1$. Tych wykreśleń nie przedstawiam na figurach, pozostawiając je czytelnikowi jako ćwiczenie do którego pomocną będzie tab. 8 A.

1a. Daną objętość wody $\mathcal{M} = 7 m^3$, przeprowadzić kanałem wykonanym według typu III, z prędkością $c = 2,5 m$, wypełniając 0,9 wysokości przekroju. Do rachunku ma być użyty wzór DB I. Szukana wysokość kanału h , oraz spadek α .

Przyjąwszy wysokość $= 1 m$ należy narysować typ III, i w nim przez przekształcanie oznaczyć powierzchnię przy napełnieniu do 0,9 wysokości. Powierzchnia ta będzie $0,488 m^2$, a promień przekroju dla niej 0,217.

Przekrój szukany będzie do wykreślonego geometrycznie podobny; a więc

$$F = \frac{M}{c} = \frac{7}{2,5} = 2,8 m^2 = 0,488 h^2.$$

Ztąd

$$h = 2,395 \text{ a następnie } r = 0,217 h = 0,519.$$

Dla powyższych wartości c i r , wzór DB I daje

$$\alpha = 0,0019.$$

III a. W kanale według typu II, ma przepływać $0,6 m^3$ z prędkością $0,8 m$. Kanał ma mieć spadek $0,00035$. Szukana wysokość kanału h , oraz wysokość napełnienia t . Wzór DB I.

Dla $c = 0,8$ i $\alpha = 0,00035$, $\frac{c^2}{\alpha} = 1820$; a wzory DB I i l. 9. na str. 184. dają

$$r^2 - 0,2743 r - 0,00823 = 0$$

$$r = 0,30 \quad r^2 = 0,09.$$

$$F = \frac{0,6}{0,8} = 0,75 \quad \frac{F}{r^2} = 8,33.$$

Narysujemy więc przekrój o wysokości $1 m$, i na nim poszukamy przez próby poziomu dla którego $\frac{F}{r^2}$ ma powyższą wartość. Dla orientacji zaś, dobrze będzie przedtem wyrachować wartość tego stosunku dla poziomu $max r$, który jest na rysunku (tab. 8 A) oznaczony. Skoro znajdziemy powyższy poziom, odpowiadająca temuż powierzchnia przekroju wody będzie $0,425 m^2$ a wysokość napełnienia $0,810 m$. Ztąd

$$F = 0,75 m^2 = 0,425 h^2$$

$$h = 1,32 m$$

$$t = 0,81 h = 1,07 m.$$

IV a. W kanale zbudowanym według typu V, ma przepływać $6 m^3$ n. s. z prędkością $1,5 m$. Kanał ma być założony z najmniejszym możliwym spadkiem. Szukane h t i $min \alpha$. Wzór DB III.

Dla $min \alpha$ potrzeba $max r$; odpowiedni poziom jest na rysunku wskazany, a gdybyśmy go nieznali, moglibyśmy znaleźć go przez próby. Odpowiednia powierzchnia $= 0,810 h^2$ a głębokość $= 0,775 h$ a więc dla szukanego przekroju,

$$F = \frac{6}{1,5} = 4 m^2 = 0,810 h^2 \quad h = 2,222$$

$$t = 0,775 h = 1,722 m \quad max r = 0,2982 h = 0,663$$

i wreszcie ze wzoru DB III

$$\alpha = 0,001113.$$

V a. W kanale zbudowanym według typu VI, ze spadkiem $0,0016$, ma przepływać $5 m^3$ n. s. Żądana jest największa możliwa prędkość. Wzór DB II.

Według warunków zadania, przekrój ma być napełniony do $max r$; a ponieważ h nie jest dane, więc mamy dwa wymiary niewiadome, i rozwiązanie możebne tylko przez próby.

Narysowawszy przekrój typu VI dla $h = 1$, otrzymamy z tego rysunku przez próby albo według tab. 8 A $max r$ przy napełnieniu $0,785 h$. Przytem powierzchnia będzie $= 0,5145 h^2$ i $max r = 0,2417 h$.

Na pierwszą próbę przyjmuję $c_1 = 1,9 m$ ztąd $F_1 = \frac{5}{1,9} = 2,6316 = 0,5145 h^3$
a więc

$h_1 = 2,26$ $r_1 = 0,2417$ $h_1 = 0,546 m$ a według DB II $\alpha_1 = 0,001417 < \alpha$ danego.

Na drugą próbę przyjmuję $c_2 = 2,1$ ztąd

$F_2 = \frac{5}{2,1} = 2,381 m^3 = 0,5145 h_2^3$ $h_2 = 2,15 m$ $r_2 = 0,52$ $\alpha_2 = 0,001826 > \alpha$ danego.

Interpolacja podobna jak pod I. V daje

$c = 1,99 m$ $h = 2,21$ $t = 0,785 h = 1,735 m$.

VI. Jeżeli wiadoma jest objętość przepływu i odpowiedni jej stopień napełnienia ($t : h$); a pytamy się przy jakim napełnieniu przepływa inna objętość również dana, natenczas możemy odpowiedzieć na to pytanie przy pomocy wyrażenia $F \sqrt{r}$. Zakładając mianowicie, że wartości tegoż są proporcjonalne do odpowiednich objętości przepływu (str. 176.), znajdziemy przez próby nowy stopień napełnienia.

Będzie to tylko rozwiązanie przybliżone. Wyrachujemy z niego F i c i uważać będziemy te wartości jako wynik pierwszej próby; drugą próbę dającą błąd z odwrotnym znakiem łatwo potrafimy znaleźć, a dokładne wartości wypadną, z interpolacji stanu wody.

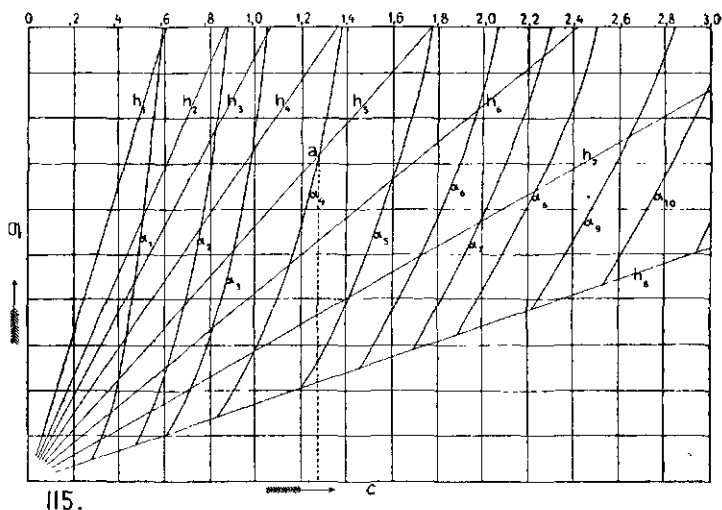
54. Tabele wykresne według Baumeistra.

Rachunki powyżej opisane są wprawdzie bardzo łatwe; jednakże w niektórych działach robót wodnych, jak melioracye, kanały miejskie, dłuższe kanały fabryczne, powtarzają się te rachunki przy projektowaniu bardzo często. Co chwila zmienia się objętość przepływu, spadek lub kształt przekroju; a za każdą zmianą trzeba przerobić cały rachunek na nowo. W takich warunkach pożyteczne są tabele wykresne; skracają one pracę, i pozwalają łatwiej uniknąć błędów, w które popadamy często, skoro się umysł rachunkiem utrudzi.

Literatura tego przedmiotu jest dosyć obszerna; podaję zatem w streszczeniu tylko te prace, które wydają mi się ważniejsze od innych.

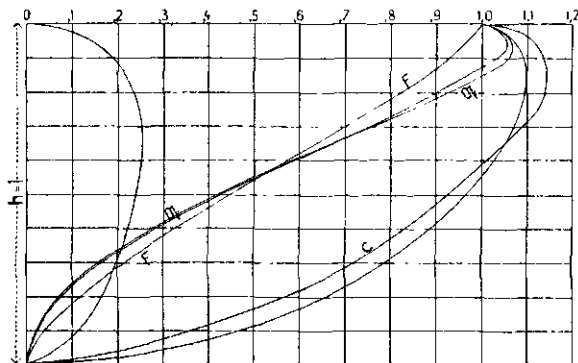
Profesor Baumeister ułożył bardzo prosty system tabeli, przeznaczony przedewszystkiem dla kanałów o przekrojach zamkniętych (Zeitschrift f. Baukunde 1884); przyczem bierze on za punkt wyjścia przekroje całkowicie napełnione. Przyjmując za współrzędne c i Q , oraz stałą wartość na F , otrzymamy z wyrażenia $Q = c \cdot F$ linię prostą (f. 115.)

Dane F dla danego typu, odpowiada pewnej określonej wysokości przekroju h ; dla rozmaitych F otrzymamy zatem roztocz prostych h . Jeżeli nadto do obrachowania c przyjmiemy pewien wzór, natenczas dany punkt a na prostej h , odpowiada pewnej określonej wartości α ; zaś r jest już pośrednio określone przez h . Przyjmując na każdej prostej h szereg wartości dla α , otrzymamy sieć punktów; a według nich możemy wykreślić szereg krzywych α . Te krzywe dają wraz z prostymi h sieć, a w dowolnym punkcie tej sieci są określone wszystkie czynniki, określające pewien przypadek obrachowania pełnego przekroju zamkniętego, o danym kształcie. Jeżeli więc jeden z tych czynników jest niewiadomy, można go wprost na tej sieci odczytać.



115.

Ażeby przejść z przekroju pełnego do przekroju napełnionego częściowo, używa Baumeister drugiej tabeli (f. 116.), w której wysokość przekroju przyjęta



116.

jest za jednostkę, a względne wartości $F c$ i $F \cdot c = Q$ wyrachowane dla rozmaitych ułamków h , przedstawione są za pomocą oddzielnych krzywych. Wartości odpowiadające pełnemu przekrojowi przyjęte są w tych krzywych za jednostkę, i mają jednakową podziałkę; a więc wychodzą u spodu i u wierzchu przekroju z tych samych punktów. Przy pomocy tych krzywych można zatem, dla danego

stopnia napełnienia odczytać wprost stosunek, w jakim $F c$ lub Q jest do odpowiedniej wartości obrachowanej dla pełnego przekroju.

System jest tak prosty, że nie wymaga dalszych objaśnień; ma jednak tę słabą stronę, że dla każdego wzoru na c i dla każdego typu przekroju, potrzebne są takie dwie tabele jak f. 115. i 116. Nadto autor nie podaje tabeli liczb, przy pomocy której możnaby powtórzyć jego wykresy w praktycznem zastosowaniu

55. Tabele wykresne według Franka

tab. 6 A.

System tabeli obmyślany przez prof. Franka w Monachium, jest naukowo ogólny i daje się zastosować do wszelkich możliwych wzorów i kształtów przekroi; z tego powodu podaję poniżej główną jego zasadę. (A. Frank, Die Berechnung der Kanäle u. Rohrleitungen München u. Leipzig 1886.).

Ażeby ująć w jeden system obrachowanie wszelkich odmian kanałów, potrzebny jest sposób porównania przekroi pod względem korzystności ich dla prze-

pływu wody. Promień przekroju r nie wystarcza do tego celu; przekroje bowiem o różnych powierzchniach mogą mieć jednakowe r ; jak n. p. półkoło i pełne koło o tym samym promieniu. Promień przekroju jest zatem miarą korzystności tylko dla przekroi o równych powierzchniach; dla wszelkich zaś kształtów i wielkości powierzchni, miarą korzystności może być r^2 , albo raczej stosunek $F:r^2$.

Wartość tego stosunku możnaby oznaczyć pewną głóską, n. p. φ ; ale w celu osiągnięcia prostego stosunku liczby φ do wartości π przy zastosowaniu do okręgu koła, pisze prof. Frank

$$\frac{F}{r^2} = \frac{4}{\varphi} \text{ albo } F = \frac{4r^2}{\varphi} \quad 10.$$

Współczynnik φ jest zatem niezależny od wymiarów przekroju, jest do powierzchni proporcjonalny, i daje nam istotną miarę korzystności przekroju. Ażeby zaś przejść z promienia przekroju r do rzeczywistych wymiarów przekroju potrzebujemy jeszcze drugiego stosunku który napiszemy w postaci.

$$\frac{a}{r} = \frac{\beta}{2} \text{ albo } a = \frac{\beta r}{2} \quad 11.$$

gdzie a jest głównym wymiarem przekroju, do którego odniesione będą wszystkie inne wymiary.

Tak więc φ nazwać można współczynnikiem kształtu (Formcoefficient), zaś β współczynnikiem wymiaru (Maasscoefficient).

Z ogólnego kształtu wzoru na prędkość

$$c = x\sqrt{\alpha r}$$

oraz z powyższych oznaczeń, wypada:

$$M = F \cdot c = \frac{4r^2}{\varphi} \cdot x\sqrt{\alpha r}$$

a ztąd

$$\varphi M = 4x\sqrt{\alpha r^5} = 4r^2 \cdot c \quad 12.$$

Na współczynniki φ i β podaje prof. Frank tabele liczb oraz tabele wykresne.

W ten sposób wszelkie rachunki ograniczone są do czterech wielkości r c α i φM , i potrzeba ułożyć tabelę wykresną, z którejby dla dwóch wielkości danych, można odczytać dwie pozostałe.

Jeżeli w wyrażeniu 12 przejdziemy do logarytmów, to otrzymamy równanie prostej; używając więc podziałek logarytmicznych, zamienimy w rzeczonej tabeli sieć krzywych na sieć prostych.

Podziałkę logarytmiczną otrzymujemy, odcinając od obranego początku logarytmy liczb

	1	2	3		10
te są:	0	0,301	0,477		1

Dla dziesięciu liczb otrzymamy zatem dziewięć podziałów; a jeżeli od jednostki w dalszym ciągu powtórzymy teżsame podziały, natenczas całkowite długości, mierzone od obranego początku, czyli

$$1,301 \quad 1,477 \quad 1,602 \quad 2$$

będą logarytmami liczb 20 30 40 100.

Pomiędzy 1 i 2 podziałka jest zatem 10 razy mniejsza niż pomiędzy 0 i 1; pomiędzy 2 i 3 będzie 100 razy, pomiędzy 3 i 4 tysiąc razy mniejsza i t. d. Według takich podziałek ma być ułożona tabela.

Dla uproszczenia przypuścmy na początek, że x jest liczbą stałą; n. p. $x = 100$.

Ze wzoru 12 mamy

$$\lg \alpha = 2 \lg (\varphi \mathfrak{M}) - [2 \lg (4 \kappa) + 5 \lg r] \quad . \quad . \quad . \quad 13.$$

Jeżeli logarytmy α i $\varphi \mathfrak{M}$ ułożymy na systemie współrzędnych prostokątnych, natenczas dla każdej stałej wartości r , wzór 13 jest równaniem prostej; taką prostą nazwiemy prostą r . Ażeby ją wykreślić, należy rachować logarytmy α dla stałego r i zmiennego $\varphi \mathfrak{M}$. Otrzymamy w ten sposób punkty tej prostej, leżące na rzędnych prostopadłych do obranego kierunku $\varphi \mathfrak{M}$.

Ażeby z równania 13 otrzymać inną prostą r_1 , trzeba wprowadzić wszędzie r_1 zamiast r . Wszystkie zatem logarytmy α zmieniają się o stałą wielkość $5(\lg r - \lg r_1)$, a ztąd wynika że wszystkie proste r są równoległe. Dla każdej dosyć zatem wyrachować jeden punkt aby ją nakreślić.

W tensam sposób znajdziemy proste c ; z równania 12 bowiem mamy:

$$\alpha = \frac{(\varphi \mathfrak{M})^2}{16 \kappa r^5} = \frac{(4 c)^{\frac{5}{2}}}{16 \kappa^2 (\varphi \mathfrak{M})^{\frac{1}{2}}}$$

ztąd

$$\lg \alpha = St - \frac{1}{2} \lg (\varphi \mathfrak{M}) \quad \text{gdzie} \quad St = \frac{5}{2} \lg 4 c - 2 \lg 4 \kappa \quad . \quad . \quad . \quad 14.$$

Równanie 14 przedstawia dla stałego c linię prostą; wszystkie proste c są równoległe.

Sieć przedstawiona na tablicy 6 A została w powyższy sposób wykreślona; z tą tylko zmianą, że zamiast prostych $\varphi \mathfrak{M}$, przyjęto w kierunku poziomym proste r .

Na pionowej da z lewego brzegu, odcięte zostały logarytmy r , dla wartości r od 0,1 do 1,0 bez względu na ich znak: oraz przyjmując $da = 1$. Na poziomej wyprowadzonej z a , czyli na prostej $r = 1$ odcięto podziałkę logarytmów c dla wartości c od 0,1 do 4,0 i w tejsamej wielkości co poprzednie. Proste c są zatem pionowe.

Sieć prostych α i $\varphi \mathfrak{M}$ leży teraz ukośnie; dla wykreślenia jej przyjmijmy na razie $\kappa = 100$.

Dla dolnego lewego wierzchołka sieci d , mamy $c = 0,1$ i $r = 0,1$; a ze wzoru $c = \kappa \sqrt{\alpha r}$ wypada $\alpha = 0,00001$ czyli $0,01\%$.

Nadto ze wzoru 12

$$\varphi \mathfrak{M} = 4 r^2 c = 0,004.$$

Przez punkt d przechodzi zatem prosta $\alpha = 0,01\%$; ażeby znaleźć drugi punkt tej prostej, n. p. na prostej $r = 1,0$, założmy we wzorze na prędkość $r = 1$ $\alpha = 0,00001$ $\kappa = 100$. Otrzymamy wtedy $c = 0,316$. Odcinając $\lg 0,316$ na prostej $r = 1,0$, otrzymamy punkt prostej $\alpha = 0,01\%$ który połączymy z d . Linia łącząca daje nam kierunek prostych α ; proste $\varphi \mathfrak{M}$ są do tego kierunku prostopadłe.

Dla punktu a mamy $r = 1,0$ $c = 0,1$ a ze wzoru 12 $\varphi \mathfrak{M} = 0,4$; przez punkt a przechodzi zatem prosta $\varphi \mathfrak{M} = 0,4$ i jest prostopadła do otrzymanej już prostej $\alpha = 0,01\%$. Nakreśliwszy ją, otrzymamy punkt h .

Według powyższego

$$dh = \lg 0,4 - \lg 0,004 = \lg \cdot \frac{0,4}{0,004} = 2$$

a więc stosownie do obranej podziałki na logarytmy r i c , otrzymujemy nową podziałkę dla logarytmów $\varphi \mathfrak{M}$. Podobnież dla α ; albowiem w punkcie a mamy $r = 1,0$ $c = 0,1$ $\kappa = 100$, a więc ze wzoru na prędkość $\alpha = 0,000001 = 0,001\%$.

Przez **a** przechodzi zatem prosta $\alpha = 0,001\%$, a więc

$$ah = \lg 0,01 - \lg 0,001 = 1.$$

Otrzymane podziałki dla α i φM będą względem metra niewymierne; dla ułatwienia odcinania podziałów, należy wstawić okrągłą długość pomiędzy dwie proste φM przechodzące przez **d** i **h**, i na otrzymanym w ten sposób kierunku odcinać podziały logarytmiczne. Podobnie dla podziałki α . W ten sposób uzupełniona została sieć prostych α i φM na powierzchni prostokąta **abcd**.

Dla $x = 100$ tabela jest gotowa; teraz zastosujemy ją do rzeczywistych x ; najprzód do $x = 50,9$ według Eytelweina.

Przez zmianę x na x_1 , wszystkie logarytmy α zmieniają się według równania 13 o stałą różnicę $2(\lg 4x - 4x_1)$. Podziałka dla α niezmieni się zatem, ale zajmie inne położenie względem sieci prostych **c** i **r**. Nadto we wzorze $\varphi M = 4r^2c$ nie się niezmieni; a więc położenie podziałki φM względem **c** i **r** nieulegnie zmianie.

Ztąd wynika, że powyższa zmiana położenia podziałki α , będzie przesunięciem prostych **c** i **r** w kierunku φM .

Ażeby znaleźć nowe położenie prostej **r** = 1 dla $x = 50,9$, wyrachujemy α dla **r** = 1 **c** = 4,0 $\varphi M = 4r^2c = 16,0$. Otrzymamy:

$$\alpha = \frac{(\varphi M)^4}{16x^2r^5} = 0,006175 \quad \alpha\%_0 = 6,1715 \quad \lg \alpha = 0,79064.$$

Wstawiając ten logarytm na kierunku $\varphi M = 16,0$ pomiędzy proste $\alpha 6\%$ i 7% , otrzymamy punkt **b**₁ jako punkt nowej prostej **r** = 1. Przez **b**₁ możnaby poprowadzić równoległą do **ab** ale dla dokładności i kontroli punkt **a**₁ został osobno wyrachowany. Mianowicie dla **r** = 1 **c** = 0,1 $x = 50,9$ wypada $\alpha\%_0 = 0,00386$.

Nowa sieć ma zatem ograniczenie **a, b, c, d**₁. Uważając prostą **a, d**₁ jako stałą możemy wzdłuż tej prostej przesunąć prostopadłą do niej podziałkę logarytmiczną dla **c**; albo też, uważając prostą **a, b**₁ jako stałą możemy wzdłuż niej przesunąć podziałkę **r**. W ten sposób postępując, niepotrzebujemy rysować nowej sieci.

W reszcie zastosujemy tabelę do zmiennego x , przypuszczając że zależy ono tylko od jednej zmiennej, n. p. od **r**. Jako przykład weźmiemy wzór D B. Mamy więc

$$\alpha r = \left(\varphi + \frac{\psi}{r} \right) c^2 = \sigma c^2 \text{ a wyrażenie 12 zamieni się na } \varphi M = \sqrt{\frac{16r^5}{\sigma}} \cdot \alpha \quad . \quad . \quad 15.$$

a ztąd

$$\lg \alpha = 2 \lg (\varphi M) - \lg \left(16 \cdot \frac{r^5}{\sigma} \right) \quad . \quad . \quad . \quad 16.$$

Z tego równania możemy znowu rachować $\lg \alpha$ dla stałego **r** i zmiennych φM . Dla każdego założenia co do **r** otrzymamy linię **r**; a ponieważ σ zależy tylko od **r**, więc drugi wyraz będzie stały dla wszystkich φM ; a więc linie **r** będą proste, równoległe do pierwotnego ich kierunku przy stałym x .

Linie **c** można znaleźć w rozmaity sposób; przypuśćmy że na otrzymanych prostych **r** będziemy odcinali wartości $\lg \alpha$ odpowiadające tym samym wartościom **r** i stałym **c**; do tego użyjemy równania wypadającego ze wzoru D B

$$\lg \alpha = \lg \frac{\sigma}{r} + 2 \lg c \quad . \quad . \quad . \quad 17.$$

Można także z równania 12 rachować $lg(\varphi M)$ dla stałego c i zmiennego r , a otrzymane wyniki odcinać na odpowiednich prostych r .

Z równania 17 widzimy, że otrzymane linie c będą krzywymi; albowiem do $lg \frac{\sigma}{r}$ wchodzi r w liczniku i w mianowniku. Jednakże przy przejściu z jednej krzywej c do drugiej, zmienia się $lg \alpha$ dla wszelkich wartości r o ilość stałą, a więc dla jednej kategorii wzoru DB, krzywe c będą równoległe, a odległości pomiędzy nimi, będą równe odległościom pomiędzy odpowiednimi prostymi c w tabeli dla stałego α .

Z tego to powodu jedna krzywa c wystarczy zupełnie do określenia na naszej tabeli przyjętego w danym razie wzoru i jego kategorii.

Na tab. 6 A są nakreślone dla czterech odmian wzoru DB krzywe $c = 4m$ oraz $c = 0,1$. Ażeby znaleźć początkowe punkty pierwszych, przyjęliśmy

$$c = 4,0 \quad r = 1,0 \quad \text{z\k{a}d} \quad \varphi M = 4 r^2 c = 16,0$$

$$\alpha = \frac{(\varphi M)^2}{16 x^2 \cdot r^6} = 2,46\% \quad \text{dla DB I}$$

3,21	"	"	"	II
4,79	"	"	"	III
10,00	"	"	"	IV

Wartości dla $lg \alpha$ odcinamy na prostej $\varphi M = 16$ i przenosimy je poziomo na prostą $\varphi M = 0,4$, przez co otrzymujemy początki krzywych $c = 0,1$.

Następnie dla $r = 0,9 \ 0,8 \dots\dots\dots$ aż do $0,1$ oraz $c = 4$ wyrachowane zostały $lg \alpha$ dla czterech wzorów DB; przyczem wartości $\sigma = \varphi + \frac{\psi}{r}$ odczytane zostały wprost z tabeli podanej w dziele Dar\k{c}y i Bazin Recherches hydrauliques str. 317. Odcinając otrzymane α na odpowiednich prostych φM , wyprowadzonych z punktów przecięcia się prostej $c = 4$ pierwotnej sieci, z odpowiednimi prostymi r , otrzymaliśmy 4 krzywe $c = 4$. Otrzymane punkty przenosząc poziomo na równoległe do φM wyprowadzone z odpowiednich punktów prostej $c = 0,1$ pierwotnej sieci i otrzymując cztery krzywe $c = 0,1$.

Więcej krzywych c nie potrzeba wykreślać, a powtórzenie podziałki na c w położeniu odmiennem od pierwotnego ($\alpha = 100$) nie miałoby istotnej wartości; albowiem w każdym razie, użycie tabeli polega na przesuwaniu ruchomej podziałki c po dwóch krzywych c , w kierunku poziomym, t. j. w kierunku prostych r .

Na tejsamej tabeli możnaby pomieścić krzywe c dla wzoru Hardera*), dla prostszego wzoru Kuttera i wogóle dla każdego, w którym α zależy tylko od r .

Przyk\k{a}d y.

Pod względem przykładów, niemożemy tu wyczerpywać przedmiotu; ograniczymy się do takich przypadków, w których obejść się można bez tabeli na φ i β .

I. Dane $M = 6 m^3$ $c = 0,8$ $\alpha = 0,0006$. Przekrój trapezowy $\mu = 1,5$. Wzór DB IV. Szukane kształty przekroju r , φ i β .

*) Wzór Hardera nie był podany pod I. 35; jest on:

$$c = x_1 \sqrt{\alpha r} + x_2 r \sqrt{\alpha}$$

$$x_2 = 7,254$$

gdzie

zaś x_1 ma trzy kategorie:

I	odpowiada DBI	$x_1 = 70,5$
II	" DB II	56,0
III	" DB III i IV	36,27

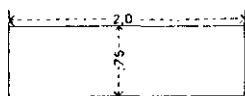
Jest to przykład wyrachowany na str. 184. do zadania I. III.

Ruchomą podziałkę na **c**, mamy przesuwac w położeniu poziomem wzdłuż krzywych D B IV, t. j. tak żeby punkty **c**=0,1 i **c**=4,0 znajdowały się zawsze na tych krzywych. W danym przypadku wystarczy wziąć w cyrkiel długość od **c**=0,1 do **c**=0,8 z górnego brzegu tabeli i tę przesuwac według powyższego. W ten sposób znajdziemy położenie, w którym punkt **c**=0,8 przypadnie na prostą $\alpha=0,6 \text{ } \frac{1}{m}$, a mianowicie w punkcie **e**. Tu odczytujemy $\varphi \mathfrak{M} = 1,932$ a ztąd $\varphi = \frac{\varphi \mathfrak{M}}{\mathfrak{M}} = 0,324$.

Na krzywych **c** dla D B IV są podziałki dla **r**; na poziomie punktu **e** odczytujemy na nich **r**=0.78 (zgodnie z rozwiązaniem na str. 184.). Przy pomocy φ i **r** odczytamy β z tabeli podanych przez Franka, a według wyrażenia 11 wyrachujemy główny wymiar przekroju **a**.

II. Dane $\mathfrak{M} = 3 \text{ } m^3$ **c** = 2, przekrój według szkicu (f. 117.) wzór D B II;
 $F = 1,5 \text{ } m^2$ **p** = 3,5 **r** = 0,43. Szukane α .

Na ruchomej podziałce **c** oznaczamy punkt **c** = 2,0 i przesuwamy podziałkę w położeniu poziomem, końcami po krzywych D B II, aż do położenia w którym te końce oznaczają na krzywych punkt **r** = 0,43. Wtedy to punkt **c** = 2,0 przypadnie w punkcie **f**, gdzie odczytujemy $\alpha = 0,002095$.



117.

Krzywa **q m n** daje możność dokładnego odczytywania $\varphi \mathfrak{M}$, pośród szerokich podziałków od $lg 1$ do $lg 4$. Dla wykreślenia jej odcięto podziałkę linią w kierunku prostych $\varphi \mathfrak{M}$, i odrzucono jej podziały na równoległe do $\varphi \mathfrak{M}$ poprowadzone przez podziały logarytmiczne. Odrzucając n. p. punkt **f** do **f**₁ odczytują tutaj $\varphi \mathfrak{M} = 1,469$.

Podobne krzywe możnaby wykreślić dla α **r** i **c**, ale używanie dwóch ostatnich nie byłoby tak łatwym i wygodnym jak krzywej **q m n**, ponieważ podziałki **r** i **c** musimy przesuwac.

Na wąskich podziałkach podziałki logarytmicznej krzywa powyższa tak się mało różni od prostej, że wykreślenie jej nie przedstawia korzyści.

Praca profesora Franka jest tak obszerna, że nie mogę jej w całości powtarzac; poprzestane więc na tem co dotychczas podałem i nie będę opisywał tabeli dla takich wzorów, w których α zależy od dwóch zmiennych. Są one nieco zawilsze, mianowicie zawierają krzywe w dwóch kierunkach n. p. dla α i **c**, ale nie przedstawiają nic zasadniczo nowego w porównaniu do tabeli już powyżej opisanych.

Ostateczne zastosowanie tabeli do przykładów, jest nadzwyczajnie proste; wszystkie rezultaty odczytujemy wprost na sieci, a małe rachunki potrzebne są tylko przy przejściu z $\varphi \mathfrak{M}$ do $\mathfrak{M}$, albo z **r** do wymiarów przekroju i na odwrót.

Zaletą tego systemu jest niczem nieograniczona ogólność; wszystkie bowiem wzory mogą być przedstawione na jednej tabeli i z łatwością na niej porównane; n. p. za pomocą krzywych **c** (Frank tab. VIII). Każdy zaś rachunek, może być przy pomocy współczynników φ i β zastosowany do dowolnego kształtu przekroju.

Obok tego jednak, ma ten system ważne strony ujemne.

1. Teorya systemu nie jest tak prosta żeby ją można zawsze pamiętać, albo zapomniawszy szybko się jej nauczyć na nowo. Bez tej własności żaden system, choćby z innych względów najlepszy, nie rozpowszechni się w praktyce.

2. Użycie tabeli wymaga przesuwania ruchomej podziałki, równolegle do nakreślonych prostych r . Utrzymywanie tej równoległości od oka nie jest dosyć dokładne; a nawet wprost nie podobna znaleźć położenia tej podziałki dla dwucyfrowych ułamków r — jak w powyższych przykładach, — nie oznaczwszy przedtem końcowych jej punktów za pomocą interpolacji graficznej.

3. Interpolacja pomiędzy podziałkami tabeli nie jest łatwa, ponieważ podziałki są logarytmiczne. Dodane przezemnie krzywe pomocnicze pozwalają wprawdzie odczytywać na podziałce liniowej, ale nie są dosyć wygodne, gdy chodzi o interpolację na podziałce przesuniętej jak n. p. podziałka dla c .

4. Dokładność odczytu nie jest jednakowa we wszystkich częściach tabeli; co 9 podziałów podziałka tabeli a więc i dokładność odczytu zmniejszają się dziesięciokrotnie. Z tego powodu trzeba mieć dwie lub trzy tabele dla kanałów rozmaitej wielkości.

56. Tabela wykreslna Kuttera.

Tab. 6 B.

Tabela ta przedstawiona po lewej stronie na tabl. 6 B, ułożona została przez inżyniera Kuttera dla ułatwienia przy zastosowaniach wzoru Ganquilleta i Kuttera. Nieśłuży ona wcale do rozwiązywania zadań odnośnych do obrachowania przekroi kanałów na podstawie wzoru

$$c = x\sqrt{\alpha r},$$

lecz daje tylko prosty sposób wykreslny na oznaczenie współczynnika x , według wyrażenia ułożonego przez wspomnianych autorów. Wyrażenie to jest jak wiemy

$$x = \frac{23 + \frac{1}{\varphi} + \frac{0,00155}{\alpha}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{\alpha}\right) \frac{\varphi}{\sqrt{r}}}$$

Kutter pisze je w postaci:

$$\frac{\beta + \frac{1}{\varphi} + \frac{\gamma}{\alpha}}{1 + \left(\beta + \frac{\gamma}{\alpha}\right) \frac{\varphi}{\sqrt{r}}} = \frac{z}{1 + \frac{x}{\sqrt{r}}} \quad 18.$$

a więc

$$z = \frac{1}{\varphi} + \beta + \frac{\gamma}{\alpha} \quad 19.$$

$$x = \varphi \left(\beta + \frac{\gamma}{\alpha} \right) \quad 20.$$

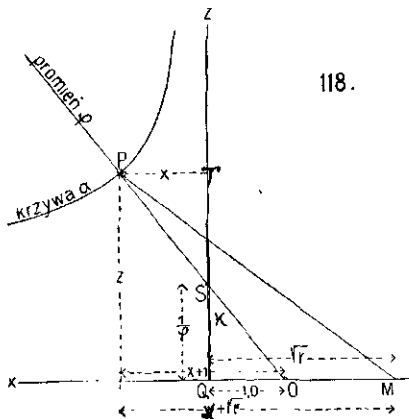
Przez wyrugowanie φ z równań 19 i 20, otrzymamy

$$z = \left(\beta + \frac{\gamma}{\alpha} \right) \left(1 + \frac{1}{x} \right) \quad 21.$$

W tem wyrażeniu β i γ są liczby stałe; dla każdej nadto stałej wartości dla α , wyrażenie 21 przedstawia hyperbolę równoramienną o współrzędnych x i z , czyli krzywą α (f. 118.).

Z wyrażen 19 i 20 mamy nadto:

$$\frac{z}{x+1} = \frac{\beta + \frac{\gamma}{\alpha} + \frac{1}{\varphi}}{\varphi\left(\beta + \frac{\gamma}{\alpha} + \frac{1}{\varphi}\right)} = \frac{1}{\varphi} \quad \dots \quad 22.$$



118.

Dla stałego φ jest to równanie prostej takiej jak **OP**. Dla każdej wartości φ otrzymamy inną prostą, a każda z nich przedstawia szereg punktów, które we wszystkich hyperbolach odpowiadają tej samej wartości φ . Wszystkie te proste, czyli promienie φ , przechodzą przez punkt **O**.

Nakoniec z wyrażenia 18 łatwo ułożyć proporcję:

$$z : (x + \sqrt{r}) = x : \sqrt{r} \quad \dots \quad 23.$$

Ta proporcja daje nam wygodny wykreślny sposób znalezienia wartości x , jeżeli mamy już wykreśloną sieć krzywych α i promieni φ .

A mianowicie: przypuśćmy że dane są α φ i r . Odetnijmy $OM = \sqrt{r}$ i oznaczmy punkt **P** na przecięciu odpowiedniej krzywej α z promieniem φ . Prosta **PM** odetnie nam na osi rzędnych wartość x , co łatwo rozpoznać z rysunku.

Z tąd wynikają także bezpośrednio dalsze wykreślne rozwiązania opisywane przez Kuttera na wszystkich wydaniach tej tabeli; a odnoszące się do tych przypadków, w których dane jest x , a niewiadomą jest r α albo φ . Jednakże pamiętać należy, że w takich przypadkach w praktyce jednocześnie i x jest niewiadomą; że nigdy nie potrzebujemy oznaczać r α albo φ dla danego x . Natomiast w równaniu $c = x\sqrt{\alpha r}$ musimy zawsze najprzód oznaczyć x , bez względu na to która z pozostałych wielkości jest niewiadomą.

Jeżeli więc niewiadomą jest r lub α , to możemy również najprzód oznaczyć x z proporcji 23, ale tylko w przybliżeniu, dla dowolnie przyjętej przybliżonej wartości niewiadomej. Używanie zaś tej proporcji do oznaczenia r α albo φ dla danego x , jak podaje Kutter, niema żadnej praktycznej wartości. Z tych powodów wspominam tylko ogółowo o takich przypadkach w tekście umieszczonym u spodu po lewej stronie tabeli.

Postępując ściśle, należałoby w równaniu $c = x\sqrt{\alpha r}$ podstawić za x całe wyrażenie według Ganquilleta i Kuttera, i to równanie rozwiązać wprost dla każdej z kolei niewiadomej (patrz Kresnik, Allgemeine Berechnung der Wasser-, Profils- u. Gefällsverhältnisse etc. Wien 1886.) Prowadzi to jednak do rachunków zawiłych, dla praktyki zupełnie nieprzydatnych; mianowicie w obec niepewności wyników rzeczonego wzoru, o której mówiliśmy w rozdziale o pomiarach wodnych str. 123 — 125.

Najprostszy sposób wykreślenia tabeli Kuttera, będzie jak sądzę następujący:

Przyjawszy osie x i z , oraz podziałkę dla x , która będzie zarazem podziałką dla $\sqrt{r}$ oznaczmy na prawo od początku współrzędnych **O** punkt **O**, w odległości $OO = 1$.

Następnie przyjmijmy podziałkę dla z , która będzie zarazem podziałką dla $\frac{1}{\varphi}$; a odcinając wartości $\frac{1}{\varphi}$ od **O** w górę, będziemy prowadzić przez **O** promienie φ .

Ażeby na danym promieniu i dla danego α oznaczyć z dla punktu hyperboli, trzeba według wyrażenia 19 do $\frac{1}{\varphi}$ dodać $\beta + \frac{\gamma}{\alpha}$; gdzie β jest stałe. Do oznaczenia zaś $\frac{\gamma}{\alpha}$ ma być pomocna według Kuttera dodatkowa hyperbola, której odcięte przedstawiają α w podziałce dowolnej, rzędne zaś $\frac{\gamma}{\alpha}$ w podziałce przyjętej dla z . Z tąd wynika że iloczyn z rzędnej przez odcięte $= \gamma$. Ponieważ jednak rachowanie bezpośrednie wartości $\frac{\gamma}{\alpha}$ bez wykreślenia hyperboli, prędzej prowadzi do celu, przeto opuściłem ją na tablicy 6B.

Nakreśliwszy więc promień $O.P$ dla danego φ (f. 118.), odetniemy od S na osi rzędnych $ST = \beta + \frac{\gamma}{\alpha}$ i odrzucimy punkt T poziomo na kierunek OA do P^*). Ten punkt leży na hyperboli obranego α , i w ten sam sposób na każdym promieniu φ oznaczmy nowy punkt tejże hyperboli; przyczem długość $\beta + \frac{\gamma}{\alpha}$ będzie dla wszystkich promieni stała.

Przy oznaczaniu x według proporcji 23, potrzebujemy szybko odczytać $\sqrt{r}$ dla danego r . Do tego posłuży parabola wykreślona z prawej strony nad osią odciętych, której rzędne przedstawiają r a odcięte $\sqrt{r}$.

Ażeby połączyć tabelę Kuttera z wykreślnym systemem który opiszę w następującym rozdziale, dodałem nadto parabolę dla x^2 ; do czego potrzebna była nowa podziałka. Odczytane x^2 można pomnożyć przez r wzięte z poprzedzającej paraboli, w sposób wskazany na rysunku. Wartość $x^2 r$ ma ważne zastosowanie w systemie poniżej opisanym.

Opisałem powyżej szczegółowo sposób wykreślenia tabeli Kuttera, głównie dlatego, ponieważ o ile mi wiadomo, ani Kutter ani żaden inny autor sposobu tego nie podaje. Wszelako sądzę, że dla potrzeb praktyki wystarczy jedna hyperbola najbliższa osi współrzędnych, odpowiadająca $\alpha = \infty$. Wiemy bowiem że bez żadnego uszczerbku w dokładności, możemy zamiast pełnego wzoru GK przyjąć uproszczoną formę według Franka (rozdział I str. 123 — 125).

57. Nowy system tabeli wykreślnych.

Z tego co mówiliśmy pod l. 53 o zadaniach możliwych w praktyce wynika, że objętość przepływu M można wyrugować z układu tabeli wykreślnych; mianowicie skoro wprowadzimy do nich c i F .

Związek pomiędzy M , F i c może być oddzielony od reszty zadania; jest to mnożenie lub dzielenie, do którego nie potrzeba tabeli wykreślonej; i które wykonane będzie przed lub po przeprowadzeniu właściwego obrachowania kanału.

Postępowanie stanie się przez to nieco dłuższe, ale system tabeli wykreślnych da się natomiast znacznie uprościć. Będzie on łatwy do zachowania w pamięci, lub ponownego nauczania się w razie potrzeby.

Po usunięciu M , możemy podzielić obrachowanie kanału na dwie części:

1. Wyznaczenie r dla danego F , lub na odwrót.
2. Wyznaczenie jednej z wielkości c α i r , gdy dwie inne są wiadome.

*) Na f. 118 brak głoski T na przecięciu się poziomej x punktu P , z osią z . Również brak głoski x na najniższej linii poziomej między strzałkami, gdzie ma być napis: $x + \sqrt{r}$.

Co do I go.

Jeżeli jeden z wymiarów przekroju zmienia się, natenczas odpowiadające sobie wartości F i r przedstawiają linię krzywą. Dlatego też wygodniej będzie opierać się na szeregach przekroi geometrycznie podobnych i na stosunku $F:r^2$; ten bowiem jest dla takich przekroi stały.

Przedstawmy r^2 na odciętych (f. 119.) a F na rzędnych, i zważmy że dla

$$r^2 = 1 \quad \frac{F}{r^2} = F.$$

Jeżeli więc daną wartość stosunku $\frac{F}{r^2}$ odetniemy jako rzędną dla odciętej $r^2 = 1$, to otrzymamy punkt x prostej Ax przechodzącej przez początek współrzędnych, i dającej odpowiadające sobie wartości F i r^2 dla szeregu przekroi podobnych. Możemy więc na niej z łatwością odczytać r^2 dla danego F lub na odwrót.

Dla szybkiego zaś oznaczenia wartości $\frac{F}{r^2}$, będą często pożyteczne krzywe pomocnicze, dające tę wartość dla przekroi rozmaitych kształtów a jednego typu; czyli dla rozmaitych stosunków pomiędzy głównymi wymiarami przekroju.

Ażeby ułożenie i używanie takich krzywych było praktycznie możebne, należy w każdym przypadku określić wymiary danego przekroju za pomocą stosunku ich do pewnego wymiaru głównego, czyli zasadniczego. Takim wymiarem niech będzie szerokość łęku b w przekroju trapezowym, promień łęku a w przekroju o łęku łukowym, a we wszystkich przekrojach zamkniętych wysokość przekroju h .

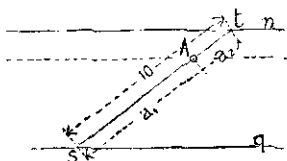
Po prawej stronie u spodu tablicy 7, przedstawione są takie krzywe dla przekroju trapezowego; po lewej zaś dla przekroju o łukowym łęku. Głębokość przekroju oznaczono stałe przez t ; odcięte oznaczają stosunek $t:b$ dla pierwszego, a $t:a$ dla drugiego typu; rzędne dają $F:r^2$ według podziałek wypisanych wzdłuż krzywych. Każda krzywa odpowiada innemu pochyleniu skarpy μ i jest tą wartością μ oznaczona.

Na tychsamyach odciętych ułożone też zostały krzywe $t:r$, pozwalające oznaczyć główny wymiar t , skoro znane jest r .

W diagramie trapezu, dla małych wartości $t:b$, krzywe $F:r^2$ i $t:r$ leżą bardzo blisko siebie. Ażeby dokładne i pewne odczyty były pomimo tego możebne, zostały początkowe części tych krzywych rozsunięte w kierunku pionowym; każda z nich ma zatem inny poziom porównawczy, i na to należy uważać przy odczytach. Dopiero dla odciętych większych od 0,2, na krzywych $F:r^2$, oraz dla odciętych większych od 0,5 dla $t:r$, mają wszystkie krzywe wspólny poziom porównawczy. Dla diagramu łukowego łęku rozsuwanie krzywych nie było potrzebne.

Sposób użycia tych krzywych poznamy na przykładach; ale zauważyć muszę, że dokładność odczytów można znacznie powiększyć, odczytując przy podziałce przyłożonej ukośnie do podziałów sieci, a to według załączonego szkicu.

Niechaj n i q będą dwie sąsiednie równoległe sieci, pomiędzy którymi chcemy dokładnie oznaczyć położenie punktu A . W tym celu przykładamy podziałkę do A w ten sposób, ażeby część jej st zawarta pomiędzy kierunkami n i q wynosiła 10 dosyć wielkich jednostek, a punkty s i t były okrągłymi podziałkami podziałki. Odczytując natenczas długość a_1 lub a_2 , otrzymamy odległość punktu A od q lub od n , w dziesiątych i setnych częściach odległości qn .



Niekiedy wypadnie przyjąć w kierunku **st** nie 10 ale 5 lub 20 jednostek, stosownie do podziałki sieci. Podobnie bywa często dane **a₁** lub **a₂**, a szukany punkt **A**, lub równoległa do **n** i **q**, dzieląca odległość **nq** w danym stosunku.

Co do 2go.

Związek pomiędzy **c** α i **r** może być tylko wtedy w prosty sposób przedstawiony na wykreśleniu, gdy α zależy tylko od jednej zmiennej n. p. od **r** jak we wzorach DB, i w prostszych wzorach GK. Ograniczymy się zatem na razie do tego przypadku.

Wzór DB napiszemy w postaci:

$$\frac{c^2}{\alpha} = \frac{r^2}{\varphi r + \psi} = \kappa^2 r = \varepsilon$$

Podobnie dawniejszy wzór GK

$$\frac{c^2}{\alpha} = \frac{10000 r^2}{r + 2\delta\sqrt{r} + \delta^2} = \kappa^2 r = \varepsilon$$

Wzór GK uproszczony przez Franka

$$\frac{c^2}{\alpha} = \left[\frac{23 + \frac{1}{\varphi}}{1 + \frac{23\varphi}{\sqrt{r}}} \right] \cdot r = \kappa^2 r = \varepsilon$$

Wzór Hardera

$$\frac{c^2}{\alpha} = r(\kappa_1 + \kappa_2 \sqrt{r})^2 = \kappa^2 r = \varepsilon$$

Ostatni wzór Hagena

$$\frac{c^2}{\alpha} = \kappa^2 r^{\frac{4}{3}} = \varepsilon.$$

. 24.

Dla stałego **r**, ε jest stałe; a więc przynależne do siebie wartości **c²** i α leżą na jednej prostej.

Dla danej wartości **r** mamy zatem dwie proste: **F:r²** i **c²: α** , i potrzebujemy tylko mieć prosty sposób znalezienia jednej z nich, gdy druga jest dana. Dó tego posłuży krzywa ε wykreślona dla zmiennego **r**. Przy wykreśleniu tej krzywej przedstawimy **r²** na odciętych; i to w tejsamej podziałce co poprzednio; ε zaś odcinać będziemy na rzędnych. Do odczytywania **r** posłuży parabola **r**,

której rzędne mogą mieć podziałkę dowolną.

Ta parabola jest opuszczona na f. 119.

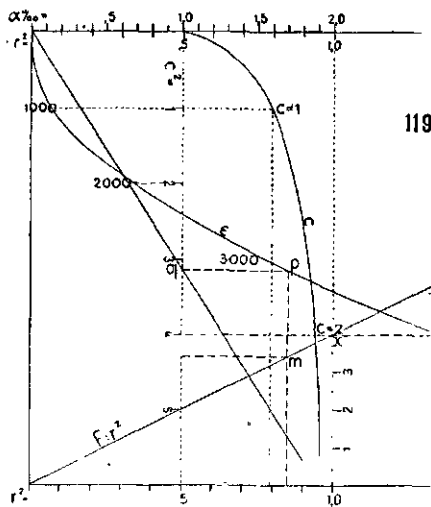
Wskutek powyższego układu rysunku, mając punkt **m** (f. 119.) na prostej **F:r²**, odczytamy odpowiednie ε na tejsamej pionowej przy **p**.

Takie krzywe są wykreślone na tablicy 7 i 8 B dla wzorów DB, oraz dla niektórych kategorii wzoru K.

Ażeby użycie krzywych ε było wygodne przyjmijmy podziałkę dla α w tym samym kierunku co **r²**, a podziałkę **c²** w kierunku podziałki ε .

Zważmy następnie, że z wyrażenia

$$\frac{c^2}{\alpha} = \varepsilon$$



119.

przyjawszy stałą wartość dla α , i nadając rozmaite wartości na ϵ , otrzymamy odpowiednie wartości, czyli podziałkę dla c^2 . Jeżeli zaś zechcemy żeby odpowiednie ϵ i c^2 były na jednych poziomach, to widocznem jest że wielkość podziałki dla c^2 zależeć będzie od pionowej na której ją umieścimy, czyli od stałej wartości α .

Ażeby podziałki ϵ i c^2 były do siebie w okrągłym stosunku, przyjmijmy na α wartość okrągłą, n. p. $\alpha = 0,001$; mamy wtedy

$$c^2 = 0,001 \epsilon$$

i tę podziałkę umieścimy na pionowej $\alpha_{0,0}^0 = 1$ (f. 119.). Do odczytywania c posłuży parabola c , której rzędne mogą mieć podziałkę dowolną. Podziałkę ϵ wypiszemy wzdłuż wszystkich krzywych.

Jeżeli więc mamy dane ϵ w punkcie n. p. p (f. 119.) na krzywej ϵ , to przechodzimy z p poziomo do q na pionowej c^2 (albo $\alpha_{0,0}^0 = 1$), a ten punkt jest punktem prostej Oq wychodzącej z górnego lewego wierzchołka tabeli, i dającej wszystkie c^2 i α które mogą odpowiadać danemu ϵ , a więc i danemu r .

Posuwając się po prostej Oq , możemy dla danego c^2 odczytywać α , lub naodwrot.

Do wykonania mnożenia lub dzielenia które wynika ze związku $F \cdot c = M$, można użyć proporcji

$$M : F = c : 1.$$

M i F należy umieścić na pionowej c^2 , a przytem odciąć M w podziałce przyjętej dla F . Odcinając jednostkę poziomo, w podziałce przyjętej dla c na paraboli, otrzymamy c w tej samej podziałce, i możemy w razie potrzeby odrzucić otrzymany punkt pionowo do paraboli c , a następnie poziomo do promienia Oq (f. 119.).

Na f. 119. oraz na tablicach 7 i 8 B opuściłem to mnożenie; natomiast zastosuję je przy obrachowaniu wodociągów na tab. 9.

Powyższy układ tabeli wykreślnych stosuje się przedewszystkiem do takich wzorów, dla których potrafimy wykreślić krzywe ϵ , t. j. w których α zależy od jednej zmiennej. Jednakże we wszystkich przypadkach w których wartość $\epsilon = \alpha^2 r$ potrafimy wyrachować, można zastosować moje tabele do każdego wzoru który da się sprowadzić do kształtu

$$c = \alpha \sqrt{\alpha r};$$

a więc bez względu na liczbę zmiennych zawartych w wyrażeniu na α

W tym właśnie celu podałem przy tabeli Kuttera (tab. 6 B) wykreślenie wartości ϵ .

System ten, tak jak każdy system wykreślny, daje należyłą dokładność tylko w tych granicach, do których tabela została zastosowaną. Z tego powodu podzieliłem tabelę 7 na dwie części. Górna ma służyć do bardzo małych i bardzo niekorzystnych przekroi. Dolna do przekroi większych. Granice tablicy 8 B leżą pomiędzy niemi.

Granice zastosowania danej tabeli można rozszerzyć, przesuwając pionową c^2 od lewej w prawo do większego α ; przez co podziałka c^2 zmniejsza się.

Również można na danej tabeli dopisać odmienną barwą nową podziałkę na α , a następnie przyjąć nową pionową c^2 i parabolę c , przez co zastosowana zostanie tabela do innych warunków, bez zmiany krzywych ϵ .

Chcąc ułatwić czytelnikowi wykreślenie sieci nowej dla odmiennych granic niż tab. 7 lub 8 B, a może w większej podziałce, załączam tabele XXIV — XXVIII w których zawarte są liczby wyrachowane dla wykreślenia tablic 6 B, 7 i 8 B.

Tabela XXIV.

Wartości ϵ dla uproszczonego wzoru Kuttera (KF)

do tab. 6B atlasu

$$\alpha = \infty$$

r	ϵ	r	ϵ	r	ϵ
$\varphi = 0,013$		$\varphi = 0,025$		$\varphi = 0,050$	
0,1	263,8	0,1	50,0	0,1	8,6
0,2	717,2	0,2	151,9	0,2	29,00
0,3	1253,4	0,4	435,6	0,4	93,1
0,4	1841,3	0,6	784,5	0,6	179,7
0,5	2466,0	0,8	1176,4	0,8	283,1
0,6	3118,6	1,0	1600,0	1,0	400,0
0,7	3793,4	1,2	2048,2	1,2	528,1
0,8	4486,6	1,4	2516,5	1,4	665,7
0,9	5195,3	1,6	3001,4	1,6	811,7
1,0	5917,2	1,8	3500,6	1,8	965,0
1,2	7394,2	2,0	4012,2	2,0	1124,8
$\varphi = 0,017$		2,2	4534,6	2,2	1290,6
		2,4	5066,6	2,4	1461,8
		2,6	5607,3	2,6	1637,9
		2,8	6155,8	2,8	1818,6
		3,0	6711,3	3,0	2003,4
0,1	133,9	$\varphi = 0,030$		3,2	2192,2
0,2	381,2			3,4	2384,6
0,4	1022,7			3,6	2580,4
0,6	1774,0			3,8	2779,5
0,8	2593,2			4,0	2981,5
1,0	3460,2	0,1	31,3	4,2	3186,4
1,2	4363,4	0,2	98,2	4,4	3394,0
1,4	5295,2	0,4	290,3	4,6	3604,2
1,6	6250,6	0,6	532,6	4,8	3816,8
1,8	7225,8	0,8	809,0	5,0	4031,7
		1,0	1111,1	5,2	4248,8
		1,2	1433,5	5,4	4468,0
		1,4	1772,6	5,6	4689,3
		1,6	2125,8	5,8	4912,5
		1,8	2491,0	6,0	5137,6
		2,0	2866,9	6,2	5364,4
		2,2	3252,1	6,4	5593,0
		2,4	3645,6	6,6	5823,2
		2,6	4046,7	6,8	6055,0
		2,8	4454,5	7,0	6288,4
		3,0	4868,6	7,2	6523,2
		3,2	5288,4	7,4	6759,5
		3,4	5713,6		
		3,6	6143,6		
		3,8	6578,1		

Tabela XXV.

Wartości $\varepsilon = z^2 r$ dla wzorów Darçy i Bazin
do tablicy 7 i 8B atlasu.

r	Kategorie wzoru DB			
	I	II	III	IV
0,01	16,667	6,578	1,602	0,283
0,02	53,333	23,392	6,173	1,125
0,03	100,00	47,393	13,393	2,511
0,04	152,67	76,628	22,988	4,429
0,05	208,33	109,65	34,722	6,868
0,06	266,67	145,63	48,387	9,814
0,07	327,10	184,21	63,811	13,258
0,08	388,35	224,72	80,808	17,186
0,09	450,00	266,27	99,228	21,588
0,10	512,82	309,60	119,05	26,455
0,11	575,91	353,69	140,13	31,773
0,12	638,30	398,67	162,16	37,535
0,13	702,70	445,21	185,18	43,741
0,14	769,23	491,23	209,26	50,360
0,15	833,33	537,63	234,37	57,405
0,20	1162,8	781,25	370,37	98,522
0,25	1488,1	1028,8	520,83	148,81
0,30	1818,2	1282,1	681,82	207,32
0,35	2147,2	1535,1	851,58	273,44
0,40	2484,5	1793,7	1025,6	346,32
0,45	2812,5	2045,5	1206,4	425,33
0,50	3144,7	2304,1	1388,9	510,20
0,55	3481,0	2570,1	1575,9	600,44
0,60	3797,5	2830,2	1764,7	695,25
0,70	4487,2	3349,3	2147,2	897,44
0,80	5128,2	3864,7	2539,7	1114,2
0,90	5806,5	4390,2	2931,6	1345,3
1,00	6451,6	4926,1	3333,3	1587,3
1,10	7142,9	5445,6	3728,8	1839,5
1,20	7792,2	5970,1	4137,9	2097,9
1,30	8496,7	6500,0	4545,4	2367,9
1,40	9150,3	7035,2	4947,0	2641,5
1,50	9803,9	7537,7	5357,2	2924,0
1,60	10457,5	8080,8	5776,2	3206,4
1,70	11111,1	8585,9	6181,8	3497,9
1,80	11764,7	9137,1	6593,4	3797,5
1,90	12500,0	9644,7	6985,3	4094,8
2,00	13157,8	10152,2	7407,4	4395,6

Tabela XXVI.
Wartości ε dla wzoru Kuttera (K)
do tablicy 7 i 8B atlasu.

r	Kategorie wzoru K.								
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
0,01	20,66	16,00	11,10	7,30	4,93	3,30	2,29	0,94	0,57
0,02	38,53	47,09	34,31	23,63	16,56	11,43	8,13	3,48	2,15
0,03	104,69	86,15	64,61	45,81	32,86	23,16	16,73	7,39	4,63
0,04	156,25	130,61	100,00	72,43	52,89	37,86	27,69	12,53	7,93
0,05	211,75	179,10	139,34	102,60	75,97	55,07	40,69	18,78	11,99
0,06	270,30	230,79	181,84	135,76	101,71	74,54	55,55	26,07	16,77
0,07	331,31	285,11	227,03	171,45	129,73	95,93	72,08	34,33	22,23
0,08	394,37	341,60	274,51	209,40	159,80	119,16	90,09	43,51	28,33
0,09	459,17	400,04	324,00	249,29	191,68	144,00	109,49	53,53	35,05
0,10	525,51	460,09	375,28	290,95	225,25	170,32	130,25	64,39	42,37
0,11	593,13	521,56	428,07	334,25	260,40	198,03	152,19	76,01	50,25
0,12	661,96	584,31	482,35	379,01	296,89	227,07	175,29	88,39	58,68
0,13	731,82	648,33	537,83	425,06	334,73	257,24	199,43	101,46	67,65
0,14	802,63	713,32	594,60	472,26	373,77	288,56	224,56	115,24	77,12
0,15	874,28	779,39	652,33	520,79	413,91	320,94	250,74	129,66	87,09
0,16	946,74	846,34	711,18	570,25	455,05	354,34	277,82	144,72	97,54
0,18	1093,77	982,49	831,34	672,20	540,35	423,93	334,37	176,65	119,83
0,20	1243,27	1121,40	954,96	777,50	629,22	496,80	394,27	210,88	143,91
0,22	1394,93	1263,04	1081,39	886,26	721,57	572,89	457,06	247,29	169,66
0,24	1548,50	1406,74	1210,18	997,53	816,57	651,96	522,51	285,69	197,01
0,26	1703,71	1552,36	1341,48	1111,38	914,28	733,65	590,58	326,04	225,90
0,28	1860,46	1699,59	1474,59	1227,45	1014,39	817,69	660,80	368,20	256,23
0,30	2018,57	1847,73	1608,78	1345,09	1115,93	903,22	732,70	412,17	288,02
0,35	2419,11	2226,57	1954,07	1649,48	1380,78	1128,38	922,89	529,11	373,27
0,40	2825,89	2612,74	2319,23	1963,92	1656,88	1365,15	1124,87	655,35	466,24
0,45	3237,95	3004,43	2669,43	2286,37	1941,82	1610,83	1335,63	790,21	566,41
0,50	3654,44	3403,12	3038,10	2618,70	2237,13	1867,21	1557,37	932,82	673,19
0,55	4074,70	3804,48	3410,86	2955,09	2537,22	2129,23	1784,44	1082,58	786,15
0,60	4498,28	4210,44	3789,28	3298,04	2845,84	2399,57	2020,48	1238,98	904,89
0,70	5353,98	5032,54	4558,74	3999,69	3478,18	2958,41	2510,76	1569,87	1158,40
0,80	6219,58	5867,36	5343,52	4719,82	4132,23	3539,92	3024,81	1922,83	1431,56
0,90	7092,10	6709,13	6137,51	5453,15	4801,35	4139,59	3557,37	2294,95	1722,18
1,00	7971,81	7562,04	6945,55	6199,98	5487,84	4756,86	4110,09	2684,58	2029,05
1,10	8857,21	8423,80	7759,75	6957,52	6185,85	5386,92	4676,14	3090,13	2350,62
1,20	9747,45	9284,35	8580,47	7722,29	6891,12	6028,76	5254,16	3509,96	2685,77
1,25	10194,20	9719,64	8995,16	8110,37	7250,43	6356,39	5549,44	3725,08	2858,32

Tabela XXVII.
Do diagramu trapezu
na tablicy 7 atlasu.

t b	$\mu = 0,0$		$\mu = 0,25$		$\mu = 0,50$	
	F:r ²	t:r	F:r ²	t:r	F:r ²	t:r
0,1	14,400	1,2	14,193	1,177	14,259	1,165
0,15	11,267	1,3	11,014	1,262	11,059	1,242
0,2	9,800	1,4	9,498	1,345	9,520	1,316
0,25	9,000	1,5	8,645	1,426	8,642	1,386
0,3	8,533	1,6	8,122	1,506	8,092	1,453
0,4	8,100	1,8	7,566	1,659	7,477	1,579
0,5	8,000	2,0	7,332	1,805	7,178	1,694
0,6	8,067	2,2	7,252	1,945	7,030	1,801
0,7	8,229	2,4	7,257	2,079	6,963	1,900
0,8	8,450	2,6	7,311	2,208	6,944	1,992
1,0	9,000	3,0	7,498	2,449	6,981	2,157
1,2	9,633	3,4	7,736	2,672	7,066	2,302
1,4	10,314	3,8	7,991	2,879	7,168	2,430
1,6	11,025	4,2	8,249	3,070	7,276	2,543
1,8	11,756	4,6	8,503	3,249	7,383	2,645
2,0	12,500	5,0	8,749	3,415	7,486	2,736
	$\mu = 0,75$		$\mu = 1,0$		$\mu = 1,25$	
0,1	14,535	1,163	14,961	1,166	15,492	1,173
0,15	11,330	1,236	11,760	1,238	12,301	1,247
0,2	9,783	1,304	10,214	1,305	10,762	1,312
0,25	8,895	1,368	9,325	1,366	9,879	1,372
0,3	8,333	1,429	8,762	1,422	9,317	1,426
0,4	7,692	1,538	8,112	1,522	8,669	1,520
0,5	7,364	1,636	7,771	1,609	8,325	1,600
0,6	7,184	1,724	7,577	1,686	8,126	1,669
0,7	7,084	1,803	7,462	1,753	8,004	1,729
0,8	7,031	1,875	7,393	1,813	7,927	1,781
1,0	7,000	2,000	7,328	1,914	7,846	1,867
1,2	7,018	2,105	7,314	1,997	7,815	1,937
1,4	7,056	2,195	7,321	2,067	7,806	1,994
1,6	7,102	2,273	7,339	2,125	7,809	2,041
1,8	7,151	2,340	7,362	2,175	7,818	2,081
2,0	7,200	2,400	7,386	2,219	7,829	2,115
	$\mu = 1,50$		$\mu = 1,75$		$\mu = 2,0$	
0,1	16,097	1,183	16,755	1,194	17,454	1,206
0,15	12,921	1,258	13,597	1,271	14,316	1,285
0,2	11,393	1,324	12,083	1,338	12,817	1,353
0,25	10,517	1,383	11,217	1,397	11,963	1,412
0,3	9,962	1,436	10,669	1,449	11,423	1,464
0,4	9,319	1,526	10,037	1,537	10,802	1,549
0,5	8,978	1,602	9,700	1,608	10,472	1,618
0,6	8,778	1,665	9,502	1,668	10,278	1,674
0,7	8,654	1,719	9,378	1,718	10,155	1,721
0,8	8,573	1,766	9,297	1,760	10,075	1,761
1,0	8,484	1,842	9,204	1,830	9,981	1,824
1,2	8,444	1,902	9,160	1,883	9,935	1,873
1,4	8,428	1,951	9,138	1,926	9,910	1,911
1,6	8,422	1,991	9,128	1,960	9,897	1,942
1,8	8,423	2,024	9,125	1,989	9,891	1,967
2,0	8,428	2,053	9,125	2,014	9,889	1,989

Tabela XXVIII.
Do diagramu łukowego łęku
na tablicy 7 atlasu.

t a	$\mu = 0,0$		$\mu = 0,25$		$\mu = 0,50$	
	F:r ²	t:r	F:r ²	t:r	F:r ²	t:r
0,1	13,856	1,536	13,856	1,536	13,856	1,536
0,2	10,131	1,574	10,131	1,574	10,131	1,574
0,3	8,564	1,615	8,564	1,615	8,564	1,615
0,4	7,689	1,658	7,689	1,658	7,689	1,658
0,5	7,142	1,705	7,142	1,705	7,142	1,705
0,6	6,782	1,755	6,782	1,755	6,789	1,756
0,7	6,543	1,809	6,543	1,809	6,592	1,814
0,8	6,392	1,867	6,394	1,867	6,489	1,876
1,0	6,283	2,000	6,303	2,000	6,429	2,000
1,2	6,364	2,156	6,357	2,140	6,463	2,118
1,4	6,553	2,328	6,479	2,281	6,539	2,228
1,6	6,803	2,507	6,635	2,419	6,634	2,330
1,8	7,091	2,692	6,809	2,553	6,736	2,423
2,0	7,403	2,880	6,991	2,682	6,840	2,510
	$\mu = 0,75$		$\mu = 1,0$		$\mu = 1,25$	
0,1	13,856	1,536	13,856	1,536	13,856	1,536
0,2	10,131	1,574	10,131	1,574	10,131	1,574
0,3	8,564	1,615	8,565	1,615	8,734	1,629
0,4	7,689	1,658	7,831	1,672	8,196	1,700
0,5	7,205	1,712	7,487	1,786	7,945	1,766
0,6	6,954	1,772	7,310	1,798	7,818	1,826
0,7	6,819	1,833	7,217	1,856	7,752	1,878
0,8	6,749	1,892	7,169	1,908	7,718	1,924
1,0	6,709	2,000	7,142	2,000	7,699	2,000
1,2	6,731	2,096	7,156	2,076	7,709	2,060
1,4	6,779	2,179	7,186	2,140	7,729	2,109
1,6	6,836	2,253	7,222	2,194	7,752	2,149
1,8	6,897	2,318	7,259	2,240	7,775	2,183
2,0	6,956	2,376	7,294	2,280	7,797	2,212
	$\mu = 1,5$		$\mu = 1,75$		$\mu = 2,0$	
0,1	13,856	1,536	13,856	1,536	13,856	1,536
0,2	10,199	1,579	10,503	1,599	10,976	1,627
0,3	9,125	1,657	9,665	1,689	10,310	1,721
0,4	8,718	1,733	9,351	1,765	10,064	1,794
0,5	8,531	1,797	9,209	1,825	9,955	1,849
0,6	8,437	1,852	9,139	1,874	9,901	1,893
0,7	8,389	1,898	9,104	1,914	9,875	1,928
0,8	8,365	1,937	9,086	1,948	9,862	1,956
1,0	8,352	2,000	9,077	2,000	9,855	2,000
1,2	8,359	2,048	9,081	2,039	9,858	2,032
1,4	8,372	2,086	9,091	2,069	9,865	2,056
1,6	8,387	2,117	9,101	2,093	9,872	2,076
1,8	8,403	2,142	9,112	2,113	9,880	2,091
2,0	8,418	2,163	9,122	2,129	9,887	2,104

Wreszcie zauważę, że tab. 7 może być także użyta do przekroji zamkniętych przedstawionych na tab. 8 A; zaś tab. 8 B służyć może do zwykłego trapezu lub łukowego łuku.

Dowolny przekrój nieobjęty moimi tablicami, (n. p. niesymetryczny), może być rachowany według tego samego systemu, skoro tylko wykreślona będzie dla niego odpowiednia część krzywej ϵ .

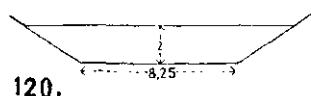
Przykłady. (Tab. 7).

I. Dane $M = 18 m^3$ $c = 0,8 m$ $\mu = 1,5 m$ $t = 2,0 m$. Kanał o przekroju trapezowym wykonany w ziemi (DB IV).

Jest to przykład wyrachowany już na str. 178/9.

Z powyższego wypada $F = 22,5$.

Wartość r oznaczmy za pomocą krzywych $t:r$.



$$b = \frac{F}{t} - \mu t = 11,25 - 3,0 = 8,25 m$$

$$t:b = \frac{2}{8,25} = 0,24$$

Dla tej odciętej odczytujemy z krzywej $t:r$ oznaczonej przez $\mu = 1,5$, w punkcie a_1 $t:r = 1,375$ ztąd $r = \frac{2}{1,375} = 1,455$.

Ta wartość znajduje się na paraboli r w punkcie a_2 . Na rzędnej tego punktu oznaczam na krzywej ϵ DB IV. punkt a_3 , przechodzę poziomo do a_4 na pionowej c^2 , a po promieniu oa_1 postępuję do punktu a_5 , który leży na poziomej punktu a_6 , gdzie na paraboli c mamy $c = 0,8$. Odcięta punktu a_5 daje $\alpha''_{0,8} = 0,23$.

W razie zaokrąglenia spadku powyżej otrzymanego, zmieni się c ; należy więc odpowiednio do tego zmienić F , a to najlepiej za pomocą zmiany t ; poczem oznaczmy na nowo $t:b$ i r , i powtórzmy powyższe wykreślenie a_3 a_4 a_5 , ale już po innych punktach.

Gdyby α było dane a c szukane, postępowanie będzie tak podobne do powyższego że nie wymaga żadnych wyjaśnień.

II. Dane $M = 6 m^3$ $c = 0,8$ $\alpha = 0,0006$, wzór DB IV. przekrój trapezowy $\mu = 1,5$. Szukane wymiary kanału.

Dane wartości dla c i α oznaczają punkt b_1 , promienia ob_1 , który przecina pionową c^2 w punkcie b_2^*). Ztąd przechodzę poziomo do b_3 na krzywej ϵ DB IV. Odcięta punktu b_3 daje $r^2 = 0,607$ i $r = 0,78$; a ponieważ $F = \frac{6}{0,8} = 7,5 m^2$ więc $F:r^2 = 12,32$.

Tę wartość znajduję na krzywej $F:r^2$ dla $\mu = 1,5$, w punkcie b_4 , którego odcięta jest $t:b = 0,166$. Na tejsamej pionowej na krzywej $t:r$, odczytuję przy b_5 $t:r = 1,277$.

$$\text{Ztąd } t - r \cdot 1,277 = 0,78 \cdot 1,277 = 1,00;$$

a więc

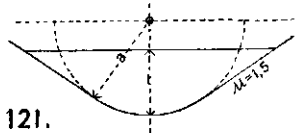
$$b = \frac{F}{t} - \mu t = 6,0.$$

Ten sam przykład był wyrachowany na str. 180.

*) Aby dokładniej wykreślić ob_1 , można użyć punktu dalszego, n. p. b'_1 o współrzędnych 10 razy większych.

III. Dane $\mathfrak{M} = 3,5 m^3$ $c = 1,2 m$. Przekrój o łukowym łęku, $t:a = 0,7$ $\mu = 1,5$. Szukane α . Użyć wzoru DB II.

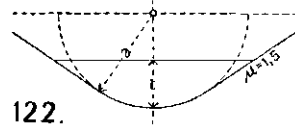
Dla odciętej $t:a = 0,7$ oznaczam na krzywej $F:r^2$ punkt c_1 , gdzie odczytuję $F:r^2 = 8,39$. Ztąd można oznaczyć r^2 rachunkiem; ale używając tabeli nie potrzebujemy znać r . Wartość powyższą odcinam w podziałce F na rzędnej $r^2 = 1$ do punktu c_2 i po prostej $A c_2$ przechodzę do c_3 gdzie rzędna $F = \frac{3,5}{1,2} = 2,917 m^2$. Od c_3 postępuję pionowo do c_4 na krzywej ϵ DB II i poziomo do c_5 na pionowej c^2 . Po promieniu $o c_5$ posuwam się do c_6 na rzędnej $c = 1,2$ albo $c^2 = 1,44$ i tu odczytuję $\alpha = 0,000517$.



121.

IV. W przekroju o łukowym łęku, dane: $a = 3,5 m$ $t:a = 0,5$ $\mu = 1,5$. DB II. $\alpha = 0013$, szukane c .

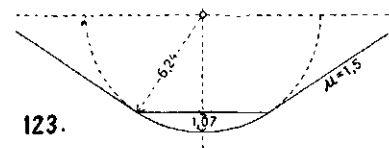
Najwłaściwiej będzie oznaczyć F i r wprost z rysunku danego przekroju; ale przypuśćmy że z jakichkolwiek powodów niechcemy rysunku tego wykonywać. Natenczas dla odciętej $t:a = 0,5$ na krzywej $t:r$ odczytuję przy d_1 $t:r = 1,797$, a więc $r = \frac{0,5 \cdot 3,5}{1,797} = 0,973$. Na pionowej punktu d_1 czytamy przy d_2 $F:r^2 = 8,53$, a znając r możemy wyrachować F . Chcąc jednak obejść się bez rachunku, odetniemy wartość $F:r^2$ jako F na rzędnej $r^2 = 1$ do d_4 co daje prostą $A d_4$. Wartość r daje na paraboli r punkt d_5 , ztąd pionowo do d_6 na krzywej ϵ DB II poziomo do d_7 na pionowej c^2 i po promieniu $o d_7$ do d_8 gdzie $\alpha = 0,0013$. Ztąd poziomo do d_7 na paraboli c , gdzie odczytuję $c = 2,50$. Mamy więc c nieznając F ; ale od punktu d_5 na paraboli r zejdziemy pionowo do d_{10} na prostej $A d_4$, gdzie odczytujemy $F = 8,00 m^2$.



122.

V. Dane $c = 1,5$ $\alpha = 0,0007$ $F = 5 m^2$ $\mu = 1,5$ DB II.

Dane wartości c i α określają punkt e_1 na promieniu $o e_1$, który przecina pionową c^2 w punkcie e_2 . Ztąd przechodzę poziomo do e_3 na krzywej ϵ DB II i odczytuję $r^2 = 0,469$ $r = 0,683$, a więc $F:r^2 = 10,65$. Tę wartość znajduję na krzywej $F:r^2$ ($\mu = 1,5$), w punkcie e_4 ; na tejsamej rzędnej przy e_5 czytamy $t:r = 1,568$, a odcięta tych punktów jest $t:a = 0,177$. Mamy więc $t = 1,568$ $r = 1,071$ $a = \frac{t}{0,177} = 6,04$.*)



123.

Rozwiązanie tego zadania drogą rachunku wymagałoby dosyć mozolnych prób, przy których musielibyśmy zmieniać oba wymiary t i a ażeby przy danem F utrafić żądane r .

VI. Dane $\mathfrak{M} = 12 m^3$ $c = 1,5$ $\mu = 0,5$ wzór DB II, przekrój o łukowym łęku. Kanał ma być przeprowadzony z najmniejszym możliwym spadkiem. (Przykład do zadania IV. str. 185).

Ponieważ żądamy $\min \alpha$, więc musimy użyć przekroju najkorzystniejszego; a więc $a = t = 2r$. W punkcie f_1 na odciętej $t:a = 1$ i dla $\mu = 0,5$ czytamy $F:r^2 = 6,43$; a ponieważ $F = \frac{12}{1,5} = 8 m^2$ więc $r^2 = \frac{F}{6,43} = 1,244$. Ta wartość

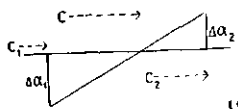
*) Na f. 123 mylnie oznaczono $a = 6,24$.

przeniesiona na podziałkę r daje odciętę punktu f_2 na paraboli r , oraz punktu f_3 na krzywej ε DB II. Przy f_1 czytamy $r = 1,114$ a więc $a = 2r = 2,228$ co wystarcza do narysowania przekroju. Od f_3 przechodzę do f_4 na pionowej c^2 i po promieniu of_4 do f_5 , gdzie $c^2 = 2,25$. Odcięta punktu f_5 daje $\alpha = 0,000407$.

W razie gdybyśmy ten spadek zaokrąglili, należy na promieniu of_4 odczytać nowe c_1 odpowiadające zaokrąglonemu α_1 , i wyrachować $F_1 = \frac{M}{c_1}$. F zamienimy na F_1 za pomocą małej zmiany t i t. d. Postępowanie będzie takie jak powyżej w przykładzie IV a w razie nieznaczącej zmiany F takie jak w zadaniu IV.

VII. $M = 12 m^3$ $\alpha = 0,0004$ $\mu = 0,5$. Wzór DB II przekrój o łukowym łęku. Kanał ma mieć najmniejszy możliwy przekrój; a więc $a = t = 2r$. Jest to jedyny przypadek w którym na tabeli wykresłej możliwe jest rozwiązanie tylko przez próby.

Przyjmuję na próbę $c_1 = 1,4$ ztąd $F_1 = \frac{12}{1,4} = 8,57$ i na odciętej $t:a = 1$ dla $\mu = 0,5$ czytamy przy h_1 $F:r^2 = 6,43$. Ztąd $r^2 = \frac{F_1}{6,43} = 1,435$. Ta wartość daje punkt h_1 na krzywej ε DB III, i h_3 na pionowej c^2 . Po promieniu oh_3 postępuję do h_4 gdzie rzędna $c_1 = 1,4$ i czytamy $\alpha_1 = 0,000355$. Na drugą próbę przyjmuję $c_2 = 1,6$ i powtarzając powyższe postępowanie dochodzę przy i_4 do $\alpha_2 = 0,000485$.



Interpolacja według f. 124 daje $c = 1,47$ a więc $F = \frac{12,0}{1,47} = 8,16$.

Na krzywej $F:r^2$ czytamy przy k , $F:r^2 = 6,43$ ztąd $r^2 = 1,209$ i t. d. Przy k_1 otrzymuję jako sprawdzenie $\alpha = 0,0004$.

Na paraboli r czytamy przy k_5 $r = 1,1375$ więc $a = 2r = 2,275^*)$.

58. Tabela wykresła dla kanałów krytych — tab. 8A i 8B.

Urządzenie tej tabeli tem się różni od poprzedniej, że krzywe pomocnicze umieszczone są na osobnej tabeli 8A. Było to koniecznem dla braku miejsca; albowiem mamy 6 typów przekroi, a dla każdego pięć krzywych, o których mówiliśmy na stronie 177. Zbiór owych pięciu krzywych, nazwałem diagramem uważanego typu.

Natomiast z prawej strony tab. 8B umieściłem krzywe dla α , które pożyteczne będą wtedy, gdy zechcemy sprawdzać rachunkiem wyniki otrzymane z tabeli; albo gdy w sprawozdaniu technicznem chcemy umieścić rachunek liczebny i potrzebujemy do niego wartości α .

Na przykładach odnośnych do tab. 7. mogliśmy już zauważyć, że korzyści z tabeli wykresłej są większe odnośnie do przekrojów o łukowym łęku, niż odnośnie do przekrojów trapezowych; które łatwiej wykreślić i dla których łatwiej znaleźć F i r .

Z tychsamych powodów, tabela wykresła dla kanałów ograniczonych w przekroju jednym lub kilkoma łukami kół, przedstawia jeszcze większe praktyczne korzyści. Oznaczanie bowiem F i r dla takich kształtów jakie przedsta-

*) Sprawdzenie schodzi się przypadkowo z głoską f należącą do poprzedniego przykładu.

wiają typy tab. 8A, wymaga zawsze mozolnego przekształcania powierzchni i rozwijania krzywych; niemówiąc już o rachunku liczebnym, który byłby często praktycznie niemożliwy. To też były w takich razach oddawna używane pomocnicze tabele liczb.

Najobszerniej się to przytrafia w zastosowaniu do kanałów miejskich; gdzie w przekrojach podobnych do typów tab. 8A musimy oznaczać F i r dla najrozmaitszych napełnień.

Z powyższego wynika, że przy rachowaniu przykładów potrzeba jednocześnie obu tablic 8A i 8B.

Przykłady.

Przeważnie wybieram tu przykłady rozwiązywane już pod l. 53 rachunkiem liczebnym, ażeby mieć gotowe sprawdzenia. Teżsame rozwiązania są wypisane na tab. 8B z prawej strony.

1a. $M = 7 m^3$, $c = 2,5 m$. Kanał według typu III, $t = 0,9 h$, DBI. ($F = 2,8 m^2$). Szukane h i α .

Na diagramie III poziom $0,9h$ daje punkt a_1 na krzywej F . Przy a_1 czytamy $F = 0,488 h^2$ ztąd $h^2 = \frac{F}{0,488} = 5,7377$ a na paraboli c (Tab. 8B) można odczytać $h = 2,395$.

Przy a_1 na krzywej $F:r^2$ (Tab. 8A) czytamy $F:r^2 = 10,40$; tę wartość odcinam na tab. 8B na rzędnej $r^2 = 1$ od prawej w lewo do a_2 , co daje kierunek promienia Aa_2 . Na tym promieniu dla $F = 2,8$ oznaczam a_3 , ztąd do a_2 na krzywej ϵDBI , do a_4 na rzędnej c^2 i po promieniu oa_4 do a_5 , gdzie $c = 2,5$. Przy a_5 czytamy $\alpha = 0,001907$.

1b. $M = 4 m^3$, $c = 2 m$, $h = 2$. Typ III, DBI, szukane t i α .

Z powyższego $F = 2 m^2$, $F:h^2 = 0,5$. Ta wartość daje na diagramie III punkt b_1 na krzywej F . Na poziomie punktu b mamy $t:h = 0,944$ a więc $t = 1,888 m$; nadto przy b_1 mamy $F:r^2 = 11,18$. Tę wartość przenoszę na sieć 8B na rzędną $r^2 = 1$ do b_2 , ztąd po promieniu Ab_2 do b_3 i poziomo do b_4 na krzywej ϵDBI , do b_5 na rzędnej c^2 i po promieniu ob_5 do b_6 ; gdzie czytamy $\alpha = 0,001516$.

Sprawdzenie. Na poziomie punktu b_3 , przy b_3 na paraboli r , czytamy $r = 0,4220$ i dla tej wartości r przy b_6 na krzywej αDBI , $\alpha = 78,89$. Przyjmując nadto powyższe α i r otrzymamy $c = \alpha \sqrt{\alpha r} = 1,995 m$.

IIa. W kanale według typu IV (DB II), wysokim na $h = 2 m$, tworzy woda warstwę głęboką na $t = 0,4 m$. Spadek jest $\alpha = 0,00115$. Jaka jest objętość przepływu.

Szukamy zatem F i c .

Wartość $t:h = 0,2$ daje na diagramie IV poziom napełnienia na podziałce t . Na tym poziomie przy c_1 czytamy $F:r^2 = 10,12$ a przy c_1 $F:h^2 = 0,164$. Ztąd $F = 0,164 h^2 = 0,656 m^2$.

Wartość $F:r^2$ odcinam na sieci 8B, na rzędnej $r^2 = 1$ jako F do punktu c_2 ; ztąd po promieniu Ac_2 do c_3 gdzie $F = 0,656$, poziomo do c_4 na $\epsilon DB II$, do c_5 na rzędnej c^2 , po promieniu oc_5 do c_6 gdzie $\alpha_{0,00} = 1,15$, i tutaj czytamy przy c_6 na paraboli $c = 1,10$.

Sprawdzenie.

Na rzędnej c_4 c_5 przy c_9 na paraboli r czytamy $r = 0,254$. Dla tego r na krzywej α DBII mamy przy c_{10} $\alpha = 64,23$ a następnie $c = \alpha \sqrt{\alpha r} = 1,0997$.

IIb. W kanale według typu IV (DBII) wysokim na $h = 2,4 m$ zajmuje woda powierzchnię przekroju $F = 4,8 m^2$. Spadek kanału jest $\alpha = 0,002$. Jaka jest objętość przepływu. Szukane zatem c i t .

Z powyższego mamy $\frac{F}{h^3} = 0,833$; ta wartość daje na diagramie IV punkt d_1 na krzywej F . Przy d_2 czytamy $F:r^2 = 6,540$ i tę wartość odcinam na sieci (tab. 8B) jako F dla odciętej $r^2 = 1$ do punktu d_3 . Ztąd po promieniu $A d_3$ do d_4 , gdzie $F = 4,8 m^2$, do d_5 na α DBII, do d_6 na rzędnej c^2 , po promieniu $o d_6$ do d_7 , gdzie $\alpha_{\%} = 2$ i do d_8 na paraboli, gdzie czytamy $c = 2,89 m$. — Na diagramie IV na poziomie d_1 czytamy przy d , $t:h = 0,6665$ a więc $t = 1,60 m$.

Mamy więc $\mathfrak{M} = 4,8 \cdot 2,89 = 13,872 m^3$.

Sprawdzenie jak wyżej.

IIc. Przyjmując rezultat otrzymany w poprzednim przykładzie, pytamy się przy jakim stanie wody przepływa połowa powyższej objętości.

Stosownie do tego co mówiliśmy na str. 176. i na str. 188. przy zadaniu VI, możemy odpowiedzieć na powyższe pytanie w przybliżeniu, za pomocą krzywej $F\sqrt{r}$.

Na poziomie d_1 d_2 czytamy $F\sqrt{r} = 0,495$; zaś $\frac{1}{2} F\sqrt{r} = 0,247$ leży na poziomie e_0 , gdzie przy e_1 mamy $F:h^2 = 0,483$, a przy e_2 $F:r^2 = 7,060$.

Ztąd $F = 0,483 h^2 = 2,782$. Wartość $F:r^2$ odcinam jako rzędną F dla odciętej $r^2 = 1$ do punktu e_3 . Po promieniu $A e_3$ przechodzę do e_4 na rzędnej $F = 2,782 m^2$; do e_5 na krzywej α DBII, do e_6 na rzędnej c^2 po promieniu $o e_6$ do e_7 na rzędnej $\alpha_{\%} = 2$, i do e_8 na paraboli c , gdzie czytamy $c = 2,444$.

Mamy więc

$$\mathfrak{M} = F \cdot c = 2,782 \cdot 2,444 = 6,799 m^3$$

a ponieważ połowa objętości przepływu z poprzedniego przykładu jest $6,936 m^3$, więc popełniliśmy błąd

$$6,936 - 6,799 = 0,137 m^3$$

czyli blisko 2% całości. Ta dokładność będzie w wielu razach wystarczająca, mianowicie w stosunku do dokładności wzorów na prędkość.

III. Dane $\mathfrak{M} = 0,6 m^3$ $c = 0,8 m$ $\alpha = 0,00035$ typ II, DBI. Szukane h i t .

Dane wartości α i c dają położenie punktu f_1 na sieci 8B. Ztąd po promieniu $o f_1$ przechodzę do f_2 na rzędnej c^2 i poprzecznie do f_3 na krzywej α DBI. Na rzędnej punktu f_3 odcinam $F = \frac{0,6}{0,8} = 0,75 m^2$ do punktu f_4 . Dla większej dokładności, można wziąć wielokrotność rzędnej punktu f_3 i odciąć taką samą wielokrotność F . Po promieniu $A f_4$ przechodzę do f_5 na rzędnej odpowiadającej $r^2 = 1$. Tu czytamy na podziałce F wartość $F:r^2 = 8,33 m^2$ która daje na diagramie II punkt f_6 na krzywej $F:r^2$. Na poziomie punktu f_6 czytamy przy f_7 $F:h^2 = 0,425$ i $t:h = 0,810$.

Mamy więc:

$$h^2 = \frac{F}{0,425} = 1,765 \quad h = 1,33 \quad t = 0,81 h = 1,08 m.$$

Rozwiązanie byłoby niemożliwe, gdyby $F:r^2$ otrzymane z sieci 8 B leżało po za granicami odciętych krzywej $F:r^2$ na diagramie II.

IV. Dane $\mathfrak{M} = 6 m^3 c = 1,5 m$ typ. V, DB III. Kanał ma być przeprowadzony z najmniejszym możliwym spadkiem.

Dla $\min \alpha$ potrzeba $\max r$; a więc na diagramie V mam poziom napełnienia tam gdzie r jest maximum, a mianowicie $r = 0,298 h$; ten poziom daje $t:h = 0,775$ i przy g_1 $F:r^2 = 9,100$.

Ostatnią wartość odcinam na podziałce F dla odciętej $r^2 = 1$ na sieci 8 B do punktu g_1 i po promieniu $A g_1$ przechodzę do g_3 gdzie $F = 4$. Ztąd w kierunku podłużnym do g_4 na ϵ DB III i poprzecznie do g_5 na rzędnej c^2 . Wreszcie po promieniu $o g_5$ do g_6 , gdzie dla $c = 1,5$ czytam $\alpha = 0,001118$.

Do narysowania przekroju posłużą wartości powyżej znalezione a mianowicie:

$$h^2 = \frac{F}{0,81} = \frac{4}{0,81} = 4,938$$

a na paraboli c można odczytać $h = 2,223$.

$$t = 0,775 h = 1,723.$$

Va. Dane $\mathfrak{M} = 5 m^3 \alpha = 0,0016$ typ VI DB II. Kanał ma być wykonany o najmniejszym możliwym przekroju.

Rozwiązanie możebne jest tylko przez próby, albowiem oprócz c nie wiadome jest r .

Dla $\min F$ potrzeba $\max c$ a więc $\max r$. Na diagramie VI mamy ztąd poziom napełnienia $t:h = 0,785$, a na tym poziomie przy i_1 czytam $F:r^2 = 8,800$. Tę wartość odcinam jako rzędną F na sieci 8 B dla odciętej $r^2 = 1$ do punktu i_2 i otrzymuję promień $A i_2$.

Na pierwszą próbę przyjmuję $c_1 = 1,98$, czyli obieram punkt i_3 na paraboli c . Od i_3 idę poprzecznie do i_4 na rzędnej $\alpha/\%_0 = 1,6$, po promieniu $o i_4$ do i_5 na rzędnej c^2 i poprzecznie do i_6 na krzywej ϵ DB II. Ztąd podłużnie do i_7 na promieniu $A i_2$, gdzie czytam $F_1 = 2,42 m^2$ mamy więc z pierwszej próby

$$\mathfrak{M}_1 = F_1 c_1 = 2,42 \cdot 1,98 = 4,7916,$$

czyli za mało.

Obieram więc większą prędkość $c_2 = 2,03$, czyli punkt k_3 na paraboli c . Powtarzając powyższe wykreślenie dochodzę do punktu k_7 na tym samym promieniu $A i_2$, gdzie czytam $F_2 = 2,64 m^2$. Z drugiej próby mamy zatem $F_2 c_2 = 2,64 \cdot 2,03 = 5,359 m^3$. Interpolacja przedstawiona pomiędzy i_3 i k_3 daje punkt x_1 gdzie czytam $c = 1,998$, a powtarzając powyższe wykreślenie dochodzę do x_5 na promieniu $A i_2$, gdzie czytam $F = 2,5 m^2$.

$$F \cdot c = 2,5 \cdot 1,998 = 4,995 m^3.$$

Dla narysowania przekroju czytam z diagramu

$$F:h^2 = 0,514 \text{ ztąd } h^2 = \frac{2,5}{0,514} = 4,864 \quad h = 2,205 \quad t = 0,785 h = 1,731.$$

Vb. Kanał według typu II o wysokości $h = 2 m$; wykonany w spadku $\alpha = 0,00145$, ma przeprowadzić $2,3 m^3$ na sekundę. Jakie będzie napełnienie t i prędkość c ?)

*) Ten przykład i następny wykreślone są na dolnej części tablicy 7. Szczegóły odnośne na diagramie II tab. 8 A nie są oznaczone, ale czytelnik może je z łatwością uzupełnić.

Opiszemy szczegółowo tylko ostateczne wykreślenie, jako sprawdzenie otrzymanego wyniku; albowiem postępowanie przy próbach niczem się od tego nie różni.

Przyjęte były na próbę napełnienia

$$t = 0,8 \text{ h} \quad 0,7 \text{ h} \quad 0,6 \text{ h}$$

a wypadły z nich objętości przepływu

$$\mathfrak{M} = 2,916 \quad 2,417 \quad 1,832$$

a więc błędy były:

$$\Delta_1 \mathfrak{M} = +0,616 \quad \Delta_2 \mathfrak{M} = +0,117 \quad \Delta_3 \mathfrak{M} = -0,468.$$

Po prawej stronie paraboli c , która rozpoczyna się od $\alpha_{/00}^0 = 2$, przedstawiona jest interpolacja wykonana za pomocą powyższych błędów, która daje $t = 0,68 \text{ h}$.

Oznaczywszy ten poziom na diagramie II, odczytujemy na nim

$$F = 0,343 \text{ h}^2 = 1,372 \text{ m}^2 \quad r = 0,212 \text{ h} = 0,424.$$

Ta wartość r daje na paraboli r punkt m_0 (dolna część tab. 7 m_0 brak na rysunku). Z niego przechodzę pionowo do m_1 na krzywej ε DB II i poziomo do m_2 na prostej c^2 ($\alpha_{/00}^0 = 2$). Po promieniu om_2 posuwam się do m_3 , na rzędnej $\alpha_{/00}^0 = 1,45$, a stąd poziomo do m_4 na paraboli c , gdzie czytam $c = 1,67 \text{ m}$. Objętość przepływu jest zatem

$$\mathfrak{M} = 1,372 \cdot 1,67 = 2,291 \text{ m}^3.$$

Błąd wynosi tylko $0,4\%$. Również możliwe jest rozwiązanie sposobem zastosowanym w następującym przykładzie.

Vc. Rura o średnicy $h = 0,25$ (typ I), położona ze spadkiem $\alpha = 0,005$ ma przeprowadzać objętość $\mathfrak{M} = 0,005 \text{ m}^3$. Jakie będzie napełnienie i prędkość?

Jest to przykład na bardzo mały i niekorzystny przekrój. Do takich przekroi przeznaczona jest górna część tab. 7. Możliwe jest rozwiązanie sposobem użytym w poprzednim przykładzie; ale niekiedy wygodniej będzie rozpocząć od wprowadzenia próbnej prędkości.

Przyjmuję więc na próbę $c_1 = 0,8$. Ztąd

$$F = \frac{\mathfrak{M}}{c} = 0,0062 \quad F : h^2 = 0,0992.$$

Ta wartość daje na diagramie I punkt a_1 na krzywej F . Na poziomej tego punktu czytam (na rysunku brak tego poziomu):

$$F : r^2 = 7,920 \quad \text{a ztąd} \quad r^2 = \frac{0,0062}{7,92} = 0,00079.$$

Ta wartość daje punkt a_1 na krzywej ε DB I; ztąd poziomo do a_1 na rzędnej c^2 , po promieniu oa_1 do a_3 gdzie $c_1 = 0,8$ albo $c_1^2 = 0,64$, i tutaj czytam $\alpha_1 = 0,007$.

Na drugą próbę przyjąłem $c_2 = 0,6$ i powtarzając powyższe postępowanie doszedłem do b_3 i do $\alpha = 0,002917$.

Interpolacja według f. 124 przedstawiona na tab. 7 około rzędnej $\alpha_{/00}^0 = 9$ i na poziomie $\varepsilon = 250^*$), daje $c = 0,7$; a więc

$$F = \frac{0,005}{0,7} = 0,00714 \quad F : h^2 = 0,114.$$

*) c_1 jest tutaj przez pomyłkę oznaczone przez c_2 i na odwrót.

Z diagramu I mamy ztąd $t = 0,206 h$, co już wystarczy do narysowania przekroju. Ale nadto:

$$F : r^3 = 7,615 \quad r^3 = \frac{0,00714}{7,615} = 0,000937.$$

Ztąd punkt c_1 na krzywej εDB_1 , od niego poziomo do c_2 na pionowej c^2 , po promieniu oc_2 do c_3 na poziomie $c = 0,7$ albo $c^2 = 0,49$. Tu czytamy $\alpha = 0,005$ jako kontrolę.

59. Ruch wody w wodociągu.

Wodociągiem nazywamy rurę dowolnego kształtu, przez którą woda przepływa wypełniając ją całkowicie.

Wskutek całkowitego wypełnienia rury, woda przepływająca przez nią tworzy jakoby jedną całość; a ruch jej posiada cechy zasadniczo różne od ruchu wody w kanale.

Ciśnienie wywarte na wodę płynącą w kanale, n. p. ciśnienie w kierunku ruchu wody, przyspiesza ruch tylko tych cząstek, które znajdują się w niewielkiej odległości. Zarazem zużyte ono zostaje na wzburzenie wody, i dalej żadnego wpływu nie wywiera.

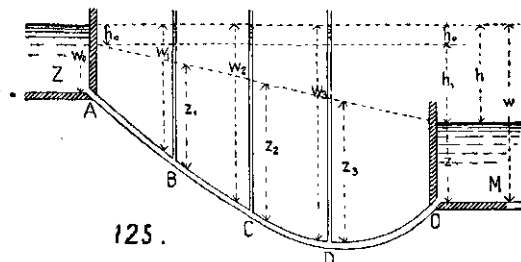
Opór wstawiony do kanału, jako to: przegroda, zasuwą i t. p., wstrzymuje i spiętrza wodę przepływającą, udziela przytem swój wpływ powyżej uważanego miejsca na odległość tem większą, im większą zajmuje część przekroju wody. Poniżej zaś, t. j. na ruch wody odpływającej, nie ma taki opór żadnego wpływu.

W wodociągu natomiast, ciśnienie wywarte na część przekroju lub na cały przekrój rury w kierunku ruchu, n. p. popychanie tłokiem w dowolnym punkcie długości rury, udziela się całej rurze, i przyspiesza ruch, powiększając objętość przepływu na sekundę. Podobnież opór wstawiony w rurę, jak zwężenie przekroju, przymknięcie zasuwki lub kurka, zmniejsza prędkość i objętość przepływu w całej rurze; i podobnież nagłe zamknięcie rury, wywołuje wstrząśnienie we wszystkich jej punktach.

W tym rozdziale będziemy mówić tylko o najprostrzych przypadkach; albowiem przy budowie kanałów, używamy wodociągu tylko wyjątkowo i na małych długościach; mianowicie do lewarów.

Przyjmiemy w dalszym ciągu, że w wielkim zbiorniku **Z** (f. 125.) woda znajduje się w zupełnym spokoju, i przy **A** wstępuje do rury o stałym przekroju kolistym, a więc o stałej średnicy **d**. Rura **AO** może mieć zresztą położenie dowolne, tak w planie jako i co do wysokości.

Jeżeli rura jest przy **O** zamknięta, natenczas woda wywiera na wewnętrzną jej ścianę ciśnienie, które w punktach **B C D . . .** mierzy się wysoko-



ścią słupa wody $w_1 w_2 w_3 \dots$ od zwierciadła w zbiorniku **Z**, do środka rury w uważanym punkcie. Jeżeli do rury **AO** przystosujemy w punktach **B C D . . .** rurki pionowe, czyli tak zwane piezometry, to we wszystkich ustawi się woda do poziomu jaki zajmuje w zbiorniku.

Jeżeli następnie otworzymy część przekroju rury przy **O**, natenczas woda zacznie wypływać. Wskutek tego przy **A**, przejdzie woda ze spokoju do pewnej prędkości **c**, która ma na przyszłość oznaczać średnią prędkość w całym przekroju rury; a ponieważ przyjęliśmy stały przekrój, ponieważ na jednostkę czasu przepływa wszędzie tażsama objętość, więc **c** jest we wszystkich przekrojach stałe.

Teorya ruchu wody w rurach, którą podali: Poiseuil, Darcy i inni, daje prawdziwe rezultaty tylko dla bardzo wązkich rurek, dla niewielkich ciśnień i prędkości. Do praktycznych zadań nie może ona zatem być zastosowana, i porzucić musimy na wzorach empirycznych.

Przy **A** wypływa woda pod ciśnieniem słupa **w₀**. Na wywołanie prędkości **c** i na pokonanie powstających przytem oporów, zużywa się część tego ciśnienia **h₀**, którą możemy przedstawić za pomocą wyrażenia

$$c = \varphi \sqrt{2g h_0};$$

gdzie **g** = 9,8086 *m* jest przyspieszenie ziemskie, a współczynnik $\varphi = 0,82$ przy prostym walcowym kształcie początku rury.

Z powyższego mamy

$$h_0 = \frac{1}{\varphi^2} \cdot \frac{c^2}{2g} = (1 + \zeta) \frac{c^2}{2g} \quad 25 a.$$

gdzie $\zeta = 0,505$; ale przy pomocy zaokrąglenia otworu przy **A**, może być zmniejszone do 0,08.

W ostatniem wyrażeniu na **h₀**, wyraz $\frac{c^2}{2g}$ oznacza ciśnienie zużyte na wywołanie prędkości **c**; zaś $\zeta \frac{c^2}{2g}$ ciśnienie zużyte na pokonanie powstających przytem oporów. W dalszym ciągu nie będziemy rozdzielać obu tych części, lecz razem oznaczymy je przez

$$h_0 = 0,0739 c^2 \quad 25 b.$$

i nazwiemy stratą ciśnienia albo oporem na początku rury (n. Geschwindigkeitshöhe).

Zauważmy więc, że opór na początku zależy tylko od prędkości **c**, a niezależny jest od wymiarów rury.

Przepływając przez rurę, woda doznaje oporów które zależą od prędkości ruchu i od średnicy rury; a ponieważ oba te czynniki są stałe, więc opór α na jednostkę długości rury musi być stały.

Opór na długości **l** będzie zatem

$$h_1 = \alpha l$$

co nazwiemy oporem albo stratą ciśnienia wzdłuż rury (n. Widerstandshöhe, f. perte de charge dans la conduite).

Ciśnienie **h₁** zużywa się zatem na długość **l** w sposób jednostajny. Na szeregu piezometrów **B C D** możemy się o tem przekonać; albowiem stany wody leżąc teraz będą w jednostajnym spadku. Prostą przedstawiającą ten spadek nazywać będziemy spadkiem ciśnienia (n. das Druckgefälle, die Druckgefällslinie — f. ligne de charge).

Na opór α mamy szereg wzorów empirycznych, których autorowie zgadzają się w tem, że na podobieństwo praw ruchu ciał stałych przyjmują α proporcjonalne do kwadratu z prędkości, a odwrotnie proporcjonalne do średnicy rury. Nadto dodają zmienny współczynnik λ przedstawiony w każdym wzorze za pomocą innego wyrażenia.

Według Darçy, dla czystych rur żelaznych lanych

$$\lambda = 0,0010138 + \frac{0,0002588}{d} \quad \text{D. 26.}$$

Według Franka zaś, dla nowych rur żelaznych lanych:

$$\lambda = 0,000512 + \frac{0,0003847}{\sqrt{d}} \quad \text{Fl. 27.}$$

Dla rur długo używanych i zamulonych:

$$\lambda = 0,000495 + \frac{0,000652}{\sqrt{d}} \quad \text{FII. 28.}$$

Inne wzory pomijam; czytelnik znajdzie obszerniejsze zestawienie we wspomnianem już dziele Franka².

Według powyższego mamy zatem

$$\alpha = \lambda \cdot \frac{c^2}{d} \quad 29 \text{ a.}$$

a przyjmując według Darçy

$$\sqrt{\frac{1}{\lambda}} = \sqrt{\frac{d}{\varphi d + \phi}} = x \quad 29 \text{ b.}$$

gdzie φ i ϕ oznaczają liczby wchodzące do wyrażenia l. 26. możemy napisać

$$c = x \sqrt{\alpha d} \quad 29 \text{ c.}$$

Jeżeli więc opuścimy h , natenczas wzór na prędkość wody w wodociągu może być przedstawiony w tej samej postaci, jaką ma większa część wzorów na prędkość w kanale. Zamiast promienia przekroju, wchodzi teraz średnica rury, a zamiast spadku powierzchni wody, spadek ciśnienia.

Dla wodociągu x jest znacznie mniejsze, a więc opór większy niż w kanale; jak to widzimy z następujących liczb:

Dla	$r = 0,025$	0,075	0,125	0,20	0,25 <i>m</i>
albo	$d = 4r = 0,10$	0,30	0,50	0,80	1,00 <i>m</i>
Ze wzoru Darçy l. 26	$x = 16,7$	22,9	25,3	27,1	27,7
Ze wzoru Fr. II l. 28	$x = 21,1$	24,4	26,5	28,6	29,5
Zaś dla kanałów ze wz. D B. II	$x = 37,2$	51,9	58,2	62,4	64,5
" " " " " G K. III	$x = 44,1$	59,3	61,4	69,9	71,4

Prędkości natomiast mniej się różnią niż odpowiednie x ; albowiem we wzorze l. 29 c. wchodzi pod pierwiastkiem $d = 4r$; we wzorze zaś dla kanału wchodzi tylko r . Stosunek prędkości jest zatem połową stosunku odpowiednich x ; stosunek zaś spadków jest $\frac{1}{4}$ kwadratu ze stosunku odpowiednich x .

Zasadniczej jednak różnicy niema pomiędzy wzorami na prędkość w kanale lub wodociągu; albowiem tak w jednym jak w drugim, przyjęto tarcie jako jedyny opór, proporcjonalny do kwadratu z prędkości i do powierzchni ścian zwilżonych.

Korzystając z powyższego, możemy używać wzorów przeznaczonych pierwotnie dla ruchu wody w kanałach, do zadań odnoszących się do wodociągów; mianowicie, o ile otrzymane w ten sposób wyniki są liczebnie zgodne z doświadczeniami.

Takie postępowanie zaleca Lueger¹. Podnosi on że wzór Darçy (l. 26.) oparty jest na doświadczeniach z rurami węższymi niż 50 *ctm*; dla większych zaś szerokości daje za wielkie λ . Dowiódt tego Fanning² (str. 248) za pomocą spostrzeżeń na wykonanych wodociągach, i ułożył tabelę współczynników λ , dla

SPRÓSTOWANIE.

Obowiązany jestem zwrócić uwagę czytelników książki mojej „*Roboty wodne cz. I*” na bardzo doniosłą omyłkę, którą dobiego niedawno spostrzegłem. Na str. 215, w drugim wierszu od góry, wzór D 26 jest błędny; ma on być:

$$\lambda = 0,0010138 + \frac{0,00002588}{d};$$

w liczniku zatem drugiego wyrazu, mają być cztery zera po przecinku, a nie trzy, jak niestety podaje książka.

Wskutek tej omyłki, błędne są wartości λ i ε podane w tabeli XXXI na str. 224 pod napisem „Darcy”, oraz krzywe ε na tablicy 9 atlasu; a wreszcie liczebne wyniki przykładów na str. 224—226. Z tego powodu na miejsce tabeli XXXI podaję następującą tabelę:

Darcy				
d	λ	$\varepsilon = \frac{d}{\lambda}$	$\lambda_1 = \frac{16\lambda}{\pi^2}$	$\varepsilon_1 = \frac{d^5}{\lambda_1} = \frac{\mathfrak{M}^2}{\alpha}$
0,010	0,008 601 8	2,7761	0,005 389 0	0,000 000 018
0,012	0,008 170 4	3,7850	0,005 189 6	0,000 000 048
0,015	0,007 739 1	5,4762	0,004 440 4	0,000 000 168
0,020	0,007 307 8	8,6671	0,003 741 2	0,000 000 856
0,025	0,007 049 0	12,2010	0,003 321 7	0,000 002 98
0,030	0,001 876 5	15,9880	0,003 042 0	0,000 007 80
0,035	0,001 753 2	19,9634	0,002 842 1	0,000 018 47
0,040	0,001 660 8	24,0847	0,002 692 3	0,000 037 90
0,045	0,001 589 3	28,3143	0,002 576 4	0,000 071 61
0,050	0,001 531 4	32,6498	0,002 482 6	0,000 125 8
0,060	0,001 445 1	41,5196	0,002 342 7	0,000 331 9
0,070	0,001 383 5	50,5963	0,002 242 8	0,000 749 3
0,080	0,001 337 3	59,8220	0,002 167 9	0,001 511 5
0,090	0,001 301 3	69,1616	0,002 109 4	0,002 799 5
0,100	0,001 272 6	78,5792	0,002 063 1	0,004 847 1
0,150	0,001 186 3	126,4435	0,001 923 1	0,039 4
0,200	0,001 143 2	174,9475	0,001 853 2	0,172 5
0,250	0,001 117 3	223,7483	0,001 811 3	0,539 2
0,300	0,001 100 0	272,7272	0,001 783 2	1,362 7
0,350	0,001 087 7	321,7799	0,001 763 3	2,978 5
0,400	0,001 078 5	370,8948	0,001 748 4	5,742 3
0,450	0,001 071 3	420,0504	0,001 736 7	10,613 1
0,500	0,001 065 5	469,2632	0,001 727 3	18,091 8

Kutter $\delta = 0,20$

d	λ	$\varepsilon = \frac{d}{\lambda}$	$\lambda_1 = \frac{16\lambda}{\pi^2}$	$\varepsilon_1 = \frac{d^5}{\lambda_1} = \frac{\mathfrak{M}^2}{\alpha}$
0,45	0,001 017 7	442,1735	0,001 648 9	11,192
0,50	0,000 980 6	509,8919	0,001 589 7	19,670
0,55	0,000 946 9	580,8427	0,001 551 2	32,444
0,60	0,000 919 4	652,3819	0,001 490 5	52,170
0,65	0,000 895 5	725,8514	0,001 451 8	79,921
0,70	0,000 874 6	800,3658	0,001 419 5	118,401
0,75	0,000 854 8	877,3854	0,001 385 8	171,240
0,80	0,000 837 1	955,6803	0,001 357 0	241,473
0,85	0,000 817 9	1039,2468	0,001 325 9	334,644
0,90	0,000 809 9	1111,2483	0,001 312 9	449,760
0,95	0,000 795 9	1193,6175	0,001 290 3	607,448
1,00	0,000 784 0	1275,5102	0,001 270 8	786,906

Dla średnic d mniejszych od 50 *cm*, wartości λ i ε rachowane są według wzoru Darcy; dla większych zaś według wzoru Kuttera (str. 122 $\delta = 0,20$). Tablicę 9 atlasu można poprawić, wykreślając na niej nowe krzywe ε , przy pomocy wartości powyższych.

Odbitkę tego sprostowania gotów jestem przesłać bezpłatnie każdemu na żądanie, o ile podany mi będzie dokładny adres.

Korzystając z tej przykroj sposobności, rozszerzyłem powyższą tabelę; a mianowicie dołączyłem do niej wartości

$$\lambda_1 = \frac{16\lambda}{\pi^2} \text{ i } \varepsilon_1 = \frac{d^5}{\lambda_1} = \frac{\mathfrak{M}^2}{\alpha}.$$

Przy pomocy tych liczb, można zastosować mój wykreślony sposób obrachowania wodociągów do wzoru

$$\alpha = \lambda_1 \cdot \frac{\mathfrak{M}^2}{d^5}$$

gdzie $\mathfrak{M}$ objętość przepływającej wody, α spadek ciśnienia.

W sieci rur miejskich, mamy w każdym ciągu rur zmienną objętość wody; mianowicie, na początku rury objętość $\Omega + \mathfrak{R}$, z której Ω zostaje w ciągu rury rozdane do domów lub ulic, a pozostaje na końcu objętość $\mathfrak{R}$. Wskutek tego, prędkość c i spadek ciśnienia α są zmienne. Przypuszczając, że Ω ubywa jednostajnie na długości l , otrzymujemy na spadek ciśnienia h na tej długości, wzór

$$h = \frac{\lambda_1 l}{d^5} \left(\frac{1}{3} \Omega^2 + \Omega \mathfrak{R} + \mathfrak{R}^2 \right)$$

(patrz Luegera *Wasserversorgung* str. 107 wzór l. 6).

Do tego wzoru można również zastosować mój system tabeli wykreślonych; należy tylko podstawić:

$$\frac{1}{3} \Omega^2 + \Omega \mathfrak{R} + \mathfrak{R}^2 = \mathfrak{M}^2 \text{ i } \frac{h}{l} = \alpha,$$

w ten sposób otrzymujemy

$$\alpha_s = \lambda_1 \frac{\mathfrak{M}^2}{d^5}$$

gdzie α_s jest spadek ciężwy krzywej h na długości l .

Dla danej średnicy, przytoczony powyżej stosunek ε_1 jest stały; dla zmiennej d , mamy krzywą ε_1 z tem samem znaczeniem co przedtem krzywa ε . Zamiast c^2 i c wprowadzimy teraz $\mathfrak{M}^2$ i $\mathfrak{M}$, a zresztą układ tabeli będzie ten sam co dawniej, t. j. jak na tab. 9 atlasu. Ponieważ jednak ε_1 zmienia się w granicach daleko szerszych niż ε , więc nowa tabela wymaga więcej miejsca i podzielona być musi na większą liczbę części co do d . Dla rur węższych od 10 *cm*, t. j. rur odbiorczych i domowych, praktycznie będzie ze względu na kształt krzywej ε_1 przyjąć na osi odciętych podziałkę d , zamiast dawnej d^2 ; przez co prosta dająca $\frac{1}{4} \pi d^2$ zamieni się na parabolę.

Kto nie zechce rysować i uczyć się tabeli wykreślnej, może użyć krzywej ε_1 (lub krzywej ε) do skrócenia rachunku. Zwykle dane jest $\mathfrak{M}^2$ i h , a z nich przez proste dzielenie oznaczymy α i ε_1 ; poczem d można obrachować, albo oznaczyć przez interpolację między danymi ε_1 na załączonej tabeli. Najprędzej jednak i najdokładniej można odczytać d , skoro krzywa ε_1 jest wykreślona. Na tej krzywej ocenimy też z łatwością wpływ zaokrąglenia d , na najbliższy kaliber fabryczny.

W maju 1899.

J. Rychter.

prędkości 3 st. ang. czyli okrągło $c = 0,9 m$ a to dla rur czystych, lekko zamulonych i mocno zamulonych. Tabelę tę przerachowaną na miarę metrową podaje Lueger; ażeby zaś otrzymywać dla λ wartości zbliżone do tej tabeli, radzi on używać uproszczonego wzoru Ganguilleta i Kuttera (K s. 122) przyjmując

$\delta = 0,15$	dla rur czystych	katerya II
0,20	" " lekko zamulonych	" III
0,25	" " bardzo zanieczyszczonych.	

Wzór ten można napisać w postaci

$$\alpha = \left(\frac{\sqrt{r} + \delta}{100\sqrt{r}} \right)^2 \cdot \frac{c^2}{r}$$

a podstawiając $r = \frac{1}{4} d$, otrzymamy

$$\alpha = \left[\frac{\sqrt{d} + 2\delta}{50\sqrt{d}} \right]^2 \cdot \frac{c^2}{d} = \lambda \cdot \frac{c^2}{d}$$

A ponieważ

$$c^2 = \frac{16 M^2}{\pi^2 d^4} \text{ więc } \alpha = 1,621 \lambda \cdot \frac{M^2}{d^5} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \dots \dots \dots 30.$$

Według innych autorów⁴, należy używać wzoru K w ogóle dla rur zanieczyszczonych; a to kategorii IV ($\delta = 0,27$) dla najkorzystniejszych warunków, a kategorii VI ($\delta = 0,45$) dla warunków bardzo niekorzystnych.

Baumeister zaleca dla rur cementowych kategorię I lub II

"	"	z cegieł lub ciosu kat. III	" IV
"	"	z łamanego kamienia	V do VIII

ale we wszystkich przypadkach przypuszcza zupełnie czystą wodę.

Dla starych rur glinianych, znaleziono w Niemczech że kat. VI daje dobre rezultaty; co przypisać należy nierównościom przy spojeniach rur; albowiem rury takie są bardzo gładkie, i stale gładkość tę zachowują.

Wzór Flamant'a (An. des p. et. ch. 1892 s. 301.). Flamant pisze:

$$\alpha = \frac{4 \varphi}{\sqrt{dc}} \cdot \frac{c^2}{d} \quad \dots \dots \dots 31.$$

dając na współczynnik φ następujące wartości:

Dla bardzo gładkich rur z ołowiu szkła blachy i t. p.

$$\varphi = 0,000130 - 0,000155.$$

Dla nowych rur żelaznych lanych:

$$\varphi = 0,000185.$$

Dla rur żelaznych lanych po dłuższem użyciu:

$$\varphi = 0,000230.$$

Czwarty pierwiastek w mianowniku powyższego wzoru, rachować można w praktyce przez dwukrotny pierwiastek kwadratowy. Wyrachowanie zatem α dla danej rury i objętości przepływu, nie przedstawi trudności. Skoro jednak c lub d będzie niewiadomą, zastosowanie wzoru będzie trudniejsze.

Dla takich przypadków przekształca autor swój wzór, i podaje tabele pomocnicze. Wyrażenie 31 napisać można:

$$d^5 \cdot \alpha^4 = \varphi^4 c^7$$

a podstawiając $\frac{4M}{\pi d^2}$ zamiast c , otrzymamy

$$d^9 \alpha^4 = \left(\frac{4}{\pi} \right)^7 \varphi^4 M^7 \quad \dots \dots \dots 32.$$

Ten wzór jest przydatny do rachunku logarytmami; ażeby jednak i te trudności uniknąć, wprowadźmy oznaczenie:

$$\gamma = \varphi_1 \sqrt[4]{\frac{1}{d^{19} \cdot \left(\frac{4}{\pi}\right)^7}} \quad 33.$$

a wtedy wyrażenie 32 zamienia się na

$$\frac{1}{\sqrt[4]{M^7}} = \frac{\gamma}{\alpha} \quad 34.$$

Autor podaje zatem dwie tabele: tabela I (tab. XXIX) zawiera wartości γ dla wszelkich używanych średnic d ; tabela II (tab. XXX) zawiera M dla wszelkich wartości stosunku $\frac{\gamma}{\alpha}$.

Jeżeli więc znamy d i α a mamy wyrachować M , natenczas bierzemy γ z tabeli I, rachujemy $\frac{\gamma}{\alpha}$, i z tabeli II odczytujemy odpowiednie M .

Podobnież znajdziemy d dla danego M i α . Zacniemy od tabeli II, z której odczytamy $\frac{\gamma}{\alpha}$; następnie wyrachujemy γ , a z tabeli I odczytamy d .

Wartości γ są proporcjonalne do φ . Te które daje tabela, odpowiadają $\varphi = 0,000230$; zastosować je można do innych rur, redukując je w stosunku 23 : 18,5 : 14 i t. d.

Tabela II jest wprowadzie wyrachowana dla granic od 0,1 litra do $1 m^3$, ale można ją uważać za nieograniczoną. Liczby bowiem odpowiadające objętościom większym od $1 m^3$, otrzymać można z liczb odpowiadających $M > 0,1$ lt., dzieląc takowe przez 10^7 .

Tak n. p. dla 0,15 lt mamy $\frac{\gamma}{\alpha} = 4919000$

a ztąd „ 1500 „ „ „ = 0,4919 i t. p.

Postępując za tokiem myśli autora, pomiąłem przy powyższych rozwiązaniach h_0 , którego wprowadzenie utrudniłoby rachunek, jak zobaczymy w dal-szym ciągu.

Według powyższego zużyty zostaje na opory ruchu słup

$$h = h_0 + h_1 = h_0 + \alpha l = \left(0,0739 + \lambda \frac{l}{d}\right) c^2 \quad 35.$$

Jeżeli h jest mniejsze od wysokości w stanu wody w zbiorniku **A** nad końcem rury, tak że (f. 125.)

$$w - h = z$$

natenczas przy **O** woda może pokonywać opór słupa z ; a może to być opór maszyny, lub opór słupa wody mierzony od **O** do poziomu w którym woda odpływa dalej z naczynia **M**.

Mamy więc przy **O** do rozporządzenia pracę motoryczną $M.z$. Im większy będzie otwór przy **O**, tem większe M , a tem mniejsze z . Jeżeli więc M może wzrastać bez zniżenia zwierciadła zbiornika **A**, to przy zmniejszaniu oporu z , iloczyn $M.z$ przejdzie przez maximum.

Mając zatem doprowadzić wodę roboczą do motoru na daną odległość l , rurą o danej średnicy, możemy się zapytać: przy jakiej prędkości c otrzymamy maximum pracy motorycznej.

Oznaczając przez **F** przekrój rury, przyjmując inne powyższe oznaczenia jak wyżej, opuszczając h_0 oraz opory przy wypływie, mamy na pracę wyrażenie

$$F c (w - \alpha l) = F c \left(w - \lambda \frac{c^2 l}{d} \right) = F \left(w c - \lambda \frac{l}{d} c^3 \right)$$

Tabela XXIX.
Flamant tabela I.
Wartości γ dla różnych d .

d	γ	d	γ	d	γ	d	γ
met.		met.		met.		met.	
0,01	4.427.000	0,14	15,9	0,30	0,43	0,70	0,0076
0,015	645.000	0,15	11,5	0,32	0,314	0,75	0,0055
0,02	164.500	0,16	8,44	0,34	0,235	0,80	0,0040
0,025	57.100	0,17	6,33	0,36	0,179	0,85	0,0030
0,03	24.000	0,18	4,83	0,38	0,139	0,90	0,0023
0,04	6.100	0,19	3,73	0,40	0,107	0,95	0,0018
0,05	2.100	0,20	2,93	0,42	0,086	1,00	0,0014
0,06	890	0,21	2,32	0,44	0,062	1,05	0,00110
0,07	430	0,22	1,86	0,46	0,056	1,10	0,00089
0,08	227	0,23	1,51	0,48	0,046	1,20	0,00059
0,09	130	0,24	1,23	0,50	0,0377	1,30	0,00040
0,10	79	0,25	1,01	0,52	0,0313	1,40	0,00028
0,11	50	0,26	0,84	0,55	0,0240		
0,12	33	0,27	0,70	0,60	0,0158		
0,13	22,6	0,28	0,59	0,65	0,0108		

Tabela XXX.
Flamant tabela II.
Wartości $\frac{\gamma}{\alpha}$ dla różnych M .

M	$\frac{\gamma}{\alpha}$	M	$\frac{\gamma}{\alpha}$	M	$\frac{\gamma}{\alpha}$	M	$\frac{\gamma}{\alpha}$
m3 lit.		m3 lit.		m3 lit.		m3 lit.	
0,000,10	10.000.000	0,001,00	178.000	0,010	3.160	0,100	56
11	8.464.000	1,10	151.000	11	2.680	110	48
12	7.268.000	1,20	129.000	12	2.300	120	41
13	6.318.000	1,30	112.000	13	2.000	130	36
14	5.550.000	1,40	99.000	14	1.750	140	31
15	4.919.000	1,50	87.000	15	1.560	150	28
16	4.393.000	1,60	78.000	16	1.390	160	24,7
18	3.575.000	1,80	64.000	18	1.130	180	20,1
20	2.973.000	2,00	53.000	20	940	200	16,7
22	2.516.000	2,20	45.000	22	796	220	14,15
24	2.161.000	2,40	38.000	24	683	240	12,15
26	1.878.000	2,60	33.400	26	594	260	10,56
28	1.650.000	2,80	29.300	28	522	280	9,28
30	1.462.000	3,00	26.000	30	462	300	8,22
35	1.117.000	3,50	19.900	35	353	350	6,28
40	884.000	4,00	15.700	40	280	400	4,97
45	719.000	4,50	12.800	45	227	450	4,04
50	598.000	5,00	10.600	50	189	500	3,36
55	506.000	5,50	9.000	55	160	550	2,85
60	435.000	6,00	7.700	60	137	600	2,44
65	378.000	6,50	6.700	65	120	650	2,12
70	332.000	7,00	5.900	70	105	700	1,87
75	294.000	7,50	5.230	75	93	750	1,65
80	263.000	8,00	4.670	80	83	800	1,48
0,000,90	214.000	9,00	3.810	0,090	68	900	1,20
						1 m ³ ,000	1,000

To wyrażenie staje się maximum dla

$$w - \frac{3\lambda l}{d} \cdot c^2 = 0, \text{ a więc } c^2 = \frac{wd}{3\lambda l} \quad 36.$$

Przyjmując

$$d = 0,3 \quad l = 1000 \text{ m} \quad w = 25 \text{ m}$$

i λ według wzoru Darcy (l. 26) $= 0,001876$

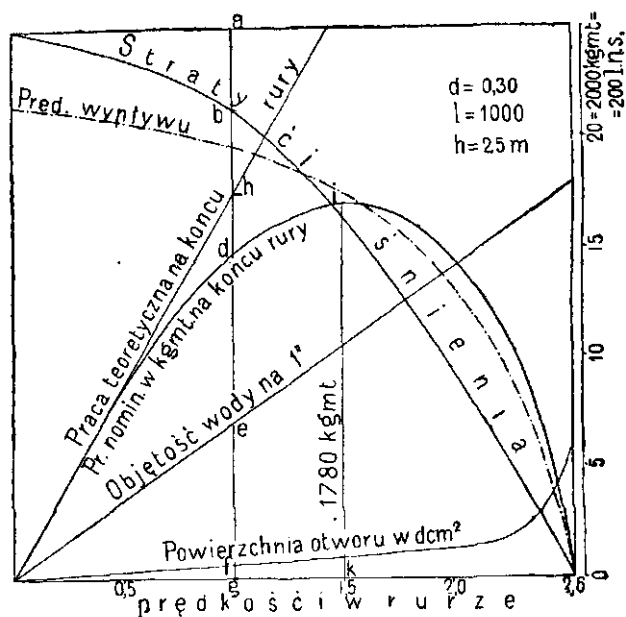
otrzymamy

$$c = 1,15 \text{ m}.$$

Przytem maximum pracy pożytecznej jest

$$F c (w - \alpha l) = 1356,9 \text{ kgmt. n. s.}$$

Załączona figura wyjęta zrozprawy Spiessa, przedstawia diagram wszelkich przypadków działania rury o powyższych rozmiarach. Daje ona inną wartość na powyższe c , a mianowicie $1,5 \text{ m}$; widocznie wprowadził autor do rachunku odmienną λ od powyższego. Napisy umieszczone na tym rysunku, objaśniają go dostatecznie. Gdy nakreślimy dowolną pionową ga , natenczas możemy na niej odczytać:



Jeżeli zasuwkę w końcu rury otworzymy o tyle, żeby na sekundę wypływało $ge = 70 \text{ lt.}$ Natenczas: *)

Woda będzie miała w rurze prędkość $Ag = 1,0 \text{ m}.$

Strata wzdłuż rury będzie $ab = 3,7 \text{ m} (\alpha l)$

Pozostanie na końcu rury ciśnienie $gb = 21,3 \text{ m} (2).$

Temu ciśnieniu odpowiada prędkość wypływu $gc = 20,4 \text{ m}.$

Do tego potrzebny jest przekrój $\frac{70}{208} = 0,34 \text{ dm}^2.$

Praca nominalna na końcu rury jest $70 \cdot 21,3 = 1491 \text{ kgmt.}$

W praktyce ten przypadek będzie dosyć rzadki. Zwykle bowiem objętość M jest tak ograniczona, że zabieramy z danego źródła całą objętość wody; a w miarę możliwego nakładu, używamy jak najszerszej rury, ażeby jak najmniej ciśnienia stracić na opory.

W powyższym przypadku otworzona była tylko część przekroju rury przy O . Powstawała ztąd w otworze prędkość większa od c , a przez to zarazem opory, na które zużywa się część ciśnienie z , co pominęliśmy w powyższym wywodzie.

Jeżeli zaś woda wchodzi przy O do naczynia lub kanału M , (f. 125) w którym utrzymywana jest w stałym poziomie, natenczas zwykle koniec rury O będzie zupełnie otwarty. Zastosowanie tego przypadku zobaczymy przy lewarach.

Zauważyć wreszcie muszę, że według wzorów 25 a i 35, możemy napisać:

*) Brak na figurze głośki A u spodu z lewego rogu. Również brak c na pionowej ga około krzywej „Prędkości wypływu“.

$$h = \left(\frac{\zeta}{2g} + \frac{1}{2g} + \lambda \frac{l}{d} \right) c^2 \quad 37.$$

a w ten sposób h rozdzielone będzie na trzy części zamiast na dwie, jak przyjąłem powyżej. Taki podział zachowują inżynierowie francuzcy, i nazywają pierwszy wyraz powyższego wyrażenia stratą przy wstępie do rury (*perte à l'entrée*), drugi stratą przy wyjściu z rury (*perte de sortie*), trzeci stratą wzdłuż rury (*perte dans la conduite*). Mówią oni przytem, że strata przy wyjściu jest dwa razy większa od straty przy wstępie do rury; albowiem w przybliżeniu $\zeta = 0,5^*$). Taki sposób przedstawiania rzeczy jest ściślejszy, jeżeli przy końcu wodociągu woda wstępuje do tak wielkiego przekroju, że traci prędkość c . Wtedy to można powiedzieć, że drugi wyraz $\frac{c^2}{2g}$, zostaje zużyty na opory, t. j. na wzburzenie wody połączone z utratę prędkości c , a więc odnosi się do końca rury. W praktyce jednak nigdy nie liczymy przy wodociągach na odzyskanie tej części ciśnienia, i dla tego nie będziemy jej odtąd wyróżniać. To też przy określeniu spadku ciśnienia na początku według f. 125., przyjąłem że strata na początku obejmuje tak pierwszy jako i drugi wyraz powyższego wyrażenia na h .

W tym rozdziale mamy mówić tylko o najprostszych zadaniach odnoszących się do przeprowadzenia wody przez rurę z obu końców zupełnie otwartą, a tych jest trzy.

I. Jakiego ciśnienia potrzeba, ażeby przez daną rurę przeprowadzić daną objętość wody.

Dane są zatem M i d , ztąd wyrachujemy

$$c = \frac{M}{\frac{1}{4} \pi d^2} \text{ oraz } h_0 = 0,0739 c^2$$

szukane $h_1 = \alpha l$.

Współczynnik λ zależy od d , możemy go zatem wprost wyrachować; następnie α h_1 i $h = h_0 + h_1$.

II. Jaką objętość wydawać będzie rura o danych wymiarach, zużywając dane ciśnienie.

Dane są d i h , szukane c .

Wyrachujemy λ według przyjętego wzoru, potem c ze wzoru l. 35, i wreszcie

$$M = \frac{1}{4} \pi d^2 \cdot c \quad 38.$$

III. Jak szeroka musi być rura, która pod danem ciśnieniem i na daną odległość, ma przeprowadzić daną objętość wody.

Jest to w praktyce przypadek najczęstszy. Dane są M i h , szukane d ; a więc niewiadome są także c i λ .

Przybliżony rachunek wykonamy za pomocą wzoru l. 30; t. j. opuszczając h_0 . A więc ze wzoru

$$\frac{h}{l} = \alpha = 1,621 \lambda \cdot \frac{M^2}{d^5}$$

przyjmując na λ wartość przybliżoną, wyrachujemy d przybliżone. Z tąd możemy wyrachować dokładniejsze λ , a następnie c ze wzoru l. 35.

*) Patrz między innemi Picarda Alimentation etc. str. 163 i Bressa Mécanique appliquée 1868 t. II. str. 154.

Z otrzymanego c wyrachujemy nowe d według l. 38, z tą dokładniejszą λ do wzoru 35 i t. d. Powtarzając rachunek dostateczną liczbę razy, otrzymamy d zgodne ze wzorami 35 i 38.

Ze wzoru l. 35 widzimy, że przy dosyć długich rurach pierwszy wyraz czyli h_0 , może leżeć w granicach błędu połączonego z wyrażeniem na λ .

Błąd ten wynosić będzie zawsze około 3%, czyli $\frac{1}{30}$ całości; jeżeli więc rura jest tak długa, że

$$h_0 < \frac{1}{30} h$$

to możemy h_0 opuścić.

Do oznaczenia granicy od której zaczynają się takie warunki, mamy:

$$h_0 = h - h_1 = \frac{1}{30} h$$

$$29h = 30h_1$$

a ze wzoru l. 35 przyjmując w przybliżeniu $\lambda = 0,0013$ otrzymamy

$$h = 0,0013 \left(56,8 + \frac{l}{d} \right) c^2 \text{ i } h_1 = 0,0013 \frac{l}{d} c^2.$$

Podstawivszy te wartości w powyższą równość i opuszczając wspólne czynniki, otrzymamy

$$29 \left(56,8 + \frac{l}{d} \right) = 30 \frac{l}{d} \text{ i } \frac{l}{d} = 1647.$$

Jeżeli zatem

$$l \geq 1650 d$$

wtedy h_1 można opuścić.

Ta granica odnosi się do bardzo szerokich rur; albowiem przyjęliśmy na λ wartość odpowiadającą $d = 1$. Dla wąskich rur, ma h_1 jeszcze mniejsze znaczenie, ponieważ h_1 jest stosunkowo większe.

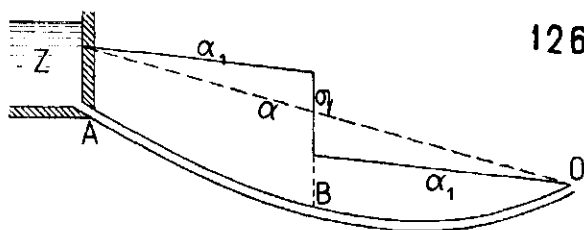
Dla lepszego poznania wpływu jaki mieć mogą na przepływ wody wysokości różnych punktów rury, względnie do spadku ciśnienia, powróćmy do f. 125.

W miarę otwierania coraz większej części przekroju rury przy O , wypływać będzie coraz większa objętość; prędkość c będzie się zatem powiększać, i zarazem wzrastać będą opory ruchu. Spadek ciśnienia będzie się powiększał; a gdy rura będzie zupełnie otwarta, przechodzić on będzie przez koniec rury O . W takim przypadku mamy

$$z = 0 \text{ i } h = h_0 + h_1 = w.$$

Całe ciśnienie w zużyte zostało na pokonanie oporów ruchu, a rura wydaje największą objętość jaka może przepłynąć przy danem ciśnieniu, danej średnicy i długości rury. Tę objętość nazywać będziemy wydajnością rury; zniżanie punktu O powiększa, a podnoszenie tegoż punktu zmniejsza wydajność.

Częściowe zamknięcie czyli zwężenie przekroju rury w dowolnym punkcie n. p. B (f. 126.) i podobnie

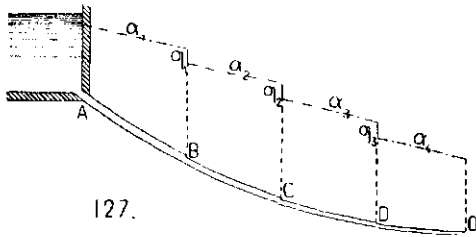


126. załamanie lub zakrzywienie nagłe rury, wywołuje skupiony opór q .

Wskutek tego wzdłuż AB i BO możliwy jest teraz tylko spadek α_1 , mniejszy od α ; a więc wydajność rury zmniejszyła się.

Jeżeli w punktach $B C D$ (f. 127.) znajdują się rozgałęzienia rury głównej i odbywa się częściowe oddawanie wody; natenczas zwykle stoją w tych punktach kurki, zasuwki, wentyle, lub inne przyrządy, wywołujące niejednostajności

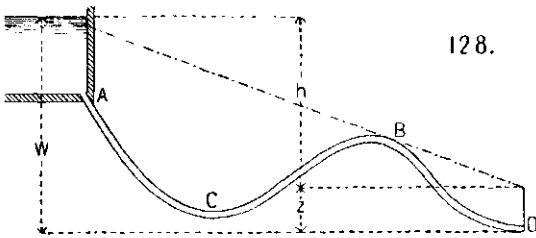
przekroju; a ztąd wynikają opory skupione $q_1, q_2, q_3, \dots$. W kolejnych częściach **AB BC**... średnice rury i prędkość c są rozmaite; a ztąd spadki $\alpha_1, \alpha_2, \dots$ zmieniają się niezależnie od siebie.



127.

zometrische Druckhöhe), czyli nadwyżki ciśnienia wewnętrznego nad jedną atmosferę. Przez otwory w tych punktach wytryskałaby woda do wysokości owych rzędnych, zmniejszonych o opory przy wypływie.

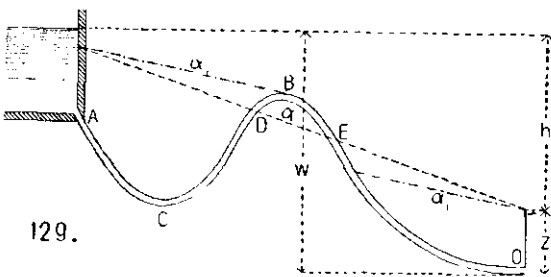
Jeżeli rura dotyka spadku ciśnienia w **B** (f. 128.), natenczas mówimy że w tem miejscu ciśnienie jest $= 0$; chociaż jest ono właściwie równe ciśnieniu atmosfery. W **B** płynie woda jeszcze pełnym przekrojem rury; ale przez otwór u wierzchu rury umieszczony, nie wypływałaby na zewnątrz.



128.

W punktach względnie najniższych jak **C** zbiera się namul i z czasem stanowi również zwężenie przekroju. Z tych powodów potrzebne są w punktach takich jak **C** kurki służące do płukania rury, a w takich jak **B** kurki lub wentyle do wypuszczania powietrza.

Jeżeli część rury **DBE** (f. 129.) wznosi się ponad jednostajny spadek α możliwy w danych warunkach, to w części tej powinnyby według powyższego powstać ciśnienia mniejsze od jednej atmosfery. To sprawdza się w rzeczywistości o tyle, że kurki umieszczone w takich częściach rur nie wypuszczają wody po otworzeniu ich, lecz wsysają powietrze. Ale z tej właśnie przyczyny, jakoteż z powodu że około **B** gromadzi się powietrze wywiązujące się z wody;



129.

a w tym razie jako rozrzedzone, większą stosunkowo przestrzeń zajmuje, nie jest możebny ruch wody z prędkością odpowiadającą spadkowi α . Albo raczej, może on mieć miejsce tylko wyjątkowo; n. p. zaraz po otworzeniu rury, która przedtem była dłuższy czas zamknięta, i w stanie zamkniętym została dokładnie napełniona; a to przez wypuszczenie powietrza mogącego się znajdować około **B**.

W krótkce po otworzeniu zatem takiej rury gromadzi się w **B** powietrze, ruch wody słabnie, spadek α się zmniejsza a ciśnienie w **B** zbliża się coraz więcej do ciśnienia atmosferycznego.

Jeżeli ciśnienie w **B** wyrówna się zupełnie z ciśnieniem atmosfery, natenczas nowy spadek ciśnienia α_1 dotyka rury w **B**; w części **CO** tworzy się

Tabela XXXI.
Wartości λ i ε dla wzorów Darçy i Franka
do tablicy 9 atlasu.

d m	Darçy		Frank I		Frank II	
	$\lambda = \frac{1}{\kappa^2}$	$\varepsilon = \kappa^2 d$	$\lambda = \frac{1}{\kappa^2}$	$\varepsilon = \kappa^2 d$	$\lambda = \frac{1}{\kappa^2}$	$\varepsilon = \kappa^2 d$
0,01	0,0268938	0,37184	0,004359	2,2941	0,007015	1,42552
0,02	0,0139538	1,43330	0,0032322	6,1877	0,0051053	3,91747
0,03	0,0096405	3,1119	0,0027330	10,976	0,0042592	7,0435
0,04	0,0074838	5,3448	0,0024355	16,423	0,0037550	10,6524
0,05	0,0061898	8,0778	0,0022324	22,397	0,0034108	14,660
0,06	0,0053271	11,263	0,0020825	28,811	0,0031568	19,007
0,07	0,0047109	14,859	0,0019660	35,605	0,0029593	23,654
0,08	0,0042488	18,829	0,0018721	42,733	0,0028002	28,569
0,10	0,0036018	27,764	0,0017285	57,854	0,0025568	39,111
0,15	0,0027391	54,763	0,0015053	99,648	0,0021784	68,858
0,20	0,0023078	86,663	0,0013722	145,75	0,0019529	102,41
0,30	0,0018765	159,875	0,0012144	247,04	0,0016854	178,00
0,40	0,0016608	240,85	0,0011203	357,05	0,0015259	262,14
0,50	0,0015314	326,50	0,00105605	473,44	0,00141706	352,83
0,60	0,0014451	415,20	0,00100864	594,89	0,00133673	448,87
0,70	0,0013835	505,96	0,00097180	720,31	0,00127429	549,32
0,80	0,0013373	598,22	0,00094211	849,16	0,00122396	653,65
0,90	0,0013014	691,62	0,00091751	980,92	0,00118227	761,23
1,00	0,0012726	785,79	0,0008967	1115,20	0,00114700	871,84

która zastępuje wszystkie proste $F:r^2$ przy kanałach. Na tabl. 9 wprowadziłem zatem podziałkę d^2 zamiast r^2 , a reszta pozostała bez zmiany jak na tablicach 7 i 8. Dodać jednak musimy prostę dla odczytywania h_0 , a to na rzędnych c^2 przyjętych poprzednio na pionowej okrągłej wartości α . Tab. 9 podzielona jest na 3 części; górna przeznaczona dla największych rur do 8 cm, środkowa dla rur do 30 cm, dolna do 1 m średnicy. Do tego podziału zastosowane są podziałki dla α .

Użycie tab. 9 wyjaśnia następujące przykłady, odpowiadające trzem zadaniom wymienionym na str. 220. Pierwsze trzy przykłady są rozwiązane na dolnej części tablicy.

I. Dane $M = 0,18 m^3 l = 1500 m$ $d = 0,4 m$. Szukane $h = h_1 + h_0$.

Punkt a_1 na prostej F , odpowiadający wartości $d^2 = 0,16$, odrzucam poziomo do a_1 na prawym brzegu, gdzie jest podziałka c^2 . Na tej samej pionowej, od dolnego brzegu w górę, odcinam $Aa_3 = M = 0,18$, a to w podziałce przyjętej dla F . Poziomo od A odcinam w lewo jednostkę podziałki c , a dzielenie wskazane na rysunku*) daje prędkość Aa_4 . Odrzucam więc a_1 do a_1 na paraboli c ; na pionowej punktu a_1 obieram a_6 na krzywej εD , i odrzucam do a_7 na pionowej c^2 ,

*) Polega ono na proporcji $M:F=c:1$.

co daje promień $0a_7$. Do tego promienia odrzucam punkt a_5 poziomo do a_8 , gdzie odczytuję $\alpha = 0,00855$; zaś przy a_9 czytam $h_0 = 0,1534$; mamy więc:

$$h = 1500\alpha + h_0 \\ h = 12,825 + 0,1534 = 12,9784.$$

II. Dane $l = 1000\ m$ $d = 0,5\ m$ $h = 6\ m$. Szukane c i $\mathfrak{M}$.

Dla $d = 0,5$ mamy punkt e_1 na krzywej εD i e_2 na prostej F . Punkt e_1 odrzucam poziomo do e_3 na pionowej c^2 , i otrzymuję przez to promień $0e_3$, który daje nam w przybliżeniu $\frac{c^2}{\alpha}$, jeżeli opuścimy h_0 ; t. j. jeżeli przyjmiemy $h = h_1 = 6\ m$. Przy takim założeniu $\alpha' = 0,006$, co daje punkt e_4 na promieniu $0e_3$. Na poziomie punktu e_4 czytam $h'_0 = 0,1455$, co przedstawia błąd tego pierwszego rozwiązania.

Na drugą próbę przechodzę od e_4 do e_5 na promieniu $0e_3$, gdzie $\alpha = 0,0057$. Na poziomie punktu e_5 czytam $h''_0 = 0,1385$; a więc całe ciśnienie wynosi $5,7 + 0,1385 = 5,8385$. Jest zatem o $0,1615$ za małe.

Te dwa błędy: $+0,1455$ i $-0,1615$ pozwalają wykonać interpolację wskazaną na rysunku około punktów e_4 i e_5 , z której otrzymujemy punkt e_6 . Na poziomie tego punktu można odczytać dosyć dokładne $h_0 = 0,1408$

$$\text{oraz } \alpha l = 5,86 \quad \text{a ztąd } h = 6,0008.$$

Przy rachunku liczebnym nie potrzeba prób w tym przypadku; na tabeli zaś tylko w takim razie, jeżeli opuszczamy h_0 .

III. Dane $\mathfrak{M} = 0,8\ m^3$ $l = 1000\ m$ $h = 2,6$. Szukane d .

Ażeby odrazu obrać dobrą wartość próbną na d , należy użyć przybliżonego rachunku, jak mówiłem na str. 220. Nie jest to konieczne, ale skróci próby. Obieram więc $d = 0,9$, ztąd punkt f_1 na paraboli d , f_2 na krzywej εD i f_3 na prostej F . Ostatni odrzucam poziomo do f_4 na pionowej c^2 i tutaj odcinam $Af_5 = \mathfrak{M} = 0,8\ m^3$ w podziałce F . Mnożenie, jak w poprzednich przykładach, daje przy f_6 na dolnym brzegu wartość c ; nie potrzeba jej jednak odczytywać.

Odrzucam raczej f_6 pionowo do f_7 na paraboli c , a f_7 poziomo do f_8 na pionowej c^2 ; co daje promień $0f_8$. Na ten promień odrzucam punkt f_7 do f_9 i tutaj czytam

$$\alpha' = 0,00228 \text{ i } h'_0 = 0,117.$$

A więc

$$h' = 2,397 \text{ i błąd wynosi } -0,203.$$

Drugą próbę wykonywam po punktach $g_1, g_2, \dots, g_9$ i otrzymuję

$$\alpha'' = 0,0027 \quad h''_0 = 0,133.$$

A więc

$$h'' = 2,833 \text{ i błąd wynosi } +0,233.$$

Przy pomocy powyższych dwóch błędów wykonywam interpolację na poziomach punktów f_9 i g_9 , i otrzymuję punkt k na pionowej c^2 , k_1 na paraboli c i k_2 na dolnym brzegu. Dzielenie $\frac{\mathfrak{M}}{c}$, wykonane tak jak mnożenie przy powyższych próbach, daje $Ak_3 = F$ na pionowej c^2 . Odrzucam k_3 do k_4 na prostej F , i na pionowej tego punktu mogę na paraboli d odczytać $d = 0,885$; na czem rozwiązanie skończone. Jednakże dla sprawdzenia możemy od k_4 przejść do k_5 na krzywej ε i do k_6 na pionowej c^2 . Na promień $0k_6$ odrzucić punkt k_1

i przy k_7 odczytać $\alpha = 0,0002475$. Na poziomie punktu k_7 mamy nadto $h_0 = 0,125$ i jako kontrolę

$$h = 2,475 + 0,125 = 2,6.$$

IV. Na środkowej części tablicy 9 wykreślony jest następujący przykład.
Dane $M = 0,025$ $l = 1000$ $d = 0,15$. Szukane h .

Dana wartość d daje punkt m_1 na prostej F . Ten punkt odrzucam poziomo do m_2 na prawym brzegu (pionowa c^2). Na tej pionowej odcinam od dolnego brzegu w górę $M = 0,025$ w podziałce F , a poziomo w lewo jednostkę podziałki c . Dzielenie wskazane na rysunku, daje prędkość Am_4 . Odrzucam m_4 do m_5 na paraboli c , na pionowej punktu m_1 obieram m_6 na krzywej ϵD , i odrzucam do m_7 na pionowej c^2 ; co daje promień Om_7 . Do tego promienia odrzucam poziomo punkt m_5 do m_8 , i tu odczytuję $\alpha'_{0,0} = 0,0363$, a na tej samej poziomej $h_0 = 0,147$; ztąd

$$h = 36,3 + 0,147 = 36,447.$$

V. Na górnej części tablicy 9 wykreślony jest następujący przykład.

Dane $M = 0,56$ lt $d = 5$ cm $l = 1000$ m ; szukane h .

Dane $d = 0,05$ m oznacza punkt na paraboli d , który odrzucam pionowo do h_1 na krzywej ϵD i poziomo do h_2 na pionową c^2 ; ztąd promień Oh_2 .

Z rachunku lub za pomocą dzielenia wykreslnego jak w poprzednich przykładach, mamy

$$\frac{4M}{\pi d^2} = c = 0,286$$

Ta wartość daje punkt na paraboli c , który odrzucam poziomo na promień Oh_2 do h_3 , gdzie czytam $\alpha = 0,010$ a więc

$$h_1 = \alpha l = 10$$

h_0 można w tych warunkach pominąć.

61. Konstrukcja kanałów.

Tablica 10 atlasu.

a) Rowy i kanały wykonane w ziemi bez żadnego utrwalenia ścian, są najwięcej rozpowszechnioną odmianą sztucznych koryt otwartych. Używane bywają do najrozmaitszych celów, i do wszelkich możliwych wymiarów.

Kształt ich przekroju jest trapezowy; przekrój o łukowym łęku byłby racjonalniejszy, albowiem powstaje on w rzeczywistości sam przez się; a to przez zamulenie podnóża obu skarp przy płaskim łęku.

Jednakże łukowy łęk, jako trudniejszy od płaskiego do wykonania w ziemi nie jest używany w praktyce. Według powyższego zaś należałoby dla wąskich kanałów rachować przepływ według łukowego łęku, pomimo że wykonane one będą z łękiem płaskim.

Kanały w ziemi wymagają łagodnie pochyłonych skarp; a to nie tylko ze względu na trwałość ich po przesiąknięciu wodą, ale także dla zamurawienia części nad wodą położonej. Skarpa 1:1 trzyma się pod wodą tylko w twardej glinie do wysokości jednego metra i zwykle już źle trawą porasta.

Jeżeli chodzi o oszczędność miejsca, lepiej jest trzymać się skarp 4:5 lub 3:4, powszechnie używanych we Francji (f. 14.). W zwykłych zaś warunkach należy używać skarpy 2:3 lub łagodniejszej, w miarę wymagań stateczności. Gdy głębokość wody wynosi 1 do 2 *m*, pochylenie skarpy ze zwykłej ziemi bywa 4:7 albo 1:2. Skarpy 1:1 na f. 9—12 zostały później wybrukowane.

Cząstki wody poruszające się tuż przy ścianach koryta, nie powinny mieć prędkości większej nad 0,3 do 0,5 *m*; silniejszy prąd spłukuje nawet dosyć twardą glinę. Z tąd wynika, że średnia prędkość w korycie z ziemi może wynosić w zwykłych warunkach najwyżej 0,6 do 0,8.

W miękkim mule, średnia prędkość 0,15 jest już może za wielka; a ponieważ tak małe prędkości są praktycznie niemożliwe, więc w takich razach należy wykładać skarpy wytrzymalszym materiałem.

Z powodu płaskich skarp i małych prędkości wody, koryta ziemne — zastosowane do większych objętości wody — mogą być kosztowniejsze od drewnianych lub brukowanych.

Głębokości wody 2 do 3 *m* które widzimy na f. 9. do 12. (tab. 10), uważać należy za największe jakie są praktycznie możliwe. Małe głębokości, a ztąd płaskie a szerokie kanały, bywają konieczne w terenie przepuszczalnym dla zmniejszenia wsiąkania wody; podobnież w obec trudności co do swobodnego odpływu; oraz w nizinach, gdy potrzeba utrzymywać zwierciadło wody w dostatecznej głębokości pod powierzchnią terenu.

Wielkie głębokości są powodem większych strat przez wsiąkanie, większych trudności przy ujściu kanału i przy wykonaniu budowli pomocniczych. Pomimo więc że prowadzą one do oszczędności w spadku i w zajętej na kanał powierzchni, są mało używane; co już wspominałem powyżej, mówiąc o przekrojach najkorzystniejszych.

Odgraniczenie kanału za pomocą dwóch małych nasypów (f. 2. tab. 10) potrzebne jest wyjątkowo tylko; i służy do uzyskania należytej głębokości koryta. Ta musi być większa od największej głębokości wody o 0,2 do 0,4 *m* przy małych, o 0,5 do 0,8 *m* przy wielkich kanałach. W ten sposób oraz przy pomocy innych jeszcze urządzeń, zabezpieczamy kanał od przepełnienia; mając przytem na oku możliwe zmiany stanu wody. Jeżeli więc stan wody wypada prawie równo z terenem, dodajemy wymienione powyżej nasypy. Taki kanał możliwy jest tylko w terenie nieprzepuszczalnym, oraz zabezpieczonym innemi sposobami od zabagnienia.

Odgraniczenie za pomocą nasypu z jednej strony (tab. 10. f. 5., 13., 14.) jest prawie zawsze potrzebne na terenie pochyłym, przy stokowym położeniu kanału. Korona nasypu 0,6 do 1,5 *m* szeroka, tworzy chodnik przydatny do nadzoru kanału, a przy większych budowach rozszerzaną bywa do 3 ch albo do 4,5 *m* ażeby na niej pomieścić drogę przeznaczoną do tego samego celu.

Koryta ziemne tracą dużo wody przez wsiąkanie, mianowicie gdy stan wody kanału leży wyżej od stanu sąsiedniej wody podziemnej, a pokład zacięty kanałem jest przepuszczalny.

Strata przez wsiąkanie jest tem większa im dłużej każda cząstka wody przebywa w kanale, im kanał jest głębszy, im częściej bywa wypróżniany. Po wypróżnieniu kanału ściany wysychają i tworzą się w nich szpary, które przy ponownem napełnianiu kanału zwykle dużo wody pochłaniają zanim się napowrót zamkną.

Strata wynosząca 10—15% całej objętości uważana bywa jako bardzo mała, jeżeli woda przebywa kanał w ciągu godziny lub więcej.

Najtańszym środkiem uszczelnienia jest **iłowanie** (n. Thonschlag f. 132.) Jest to warstwa czystego starannie ubijanego łu; 20—40 cm gruba, umieszczona

na 30 lub 40 cm pod powierzchnią ścian i łęku, ażeby zbyt szybko nie wysychała.

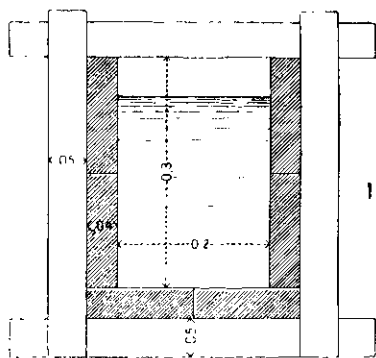
132. Zamiast łu używają też w Anglii, Rosyi

i Ameryce w tym samym celu betonu iłowego (Thonbeton, a. puddle). Jest to mieszanina łu z piaskiem i drobnym żwirkiem oraz małym dodatkiem wody.

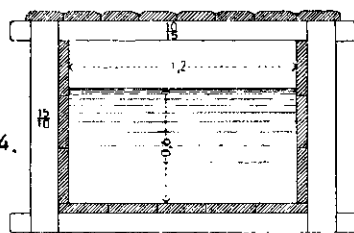
Oba powyższe środki są tem kosztowniejsze im większy kanał; często więc taniej wypadnie zamienić koryto ziemne na betonowe, brukowane, murowane i t. p., mianowicie mając na oku możliwe wtedy powiększenie prędkości a zmniejszenie przekroju poprzecznego.

b) Koryta drewniane (f. 133—139) wytrzymują wielkie prędkości wody, jako to 3, 4 a nawet 5 m na sekundę. Jakkolwiek woda szybko płynąca splukuje drzewo, jednakże wynikające ztąd osłabienie grubości ścian nic nie znaczy, albowiem koryta drewniane same przez się nie długo trwają i wymagają częstej wymiany niektórych części składowych. Dla tego też trudno oznaczyć górną granicę możliwej prędkości i w praktyce określać ją będzie raczej największy spadek, jaki w danym razie zechcemy poświęcić na przeprowadzenie wody.

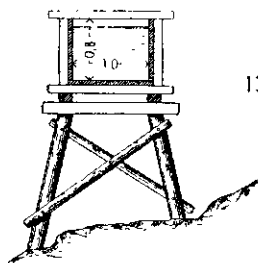
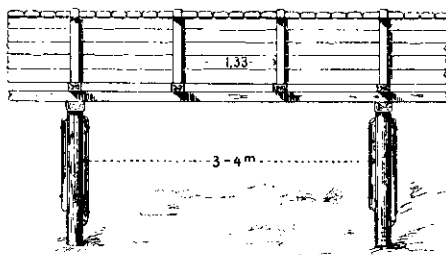
Wykonane koryta miewają zwykle spadki 2—10‰ i widzimy w nich prędkości 2—3 m.



133.

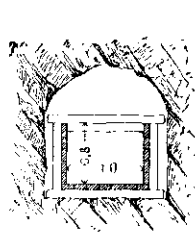
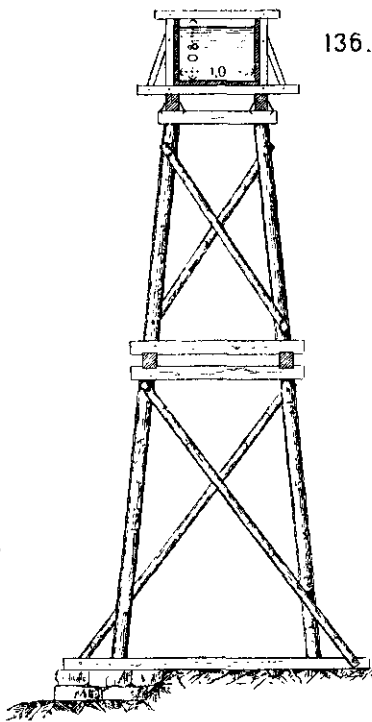


134.



135.

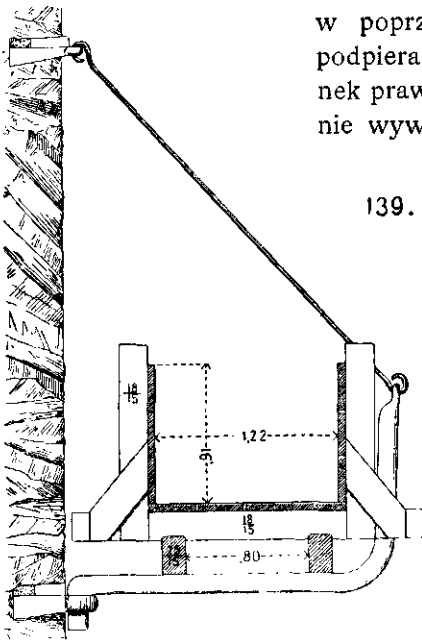
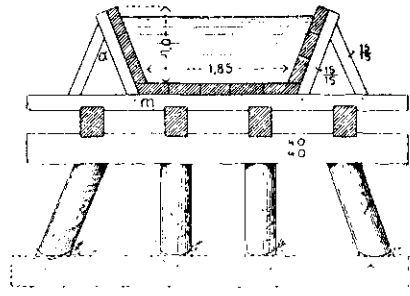
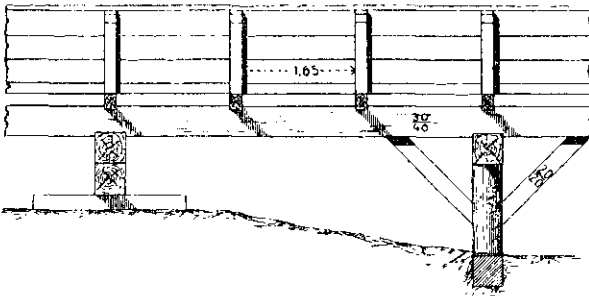
Małe koryto zbite z trzech brusów przedstawia f. 133. Zastąpi ono zawsze z korzyścią rów wykonany w ziemi, jeżeli rów ten miałby leżeć w nasypie. Ko-



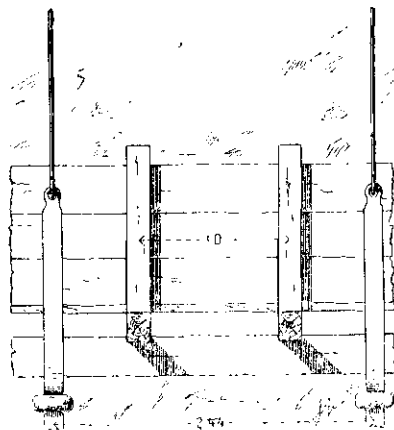
ryto przedstawione na f. 134. wystarczy już na przeprowadzenie większego kanału fabrycznego w podobnych warunkach. Kanał przedstawiony na figurach 135. do 137. był 5 kilometrów długi, wy-

konany w spadku 2‰ , i prowadził wodę do warsztatów mechanicznych przy budowie tunelu przez Arlberg, od wschodniej bramy tunelu pod St. Anton. Był jak widzimy przykryty opółczynami i niczem zresztą nie zabezpieczony od mrozu; a działał bezustannie pomimo nader ostrej zimy.

Na f. 138. widzimy kanał przeznaczony do spławu drzewa, który dawniej znajdował się przy tartakach w Nadwornie. Pochylenie ścian bocznych ma na celu powiększenie ich stateczności; skoro w tym przypadku nie mogą one być wierzchem związane poprzecznie, jak



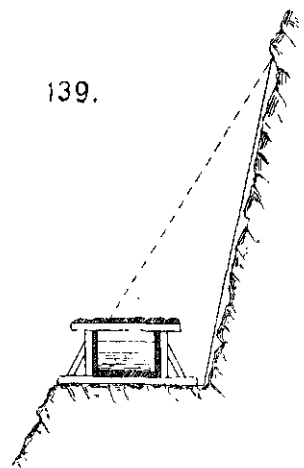
139.



w poprzednich przykładach. Zastrzały powinny podierać ścianę w 0,6 wysokości, i mieć kierunek prawie prostopadły do ścian bocznych, ażeby nie wywoływały składowej ciśnienia wody pod-

noszącej ścianę do góry. W każdym razie dobrze jest dodać kłamrę lub śrubę przy połączeniu słupów z podwaliną.

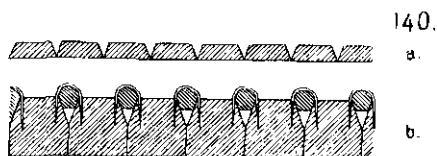
Koryta drewniane są zawsze bez porównania tańsze niż brukowane lub murowane w ziemi; toteż ostatnie są używane w większych rozmiarach tylko we Francji. Natomiast w najtrudniejszych terenach górskich, pomimo że kamień jest wszędzie w obfitości, widzimy obszerne zastosowanie koryt drewnianych, skoro tylko okolica jest bodaj w części lesista. Ciekawy przykład tego rodzaju mamy na f. 139.; jestto jeden z kanałów fabrycznych w Kalifornii*); ale częściej widzieć można ułożenie koryta podobne do f. 139 b.



Używając koryta drewnianego w ten sposób, można w wysokim stopniu zmniejszyć roboty ziemne t. j. przekopy, a nasypów zupełnie uniknąć. Mosty przepusty i liczne budowle pomocnicze odpadają w tedy zupełnie, ponieważ w takich miejscach układamy koryto na rusztowaniu, nie dotykając wcale terenu.

Szczelność ścian osiągnąć można przez samo dokładne spuszczenie brusów i ściśnięcie ich klinami, jeżeli poprzeczne wymiary kanału nie są zbyt wielkie, a brusy nie grubsze nad 8 cm. Brusy układane na poprzecznych listwach, ryglach i t. p., gwoździ się, śrubuje lub przytwierdza kołkami.

Gdy grubość brusów wynosi 8 cm lub więcej, ścina się ich boki nieco pochyło i używa się zetknięcia krawędzią lub wązkim paskiem (f. 140.) ażeby



ułatwić dokładne spuszczenie. Na zetknięcia podkłada się rogózkę, sukno, konopie w mazi maczane, albo paski kauczuku. Ostatni środek jest najskuteczniejszy, ale bardzo kosztowny i mało używany do koryt drewnianych. Fig. 140 b. przedstawia ścianę z belek

12 do 20 cm grubych; przez ukośne ścinanie ścian bocznych otrzymano szwy otwarte; w tych ubijano konopie z mazią i przyciskano takowe za pomocą dębowych listewek 3 cm grubych, a to przez wbijanie żelaznych skobelków czyli żabek. Przeważnie wykonywa się to na ścianie leżącej od strony wody.

c) **Kanały z kamienia.** W korycie kamiennem woda może płynąć z bardzo wielką prędkością bez szkody, jeżeli koryto jest w odpowiedni sposób wykonane.

Bruk powinien leżeć na gruboziarnistej podsypce przepuszczalnej, której woda niemoże wypłukać. Podkład z betonu jest potrzebny dopiero wtedy, gdy mamy zapobiedz wsiąkaniu wody. Figury 6, 13, 15 — 18, 24 — 26, tab. 10 przedstawiają przykłady takich kanałów.

Na f. 6. i 13. bruk miał na celu zmniejszenie wsiąkania, na f. 15 — 18 użyto murów dla zmniejszenia przekroju, na f. 17. są oba cele połączone. Wreszcie na f. 24 — 26 chodziło nadto o mniej częste czyszczenie kanału i większą czystość wody, która przeznaczona była do wodociągów miasta Londynu.

*) Czasopismo austriackich inżynierów 1885.

d) **Kanały kryte** wykonywane bywają z kamienia cegły betonu, lub z rur kamionkowych, a niekiedy z drzewa, według powyżej opisanej konstrukcyi. Mają na celu utrzymanie większej czystości i niskiej temperatury wody. Do ostatniego celu przyczynia się nietylko umieszczenie wody pod ziemią, ale i większa jej prędkość, czyli krótsze przebywanie w kanale.

Ażeby w naszym klimacie woda w zimie nie zamarzała, nie jest konieczny kanał kryty. Wystarczy zasłonić ściany boczne od zetknięcia z powietrzem, a wodzie nadać prędkość 1,5 do 2,0 m, jak wspominałem już powyżej.

Ażeby woda miała stałą temperaturę, niezależnie od powietrza, należy umieścić jej zwierciadło 1,5 m pod powierzchnią terenu. Nad szczytem sklepienia potrzeba też przynajmniej 0,8 m ziemi. Gdzie tej wysokości nie było, pokryto kanał nasypem, jak wskazuje f. 44., 28., 38. i 40. tab. 10.

Jeżeli przekrój ma być mały, natenczas cały kanał może być wykonany z ciosu lub z płyt ciosowych, na zaprawie cementowej (f. 39., 40. i 44.).

Kanały płytami kryte mają zwykle niewielkie wymiary, i wystawione są na nieznaczne ciśnienie ziemi. Ztąd słabe przyczółki, na jedną cegłę lub 40 cm kamienia, a co najwyżej na 1½ cegły lub 50 cm kamienia. Płyty kryjące kanał do głębokości 6—7 m pod ziemią, rachować należy na cały ciężar ziemi spoczywającej wprost na kanale.

Rury z gliny kamionki lub nawet z betonu, są prawie zawsze tańsze od ciosu i płyt; oraz pozwalają na szybsze i dokładniejsze wykonanie kanału. Należy im się zatem pierwszeństwo, o ile wystarcza średnica nie większa nad 0,4. Dalsze szczegóły znajdziemy w rozdziale o wodociągach i o kanalizacji miast.

Jeżeli przekrój jest tak wielki że robotnik może się w nim pomieścić, natenczas często używamy krótkich tuneli, dla skrócenia trasy w trudnych terenach.

Wymagają one często doskonałej wyprawy przeciw wsiąkaniu (f. 20. 21.) pomimo że są kute w skale. W skale wietrzejącej, potrzeba nawet murować cały przekrój (f. 4., 22., 30—37., 42., 43.), i tu widzimy liczne zastosowania sklepień.

To co można powiedzieć o kształtach tych sklepień ze stanowiska teorii, należy do budowy tuneli; mogę więc poprzestać na niewielu słowach.

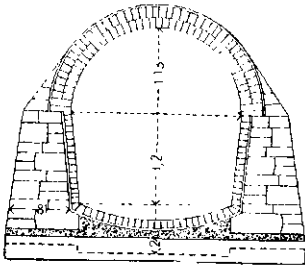
Ze względu na ciśnienie ziemi, najwłaściwszy jest kształt paraboliczny z wierzchołkiem u góry (tab. 8A typ V), a w razie silnego ciśnienia bocznego, kształt uciętej elipsy (typ VI)*). Rozmiary przekroju bywają przeważnie małe, możemy więc często wystarczyć grubością pół cegły w kluczu. Grubość i kształt przyczółków oznaczać należy tak dla największego napełnienia ($\max F\sqrt{r}$) jako i dla pustego kanału. Całkowite napełnienie, połączone z ciśnieniem wewnętrznym, jest zwykle wykluczone.

Dla oszczędności w grubości przyczółków pozwalamy że linia ciśnienia wychodzi z wewnętrznej trzeciej części grubości ich. Poprzestajemy mianowicie na tem, że w jednym lub w obu powyższych przypadkach zbliża się ona do powierzchni muru o ile na to pozwala wytrzymałość materiału lub zaprawy na zgniecenie, a po przeciwnej stronie pozwalamy że powstają wtedy siły rozciągające i wyzyskujemy wytrzymałość zaprawy cementowej na rozerwanie, licząc przytem 0,5 do 1,0 kg na 1 cm².

Z powyższego wynika że racjonalnem jest płaskie ograniczenie przyczółków od strony zewnętrznej, jak widzimy na f. 28., 30., 31., 38., 35., 42., 43.

*) Typy różnych kształtów podobnych podaje Schaefer i Sonne Brückenbau tom I. tab. 4.

Łęk może być wykonany bez sklepienia (f. 22., 27., 28., 42.) albo w bardzo płaskim łuku (f. 141.); przekrój zaś jajowy (f. 32. 33 — 37) nie jest istotnie



141. uzasadniony, jeżeli objętość przepływu jest mniej więcej stała, a więc jeżeli nie potrzebujemy obawiać się bardzo niskich stanów i małych prędkości, wynikających z płaskiego łęku. Jeżeli wreszcie potrzeba nam korzystnego przekroju, a więc półkolistego w dolnej części, i ta okoliczność zaleca przekrój jajowy, natenczas powinien on być spodem szerszy niż u szczytu; albowiem tam gdzie największe ciśnienie, potrzebny jest najmniejszy promień krzywizny sklepienia.

Tylko przy kanałach miejskich, ze względu na długo trwające niskie stany wody, zmuszeni jesteśmy odstąpić od powyższej zasady; w tych kanałach widzimy zatem przekroje jajowe spodem węższe.

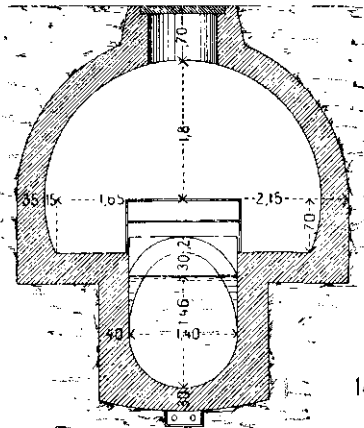
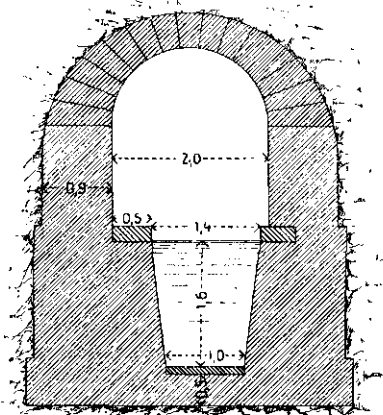
Sklepienie odcinkowe na f. 22., można usprawiedliwić tylko tem że nie wytrzymuje ono żadnego ciśnienia i chroni tylko skałę od zwiertzenia. W przeciwnym razie kształt ten nie jest racjonalny, bo linia ciśnienia występuje tu niezawodnie z przyczółków na zewnątrz.

Kształty poziomej elipsy, jak f. 27., 28., 30., 31. i 38., wynikły z braku wysokości, a nie ze względów stateczności. W każdym razie jednak pochylenie wewnętrznego lica przyczółków odwrotne od tego jakie widzimy na tych rysunkach (oprócz f. 27.), a więc według f. 106. str. 175., byłoby niezawodnie połączone z oszczędnością.

Ze względu na łatwe wyprawienie szwów i na utrzymanie kanału, nie należy przekraczać pewnych najmniejszych wymiarów. Dawniej przyjmowano że najmniejsza wykość jest 0,8 a najmniejsza szerokość 0,6; tę radę daje jeszcze Frühling (patrz Franzius i Sonne tom I. str. 178); ale nowsze budowle mianowicie betonowe, wcale tego warunku nie zachowują. Zresztą nawet przy wysokości 0,8 nie podobna pracować wewnątrz kanału; a korzyść z niej tylko ta, że po wypróżnieniu części kanału, człowiek małego wzrostu może się przez niego przecisnąć i wyszukać miejsca wadliwe. Przy mniejszej wysokości, służą do tego celu studzienki czyli szyby rewizyjne; ale dla wykonania naprawy, trzeba tak w jednym jak w drugim razie odkopać kanał i otworzyć go.

Ażeby przejść wewnątrz kanału i bez wypróżniania wykonać naprawę, potrzeba przynajmniej 1,8 m wysokości pożytecznej nad wodą; taki kanał nazywamy

142.



143.

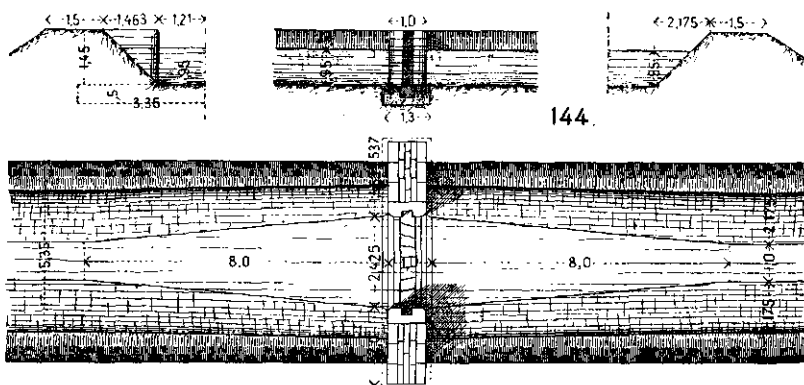
przechoǳnym (n. begehbar). Z jednej lub z obu stron są w nim natenczas wązkie chodniki (f. 142. 143.); ale to podnosi koszt wykonania w tak wysokim stopniu, że tylko wyjątkowo wykonywamy takie kanały; mianowicie w długich głęboko leżących tunelach, i w kanałach zasilających wodociągi miejskie; kórych wypróżnienie pociąga za sobą wielkie niedogodności dla miasta.

62. Budowle pomocnicze przy kanałach.

Jako pierwszą budowl pomocniczą wymienić należy ujcie wody (f. prise d'eau); opis jej należy jednak do budowy jazów.

Wżnemi również budowlemi są akwadukty, t. j. mosty po kórych koryto kanału przekracza rozmaite przeszkody; oraz lewary czyli rurowe częci kanału, budowane zamiast akwaduktów. Tym powic jednak osobno rozdział następny, a tutaj chc mówić tylko o innych mniejszych budowlach pomocniczych.

a) **Przyczółki przedziałowe** (f. 144.). Jeżeli w pewnej częci kanału przewidujemy częstsze roboty dla naprawy, utrzymania szczelności, lub usunięcia namułu, natenczas w końcach jej stawiamy po dwa poprzeczne mury mające



w łku wspolny fundament, a w czołach do kanału zwróconych wpusty pionowe służące do zamknęcia kanału ścian z belek. W ten sposób, w celu wykonania zamierzonej roboty, potrzebujemy wypróżnić tylko zamknęt częć kanału.

Ażeby przyczółki nie wywoływały spiętrzenia wody, należy pozostawić pomiędzy nimi przekrój wody równy przekrojowi normalnemu.

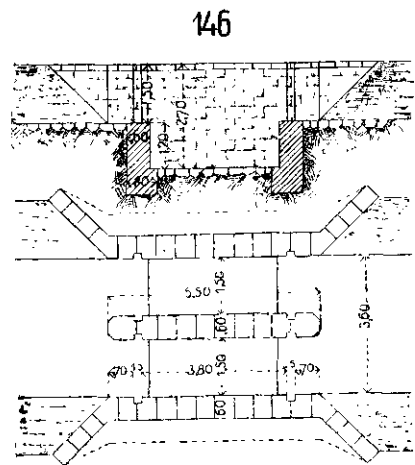
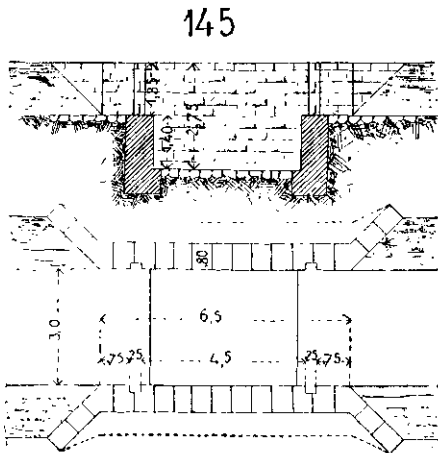
Zobaczymy w dalszym ciągu, że sposobność do urzadzania wpustów nastęrcza si często przy innych budowlach; a wiec wyjątkowo tylko może zajć potrzeba stawiania oddzielnych przyczółków przedziałowych. Często też wystarczy zamknąć uważaną częć kanału tylko z jednej strony, t. j. od przypiływu; poczem dalsza częć samoczynnie si wypróżnia.

b) **Osadniki** (n. Schlammfnge) są to zagębenia na niewielkiej długości koryta, w kórych z powodu powiększonego przekroju zmniejsza się prędkoć, a wiec osadza się mu jaki mógby się w wodzie unosić, lub piasek toczący się po dnie kanału.

Właściwą budowlą przeznaczoną do zatrzymania piasku i mułu jest jaz, czyli ujęcie wody. Dlatego też bywają osadniki potrzebne tylko wtedy gdy ujęcie niedokładnie spełnia swe zadanie, lub gdy ujęcia wcale niema; jak przy kanałach ściekowych.

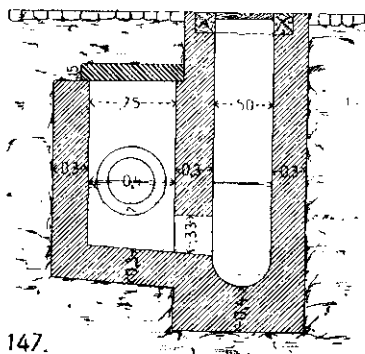
Narazie jednak mówimy tylko o kanałach dla kultury lub przemysłu; w tych mamy zwykle sztuczne ujęcie wody a przy ujęciu mały zbiornik; a więc większy przekrój i mniejszą prędkość niż w kanale. Piasek i muł tam się zatrzymują, do kanału wchodzi woda dosyć czysta, a chwilowo tylko podczas wezbrań, woda nieco mętniejsza. Ztąd wynika, że osadniki mogą być potrzebne tylko na początku kanału, niedaleko od ujęcia; zwykle nawet jeden osadnik zupełnie wystarcza.

Konstrukcyę osadnika ze ścianami kamiennymi przedstawia f. 145. Widoczne na rysunku wpusty, przeznaczone są do zamknięcia kanału za pomocą ściany



z belek; a to podczas czyszczenia osadnika, ażeby nie potrzeba kanału wypróżniać. Jeżeli u spodu zagłębienia można umieścić otwór zamykany stawidłem, natenczas płukanie osadnika wykonać można zapomocą prądu wody, i czyszczenie odręczne nie jest potrzebne.

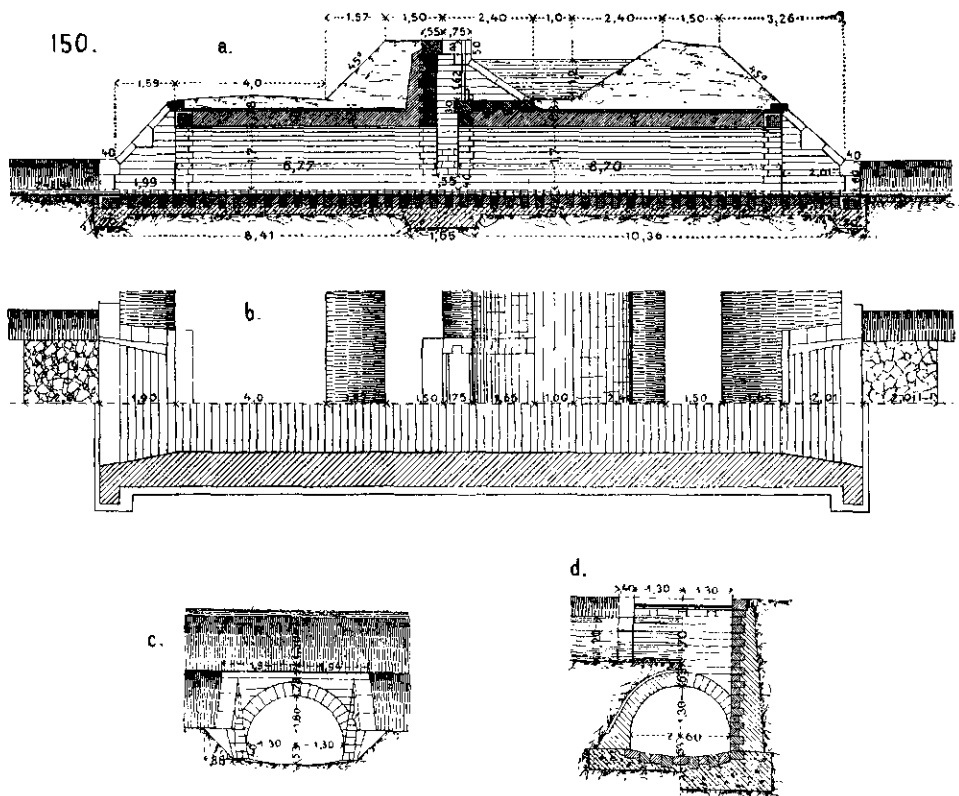
Ażeby można wyczyścić osadnik bez przerywania ruchu wody w kanale, proponowano osadnik dwuczęściowy*). Woda płynie jednym otworem, podczas gdy drugi jest zamknięty dla wyczyszczenia (f. 146.)



Tensam cel można też taniej i wygodniej osiągnąć za pomocą osadnika bocznego (f. 147.). Ta konstrukcyja jest używana przy niektórych kanałach we Lwowie; dla większego kanału, można użyć dwóch takich osadników z obu stron. Również dobrze byłoby dodać przy otworze do osadnika stawidło równoległe do osi kanału, ażeby podczas czyszczenia wypróżnić osadnik, a przynajmniej oddzielić go od kanału.

*) Humber, Water supply of cities and towns str. 171.

niż od strony góry. W takim więc przypadku, potrzebny jest most dla drogi służbowej. Jeżeli zaś przy niektórych budowlach tego rodzaju nie widzimy takiego mostu, natenczas wytłómaczyć to można tem przypuszczeniem, że w najbliższej



okolicy znajdują się liczne drogi dojazdowe; a więc przerwanie drogi służbowej może być dozwolone.

e) **Spusty** (n. Entleerungsvorrichtungen, f. appareils de décharge).

Są to otwory zamykane stawidłami lub klapami, służące do wypróżniania kanału. Znajdują się zwykle obok regulatorów przelewowych, jak to widzimy na f. 149.

63. Akwadukty i lewary.

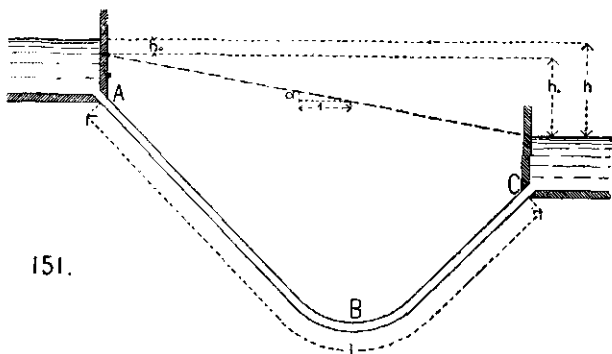
Tab. 11 do 13.

Akwaduktem nazywamy most, unoszący koryto kanału. Most może być kamienny sklepiony, z korytem kamiennym; ale mogą też dźwigary mostu żelazne lub drewniane, wraz z korytem z tego samego materiału, spoczywać na filarach kamiennych.

Koryto kanału bywa na akwadukcie zwykle kryte i zabezpieczone od zima; albowiem zamarznięcie wody byłoby dla całej budowy szkodliwe. Kilka przykładów widzimy na tab. 13.

Most, jakkolwiek pomocnicza część budowy, jest bardzo kosztowny w stosunku do kanału, na nim położonego. Wysokie filary kamienne i sklepienia,

a na nich małe koryto kanału, jak widzimy na f. 1 — 4 tab. 13, nasuwają na pierwszy rzut oka myśl, że pożądanym byłby inny, tańszy sposób przeprowadzenia kanału przez uważaną przeszkodę.



151.

Taki sposób daje nam wodociąg (f. 151.) Przy **A** woda z kanału wstępuje do rury **ABC** przeprowadzonej przy **B** pod uważaną przeszkodą, a przy **C** powraca do kanału. Tutaj powierzchnia wody leży o h

niżej niż przy **A**, i według tego co mówiliśmy na str. 217 (wzór l. 35);

$$h = h_0 + \alpha l.$$

Takie urządzenie nazywamy lewarem (Syphon); jest ono zwykle tańsze od akwaduktu, i nowszymi czasy bywają akwadukty coraz mniej, lewary zaś coraz więcej używane.

Spadek h jest zwykle większy od tego który byłby potrzebny na długości **AC** dla kanału; chociaż przy niektórych wykonanych lewarach spadek ciśnienia α wynosi zaledwie 1‰. Natomiast dla oszczędności w rurach używamy nieraz spadków do 3‰, mianowicie gdy mamy nadmiar spadku. Prędkość większa jak 1,5 m niebywa używana; jednakże można tu używać dwa lub trzy razy większych prędkości, jeżeli nie potrzebujemy oszczędzać spadku; albowiem uderzenia i wstrząśnienia części składowych lewara nie są możliwe. Wreszcie należy w miarę potrzeby uwzględnić h_0 , o czem mówiliśmy na str. 221.

Jeżeli chodzi o rozstrzygnięcie czy w danym razie akwadukt, czy lewar będzie właściwszy, to należy rozważyć następujące okoliczności.

Akwadukt daje łatwiejszy przystęp do kanału i łatwiejszem czyni wypróżnienie jego wrazie naprawy, dla usunięcia naskorupień wapiennych i t. p. Może on być uważany jako budowa trwalsza, i zużywa daleko mniej spadku niż lewar jak dowodzi porównanie wartości współczynnika α na str. 215.

Lewar jest zwykle tańszy od akwaduktu; wyjątki trafiają się jednak przy wązkich a głębokich parowach, gdzie akwadukt może być wykonany bez filarów t. j. o jednym prześle, lewar natomiast wypada kilka razy dłuższy od akwaduktu.

Inny wyjątek przytrafia się w okolicach górskich lesistych, jeżeli cały kanał jest korytem drewnianem, które bez trudności może być naprawiane i odnawiane; a natomiast z trudności terenu wynikają kosztowne roboty ziemne i mularskie. Rusztowanie stanowiące most dla akwaduktu (f. 136.) jest wtedy znacznie tańsze od urządzeń potrzebnych dla lewara, a koryto jest tańsze od szczelnej rury lewarowej.

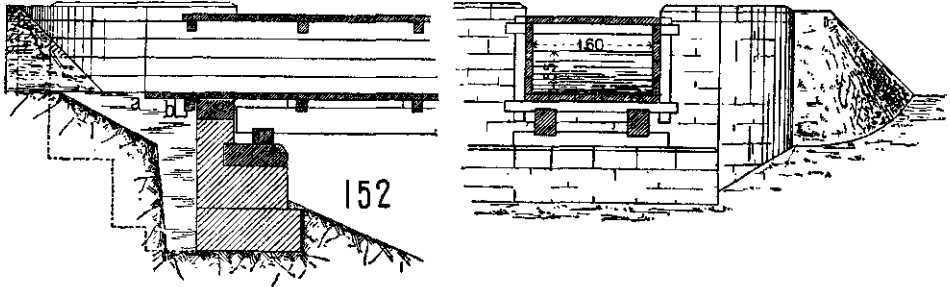
Akwadukt wymaga znacznej wysokości konstrukcyjnej, i położenia kanału ponad przeszkodą z którą się krzyżuje; przy lewarze zaś względ ten zupełnie odpada.

Przy skrzyżowaniu kanału z rzeką, pamiętać należy że tak akwadukt jako i lewar, właściwe są tylko dla objętości przepływu mniej więcej stałej, oraz dla wody bez rumowiska. Należy zatem w lewarze lub po akwadukcie prowadzić kanał, ale nigdy nie można w ten sposób prowadzić koryta rzeki.

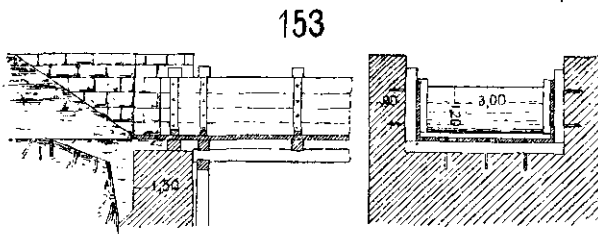
Powołując się wreszcie na to co mówiliśmy powyżej o korytach kamiennych i drewnianych, na wykłady budowy mostów, oraz na przykłady dane na

tablicy 13, potrzebujemy omówić tutaj tylko jeden ważniejszy szczegół, mianowicie sposoby szczelnego łączenia koryta akwaduktu ze sąsiednimi częściami kanału.

Małe koryto drewniane, oparte na przyczółkach murowanych, (f. 152.) lub na drewnianych jarzmach, może być po za łożyska wprowadzone w głąb nasypu i uszczelnione gliną.



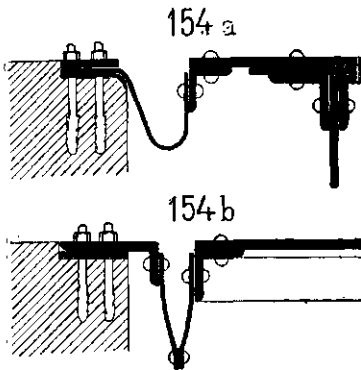
Dla większego koryta, należy wykonać uszczelnienie pomiędzy korytem a murem przyczółka (f. 153.). W tym celu ogranicza się mury przyczółka dokładnie według kształtu koryta,



i w nich na cemencie lub asfalcie osadza się ramę, do której koryto przytwierdzone zostaje śrubami.

Wreszcie koryto żelazne należy połączyć z przyczółkami tak, żeby ruch dilatacyjny nie był tamowany;

n. p. według f. 154. Przyczółek ma wewnątrz dokładnie kształt koryta akwaduktu, tak że stanowi jego przedłużenie z odstępem 5 do 10 cm. Ten odstęp zakryty jest blachą zgiętą podłużnie według U; albo dwoma paskami blachy znitowanymi i tworzącymi kąt ostry. Blachy są szczelnie przytwierdzone do koryta i do przyczółka i pozwalają na znaczne ruchy dilatacyjne bez naruszenia szczelności. Fig. 16 — 20 tab 13 przedstawia przykład uszczelnienia kauczukiem.



W obu ostatnich przypadkach należy nadto szczelnie połączyć nasyp z murem przyczółka. W tym celu zaczynając już w odległości 3—5 m od muru, należy dodać do nasypu około 2% wapna gaszonego, a przystępując bliżej muru powiększyć tę przymieszkę do 10%. Taki nasyp przez staranne ubijanie łączy się z murem bardzo

szczelnie. Tożsamo można osiągnąć za pomocą cementu.

Najtrudniejsze jest połączenie akwaduktu murowanego, z kanałem w ziemi wykonanym. Ztąd powstają wielkie bryły muru w przyczółkach, które widzimy na przekrojach f. 3. i 8. tab. 13.

Odnosnie do akwaduktów poprzestaniemy zatem na powyższych uwagach, a obszerniej pomówimy o lewarach. (Tab. 11 i 12).

Częściami składowymi lewara są: dwie głowy (f. tête de syphon), to jest urządzenia stanowiące po obu końcach przejście z kanału do lewara; oraz część środkowa mająca kształt i znaczenie rury, przeznaczonej do przeprowadzenia wody. W najniższym punkcie rury znajduje się niekiedy spust, t. j. przyrząd do wypróżnienia lewara na czas naprawy.

Głowa lewara. Prędkość wody w kierunku osi kanału, ma być zamieniona w obrębie głowy na prędkość w kierunku rury lewara. Ta zmiana powinna się odbyć bez uderzania wody o ściany głowy; tak ze względu na jej bezpieczeństwo, jako też na wynikającą ztąd stratę spadku. Nadto pożądanem jest zatrzymanie przed rurą przedmiotów płynących po powierzchni, lub toczących się po dnie kanału. Ruch wody w głowie lewara ma przeważnie kierunek pionowy, należy więc przyjąć w obrębie głowy przekrój poziomy wynoszący półtora lub dwa normalne przekroje kanału. Tożsamo wynika z innych względów konstrukcyjnych. Głowa najprostszego kształtu przedstawia mały zbiornik, jak widzimy na f. 1—4 tab. 11. W ścianie czyli w skarpie jego osadzona jest rura zasłonięta kratą.

Głowy tak proste jak powyższe, nie są wystarczające w obec surowego klimatu, i nie wstrzymują należyte przystępu publiczności, która ze złej woli lub niewiedomości, może wyrządzić szkodę. Lepsze zatem, choć kosztowniejsze są głowy murowane: tab. 12 f. 4—6, 18—21, 24—26; a nawet pokryte sklepieniami (tab. 11 f. 14—19, tab. 12 f. 34.).

Przy każdej głowie potrzebne są stawidła, pozwalające zamknąć każdą rurę z osobna, i wypróżnić ją na czas naprawy. W tym celu należy podzielić głowę lewara na tyle części wiele mamy rur, i przedłużyć ściany przedziałowe aż do miejsca w którym zaczyna się normalna głębokość kanału. Na f. 3. tab. 12 widzimy nadto kanał spustowy wychodzący z górnej głowy, i zamykany stawidłami. Podczas wypróżnienia jednej rury, ściany przedziałowe wystawione są na jednostronne ciśnienie wody; na ten przypadek należy obrachować ich grubość. Zakładając pomiędzy nimi pochyłe sklepienia (f. 15. tab. 11), otrzymamy niższe, a przez to słabsze ściany przedziałowe, niż przy zasklepieniu poziomem. W skutek zasklepienia powyższych przedziałów, otrzymamy na każdej głowie wygodny skład na stawidła, narzędzia i materiały. Tę powierzchnię należy otoczyć sztachetami i połączyć z nią drogę służbową, prowadzoną wzdłuż kanału. Nadto pamiętać trzeba o należytej komunikacji pomiędzy obiema głowami lewara. Co do konstrukcyi, niema zasadniczej różnicy pomiędzy obiema głowami lewara.

F. 11—13 tab. 12 przedstawia przepust lewarowy, w którym właściwych głów niema wcale. To jest możliwe gdy lewar wypada krótki, a w niewielkiej odległości znajdują się w kanale wpusty przedziałowe.

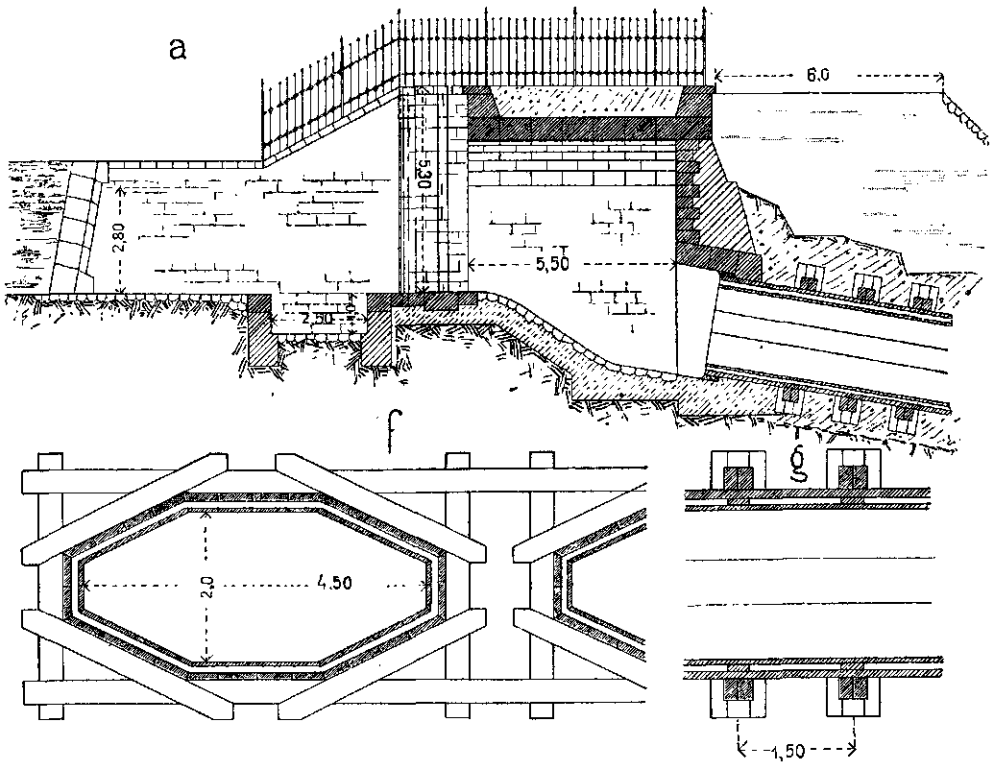
Na szczegółowe studium zasługuje wielki lewar kanału Cavoura pod rzeką Sesia (tab. 11 f. 14—19). Na f. 19. są wypisane główne jego wymiary.

Szerokość rzeki zmniejszona jest na tym rysunku dla braku miejsca; również f. 16. i 17. są skrócone w kierunku rur lewara.

Lewar ten składa się z pięciu rur murowanych eliptycznych, których wymiary widzimy na f. 18. Przepływ na sekundę wynosi do 50 m³. Pomimo olbrzymich rozmiarów, budowa ta wykonana jest z wielkim bezpieczeństwem, mianowicie jeżeli zważymy, że ciśnienie wewnętrzne jest bardzo małe; ciężar własny budowy znacznie je przeważa.

Załączone figury przedstawiają projekt głowy lewara zastosowany do powyższych uwag, do małej wysokości konstrukcyi a wielkiej objętości wody.

Przed głową umieszczony jest osadnik; dla tego też głowa niema większej głębokości nad tę jaka wynika z przyjętego terenu. Sklepienie zastosowano



poziome; wszelako rozważyć należy w każdym przypadku, czy pochyłe sklepienia według f. 15. tab. 11 nie będą połączone z oszczędnością. W każdym razie wynika ze sklepień pochyłych kształt korzystniejszy dla przepływu wody.

Rurowa część lewara (f. corp de syphon) wykonana być może z muru, betonu, drzewa lub żelaza. Przy wyborze materiału decyduje ciśnienie na jakie lewar będzie wystawiony, oraz miejscowe warunki.

Jeżeli z jest ciśnienie w najniższym punkcie rury, mierzone od spadku ciśnienia do osi rury, natenczas przy średnicy d , przypada na jednostkę długości ciśnienie $\gamma \cdot h d$, gdzie γ jest ciężar jednostki objętości wody.

To ciśnienie ma być pokonane przez wytrzymałość materiału, której opór na jednostkę przekroju nazwijmy przez ρ . Grubość płaszcza rury nazwijmy e , natenczas cały opór wytrzymałości materiału będzie $2\rho e$, i mamy równość

$$\gamma h d = 2\rho e \quad \dots \dots \dots 40.$$

Ciśnienie wody w poprzecznym przekroju jest $\frac{1}{4} \pi d^2 \cdot \gamma h$, a opiera się temu ciśnieniu $\rho \cdot \pi d e$. Mamy więc

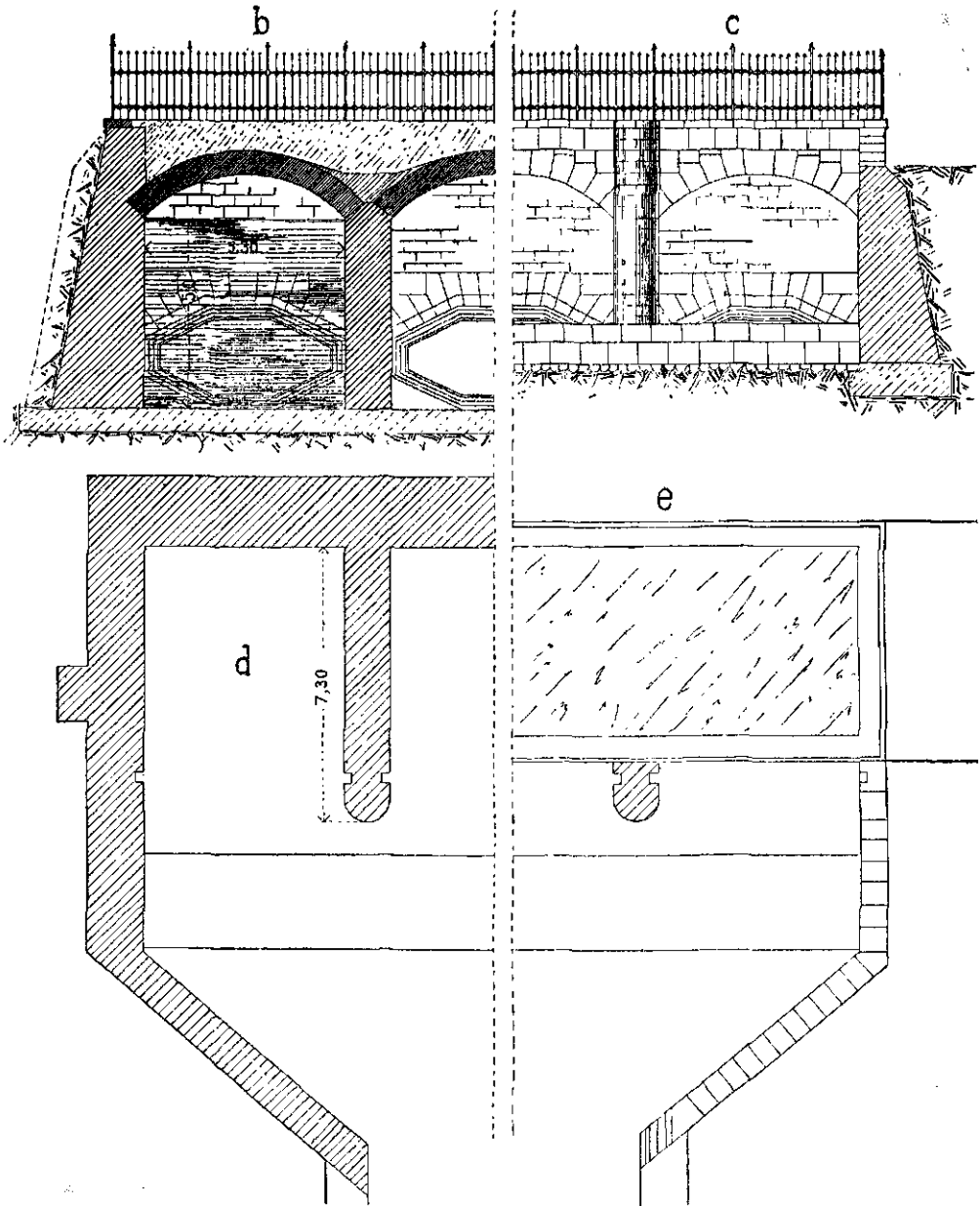
$$\frac{1}{4} \pi d^2 \cdot \gamma h = \rho \pi d e$$

albo

$$\gamma d h = 4 \rho e.$$

Z porównania tej równości z poprzednią l. ⁴⁰~~38~~ widzimy, że w przekroju poprzecznym rura jest dwa razy wytrzymalsza niż w podłużnym; przeto tylko w podłużnym przekroju może ona pęknąć.

Do obrachowania zatem grubości ściany **e** użyć należy równania l. 40.



Rury murowane lub betonowe. Przy próbach zaprawy cementowej, wymagamy po ośmiu dniach twardnienia wytrzymałości $5 \text{ kg na } 1 \text{ cm}^2$; a wiemy, że po miesiącu wytrzymałość powiększa się jeszcze o 20 do 40%. Zważywszy więc że rura lewara może być utrzymana w warunkach korzystnych dla twardnienia, i dopiero po miesiącu wystawiona na ciśnienie; możemy przyjąć że $p = 10 \text{ tn. na } 1 \text{ m}^2$ daje wystarczającą pewność.

Wymiary rur w wielkim lewarze kanału Cavoura pod rzeką Sesia (tab. 11. f. 18.) zgadzają się z powyższymi uwagami; albowiem na średnicy poziomej, ściany wspólne dla dwóch rur mają grubość $0,70\text{ m}$, a u szczytu sklepienie jednej rury wynosi $0,54\text{ m}$. Wymiary przypadające na jedną rurę, są zatem do siebie w stosunku 7:10. Zresztą ciężar muru i wody rzeki Sesia, przeważa znacznie ciśnienie wewnętrzne. Lewar ten jest przeto bardzo silnie zbudowany.

Z powyższego wypada, że obrachowanie betonowej rury według wzoru l. 40, należy przeprowadzić w dwóch przekrojach. W pionowym przekroju dla ciśnienia mierzonego do szczytu rury; oraz w poziomym, dla ciśnienia mierzonego do połowy wewnętrznej wysokości rury. W obu razach należy uwzględnić ciężar rury oraz ciężar pokrywy z betonu lub muru, ciężar nasypu, wody, i wszystkiego co stanowić może obciążenie bezwarunkowo stałe.

Ażeby zmniejszyć odkształcenia, należałoby zastosować kształt rury do wieloboku sznurowego sił zewnętrznych. Kształt ten będzie podobny do f. 157.

Rury gliniane i kamionkowe. Najszersze rury wypalane z gliny lub kamionki, miewają zwykle 50 cm ale w niektórych fabrykach dochodzą do 80 cm średnicy. Długość ich wynosi 1 m do $1,5\text{ m}$ i miewają

przy średnicy	30	50	80 cm
grubość ściany	2,5	4,0	6 cm

Są one zatem przydatne do lewarów w kanałach fabrycznych lub nawodniających, gdy objętość przepływu jest nie wielka. Kilka rur można położyć obok siebie, na podłożu z betonu lub dobrze ubitego łu.

Łączenie odbywa się na krótkie rękawy, stałe lub nasuwane; uszczelnianie cementem jest łatwe.

Rury szersze nad 50 cm są dosyć kruche i źle wytrzymują ciśnienie ziemi; przeto niewłaściwe są w głębokościach większych nad 2 m .

Rury kamionkowe zasługują zawsze na pierwszeństwo przed glinianymi tak dla szczelności, jakoteż dla wytrzymałości i trwałości swojej. Fabryki podają wytrzymałość takich rur na 15 atmosfer; doświadczenia zaś berlińskie wykazały wytrzymałość na rozerwanie około 130 kg na 1 cm^2 . Przy zastosowaniu ich, można by zatem przyjąć dozwolone napięcie na 30 do 40 kg na 1 cm^2 .

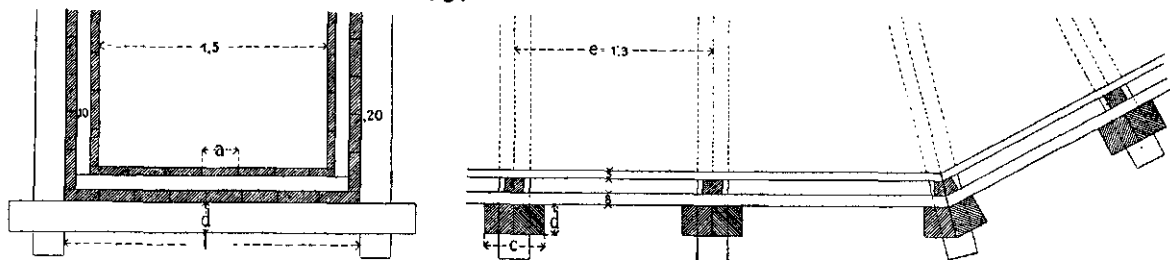
Obszerniej mówić będziemy o tym przedmiocie przy wodociągach i kanałach miejskich, gdzie zastosowanie rur glinianych podlega jeszcze dalszym zastrzeżeniom.

Rury lewarowe drewniane. Do lewarów potrzebujemy rur tak szerokich, że niemożna tu myśleć o rurach wierconych z okrągłaków. Rury kołiste składane podobnie jak beczki i owijane drutem, są używane w Ameryce. Wytrzymałość ich na ciśnienie wewnętrzne jest właściwie wytrzymałością drutu, a według sprawozdań ma być bardzo wielka.

W naszych warunkach byłaby to konstrukcja bardzo kosztowna, a przytem szczelność takiej rury zależy od naprężenia drutu podczas owijania. Z powodu wielkiej liczby okręceń i wielkiej długości drutu, nie można być pewnym wielkości tego naprężenia; silne zaś naprężanie połączone jest z uszczerbkiem wytrzymałości drutu przeciw ciśnieniu wody. Z tego powodu obręcze żelazne byłyby właściwsze niż drut.

Fig. 16—27 tab. 12 przedstawiają konstrukcję skrzyniową używaną w Belgii, a w mniejszych rozmiarach rozpowszechnioną także w innych krajach. Zamiast klamer żelaznych, należałoby zastosować w niej połączenie drzewa z drzewem, według f. 158. Nadto wieńce stanowiące szkielet i więzbę całej skrzyni,

158.



powinny być zawsze ustawiane prostopadle do osi, a więc pochyło w części pochylonej, a nie pionowo jak widzimy na tab. 12.

Skrzynia ma dwie dyliny: zewnętrzna wytrzymuje ciśnienie wody; słabsza zaś dylina wewnętrzna zasłania ramy poprzeczne trzymające dylinę zewnętrzną i niezbędne dla szczelnego ułożenia tej ostatniej. W ten sposób powstaje wewnątrz gładka ściana dla przepływu wody.

Ciśnienie wody przenosi dylina na zewnętrzne wieńce, których części składowe pracują podwójnie. Wystawione są bowiem na wygięcie od ciśnienia na ściany do nich przylegające, a naprężone są podłużnie wskutek ciśnienia na ściany do nich prostopadłe. Wystające końce będą obrachowane na zdercie.

Jeżeli przez h nazwiemy słup ciśnienia wewnętrznego, a inne oznaczenia przyjmijmy według f. 158., to na wyrachowanie grubości b dyliny zewnętrznej, mamy równanie przybliżone

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{8} h e^2 = \frac{1}{6} \rho a b^2.$$

Przyczem uważamy dylinę jako stałe utwierdzoną w wieńcach.

Drzewo rozmoczone jest znacznie giętsze od suchego, a wyginanie się dyliny może być powodem nieszczelności. Z tego powodu należy przyjmować dosyć małe ρ , n. p. 50 do 60 kg na 1 cm²; jednakże niepodobna dać w tej mierze stanowczego przepisu.

Przyjmijmy $\rho = 50 \text{ kg } 1 \text{ cm}^2 = 500 \text{ tn } 1 \text{ m}^2$ $a = 1,0 \text{ m}$ $b = 0,10 \text{ m}$ $e = 1,0 \text{ m}$ natenczas

$$h = \frac{3}{2} \cdot \frac{4}{3} \cdot 500 \cdot 0,01 = 10 \text{ . m t.}$$

Podobnież do obrachowania wymiarów wieńców zewnętrznych, mamy równanie

$$\frac{1}{8} \cdot h e \cdot l^2 = \frac{1}{6} \rho c d^2$$

a jeżeli według poprzedniego rachunku

$$h = 10 \text{ . m t}$$

i nadto

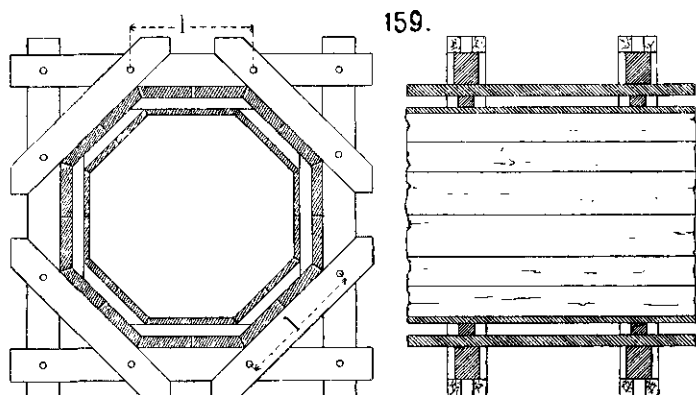
$$e = 1,20 \text{ m } \rho = 600 \text{ tn } c = 2 \cdot 0,25 \text{ d} = 0,30$$

to otrzymujemy

$$l = \sqrt{3} = 1,7 \text{ m.}$$

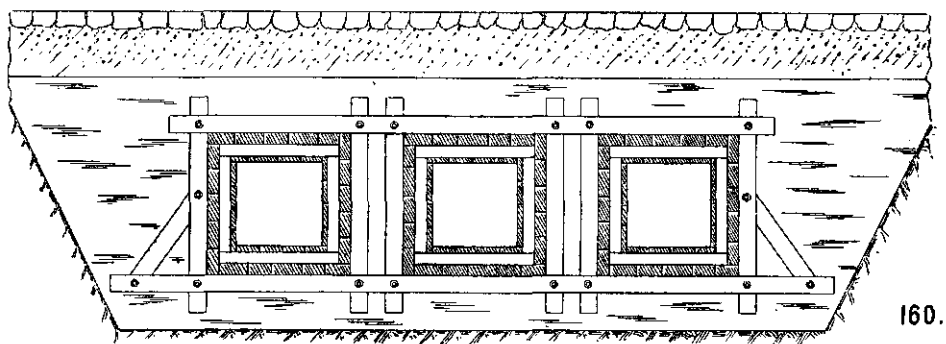
Powyższy przykład przedstawia praktyczne maxima, tak co do wymiarów, jako i możliwego ciśnienia.

Znacznie większy przekrój wykonać można, używając kształtu ośmiokątnego (f. 159.), albowiem w ten sposób zmniejszamy wymiar l i więc wypadają



o wiele słabsze. Przytem grubość dyliny nie zależy od szerokości skrzyni. Na załączonym powyżej rysunku głowy, widzimy rury ośmiokątne płaskie.

Stawianie skrzyni drewnianej na palach, jak przedstawia f. 18. tab. 12 może być uzasadnione tylko wyjątkowymi warunkami, n. p. w terenie bardzo



bagnistym. Ale nawet w takim przypadku, fundament na piasku według f. 160. lepiej odpowiada giętkości i małemu ciężarowi tej budowy.

Rury żelazne lane, bywają wyrabiane do 80 *cm* średnicy, i z powodu wielkiej wytrzymałości, służyć mogą do największych ciśnień wewnętrznych bez ograniczenia. Jeżeli więc przewóz ich jest niedaleki, zasługują na pierwszeństwo przed wszelkimi innemi. Jeżeli jednak potrzebujemy średnicy znacznie większej od powyższej, natenczas łatwiej wykonać rury z blachy walcowanej, takie jak widzimy na przykładach tab 11 i 12. Lewar pod St. Paul w kanale Verdon, (tab. 12 f. 2 — 10) składa się z dwóch rur po 1,75 *m* średnicy, z blachy 8 *m/m* grubej, spoczywających w odstępach 10,45 na łożyskach walcowych. U podnóży obu stoków, rury są kolisto zakrzywione, i tu spoczywają na łożyskach stałych (f. 9.) W trzech punktach znajdują się przyrządy dilatacyjne; są to rozszerzenia rur w kształcie soczewek o 3,5 *m* średnicy, które mogą się z łatwością spłaszczać i pozwalają na ruchy podłużne.

Tuż przy łożyskach stałych znajdują się dwa mosty drogowe, a nadto pod rurami przechodzi po lewej stronie kanał, po prawej strumień. (Nouv. An. d. l. construction 1875).

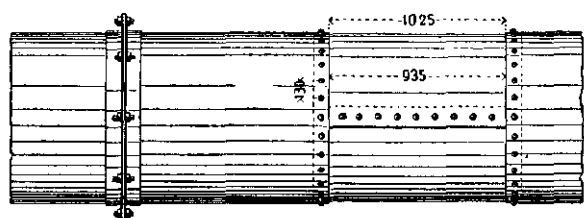
Ten lewar był pierwotnie wykonany jako rura murowana podziemna,

w położeniu wskazanem na f. 2. liniami kropkowanymi; ale pękł przy próbie. Spadek ciśnienia wynosi $1,1\text{‰}$.

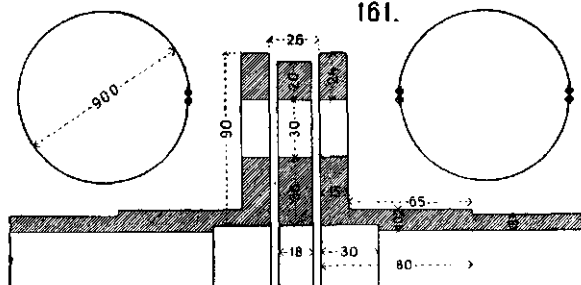
F. 1., 14. i 15. przedstawia lewar tegoż kanału pod Lauvière. Składa się on z dwóch części tunelowych wymurowanych, połączonych rurą żelazną o $2,7\text{ m}$ średnicy, spoczywającą również na łożyskach walcowych ustawionych w odstępach $7,5\text{ m}$. Rura posiada dwie tarcze dilatacyjne o średnicy $4,4\text{ m}$ (f. 14. i 15.). Spadek ciśnienia wynosi $1,3\text{‰}$. Oba lewary przeznaczone są do przepływu 6 m^3 na sekundę. (An. d. ponts et ch. 1876.).

W najnowszych budowach francuzkich, rury lewarowe bywają często na 1 m grubo ziemią pokryte; jest to niezbędne tylko w takim razie, jeżeli woda ma prędkość mniejszą od $1,5\text{ m}$; a wtedy należy podnieść grubość nasypu nad rurą do $1,5\text{ m}$. W takich warunkach tarcze dilatacyjne są zbyteczne, albowiem rura znajduje się stale w średniej rocznej temperaturze uważanej okolicy.

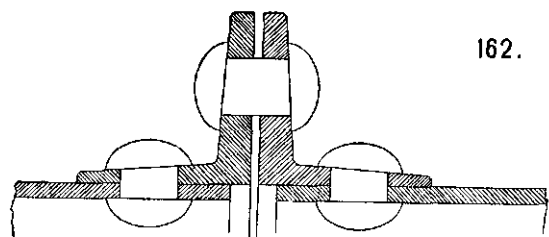
Połączenia blach powszechnie używane, przedstawia szematycznie f. 161. Takie połączenie może być jednostajnie zastosowane na całej długości lewara



161.



162.



jak w powyższych przykładach, albo też rury 5 do 8 m długie, w ten sposób z kilku bębnow złożone, zaopatrzone są na końcach kołnierzami z kątowników i za pomocą tych są łączone. F. 162. przedstawia rurę prowadzącą wodę do turbin przy wschodnich warsztatach tunelu przez Arlberg.

Na f. 20. tablicy 11 widzimy połączenia rury lewarowej jednego z fabrycznych kanałów kalifornijskich; a mianowicie w miejscu gdzie w profilu podłużnym rura ma kształt wypukły. Ciśnienie wewnętrzne wywołałoby w takim miejscu rozsunięcie i rozluźnienie rękawów; ażeby temu zapobiedz, przynitowano z wierzchu do dwóch rur które miały być połączone na rękaw w linii prostej, dwa kątowniki po 60 cm dłu-

gie. Po wykonaniu połączenia na rękaw, przytwierdzono do tych kątowników śrubami sztabę $1,95\text{ m}$ długą, która opiera się rozsunięciu rur przez ciśnienie wewnętrzne.

Osadzenie tej samej rury na stromym stoku skalistym przedstawia f. 21 i 22. Takie ostrożności konieczne są, ażeby cała długość pochyłej rury nie opierała się na części najniższej.

O wykonaniu połączeń rur żelaznych, będziemy mówili obszerniej w rozdziale o wodociągach; tutaj wspomnę tylko, że stosownie do tego co mówiłem na str. 240. możliwe jest tylko podłużne pęknięcie rury. W przekroju poprzecznym bowiem jest rura dwa razy mocniejsza niż w podłużnym; dlatego też na przykładach tablicy 11 i 12, widzimy na szwach podłużnych podwójne, a na poprzecznych pojedyncze szeregi nitów.

Wypróżnianie lewarów bywa potrzebne dla naprawy, a wyjątkowo także dla usuwania namułu. Namuł jednakże zatrzymują opisane powyżej budowle pomocnicze, i niemoże on się tworzyć, gdy woda przechodzi przez lewar z prędkością przynajmniej $0,8 m$. Pozostaje więc wypróżnianie w celu naprawy lub odłupania naskorupienia z wapna zawartego w wodzie.

W tym celu byłby pożądanym przy każdym lewarze spust, t. j. zasuwka lub kurek, umieszczony w najniższym punkcie rury; jednakże urządzenie potrzebne dla odpływu z takiego przyrządu, przedstawia zwykle tyle trudności, że widzimy takie spusty zaledwie czasem, przy rurach żelaznych. Przykład przedstawiają f. 5. i 6. na tab. 11. Zresztą bywają lewary wypróżniane przez wypompowanie, i dlatego to, mówiąc o głowach lewara, zalecałem urządzenie pozwalające wypróżnić każdą rurę z osobna.

Przy projektowaniu rury, należy pamiętać żeby najniższy jej punkt znajdował się w miejscu dla pompowania dogodnym. Środkową część należy zatem układać w małym spadku, a nie zupełnie poziomo.

Lewary ssące. Na tab. 11 mamy dwa przykłady takich lewarów. Fig. 7. i 8. przedstawiają urządzenie prowadzące wodę do pomp, dla wodociągu miasta Kiel. Na sytuacji (f. 7.) widzimy siedem studzien ssących, ustawionych wzdłuż przekopu kolei Altona-Kiel; zaś f. 8. przedstawia jedną z nich w przekroju. Wzdłuż wszystkich studzien idzie rura zbierająca $40 cm$ szeroka i około $1000 m$ długa, ułożona w małej głębokości pod naturalnym stanem wody podziemnej. Rura ta kończy się w studni głównej czyli w zbiorniku obok pomp, gdzie zagięta jest na dół, i schodzi aż na dno studni. To dno jest szczelne; nie przepuszcza wody na zewnątrz, ani nie ciągnie jej z ziemi.

Do każdej z siedmiu studzien ssących, prowadzi od powyższej rury zbierającej rura boczna, spuszczone w głąb studni aż poniżej najniższego stanu wody jaki powstać może podczas działania pomp przy studni głównej.

W nocy, gdy pompy spoczywają, woda ustawia się we wszystkich studniach do jednego poziomu i napełnia tem samem wszystkie rury. Skoro zaś pompy zaczynają ciągnąć wodę ze studni głównej, natenczas stan jej w tejże studni opada stopniowo, a wskutek tego opada on również w studniach ssących.

Jednocześnie przypływ wody z pod ziemi wzmacnia się i dochodzi do równowagi z odpływem. Przez cały czas działania pomp, woda wznosi się w rurach bocznych, odpływa rurą zbierającą ku studni głównej, i opada tam do wylotu rury: a więc części rur leżące nad stanem wody w studniach, tworzą lewary ssące. Wieczorem pompy przestają pracować, a w tedy woda podnosi się znowu w studniach bocznych do stanu naturalnego i daje w ten sposób pewność należytego napełnienia wszystkich rur. Jeżeli zbierze się gdziekolwiek powietrze, to można je wypuścić za pomocą jednego z kurków ustawionych na rurze **A**. Napełnianie tego lewara odbywa się zatem samoczynnie; a dzięki zastosowaniu lewara ssącego, obeszło się bez układania rury zbierającej pod najniższym stanem wody; co byłoby nadzwyczajnie trudne i kosztowne, a w obec ruchu na tuż obok leżącej kolei może zupełnie niemożliwe.

Przy wodociągach miejskich będziemy obszerniej mówić o takim systemie studzien. Tutaj mam tylko zauważyć, że dla równomiernego działania wszystkich studzien niezbędnem jest, ażeby opór w rurach od studni głównej, do każdej studni ssącej, był jednakowy.

U spodu każdej rury ssącej znajduje się wentyl; jeżeli łańcuszek idący od wentyla jest naprężony i założony na haczyk na ścianie studni, jak wskazuje rysunek, natenczas wentyl jest otwarty i studnia może działać w sposób powyżej opisany. Jeżeli łańcuszek odczepimy i puścimy, natenczas ramię obciążone kulą spada i zamyka wentyl, a temsamem studnia jest wykluczona z całego urządzenia. Jest to potrzebne podczas czyszczenia studni z piasku który się w niej stopniowo zbiera i przeszkadza działaniu.

Fig. 9—13 przedstawiają lewar ssący ułożony w wale fortyfikacyi St. Marie na lewym brzegu Skaldy (Belgia). Służy on do napełniania rowów fortecznych świeżą wodą podczas przypływu morza, który wznosi się do wysokości wskazanej po lewej stronie rysunku (f. 9.). Zastępuje więc szluzę, której nie można było w tym razie użyć ze względów wojskowych; albowiem należałoby przebijać wał forteczny, i budowa byłaby zdaleka widzialną dla nieprzyjaciela.

Oba końce rury umieszczone są w skrzyniach blaszanych, ze szkieletem drewnianym. Górne kwadranty obu skrzyń leżą w jednym poziomie, przez co oba końce rury są zawsze w wodzie zanurzone. Koniec wewnątrz forticy — na rysunku po prawej stronie leżący, ma klapę zamykającą go własnym ciężarem. Podczas przypływu, ciśnienie od rzeki podnosi tę klapę i woda napełnia rowy. Podczas odpływu prąd ten słabnie, a gdy stan wody w rzece opadnie do poziomu wody w rowach, klapa zamyka się i niedopuszcza prądu odwrotnego w lewarze.

W najwyższym punkcie rury, w komorze murowanej, wstawiona jest w ciąg rur skrzynka żelazna ukryta w wale fortecznym. W niej znajduje się pływak ze wskazówką, która na podziałce rurki szklanej pokazuje stan wody w lewarze, a na skrzynie osadzona jest pompka powietrzna. Woda w skrzyni powinna zawsze stać wyżej od szczytu rury lewarowej; podczas przepływu wody zbiera się w skrzynce powietrze, i stan wody opada; zanim jednak opadnie aż do wierzchu rury, strażnik poruszy parę razy ramię pompki i wyciągnie tyle powietrza, ile potrzeba żeby wskazówka podniosła się do przepisanej wysokości.

Obok powyższej skrzyni znajduje się druga, zawierająca klapę służącą do zamykania rury lewarowej. (*Annales des travaux publ. de Belgique* 1850).

64. Trasowanie kanałów.

Kanał nie może leżeć na wysokich nasypach; szczelne bowiem wykonanie ich byłoby trudne i kosztowne. Przeważnie zatem musi być umieszczony w przekopie; ale i głębokie przekopy nie są pożądane, jako kosztowne; a nadto ponieważ przeciekanie wody może być szkodliwe dla równowagi stoków, i wywołuje potrzebę wyłożenia koryta iłem lub betonem. Kierunki kanału należy przeto ściślej stosować do kształtów terenu, niż kierunki drogi lub kolei; proste będą krótsze a łuki częstsze.

Łuk wywołuje nowy opór dla ruchu wody; ale dotychczas nieumimy ocenić tego oporu; nie mamy więc żadnej ściślej zasady do określenia najmniejszego dozwolonego promienia. Najczęściej spotkać można w praktyce przepis że najmniejszy promień ma być równy ośmiokrotnej albo dziesięciokrotnej szerokości łęku; ale przy starannych budowach, uważano już nieraz dwudziestokrotną szerokość jako dozwolone minimum.

Ażeby wynagrodzić opór łuku o promieniu p , jest zwyczaj we Francyi rozszerzać łęk kanału o $\frac{20}{p}$.

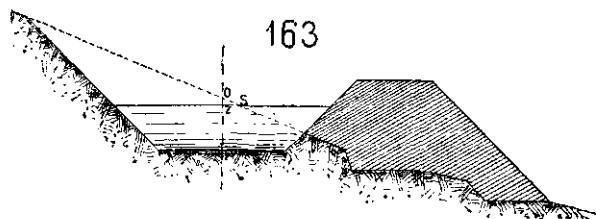
Powyższy przepis co do wielkości promienia łatwo zachować przy małych kanałach, ale bardzo trudno przy wielkich; mianowicie w terenie pagórkowym lub górskim. Z tego powodu — nie mówiąc o dalszych jeszcze trudnościach, — przeprowadzenie wielkiego kanału może być bez porównania kosztowniejsze, niż przeprowadzenie drogi lub kolei.

Rozwijanie trasy wzdłuż krętych i stromych stoków, prowadzi do długości bardzo wielkich i do kosztów wprost niemożliwych. Aby ich uniknąć, używamy tuneli stokowych. Piękny przykład takiej trasy, stanowi kanał Verdon.

Według powyższego, mamy więcej przekopów niż nasypów; a nadto przewóz podłużny prawie zupełnie ustaje. W położeniu stokowym, droga służbowa wypada wprawdzie zawsze w nasypie, ale nasyp ten musi być nieprzepuszczalny, a więc bardzo trwale wykonany, i wymaga odpowiedniego materiału. Nie każdy zatem materiał otrzymany z przekroju, będzie na ten cel przydatny.

Za punkt wyjścia przy ustawieniu osi kanału, możemy zatem wziąć wyrównanie poprzeczne; t. j. ustawimy przekrój poprzeczny kanału tak, żeby w tym przekroju wykop pokrywał nasyp, z pewnym nadmiarem.

Z takiego rysunku (f. 163.), wykonanego dla przeciętnego pochylenia



terenu w uważanej części trasy, otrzymamy punkt s , w którym normalny stan wody przecina linię terenu. Wszystkie punkty s , stanowią na terenie ślad niwelety; a więc zs daje nam normalne przesunięcie osi kanału względnie do tegoż śladu. Wytyczymy zatem na terenie ślad niwelety, a kierunki kanału odsuniemy od niego przynajmniej o długość zs w stronę góry.

Spadek kanału jest mały, a z tego powodu wytyczenie śladu niwelety na terenie może być uciążliwe. Można więc zamienić ślad, rzeczywisy na szereg śladów poziomych, ułożonych w stopniach po 20 do 50 *ctm*. N. p. zamiast spadku 0,5‰, można tyczyć na terenie krzywą poziomą, a co 500 *m* zesuwać ją o 25 *ctm* niżej.

Zamiast śladu s , można także tyczyć ślad punktu o ; dodając przytem do niwelety wysokość oz . W takim razie będziemy zgadzać projektowane kierunki kanału z wytyczonym śladem.

Takie postępowanie będzie wygodniejsze od poprzedniego przy rzeczywistem trasowaniu na terenie; tamto zaś wygodniejsze jest przy kreśleniu kierunków kanału na planie warstwowym, o ile zs jest na sytuacji widzialne.

Obok zastosowania powyższej zasady, należy pamiętać o licznych szczegółach miejscowych; i tak:

Zmiana pochyłości stoku, wymaga zmiany w długości zs , a czasem także zmiany kształtów przekroju. Mianowicie stromy stok, wymaga węższego przekroju niż stok płaski; ztąd wynika także zmiana spadku.

Podobnież zmiany pokładów stoku, ich stopnia przepuszczalności i twardości, — a w płaskim terenie zmiany wysokości stanu wody podziemnej, bywają przyczyną zmian kształtów przekroju poprzecznego i zmian spadku. Je-

żeli bowiem zamieniamy koryto kopane w ziemi na koryto drewniane lub mrowane, znacznie kosztowniejsze, natenczas dla oszczędności w przekroju, wypada powiększyć prędkość o ile tylko być może, a w tym celu powiększamy spadek.

Przy krzyżowaniu dróg strumieni parowów i innych przeszkód, należy zaraz przy trasowaniu postanowić, czy do przekroczenia użyty będzie przepust pod kanałem, czy akwadukt, czy lewar i jakiej mianowicie konstrukcyi; albowiem od tego zależy położenie osi kanału, oraz dalszy ciąg niwelety. Dla przepustu pod kanałem, potrzeba wysunąć oś kanału ze stoku w nasyp; dla mostu nad kanałem pod kolej żelazną trzeba wsunąć oś kanału w większy przekop.

Drogę można często podnieść lub przełożyć. Na długości akwaduktu, zmienia się zwykle spadek kanału; dla lewara wreszcie, trzeba założyć w niwelacji stopień, czyli w każdym razie spadek powiększyć. Należy przeto wprzód opracować normalia wszystkich tych budowli, zanim przystąpimy do właściwego trasowania.

Wszystkie powyższe uwagi dowodnie wykazują, że pomimo prostoty pierwotnej zasady trasowania kanału, może ono być w górskim terenie jednym z najtrudniejszych zadań tego rodzaju. A nadto, że ogółowa trasa, wykonana z pominięciem szczegółów, ma przy kanale daleko mniejszą wartość niż przy drogach lub kolejach, które tem się zasadniczo różnią od kanału, że mają w przekroju poprzecznym stałe wymiary, niezmiennie nawet w obec największych trudności terenu.

65. Bibliografia do rowów i kanałów.

1. Lueger Wasserversorgung der Städte Darmstadt 1890—1891.
2. A. Frank Die Berechnung der Kanäle und Rohrleitungen München u. Leipzig 1886.
3. Fanning A practical treatise on hydraulic. etc. New York 1890.
4. Iben Druckhöhenverlust in geschlossenen eisernen Rohrleitungen. Hamburg 1880.
5. Spiess Graphische Berechnung von Wasserleitungsröhren Journal f. Gasbeleuchtung u. Wasserversorgung 1887.
6. Mihatsch Wiener-Kaiser-Franz-Josef Hochquellen Wasserleitung Wien 1881.
7. Picard Alimentation du canal de l'Est, et du canal de la Marne an Rhin. Paris 1880.
8. Humber Watersupply of cities and towns. London 1876.
9. Opis trasy i budowy kanału Verdon Nouv. Annales de la constr. 1876 s. 130. Lewary tegoż kanału An. d. p. et ch. 1876 I s. 450.
10. Opis kanału Cavoura Czasopismo Han. 1873 s. 161 oraz Allgemeine Bauzeitung 1886.

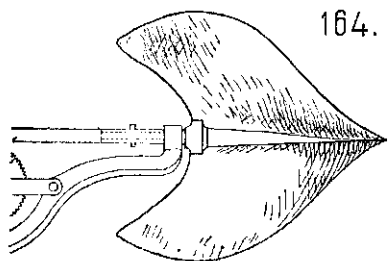
66. Uzupełnienia.

Do l. 18. Już po wydrukowaniu str. 82 dowiedziałem się, że młynki używane przez sekcję hydrograficzną węgierskiego ministerstwa rolnictwa, do

pomiarów na Cissie i na dolnym Dunaju, przy głębokościach większych od 10 m, są rzeczywiście tak zawieszone jak wskazuje f. 49 e. Figura zatem 49 d, wyjęta ze sprawozdania w *Annales des ponts et ch.* 1890 II s. 517 jest co do tego szczególnie błędna.

W podobny sposób zawiesza również mechanik Amsler swoje najnowsze młynki do wielkich głębokości. Młynek osadzony jest na końcu 5 m długiego żelaznego pręta, przy którym zamiast haczyków k_1 i k_2 (f. 49 e.) znajdują się krążki. Dwie linki przez nie przeprowadzone mają punkty stłe u góry na pomoście czółen, i w znaczącej odległości od bębnow na które są nawijane przy podnoszeniu młynka. Załamują się zatem przy k_1 i k_2 pod kątem ostrym w płaszczyznach prostopadłych do pręta, co zapewne znacznie zmniejsza jego oscylacje poprzeczne. Nadto dodał Amsler trzecią linkę w płaszczyźnie pionowej **AB** (f. 49 e.), lecz ukośną względem pręta, która zmniejsza oscylacje podłużne.

Inżynier Hirschfeld, kierownik wspomnianej sekcji hydrograficznej, wprowadził też godne uwagi ulepszenia kształtu samego młynka. Przedewszystkiem odrzucił zupełnie puszkę, w której zamknięta jest oś młynka w konstrukcyi Harlachera (Tab. 4 f. 1. i 10.); puszka ta była bowiem przyczyną szybkiego zamulania się czopów. Powrócił zatem do konstrukcyi Amslera (Tab. 3 f. 15.), o tyle, że



oś niema żadnej osłony, i jak najmniej wrębów i wypukłości przy czopach. Kształt młynka który widzimy na f. 164., powiększa zapewne znacznie jego czułość. Miejsca w dawniejszych konstrukcyach puste, pomiędzy wewnętrznymi brzegami skrzydełek a osią, są tutaj wypełnione przez doprowadzenie powierzchni skrzydełek do samej osi. Skrzydełka chwytają zatem te nici wody, które przedtem przechodziły wzdłuż osi nie działając

wcale na młynek. Nadto dla zmniejszenia wypychania wody o którym mówiłem na str. 116, zmieniono zewnętrzne ograniczenie helisy; zamiast walca ograniczono ją powierzchnią stożkową.

Do l. 41. Na dopełnienie tego przedmiotu, wypada mi podać kilka liczb co do pojemności wodnej różnych gatunków ziemi.

Jeden z dawniejszych badaczy tego przedmiotu Schibler*), podaje następującą tabelę pojemności wody i parowania, (tab. na s. 252.) dla warstw ziemi 10 cm grubych, które przez 24 godzin i przy 17° R dotykały się podstawą do powierzchni wody, lub parowały w tych samych warunkach. Wszystkie gatunki ziemi użyte były w stanie sproszkowanym.

Są to liczby starej daty, i wybór gatunków nie zupełnie odpowiadający celom rolniczym, ale dla nas przydatne; wykazują bowiem najważniejsze własności ziemi złożonej z humusu gliny i piasku, w porównaniu do sproszkowanych starszych pokładów skał. Pierwsze pochłaniają dużo wody a tracą ją przez parowanie powoli, drugie mało wody pochłaniają a szybko wysychają przez parowanie.

Określenie pojemności przytoczone na str. 139 wymaga uzupełnienia; mianowicie mają być wodą napełnione tylko włoskowate otwory ziemi. Ale i takie określenie nie wystarcza nowszej fizyce rolniczej, albowiem Mayer i Wollwy

*) Lehrbuch der Agriculturchemie, Aaran 1864.

dowiedli²⁰ (1885), że skoro przy doświadczeniu ziemia ułożona będzie w warstwie znacznie grubszej od 10 *cm*, natenczas u wierzchu jej znajdziemy mniejszą, u spodu większą zawartość wody; a różnica ich wzrastać będzie wraz z wysokością warstwy.

Liczba porząd.	Gatunek ziemi	a Pojemność wody	b Parowa- nie	b w % a
		w % objętości		
1	Czysty humus	80	16,0	20
2	Ziemia urodzajna	70	22,4	32
3	Węglan wapna	40	11,2	28
4	Gлина bez piasku	50	16,0	32
5	„ z domieszką 10% piasku	45	15,8	35
6	„ „ 24% „	25	11,5	46
7	„ „ 45% „	30	15,6	52
8	Łupek marglowy	30	20,4	68
9	Piaskowice	35	29,6	85
10	Gneis, granit, syenit	15	14,1	94

Z tego powodu pojemność oznaczoną z warstwy cienkiej, n. p. na 10 *cm*, nazywają powyżsi autorowie pojemnością największą albo pełną; pojemność zaś mierzoną w górnych 10 *cm* warstwy 1 *m* grubej, pojemnością bezwzględną.

Dalsze szczegóły tego przedmiotu należą do działu osuszania i nawodniania; poprzestaję więc tutaj na przytoczeniu liczb które podaje Wollny, nadmieniając że otrzymane one były z pomiarów wykonanych w 36 godzin od chwili, w której woda przeniknęła warstwę 1 *m* grubą; bądźto w kierunku z góry na dół, bądź też z dołu w górę. Przez cały ten czas, nadmiar wody mógł swobodnie odpływać; zapewnionem więc było wyłączenie napełnienia otworów włoskowatych.

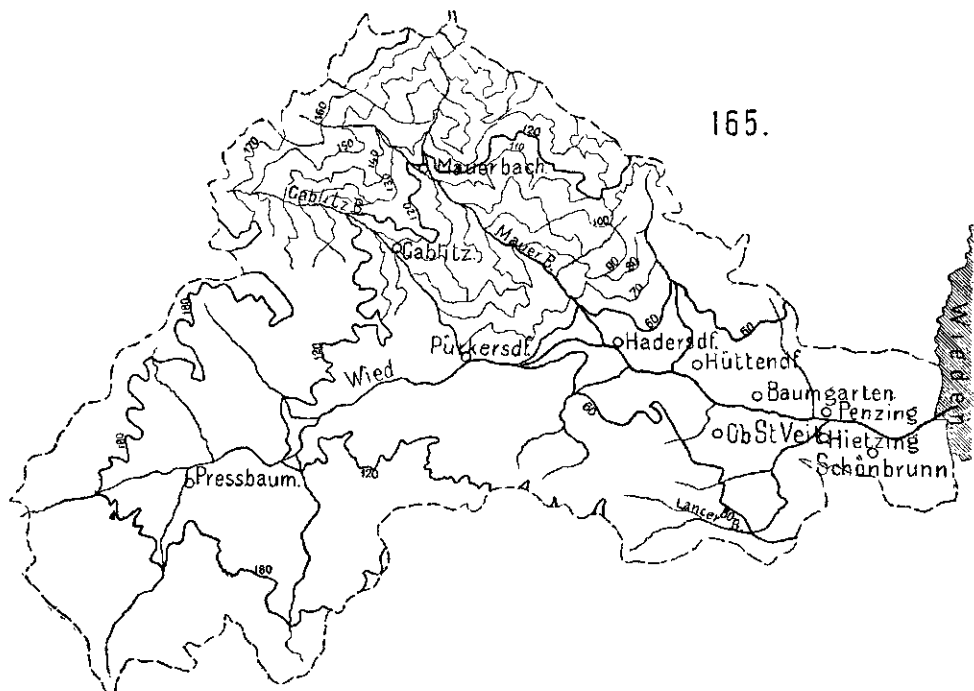
	Pojemność wody w % objętości.	
	Pełna.	Bezwzględna.
Proszek kwarcu	37,62	33,04
$\frac{2}{3}$ kwarcu + $\frac{1}{3}$ humusu	46,19	40,10
$\frac{1}{3}$ „ + $\frac{2}{3}$ „	59,61	48,85
Czysty humus	74,59	55,35
$\frac{2}{3}$ humusu + $\frac{1}{3}$ proszku gliny	64,92	54,04
$\frac{1}{3}$ „ + $\frac{2}{3}$ „ „	59,45	53,15
Proszek gliny	58,13	53,19
$\frac{2}{3}$ gliny + $\frac{1}{3}$ kwarcu	47,49	42,85
$\frac{1}{3}$ „ + $\frac{2}{3}$ „	41,51	34,53

Pojemność bezwzględna jest ważna dla spraw rolniczych; nam zaś chodzi w tej chwili o nasycenia możliwe podczas opadów, a te więcej się zbliżają do

pojemności pełnej. Co do tej widzimy, że liczby Wollnego potwierdzają dosyć dokładnie wyniki Schiblera.

Do l. 46. Z rozprawy Klunzingera wspomnianej na str. 163 wyjęte są f. 165. i 166. Pierwsza przedstawia dorzecze rzeczki Wiedenki obejmujące $215,7 \text{ km}^2$, podzielone na strefy jednoczesnego odpływu. Dla wyrazistości rysunku nakreślone są na większej części dorzecza tylko strefy godzinne; na małej części także strefy dziesięcio minutowe według oryginału.

Przybliżone dane co do prędkości z jaką poruszają się fale wezbrań, otrzymać można z prostych pomiarów prędkości pływakiem, również przez porówna-



nie uważanych strumieni z innymi lepiej znanymi pod tym względem, a wreszcie ze spostrzeżeń co do prędkości ruchu tratw, jeżeli w uważanem dorzeczu, lub w innym do niego podobnem, istnieją urządzenia spławowe.

Z takich danych wyrachować można punkty kolejnych stref leżące w ważniejszych ściekach; główna zaś trudność leży w tem, że nie umiemy racjonalnie połączyć tych punktów; o czem autor rozprawy nic nie wspomina. Skoro zważymy że na stoku mamy większy spadek niż w ścieku, a natomiast mniejszą grubość warstwy wody i większy opór, trudno orzec jakie ma być rzeczne połączenie.

Będzie to krzywa mająca spadek od bocznego działu wód ku obu ściekom, albo też w odwrotnym kierunku, stosownie do zmian stromości terenu. Łączenie punktów ścieku według krzywych poziomych terenu, wydaje mi się zbyt dowolne. To też przytaczam f. 165. nie tyle dla samego wykreślenia stref, jak raczej dla wykazania pożytku jaki z niego wynika; do czego posłuży nam f. 166.

Skoro już strefy dziesięcio minutowe są wykreślone, natenczas pierwsze przybliżone obrachowanie objętości przepływających na sekundę w najniższym punkcie, czyli u wylotu dorzecza, polegać będzie na założeniu, że na całym do-

rzeczu opad był rozłożony według danych nam spostrzeżeń ombrometrycznych; oraz, że od początku deszczu cały opad odpływa, bez względu na parowanie, wsiąkanie i pochłanianie wody przez roślinność. Przy takim założeniu, potrzeba tylko oznaczyć powierzchnie wszystkich stref, ażeby znaleźć przebieg wezbrania.

Niechaj $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ będą powierzchnie stref
zaś $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ objętości opadów na sekundę i jednostkę powierzchni w kolejnych peryodach dziesięcio minutowych; natenczas po upływie pierwszych dziesięciu minut przepływa u wylotu dorzecza objętość $A_1 d_1$ n. s.

Po upływie drugich 10 minut, przepływa

$$A_2 d_1 + A_1 d_2$$

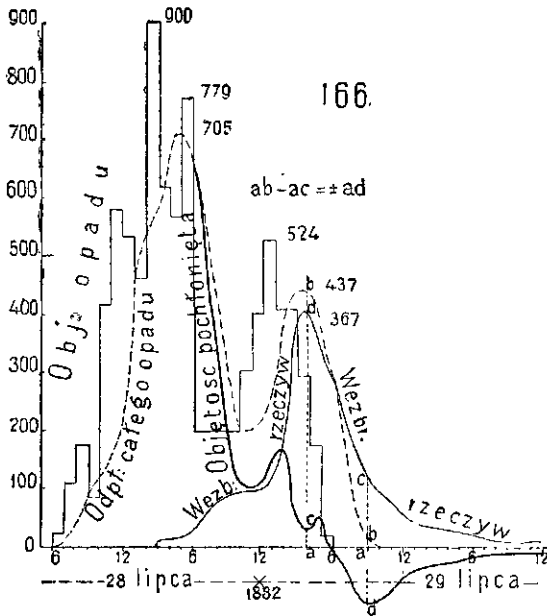
Po upływie trzecich 10 minut

$$A_3 d_1 + A_2 d_2 + A_1 d_3$$

Po upływie n tych 10 minut

$$A_n d_1 + A_{n-1} d_2 + A_{n-2} d_3 + \dots + A_1 d_n$$

Jeżeli deszcz pada dalej, a n jest liczbą porządkową najdalszej strefy, natenczas od tej chwili rozpoczyna się odpływ opadu z całego dorzecza. Objętości odpływu w późniejszych chwilach można zawsze rachować według ostatniego wyrażenia, skoro dla każdej strefy przyjmieśmy odpowiedni opad według danych spostrzeżeń.



Odcinając czas na osi odciętych a objętości na sekundę na rzędnych, otrzymamy wykres przebiegu wezbrania, podobny do tego jaki widzimy na f. 166. Przedstawia ona przebieg wezbrania Wiedenki z dnia 28 i 29 lipca 1882 r. Linia cienka łamana w stopniach, przedstawia objętości opadu na sekundę z całego dorzecza Wiedenki, zmieniające się co godzina. Cienka linia przerywana przedstawia przebieg idealnego wezbrania oznaczony w sposób powyżej

opisany, jako odpływ całego opadu; zaś cienka linia ciągła daje przebieg rzeczywistego wezbrania, wykreślony według odczytów wodoskazu.

Z tych wykresów widzimy że deszcz trwał 24 godzin, a wezbranie idealne, mające przebieg nieco jednostajniejszy od deszczu, obejmuje 28 godzin. Oboje mają po dwa maxima.

Wezbranie rzeczywiste rozpoczyna się 9 godzin później niż deszcz, trwa około 30 godzin, i ma tylko jedno maximum zgodne co do czasu z drugim maximum wezbrania idealnego, a dające największy przepływ tylko o 20% mniejszy od tamtego. Wynosi on mianowicie $367 m^3$, czyli w obec $215,7 km^2$ dorzecza $1,7 m^3$ na $1 km^2$.

Ztąd wynika, że przez pierwsze 9 godzin cały opad był pochłonięty przez dorzecze. Dalszy przebieg pochłaniania opadu przez dorzecze, t. j. od początku

rzeczywistego wezbrania o godzinie 3 po południu dnia 28 lipca otrzymamy, odejmując objętości wezbrania rzeczywistego od jednoczesnych objętości wezbrania idealnego. Te różnice dają nam grubsza linię pełną, która przecina oś odciętych dnia 29 lipca o godzinie 6 rano. Przypadkowo oznacza ten punkt zarazem koniec deszczu.

Od tej chwili, wezbranie rzeczywiste daje większe objętości niż wezbranie idealne, które kończy się już w cztery godziny później. Różnice obu wezbrań przedstawiają teraz objętości które nie były pochłonięte, ale wstrzymane przez opór terenu. Odpływają zatem po końcu deszczu. W porównaniu do objętości pochłoniętych uważanych za dodatne, należy im dać znak ujemny; ich wykres leży zatem pod osią odciętych.

Do l. 53. III. str. 184/5. Skoro dany przekrój ograniczony jest łukami kół, należy zamiast wykreślenia przedstawionego na f. 111. użyć zasady przekroji geometrycznie podobnych (str. 173 równanie 8), według której stosunek $F:r^2$ jest dla takich przekroji stały; w uważanym zaś przypadku dane są F i r , a więc dana jest także wartość powyższego stosunku.

Dla okrągłej, dowolnie przyjętej wartości h głównego wymiaru, potrafimy narysować przekrój podobny do szukanego.

W przekrojach zamkniętych tab. 8B, h będzie wysokością; w przekroju o łukowym łuku, będzie promieniem łuku; przyczem dane będzie pochylenie skarp. Przez próby znajdziemy w tym przekroju napełnienie t , odpowiadające danemu $F:r^2$; przyczem odpowiednie F będzie odmienne od wartości F_1 wynikającej z danego M i c . Jednakże z proporcji

$$F:F_1 = h^2:h_1^2$$

wyrachujemy wysokość szukanego przekroju h_1 , a co do wysokości napełnienia zachowamy proporcję

$$t:h = t_1:h_1$$

przez co otrzymamy szukany przekrój.

Do l. 63. Przy zastosowaniu wzorów podanych pod l. 59 do obrachowania spadku h którego wymaga lewar; a mianowicie według ogólnego wyrażenia

$$h = h_0 + \alpha l$$

przytoczonego na str. 237; napotkamy często trudność wprowadzenia do wzoru na λ (l. 26—28) odpowiedniej w danym razie wartości na d . Rury lewarów bowiem, nie zawsze będą miały przekrój kołisty. Rury murowane będą często eliptyczne; rury drewniane będą prostokątne lub ośmiokątne.

W takich razach przyrównamy powierzchnię F przekroju rury lewarowej, do równoważnej z nią powierzchni koła. Wyrachujemy zatem d z równości

$$F = \frac{1}{4} \pi d^2$$

i tę wartość wprowadzimy do wzoru na λ .

