

Wydział P. T. P. wzywa członków do rychłego uiszczenia zaległych wkładek, które w r. b. osiągnęły już sumę 9.000 zł., co stanowi 23% calorocznego preliminarza. Ponieważ jedynym źródłem dochodów Towarzystwa są wkładki członkowskie, przeto zaleganie w płaceniu godzi w podstawy bytu Towarzystwa, uniemożliwiając mu prowadzenie agend i spełniania zadań, jakie nań przypadają z tytułu powagi i stanowiska.

Członkowie, którzy nie zgłosili wystąpienia, mając świadczenia ze strony Towarzystwa i niewygasłe prawa członkowskie, są obowiązani do wypełniania przyjętych na siebie dobrowolnie powinności względem Towarzystwa.

Sekretarz:  
St. Kozłowski m. p.

Prezes:  
St. Rybicki m. p.

Prof. Inż. Mieczysław Rybczyński.

## Kryterjum dla obliczania światła mostów.

Obliczanie światła (otworzystości) mostów, dla nieszkodliwego przepuszczenia wielkich wód, przedstawia podobnie, jak wiele zagadnień hydrauliki, pole zupełnie niewyczerpanych dotąd badań i doświadczeń. Używane w praktyce metody obliczeń, przedstawiają bardzo poważne braki, tak z powodu niemożności uwzględnienia w teoretycznym wzorze rzeczywistych warunków przepływu, jak też jeszcze bardziej z powodu trudności ustalenia pewnych kryterjów, według których rezultat obliczeń należałoby uważać za odpowiedni.

Metody dotąd używane, polegają na oznaczeniu tą czy inną drogą maksymalnego odpływu w miejscu projektowanego mostu, na obliczeniu spiętrzenia, jakie wywoła budowa przyczółków, filarów, ewentualnie i grobli drogowych, które spowodują zwężenie swobodnego przepływu, wreszcie na zbadaniu, czy piętrzenie i spowodowana niem cofka, jest możliwa ze względu na konfigurację terenu, oraz na ocenieniu, czy wywołane piętrzeniem (względnie zwężeniem) powiększenia prędkości pod mostem, nie oddziała niekorzystnie na równowagę dna rzeki i na stałość fundamentów projektowanych budowli.

Pomijam trudności, jakie następcza obliczenie maksymalnego odpływu. Wystarczy nadmienić, że najczęściej nie posiadamy bezpośrednich pomiarów objętościowych, zwłaszcza przy wysokich stanach wód, a bardzo często nie rozporządzamy również obserwacjami wodoskazowymi z dłuższego okresu lat, to też przyjęte do obliczenia objętości, nieraz odbiegają bardzo daleko od rzeczywistości, zaś najwyższy stan wody wzięty na podstawie dotychczasowych spostrzeżeń, nieraz bywa później przekraczany. Nadto pamiętać należy, że ani stan wody, ani maksymalna objętość, nie są wartościami absolutnie stałymi, pierwszy bowiem może ulec zmianie w razie zmiany kształtu przekroju, biegu rzeki, a co najważniejsze spadku, druga zaś podlega zmianom w razie zmian w kulturze dorzecza (n. p. zalesienie), w stosunkach retencji (obwałowania, zbiorniki, stawy), nie mówiąc już o zależności od klimatu, zmiany te bowiem rozciągają się na bardzo długi okres czasu. Wspominam o tem dlatego, że zwykle zdając sobie sprawę z niemożności dokładnego obliczenia absolutnie najwyższej wody, przyjmujemy do obliczenia możliwie najniekorzystniejsze warunki, i że w ten sposób licząc jakąś teoretyczną „idealną“ wielką wodę, asekurujemy się od błędów. Pozwala to zarazem na pewną tolerancję w dalszych obliczeniach, popełnione bowiem ewentualne błędy, znajdują zwykle „pokrycie“ w nadmiernie wysoko obliczonej ilości wielkiej wody.

Obliczenia te polegają przedewszystkiem na oznaczeniu piętrzenia. Wzory dotąd powszechnie w użyciu będące, opierają się, jak wiemy bądź to na różnicy energii potencjalnej wody spiętrzonej i obniżonej w przekroju mostowym, czyli t. zw. formule d' Abuissona 
$$h = \frac{\alpha(u_m^2 - u_p^2)}{2g}$$
, gdzie  $\alpha$  oznacza współczynnik St. Venalst'a, umożliwiający operowanie średnimi prędkościami w ruchu zmiennym ( $\alpha = 1.11$ ), bądź też na zastosowaniu formuł przepływu przez jazy zatopione, przy przyjęciu wysokości jazu = zeru, czyli t. zw. formuły Dubuat'a.

Pierwsza rozwinięta daje nam znany wzór:

$$h = 0.0566 u^2 \left[ \frac{B^2}{\mu^2 L^2} - \frac{H^2}{(H+h^2)} \right],$$

gdzie oznaczają:

$B$  = szerokość rzeki,  
 $L$  = „ w przekroju mostowym,  
 $H$  = głębokość średnią rzeki,  
 $\mu$  = współczynnik kontrakcji,  
 $u$  = prędkość średnia wody niespiętrzonej,

oraz wzory pochodne, jak n. p. Freytaga.

Druga znaną jest w postaci wzoru Rühlmanna:

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 L \sqrt{2g} \left[ \left( h + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} \right] + \mu_2 LH \sqrt{2g} \left( h + \frac{u^2}{2g} \right),$$

oraz pochodnych jako formuła Wexa, uwzględniająca działanie ssące wody odpływającej, Hofmana, rozciągająca piętrzenie na obszar większy powyżej i poniżej mostu i t. p.

Wszystkie te wzory nie mogą dać dobrych rezultatów, a to z następujących powodów:

Przedewszystkiem nie uwzględniają one obniżenia zwierciadła wody, jakie po przejściu prądu ze zwiększoną prędkością w dół mostu, a więc w przekrój rozszerzony, musi się utworzyć, względnie powiększyć, jeśli obniżenie wystąpi już pod mostem. W tym ostatnim wypadku rezultatem obliczenia będzie różnica zwierciadeł wody podniesionej i obniżonej, a nie właściwe piętrzenie. Następnie operują wszystkie wzory średnimi wartościami, mimo że spowodują piętrzenie pewne określone prędkości w linii przestrzeni zabudowanych, ponieważ zaś wzory nie opierają się na doświadczalnych współczynnikach, przeto błąd ten nie może być eliminowany. W końcu wzory oparte na przepływie przez jazy budzą dodatkowe wątpliwości. Wyprowadzone dla jazów, przy których kontrakcja boczna odgrywa minimalną rolę mają być użyte do obliczenia piętrzenia wyłącznie skutkiem kontrakcji bocznej powstałego. Prócz doświadczeń Freese'go, nie mamy w tym kierunku żadnych danych, a już zupełnie dla oznaczenia wartości dwóch różnych współczynników w części dolnej i górnej przepływu. Sam rozdział na te dwie warstwy nie da się niczem uzasadnić, w naturze nie istnieje, oznaczenie więc praktyczne współczynników jest wykluczone. Użycie w rezultacie jednego współczynnika, nie o wiele polepsza sprawę, oznaczenie go bowiem nie opiera się na wystarczających badaniach w naturze czy w doświadczalniach. Wzory praktyczne Gammana, oznaczające „ $\mu$ “ jako funkcję długości przęsła mostu  $\mu = a + b \sqrt{l}$ , o tyle nie budzą ufności, że w podanych przezeń liczbowych wartościach nie są do zastosowania przy długościach przęsła większych od 100 m, a nadto nie uwzględniają zupełnie szerokich przyczółków i grobli zagradzających w poprzek koryto zalewu.

Przełomowe znaczenie mają moim zdaniem doświadczenia Rehbocka, dotąd *in extenso* nie opublikowane, których rezultatem jest wzór empiryczny, ale opierający się na teoretycznej podstawie, że źródłem piętrzenia może być tylko opór, zależny od stosunku zabudowanego pola przekroju do pełnego, a wielkość piętrzenia musi normować energja ruchu wody płynącej, czyli napór hydrauliczny.

Jednak nie w samym ułożeniu wzoru upatrują zasługę główną Rehbocka, jak raczej w tem, że pierwszy odróżnił wyniki, jakie się otrzymuje, zależnie od tego, jaki rodzaj ruchu istnieje w całym przebiegu zjawiska, a więc, że zupełnie inny przebieg ma poziom zwierciadła wody, jeżeli ruch burzliwy normalny nie dozna zmiany, a zupełnie inny, jeśli w swoim przebiegu przejdzie częściowo, a znów inny, jeśli w zupełności przejdzie w ruch burzliwy anormalny, czyli podkrytyczny.

Doświadczenia Rehbocka dotychczasowe odnoszą się do pewnych określonych granic szorstkości koryta i form filarów, tudzież do kształtu koryta trapezowego, o wyraźnych brzegach, jednostajnej głębokości i nie zwężonego gołbami.

Filary zakończone ostrołucznie posiadały długość równą 6 do 8-krotnej grubości. Filary zupełnie prostopadle ścięte, powodowały piętrzenie zwyż dwukrotne (2:1).

Kształt wzoru zależy od rodzaju ruchu. Dla ruchu wyłącznie normalnego:

$$h = \left[ 0.72 + 1.2 \frac{f}{F} + 40 \left( \frac{f}{F} \right)^4 \right] \left( 1 + \frac{1}{H} \cdot \frac{u^2}{2g} \right) \frac{f}{F} \cdot \frac{u^2}{2g},$$

gdzie  $f$  = pole zabudowane,  
 $F$  = pole przepływu bez piętrzenia,  
 $H$  = średnia głębokość,  
 $\frac{u^2}{2g}$  = napór hydrauliczny niespiętrzonej wody.

Wzór ten jest ważny w granicach  $\frac{f}{F}$  od 0 do 0.6, zaś w granicach od 0.03 do 0.12 iloczyn pierwszych dwóch czynników mało się różni od jedności, tak że wzór przybiera bardzo prosty kształt:

$$h = \frac{f}{F} \cdot \frac{u^2}{2g}.$$

Przy danym naporze i głębokości w miarę zwężania powstanie moment, kiedy w części przekroju powstanie ruch podkrytyczny.

Doświadczenia Rehbocka określiły tę granicę na:

$$\frac{f}{F} = \frac{1}{0.97 + 21 \frac{1}{H} \cdot \frac{u^2}{2g}} - 0.13.$$

Z tą chwilą zmienia wzór na piętrzenie swój kształt na:

$$h = \left( 21.5 \frac{f}{F} + 33 \frac{1}{H} \frac{u^2}{2g} - 6.6 \right) \frac{f}{F} \cdot \frac{u^2}{2g}$$

ważny w granicach  $0.06 < \frac{f}{F} < 0.3$ ; natomiast w granicach  $0.3 < \frac{f}{F} < 0.6$  przybiera wzór kształt:

$$h = \left( \frac{20 \frac{1}{H} \cdot \frac{u^2}{2g} + 3.85}{0.9 - \frac{f}{F}} - 6.6 \right) \frac{f}{F} \cdot \frac{u^2}{2g}.$$

W końcu, jeśli zwężenie będzie tak wielkie, iż spowoduje ruch burzliwy anormalny w całym przekroju, a stanie się to wówczas, gdy  $\frac{f}{F} = 0.05 + \left( 0.9 - 2.5 \frac{1}{H} \frac{u^2}{2g} \right)^2$ , wzór na piętrzenie otrzyma formę:

$$h = \left[ 0.54 + \frac{f}{F} + 1.9 \left( \frac{f}{F} \right)^5 \right] \left( \frac{Q}{B} \right)^{2/3} - H$$

ważną nawet do  $\frac{f}{F} = 0.9$ .

Dla  $\frac{f}{F} < 0.3$  upraszcza się powyższy wzór na:

$$h = \left( 0.54 + \frac{f}{F} \right) \left( \frac{Q}{B} \right)^{2/3} - H;$$

zaś dla małych wartości  $\frac{f}{F}$  przybiera znów prosty kształt:

$$h = 5.6 \frac{f}{F} \cdot \frac{u^2}{2g}.$$

Porównując ten ostatni wzór, z pierwszym uproszczonym, widzimy 5.6 razy większe piętrzenie, przy tych samych czynnikach, spowodowane tylko innym rodzajem ruchu, i co za tem idzie, ogromnym wzrostem oporów.

Przebieg poziomów zwierciadła wody na całej przestrzeni, od piętrzenia do powrotu do normalnej głębokości usiłował teoretycznie zanalizować Krey.

Wywodów tych nie powtarzam, ponieważ zostały obszernie streszczone przez prof. Dr. Matakiewicza w Nr. 9 *Czasopisma Technicznego* z r. 1922.

Wzoru Kreya zdaniem mojem nie można stosować do ruchu podkrytycznego, gdyż opiera się ono na powrocie obniżonego między mostami zwierciadła wody, do pierwotnego poziomu tuż poniżej mostu, podczas gdy ruch podkrytyczny wytworzyć się może właśnie dopiero na dolnej granicy zwężenia.

Natomiast przejście ruchu podkrytycznego i powrót odskokiem Bidona do normalnego, można ustalić zapomocą badania energii  $\left( H + \frac{u^2}{2g} \right)$ , oraz ilości ruchu  $\left( \frac{\gamma}{g} \cdot Q \cdot v \right)$ .

Przyjmując dla uproszczenia przekrój rzeki prostokątny i oznaczenia jak poprzednio, otrzymujemy dla głębokości krytycznej pod mostem wartość:

$$H_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha^2}{g} \cdot \frac{Q^2}{L^2}} = 0.48 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{L^2}}.$$

Stąd rzędna minimum energii pod mostem, a więc na przejściu do ruchu podkrytycznego  $= 1\frac{1}{2} H_{kr} = 0.72 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{L^2}}$ .

Tej rzędnej musi odpowiedzieć ta sama rzędna spiętrzonej wody przed mostem powiększona o wielkość energii potrzebnej do pokonania oporów ruchu pod mostem na długości filarów. Spadek energii można przyjąć z teorii ruchu zmiennego, a więc jako pokonanie oporów ruchu jednostajnego na tej długości plus różnicy naporów hydraulicznych, pomniejszony o spadek dna.

Dla obliczenia odskoku szukamy tej samej wartości ilości ruchu plus ciśnienie hydrostatyczne, dla ruchu normalnego i podkrytycznego. Tej samej jednak wartości ilości ruchu, nie odpowiada ta sama wartość energii, część jej bowiem zostaje skonsumowaną oporami<sup>1)</sup>.

Obliczenie położenia zw. w. czy to metodą Kreya dla ruchu normalnego, czy linią energii dla ruchu podkrytycznego, nie uwzględnia strat energii, powodowanych tworzeniem się wirów, t. zw. przez Rehbocka walców wodnych o osi pionowej przy filarach i przyczółkach, oraz o osi poziomej, wypełniających obniżone zw. w. przed odskokiem. Dla zastosowania więc praktycznego wymagałyby wprowadzenia współczynników (Krey wprowadza współczynniki kontrakcji „ $\mu$ ” oraz dla odskoku „ $\eta$ ”), których oznaczenie musi być pozostawione badaniom laboratoryjnym, lub ścisłym pomiarom w naturze istniejących spiętrzeń w czasie wielkiej wody.

Do praktycznego zastosowania pozostaje więc wzór Rehbocka w granicach stosowalności powyżej podanych.

Obliczenie wysokości piętrzenia, rozwiązuje dopiero jedno kryterjum stosowalności zwężenia, a mianowicie oddziaływania podniesionego zw. w. powyżej mostu na grunta przyrzeźne, ewentualnie stan wody gruntowej. Kryterjum to jest zwykle zupełnie nie wystarczające, na ogół bowiem wysokość tych piętrzeń jest nieznaczna, jak to ostatnie doświadczenia, na których się opiera wzór Rehbocka, wskazują. O wiele ważniejsze byłoby kryterjum stosowalności spiętrzeń ze względu na stałość podłoża, oraz bezpieczeństwa konstrukcji, i tu należy rozważyć, czy dotychczasowe metody obliczenia piętrzeń dają nam wystarczające wskazówki, czy można je do oznaczenia dopuszczalnej prędkości bezkrytycznie stosować.

<sup>1)</sup> Bliższe szczegóły w rozprawie prof. Pomianowskiego w *Przeglądzie Technicznym* z r. 1922.

Nasuwać się tu odrazu następujące wątpliwości:

1. Podstawą wszystkich wzorów jest w tej czy innej formie napór hydrauliczny płynącej wody i to w korycie naturalnym bez zwężenia. Napór obliczamy z prędkości średniej, skutkiem tego napór przeważnie ma wartość nie wielką, tem mniejszą im szerszy jest zalew. Tymczasem już powierzchowna obserwacja terenów pokrytych zalewem wykazuje, że dużą część inundacji zajmuje bądź to woda stojąca, bądź też nawet płynąca w kierunkach zupełnie innych niż główny kierunek ruchu. Pierwszem więc zagadnieniem przy szerokich terenach inundacyjnych, będzie konieczność ustalenia rzeczywiście czynnego pola przekroju.

Przytoczę kilka przykładów szerokości zalewów w stosunku do istniejących długości mostów w naszym kraju: zalew Dniestru pod Mikołajowem rozciąga się na szerokość około 3000 m podczas, gdy most główny posiada długość stu kilkudziesięciu metrów obok 2 niewielkich mostów inundacyjnych.

Szerokość zalewu Bugu	zaś światło
wynosi:	mostu:
pod Terespołem . . . 1900 m	280 m
" Brokiem . . . . . 2000 "	268 "
" Kempą . . . . . 2800 "	322 "
" Łęgami . . . . . 4000 "	310 "

2. Wszystkie wzory operują prędkościami średnimi, tymczasem rozkład prędkości w profilu poprzecznym, a nawet w poszczególnych pionowych jest w czasie wielkiej wody ogromnie rozmaity.

W czasie pomiarów wielkiej wody wykonanych w maju 1910 w Warszawie przy najwyższym stanie wody, wynosiła średnia prędkość w profilu 2.16 m/sek, podczas gdy średnia prędkość w poszczególnych pionowych dochodziła do 2.73 m/sek, zaś maksymalna prędkość w poszczególnych punktach pomiarów wahała się między 0.0 a 3.11 m/sek.

Załączony rysunek przedstawia profil poprzeczny Wisły, oraz rozkład prędkości średnich, zdjęty w dwóch po sobie następujących dniach 6. i 7. maja 1919 przy stanach +452 i +472. Widzimy na nim w nurcie ogromne pogłębienie, przy równoczesnym nieznacznym spłyconiu w innych pionowych. Gdyby profil pozostał niezmieniony, wówczas podwyższenie zw. w. o 0.2 m wywołałoby zwiększenie objętości o nie wiele ponad 200 m<sup>3</sup>/sek; tymczasem skutkiem pogłębienia łożyska wzrosła objętość o przeszło 800 m<sup>3</sup>/sek.

Powiększenie pola przepływu przez erozję, zmniejsza prędkość przepływu pod mostem, zmniejsza stosunek  $\frac{f}{F}$ , i zmniejsza tem samem wysokość piętrzenia. Nadto pogłębienie takie nie może się ograniczyć na niewielką długość filarów, musi rozciągać się poza most w obu kierunkach, a przez to zatracą się wyraźna linja piętrzenia, co najzupełniej potwierdzają zdjęcia profilu podłużnego w czasie pomiaru.

Poruszyłem kilka najważniejszych wątpliwości, jakie nasuwają się przy obliczeniach piętrzenia, postaram się teraz naszkicować drogi, jakimi, zdaniem mojem, należałoby pójść, ażeby błędów uniknąć.

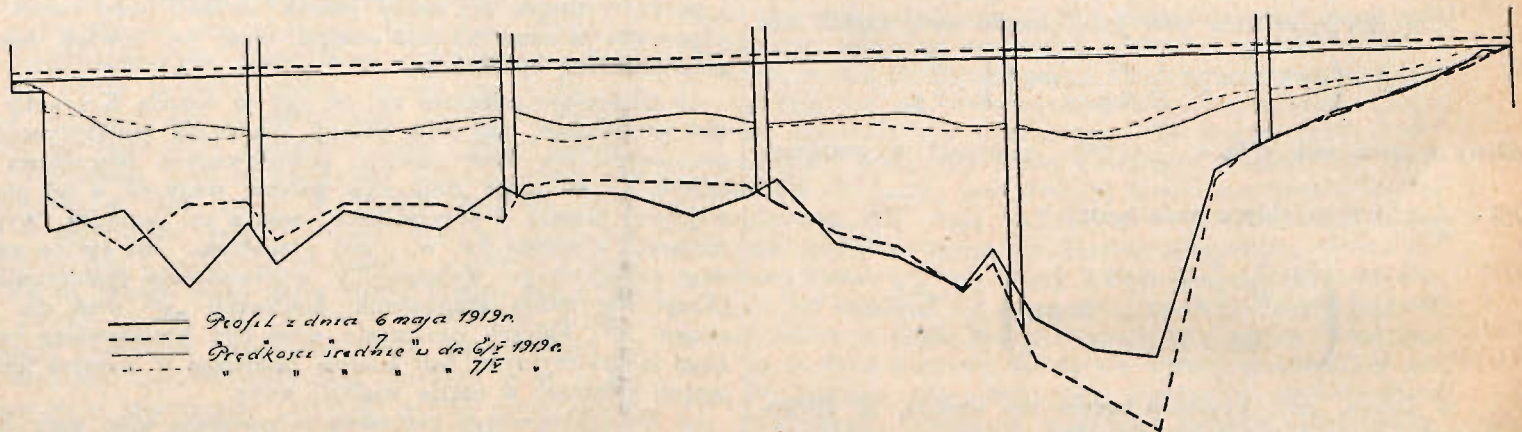
1. Odnośnie do charakteru zalewu:

W obliczeniu piętrzenia należy odróżnić trzy typowe wypadki, a mianowicie: wodę wielką mieszczącą się w całości w korycie jednolitem, wodę której zalew ujęty jest w tamy, wały, lub naturalne wysokie brzegi, wyraźnie jednak odróżniające się od koryta wód średnich, wreszcie wody rozlewające się swobodnie po brzegach, aż do granic zakreślonych powoli wznoszącym się terenem.

Pierwszy wypadek nie budzi wątpliwości co do stosowności wprost wzorów n. p. Rehbocka, tembardziej, że jednolite i zwarte koryto nie pozwala na stosowanie zbyt daleko idących zwężeń, n. p. zapomocą grobli prostopadłych do rzeki.

*Przekrój hydrometryczny Dniestru  
w Warszawie przy moście Kierbedzia*

Skala głębokości: \_\_\_\_\_  
szerokości: \_\_\_\_\_  
prędkości: \_\_\_\_\_



Jeszcze większe różnice otrzymamy, skoro prócz głównego koryta, mamy szeroki a płytki teren zalewowy, lub przy rzekach górskich o silnym prądzie, tak n. p. Sandomierz wykazuje prędkość powierzchniową przy wielkiej wodzie w nurcie 2.65 m/sek, zaś w inundacji spada ta wartość do 0.295 m/sek.

3. Obliczenia piętrzenia nie uwzględniają zupełnie ruchliwości podłoża i możności zmiany profilu w czasie trwania powodzi, skutkiem działalności erozyjnej.

Stałym zjawiskiem w rzekach o ruchliwym podłożu jest w czasie powodzi dalsze żłobienie głębin a spłyconie mielizn, skutkiem wyrównania się linii spadku przy dużej wodzie, a tem samem zmniejszenia względnego prędkości na szypotach, a zwiększenie na głębinach. Proces odwrotny zachodzi naturalnie w czasie trwania niskiego stanu. Zjawisko to występuje jeszcze wyraźniej w przekrojach zwężonych mostem.

W drugim wypadku musimy odróżnić teren inundacyjny mało różniący się położeniem i oporami ruchu od właściwego koryta, od terenu silnie wzniesionego. W pierwszej alternatywie, nie można również mówić o zbyt wielkiem zwężeniu, mimo to stosowanie jednej prędkości średniej, może już doprowadzić do błędu, tem bardziej, gdy rozstaw filarów nie jest jednolity. Dlatego wydaje mi się, że należy w tym razie, podobnie jak przy obliczeniu wielkiej wody, oddzielić obliczenie piętrzenia w głównym korycie od obliczenia w inundacji. Jeśli odpowiednim wartościom damy wskaźniki „k” oraz „i”, to stosując uproszczony wzór Rehbocka, dostajemy:

$$h_k = \frac{f_k}{F_k} \cdot \frac{u_k^2}{2g}, \text{ oraz } h_i = \frac{f_i}{F_i} \cdot \frac{u_i^2}{2g}.$$

Dla należytego przepływu, piętrzenia nie powinny się

różnić od siebie, a ponieważ rozkład i wielkość filarów w korycie zwykle z góry mamy dane, to:

$$f_i = f_k \frac{F_i}{F_k} \cdot \left(\frac{u_k}{u_i}\right)^2, \quad \text{stad } f = f_k \left\{ 1 + \frac{F_i}{F_k} \cdot \left(\frac{u_k}{u_i}\right)^2 \right\}.$$

Im bardziej stosunki głębokości się różnią, a więc im bardziej zbliżamy się do drugiej alternatywy, tem drastyczniej wystąpi przy tem obliczeniu możność silnego zwężenia terenu inundacyjnego; (n. p. dla głębokości 6 i 2 m, zaś prędkości 2 i 0.5 m/sek, odpowiada jednemu m. b. zabudowania w korycie 48 m. b. zabudowania w zalewie).

W drugiej alternatywie można więc iść dość śmiało z zabudowaniem terenu inundacyjnego, tem naturalnie śmielej im jest on wyższy, natomiast przy obliczeniu należy wziąć pod uwagę, czy w zabudowanym przekroju nie powstaną pola martwe. Obserwacja rzek zwłaszcza o silnym prądzie, wykazuje tworzenie się powyżej i poniżej zabudowań, zwłaszcza większych rozmiarów, wirów o wielkim promieniu, t. zw. przez Rehbocka walców wodnych o osi pionowej, które obracać się będą przy brzegu prawym w prawo, przy lewym w lewo. Często powstają w kątach między groblą a wałem lub brzegiem walce drugorzędne, obracające się w przeciwnym kierunku niż główne. To samo zauważyć można poniżej grobli, a także powyżej i poniżej filarów, o ile są one tępo ścięte. Woda obracająca się w walcach ulega ciągłej wymianie, ale w ruchu postępowym udziału nie bierze i dlatego przestrzenie zajęte przez walce należy uważać za martwe.

Do obliczenia piętrzenia należałoby w tym wypadku przyjąć profil już zwężony, więc pomniejszony o przestrzenie martwe i liczyć tylko wpływ filarów oraz przyczółków z niewielką częścią grobli. Zmniejszy się wprawdzie stosunek  $\frac{f}{F}$ , ale za to wzrośnie napór  $\frac{u^2}{2g}$ , wobec zmniejszenia pola przepływu. Grzbiet

piętrzenia przesunie się wówczas w górę mostu, w pobliże końca górnego walców wodnych, a obliczyć je można prawidłami ruchu zmiennego, jako krzywą depresyjną. Jest to więc właściwie rozłożenie obrachowania piętrzenia na 2 części, na piętrzenie skutkiem filarów i przyczółków, oraz skutkiem zwężenia koryta. Przy tym obliczeniu zauważyć jednak należy:

1. że przy małych objętościach przepływających terenem inundacyjnym, wpływ martwych przestrzeni będzie nieznaczny, i wobec niedokładności w oznaczeniu wielkiej wody, przy stosunku objętości 5:100, można go zupełnie pominąć;

2. że przesunięcie piętrzenia w górę mostu, spowoduje powiększenie prędkości już przed mostem, i może spowodować erozję dna już przed filarami;

3. że niebezpiecznym punktem może stać się przyczółek przy istnieniu obustronnych walców wodnych i kontrakcji, oraz  
4. że walce wodne mogą wywołać podmycie terenu przy grobli i spowodować usunięcie się tejże.

Jeżeli walce wodne się nie tworzą, to istnieć musi wzdłuż brzegu, a następnie grobli spadek zw. w., a co za tem idzie właściwe piętrzenie znów musi się przesunąć w górę mostu.

Ponieważ ilości wody przepływające w ten sposób będą bardzo nieznaczne, przeto i tu można z niewielkim błędem przyjąć istnienie przestrzeni martwych.

Dokładne traktowanie piętrzenia przy tworzeniu się przestrzeni martwych, będzie możliwe, skoro odpowiednia ilość obserwacji w naturze i badań laboratoryjnych, pozwoli na utworzenie praw kierujących tem zjawiskiem.

Trudności, z którymi dotąd mieliśmy do czynienia wrastają niepomierne w trzecim wypadku, nieograniczonego ściśle rozlewu. Rzadko kiedy nawet najdokładniejsze topograficzne zdjęcie terenu pozwoli na ściśle oznaczenie części martwych profilu inundacyjnego, musi się brać bowiem pod uwagę spadki poprzeczne zw. w., prądy boczne i t. p., a tego wszystkiego nie potrafimy „zaprojektować“.

Przybliżonem rozwiązaniem będzie zaprojektowanie normalnego łożyska dla pomieszczenia całej wprzód oznaczonej wielkiej wody, obliczenie dopuszczalnego piętrzenia i tem samym dopuszczalnego zwężenia, przyczem niejednokrotnie trzeba będzie

brać pod uwagę obniżenie dna terenu inundacyjnego. Ponieważ odcięte części koryta nie mogą być uważane zupełnie jako martwe, przeto w najniższych punktach terenu odciętego muszą w tych wypadkach przyjść mosty inundacyjne, obliczone dla takiego obszaru ciążenia, jaki z konfiguracji terenu wynika. Tego rodzaju obliczenie nie można uważać za ściśle, rozkład projektowany spływu wód rzadko zgodzi się z rzeczywistym, dlatego suma objętości przepuszczonych mostem głównym i inundacyjnymi powinna być wyższą od rzeczywistej wielkiej wody. Najniebezpieczniejszą byłaby chęć przepuszczenia całej objętości wody jednym mostem. Dobrą wskazówką mogą tu dać już zastosowane na tej samej rzece i w podobnych warunkach rozwiązania.

2. Odnosnie do zmian w prędkości:

Dla zapobieżenia błędom powstałym skutkiem stosowania prędkości średniej, nie zawsze wystarcza podział na koryto główne i zalew.

Przytoczony przykład na rys. Wisły, wykazuje w głównym korycie różnice w głębokości więcej niż dwukrotne, a również duże różnice w prędkościach. Równocześnie jednak niemożliwy jest podział rzeki na drobniejsze odcinki o jednakim naporze, najpierw bowiem sąsiednie odcinki muszą oddziaływać na siebie, a następnie wymagałoby takie obliczenie zastosowania różnych rozpiętości poszczególnych przeseł, a rozkład prędkości w rzece, zwłaszcza o podłożu ruchomem, nigdy nie jest stały.

Dlatego wydaje mi się koniecznem oddzielić obliczenie piętrzenia, od oznaczenia dopuszczalnych prędkości w ten sposób, że prędkością i naporem średnim, należy obliczać jedynie wysokości piętrzenia, potrzebną następnie do oznaczenia cofki. Natomiast dla oznaczenia dopuszczalnej granicy prędkości, przeprowadzić obliczenie fikcyjne piętrzenia, a mianowicie licząc go tak, jakby w całym przekroju istniały prędkości zbliżone do prędkości w nurcie. Wówczas jednak można zupełnie opuścić wpływ kontrakcji przyczółków i grobli.

Jeżeli kształt koryta jest dość regularny i można go upodobnić do paraboli, to głębokość w nurcie  $H_{max} = \frac{2}{3} H_{sr}$  a przyjąwszy w całym przekroju ten sam spadek, wzrośnie prędkość w stosunku jak  $H^{3/2}$  (Forchheimer). Mając więc obliczone średnie piętrzenia, otrzymamy piętrzenie maksymalne w nurcie przyjmując:

$$v_{max} = v_{sr} \left( \frac{H_{max}}{H_{sr}} \right)^{3/2} = v_{sr} \left( \frac{2}{3} \right)^{3/2} = 1.31 v_{sr},$$

a w stosunku do naporu  $\frac{u_{max}^2}{2g} = 1.71 \frac{u_{sr}^2}{2g}$ , w przybliżeniu więc zależałoby obliczone ze średnich wartości piętrzenie zwiększyć o  $\frac{2}{3}$ . Dla koryt nieregularnych nie pozostaje nic innego, jak badać, jakie w rzeczywistości maksymalne prędkości zdarzają się w przekroju wolnym w czasie wyższych stanów wody. Obliczenie to odnosi się tylko do koryta głównego.

Ale nie tylko rozkład prędkości w korycie może powodować różne piętrzenia w różnych częściach koryta, wytworzone już piętrzenie choćby jednakimi prędkościami, nie ułoży się jednostajnie, zwłaszcza przy dużych rozpiętościach poszczególnych przeseł. Powierzchnowa obserwacja zw. w. okazuje znaczne różnice wysokości pomiędzy wysokością zw. w. tuż za filarem lub przyczółkiem, a w środku między filarami. Zdaje się, że przy bardzo dużych otworach, woda środkiem między filarami przepływa prawie bez piętrzenia. Niestety zupełny brak w tym względzie danych pomiarowych, zresztą bardzo trudnych i badań laboratoryjnych, nie pozwala na stawianie hipotez i proponowanie metody obliczeń, pomiary zaś prędkości wykonywane z mostów, również nie mogą służyć za podstawę do wnioskowań, ponieważ wykonuje się je od strony odpływu, a więc już najczęściej w normalnym korycie, lub w depresji. Mimo to pomiary te wykazują, że prędkości w pobliżu filarów najczęściej pozostają co najmniej niezmiennione, a niejednokrotnie są nawet wyższe, niż w środku między filarami, że prędkości na dnie bardzo często przekraczają prędkości średnie, i że kształt pionowej prędkości jest najczęściej zdeformowany. Wszystko to świadczy o tem, że zwiększone opory tarcia zostają przezwyciążone i pozostaje wystarczająca energia na wytworzenie prę-

kości nieraz większej, niż w środku przeszła, że zatem źródło tej energii, a więc piętrzenie musi w pobliżu zabudowań silniej działać.

Jak wspominałem, dla określenia tego powiększenia piętrzenia nie mamy żadnych danych. Gdyby przyjęć rozkład piętrzenia według paraboli drugiego rzędu, a w środku przeszła piętrzenie równe zeru, to przy filarach należałoby piętrzenie zwiększyć trzykrotnie. Byłby to wypadek graniczny, wyjątkowo tylko znajdujący zastosowanie.

### 3. Odnośnie do ruchliwości podłoża:

Oznaczenie wpływu zmiany koryta na wysokość piętrzenia nie byłoby trudne, gdybyśmy mieli do czynienia z zupełnie jednolitym materiałem dna, regularnym rozkładem prędkości i t. p. Wówczas wiedząc, że siła unoszenia zmienia się z kwadratem prędkości, i znając odporność (ciężar gatunkowy i wielkość) cząsteczek rumowiska, moglibyśmy się zorjentować o wielkość pogłębienia, i oznaczyć granicę, kiedy powróci równowaga zachwiana piętrzeniem.

Oznaczając wartości w przekroju mostowym znacznikiem „m” otrzymamy relacje:

$$Q = F \cdot c \cdot \sqrt{HI} = F_m c_m \sqrt{H_m I_m}$$

$$i \quad S = a \cdot v^2 = a_m v_m^2.$$

Z obu tych równań:

$$I_m = I \frac{H}{H_m} \frac{a c^2}{a_m c_m^2}$$

$$i \quad B c H^{3/2} I^{1/2} = B_m c_m H_m^{3/2} I_m^{1/2} \frac{H^{1/2}}{H_m^{1/2}} \frac{a^{1/2} c}{a_m^{1/2} c_m}$$

skąd: 
$$H_m = H \sqrt{\frac{B}{B_m}} \sqrt{\frac{a_m}{a}}$$

Ponieważ  $\frac{a_m}{a}$  nie może być dużo różne od jedności, więc

w przybliżeniu 
$$H_m = H \sqrt{\frac{B}{B_m}}$$

Praktycznie z wzoru tego korzystać nie można, różnorodność bowiem materiału dna, rozkład prędkości, spadek podłużny i poprzeczny dna, wreszcie konfiguracja dna za i przed mostem, uniemożliwiają ujęcie erozji w jakiegokolwiek formuły matematyczne.

Istnienie zatem erozji przyjęć należy jako fakt, a co najwyżej szukać granicy, kiedy staje się ona szkodliwa, i tu zbliżamy się do omówienia kryterjum, jakie sobie postawić należałoby przy oznaczaniu dopuszczalnej prędkości, a tem samem dopuszczalnego piętrzenia.

Dotychczasowa praktyka podaje bądź to pewne maksymalne prędkości lub piętrzenia (n. p. Hofman 2.5 m/sek lub 0.5 m piętrzenia) bądź też dopuszcza pewne procentowe zwiększenie prędkości istniejących w naturalnym korycie.

Granice prędkości można tylko wówczas postawić, jeśli w biegu wolnym, rzeka rumowiska nieprowadzi; wówczas znając prędkość potrzebną do uruchomienia cząstek rumowiska, oraz stosunek prędkości na dnie do prędkości średniej, możemy dopuszczalną prędkość obrachować, zakładając jednolitość podłoża. Jest to możliwe tylko w niewielkiej ilości potoków i rzek nizinnych, o bardzo małych spadkach i nieznacznych wezbraniach. We wszystkich innych przypadkach, a więc tam gdzie erozja już istnieje bez zwężenia, można tylko mówić o procentowym zwiększeniu istniejących prędkości. Jaki to ma być procent, pozostawia się do zwyczaj projektującemu, jego znajomości rzeki i t. p., jednym słowem, kryterjum mocno indywidualne.

Chcąc cokolwiek ściślej określić granicę, należy bliżej zastanowić się nad mechanizmem ruchu rumowiska. Według przyjętej teorii cząstka rumowiska leżąca na dnie poruszy się, skoro wypadkowa z ciężaru tej cząstki oraz uderzenia strugi wody na jej rzut, nachylną będzie do poziomu pod kątem mniejszym, niż naturalna skarpa danego materiału pod wodą. Jeśli dno jest nachylone, wchodzi w grę różnica względnie suma kątów. To nam jednak nie wyjaśnia zupełnie zjawisk jakie zachodzą przy erozji tworzącej miejscowe silne wgłębienia, gdzie

cząstki poruszają się nieraz prawie pionowo w górę, ten zaś rodzaj erozji w przeciwieństwie do poprzedniego, jest dopiero niebezpieczny dla stałości konstrukcji. Jak długo zwiększanie prędkości zwiększać będzie normalną erozję, możemy się nie obawiać złych skutków, powolne bowiem pogłębienie koryta doprowadzi wkońcu do ułożenia się naturalnej równowagi, i wyrównania prędkości.

Rozważmy więc przyczyny jakie powodują te niebezpieczne żłobienia dna. Będą nimi składowe prędkości prostopadłe do głównego kierunku ruchu, a w szczególności skierowane ku górze, składowe, które są istotą ruchu burzliwego. Prędkości te są funkcją zmienności prędkości właściwych, i oceniane były dotąd na  $\frac{1}{30}$  do  $\frac{1}{20}$  prędkości głównej. Krey usiłował na podstawie studjów nad rozkładem prędkości w pionowych Jasmunda, Bøltego i innych, ująć zależność w formę wzoru, i ustalił wielkość maksymalnej prędkości pionowej:

$$v_{p_{max}} = 0.085 \frac{1}{\sqrt{\rho}} (v \cdot H \cdot \rho)^{0.46}$$

gdzie 
$$\rho = \frac{1.2}{10^6 \frac{g}{\gamma} \cdot \mu} \quad (\mu = \text{spółczynnik lepkości})$$

dla  $13.2^{\circ} \text{C}$   $\rho = 1$ , wówczas  $v_{p_{max}} = C \cdot H^{3/4} I^{1/4}$

W badanych przekrojach dochodzi prędkość pionowa do nieprawdopodobnej wartości 0.28 m/sek; gdy dla utrzymania w wodzie zawieszonych cząstek rumowiska potrzeba:

dla $d=0.2 \text{ m/m}$	$v_p = 0.036 \text{ m/sek}$
„ $d=1$ „	$v_p = 0.12$ „
„ $d=2$ „	$v_p = 0.22$ „

Okazuje się więc, że działalność erozyjna wody jest nie tylko funkcją prędkości, ale również zmienności w rozkładzie prędkości w pionowych. Jeżeli z tem porównamy wyniki pomiarów choćby w przytoczonych przykładowo przekrojach Wisły, gdzie w pobliżu filarów stale wzrasta zmienność, i gdzie miejscami prędkość na dnie równa się prędkości na powierzchni, będziemy mieli wytłumaczenie niebezpieczeństw, jakie grożą przy zbyt nieostrożnem projektowaniu zwężenia.

Jeżelibyśmy szukali przyczyn, które wpływają na zwiększenie tej zmienności, to już sam związek z lepkością udowadnia, że trzeba tu szukać zależności od stopnia burzliwości ruchu wody. Wiemy, że wzrost prędkości pociąga za sobą wzrost sporów wewnętrznych, które w pewnym punkcie krytycznym, przerastają wzrost energii, i powodują zmianę rodzaju ruchu, w tak zwany burzliwy anormalny, lub podkrytyczny, którego cechą jest właśnie nic innego, jak przewaga ruchów różnokierunkowych, a więc i składowych pionowych.

Wspomniane doświadczenia Rehbocka, wykazują pięciokrotny wzrost piętrzenia przy przejściu w ruch podkrytyczny, a ponieważ piętrzenie nie jest niczem innym jak rezultatem wzrostu oporów, więc przy tym samym stosunku zabudowania, jest to pięciokrotny wzrost oporów wewnętrznych ruchu.

Nie mamy niestety doświadczeń nad wpływem ruchu podkrytycznego na erozję pod mostami, ale przez analogię możemy skorzystać z doświadczeń nad utrzymaniem podłoża poniżej jazów, z których wynika, że zniszczenie energii wody, płynącej zawsze ruchem podkrytycznym poniżej jazu i doprowadzenie do odsokoku i ruchu normalnego przed końcem ubezpieczenia, najzupełniej zabezpiecza dno przed erozją.

Dlatego wydaje mi się, że tam, gdzie granicznej prędkości ustalić nie możemy ze względu na istniejącą erozję bez zwężenia, jedynem racjonalnem kryterjum będzie, nie dopuszczenie do utworzenia się nawet częściowego ruchu podkrytycznego, przy przepływie pod mostami.

Oznaczyć tę granicę najpewniej możemy na podstawie doświadczeń, a więc n. p. przy użyciu wzorów Rehbocka ustawionych w wyniku badań laboratoryjnych.

Granice powstania częściowego ruchu burzliwego oznaczył Rehbock zapomocą cytowanego wzoru:

$$\frac{f}{F} = \frac{1}{0.97 + 21 \frac{1}{H} \frac{u^2}{2g}} - 0.13$$

Obliczając „ $u$ ” według wzoru Chezy'ego otrzymujemy:

$$\frac{f}{F} = \frac{1}{0.97 + 1.07 c^2 I} - 0.13$$

Stąd otrzymamy wartość stosunku  $\frac{f}{F}$  dla:

$c$	$I^{1/100}$	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0
30		0.80	0.73	0.66	0.56	0.39	0.28	0.22	0.13	0.04
40		0.75	0.63	0.55	0.42	0.24	0.15	0.10	0.03	—
50		0.68	0.53	0.43	0.30	0.14	0.07	0.03	—	—
60		0.61	0.44	0.34	0.21	0.08	0.02	—	—	—

Dla orientacji podaję, że według Bazina wartość „ $c$ ” wynosi dla:

$H = 1 m$	od	31.6	—	37.8
$H = 2 m$	„	38.9	—	45.3
$H = 3 m$	„	43.3	—	49.7
$H = 4 m$	„	46.4	—	52.7
$H = 5 m$	„	48.8	—	55.0
$H = 6 m$	„	50.7	—	56.8

N. p.: Wisła pod Warszawą mogłaby być na podstawie tego kryterjum zwężoną prawie o  $\frac{1}{3}$  pola przekroju. Potwierdzenie tego znajdujemy w świeżo wybudowanym moście w Sandomierzu. Pole przepływu  $2.750 m^2$  zwężone zostało zabudowaniem tak, że  $146 m^2$  zajmują filary a  $670 m^2$  groble, razem około 30%. Przepływ wielkiej wody 23. lipca 1925 r. nie wykazał większych zaburzeń w dnie, a przebieg zw. w. nie wykazał istnienia ruchu podkrytycznego. Dzieląc przekrój na koryto właściwe i inundację, otrzymuje się piętrzenie wzorem Rehbocka 0.012 względnie 0.0013 m; a więc trudne do skostatowania pomiarem. Potwierdza to wynik niwelacji. Pod Warszawą piętrzenie obliczone wzorem Rehbocka wynosi 0.013 m dość zgodne z pomiarem niwelacyjnym. Natomiast to samo kryterjum w rzece górskiej da bardzo ciasne granice możliwości zabudowy. Na spadku  $2^{1/100}$  i przy dwumetrowym wezbraniu, 10% zabudowania pola przekroju może spowodować ruch podkrytyczny.

Teoretycznie obliczyć granicę możemy też posługując się wzorem Krey'a. Głębokość bowiem krytyczna, utworzy się przy wyjściu z mostu, a zatem:

$$Q = L \cdot H_{kr} \cdot v_{kr} = B \cdot H \cdot v$$

a gdy:  $v_{kr} = \sqrt{H_{kr} \cdot g}$

$$\text{otrzymamy } B - L = B \left( 1 - \frac{H}{H_{kr}^{3/2}} \cdot \frac{v}{\sqrt{g}} \right)$$

nie uwzględniając kontrakcji i straty energii przy powrocie do ruchu normalnego. Ponieważ:

$$H_{kr} = 0.48 \sqrt[3]{q^2} \text{ więc } H_{kr}^{3/2} = 0.33 q$$

gdzie  $q$  jest odpływem na jednostkę długości przekroju.

N. p.: dla Wisły pod Warszawą w nurcie  $q = 16 m^3/sek$  i  $m b v = 2.3 m/sek$   $H_{kr} = 7 m$ .

Stąd  $L = 0.8 B$ .

Również orientację dla powyższego kryterjum może stanowić dla nas badanie przebiegu linii energii, której położenie znamy w rzece niezweżonej. Położenie linii energii w rzece pod mostem nie powinno dojść do wartości  $1 \frac{1}{2} H_{kr} = 0.72 \sqrt[3]{q^2}$  odpowiednio więc dobrać należy  $L$ , licząc się ze stratą spadku na długości filarów liczoną ruchem zmiennym. Obrachowując dla różnych piętrzeń, położenie linii przed mostem szukamy jako granicy takiego położenia, ażeby:

$$H + \frac{v^2}{2g} = L_m l + 1 \frac{1}{2} H_{kr}$$

W przykładzie drugim, gdzie prawdopodobieństwo ruchu podkrytycznego jest bliskie, otrzymujemy jako granice:

z wzoru Rehbocka	$f = 0.1 F$
z „ Krey'a	$L = 0.86 B$
z linii energii	$F = 1.13 F_m$

a więc wartości więcej zbliżone.

Tak obliczenia linii energii, jak i granicy wydedukowanej ze wzoru Krey'a, należałoby jeszcze dodać praktyczne współczynniki, dla strat energii, i kontrakcji, których wartości jednak nie znamy.

Proponowanemu kryterjum możnaby zarzucić, że dla rzek o spadzie niewielkim choć silnych wezbraniach, daje zbyt daleko idące granice w możliwości zabudowania. Ale praktycznie rzecz biorąc, przynajmniej w naszych warunkach i w naszym klimacie, w rzekach tego rodzaju, decydującą będzie nie możliwość przepuszczenia pewnej ilości wody, ale taki układ koryta, i mostu, ażeby nie dopuścić do utworzenia się zatoru lodowego, tego głównego wroga stałości konstrukcji mostowych i budowli rzecznych. Natomiast dotychczasowe doświadczenia wykazują, że stosunkowo nawet silne zwężenia na sam przepływ wody szkodliwego wpływu nie wywierają.

Nie ulega wątpliwości, że ostateczne rozwiązanie tego trudnego problemu wymagać będzie jeszcze wielu badań tak laboratoryjnych, na wzór przeprowadzonych w Karlsruhe, jak i w naturze, i w tym kierunku pożądaną jest współpraca wszystkich praktycznie pracujących inżynierów. W szczególności za konieczne należy uważać możliwie ścisłe badanie przebiegu zwierciadła wody na dłuższej przestrzeni, przy sposobności pomiarów hydrometrycznych wielkich wód uskutecznianych z mostów.

Prof. Edwin Hauswald.

## Naukowa organizacja systemu Taylora.

(Scientific Management).

(Dokończenie).

### 15. Inne poglądy na system Taylora.

Odmienny nieco pogląd na system naukowego zarządzania, stosowany obecnie w Ameryce, wypowiada R. Deman (Belgia).

„System Taylora polega na poprawie i normalizacji urządzeń technicznych, na podstawie studjów, dokonywanych przez ekspertów nad całością i częściami zakładów przemysłowych;

na wprowadzeniu maszyn i narzędzi, zapewniających najlepszą wydajność i ekonomję, takich zwłaszcza, które wiodą do zaoszczędzeń w działach pracy ręcznej;

na zastosowaniu takiej dyspozycji budynków i urządzeń, która zmniejsza drogi i koszty transportów przebywanych przez wyroby w czasie ich wytwarzania;

zastosowaniu racjonalnej organizacji w zarządzie pracowni w tym celu, aby unikać skupiania wielu różnorodnych funkcji

w ręku poszczególnych pracowników i zapewnić daleko posuniętą precyzję w rozdziale osobistej odpowiedzialności;

na udoskonaleniu metod rachunkowych kontroli w celu umożliwienia stałego i ścisłego nadzoru nad surowcami i wyrobami w czasie przeróbki oraz zmniejszenia opóźnień i zaburzeń produkcji;

na wprowadzeniu organizacji oddziałów zakupów i sprzedaży według sposobów, zapewniających maximum oszczędności i stałości oraz zaopatrywanie w surowce i inne materiały z usunięciem wszelkich niepotrzebnych strat;

wreszcie na wprowadzeniu metod kierowania ruchem i przepływem produktów przez zakład, które, skracając drogi przebywane przez nie, zapewniają możliwie dokładną koicyndencję (spotykanie się) czasów i miejsca dla różnych elementów fabrykacji, jak np. personelu kierującego, robotników, ma-