CZĘŚĆ DWUNASTA

DZIAŁ UZUPEŁNIAJĄCY

TREŚĆ

Strona

Nowoczesne nawierzchnie drogowe. Napisał inż. Emil Bratro, profesor politechniki, Lwów . . . 2619
I. Uwagi ogólne 2619
II. Podłoże 2619
III. Fundament nawierzchni . . 2621
IV. Nawierzchnie tłuczniowe . 2623
1. Nawierzchnia z drobnego tłucznia 2623
2. Nawierzchnia z grubego tłucznia 2624
3. Nawierzchnia tłuczniowa z lepiszczem cementowem 2624
4. Nawierzchnia tłuczniowa z lepiszczem krzemowem 2625
V. Nawierzchnie brukowane . 2626
1. Bruk kamienny dziki . . 2626
2. Bruk kamienny drobny (mozaikowy) 2626
3. Bruk kamienny rzędowy (normalny) 2627
4. Bruk klinkierowy . . . 2628
5. Bruki z kamieni sztucznych 2629
6. Bruk drewniany 2630
VI. Nawierzchnia betonowa . . 2631
VII. Nawierzchnie smołowe . . 2638
1. Materjały 2638
2. Smołowanie powierzchniowe 2641
3. Smołowanie wgłębne . . 2642
4. Beton smołowy 2642
5. Nawierzchnia Dammanna 2643
VIII. Nawierzchnie asfaltowe . . 2644
1. Materjały 2644
2. Asfalt ubijany 2647
3. Asfalt lany 2647
4. Asfaltowanie powierzchniowe 2648
5. Asfaltowanie wgłębne . 2649
6. Pokrywanie nawierzchni emulsjami 2652
IX. Rzadziej stosowane nawierzchnie 2652
1. Płyty asfaltowe 2652
2. Bruk gumowy 2658
3. Nawierzchnie żeliwne i żelazne (stalowe) 2658

Strona

4. Bruk z krążków drewnianych 2654
X. Ekonomja nowoczesnej nawierzchni drogowej . . 2654

Fotogrametrja lotnicza czyli aerofotogrametrja. Napisał dr. inż. Kasper Weigel, profesor politechniki, Lwów 2657
1. Uwagi wstępne 2657
2. Kamery lotnicze 2658
3. Przetwarzanie zdjęć lotniczych 2659
4. Triangulacja radjalna 2661
5. Triangulator radjalny Zeissa . 2662
6. Zasady sporządzania planów warstwicowych ze zdjęć lotniczych 2662
7. Orjentacja zewnętrzna zdjęć lotniczych 2666

Charakterystyczne przepływy rzek obszaru ziem polskich. Napisał dr. inż. Aleksander Pareński, Lwów 2671

Wzmacnianie konstrukcyj żelaznych przy pomocy spawania. Napisał dr. inż. Stefan Bryła, profesor politechniki, Warszawa 2699
I. Zasady ogólne 2699
II. Dźwigary walcowane . . . 2701
III. Blachownice 2704
IV. Kratownice 2705
V. Słupy 2706
VI. Obliczenie wzmocnienia . . 2707
VII. Przykład obliczenia 2708
VIII. Przykłady wzmocnień . . . 2710

Wodociągi miejskie (dok.). Napisał dr. inż. Otto Nadolski, profesor politechniki, Lwów 2713
I. Zbiorniki zapasowe 2713
a) Zbiorniki w terenie . . 2716
b) Zbiorniki wieżowe 2722
c) Wieże ciśnień 2724
d) Hydrofory 2726
II. Sygnalizacja 2727
III. Stacje pompowe 2728

Oczyszczanie wód wodociągowych. Napisał dr. inż. Otto Nadolski, profesor politechniki, Lwów 2732

Strona

I. Oczyszczanie wód powierzchniowych 2732
a) Osadniki 2732
b) Filtry 2737
c) Dezynfekcja wody 2749
II. Wody podziemne (gruntowe) 2756
1. Odmiękczanie wody . . . 2756
2. Odżelezianie wody 2760
3. Usuwanie przymieszek gazowych 2765

Oczyszczanie wód ściekowych. Napisał inż. Aleksander Szmiolis, Warszawa 2769

I. Wiadomości wstępne 2769
1. Rodzaje ścieków 2769
2. Zasadniczy skład ścieków i zadania oczyszczania . . 2770
II. Oznaczenia dokonywane przy badaniu ścieków i charakterystyka ścieków 2777
III. Niezbędny stopień oczyszczenia ścieków 2785
IV. Sposoby oczyszczania ścieków 2794
A. Oczyszczanie mechaniczne 2794
1. Kraty 2794
2. Piaskownik 2794
3. Odtłuszczacze 2796
4. Sita 2797
5. Osadniki 2799
6. Osady 2801
7. Rodzaje osadników. . . 2802
8. Konstrukcje osadników . 2803
9. Suszarnie dla osadów . 2814
B. Chemiczne oczyszczanie ścieków 2815
C. Elektrolityczne oczyszczanie ścieków (bezpośrednie utlenianie) 2816
D. Biologiczne oczyszczanie ścieków 2816
1. Sposoby oczyszczania ścieków na gruntach naturalnych 2817
2. Sztuczne złoża biologiczne 2819
3. Oczyszczanie ścieków w środowisku wodnem 2825
4. Sposoby mieszane (kombinowane) 2831
E. Wybór sposobów oczyszczania ścieków miejskich w zależności od wielkości odbiornika (rzeki) 2833
F. Chlorowanie ścieków . . . 2836
G. Oczyszczanie ścieków z poszczególnych nieruchomości w miejscowościach bez centralnej kanalizacji 2836
H. Usuwanie i oczyszczanie ścieków przemysłowych . . 2837
I. Spis miast polskich, posiadających urządzenia do oczyszczania ścieków . . . 2837

Oświetlenie pomieszczeń światłem dziennem. Napisał dr. inż. Wacław Żenczykowski, zast. prof. politechniki, Warszawa 2839

1. Wrażliwość oka na działanie światła 2839
2. Normy oświetlenia 2840
3. Ogólne wzory na obliczanie naświetlenia względnego brutto . 2843
4. Spółczynniki strat naświetlenia 2846

Strona

5. Naświetlenie wtórne promieniami odbitemi (rozproszonemi) 2849
6. Przykład liczbowy obliczenia naświetlenia względnego brutto w zwykłym pokoju z uwzględnieniem odbitego światła od domu z przeciwnej strony ulicy 2850
7. Światło górne, świetliki, ich typy, charakterystyka i zastosowanie 2851
8. Czynniki, wpływające na eksploatację, dobroć i koszt światła 2852

Obrona przeciwlotnicza w budownictwie. Napisał Józef Siłakowski, Warszawa 2855

I. Zagrożenie miast i rola budownictwa 2855
1. Środki zagrożenia lotniczego 2855
2. Możliwości budownictwa 2856
II. Projektowanie budynków wobec obrony przeciwlotniczej 2858
1. Uodpornienie budynków . 2858
III. Schrony przeciwlotnicze w budynkach mieszkalnych . . . 2860
1. Zabezpieczenie wzwyż . . 2861
2. Schrony w podziemiach . 2863
IV. Schrony publiczne w budynkach społeczno-publicznych . 2865
1. Ogólne zasady projektowania 2865
2. Zabezpieczenie przeciwlotnicze 2866
V. Obrona przeciwlotnicza w budynkach specjalnych (szpitale, szkoły, urzędy) 2866
1. Szpitale 2866
2. Budynki specjalne dla obrony przeciwlotniczej . . . 2867
3. Budynki fabryczne i gospodarcze 2869
VI. Obrona przeciwlotnicza w urbanistyce 2869
1. Zabudowa terenu. 2869
2. Planowanie osiedli . . . 2870
3. Rozbudowa miast 2871
VII. Wentylacja przeciwgazowa . 2872
1. Normy powietrza 2872
2. Systemy schronów przeciwgazowych 2873
3. Schemat wentylacji napowietrzającej 2874

Budowle sportowe. Napisał dr. inż. Czesław Kłoś, Warszawa . . 2881
I. Sale gimnastyczne 2881
II. Boiska sportowe 2883
III. Korty tennisowe 2885
IV. Ujeżdżalnie (hipodromy) . . 2886
V. Skocznie narciarskie 2889
VI. Przystanie i baseny wioślarskie 2893
1. Przystanie wioślarskie . . 2893
2. Baseny zimowe do nauki wiosłowania i zaprawy załóg 2894
3. Pomosty 2897

Specjalne działy z konstrukcyj żelbetowych. Opracowali: dr. inż. Stefan Bryła, profesor politechniki, Warszawa; dr. inż. Alfons Chmielowiec, docent politechniki, Lwów; dr. inż. Wacław Żenczykowski, zast. prof. politechniki, Warszawa 2898

Strona

I. Wkładki specjalne w konstrukcjach żelbetowych (wkładki wydłużone na zimno). Napisał dr. inż. Stefan Bryła, profesor politechniki, Warszawa 2898

II. Torkretowanie. Napisał dr. inż. Stefan Bryła, profesor politechniki, Warszawa 2905

III. Konstrukcje betonowo-żelazne. Napisał dr. inż. Alfons Chmielowiec, docent politechn., Lwów 2909
1. Słupy 2910
2. Łuki 2913
3. Belki 2914
4. Wzmocnienie konstrukcyj żelaznych przez otulenie żelbetem 2916

IV. Dźwigary sklepieniowe. Napisał dr. inż. Wacław Żenczykowski, zast. prof. politechniki, Warszawa 2920
A. Teorja pojedyńczego dźwigara sklepieniowego 2920
B. Dźwigary wielosklepieniowe 2933
C. Rozważania dotyczące statoczności ustroju 2933
D. Przykład liczbowy — obliczenie naprężeń w dźwigarze sklepieniowym (środkowe przęsło) 2934

Lotniska i drogi lotnicze. Napisał dr. inż. Tomasz Kluz, kierownik budowy lotnisk w Ministerstwie Komunikacji, Warszawa 2947
I. Lotnisko 2947
1. Określenia ogólne 2947
2. Wybór terenu pod lotnisko 2948
3. Pole wzlotów 2951
4. Nawierzchnie pola wzlotów 2959
5. Drogi startowe i twarde nawierzchnie 2963
6. Plantowanie pola wzlotów 2967
7. Odwodnienie pola wzlotów 2968
8. Port lotniczy 2972
9. Hangary lotnicze 2976
10. Dworce lotnicze 2983
11. Inne zabudowania portu . 2986
12. Konserwacja lotniska . . 2988
13. Oświetlenie i sygnalizacja lotniska 2990
II. Droga lotnicza 2994
1. Elementy trasy lotniczej . 2994
2. Urządzenia radjowe trasy . 2997
3. Oświetlenie trasy lotniczej 3002
4. Lądowiska trasy 3005
III. Studja ekonomiczne 3006

Strona

Żelazne budynki szkieletowe. Napisał dr. inż. Stefan Bryła, profesor politechniki, Warszawa . . 3017
1. Uwagi ogólne 3017
2. Obciążenia obliczeniowe . . . 3022
3. Ściany 3024
4. Stropy 3029
5. Dźwigary i podciągi żelazne . 3032
6. Słupy 3037
7. Tężniki wiatrowe (wiatrownice) 3044
8. Balkony i wykusze 3052
9. Przeguby 3054
10. Dylatacje 3055
11. Waga żelaznych konstrukcyj szkieletowych 3055
12. Urządzenia komunikacyjne . . 3056
13. Dźwigi 3058
14. Fundamenty 3060
15. Ochrona żelaznej konstrukcji szkieletowej od ognia 3062
16. Ochrona konstrukcji żelaznej od rdzy 3062
17. Ochrona od wstrząsów 3063
18. Ochrona od dźwięków 3064

Zdjęcia miast. Napisał inż. Władysław Wojtan, profesor politechniki, Lwów 3067
I. Wstęp 3067
II. Triangulacja miasta 3067
1. Zakładanie sieci triangulacyjnej 3073
2. Pomiar sieci triangulacyjnej 3075
3. Orjentacja sieci triangulacyjnej 3085
4. Wyrównanie i obliczenie triangulacji 3087
5. Przykłady z wyrównania i obliczenia triangulacji . 3089
III. Poligonizacja miast 3109
1. Zakładanie sieci poligonowej 3109
2. Pomiar i nawiązanie sieci poligonowej 3112
3. Wyrównanie i obliczenie sieci poligonowej 3116
IV. Zdjęcie szczegółów 3120
V. Zdjęcie poligonowe metodą biegunową optyczną 3125
VI. Rysowanie zdjęć miast i obliczanie powierzchni 3131
VII. Pomiary wysokości 3138
1. Sieć niwelacyjna 3138
2. Niwelacja ulic 3150
3. Zdjęcie wysokościowe pozostałej powierzchni miasta 3152
VIII. Zdjęcia fotogrametryczne miast 3154

Nowoczesne nawierzchnie drogowe.[1])

Napisał

inż. Emil Bratro,

profesor politechniki, Lwów.

I. Uwagi ogólne.

Postęp w budowie nawierzchni drogowych jest wynikiem coraz silniejszego rozwoju ruchu motorowego, który w odniesieniu do jezdni stawia znacznie wyższe wymagania, niźli ruch zaprzęgowy. Jakkolwiek Polska chwilowo w dziedzinie motoryzacji ruchu drogowego jest nieco opóźnioną, to jednakże najbliższa przyszłość przynieść musi w tym kierunku poprawę, oraz konieczność nadrobienia dotychczasowych zaniedbań. Z tego powodu okazuje się koniecznem szersze omówienie nawierzchni drogowych, dostosowanych do nowoczesnych typów ruchu. Dodać należy, iż w tym dziale pominiemy nawierzchnie ziemne (gruntowe), które uwzględnione zostały już w części pierwszej T. I. „Podr. inż.“, str. 92.

Ruch motorowy ma tę charakterystyczną cechę, iż stawia dziś te same wymagania w odniesieniu do jezdni międzymiastowej jak ulicznej. Z tego powodu poniżej podane wskazania odnosić się będą zarówno do dróg, jak ulic i placów. Będą tu zachodziły różnice co do ukształtowania przekrojów poprzecznych, podziału na poszczególne pasma ruchu itp., sposób wykonania pozostanie jednak jeden i ten sam.

Nawierzchni uniwersalnej co do swej dobroci niema. Każda z nich posiada swoje zalety i wady. O zastosowaniu takiej lub innej jezdni decydować będą: ruch, podłoże, stosunki lokalne, spadki podłużne, miejscowe materjały budowlane, a wreszcie stojące do dyspozycji środki pieniężne. Dlatego też wyborowi najodpowiedniejszej w danych warunkach jezdni poświęcić należy wiele uwagi oraz nie szczędzić w tym kierunku studjów.

II. Podłoże.

Podłoże jest jednym z najważniejszych elementów, decydujących o trwałości nawierzchni. Szerokie badania przeprowadzono nad niem w Stanach Zjedn. Ameryki Półn., w wyniku których ustalono podział na dwie klasy *A* i *B*. Do klasy *A* należą materjały ziemne o podłożach jednostajnych, do klasy *B* podłoża niejednostajne.

Klasa *A* dzieli się na następujące grupy:

Grupa *A*-1. Materjał różnorodny co do uziarnienia, z trwałą spójnością. Przy drogach ziemnych, nieutrwalonych, przeciwstawia wielki opór nacisk kół przy każdym stanie pogody. Jest to materjał doskonały pod drogę, szczególnie przy utrwaleniu go odpowiedniem lepiszczem lub przy przykryciu słabym fundamentem. Przeważają tu piaski iłowe.

Grupa *A*-2. Materjał składający się z grubszych i drobnych elementów w stosunkach ilościowych jednak niekorzystnych, z silnie zmienną spoistością. W okresie niepogody albo dostępie wody z innej przyczyny, następuje rozmiękczenie. Wysuszenie powoduje zanik spoistości. Ziemie te mogą stano-

[1]) Do części I.: Roboty ziemne. Drogi i ulice w Tomie I. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 1—128.

wić odpowiednie podłoże dla nawierzchni drogowej tylko w pewnych szczególnych stosunkach. Przeważają tu również piaski ilaste.

Grupa *A*-3. Materjał gruboziarnisty, bez spoistości, objętościowo stały, wytrzymały na mróz, przedstawiający jednak mały opór naciskowi kół. Stanowi on dobre podłoże pod nawierzchnie wszelkiego typu. Zasadniczy typ: piasek.

Grupa *A*-4. Materjały o małej wewnętrznej spoistości, o zupełnym braku elastyczności, natomiast wybitnej włoskowatości. Wchłaniają chciwie wodę, rozluźniając się przy tem zupełnie. Płytkie, względnie niekorzystne położenie wody zaskórnej, doprowadza przy tych materjałach glinkowych do ruchów z powodu mrozów. Wskutek miejscowych obciążeń wytwarzają się w nich zagłębienia nieelastyczne. Nieodpowiednie na podłoże ani przy nawierzchni monolitowej (podnoszenie się w czasie mrozów), ani też przy nawierzchniach poddających się, z powodu zbyt wielkiej podatności. W przewadze swej są to plastyczne iły.

Grupa *A*-5. Materjały objęte tą grupą są mniej więcej analogiczne z poprzedniemi z tą różnicą, iż ugnioty ich są natury elastycznej. Po usunięciu się koła, podłoże powraca do swego pierwszego kształtu. Ta wybitna elastyczność materjału ziemnego utrudnia zawałowanie nawierzchni. Jezdnie makadamowe ułożone na nich wykazują po ukończeniu włoskowate rysy, spowodowane powrotem skomprymowanego podłoża do pierwotnego przekroju. Również nawierzchnie betonowe podlegają na nich szczególnie w okresie wiązania, możliwościom rozerwań i pęknięć. Typem zasadniczym elastyczny il.

Grupa *A*-6. Są to ziemie iłowe bez grubszych części składowych. Przy nawierzchniach makadamowych, szczególnie w tym wypadku, gdy układane są bez pokładu dolnego, występuje przy silniejszym dopływie z zewnątrz wody, wybitne ich rozmiękczenie, a w następstwie wpychanie się ziemi w puste miejsca nawierzchni, oraz opadanie całej partji. W nasypach wywiązują się tendencje usuwiskowe. Zawałowanie jezdni tłuczniowych jest na nich możliwe li tylko przy ich sztywnej konsystencji. Podlegają silnym zmianom objętościowym z powodu pęcznienia i skurczu w miarę przyrostu, względnie ubytku wilgoci. W nawierzchniach betonowych łatwa możliwość powstawania rys i pęknięć.

Grupa *A*-7. Są to iły podobne do grupy poprzedniej, jednakże posiadają swoistą elastyczność. Podlegają jeszcze większym zmianom objętościowym pod wpływem wilgoci, aniżeli materjały poprzednie. Ułożone na nich jezdnie betonowe są często rozrywane już w okresie wiązania, przyczem występują możliwości przesunięć pionowych pojedyńczych części nawierzchni.

Grupa *A*-8. Należą tu bagniska i torfy, na których ułożenie nawierzchni bez poprzedniego wzmocnienia jest niemożliwe.

Klasa *B* dzieli się na grupy:

Grupa *B*-1. Zupełna niejednostajność właściwości podłoża z powodu częstej i gwałtownej zmiany przekrojów warstw lub też z powodu gwałtownych zmian w wodach gruntowych.

Grupa *B*-2. Podłoża w nasypach wytworzonych nieregularnie i z rozmaitych materjałów.

Grupa *B*-3. Partje graniczne pomiędzy przekopem a nasypem, a zatem tam, gdzie podłoże przechodzi z terenów rodzimych w sztuczne.

Podłoża *B* należą do bardzo niebezpiecznych, a zniszczenie na nich jezdni betonowych, szczególnie nieuzbrojonych, jest wprost nieuniknione. Również nawierzchnie niemonolitowe ulegają na nich silnemu zniszczeniu, względnie stają się w danej partji bardzo nierówne. To samo w przekrojach odcinkowych, gdzie w jednym przekroju ma się do czynienia z przekopem i nasypem.

Uszkodzenia, grożące drogom z powodu podłoża dadzą się podzielić na osiadania się, przełomy i usuwiska.

Osiadanie istnieje tak w rodzimym materjale (przekopy), jak również w przerobionym (nasypy). Szczególnie niebezpieczne, gdy nierównomierne.

Przełomy powstają bądź to wskutek przybierania na objętości w czasie mrozów wody, która znajduje się we wnętrzu drogi lub też, która przedostała się tam z opadu, bądź wskutek stałej wędrówki wody od spodu na zasadzie włoskowatości, przez co w okresach zimowych wytwarzają się wybitne nagromadzenia soczewkowatych warstw lodowych.

Usuwiska mogą mieć charakter rodzimy spotykany często u nas na Podkarpaciu (usuwiska na zboczach), bądź też sztuczny, tak w przekopach (wyłuszczania szkarp), jak w nasypach.

Z ważniejszych zarządzeń, mających na celu poprawę podłoża wymienić należy następujące:

a) Odwodnienie podłoża bądź to rowami otwartemi, bądź też drenami i sączkami (patrz t. I, str. 91). Pod tym względem konieczne traktowanie indywidualne. Np. w pokładach zbitych, bez pęknięć posiada odwodnienie często małą wartość, wobec tendencyj pędzenia wody w górę na zasadzie włoskowatości. W tych razach raczej przewidzieć możność przełożenia gałunków włoskowatych warstwą kamieni lub żwirów, które zniszczą włoskowatość i uniemożliwią przedostawanie się wody w zetknięcie z nawierzchnią. Zasadnicze dreny i sączki działać będą najpewniej podówczas, gdy zadaniem ich będzie odprowadzenie wody z naturalnego poziomu wód zaskórnych.

b) Napawanie górnych warstw ziemnych materjałami bitumicznemi do głębokości $\infty 4$ *cm* celem uniemożliwienia, względnie utrudnienia przedostawania się wody opadowej do wnętrza pokładów, a tem samem zapobieżenia rozmiękczania się podłoża.

Napawanie to może być również zastąpione naniesieniem bitumicznej warstewki ziemnej, o grubości dostosowanej do warunków (3—10 *cm*). Ten typ wzmocnienia nie nadaje się jednak dla ziem zbyt elastycznych.

c) Przykrycie podłoża tekturą bitumiczną lub smołową, przedstawiające typ izolacji nawierzchni od spodu.

d) Sztuczne przemieszanie materjału podłoża przy ziemiach iłowych z gruboziarnistym piaskiem i żwirem lub odwrotnie, a następnie przewałowanie wytworzonego w ten sposób konglomeratu. Mechaniczne przemieszanie z pomocą bron talerzowych.

e) Zagęszczenie pokładów przez intensywne wałowanie podłoża z pomocą wałów mechanicznych lub mechanicznemi ubijakami. Zdecydować się raczej na słabsze zagęszczanie, jednakże o ile możności jednostajne na dłuższej przestrzeni. O możności zastosowania zagęszczenia decyduje często rodzaj materjałów (niemożliwość użycia tego sposobu przy ziemiach elastycznych).

f) Przekładanie miałkich pokładów warstwami ziem gruboziarnistych, względnie żwiru, tłucznia kamiennego lub szlakowego, szczególniej podówczas, gdy rozchodzi się o niedopuszczenie do włoskowatego doprowadzenia wody z niżej położonego zwierciadła wód zaskórnych do wysokości zamrozu. Osiąga się przytem ubocznie lepszy rozkład ciśnień (nasypy).

III. Fundament nawierzchni.

Nowoczesne typy nawierzchni drogowych posiadają zawsze fundament, na którym ułożona jest istotna jezdnia, stykająca się bezpośrednio z pojazdem. Zadaniem tego fundamentu jest przeniesienie na podłoże w sposób nieszkodliwy skupionego ciężaru koła i celowe rozłożenie obciążeń. Fundamenty te mogą być piaskowe, żwirowe, kamienne i murowane.

a) Fundament piaskowy jest warstwą czystego, o ile możności gruboziarnistego piasku rozpostartego na podłożu w grubości 15—25 *cm*. Pożądane zagęszczenie przez zlanie wodą.

Bardzo często przy podłożach nieprzepuszczalnych używa się piasku pod istotnym, innym fundamentem, jako warstwy infiltracyjnej, mającej na celu nieszkodliwe odprowadzenie wody opadowej przedostającej się do wnętrza jezdni. W tym wypadku grubość warstwy w granicach 8—12 *cm*, przyczem sięgać ona musi aż do szkarpy rowu lub nasypu ze spadkiem na zewnątrz.

b) Fundament żwirowy składa się z warstwy żwiru kopanego lub rzecznego. Jako materjał zastępczy służyć tu może gruz ceglany, szlaka wysokopiecowa względnie tłuczeń (za drogi). Grubość 10—25 *cm*. Stężenie z pomocą wałowania lub ubijania. Wałowanie da dobre wyniki li tylko wówczas, gdy grubość wałowanej warstwy nie przekracza 15 *cm*. Przy fundamentach zatem grubszych wałowanie w dwóch warstwach. Gatunek użytego materjału winien być wytrzymały na wpływy atmosferyczne.

c) Fundamenty kamienne stanowią u nas jeden z najważniejszych typów. Materjałem mogą tu być otoczaki lub kamień łamany. Pojedyncze sztuki kamienia o wymiarach od 15—25 *cm* w rzucie poziomym, powinny posiadać dolną powierzchnię zgrubsza obrobioną. Układanie ich winno być możliwie szczelne przy użyciu młotka. Powstałe miejsca puste należy wyklinować materjałem drobniejszym. Pożądanem jest układanie w rzędach mniej więcej prostopadłych do osi drogi. Obok pobocza lub krawężnika układa się sztuki większe (kamienne krawężne) i stąd pracuje się ku osi. Wierzch ułożonej warstwy powinien być wyrównany (przycięcie wystających kamieni), a następnie stężony przez wałowanie, którego zadaniem nie jest doprowadzenie powierzchni do gładkości, lecz utworzenie możliwie zbitej i zwartej masy. Używane tu wały są lekkie 5—6 *t*. Ewentualnie wytworzone zapadliny należy jeszcze w czasie wałowania wyrównać. Grubość 15—25 *cm*, która może być stała w całym przekroju lub też zmienna, znaczniejsza w osi drogi, mniejsza ku poboczom. O ile ma to być fundament pod bruk, natenczas musi być dochowany dokładny spadek poprzeczny taki sam, jaki przewidziano w projekcie dla bruku (ewentualnie typ łukowy). Materjał ma być wytrzymały na wpływy atmosferyczne, o średnich wartościach wytrzymałości na ciśnienie.

d) Fundamenty murowane mogą być wykonane z rozmaitego materjału; najczęściej z cegły (klinkieru) lub betonu.

Fundament ceglany układa się z cegieł stawianych rębem na piasku z wypełnieniem szwów piaskiem. Czasami osadza się cegły na chudej zaprawie wapiennej 1 : 6 lub cementowej 1 : 8. Użycie cegły (silnie wypalonej) ograniczone tylko do partyj, gdzie brak kamienia.

Szerokie zastosowanie znachodzi fundament betonowy. Wymaga on starannego odwodnienia podłoża, szczególnie w terenie nieprzepuszczalnym. Użyty beton jest mieszaniną cementu portlandzkiego, wolnowiążącego, piasku i żwiru lub tłucznia w stosunkach objętościowych 1 : 4 : 6 do 1 : 3 : 5 (180 do 220 *kg* cementu/m^3). Grubość warstwy 10—30 *cm* w zależności od rodzaju gruntu oraz ciśnień na jezdnię. Pożądane wykonanie w warstwach nie grubszych jak 15 *cm* celem należytego ubicia, przyczem w razie większej, sumarycznej grubości płyty warstwa górna musi być ułożoną na dolną przed rozpoczęciem tężenia tejże (20—30 minut). Fundament betonowy wykonuje się w pojedynczych partjach 10—20 *m* długich; im płyta cieńsza, tem też krótsza. Pomiędzy poszczególnemi częściami szwy wypełnione pilśnią asfaltową.

Górna powierzchnia fundamentu powinna być wyrobioną do szablonu w zależności od przekroju przyszłej nawierzchni. Szablon, zwyczajnie drewniany, okuty, w długości bądź na całą szerokość jezdni, bądź też na połowę. Przy wykonaniu na połowie drogi lub ulicy (przy braku objazdu) konieczny szew podłużny. Wykonanie ręczne lub z pomocą urządzeń mechanicznych (patrz nawierzchnie betonowe).

Powierzchnia fundamentu betonowego jest mniej lub więcej starannie co do profilu wykonywaną w zależności od rodzaju przyszłej nawierzchni.

Dla bruku kamiennego, klinkieru lub betonu nie wymagamy zbyt gładkiego wykonania; natomiast dla kostki drewnianej lub asfaltu należy wykonać wierzch bardzo starannie i gładko. Układać go można tylko w tych partjach dróg lub ulic, w których nie zajdzie konieczność przedostawania się pod jezdnię (do ewentualnych ciągów komunikacyjnych lub konsumcyjnych). Beton znalazł również w niewielkich rozmiarach użycie w fundamencie w formie bloków $40 \times 40 \times 15$ *cm* (przejazdy do bram).

Wybór odpowiedniego fundamentu zależny jest od: 1. materjału, jaki w danej okolicy jest do dyspozycji, 2. rodzaju projektowanej nawierzchni, 3. rodzaju i wytrzymałości podłoża i 4. spodziewanego ruchu na drodze. W naszych warunkach główną rolę dla dróg międzymiastowych odgrywa fundament kamienny; w miastach szerokie zastosowanie znachodzi beton. Zaznaczyć przytem należy, że obecnie spotykamy się coraz częściej przy nawierzchniach nowoczesnych z fundamentem, którym jest normalnie wykonana jezdnia tłuczniowa lub żwirowa na podkładzie kamiennym, ze spadkami poprzecznemi, dostosowanemi ściśle do projektowanej nawierzchni. Rezultaty otrzymywane przy takich fundamentach przemawiają za szerokiem ich użyciem.

Wielkość ruchu wpływa na rodzaj fundamentu w ten sposób, iż im będzie on większy, tem grubszy i bardziej jednolity musi być fundament, albowiem te dwa momenty przyczyniają się do lepszego i jednostajniejszego rozłożenia ciężarów na podłoże.

Ważną rzeczą jest również elastyczność fundamentu, szczególniej w odniesieniu do wstrząśnień wywołanych przy szybkim ruchu ciężkich samochodów.

Wzorów na należyte obliczenie grubości fundamentu drogowego niema (statyczna niewyznaczalność). W praktyce przyjął się wzór:

$$g = \frac{1}{2}\left(\sqrt{\frac{c}{\tau}} - b\right)$$

przyczem: g = grubość fundamentu drogowego w *cm*, C = nacisk koła na nawierzchnię drogi w *kg*, τ = dopuszczalne obciążenie podłoże w kg/cm^2, b = szerokość wieńca koła w *cm*.

Wzór ten uwzględnia rozkład ciśnienia pod kątem 45°.

IV. Nawierzchnie tłuczniowe.

1. Nawierzchnia z drobnego tłucznia.

W naszych warunkach jedna z najważniejszych. Dla nowoczesnego ruchu z reguły na fundamencie kamiennym. Możliwość stosowania na bardzo znacznych spadkach. Spadki poprzeczne 4—6% w zależności od twardości użytego kamienia. Im kamień twardszy, tem spadek poprz. mniejszy. Tłuczeń powinien być produkowany ręcznie lub maszynowo z twardych i elastycznych gatunków kamieni łamanych, z kulaków rzecznych lub też temperowanej szlaki wysokopiecowej. Materjał produkowany ręcznie lepszy, albowiem posiada kształty objętościowo zwarte (brak elementów soczewkowatych). Pożądaną własnością użytego kamienia jest to, by wytworzony z niego ruchem pył posiadał, choćby skromne własności cementacyjne. Ponieważ lepiszczem spajającym poszczególne ziarna jest tu tylko piasek lub miał kamienny, przeto pożądana równa wielkość ziarn, które w tym wypadku zużywać się będą równomiernie. Grubość warstwy wysypanej na fundamencie 6—15 *cm* zwyczajnie rosnąca ku środkowi.

Dla orjentacji podaje się, iż z 1 m^3 ścisłej masy kamiennej w kamieniołomie otrzymuje się $\sim 1{,}8$ m^3 przestrzennego złożonego w pryzmy kamienia łamanego. Z 1 m^3 przestrzennego kam. łam. dostaje się $\sim 1{,}1$ m^3

ułożonego w pryzmy tłucznia. Na 1 m^3 uwałowanego pokładu potrzeba ∞ 1,5 m^3 przestrzennego tłucznia.

Wałowanie jezdni rozpoczyna się od poboczy. Dopiero po wytworzeniu usztywnionych pasów bocznych posuwamy się z wałowaniem ku środkowi drogi. Przy grubszych jezdniach wskazane jest rozsypywanie i wałowanie w dwóch oddzielnych, cieńszych warstwach. Wałowanie ma na celu doprowadzenie miejsc pustych w jezdni do możliwego minimum. Po osiągnięciu możliwego skomprymowania nawierzchni wypełniamy miejsca puste bądź to miałem kamiennym, gatunkowo takim samym, jak użyty tłuczeń, bądź też piaskiem. Zasadą zatem będzie, iż wałowanie rozpoczynamy bez dodatku materjału drobnego, a dopiero po należytem stężeniu jezdni rozsypujemy na powierzchni miał lub piasek i przewałowujemy ponownie przy intensywnem zwilżaniu wodą, której zadanie tkwi w wytworzeniu siły motorycznej, porywającej miał i doprowadzającej go do miejsc pustych. Przestrzega się przed zawczesnem miałowaniem.

Koniec wałowania poznajemy po zaniku fali przed wałem. Ilość przetoczeń zależna od wału i gatunku kamienia. Waha się w obszernych granicach 30—150 przetoczeń. Dobre rezultaty wydaje (jeśli to możliwe) użycie początkowo wałów lżejszych, później cięższych. Unikać wałowania w przymrozki.

Nawierzchnia ta wymaga starannej opieki w pierwszych okresach istnienia. Należy tu zbieranie luźno leżących kamieni, osadzanie ich w miejscach, z których wypadły, uzupełnianie ochronnej warstewki miału, który ma przedostać się do wnętrza wskutek wstrząsów spowodowanych ruchem.

Ilość wody użytej przy wałowaniu wypada 0,3—0,5 m^3 na każdy m^3 materjału kamiennego. (Patrz nadto T. I., str. 95 i nast.)

2. Nawierzchnia z grubego tłucznia.

Wynalazek tej nawierzchni (1923) wynikł z tendencji użycia elementów kamiennych o możliwie wielkiej objętości. Pojedyncze ziarna, z kamieni pierwszorzędnych gatunków mają wymiary nieregularne 8—11 *cm* a produkowane są w sposób ręczny. Objętościowo zwarte. Osadzane są one na ∞ 10 *cm* gr. podsypce z żwiru i grysiku ułożonej na fundamencie kamiennym, względnie na starej nawierzchni tłucznionej lub żwirowej. Podsypka ta powinna być zestawiona z ziaren od 0 do 30 *mm* wedle zasady najmniejszości miejsc pustych. Pojedyncze elementy kamienne po wyrzuceniu ich na podsypkę układa się w pewnym porządku obok siebie, a następnie przepuszcza natychmiast ciężki wał motorowy tak długo, by podsypka zaczęła się wypychać nazewnątrz, co jest najlepszym sprawdzianem szczelności wewnętrznej. Po takiem przewałowaniu grubość jezdni wynosi 10—12 *cm*. Pożądane obfite skrapianie wodą w czasie wałowania. Celem wzmocnienia nawierzchni i wiązania wytwarzającego się zczasem pyłu stosuje się często smołowanie powierzchniowe (ewentualnie utrwalanie emulsjami smołowemi).

Doskonała szorstkość czyni tę nawierzchnię przydatną na bardzo znacznych spadkach. Jest ona w przybliżeniu podobną zewnętrznie do bruku mozaikowego, jednakże znacznie tańszą. Stosowane spadki poprzeczne ∞ 2½%.

3. Nawierzchnia tłuczniowa z lepiszczem cementowem.

Nawierzchnia ta wymaga bezwzględnej czystości tłucznia, a w szczególności uwolnienia od domieszek gliniastych, humusowych oraz roślinnych. Najmniejsza grubość jezdni 8 *cm*. Bardzo wskazane jest wykonanie stężenia bocznego. Obecnie używa się do budowy wyłącznie normalnego cementu portlandzkiego. Roboty wykonywa się odrazu w całym przekroju, gdyż praca po połowie daje ujemne rezultaty w partji przyległej do osi drogi.

Wynika z tego pewna niewygoda, tkwiąca w konieczności wyłączenia z ruchu budowanej partji na okres 10—14 dni.

Ustalło się 7 sposobów wykonania tej nawierzchni, podanych na obok umieszczonym szkicu w stanie przed i po wałowaniu (fig. 1). Przy każdym typie jest możliwość pracy zaprawą suchą lub wilgotną. Zaprawa sucha ma tę dodatnią stronę, że umożliwia zwiększenie okresu czasu pomiędzy zamieszaniem zaprawy a ostatecznem ukończeniem jezdni, natomiast destruktywnie oddziałać może nieuregulowana ilość dostawianej wody.

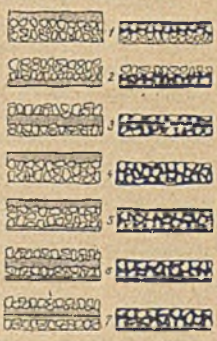


Fig. 1.

Poniżej podaje się zestawienie toku pracy dla poszczególnych typów:

1. Tłuczeń, zaprawa, wałowanie.
2. Zaprawa, tłuczeń, wałowanie.

Oba te sposoby są mniej odpowiednie, albowiem po uwałowaniu partje dolne, względnie górne nie są zaprawą należycie otoczone.

3. Tłuczeń, lekkie wałowanie, zaprawa, tłuczeń, wałowanie.
4. Tłuczeń, zaprawa, bronowanie zaprawy, wałowanie.

Sposób 3. nosi nazwę „sandwich". Ziarna tłucznia około 5 *cm*, grubość warstwy wilgotnej zaprawy (1 : 2) ∞ 3 *cm*. Wał tandemowy 7 – 10 *t*.

Sposób 4. nosi nazwę „metody bronowania" i czyni koniecznem użycie suchej zaprawy (1 : 4). Warstwa tłucznia ∞ 12 *cm* wys. o ziarnie 4—6 *cm*. Grubość wysypanej zaprawy ∞ 3 *cm*. Bronowanie przeprowadza się kilkakrotnie przy równoczesnem wałowaniu tak długo, aż przestrzenie puste zostaną zaprawą wypełnione. Następnie dopiero zwilżenie i wcieranie przy wałowaniu występującego szlamu. Wał ciężki.

5. Cienka warstwa zaprawy, tłuczeń, zaprawa, wałowanie.
6. Cienka warstwa zaprawy, tłuczeń, lekkie wałowanie, zaprawa, tłuczeń, wałowanie.
7. Tłuczeń, cienka warstwa zaprawy, bronowanie i lekkie wałowanie, zaprawa, tłuczeń, wałowanie.

Fundamentem dla tej jezdni jest z reguły zwykła nawierzchnia tłuczniowa. Do wałowania używać najlepiej wałów tandemowych 7—10 *t*.

Przy cięższym ruchu dobre usługi oddaje powierzchniowe utrwalenie tej nawierzchni powłoką bitumiczną. Szwy wskazane, jakkolwiek niekonieczne, albowiem rysy i pęknięcia powstają tu rzadko z uwagi na stosunkowo niezaczną ilość cementu. Pora wykonania najlepiej wiosna lub jesień.

Jakkolwiek nawierzchnia ta nie zastąpi monolitowej jezdni betonowej, to jednakże dla ruchu średniego oddaje bardzo dobre usługi, a w każdym razie, przy stosunkowo niewielkim wzroście kosztów w porównaniu ze zwykłą nawierzchnią tłuczniową, przeważa nad nią dominująco tak co do dobroci, jako też okresu trwania.

4. Nawierzchnia tłuczniowa z lepiszczem krzemowem.

Materjałami, wchodzącemi w skład tej nawierzchni są: krzemian sodowy (szkło wodne) i wapień. Krzemian sodowy przychodzi w handlu w formie rozczynu o gęstości 30—66° *Bé*, co odpowiada ciężarowi gatunkowemu 1,2964 do 1,8427. Dla celów drogowych używa się krzemianu niefiltrowanego o gęstości 35° *Bé* i o zawartości: krzemionki (SiO_2) około 24,5%, tlenku sodu (Na_2O) około 7,5%, wody około 65%, domieszek 2—3%.

Stosunek $\frac{SiO_2}{Na_2O}$ powinien się wahać w granicach 3—3,7.

Odpowiedni dla celów tej nawierzchni wapień ocenia się co do twardości skalą E. P. C.[1]), przyczem mogą być użyte wapienie o twardości 3—6.

Wpływ krzemianu sodowego, na wapień objawia się w kierunku powiększenia ciężaru gatunkowego, wytrzymałości na ciśnienie, zwiększenia spoistości poszczególnych elementów oraz zmniejszenia porowatości.

Sposobów wykonania tej nawierzchni jest kilka:

a) Czysty tłuczeń (bez miału) rozpościera się na podłożu lub na fundamencie wedle żądanego przekroju. Następnie z osobno przygotowanego miału wapiennego zarabia się zaprawę krzemowo-wapienną, którą pokrywa się rozpostartą warstwę tłucznia, mieszając cały konglomerat a następnie wałując. Po częściowem przewałowaniu polewa się jezdnię wodą i wałuje tak długo, aż cała nawierzchnia pokryje się miazgą wyciśniętą z wewnątrz, a zawierającą miał, krzemian i wodę. Ilość miału jest dosyć znaczną, albowiem wynosi $\sim 0{,}35\ m^3$ na m^3 kamienia. Ziarna tłucznia, zależne od gatunku 4—6 *cm*. Na $1\ m^3$ tłucznia potrzeba 40—45 *l* krzemianu 35° *Bé*. Dla uniknięcia wchłaniania wody przez kamień i podłoże, należy je przedtem dostatecznie zwilżyć.

b) Na fundamencie (względnie podłożu) rozpościera się tłuczeń wraz z miałem, profilując przekrój z pewnem nadmiarem ze względu na późniejsze wałowanie. Pożądane zwilżenie wodą w ilości $\sim 1—1{,}5\ l/m^2$. Następnie zlewa się tłuczeń krzemianem sodowym w ilości $\sim 25\ l/m^3$, poczem robotnicy przerzucają łopatami całą warstwę na drugą stronę. Po wyrównaniu jej do profilu następuje ponowne zlanie krzemianem w ilości jak poprzednio, a w końcu forsowne wałowanie aż do chwili, gdy na powierzchni zaczynają występować plamy, będące mieszaniną krzemianu i miału wapiennego. Wyciśniętą z wnętrza miazgę rozprowadzać po jezdni.

c) Po rozsypaniu mieszaniny tłucznia i miału wykonuje się wałowanie. Po częściowem wyrównaniu jezdni zlewa się ją krzemianem w ilościach j. w. i wałuje dalej. Jest to typ t. zw. krzemianowania względnego. Wymaga krzemianu bardziej rozcieńczonego 25—30° *Bé*.

d) Krzemianowanie powierzchniowe polega na tem, iż wykonujemy normalną jezdnię tłuczniową, dodając jednak w czasie wałowania zamiast piasku, miał wapienny. Wykonaną powierzchnię oczyszcza się dokładnie po upływie kilku dni i zlewa krzemianem o rozcieńczeniu 20—25° *Bé*. Zlewanie powtarza się tak długo, aż zaniknie możność wsiąkania. Wystarcza tu zwyczajnie $25—30\ l/m^3$.

Dobrze wykonana nawierzchnia przedstawia w przekroju typ prawie monolitowy (beton krzemowy). Nadaje się jednak tylko dla dróg o średnim ruchu. W ostatnich czasach rozpoczęto próby ze smołowaniem nawierzchni krzemianowych.

V. Nawierzchnie brukowane.

1. Bruk kamienny dziki.

Patrz T. I, str. 102.

2. Bruk kamienny drobny (mozaikowy).

Patrz T. I, str. 103. Do podanego tam opisu należy dodać, iż obecnie ubijanie poszczególnych kostek odbywa się z pomocą dobni mechanicznych (Carlssona). Mechaniczne ubijanie przyspiesza pracę (70 uderzeń na minutę) a nadto umożliwia osadzanie pojedynczych elementów prostopadle do jezdni (a nie pionowo), co jest bardzo ważne dla dróg położonych w spadkach.

[1]) Jest to skala siedmiostopniowa, charakteryzująca się możliwością zarysowania wapienia 1. rudą ołowianą, 2. ołowiem, 3. stopem ołowiu z cyną, 4. cynkiem, 5. mosiądzem, 6. bronzem aluminjowym, 7. stalą.

Przy najczęściej używanem układaniu w deseń łukowy (t. I, str. 102, fig. 103) zachodzi podana poniżej proporcja między wielkością kostek a cięciwą łuku, jego strzałką i promieniem krzywizny:

Rzut poziomy kostki *cm*	Cięciwa łuku *cm*	Strzałka łuku *cm*	Promień łuku około *cm*
6×8	80—110	20—24	65
8×10	110—135	24—27	90
8×12	135—170	27—32	125

Przy istnieniu w tej jezdni otworów włazowych, wlotów kanałowych, szyn tramwajowych itp. należy obudowywać je pasami z bruku normalnego (wielkiego), albowiem bruk drobny do tego celu się nie nadaje.

Postęp roboty naogół słaby, albowiem doświadczony brukarz może ułożyć w dniu roboczym ∞ 13 m^2. Rozpoczęto dla tego próby z maszynowem układaniem, otrzymując zachęcające rezultaty.

Doświadczenia na drodze próbnej w Brunświku wykazały, iż jest to jedna z najbardziej czułych nawierzchni na wstrząsy, wywołane przejazdem ciężkich samochodów. Z tego powodu nie nadaje się w sąsiedztwie starych budynków zabytkowych.

Z praktycznych wskazówek wymienić należy, iż z 1 m^3 przestrzennego otrzymujemy ∞ 10—11 m^2 bruku, zaś w 10 t normalnym wagonie kolejowym mieści się ∞ 50—60 m^2 bruku.

Zastosowanie t. zw. bruku średniego (12—14 *cm*) nie wykazało żadnych dodatniejszych walorów.

3. Bruk kamienny rzędowy (normalny).[1])

Patrz T. I, str. 102. Do uwag tam umieszczonych dodać należy co następuje:

Na znaczniejszych spadkach należy stosować kostki o typie wąskim, gdyż w ten sposób, przez większą ilość szwów, powiększa się szorstkość jezdni. Spadki poprzeczne wahają się tu w granicach 2,5—3%. W miastach z regały otrzymuje przekrój poprzeczny zarys kołowy.

Wypełnianie szwów zaprawą cementową sprowadza pewną sztywność nawierzchni, a w następstwie pękanie szwów i tworzenie się szczelin. Lepsze rezultaty osiąga się przez wypełnienie szwów t. zw. kitami brukarskimi, będącemi mieszaniną asfaltów, bitumów, smoły i mączki mineralnej. Poniżej parę recept tego rodzaju kitów:

1. Asfalt trynidadzki 5%
olej kreozotowy 20%
smoła 45%
pak 30%

2. Asfalt trynidadzki 55%
bitumy meksykańskie . . . 8%
oleje bitumiczne 13%
mączka z wapieni asfalt. . . 24%

3. Asfalt trynidadzki 29%
gudron 43%
mączka z wapieni asfalt. . . 28%

4. Asfalt trynidadzki 30%
bitumy meksykańskie . . . 15%
smoła 30%
mastyks 15%
cement 10%

[1]) Nomenklaturę oraz wymiary elementów brukowych ustalono w Polsce normą $\frac{PN}{B-350}$ w r. 1934.

5. Mączka z wapieni asfalt.	32%	6. Mexfalt *E* lub mexpebano	10%
smoła	10%	asfalt trynidadzki	15%
pak	25%	mączka wapienna	60%
mączka kredowa	22%	drobny piasek	15%
mączka ze skalenia	11%		
7. Smoła	55%	8. Smoła	30%
mączka wapienna lub kredowa	45%	asfalt trynidadzki	30%
		mączka wapienna	40%

W razie użycia kitu brukarskiego należy dokładnie wyczyścić szwy, a dopiero po wysuszeniu jezdni, wypełnić je kitem na gorąco, przy ogrzaniu do 120—160° C. Przy tym sposobie dolna część szwu może być wypełniona piaskiem górna kitem.

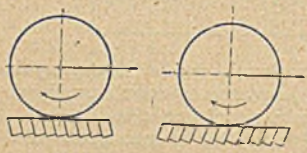


Fig. 2.

Utrzymanie tego bruku w okresie jego istnienia (czasami nawet do 40 lat), polega na wymianie uszkodzonych elementów. Wyjątkowo zdarzyć się mogą lokalne wklęśnięcia lub wybrzuszenia, będące dowodem wady podłoża lub fundamentu. Wówczas należy partję dotkniętą tym objawem rozebrać, podłoże względnie fundament poprawić i ponownie wybrukować.

Z biegiem czasu okazywać się zaczyna falistość pojedyńczych rzędów co przypisać należy przesuwaniu się kamieni pod wpływem ruchu, oraz złączony z tem objaw przechylania się pojedyńczych kostek w kierunku przeciwnym do jazdy, występujący szczególnie przy ruchu jednokierunkowym. W tym wypadku należy przebudować jezdnię tym samym materjałem z ułożeniem jednak kostek w kierunku przeciwnym, aniżeli poprzednio leżały (fig. 2).

4. Bruk klinkierowy.

W okolicach ubogich w dobre gatunki kamienia, a posiadających natomiast odpowiedniego gatunku glinę, szerokie zastosowanie dla celów drogowych znalazł klinkier (kamionka). Do wyrobu klinkierów używa się gliny zajmującej pośrednie miejsce między tłustą a chudą. Tłusta, tracąc wodę przy wysychaniu zmniejsza swą objętość, kurczy się i pęka. Chuda natomiast jest porowata. Odpowiedniego materjału do wyrobu klinkierów dostarcza mieszanina gliny tłustej i chudej. Glinę przerabia się z topnikami (tlenek żel., węglan wapna itp.). Polskie gliny w Lubelszczyźnie (Zamość, Białopole, Izbica, Budy) są naogół trudno topliwe (duża zawartość krzemionki) i wymagają wysokiej temperatury wypału, 1500—1800° C. Formaty w rozmaitych krajach dość różne, naogół mniejsze od cegły budowlanej (np. Izbica 220 × 100 × 80 *mm*).

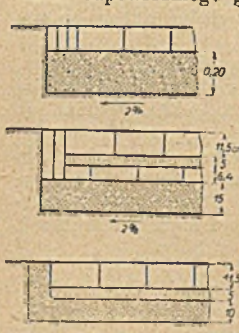


Fig. 3.

Klinkier do nawierzchni drogowej powinien być dźwięczny, w przełomie ścisły i jednolity, przy uderzeniu stalą dawać iskry, o formie prawidłowej bez skrzywień i wgnieceń (zależnie od klasy), o małej chłonności wody. Wytrzymałość na ściskanie w

I kl. > 1000 *kg/cm*², II kl. > 750 *kg/cm*², III kl. > 500 *kg/cm*²

nasiąkliwość

I kl. < 10% II kl. < 12% III kl. < 14% (wagowo)

tolerancja wymiarów

I kl. ± 3% II kl. ± 3% III kl. —

Normy polskie dotychczas nie opracowane.

Fundament może tu być piaskowy (lichy), stara jezdnia tłuczniowa (bardzo dobra) lub beton (doskonały). Sposób układania z reguły rębem, przy wykonaniu bocznego stężenia z 2 lub 3 rzędów klinkierów „na stojąco“ według fig. 3. Grubość podsypki piaskowej przy fundamencie betonowym, która służyć powinna li tylko do wyrównania nierówności w pojedyńczych sztukach 2—5 *cm*. Szwy nie powinny przekraczać 5 *mm*: wypełnienie jak przy bruku normalnym. Osadzanie pojedynczych sztuk przez pobijanie młotkiem za pośrednictwem podłożonej deseczki.

Na trudności napotyka się w krzywiznach, szczególnie o małych promieniach. W tych partjach układa się klinkiery albo pod kątem 45° do osi przy zmiennej szerokości szwów, albo też prostopadle do kierunku ruchu, przyczem co kilka rzędów ustawia się partje klinowe dla wyrównania krzywizny.

Układanie bruku rozpoczyna się od poboczy ku środkowi. Dobre rezultaty otrzymuje się przez uwałowanie lekkim wałem 3—5 *t*. Równość ułożenia bada się drewnianem prawidłem 3 *m* długości, którego dolna krawędź jest linją prostą. Na tej długości mierzone ewentualne wgłębienie nie powinno przekraczać 6 *mm*.

Spadek podłużny dla tej nawierzchni nie większy jak 3,5%. Spadki poprzeczne w granicach 2—3%.

Obecnie wykonuje się również bruk klinkierowy w typie monolitowym. Jako podsypkę daje się suchą mieszaninę piasku i cementu (1 : 4) w grubości ∞ 4 *cm*, na której układa się bruk, zlewając następnie jezdnię obficie wodą.

Przy typie klinkieru z Izbicy idzie na 1 m^2 nawierzchni 50 sztuk rębem, 40 sztuk na płask.

Okres trwania 10—15 lat. Możliwość przełożenia na drugą stronę. (Patrz również T. I, str. 104.)

5. Bruki z kamieni sztucznych.

Oprócz dotychczas wymienionych materjałów znajdują również zastosowanie bruki z kamieni sztucznych, używane chętnie zagranicą tam, gdzie się rozchodzi o doskonałą umiarowość elementu brukarskiego (obok szyn tramwajowych). Z ważniejszych typów są następujące:

a) Płyty keramitowe. Są to właściwie klinkiery formatu $20 \times 10{,}5 \times \begin{matrix}6\\8\end{matrix}$ *cm*, przyczem specjalny gatunek gliny otrzymuje pewną ilość wapna i preparatów stanowiących tajemnicę wyrobu. Układa się je na fundamencie betonowym lub zwykłym ceglanym oraz podsypce piaskowej, jednakże na płask. Wytrzymałość elementów keramitowych na ciśnienie dochodzi do 5000 kg/cm^2.

b) Bruk drobny z bazaltu topionego otrzymuje się przez stopienie odpadków bazaltowych i formowanie pod ciśnieniem elementów $10 \times 10 \times 10$ *cm*. Sposób układania analogiczny jak dla bruku drobnego.

c) Bruk duży z żużli kruszcowych, szczególnie miedzianych. Jest to znany i szeroko używany w Niemczech bruk mannsfeldzki. Kostki te produkowane są w formacie $16 \times 16 \times 16$ *cm* z połówkami i półtoraczkami. Sposób ułożenia podobny jak przy bruku rzędowym. Materjał znakomicie umiarowy i nadzwyczajnie wytrzymały. Wada: z biegiem czasu wygładza się nadmiernie, szczególnie przy przewadze ruchu motorowego.

d) Prasowane płyty betonowe „Ara“. Chronione patentem. Kruszywem jest tu mielony kwarcyt, lepiszczem cement. Płyty te produkowane są pod silnem ciśnieniem w wymiarze $30 \times 30 \times 6{,}5$ *cm*. Osadza się je na fundamencie betonowym na zaprawie cementowej.

e) W ostatnich czasach stosowane są również kostki duromitowe (użyte również w Polsce). Są to właściwie kostki betonowe, przyczem do

cementu dodaje się preparatu pod nazwą duromitu, nadającego betonowi zwiększoną wytrzymałość na ścieranie.

f) Bruk „bitukasad“ składa się z elementów formy klinkieru, wyprodukowanych pod ciśnieniem 200 atmosfer z mieszaniny piasku i wapna a następnie napawanych bitumem przy temp. 180° C. Układany na płask na dobrym fundamencie, z pomocą podsypki piaskowej (10 *mm*).

6. Bruk drewniany.

Używany wyjątkowo ze względu na duże koszta, krótki okres trwania i małą wytrzymałość na silny ruch. W pewnych warunkach jednak niezmiernie cenny, szczególnie tam, gdzie rozchodzi się o lekkość i elastyczność (nawierzchnia mostowa), dalej o cichość i hygjenę (sąsiedztwo szpitali, uczelni, bibliotek). W ostatnich czasach znalazł szerokie zastosowanie jako nawierzchnia krzywizn dróg turystycznych, z powodu znakomitej szorstkości.

Do wyroby kostek dawniej używało się twardych gatunków drzew rodziny eukaliptusów, obecnie prawie wyłącznie drzew miękkich jak świerk, sosna i modrzew o możliwie zbitym miąższu, pod warunkiem jednak napawania. Co do zbitości materjału żąda się co najmniej 3 słojów na *cm* średnicy.

Wysokość bruku drewnianego, który układa się włóknami pionowo, waha się w granicach 10—13 *cm*. Napawanie obecnie wyłącznie smołą. Rozróżnia się tu 2 metody. Angielską, polegającą na tem, że klocki układa się do kotła, z którego wypompowuje się powietrze, wskutek czego wyciąga się z drzewa również soki. Następnie wtłacza się w klocki pod ciśnieniem 7—10 *kg/cm*^{2} gorącą smołę pogazową przez 6—7 godz. Wada: możliwość przesycenia, co powoduje późniejsze pocenie się jezdni. Nasycanie nie powinno przekraczać 140—160 *kg* smoły na *m*^{3} drzewa. Metoda niemiecka polega na tem, że ułożone w kotle klocki poddawane są ciśnieniu 2—3 *kg/cm*^{2}, następnie zaś wtłacza się w nie gorącą smołę pod ciśnieniem 5—6 *kg/cm*^{2}, a wreszcie, celem wydobycia nadmiaru smoły obniża się ciśnienie do 50—60 *mm* słupa rtęci. Wada: możliwość niedosycenia do potrzebnej wartości, a więc ewentualne późniejsze pęcznienie klocków. Użyte drzewo musi być zupełnie wolne od sęków.

Wymiary klocków: długość 12—30 *cm*, szerokość 7—13 *cm*, wysokość 10—13 *cm*.

Bruk drewniany osadza się wyłącznie na fundamencie betonowym, wykonanym b. starannie o profilu zupełnie identycznym do projektowanej powierzchni jezdni. Podłoże musi być zupełnie pewne (wykluczone tereny kopalniane).

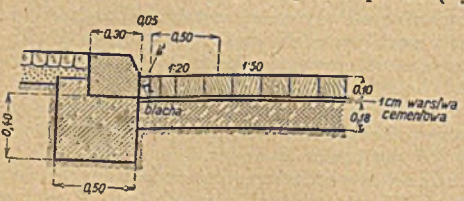


Fig. 4.

Układanie klocków przeważnie w rzędach prostopadłych do osi drogi, jakkolwiek trafiają się również układania rzędów pod kątem 45°. Najpierw układa się 2 lub 3 pary klocków wzdłuż krawędzi jezdni, następnie zaś pomiędzy niemi rzędy prostopadłe. Przed ułożeniem zanurza się klocki w gorącej mieszaninie oleju antracynowego i paku, i układa się zupełnie szczelnie bezpośrednio na betonie (bez podsypki). Dla umożliwienia ruchów dylatacyjnych pozostawia się pomiędzy krawędzią jezdni a pierwszym podłużnym pasem klocków szew dylatacyjny 3—5 *cm* szerokości, który wypełnia się od spodu piaskiem, z wierzchu zaś iłem (fig. 4).

Po ułożeniu bruku smołuje się powierzchnię i przysypuje ostrym piaskiem. Piasek pod wpływem ruchu wtłacza się w włókna i wzmacnia powierzchnię. Układanie bruku przeprowadzać, o ile możności, w porze suchej.

Wiek tego bruku rozmaity, przeciętnie lat 6, jakkolwiek bywały wypadki znacznie dłuższego okresu istnienia (nawet 20 lat). Niepożądanemi objawami są pęcznienie (przy niepogodzie) i skurcz (w czasie posuchy). Niektórzy praktycy radzą nawet utrzymywanie tego bruku w stałym stanie nasycenia go wodą przez skrapianie.

VI. Nawierzchnia betonowa.

Nawierzchnia betonowa znajduje obecnie coraz szersze zastosowanie i przynosi ze sobą, szczególniej dla ruchu samochodowego, dość znaczne walory. Należeć tu będzie: szybki postęp robót, taniość wykonania przy zastosowaniu maszyn, użycie krajowych materjałów, znaczna wytrzymałość na ścieranie, łatwość czyszczenia, odpowiednia szorstkość oraz wybitna oszczędność przy ruchu samochodowym na gumach i materjałach pędnych.

Najstosowniejsze spadki podłużne 2—3%, jednakże stosuje się ją nawet do 7% (przy nadaniu specjalnej szorstkości); robiono również próby ze spadkami znacznie większymi (27%). Spadki poprzeczne 2—2½%.

Nawierzchnia ta wymaga stałego i wytrzymałego podłoża, albowiem ewentualne, późniejsze ruchy terenu powodują pęknięcia podłużne i poprzeczne. Bardzo często układa się tę jezdnię na starej, poprawionej nawierzchni tłuczniowej. O ile w tych wypadkach następuje również rozszerzenie jezdni, koniecznem jest wykonanie pod rozszerzoną partją takiego samego fundamentu, jaki znajduje się pod całością. Inaczej nieuniknione pęknięcia podłużne.

Przy układaniu tej jezdni na terenie rodzimym, należy podłoże poprzednio odwodnić i przewałować wałem tandemowym. Uważać na najdalej posuniętą gładkość podłoża, niezbędną dla późniejszych ruchów płyty betonowej z powodu dylatacji. Wszelkie nierówności podłoża grożą powstaniem pęknięć poprzecznych w nawierzchni. Nie używać podłoża na skład materjałów budowlanych i niedozwalać na chodzenie po podłożu. Przed rozpoczęciem betonowania nasycić podłoże wodą ($\infty 5\ l/m^2$).

Ukształtowanie poprzeczne daszkowe, kołowe lub paraboliczne. W wypadku wykonania szwu podłużnego z reguły kształt daszkowy. Strzałka jezdni waha się w granicach $\frac{1}{50} - \frac{1}{100}$ szerokości.

Dobre rezultaty osiąga się przy stosowaniu przekrojów z wzmocnieniem krawężnem. Przybliżony wzór na grubość jezdni opiewa:

$$D = \sqrt{\frac{3P}{\sigma_b}} \quad \text{i} \quad d = {}^{7}/_{10}\, D$$

jeżeli: D = grubość płyty na krawędzi jezdni w cm, d = grubość płyty w osi w cm, P = nacisk koła w kg, σ_b = wytrzymałość betonu na zginanie w kg/cm^2.

Równanie to daje raczej nieco za duże wartości. W praktyce stosuje się minimalne grubości jezdni przy stałym, dobrym fundamencie: dla typów jednowarstwowych ∞ 12 cm, dwuwarstwowych 15—17 cm; przy nawierzchniach bez fundamentu 20—25 cm.

Typy przekrojów są bardzo rozmaite; niektóre z nich uwidoczniono na fig. 5.

Zastosowanie znajdują również przekroje z wkładkami żelaznemi, które mają na celu nie tylko wzmocnienie przekroju na ciągnienie, lecz również zapobiegnięcie tworzeniu się pęknięć i rys, względnie, o ile takie pęknięcia już powstały, niedopuszczanie do ich powiększania się. Z uwagi, że ciągnienia w jezdni powstać mogą zarówno w górnej jak dolnej partji, spotykamy się z uzbrojeniem jedno- i dwustronnem. Normalna wielkość uzbrojenia 2—3 kg/m^2, przy ciężkim ruchu dochodzi nawet do 6—9 kg/m^2. Naj-

lepsze rezultaty przy gęstem rozłożeniu małych przekrojów. Szerokie stosowanie wkładek plecionkowych, z metalu ciągnionego, a obecnie siatek spawanych. Układa się je mniej więcej w odstępie 5 *cm* od górnej, względnie dolnej powierzchni jezdni.

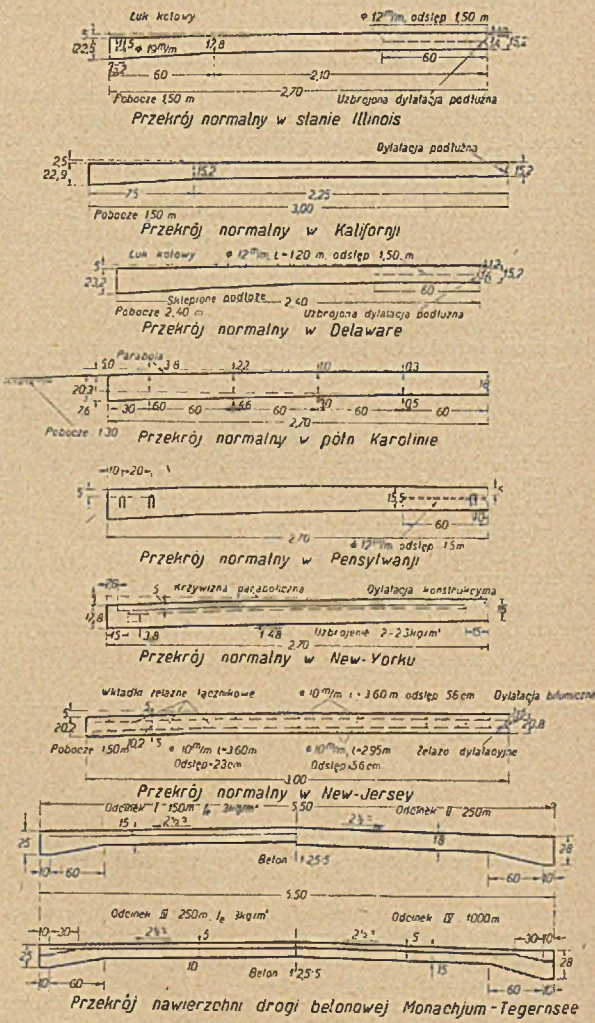


Fig. 5.

Przekrój jezdni wykonuje się albo z jednolitej mieszaniny betonu (wykonanie jednowarstwowe), albo też dolną część z betonu chudszego, wierzchnicę z tłustszego (wykonanie dwuwarstwowe). Pierwszy typ przeważa przy wyłącznym lub dominującym ruchu samochodowym, drugi przy ruchu mieszanym.

Przy wykonaniu jezdni dwuwarstwowej uważać, by naniesienie betonu do warstwy wierzchniej nastąpiło bezwarunkowo w okresie, gdy nie rozpoczęło się jeszcze tężenie betonu w warstwie dolnej. Różnica czasu w ułożeniu obu warstw nie powinna przekraczać 20—30 minut. Grubość warstwy wierzchniej jest naogół niewielka (4—8 *cm*). Niedopuszczać do zbyt wielkich różnic co do ilości cementu w pojedyńczych warstwach (rozmaitość skurczu). Ilość ta przy warstwie spodniej waha się około 250 *kg/m*^{3}, w górnej od 350 do 450 *kg/m*^{3}. Używanie większych ilości cementu niepożądane z powodu zbyt silnego skurczu betonu.

Nawierzchnia betonowa podlega ruchom pod wpływem zmian temperatury oraz normalnego skurczu. Z tego powodu, celem możliwego uniknięcia pęknięć, okazuje się konieczny podział jezdni z pomocą szwów poprzecznych i podłużnych.

Odstępy wzajemne szwów poprzecznych, które dzisiaj wykonuje się przeważnie jako szwy dylatacyjne, przestrzenne (umożliwiające ściąganie i rozszerzanie się jezdni) są rozmaite i wahają się w granicach 5—30 *m* w zależności od ewentualnego uzbrojenia, rodzaju użytego cementu itp. Normalne długości pojedynczych tafli betonowych, przy typie nieuzbrojonym 5—12 *m*. O ile istnieje szew podłużny, ratenczas umieszczone na obu połówkach jezdni szwy poprzeczne powinny być przestawiane na nieznaczną odległość (0,40—0,80 *m*). Istnieją również szwy t. zw. kontrakcyjne, dozwalające na kurczenie się płyty betonowej, które jednak w ostatnich czasach są coraz rzadziej stosowane.

W wypadku, gdy szerokość jezdni przekracza 5—6 *m* konieczne wykonanie szwu podłużnego. Pamiętać należy, że rysy i pęknięcia podłużne, które powstają w braku szwu podłużnego, są znacznie niebezpieczniejsze niźli poprzeczne, idą bowiem mniej więcej w kierunku ruchu. Nadto szew podłużny dzieli wyraźnie jezdnie na poszczególne pasma ruchu różnokierunkowego. Wykonywany również jako przestrzenny.

Szwy tak poprzeczne jak podłużne muszą być wykonane prostopadle do powierzchni jezdni. Obie sąsiadujące krawędzie jezdni powinny leżeć bezwzględnie w tej samej wysokości.

Szerokość szwu poprzecznego zależna od długości sąsiednich pól. Da się obliczyć przy uwzględnieniu, iż rozszerzalność betonu na każdy *m* długości i 1° C leży około 0,00001 *m* (spółczynnik rozszerzalności różny w zależności od rodzaju betonu). Naogół szerokości szwów poprzecznych wahają się między 6—12 *mm*, podłużne do 4 *mm*. Ubezpieczenie szwów przez wykrągleuie krawędzi sąsiadujących tafli oraz wypełnienie materjałem elastycznym (płytki asfaltowe, pilśń asfaltowa, najlepiej jednak specjalnie preparowany kit asfaltowy z dodatkiem włókien azbestowych).

Przy jezdniach uzbrojonych, wkładki żelazne przerywają się przy szwach poprzecznych. Wyjątkowo przy złych podłożach wstawia się w krawędź

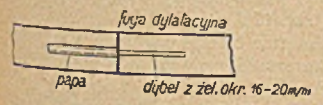


Fig. 6.

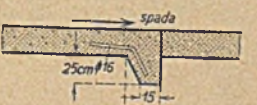


Fig. 7.

jednej tafli dyble żelazne ⌀ 12—20 *mm*, długość ∞ 1,20 *m*. Tkwią one sztywno w jednej tafli, natomiast nie mogą się łączyć z betonem drugiej tafli, czemu zapobiega się przez owinięcie ich grubym papierem lub papą (fig. 6).

W Ameryce używają do wykonania szwów podłużnych specjalnie uformowanych na żłób i wpustkę blaszanych przekrojów, które wstawiane są pomiędzy sąsiadujące z sobą połówki jezdni.

Przy jezdniach w wybitniejszym spadku zaopatruje się czasami płytę od strony niższej w wspornik odpowiednio uzbrojony, którego zadaniem jest niedopuszczenie do wspierania się płyty górnej o dolną (fig. 7).

Szwy poprzeczne wykonuje się również przy początkach i końcach krzywizn oraz w miejscach przerwy pracy (szwy robocze), szwy podłużne obok krawężników, torów tramwajowych itp.

Cement, użyty do budowy jest z reguły portlandzki, wolno wiążący (wyjątkowo wysokowartościowy). Zasada: do jednej budowy używać jednego i tego samego gatunku cementu. Powinien posiadać mały skurcz i wielką wytrzymałość na rozciąganie.

Użyte kruszywo powinno być pierwszoklasowe co do gatunku i wytrzymałości na ciśnienie i ścieranie, wytrzymałe na wpływy atmosferyczne, nadto zestawione celowo wedle typu możliwie najgęściejszego. W całości kruszywa powinien piasek (do 5 *mm* ziarn) zajmować co najmniej 50%; ilość jego w warstwie górnej nie powinna przekraczać 65%, w dolnej 80%. Materjał gruby nie powinien przekraczać uziarnienia 2,5 *cm* dla warstwy górnej,

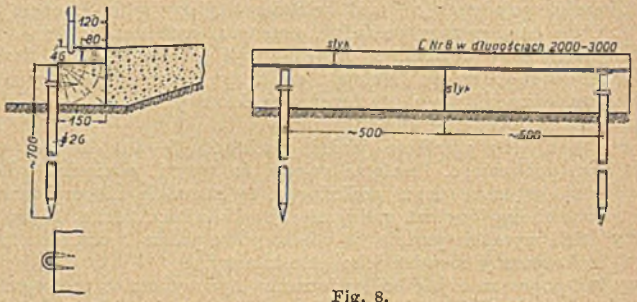


Fig. 8.

3—4 *cm* dla dolnej. Dla warstwy dolnej dopuszczalne użycie żwiru. Gatunki: granit, dioryt, diabaz, gabro, porfir. Bazalt przedstawia materjał drugorzędny z powodu dążności do wytwarzania przy rozdrabnianiu elementów płytkowych; nadto w późniejszem użyciu wygładza się silnie. Szczególnie baczyć na bezwzględną czystość kruszywa.

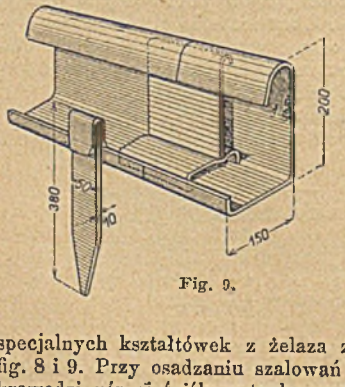


Fig. 9.

Woda powinna być czystą, bez szkodliwych dla betonu domieszek (wykluczone wody kwaśne i siarkowe). Potrzebną ilość wody (możliwie najmniejszą) oceniać wedle próby rozpływu (patrz T. III, str. 1782).

Mieszanie betonu mechaniczne (optymalna wartość przy ∞ 35 obrotach mieszarki).

Przed rozpoczęciem betonowania należy wykonać boczne oszalowanie jezdni z pomocą brusów, krawędziaków lub specjalnych kształtówek z żelaza zlewnego. Oba ostatnie typy podano na fig. 8 i 9. Przy osadzaniu szalowań zwrócić uwagę na konieczność ułożenia krawędzi górnej ściśle w tych wysokościach jakie przewidziane są projektem, nadto, by wzajemny odstęp obu oszalowań był jeden i ten sam. Jest to szczególnie ważne przy maszynowem wykonywaniu jezdni. Krzywizny, przy których wymagane rozszerzenie jezdni, muszą być wykonywane ręcznie nawet wówczas, gdy zasadniczo przewidziano ruch maszynowy.

Od strony wewnętrznej należy oszalowanie naoliwić.

Mieszarki do betonu mogą mieć stanowiska stałe i wówczas dowóz betonu do budowy jezdni odbywa się z pomocą toru kolejowego, albo też zmienne w zależności od wykonywanej roboty i cofające się wstecz w miarę postępu budowy. Nowsze mieszarki osadzone są na czołgach i zaopatrzone w wysięgnicę, dostarczającą beton bezpośrednio do wykonywanego przekroju (fig. 10).

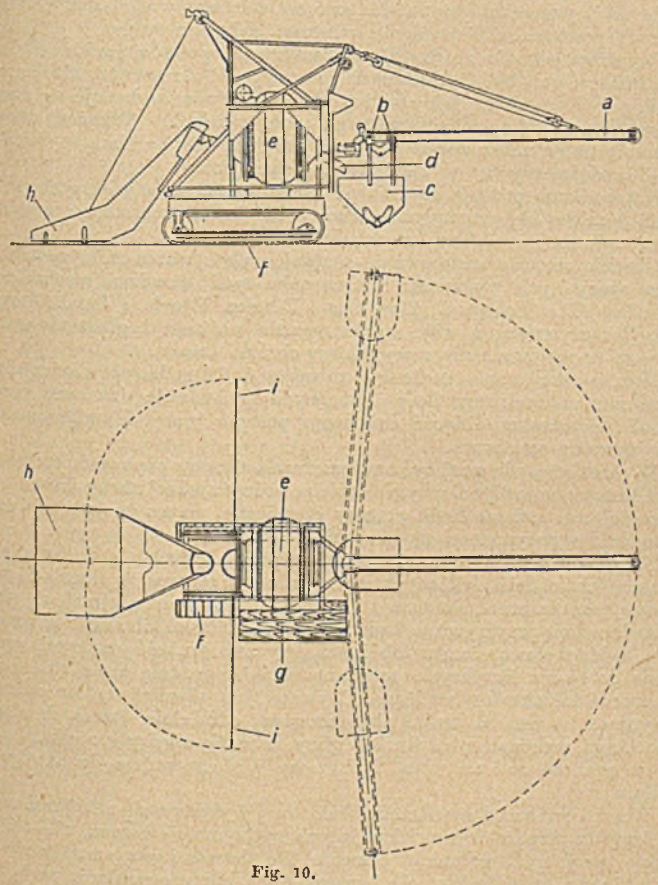


Fig. 10.

Po naniesieniu betonu następuje jego wyrównanie, ubicie i ostateczne wygładzenie. Czynności te wykonywane są albo ręcznie, albo maszynowo. Przy ręcznem wykonaniu rozprzestrzenia się beton do żądanego profilu z pomocą drewnianego okutego prawidła, przyczem wierzch powinien być 2—3 *cm* wyżej położony, niźli przyszła nawierzchnia. Prawidło prowadzone jest na opisanych poprzednio bocznych oszalowaniach. Bezpośrednio potem następuje ubijanie betonu zapomocą 5—8 *cm* szerokiego brusa dębowego o dolnej powierzchni dostosowanej do projektowanego profilu. Ubijanie odbywa się przez szybkie jednostronne podnoszenie brusa, raz z jednej, drugi raz

z drugiej strony i opuszczanie go na beton. Dopuszczalne również dobrze pneumatyczne.

Po ukończeniu ubijania wałuje się jezdnię wałkiem ręcznym o ciężarze ~ 20 *kg/m b.* w kierunku poprzecznym do osi drogi. Wałek ten prowadzony jest styliskiem lub sznurami, a przy poprzecznym przeciąganiu go wykonuje się również ruch postępowy, mniej więcej 60 *cm* na jedno przeciągnięcie. Wałowanie powtarza się aż do chwili, gdy już woda na pokazuje się zupełnie na powierzchni betonu. Ma ono na celu wyrównanie małych nierówności na powierzchni i usunięcie z betonu nadmiaru wody.

Po przewałowaniu zbadanie, czy jezdnia nie posiada garbów lub wgłębień, które muszą być natychmiast (jeszcze przed okresem tężenia) usunięte. Rewizję tę i naprawki, jak również obróbkę szwów wykonuje się z wózka pomostowego, którego koła jadą po oszalowaniach. Wkońcu następuje gładzenie nawierzchni taśmą gumową, skórzaną lub parcianą o szerokości 25—30 *cm* przeciąganą w kierunku poprzecznym.

Na spadkach pracuje się od dołu ku górze. W razie większych spadków ($> 4\%$) zaleca się przeciąganie powierzchni jezdni szczotkami z piasawy, celem nadania jej większej szorstkości.

Obecnie szerokie zastosowanie znajduje wykonywanie maszynowe za pomocą specjalnych wykańczarek. Systemów tych urządzeń mechanicznych jest wiele (The Lakewood Eng. Com., Dingler, Vögele i inne). Wszystkie potrzebne czynności, a więc wyrównywanie, ubijanie i gładzenie wykonywane są tu mechanicznie, z wyjątkiem obróbki szwów.

Boczne oszalowanie może być usunięte w 24 godz. po ukończeniu betonowania, wskutek tego ilość potrzebnych na budowie oszalowań powinna wynosić dwukrotną długość dziennego postępu pracy. Uważać na czyste utrzymywanie oszalowań.

W okresie tężenia musi być nawierzchnia betonowa odpowiednio chroniona. Brak dostatecznej wilgoci w tym okresie powoduje z jednej strony skurcz betonu, z drugiej zaś uniemożliwia procesy chemiczne, przyczyniające się do powiększenia wytrzymałości na ciśnienie i ścieranie.

Natychmiast po ukończeniu jezdni rozpina się nad nią dachy z płacht płóciennych, obficie zwilżanych wodą, które w pierwszym okresie 24 godzin chronią jezdnię przed słońcem i deszczem. Po 24 godz. zdejmuje się płachty a nawierzchnię przykrywa się bądźto warstewką piasku lub ziemi o grubości $\sim$ 5 *cm*, bądź też słomą, sianem lub liśćmi, przyczem grubość przykrycia wynosić winna $\sim$ 15 *cm*. Przykrycie to winno osłaniać jezdnię przez 20 dni i być codziennie kilkakrotnie zwilżane. Używana jest również metoda zalewowa polegająca na tem, iż każdą płytę drogową oddzielnie otacza się niskiemi grobelkami, wykonanemi z iłu lub gliny, a partję między grobelkami zalewa się na grubość $\sim$ 5 *cm* wodą. Uwaga, by niedoprowadzić do zawilgocenia podłoża.

Wzmacnianie nawierzchni betonowej wykonuje się albo przez dodanie do cementu preparatów powiększających wytrzymałość betonu, albo też przez użycie specjalnych gatunków cementu. Do pierwszej grupy należy chlorek wapniowy, który będąc solą hygroskopijną, chciwie wchłania wodę, utrzymując w ten sposób potrzebną do należytego wiązania betonu wilgoć. Dodatek chlorku wapniowego nie powinien przekraczać 2—4% wagi cementu. Większe ilości mogą oddziałać szkodliwie. Chlorek wapniowy używany jest również w formie proszku rozsypywanego na świeżo wykonaną jezdnię w ilości 1,35 *kg/m*^{2}.

Szkło wodne rozpostarte na jezdni zamienia się w połączeniu z bezwodnikiem węglowym w sodę i wytwarza warstewkę chroniącą beton przed nadmiernem wysechaniem. Używa się do tego celu krzemianu sodowego w formie 33% roztworu wodnego. W pierwszych paru godzinach może on szkodliwie oddziaływać deszcz, dlatego też robotę trzeba wykonać w okresie stałej pogody.

Odniedawna stosowane są również powłoki bitumiczne w grubości 2—5 *mm* (inertol, spramex, colas itp.), które działają jako ochrona izolacyjna. Przy nawierzchniach wykonywanych z normalnego cementu portlandzkiego powłoka bitumiczna może być wykonywaną natychmiast po zdjęciu płacht ochronnych, albowiem dodana w czasie zarabiania betonu woda jest ilościowo zupełnie wystarczającą do należytego tężenia. Natomiast przy użyciu cementów wysokowartościowych, które dla dobrego tężenia wymagają zwilżania przez dłuższy okres czasu, powlekanie bitumami uskutecznia się dopiero po upływie około 14 dni po ukończeniu jezdni. Ujemną stroną tej powłoki jest jej ciemna barwa powodująca silniejszą absorbcję ciepła (powiększanie objętości), oraz pozbawianie betonu naturalnej szorstkości. Dodatniemi cechami są: pozbawianie drogi nużącej oko jasnej barwy, ochrona przed szybkiem zużywaniem się, oraz wiązanie pyłu. Niektóre bitumy (spramex) są trudno przyczepne do betonu; pomaga tu poprzednie smołowanie.

Soliditit należy już do specjalnych gatunków cementu. Jest to cement portlandzki z dodatkiem bogatej w kwas krzemowy mąki kamiennej z kwarcu, granitu albo diorytu, przy pewnym, w tajemnicy trzymanym ustosunkowaniu wapna, kwasu krzemowego, glinki i innych domieszek.

W betonie wykonanym z tego cementu następuje nietylko mechaniczne spojenie poszczególnych części, ale nadto powstaje z kruszywem, którem jest tu bogaty w krzem granit, ścisły związek chemiczny, powodujący wszechstronne powiększenie wytrzymałości betonu oraz zmniejszenie skurczu. Jezdnia wykonana z cementu solidititowego może mieć pojedyńcze tafle znacznie dłuższe niźli normalnie, przyczem szwy mogą mieć charakter kontrakcyjny. Wykonanie z reguły ręczne, ponieważ praca maszyną, przy bardzo suchym betonie, który tu jest wskazany, nie daje dobrych rezultatów. Ubijanie dobniami pneumatycznemi. Stosunki przestrzenne 1 : 3—1 : 4. Uziarnienie kruszywa: 20—30 *mm* — 20%, 15—25 *mm* — 30%, 10—15 *mm* — 30%, piasek do 5 *mm* — 20%.

Oprócz tego używany jest jeszcze beton rhoubénitowy, beton stalowy itp., które zawierają pewne dodatki (trociny bitumowane, opiłki stalowe itp.) powiększające wytrzymałość jezdni.

Wykonywanie nawierzchni betonowej w czasie przymrozków jest niedopuszczalne. Roboty należy wstrzymać już przy temperaturze + 4° C. W razie zaskoczenia przymrozkiem w czasie budowy lub natychmiast po jej ukończeniu, należy jezdnię przykryć słomą i płachtami, a nawet pożądane jest ogrzewanie całej przestrzeni piecykami koksowemi przez okres conajmniej 10-dniowy.

Ważną rzeczą jest odpowiednia organizacja pracy, wybór miejsc składowych na poszczególne materjały oraz zabezpieczenie stałej dostawy wody (prowizoryczne zbiorniki i przewody).

Utrzymanie nawierzchni betonowej ogranicza się zwyczajnie od wypełniania ewentualnie powstałych rys oraz uzupełniania, wypełniania istniejących szwów. Wyjątkowo zdarzyć się może konieczność załatania utworzonych w nawierzchni zagłębień powstałych lokalnie, z powodu wad w użytym materjale. Czasami zajdzie potrzeba większych napraw usterek powstałych wskutek złego założenia szwów oraz z powodu przebicia betonu, celem dostania się do podłoża.

Rysy, powstałe wskutek pęknięć wypełnia się z reguły gorącym kitem brukarskim. Są również stosowane wypełniania na zimno, przy użyciu emulsji smołowych lub asfaltowych, jednakże zachodzi tu niebezpieczeństwo, iż masa wypełniająca może się niedostać do wszystkich szczelin. Rysy powinny być w pierwszym rzędzie dokładnie oczyszczone, ewentualnie dłutem do pionu przycięte a miał z nich usunięty. Przed zalaniem wnętrze rysy doskonale wysuszyć, zaś po uskutecznieniu wypełnienia, przysypać wierzch ostrym piaskiem.

Płytkie wgłębienia w jezdni naprawia się również wypełnieniem bitumami. Wgłębienie wyczyszcza się dokładnie, a po stwierdzeniu wysuszenia nakłada się cienką warstwę bitumu, przysypując wierzch piaskiem lub drobnym miałem.

O ile uszkodzone miejsce jest głębsze (do 2 *cm*), natenczas po oczyszczeniu pokrywa się je warstewką bitumu, na którą przychodzi mieszanina bitumu z piaskiem lub miałem w formie ciasta. Po dokładnem wyrównaniu naprawionej partji oraz ubiciu, pociąga się odnośne miejsce raz jeszcze bitumem i przysypuje piaskiem.

Głębsze uszkodzenia naprawia się w ten sposób, iż nadrębuje się dłutem uszkodzoną partję do głębokości około 10 *cm*, dokładnie oczyszcza, przyczem baczyć należy, by krawędzie były ostre. Następnie zwilża się wnętrze partji nadrębanej i nakłada beton, o ile możności w tym samym składzie i z tych samych materjałów, co beton użyty do całej nawierzchni. Tłuczeń użyty do naprawy powinien mieć ziarna co najwyżej dwa razy mniejsze od grubości łaty. Konsystencja betonu o typie wilgotnej ziemi. Ubijanie dobniami powtarzać kilkakrotnie w okresie tężenia betonu. Po wygładzeniu łaty posypuje się ją piaskiem oraz perjodycznie zwilża.

W wypadku, zresztą b. rzadkim, gdy sąsiednie pola przesuną się pionowo, wytwarzając na styku próg, nie pozostanie nic innego do zrobienia, jak wyrębanie w obu płytach dłuższej partji i wykonanie dodatkowej między niemi tafli oraz szwów.

Naprawy winny być uskuteczniane przez osobnych, wykształconych w tym kierunku robotników, którzy drogę perjodycznie rewidują.

VII. Nawierzchnie smołowe.[1])

1. Materjały.

Przy nawierzchniach smołowych następuje zasadniczo połączenie dwóch materjałów: kamienia i smoły. Kamień może być pochodzenia naturalnego lub sztuczny w formie szlaki wysokopiecowej. Od kamienia użytego do tych nawierzchni żądamy, by był elastyczny, wytrzymały na wpływy atmosferyczne, jednostajny w swej strukturze, niełuszczący się pod wpływem ruchu, by posiadał wytrzymałość na zgniecenie ∞ 1200 *kg/cm²*, o ziarnach zwartych, z wykluczeniem elementów płytkowych lub soczewkowatych, a nadto, by był czysty i wolny od przymieszek iłu, gliny, gipsu i węgla.

Smoła może być pogazowa, pokoksowa oraz wysokopiecowa. Składniki jej podzielić można na 5 grup, w zależności od temperatur, przy których następuje ich ulatnianie, a mianowicie:

Oleje lekkowrzące przechodzące w stan gazowy przy temp. 170° C,
„ średniowrzące „ „ „ „ „ 170—270° C,
„ ciężkowrzące „ „ „ „ „ 270—300° C,
„ antracenowe „ „ „ „ „ 300—350° C,
pak[2]) (pozostałość po destylacji węgla kamiennego).

Ilości poszczególnych destylatów bardzo rozmaite, w zależności od rodzaju węgla kamiennego i sposobu koksowania.

W budowie nawierzchni drogowych nie używa się smoły surowej, tj. takiej, jaką się otrzymuje po destylacji węgla kamiennego, lecz specjalnie

[1]) Nomenklatura dotychczas nie ustalona. Produkt otrzymywany przy destylacji węgla kamiennego znany jest zarówno pod nazwą smoły jak mazi. Przyjmuję nazwę smoły z uwagi na słownictwo użyte w T. I „Podr. inż.“

[2]) Przy użyciu nazwy mazi, ostatnia jej frakcja nosi nazwę smoły.

preparowanej, tj. odwodnionej z dodatkiem odpowiednich ilości brakujących składników oleistych. Nadto używane są również mieszaniny smoły z bitumami, czyli t. zw. smoły stabilizowane oraz smoły do użytku na zimno.

Dla celów drogowych używane są obecnie następujące smoły, względnie preparaty smołowe:

a) Smoła Nr. I A do użytku powierzchniowego (S. I. A.).
b) „ Nr. I B „ „ „ (S. I. B.).
c) Smoła Nr. II do użytku wgłębnego (S. II).
d) „ stabilizowana do użytku powierzchniowego (S. St. I).
e) „ „ „ „ wgłębnego (S. St. II).
f) „ „ „ ciężkich nawierzchni smołowych (S. St. III).
g) „ do użytku na zimno (S. Z.).
h) „ stabilizowana do użytku na zimno (S. Z. St.).

Poniżej podaje się charakterystyczne cechy smół typu *a, b, c* (smoły zwykłe).

L. p.	Wyszczególnienie	Smoły powierzchniowe		Smoła wgłębna S. II	Uwaga
		S. I. A.	S. I. B.		
1.	Gęstość przy 25° C do	1,220	1,240	1,240	
2.	Woda wagowo do . .	0,5%	0,5%	0,5%	
3.	Destylaty poniżej 170° C wraz z wodą wagowo do	1,00%	1,00%	1,00%	
4.	Destylaty 170°—270° C wagowo	6—12%	3—10%	3—10%	
5.	Destylaty 270°—300° wagowo	4—12%	6—12%	6—12%	
6.	Destylaty 300°—350° wagowo	15—28%	15—27%	15—27%	Przekroczenie górnej granicy dopuszczalnej.
7.	Pak pozostały wagowo	55—65%	60—70%	60—70%	
	Temp. mięknienia paku wdług K. S. .	60—75°	60—75°	60—75°	Suma strat przy destylacji nie wyżej 1%
8.	Fenole objętościowo do	4%	4%	4%	
9.	Naftalen wagowo do .	4%	4%	4%	
10.	Antracen surowy wagowo do	3,5%	3,5%	3,5%	
11.	Węgiel wolny wagowo	5—16%	5—18%	5—18%	
12.	Wiskoza konsystomierzem B. T. A. w 30° C	10—17 sek.	20—60 sek.	60—100 sek.	

Zastosowanie: Smoła powierzchniowa S. I. A. do użytku powierzchniowego w warunkach wymagających zastosowania smoły rzadkiej (niska temperatura itp.). Smoła powierzchniowa S. I. B. do użytku powierzchniowego w warunkach normalnych.

Smoła wgłębna S. II. do użytku wgłębnego.

Smoły te są nadto produktami wyjściowemi do stabilizacji i zestawienia smół do użytku na zimno.

Charakterystyka smół typu *d*, *e*, *f* jest następująca:

L. p.	Wyszczególnienie	Smoły stabilizowane do użytku		Smoła stabilizowana do ciężkich nawierzchni S. St. III.
		powierzchniowego S. St. I.	wgłębnego S. St. II.	
1.	Gęstość przy 25° C	1,220	1,240	1,240
2.	Woda wagowo do	0,5%	0,5%	0,5%
3.	Destylaty poniżej 170° C wraz z wodą wagowo do	W normy nie ujęte. W wynikach analiz % zawartość poszczególnych frakcyj należy podawać		
4.	Destylaty od 170°—270°C wagowo			
5.	Destylaty od 270°—300°C wagowo			
6.	Destylaty od 300°—350°C wagowo			
7.	Pak pozostały wagowo			
	Temp. mięknienia według K. S. .			
8.	Fenole objętościowo do	4%	4%	4%
9.	Naftalen wagowo do	4%	4%	4%
10.	Antracen surowy wagowo do .	3,5%	3,5%	3,5%
11.	Węgiel wolny wagowo	—	—	—
12.	Wiskoza konsystomierzem B. T. A. przy 30° C	20—60 sek.	60—120 sek.	120—250 sek.
13.	Zawartość asfaltu wagowo . . .	15—20%	15—20%	15%
14.	Wygląd obrazu mikroskopowego w powiększeniu 500—600 krotn. po 24 godz.			

Zastosowanie: Smoła stabilizowana powierzchniowa S. St. I. do użytku powierzchniowego.

Smoła stabilizowana wgłębna S. St. II. do użytku wgłębnego.

Smoła stabilizowana do ciężkich nawierzchni S. St. III. do ciężkich nawierzchni np. smołobetony itp.

Charakterystyka smół typu *g*, *h* jest następująca:

L. p.	Wyszczególnienie	Smoły do użytku na zimno	
		zwykła S. Z.	stabilizowana S. Z. St.
1.	Gęstość przy 25° C	—	—
2.	Woda wagowo do	0,5%	0,5%
3.	Zawartość destylatów od 270—350° C	> 16%	> 16%
4.	Zawartość paku	> 40%	> 50%
5.	Temp. zmięknienia paku wg. K. S. .	60°—70°	—
6.	Fenole z frakcji 170°—270° C do .	3%	3%
7.	Naftalen z frakcji 170°—270° C . .	3%	3%
8.	Antracen do	3%	3%
9.	Wolny węgiel	4—16%	—
10.	Temperatura zapłonienia według Pensky-Martensa	podawać	podawać
11.	Wiskosa o temperaturze 30° C konsystomierzem (przekrój otworu wyciekowego 4 *mm*)	< 20 sek.	20—60 sek.
12.	Zdolności wiążące	podawać	podawać
13.	Zachowanie się w wodzie		
14.	Odparowatość		

Zastosowanie: Smoła zwykła do użytku na zimno S. Z. do drobnych napraw i do otaczania materjału kamiennego na zimno.

Smoła stabilizowana do użytku na zimno S. Z. St. do drobnych napraw i do otaczania materjału kamiennego na zimno.

Jedną z najbardziej charakterystycznych cech smoły w odniesieniu do jej użytkowości w budowie nawierzchni jest jej kleistość. Wynika z tego jednak, by pojedyńcze cząsteczki kamienia otoczone były smołą tylko w warstewkach nader cienkich, albowiem przy warstwie grubej zatracają się własności kleistości. Ażeby zapobiegnąć niemiłym skutkom, wynikającym z większej grubości warstewki smoły, miesza się ją często z miałką mączką kamienną, w tych bowiem warunkach i grubsza warstwa smoły spaja należycie pojedyncze elementy kamienne. Ilość tej mączki musi być jednak starannie dobraną, by nie została straconą istotna własność kleistości smoły.

Wadą smoły jest jej nieprzyczepność do mokrego kamienia. Z tego powodu szerokie zastosowanie znachodzą emulsje smołowe (zawiesiny), będące mechaniczną mieszaniną wody ze smołą, przy pomocy rozmaitych emulgatorów. Od dobrej emulsji wymagamy dwóch własności, poczęści sprzecznych ze sobą, mianowicie, by nie rozkładała się na smołę i wodę w czasie przesyłki i magazynowania oraz pod wpływem zmian temperatury, a z drugiej strony, by rozlana na jezdni podpadała szybkiemu rozpadowi, t. zn., by wydzielała jak najprędzej wodę i emulgator, pozostawiając na kamieniu czystą smołę.

2. Smołowanie powierzchniowe.

Nawierzchnia tłuczniowa poddana smołowaniu powierzchniowemu musi być wykonaną z doskonałego materjału kamiennego na fundamencie kamiennym, musi posiadać bezwzględną stałość oraz mieć dobrze wykształcony przekrój poprzeczny (równość, brak wgłębień i koleiu). O ile pragniemy smołować jezdnię tłuczniową istniejącą, natenczas pierwszą czynnością będzie należyta jej naprawa, wyrównanie oraz przewałowanie. Tak przy zupełnie nowej nawierzchni, jako też przy naprawianej, dobre rezultaty osiąga się przez oddanie jej na pewien czas przed smołowaniem do ruchu, pod którego wpływem tężeje i zacieśnia się.

Jezdnia tłuczniowa, którą się ma smołować, powinna być bezwzględnie suchą, conajmniej na głębokość 2—3 *cm*, do jakiej przypuszczalnie przedostanie się smoła. Nadto pora, przeznaczona na smołowanie powinna być ciepła i sucha.

Dodać należy, że poddawanie smołowaniu partyj nieprzewiewnych, o utrudnionym dostępie promieni słonecznych jest skazane zgóry na niepowodzenie. Ponieważ smoła powinna się dostać możliwie najgłębiej w nawierzchnię, przeto przed rozpoczęciem smołowania należy jezdnię dokładnie oczyścić i to tak głęboko, by pojedyńcze kamyki widoczne były na wierzchu w formie mozaiki, bez zniszczenia jednakże ich wzajemnej spójności. Czyszczenie można przeprowadzić na sucho lub na mokro, ręcznie lub maszynowo. Po oczyszczeniu mokrem niezbędne doskonałe osuszenie jezdni.

Na oczyszczoną nawierzchnię nanosi się smołę ogrzaną do temperatury 120°—150° C. Ogrzanie smoły odbywa się w kotłach przewoźnych o bardzo rozmaitej konstrukcji i objętości. Przy urządzeniach prymitywnych wylewa się smołę na jezdnię z pomocą koneweczek, natomiast w gospodarstwie bardziej postępowem służą do tego celu specjalne urządzenia, domontowane do zbiornika, dostarczające smołę na jezdnię bądź to pod własnem, bądź też, co lepiej, pod sztucznem ciśnieniem.

Zużycie smoły jest różne w zależności od tego, czy nawierzchnia smołowaną jest poraz pierwszy, czy też wtórnie. W pierwszym wypadku wy-

datek smoły jest większy i waha się w granicach 1,5—2,0 kg/m^2, przy maziowaniach następnych 0,7—1,0 kg/m^2. Ilość smoły należy dozować ostrożnie, albowiem tak za mała, jak za duża jej ilość odbija się na drodze szkodliwie.

Po wylaniu smoły rozprowadza się ją szczotkami (przy skrapianiu pod ciśnieniem zbyteczne), następnie po wsiąknięciu przysypuje się jezdnię miałem kamiennym (0,60—0,70 $m^3/100\ m^2$) lub w ostateczności grubo ziarnistym piaskiem bez przymieszek gliny. Przysypywanie ręczne lub maszynowe. W ten sposób robota jest właściwie ukończoną, jednakże lepiej jest przewałować jeszcze całość lekkim wałem motorowym (3—5 t).

Smołowanie powierzchniowe powino być ponawiane mniejwięcej w okresach rocznych. O ile smołowanie powierzchniowe nie wytrzymuje roku, jest to dowodem, że w danych warunkach ruchu typ ten już nie wystarcza.

3. Smołowanie wgłębne.

Przy ruchu silniejszym przechodzimy już na smołowanie wgłębne. Typ ten jest używany przy budowie zupełnie nowej jezdni, względnie przy przebudowie starej, przy której wierzchnia warstwa przychodzi nowa w całości.

Na fundamencie kamiennym przewałowanym rozsypujemy 10—12 cm grubą warstwę górną z kamieni pierwszorzędnej jakości, którą przewałowujemy ciężkim wałem motorowym (15—20 t), o ile możności bez dodatku wody. Użyty tu tłuczeń powinien być, o ile możności zestawiony wedle zasady minimum miejsc pustych (bezwzględne minimum przy wolnem usypaniu wynosi 22%). Wynika z tego konieczność różnorodności ziarn kruszywa. Ku temu celowi istnieją rozmaite recepty (np.: 62% — 4 do 6 cm, 15% — 2,5 do 4 cm, 12% — 0,5 do 2,5 cm, 11% grysiku i piasku).

Przewałowanie redukuje podaną grubość warstwy do 8—9 cm. O ile wałowano na sucho, można rozpocząć smołowanie bezzwłocznie; gdy dodawano wody, należy przeczekać do wyschnięcia (wgłębnego) jezdni. Smołowanie przeprowadza się na gorąco (120—150° C) odpowiednią sortą smoły, przyczem wsiąka ona dość intensywnie w głąb jezdni, powodując wydatek około 1,5 l na m^2 i cm grubości nawierzchni (10—12 l/m^2). Rozlewanie smoły analogiczne jak poprzednio. Z powodu jednak większych ilości użytej smoły, dobre rezultaty daje ochrona przed jej spływem na pobocza w postaci niskich wałków ziemnych. Przy wytrysku smoły ze zbiorników pod ciśnieniem uważać na jednostajność ciśnienia.

Na przepojoną smołą nawierzchnię wysypuje się 1,5—2 cm grubą warstewkę grysu o średnicy 5—12 mm, którą przewałowuje się na sucho i porownie smołuje przy wydatku smoły ∞ 2 kg/m^2. Następnie przysypuje się raz jeszcze cienką warstewką grysiku (0,50—0,60 $m^3/100\ m^2$), a po przewałowaniu, w kilka dni później, może być jezdnia oddaną do użytku. Pożądanem jest w pewien czas po oddaniu do użytku przeprowadzić smołowanie powierzchniowe. Do wykonania wybierać porę ciepłą i suchą.

4. Beton smołowy.

Beton smołowy jest jedną z najtrwalszych, ale też i najdroższych nawierzchni smołowych. Istota jego wykonania polega na otoczeniu poszczególnych elementów kruszywa smołą jeszcze przed ułożeniem w jezdni, a następnie na intensywnem wałowaniu. W praktyce istnieje cały szereg sposobów wykonywania tego typu, noszących najrozmaitsze nazwy i chronionych często patentami; zasadniczo jednak podzielić można wszystkie te sposoby na dwie charakterystyczne grupy: pracę na gorąco i na zimno.

Różnią się one tem, iż w pierwszym wypadku materjał kamienny nanoszony jest na fundament w stanie ogrzanym, gdy smoła stanowi na nim jeszcze ciepłą i wilgotną warstewkę, w drugim, materjał kamienny przerobiony ze smołą przechowywany jest przez czas dłuższy na składach a użycie jego w nawierzchni odbywa się w stanie zimnym. W pierwszym wypadku mieszarki mają charakter przewoźny, w drugim przeważnie stały.

Urządzenia mechaniczne do smołowania są bardzo skomplikowane i przeprowadzają zwyczajnie mycie, suszenie, czyszczenie, ogrzewanie i mieszanie ze smołą kruszywa w sposób automatyczny. Każde ziarnko kruszywa powinno być otoczone cieniutką warstewką smoły. Wszelki nadmiar lepiszcza jest szkodliwy, gdyż osłabia kleistość. Trzeba pamiętać, iż ilość zużytej do tego celu smoły jest zmienną, zależną od powierzchni kruszywa. W przybliżeniu na 1 *t* kruszywa wychodzi 40—50 *l* smoły. Należy jednak w każdym wypadku próbami ustalić odpowiednią jej ilość. Tak kamień jak smoła znajdują się w chwili mieszania w stanie ogrzanym (120—130° C).

Przy pracy na gorąco wymieszany materjał jest natychmiast układany w nawierzchni, wyrównywany do szablonu i wałowany.

Beton smołowy wymaga kruszywa zestawionego bezwzględnie wedle zasady minimum miejsc pustych. W odniesieniu do jego zeskładu różnią się między sobą najrozmaitsze używane sposoby. Różnice wykonania polegają nadto na tem, iż materjał rozłożony jest albo w jednej jednostajnej warstwie, albo też warstw tych jest dwie lub nawet trzy przy rozmaitem dla każdej z nich uziarnieniu kruszywa. Tutaj zwyczajnie każda poważniejsza firma pracująca w tym dziale wyrabia sobie własne typy budowy.

Przy pracy na zimno istnieją analogiczne różnice, wspólną jednakże cechą tych typów jest to, że mieszanina kruszywa ze smołą nie jest używaną natychmiast do budowy, lecz idzie na skład, gdzie spoczywa dłuższy czas. Typ pracy na zimno pozwala na bardziej ekonomiczne użycie maszyn; nadto wskutek magazynowania następuje pewne używiczanie materjału (procesy utleniania i polimeryzacji), doprowadzające do lepszego wiązania się pojedyńczych elementów. Przy pracy na zimno nie oddziaływa również zbyt szkodliwie okres wilgotny, a tylko wałowanie drobniejszych warstw powinno być uskuteczniane po należytem wyschnięciu materjału.

Spadki poprzeczne 2—3%.

Oprócz podanych sposobów wykonania betonu smołowego, znajduje zastosowanie również t. zw. przykrycie kobiercowe (dywanik), polegające na tem, że na starych nawierzchniach tłuczniowych, względnie brukowanych, po naprawieniu ich przez nadanie im odpowiedniego przekroju poprzecznego, uwałowuje się cienką warstwę (2—5 *cm*) betonu smołowego, składającego się z mieszaniny kruszywa o rozmaitem uziarnieniu i smoły w rozmaitych stosunkach, która to warstwa chroni istotną nawierzchnię od bezpośredniego zetknięcia się z ruchem i zużyciem. Przed wykonaniem przykrycia kobiercowego należy starą jezdnię przedtem wysmołować, by umożliwić złączenie się przykrycia z całością nawierzchni.

5. Nawierzchnia Dammanna.

Nawierzchnia ta, nosząca także nazwę asfaltu esseńskiego (w Polsce wprowadzona jako komdrobit), należy również do typu nawierzchni smołowych, jakkolwiek próbowano używać przy niej również mieszanin smoły z asfaltami. Zasada jej wykonania zbliża ją do typu asfaltu ubijanego.

Składnikiem mineralnym jest tu szlaka wysokopiecowa, bazalt lub wapień (w Polsce dolomit), który podlega staranemu wysuszeniu oraz przemieleniu na drobne ziarna, od pyłku do ⌀ 2—3 *mm*. Myśl przewodnia użycia drobnego

materjału tkwi w tem, iż podlega on mniejszemu niebezpieczeństwu miażdżenia w nawierzchni pod wpływem przejeżdżających ciężarów aniżeli materjał grubszy. Rozmaitość ziarn jest potrzebna z uwagi na możliwie małą ilość miejsc pustych.

Ilość smoły winna wynosić około 5% kruszywa. Oba produkty przed zmieszaniem muszą być ogrzane. Smoła do 60° C, przy mieszaninie z bitumami do 70—100° C. Po zmieszaniu idzie masa na skład.

Przy transporcie tego materjału zachować należy szereg ostrożności, odnoszących się do zapobiegnięcia desegregacji ziarn oraz do zapewnienia czystości masy (wagony kryte).

Fundamentem dla tej nawierzchni może być, poprawiona poprzednio, nawierzchnia tłuczniowa. Wzdłuż poboczy na drogach międzymiastowych wykonuje się ramy z dwóch lub trzech rzędów kostek, w obrębie których ułożoną zostanie istotna jezdnia. Wysokość ułożenia tych kostek powinna odpowiadać wysokości skomprymowanej jezdni. Zamknięcie takie jest również konieczne w kierunku podłużnym tam, gdzie jezdnia ta styka się z nawierzchnią innego typu.

Po wykonaniu tego zamocowania bocznego rozsypuje się równomiernie masę w żądanej grubości, przyczem pamiętać należy, że luźnie usypana masa traci po skomprymowaniu około połowę grubości. Doświadczenie wykazało, iż dla silnego ruchu wystarcza ostateczna grubość $\sim$ 5 *cm*, wobec czego grubość luźno usypanej masy powinna wynosić $\sim$ 10 *cm*. Dla ruchu słabszego wystarcza ostateczna grubość 3—4 *cm*, dla chodników 2 *cm*.

Po rozsypaniu następuje komprymowanie nawierzchni (od poboczy ku środkowi) i to najpierw lekkiemi wałkami ręcznymi (od 200 *kg* ciężaru rozpoczynając), a następnie coraz cięższemi (400—600—1000 *kg*) i kończy się tę pracę wałem tandemowym $\sim$ 6—8 *t*. Szczególnie ważnem jest powolne podnoszenie ciężaru wału w podanych granicach. Partje niedostępne dla wału ubija się dobniami lub młotkami. Ostateczną pracę końcowego zagęszczenia jezdni wykonuje ruch.

Celem należytego uszczelnienia jezdni wskazanem jest pociągnięcie jej powierzchni smołą lub lepiej emulsją asfaltową (0,1—0,2 kg/cm^2).

VIII. Nawierzchnie asfaltowe.

1. Materjały.

W budownictwie drogowem używamy asfalty naturalne i sztuczne (bitumy). Asfalt naturalny występuje w dwóch postaciach, bądź to jako materjał zupełnie samoistny, bądź też jako materjał wypełniający pory kamieni rozmaitych gatunków.

Typem asfaltu naturalnego jest produkt wydobywany z jeziora na wyspie Trynidad, zanieczyszczony pyłem mineralnym oraz substancjami organicznemi. Skład jego: bitumy rozpuszczalne w CS_2 — 56,5%, zawartość mineralna — 38,5%, substancje organiczne nierozpuszczalne — 5,0%.

Wskutek znacznej zawartości mineralnej asfalt ten jest odporny na różnice temperatur, zachowując stan ugniatalności w granicach $\sim$ 60° C (cenna cecha dla dróg). Dla celów drogowych zmiękcza go się (wyższy stopień przenikliwości) przez zmieszanie z pomocą pomp powietrznych z bitumem ponaftowym, t. zw. fluxem (z ropy meksykańskiej lub kalifornijskiej) przy podgrzaniu do temperatury 175° C. Otrzymany produkt nosi nazwę gudronu o składzie: bitumy rozpuszczalne w CS_2 — 67%, zawartość mineralna — 28,5%, substancje organiczne — 4,5%.

Podobny typ przedstawia również asfalt Bermudaz (Venezuela), jakkolwiek w porównaniu z trynidadzkim znacznie czystszy.

Drugą formą jest t. zw. asfalt ubijany; są to mianowicie złoża mineralne, przeważnie wapieni przepojone asfaltem. Poniżej podane zestawienie podaje skład najczęściej używanych typów:

Składniki	Val de Travers Szwajcarja Neuchatel	Seyssel Francja Pyrimont	Lobsann Francja Alzacja	Ragusa Włochy Syrolja	Limmer Niemcy Hannover	Vorwohle Niemcy Brunświk
Asfalt	10,15	8,15	12,32	8,92	14,30	8,50
Węglan wapna	88,40	91,30	71,45	88,21	67,00	80,04
Tlenki żel. i aluminjum	0,25	0,15	5,91	0,91		4,03
Siarka	—	—	5,18	—		
Węglan magnezji	0,30	0,10	0,31	0,96	17,52	0,55
Piasek	—	—	3,15	0,60		4,77
Inne materjały nierozpuszczalne w kwasach	0,45	0,10	—	—		
Strata (wilgoć, gazy)	0,45	0,20	1,70	0,40	1,18	2,11

Asfalty sztuczne (bitumy) są produktami otrzymywanemi przy destylacji ropy naftowej. W Polsce znormalizowanie tych produktów dotychczas nie przeprowadzono. Na razie wymaga się następujących własności dla produktów dostarczanych przez poszczególne rafinerje:

Asfalty produkcji rafinerji „Karpaty“ i „Galicja“.

L. p.	Własności	Do użytku powierzch., wyrobu emulsji i zmiękniania asfal. natur.	Do użytku wgłębnego, kitów bruk. i do ciężkich naw. asfalt.	Do ciężkich nawierzchni asfalt. i stabilizacji smół	
1.	Ciężar właściwy	> 1,00	> 1,00	> 1,00	> 1,00
2.	Temp. zmiękn. według Pierścienia i Kuli	35°—40°	41°—92°	45°—50°	52°—58°
3.	Temp. zmiękn. według Krämer-Sarnowa	25°—30°	31°—36°	33°—40°	35°—42°
4.	Przenikliwość przy 25°	181°-220°	81°—100°	55°—65°	45°—55°
	„ „ 0°	> 10°	> 8°	> 3°	> 2°
	„ „ —15°	> 2°	—	—	—
5.	Ciągliwość przy 25°	> 100 *cm*	> 100 *cm*	> 100 *cm*	> 60 *cm*
	„ „ 10°	> 100 *cm*	> 100 *cm*	> 6 *cm*	> 6 *cm*
	„ „ 0°	> 10 *cm*	—	—	—
	„ „ —5°	> 5 *cm*	—	—	—
6.	Odparowalność przy 163°/5 *g*	< 1,0%	< 1,0%	< 1,0%	< 1,0%
7.	Rozpuszczalność w CS_2	> 99,5%	> 99,5%	> 99,5%	> 99,5%
8.	Temperatura zapłonu	> 200°	> 200°	> 200°	> 200°
9.	Temperatura łamliwości według Fraassa	< —18°	< —16°	< —10°	< —10°

Asfalty produkcji rafinerji „Polmin".

L. p.	Własności	I.	II.	III.	IV.
1.	Ciężar gatunkowy . . .	> 1,0	> 1,0	> 1,0	> 1,0
2.	Odstęp temperatur Ubbelohde i temperatura zmięknienia według K. Ś.	20°	20°	20°	20°
3.	Temperatura zmięknienia według P. K.	$^{27}/_{35}$	$^{36}/_{41}$	$^{42}/_{47}$	$^{48}/_{55}$
4.	Temperatura zmięknienia według K. S. . . .	$^{15}/_{24}$	$^{25}/_{30}$	$^{31}/_{36}$	$^{37}/_{42}$
5.	Temperatura łamliwości według Fraassa . .	niżej — 20°	niżej — 20°	niżej — 17°	niżej — 15°
6.	Przenikl. przy + 25°	—	$^{340}/_{200}$	$^{200}/_{80}$	$^{80}/_{50}$
	„ „ + 15°	$^{175}/_{150}$	—	—	—
	„ „ 0°	$^{20}/_{15}$	$^{15}/_{10}$	$^{10}/_{5}$	$^{5}/_{2}$
	„ „ — 15°	5	3	2	2
7.	Ciągliwość przy + 25°	—	80	60	40
	„ „ + 10°	30	20	10	7
	„ „ 0°	14	10	5	—
	„ „ — 5°	5	5	2	—
8.	Odparowalność przy 163° 5 *g*	niżej 0,1%	niżej 0,1%	niżej 0,1%	niżej 0,1%
9.	Rozpuszczalność w CS_2	99%	99%	99%	99%
10.	Zapalność	> 300°	> 300°	> 300°	> 300°

Asfalty produkcji rafinerji „Gazy ziemne".

L. p.	Własności	Asfalt do użytku powierzchniowego	Asfalt do użytku wgłębnego	Asfalt twardy i do stabilizacji smół	
				I.	II.
1.	Ciężar gatunkowy . . .	około 1,00	> 1,00	> 1,00	> 1,00
2.	Temperatura zmięknienia według P. K. . .	34°—41°	43°—47°	48°—52°	50°—54°
3.	Temperatura zmięknienia według K. S. . .	25°—32°	33°—37°	38°—42°	40°—44°
4.	Temperatura łamliwości według Fraassa . . .	niżej 15°	—6° do —10°	—6° do —10°	—6° do —10°
5.	Rozpuszczalność w CS_2	≈ 99,8%	≈ 99,8%	≈ 99,8%	≈ 99,8%
6.	Temperatura zapłonu .	> 200°	> 320°	> 320°	> 320°
7.	Przenikliwość przy 25° C	$^{180}/_{220}$	$^{80}/_{100}$	$^{50}/_{60}$	$^{40}/_{50}$
8.	Ciągliwość przy 25° C .	> 100 *cm*	> 100 *cm*	> 100 *cm*	> 100 *cm*
9.	Odparowalność przy 160°/5 *g*	< 0,5%	< 0,2%	< 0,2%	< 0,2%
10.	Zawartość popiołu . .	< 0,2%	< 0,2%	< 0,2%	< 0,2%
11.	Przenikliwość po odparowalności	> 60% pierwotnej	> 60% pierwotnej	> 60% pierwotnej	> 60% pierwotnej
12.	Ciągliwość po odparowalności	> 60% pierwotnej	> 60% pierwotnej	> 60% pierwotnej	> 60% pierwotnej

Sporną dotychczas jest sprawa szkodliwości dla celów drogowych zawartej w asfalcie sztucznym parafiny.

Podobnie jak przy smole, wykonuje się również emulsje asfaltowe w sposób analogiczny; w handlu ilość ich bardzo znaczna. Jedną z najlepszych okazał się „colas“.

2. Asfalt ubijany.

Jest to jeden z najstarszych typów nawierzchni asfaltowych. Kamień przepojony asfaltem tłucze się w łamakach, następnie zaś miele na delikatny pył w młynach odrzutowych. Pył ten, przesiany przez sita, jest materjałem wyjściowym dla tej nawierzchni.

Fundament z reguły betonowy. Proszek podgrzany do temp. 100°—150° C (co ma na celu usunięcie wilgoci oraz zmiękczenie asfaltu) rozsypuje się na fundamencie i reguluje z pomocą prawideł. Ponieważ zwyczajnie grubość powłoki asfaltowej po uwałowaniu projektuje się na 5 *cm*, przeto grubość świeżo rozsypanej warstwy powinna wynosić ∞ 8 *cm*. Nie dopuszczać do przegrzania asfaltu, gdyż powoduje to wydzielenie ciężkich oleji oraz późniejszą kruchość. Na budowie używa się do podgrzewania suszarek przewoźnych. Urządzenia tego rodzaju stałe, są możliwe w miastach, które konsumują znaczniejsze ilości tego typu. W tych wypadkach dowóz ogrzanego materjału odbywa się specjalnymi, osłoniętymi wozami.

Całą długość drogi dzieli się listwami na poszczególne fragmenty i każde z tych pól wykonuje się oddzielnie. Przy drogach międzymiastowych konieczne obramienie boczne z kostek, pieńków lub betonu. W ulicach ścieki nie mogą być wykonane z asfaltu ubijanego, lecz z bruku, betonu lub asfaltu lanego.

Po usypaniu i wyrównaniu masy następuje natychmiast ubijanie dobijakami żelaznemi wagi 15—20 *kg* poprzednio ogrzanemi, a wreszcie wałowanie żelaznemi wałkami ręcznemi (50—100 *kg*), które również od wnętrza są koksem ogrzewane.

Po przewałowaniu wałkiem lekkim puszcza się na jezdnię wałek cięższy (do 1000 *kg*), poczem nawierzchnię można oddać do ruchu. Ciężar masy przy końcowej grubości 5 *cm* wynosi ∞ 100 *kg/m*². Dalsze komprymowanie przejmuje na siebie ruch. Spadki poprzeczne 1—2%.

Ponieważ najważniejszą rzeczą dla tej jezdni jest skomprymowanie, które uskutecznione być może w pożądanej mierze tylko przez ruch, przeto nawierzchnia ta nadaje się tylko dla dróg lub ulic ruchliwych. Przy słabym ruchu nie rokuje powodzenia, albowiem nie da się należycie stężyć.

Doświadczenie wykazało, iż materjał ze starej jezdni może być bez żadnej obawy użyty do nowej budowy, o ile dodatek jego do świeżego materjału nie przekroczy 25%, przy zapewnieniu należytego przemiału.

Asfalt ubijany jest nawierzchnią stosunkowo śliską tak, że nie może być używany na spadkach większych jak 1—1,5%. Ostatniemi czasy zmniejszano tę gładkość przez przysypanie powierzchni tej jezdni wgniatanym w nią miałem bazaltowym lub granitowym. Powoduje to jednak pewne schudzenie materjału asfaltowego, któremu zapobiega się przez powleczenie powierzchni jakąkolwiek emulsją asfaltową.

Ewentualne pęknięcia fundamentu betonowego powodują uszkodzenia nawierzchni. Z tego powodu rozpoczęto również próby, które wydały dobry rezultat, zastosowania fundamentu z jezdni tłuczniowej, która jednakże musi być bezwzględnie stała.

Utrzymanie łatwe, polega bowiem na wyrębaniu uszkodzonej partji, naniesieniu ogrzanego materjału i ubiciu.

3. Asfalt lany.

Asfalt lany (smarowany) jest mieszaniną wspomnianego poprzednio proszku asfaltowego, asfaltu naturalnego oraz miału i tłucznia z bazaltu,

granitu lub kwarcytu. W handlu znajduje się t. zw. mastyks, będący mieszaniną proszku asfaltowego z asfaltem naturalnym w formie cegieł (bochenków) o wadze ∞ 30 *kg*, przyczem składa się on z 15—17% asfaltu oraz 83—85% miału wapiennego. Mastyks ten ogrzewa się do temperatury 150°—170° C, oraz miesza się z drobnym tłuczniem a następnie wylewa na przygotowany poprzednio fundament pomiędzy ustawione listwy w pasach mniej więcej 1,0—1,5 *m* szerokich i rozprowadza na powierzchni do żądanego profilu. Grubość tej powłoki 2—5 *cm*, przyczem w wypadku wykonywania większych grubości niźli 2,5 *cm* wylewać w dwóch oddzielnych warstwach. Jest to wskazane z tego powodu, by niedopuścić do opadania cięższych elementów kamiennych, co przy grubszej warstwie byłoby możliwe. Po ostygnięciu nawierzchnia jest gotowa do ruchu. Celem nadania jej większej szorstkości, można przed ostudzeniem przewałować ją lekkim wałkiem ręcznym z wyżebrowaniem, które odbija się na jezdni.

Szczególnie ważną rzeczą jest dobór kruszywa w granicach możliwie małej ilości miejsc pustych. Dobre rezultaty osiąga się z następującej mieszaniny, przy której procenty podane są wedle wagi:

Uziarnienie:

0,00—0,06 *mm*	— 22%	0,20—0,60 *mm*	— 20%
0,06—0,09 *mm*	— 4%	0,60—2,00 *mm*	— 14%
0,09—0,20 *mm*	— 10%	2,00—7,00 *mm*	— 30%

O zawartości asfaltu rozstrzygają stosunki klimatyczne; w okolicach ciepłych ilość mniejsza, w chłodnych większa. Recepta na bardzo dobrą mieszaninę jest następująca:

Warstwa dolna:		Warstwa wierzchnia:	
mastyks	— 37%	mastyks	— 45%
meksfalt E. P. $^{40}/_{50}$° . . .	— 3%	trinidad épuré	— 3%
kruszywo ⓘ 1—12 *mm* .	— 60%	meksfalt E. P.	— 2%
		kruszywo ⓘ 0—0,7 *mm* .	— 50%

Fundament betonowy, z jezdni tłuczniowej lub brukowej. W obu ostatnich wypadkach powłoka asfaltowa zawsze dwuwarstwowa. Dolna warstwa, służąca do wypełnienia nierówności fundamentu powinna mieć asfalt o niższym punkcie topliwości, górna asfalt gatunkowo cięższy. Spadki podłużne 2%—5% (zależnie od twardości kruszywa). Zagranicą rozpoczęto próby dodawania do roztopionej masy kauczuku (wielki koszt).

Przy jezdni z asfaltu lanego istnieje niebezpieczeństwo tworzenia się pęcherzy i wzdęć. Przyczyna dotychczas nieznana, prawdopodobnie działanie pary wodnej z wody na fundamencie. Nie układać zatem jezdni lanej na świeżym betonie, nadto pociągnąć fundament przed ułożeniem masy gorącym preparatem bitumicznym.

4. Asfaltowanie powierzchniowe.

Asfaltowanie powierzchniowe jest zabiegiem analogicznym zupełnie do smołowania powierzchniowego z tą różnicą, iż materjałem zasadniczym jest asfalt sztuczny, który potrzebuje do tego celu podgrzewania do 180° C. Przebieg pracy identyczny ze smołowaniem. Znacznie lepsze rezultaty osiąga się przy wyrzucaniu asfaltu na oczyszczoną jezdnię pod ciśnieniem. Przy pierwszem asfaltowaniu wynosi wydatek asfaltu ∞ 2,5 kg/m^2, przy następnych ∞ 1 kg/m^2.

Asfaltowanie powierzchniowe ma tę wyższość nad smołowaniem, iż asfalt jest bardziej wytrzymały na wpływy ruchu oraz atmosferyczne (obszerniejsza skala temperatury w odniesieniu do stanu ugniatalności); z tego powodu nawierzchnia asfaltowana wytrzymuje dłuższy okres, niźli smołowana. Z uwagi na pewną gładkość, którą asfaltowanie nadaje jezdni, stosować je można na spadkach nie przekraczających 4%.

Oprócz asfaltów krajowych znalazł w Polsce zastosowanie również spramex, który posiada jednak małą przyczepność do kamienia, wobec czego wskazanem jest wykonać wpierw smołowanie, a dopiero powtórnie użyć spramexu.

5. Asfaltowanie wgłębne.

Asfaltowanie wgłębne da się zasadniczo podzielić na 4 grupy: makadam asfaltowany, tłuczeń asfaltowany, beton asfaltowy i asfalt piaskowy. Grupy te, różniące się wykonaniem, mają pewne wspólne własności, odnoszące się do fundamentu i materjałów. Fundament powinien być trwały i skomprymowany tak, by nie zachodziła obawa jakichkolwiek ruchów w nim po wykonaniu nawierzchni. Typy jego jak opisano poprzednio.

Kamień użyty do jezdni powinien być pierwszej jakości i nie wykazywać żadnych tendencyj do łuszczenia się lub dzielenia. Właściwości asfaltów podano w zestawieniu pod „Materjały". Punkt zmiękniania i przenikliwość będą dla poszczególnych grup różne. I tak dla:

	punkt zmiękniania K. S.	przenikliwość przy 25° C
makadamu asfaltowanego	28°—35° C	60—150
tłucznia asfaltowanego		50—80
betonu asfaltowego	40°—50° C	40—70
asfaltu piaskowego		30—60

Przenikliwość asfaltu powinna być mniejsza przy ruchu ciężkim i dla okolic o wyższej temperaturze, większa przy ruchu lekkim i w okolicach chłodniejszych.

a) Makadam asfaltowany.

Typem zbliżony do smołowania wgłębnego. Warstwę tłucznia waluje się na sucho, doprowadzając do możliwego stężenia, a następnie rozlewa się gorący asfalt, który przesiąkając przez szczeliny winien je, o ile możności, wypełnić. Tłuczeń użyty tu może być o jednostajnych ziarnach lub też o rozmaitej granulacji. Na warstwę uwałowaną wylewamy asfalt w ilości 8—12 l/m^2, poczem przykrywamy ją grysikiem i walujemy dalej. Wałowanie to musi być forsowne, by doprowadzić do jaknajwiększego stężenia. Następnie polewamy nawierzchnię asfaltem ponownie w ilości ∞ 2 l/m^2, przysypujemy raz jeszcze miałem i walujemy poraz trzeci. Czas roboty ma być ciepły i suchy. O ile tłuczeń posiada różnorodność uziarnienia, dobre rezultaty osiąga się z następującego składu: ziarna średnie 3,5—5,0 *cm* — 65%, ziarna drobne 2,5—3,5 *cm* — 25%, miał 1,2—2,5 *cm* — 10%. W nowszych typach wykonania starają się oszczędzać ilość asfaltu przez poprzednie smołowanie tłucznia do budowy użytego.

Ważną rzeczą jest jednostajność rozprowadzenia asfaltu. Ponieważ asfalt ma tendencję do umiejscowiania się w górnych partjach jezdni, przeto lepsze rezultaty osiąga się przy wytrysku pod ciśnieniem.

Przenikliwość stosowanego asfaltu w zależności od ruchu i temperatury okolicy powinna być następująca:

Rodzaj ruchu	Temperatura		
	niska	średnia	wysoka
lekki	120—150	90—120	80—90
średni	90—120	90—120	
ciężki	80—90	80—90	

Nawierzchnia ta jest dostatecznie szorstka i może być stosowana na spadkach do 6%.

b) Tłuczeń asfaltowany.

Materjał do tej nawierzchni powstaje przez mieszanie w mieszarkach konglomeratu tłucznia, miału i piasku ogrzanego do temperatury 170°—200° C z asfaltem o tej samej temperaturze, ułożenia powstałej stąd masy na fundamencie i zawałowania. Grubość jezdni 4—8 *cm*.

Ziarna ustosunkowane rozmaicie np.:

I.	II.	III.
3,5—4,5 *cm* — 40%	3,0—4,0 *cm* — 40%	2,0—3,0 *cm* — 35%
2,5—3,5 *cm* — 33%	2,0—3,0 *cm* — 35%	1,0—2,0 *cm* — 35%
2,0—2,5 *cm* — 27%	0,5—2,0 *cm* — 25%	0,5—1,0 *cm* — 30%

Mieszaniny te nie są zupełnie szczelne i posiadają miejsca puste, których nawet intensywne wałowanie nie jest w stanie usunąć. Z tego powodu noszą one nazwy mieszaniny luźnej lub otwartej. Wobec tego nawierzchnia z nich wykonana wymaga bezwzględnie na wierzchu powłoki asfaltowej ∞ 0,5 *cm* gr., przysypania jej grysikiem oraz ponownego wałowania.

Ilość dodawanego do mieszaniny kamienia asfaltu leży w granicach 5—7% ciężaru, nadto na powłokę wychodzi ∞ 1—2,5 *kg/m²* asfaltu miększego.

Przenikliwość użytego asfaltu w zależności od ruchu i temperatury okolicy powinna być następująca:

Rodzaj ruchu	Temperatura		
	niska	średnia	wysoka
lekki	90—120	80—90	70—80
średni	80—90	70—80	
ciężki			

W Ameryce używają często tego typu jako podkładu pod jezdnię z asfaltu piaskowego, natomiast w Europie jest on traktowany jako samoistna nawierzchnia.

Należyte rozpostarcie gorącej masy wymaga wielkiej zręczności robotnika; narzędzia pracy winny być ogrzewane.

Nawierzchnia ta stanowi przechodnią formę do betonu asfaltowego.

c) Beton asfaltowy.

Jest to analogiczna, jak poprzednio, mieszanina gorącego konglomeratu kamiennego z taką ilością asfaltu, by wszystkie miejsca puste zostały dokładnie asfaltem wypełnione. W temperaturze 150°—170° C zostaje ona wyrzucona na fundament, profilowana i wałowana (wał ciężki 10—15 *t*).

Szczególnej wagi nabiera tutaj zestawienie możliwie jak najszczelniejszej mieszaniny kruszywa (zasada minimum miejsc pustych). Pod tym względem dzieli się beton asfaltowy na 3 klasy. Do 1-szej klasy należy typ opisany poprzednio, jako tłuczeń asfaltowany, 2-ga klasa ma przewagę materjału, który zatrzymuje się na sicie o oczkach 2 *mm*, w 3-ciej klasie zaś przeważa materjał, który przechodzi przez to samo sito. Jest to t. zw. typ „topeka". O ile chodzi o pewną receptę co do uziarnienia, to wzoru dostarczyć mogą typy niemieckie. Postanawiają one dla 2-giej klasy następujący zeskład kruszywa:

25 —30 *mm*	— 15—45%	0,2 —0,6 *mm*	— 12—18%
12 —25 *mm*	— 8—20%	0,085—0,2 *mm*	— 5— 7%
2 —12 *mm*	— 7—20%	0 —0,085 *mm*	— 4— 6%
0,6— 2 *mm*	— 7—11%	asfalt	— 6— 8%

Dla 3-ciej klasy:

2 —12 *mm*	— 20—40%	0,085—0,2 *mm*	— 8—22%
0,6— 2 *mm*	— 8—20%	0 —0,085 *mm*	— 7—11%
0,2— 0,6 *mm*	— 12—38%	asfalt	— 7— 9%

Z uwagi, że nawierzchnia ta powinna być zupełnie szczelną (klasa 2 i 3), niema powodu do jakiejkolwiek powłoki asfaltowej po wierzchu. Po ukończeniu roboty przesypuje się jezdnię mączką wapienną, by związać ewentualnie wydobywający się na wierzch asfalt.

Co do przenikliwości asfaltu obowiązują następujące normy:

Rodzaj ruchu	Klasa 2			Klasa 3		
	temperatura					
	niska	średnia	wysoka	niska	średnia	wysoka
lekki	70—80	70—80	60—70	60—70	60—70	50—60
średni						
ciężki	60—70	60—70		50—60	50—60	

Nawierzchnię tę wykonywa się często w dwóch warstwach, dolnej 4—10 *cm* grubej o nieco grubszem kruszywie, oraz górnej 3—4 *cm* grubej o kruszywie drobniejszem. Spadki poprzeczne 2—3%.

W ostatnich czasach wykształcają się również metody pracy na zimno przy użyciu specjalnych sort miękkich bitumów asfaltowych.

d) Asfalt piaskowy.

Materjałem kamiennym jest tu piasek kwarcytowy naturalny względnie łamakowy, przemieszany z mączką kamienną, stanowiącą materjał wypełniający miejsca puste w piasku. Mieszanina ta jest starannie suszona, następnie ogrzewana do temperatury 150°—170° C, a wreszcie przemieszana w mieszarkach z taką ilością ogrzewanego do tej samej temperatury asfaltu, by był on w stanie wypełnić istniejące w kruszywie miejsca puste. Gorąca mieszanina jest wyrzucana na fundament, względnie na poprzednio przygotowaną na fundamencie warstwę pośredniczącą (tłuczeń asfaltowany), wyrównywana i wałowana.

Fundamentem może tu być beton, stary bruk lub dobrze naprawiona stara jezdnia tłuczniowa. Dobre rezultaty daje ułożenie na fundamencie warstwy pośredniczącej (4—5 *cm* grubej), a następnie dopiero warstwa asfaltu piaskowego (5 *cm* gruba). W tym wypadku ułożenie górnej warstwy powinno być uskuteczniane, gdy dolna (pośrednicząca) jest jeszcze ciepła.

Niezmiernie ważną rzeczą przy tym typie jest odpowiednie ustosunkowanie w masie poszczególnych ziarn. W Niemczech używa się następującego uziarnienia (% wedle wagi):

Ziarna 0,50—2,00 *mm*	dla ruchu ciężkiego:	23%,	dla ruchu lekkiego:	30%
0,24—0,50 *mm*	„ „ „	43%,	„ „ „	43%
0,08—0,24 *mm*	„ „ „	34%,	„ „ „	27%

Granice przenikliwości użytego asfaltu normuje poniższe zestawienie:

Rodzaj ruchu	Temperatura		
	niska	średnia	wysoka
lekki	50—60	50—60	40—50
średni			
ciężki	40—50	40—50	30—40

Nawierzchnia z asfaltu piaskowego wymaga zamocowania bocznego bądźto betonowego, bądź też z kostek kamiennych. Wałowanie powinno być przeprowadzone sukcesywnie od wałków lekkich do coraz cięższych. Te ostatnie o ile możności typu tandemowego (jednolity ugniot, łatwa zwrotność). Uważać na niebezpieczeństwo falowania jezdni w czasie wałowania. W tym wypadku zastosować różnokierunkowość wałowania.

e) Utrzymanie nawierzchni asfaltowych.

Jedną z dodatnich cech nawierzchni asfaltowych jest prostota ich utrzymania, polegająca na:

1. wycięciu uszkodzonych partyj w formie ostrokrawężnej i uzupełnieniu nowym materjałem przy równoczesnem ubiciu względnie uwałowaniu łaty;
2. ponowieniu, względnie uzupełnieniu pokrycia wierzchniego wraz z przysypaniem miałem lub grysikiem kamiennym.

Dobrze wykonana jezdnia zużywa się jednostajnie; niejednostajność zużycia występuje podówczas, gdy do materjału asfaltowego dostały się ciała obce. W tym wypadku nie pozostaje nic innego, jak tylko wycięcie uszkodzonych miejsc. Utrzymanie najlepiej oddawać firmie, która nawierzchnię wykonała.

7. Pokrywanie nawierzchni emulsjami.

W ostatnich czasach znajduje szerokie zastosowanie pokrywanie jezdni tłuczniowych i brukowych najrozmaitszemi emulsjami asfaltowemi lub smołowemi. Ma to charakter raczej utrwalania jezdni.

Nawierzchnia musi być do tego celu dobrze naprawiona i z pyłu doskonale oczyszczona, albowiem emulsje są na pył niezmiernie wrażliwe. Oczyszczenie z pomocą mycia i skrapiania. Na mokrych jezdniach szybszy rozpad emulsyj.

Rozlewanie emulsyj ręczne lub maszynowe (najlepiej pod ciśnieniem). Czasami podgrzewa się emulsje do 40°—50° C, by nie nastąpiło zatkanie pomp lub dysz. Po rozlaniu rozprowadza się emulsję miotłami lub gracami gumowemi po całej powierzchni jezdni. Wydatek emulsji 1,2—2,0 kg/m^2, z czego po rozpadzie pozostaje na nawierzchni 0,6—1,0 kg/m^2 asfaltu. Emulsje dadzą się nanosić w cieńszych warstewkach niźli asfalt. Przy silniejszym ruchu musi być emulsjonowanie w miarę potrzeby powtarzane.

IX. Rzadziej stosowane nawierzchnie.

1. Płyty asfaltowe.

W wypadkach, gdy zależy na ułożeniu nawierzchni asfaltowej, a robota jest albo niewielką, albo też z jakichkolwiek bądź powodów niepożądane jest praca na gorąco (niemiły odór), używa się do wykonania jezdni płyt asfaltowych.

Otrzymuje się je przez prasowanie w prasach hydraulicznych proszku asfaltowego pod ciśnieniem do 125 kg/cm^2, przyczem zwyczajnie formuje płyt 25 × 25 × 3 lub 5 *cm*.

Płyty układa się na fundamencie betonowym na zaprawie cementowej ∞ 1 *cm* grubej, zaś szwy pomiędzy płytami wypełnia się asfaltem. W czasie układania boczne krawędzie płyt smaruje się jakimkolwiek preparatem bitumicznym celem lepszego wiązania. W budowie niezależność od pogody, ujemna strona brak jednolitości jezdni, mała elastyczność.

Oprócz płyt są w użyciu również bloki asfaltowe. W użyciu gorsze niż płyty, gdyż szwy nie dają się przy nich należycie zlepić. Stąd wykruszenia na krawędziach.

2. Bruk gumowy.

Guma posiada wybitną dla celów drogowych własność, elastyczność. Nadto daje bruk cichy, wytrzymały, jednak bardzo drogi.

Pierwsze nawierzchnie gumowe (system Candemberga) składały się z masy kauczuku i asfaltu, wylewanej na fundament i dającej jezdnię jednolitą.

Obecnie wykonuje się ją z elementów w formie płyt lub kostek. Istnieją najrozmaitsze systemy. Patent Wrigt (Ameryka) charakteryzował się płytami karbowanemi $25 \times 30 \times 2{,}5$, łączonemi wzajemnie na żłób i wpustkę. Sporządzano je z masy, w której było 25% gumy, a poszczególne płyty łączone były śrubami do drewnianych pokładów. System Leyland (Anglja 1924) polega na tem, że płyty ebonitowe $10 \times 20 \times 6{,}35$ *cm*, obciągnięte na grubość 13 *mm* kauczukiem, układane są na fundamencie betonowym i zalewane bitumem na gorąco.

System North British (Anglja 1923) stosuje 10 *cm* grube bloki, składające się z 5 *cm* grubego kloca betonowego, na którym nałożone są dwie warstwy półtwardego kauczuku po 2,5 *cm* grubości. Warstwa kauczuku wystaje nieco poza istotny rzut poziomy bloku tak, że pojedyńcze elementy stykają się ściśle kauczukiem i niema otwartych szwów.

System Cresson (Anglja, Holandja) ma również za podstawę elementu brukowego blok betonowy, na który przychodzi powłoka gumowa o specjalnej, w tajemnicy trzymanej mieszaninie. Powierzchnia bloku rowkowana.

Typ Gaismann (Anglja) polega na tem, że trzon bloku stanowi klinkier o rzucie $26{,}5 \times 22$ *cm*, który na górnej powierzchni posiada wyżłobienie w jaskółczy ogon, w które zaczepia płyta ebonitowa obciągnięta warstwą gumy.

Niedawno rozpoczęto próby z systemem Draulette (Francja 1927). Pojedyńcze elementy stanowią 5 *cm* grube płyty, wykonane z kilku warstw regenerowanej (ze starych opon) z dodatkiem świeżej gumy, do których dodaje się piasku, wapna, cementu itp. Płyty te osadza się na fundamencie na zaprawie.

Główną przeszkodą w szerszem użyciu wysoka cena tych bruków.

3. Nawierzchnie żeliwne i żelazne (stalowe).

Usiłowania użycia dla celów drogowych żeliwa lub żelaza są dość dawne. Już w ostatnich latach ubiegłego wieku (1892) stosowane były drogowe tory stalowe (Niemcy, Hiszpanja), które jednak życiowego egzaminu nie zdały z powodu trudności złączenia ich z całością jezdni. Jeszcze starszą historję mają rozmaite typy bruku żeliwnego (1836), zastosowanego również w Polsce (Warszawa 1861). Do dziś istnieje przeszło 500 zgłoszonych patentów na najrozmaitsze typy, będące przeważnie kombinacjami żelaza lanego z kamieniem, klinkierem, betonem, a nawet drzewem. W nowszych czasach zastosowano systemy Ippen, Iron Roads Ltd., Schmidt-Lauffach itp. przeważnie w formach bruku lub siatki z żeliwa.

Poważną próbę zastosowania żelaza zlewnego dla celów drogowych stanowi ruszt żelazny, składający się z żelaza płaskiego o przekroju $^{20}/_{6}$—$^{30}/_{8}$ *mm*, ustawianego rębem, osadzonego na stosownych podkładkach podłużnych, biegnących równolegle do kierunku drogi. Ruszt wykonany jest w formie falowej, co przeciwdziała tendencji do skrzywienia względnie przechylenia pojedyńczych elementów rusztu. Odstęp pojedyńczych płaskowników 6 *cm*. Ruszt taki układa się na wyrównanej jezdni tłuczniowej, a przestrzenie wolne są wypełniane smołowanym lub bitumowanym żwirkiem względnie grysikiem. W r. 1933 ułożono w Polsce próbną przestrzeń obok Królewskiej Huty.

4. Bruk z krążków drewnianych.

Bruk z kostek drewnianych jest drogi. Użyto zatem drzewa bukowego (Danja), sosnowego i świerkowego (Niemcy) w formie rzniętych krążków, około 10—15 *cm* wysokich, układanych podobnie jak bruk kamienny na fundamencie tłuczniowym z pomocą podsypki piaskowej lub żwirkowej. Przestrzenie puste pomiędzy poszczególnemi elementami wypełniane są ostrym piaskiem lub miałem, zaś całość otrzymuje powierzchniowe smołowanie. Klocków się nie ubija, lecz po ułożeniu większej partji waluje. Obecnie poddaje się materjał drzewny impregnacji. Dla dróg o mniejszym ruchu oddaje dobre usługi.

X. Ekonomja nowoczesnej nawierzchni drogowej.

Wybór pewnego typu nawierzchni drogowej zależy od wielu czynników, a w pierwszym rzędzie od nasilenia ruchu panującego na danym odcinku. Uwzględnić jednak trzeba ten ruch, jaki przypuszczalnie będzie miał miejsce w przyszłości, w okresie istnienia danej jezdni. Nadto wielką rolę odgrywają tu również środki materjalne, jakie projektującemu stoją do dyspozycji, rodzaj ruchu (zaprzęgowy, motorowy, mieszany), ewentualnie nawet rodzaj i sposób użycia drogi dla celów ubocznych (przewody, tramwaje itp.).

Nawierzchnia drogowa będzie wówczas **ekonomiczną**, gdy koszta inwestycyjne oraz utrzymania danej drogi będą stać w korzystnym stosunku do długości okresu jej trwania. W pierwszym rzędzie należy ustalić t. zw. **wartość gospodarczą** nawierzchni.

Wartość gospodarcza nawierzchni składa się z trzech czynników: z jednostkowej wartości inwestycyjnej w chwili budowy, z funduszu odnowy, czyli tej kwoty, która oprocentowana przez okres istnienia nawierzchni umożliwi po jej zupełnem zniszczeniu normalną odbudowę i wreszcie z skapitalizowanych kosztów utrzymania.

Przyjąwszy znakowanie, iż: A = inwestycyjna wartość 1 m^2 nawierzchni, V = wartość starego materjału z 1 m^2 zużytej nawierzchni, R = fundusz odnowy 1 m^2 nawierzchni, z = stopa procentowa, L = okres istnienia nawierzchni wyrażony w latach, U = roczne koszta utrzymania 1 m^2 nawierzchni, otrzymamy wartość gospodarczą, składającą się z trzech czynników:

1. wartości inwestycyjnej A,
2. funduszu odnowy, który otrzymamy z relacji:

$$A + R = R\left(1 + \frac{z}{100}\right)^L,$$

lub też przy uwzględnieniu wartości starego materjału, uzyskanego z rozbiórki nawierzchni, z relacji:

$$(A - V) + R = R\left(1 + \frac{z}{100}\right)^L, \text{ czyli } R = \frac{A - V}{\left(1 + \frac{z}{100}\right)^L - 1},$$

3. skapitalizowanej wartości kosztów utrzymania $\frac{100\,U}{z}$.

Zatem wartość gospodarcza:

$$W = A + \frac{A - V}{\left(1 + \frac{z}{100}\right)^L - 1} + \frac{100\,U}{z}.$$

Koszta utrzymania oraz okres istnienia nawierzchni muszą być przyjmowane wedle dat, jakie uzyskujemy z dotychczas wykonywanych robót.

Drugim typem oceny ekonomiczności nawierzchni jest obrachowanie t. zw. wiecznej renty, przez którą to wartość rozumiemy istotny, przeciętny, roczny wydatek, złączony z istnieniem pewnej jezdni. Nawierzchnia wywołująca najniższą wieczną rentę będzie z punktu widzenia gospodarczego najlepszą.

Pozostawiając znakowanie jak poprzednio, otrzymujemy następujące trzy wartości charakteryzujące wieczną rentę:

1. roczne oprocentowanie wydanego na budowę kapitału: $A \frac{z}{100}$,

2. roczna taugenta funduszu odnowy: $\frac{A \frac{z}{100}}{\left(1+\frac{z}{100}\right)^L - 1}$,

3. roczne koszta utrzymania U.

W ten sposób wielkość wiecznej renty jest:

$$R = A \frac{z}{100} + \frac{A \frac{z}{100}}{\left(1+\frac{z}{100}\right)^L - 1} + U.$$

Istnieją również inne wzory obrachowania ekonomiczności jezdni, zbudowano na tej przesłance, iż nie uwzględniają ani oprocentowania kapitału inwestycyjnego, ani też nie zajmują się sprawą funduszu odnowy, wychodząc z założenia, iż nawierzchnie drogowe budowane będą wyłącznie z bieżących wpływów podatkowych. Doświadczenie i praktyka życiowa jednak poucza, że obecnie musimy przeprowadzać budowy bądźto w drodze spłat ratalnych, bądź też przez zaciąganie odpowiednich pożyczek, zatem dotychczasowy pogląd kameralistyczny na tę sprawę musi ustąpić na rzecz poglądu kupieckiego, którego wyrazem są podane powyżej metody postępowania.

Z uwagi na wielkość ruchu należy w naszych warunkach przyjąć następujący podział:

I. Drogi o słabym ruchu do 200 t na dobę, przy którym stosowana być może: zwykła nawierzchnia tłuczniowa, wszelkie typy smołowań i asfaltowań powierzchniowych, nawierzchnia tłuczniowa z lepiszczem cementowem i krzemianowana.

II. Drogi o ruchu średnim od 200—600 t. Nawierzchnie: smołowanie i asfaltowanie wgłębne, beton smołowy, nawierzchnia Dammanna, nawierzchnia z grubego tłucznia, klinkiery.

III. Drogi o silnym ruchu od 600—1000 t. Nawierzchnie: beton smołowy, nawierzchnia Dammanna, wszelkie typy nawierzchni asfaltowych z wyjątkiem płyt, bruk drobny, beton.

IV. Drogi o bardzo ciężkim ruchu powyżej 1200 t, przy których oprócz typów pod III. wchodzić będzie w rachubę normalny bruk rzędowy.

Podział ten ma o tyle wartość, o ile związemy go z wielkością kosztów inwestycyjnych, długością okresu istnienia nawierzchni oraz z rocznemi kosztami utrzymania. Z tego powodu podaje się poniżej przybliżone wartości dla wspomnianych momentów, przyczem wszystkie wymienione nawierzchnie rozumieją się bez fundamentów, z wyjątkiem poz. 12 i 13 podanych łącznie z fundamentem.

L. p.	Rodzaj nawierzchni	Przybliżone koszta inwestycyjne zł/m^2	Przybliżone koszta utrzymania zł/m^2/rok	Przybliżon okres istnienia lat
1.	Nawierzchnia tłuczniowa o grubości 8 *cm*	2,00—4,00	0,15—0,60	1—6
2.	Smołowanie powierzchn. w rozmaitych formach wraz z kamieniem . . .	2,90—5,00	0,70—1,00	3—6
	Smołowanie bez kamienia pierwsze	0,90—1,20	—	—
	powtórne	0,70—1,00	—	—
3.	Asfaltowanie powierzchn. w rozmaitych formach wraz z kamieniem . . .	3,30—5,30	0,70—1,00	3—6
	Asfaltowanie bez kamienia pierwsze	1,00—1,30	—	—
	powtórne	0,80—1,10	—	—
4.	Naw. krzemianowana . .	5,00—6,00	0,60	5
5.	Nawierzchnia tłuczniowa z lepiszczem cementowem	2,50—4,50	0,20—0,60	2—4
6.	Smołowanie wgłębne w rozmaitych formach wraz z kamieniem	10,00—15,00	0,70—1,00	5—8
7.	Asfaltow. wgłębne w rozmaitych formach wraz z kamieniem	12,00—17,00	0,80—1,20	6—10
8.	Beton smołowy	12,00—20,00	0,60—0,80	12—16
9.	Beton asfaltowy	15,00—22,00	0,60—0,80	12—16
10.	Nawierzchnia Dammanna	14,00—17,00	0,20—0,30	10—15
11.	Makadam smołowy . . .	15,00—18,00	0,20—0,30	10—15
12.	Asfalt ubijany łącznie z ławą betonową . . .	35,00—45,00	0,30	do 20
13.	Asfalt lany łącznie z ławą betonową	30,00—40,00	0,30	do 20
14.	Asfalt piaskowy bez fundamentu	17,00—26,00	0,30	do 15
15.	Bruk drobny	30,00—50,00	0,20—0,40	do 30
16.	Bruk rzędowy normalny .	50,00—60,00	0,20—0,60	do 50
17.	Bruk klinkierowy	12,00—20,00	0,50—1,00	do 15
18.	Nawierzchnia betonowa .	22,00—26,00	0,50—0,70	do 16
19.	Nawierzchnia z tłucznia grubego	16,00—20,00	0,30—0,50	do 10

Fotogrametrja lotnicza czyli aerofotogrametrja.[1]

Napisał

dr. inż. Kasper Weigel,

profesor politechniki, Lwów.

1. Uwagi wstępne.

Wielki rozwój lotnictwa i fabrykacji klisz względnie filmów światłoczułych ostatnich lat wysunął w dziedzinie fotogrametrji na pierwsze miejsce zdjęcia dokonywane ze samolotów względnie sterowców. Na odbytym w listopadzie 1934 roku Międzynarodowym Kongresie Fotogrametrycznym ustalono zgodnie przy udziale najwybitniejszych specjalistów w tej dziedzinie, że fotogrametrję zwyczajną (zdjęcia ze stanowisk ziemskich) należy stosować tylko:

a) przy zdejmowaniu obszarów stosunkowo niewielkich (zdjęć lokalnych),

b) w terenach silnie górzystych (które mogą być słabo zalesione),

c) przy zdejmowaniu najwyższych nagich terenów górskich (lodowców itp.); natomiast w innych przypadkach, nadających się wogóle do zastosowania fotogrametrji, a szczególnie przy zdejmowaniu obszarów wielkich, należy użyć metod aerofotogrametrycznych.

Zdjęcia lotnicze dostarczają nam t. zw. fotoszkiców, fotoplanów i planów warstwicowych.

Fotoszkice powstają przez zestawienie szeregu zdjęć o różnych związkach perspektywicznych; z tego też powodu nie można uważać fotoszkiców za plany w sensie ortogonalnym i odmierzać na nich długości w pewnej jednolitej skali. Znaczenie ich jest tylko orjentacyjne i objaśniające nas (szczególnie przy zdjęciach pochyłych) o szczegółach, które występują niewyraźnie przy zdjęciach o osi pionowej. Natomiast inną jest rola fotoplanów, które otrzymujemy przez przetworzenie (zapomocą t. zw. przetworników) zdjęć o dowolnie pochylonej osi optycznej kamery na zdjęcia o osi pionowej w pewnej ściśle określonej skali. Po wyciągnięciu tuszem sytuacji i usunięciu drogą chemiczną (t. zw. wyblichowanie) niepotrzebnych szczegółów zakłócających przejrzystość rysunku (np. grup drzew itp.). Fotoplany stanowią plany (bezwarstwicowe) o znaczeniu inżynierskiem (szczególnie ważne jako podkład dla regulacji miast).

Plany warstwicowe otrzymujemy ze zdjęć lotniczych przy pomocy specjalnych przyrządów (aerokartograf, stereoplanigraf itp.). Zastosowanie w nich stereoskopji, oraz szeregu urządzeń mechaniczno-optycznych umożliwia nam uzyskanie plastycznego modelu zdjętego z dwu punktów terenu, a ostatecznie sporządzenie tak wykresu wszelkich szczegółów, jak i warstwic z nim związanych.

Plany warstwicowe można otrzymać także przez uzupełnienie fotoplanów zdjęciami wysokościowemi, najodpowiedniej w praktyce przy pomocy stołu mierniczego i kierownicy.

[1]) Do części III.: „Miernictwo“ w tomie I. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 339—482.

2. Kamery lotnicze.

Rozróżniamy kamery lotnicze *a*) ręczne lub *b*) wbudowane w części składowe samolotów, przyczem w obu przypadkach mogą być urządzone ich ładowniki na klisze lub filmy. Zdjęcia dokonane na kliszach mają tę bardzo ważną zaletę, że nie ulegają prawie żadnej deformacji przy wywoływaniu, natomiast stronę ujemną stanowi ciężar klisz, oraz trudniejsza manipulacja przy zdejmowaniu, niż to ma miejsce u filmów; filmy są lekkie (taśma filmu wystarcza przynajmniej na 120 zdjęć), łatwe w użyciu, natomiast deformacja zdjęć filmowych przy wywoływaniu jest zazwyczaj stosunkowo dość duża, jednak nieszkodliwa, o ile jest jednakowa w każdym kierunku (specjalne filmy).

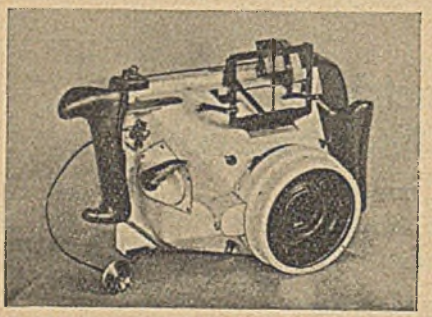


Fig. 11. Kamera ręczna Hugershoffa.

Na figurze 11 widzimy kamerę ręczną kliszową, fig. 12 przedstawia kamerę ręczną filmową Zeissa.

a) Kamery te trzyma obserwator za odpowiednie uchwyty w obu rękach; zdjęcie następuje przez nacisk palca wskazującego na małą dźwignię, umieszczoną obok jednego z uchwytów. Prócz tego mamy na kamerach celownik oraz libelę, która z dokładnością kilku minut pozwala wyznaczyć odchylenie osi optycznej kamery od pionu (aż do 20° włącznie). Przy wyświetlaniu klisz względnie odpowiedniej części taśmy filmu zaznaczają się na nich cztery wskaźniki (wzgl. otworki), umieszczone w ramie przylegającej do kliszy (filmu), a służące do wyznaczenia osi tłowych zdjęcia (orjentacji wewnętrznej kamery), oraz położenie bańki libeli (dla wyznaczenia pochylenia osi optycznej kamery). Orjentacji wewnętrznej można dokonać, jak podano w T. I. Miernictwo, cz. II, w ustępie VII, Fotogrametrja str. 449, lub dokładniej zapomocą t. zw. autokolimacji, którą uzyskujemy w sposób następujący: W miejsce kliszy zakładamy taflę lustrzaną z zaznaczoną na niej siatką, zaś przed objektywem umieszczamy lunetę o osi prostopadłej do płaszczyzny lustra. (Prostopadłość tę stwierdza się przez pokrywanie się obrazu naświetlonego krzyża nitkowego lunety z jego odbiciem w lustrze.) Następnie odczytuje się przez

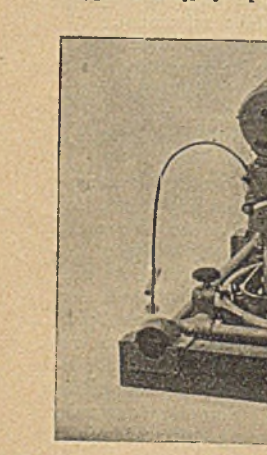


Fig. 12. Kamera ręczna filmowa Zeissa.

lunetę przy pomocy sieci zaznaczonej na lustrze położenie środka krzyża względem wskaźników kamery.

b) Kamery wbudowane w dno samolotu są zazwyczaj podwójne lub nawet wielokrotne (np. zespół kamer Aschenbrennera składa się z jednej centralnej i ośmiu dookoła niej pod odpowiedniemi kątami nachylonych kamer). Kamer podwójnych względnie poczwórnych używamy w celu uzyskania lepszego pokrycia się kolejnych zdjęć, przyczem kamery podwójne mogą być ułożone w kierunku lotu lub prostopadle do kierunku lotu. (Zespół kamer Aschenbrennera służy do zdejmowania wielkich obszarów w małej skali.)

Fig. 13 przedstawia automatyczną kamerę Zeissa (pojed.), fig. 14 kamerę podwójną.

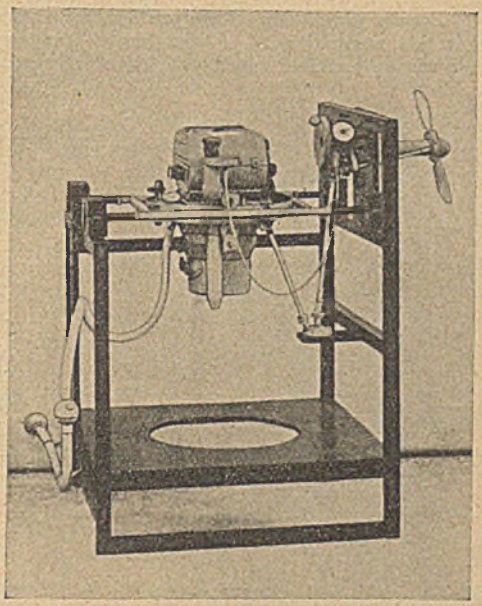


Fig. 13. Kamera automatyczna filmowa Zeissa.

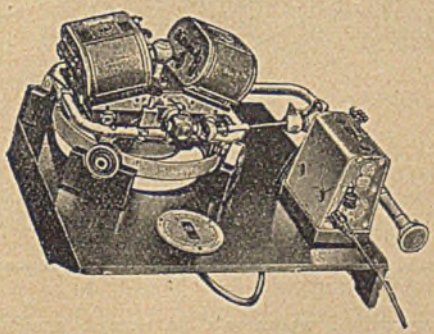


Fig. 14. Kamera podwójna automatyczna Zeissa.

3. Przetwarzanie zdjęć lotniczych.

a) Przetwarzanie zdjęć dla uzupełnienia pewnych szczegółów w istniejących kartach metodą wykreślną.

Obieramy cztery ściśle sobie odpowiadające punkty na zdjęciu 1, 2, 3, 4 i na planie $1'$, $2'$, $3'$, $4'$ (patrz fig. 15, 16).

Łącząc punkty 1 z p. 2, 3, 4 oraz p. $1'$ z p. $2'$, $3'$, $4'$ otrzymujemy dwa pęki perspektywiczne. Chcąc znaleźć odpowiadający na kliszy promieniowi $1X$ promień $1'X'$ na planie, przecinamy pęk na zdjęciu prostą dowolną, zaznaczając na skrawku papieru, przyłożonym do niej, punkty przecięcia się promieni z tą prostą 2_1, 3_1, 4_1, X_1. Następnie, korzystając z geometrycznej właściwości pęków perspektywicznych, przykładamy wspomniany skrawek do pęku na planie tak, aby punkty na nim znalazły się na odpowiednich promieniach; łącząc $1'$ z p. X_1, otrzymamy na planie kierunek do punktu X'. Stosując to samo postępowanie do pęków o wierzchołkach 2 i $2'$ (wzgl. 3 i $3'$, 4 i $4'$) uzyskujemy kierunek $2'X'$, a na

przecięciu obu uzyskanych kierunków p. X'. W ten sposób punkt po punkcie uzupełnia się mapę na małym obszarze.

b) Przetwarzanie zdjęć lotniczych metodą optyczną. Przetworniki.

Zasada przyrządów służących do przetwarzania zdjęć czyli przetworników jest następująca: Na kliszę (fig. 17) rzucamy przez odpowiedni kondensor wiązkę promieni świetlnych, które przechodzą następnie przez soczewkę

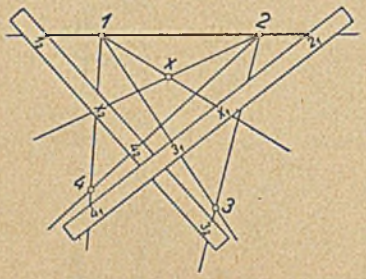


Fig. 15. Klisza.

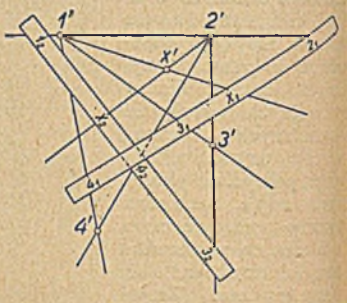


Fig. 16. Plan.

Uzupełnienie perspektywicznych układów kliszy i planu.

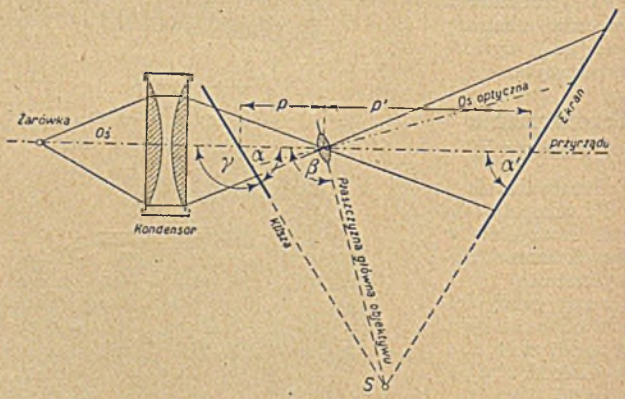


Fig. 17. Schemat przetwornika.

przyrządu i wytwarzają na ekranie znajdującym się po drugiej stronie soczewki przetworzony obraz zdjęcia. Na papierze światłoczułym (wzgl. na kliszy) umieszczonym na ekranie powstaje zatem nowe zdjęcie, które jest fotoplanem, o ile spełnione są następujące trzy warunki (główne): *a*) płaszczyzny kliszy, soczewki i ekranu muszą się przecinać wzdłuż jednej prostej (warunek Scheimpfluga), *b*) t. zw. równanie soczewek musi być zachowane dla każdego punktu kliszy (przedmiotu) i ekranu (obrazu), *c*) odstęp soczewki od linji zbiegu płaszczyzny obrazu jest stały.

Dla zachowania warunków *a*) i *b*) posiada przyrząd urządzenia mechaniczne zwane inwersorami, warunek *c*) osiągamy również przy pomocy specjalnego mechanizmu.

Fig. 18 przedstawia przetwornik Zeissa, który spełnia powyższe warunki automatycznie. Podobnie ma się rzecz u przetwornika Aschenbrennera, natomiast u innych tańszych przetworników (np. Hugershoffa) nie wszystkie wspomniane warunki osiągamy drogą automatyczną.

Dla uskutecznienia przetworzenia konieczna jest znajomość sytuacji poziomej conajmniej trzech punktów terenu uwidocznionych na kliszy; dla kontroli obiera się z reguły więcej punktów, które (po uskutecznieniu odpowiednich pomiarów) stanowią t. zw. podkład geodezyjny zdjęcia.

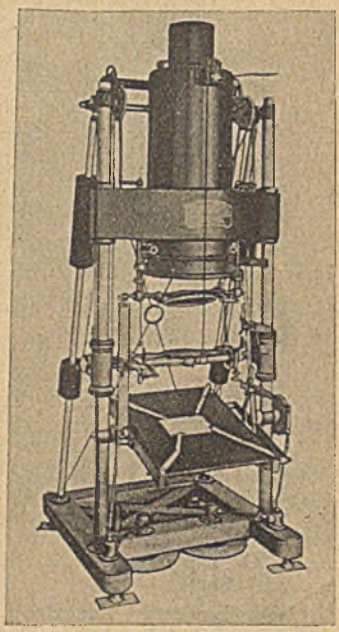


Fig. 18. Przetwornik Zeissa.

4. Triangulacja radjalna.

Przetworzenie szeregu zdjęć lotniczych wymagałoby bardzo znacznego podkładu geodezyjnego (jak to wynika z poprzedniego ustępu); aby go zatem zredukować do minimalnych rozmiarów, wiąże się poszczególne zdjęcia z sobą triangulacją na drodze fotogrametrycznej, czyli t. zw. triangulacją radjalną. Rozróżniamy dwa jej rodzaje: *a*) przy użyciu punktu nadirowego i *b*) punktu izocentrycznego.

a) Triangulacja nadirowa.

Jeżeli podczas zdjęcia oś optyczna kamery miała położenie pionowe, wówczas kierunkom, wychodzącym z punktu głównego kliszy, odpowiadają kierunki poziome, poprowadzone z punktu przebicia osi z terenem, t. zw. punktu nadirowego. Korzystając z tego, wyszukujemy na kliszach punkty, odpowiadające punktom głównym klisz sąsiednich. O ile tedy zdjęcia sąsiednie pokrywają się nieco więcej niż 50%, możemy zestawić je tak obok siebie, jak to miało miejsce podczas zdejmowania (ekspozycji); w wypadku mniejszego pokrycia należy na partjach pokrywających się obierać po dwa odpowiadające sobie punkty, poczem odpowiednie zestawienie klisz jest również możliwe. Jeżeli na dwu kliszach (najlepiej na pierwszej i ostatniej szeregu) znajdują się obrazy punktów triangulacyjnych, ustalamy spółczynnik pomniejszenia zdjęć, a tem samem zestawienie klisz może być wykonane w dowolnie przez nas obranej skali. Ponieważ w praktyce jest trudno zachować oś kamery ściśle pionowo, triangulacja opisana nie może być bardzo dokładna; zwiększenie jej dokładności uzyskujemy, wykonując kilka szeregów lotów pokrywających się odpowiednio i w kierunku poprzecznym, o ile trzy lub więcej punktów triangulacyjnych uchwycimy zdjęciami. Z otrzymanych kilku spółczynników pomniejszenia obieramy wówczas średni.

b) Triangulacja przy pomocy punktów izocentrycznych.

Przy zdjęciach pochylonych spełnia rolę punktu nadirowego t. zw. punkt izocentryczny; jest to punkt przecięcia się symetralnej między pionem

a osią optyczną kamery z poziomem terenu. Ponieważ punkt ten leży na dwusiecznej osi optycznej kamery i osi pionowej zdjęcia, przeto odpowiadający mu punkt na kliszy znajdujemy, o ile oś kamery była odchylona od pionu o kąt v, odmierzając na kliszy od punktu głównego w kierunku jej największego

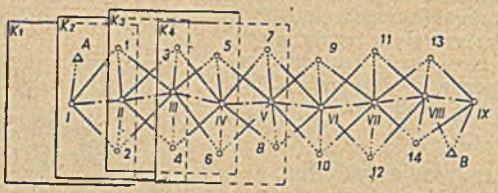


Fig. 19. Triangulacja fotogrametryczna.

pochylenia (podczas zdjęcia) odstęp $f \cdot \operatorname{tg} \frac{v}{2}$ (f ogniskowa kamery). Kąt v otrzymujemy z odczytów na libelach.

Dalsze postępowania jak pod *a*). Triangulację tego rodzaju przedstawiono na fig. 19.

5. Triangulator radjalny Zeissa.

Jeżeli dwie sąsiednie klisze zestawimy obok siebie radjalnie, wówczas pasek terenu zawarty między punktami głównemi względnie izocentrycznemi oglądany w stereoskopie wystąpi plastycznie. O ile zestawienie powyższe nie jest zupełnie ścisłe, przesunięcia boczne odpowiadających sobie punktów wywołają nieznaczne paralaksy. Korzystając z tego, zbudował prof. dr. v. Gruber przyrząd, zw. triangulatorem radjalnym, uwidoczniony na fig. 20.

W koliste ramy obracalne dookoła osi pionowych zakładamy klisze (emulsją wdół) tak, aby punkty główne względnie izocentryczne spadały z osiami obrotu ram. Klisze te obserwujemy przez stereoskop, którego okulary są widoczne z przodu przyrządu, zaś odpowiednio rozstawione objektywy znajdują się pod kliszami; prócz tego zastosowano jak w stereokomparatorze wskaźniki dla obserwacji poszczególnych punktów. Klisze te skręcamy przy pomocy obrotu ram, względnie przesuwamy w kierunku poprzecznym, aż paralaksy pionowe wzdłuż badanego kierunku ustaną, co jest w wysokim stopniu ułatwione przez włączenie dwu pryzmatów Wollastona do systemu obu mikroskopów (usunięcie skantowania obrazów).

Przez odpowiednie nastawienie tych pryzmatów można zmienić głębokości na wyniosłości (i odwrotnie), przez co unika się błędów osobistych.

6. Zasady sporządzania planów warstwicowych ze zdjęć lotniczych.

Istnieją dwie zasady, na podstawie których realizujemy powyższe zagadnienie: *a*) Scheimpfluga i *b*) Porra wzgl. Koppego.

Sposoby i przyrządy opierające się na zasadzie Scheimpfluga polegają na wytworzeniu dwu wiązek promieni względem siebie tak zorjentowanych, jak to miało miejsce podczas zdjęcia. Przecięcie się odpowiadających sobie

promieni utworzy w tych warunkach zmniejszony model terenu zdjętego. Na ekranie ustawionym poziomo wystąpią jednak tylko niektóre linje ostro, zależnie od odstępu ekranu od wierzchołków wiązek; linje te będą zatem w tym przypadku warstwicami. Natomiast sposoby i przyrządy, których

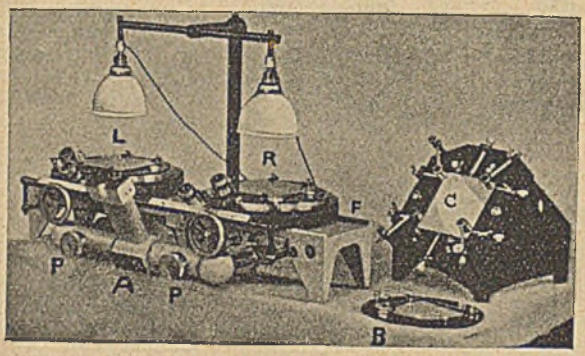


Fig. 20. Triangulator radjalny Zeissa.

podstawą była idea druga, polegają zasadniczo na wymierzaniu kątów poziomych i pionowych zdjęć przy pomocy lunety umieszczonej odpowiednio przed objektywem kamery, przyczem specjalne konstrukcje dają nam możność otrzymania promieni w postaci drążków metalowych.

a) Przyrządy oparte na zasadzie Scheimpfluga.

α) Przyrządy Gassera, Nistriego i zakładów Gallus. Do odpowiednio oświetlonych i zorjentowanych kamer, które spełniają rolę projektorów, zakładamy klisze dwu pokrywających się zdjęć. Przez objektywy owych kamer-projektorów padają wiązki promieni z góry na poziomy stół, na którym ustawia się nad poszczególnemi punktami małe tarcze poziome. Tarcze te można podnosić lub opuszczać pionowo przy pomocy śrub mikrometrycznych, konstatując w ten sposób odstęp tarcz od stołu, a tem samem i warstwice. Prócz tego zastosowano jeszcze przyrząd migawkowy, zamykający kolejno dopływ światła to z jednego, to z drugiego projektora. Efekt tego urządzenia jest ten, że tylko bardzo nieznaczny obszar dookoła wyznaczonego punktu na tarczy pozostaje w spoczynku, podczas gdy reszta oświetlonej partji jest w ruchu, co ułatwia ustalenie położenia punktu. W przyrządzie Gallus zmieniają się ponadto automatycznie ogniskowe projektorów w zależności od położenia punktów, a tem samem obraz obszaru punktu występuje zawsze ostro.

β) Stereoplanigraf Zeissa. Najlepszym przyrządem reprezentującym ideę Scheimpfluga w połączeniu ze stereoskopją jest stereoplanigraf skonstruowany przez Bauersfelda (patrz fig. 21 i 22).

Rozróżniamy w nim cztery systemy, z których każdy ma inne przeznaczenie: 1. system projekcyjny, 2. zmaterjalizowany układ przestrzenny, 3. system obserwacyjny i 4. urządzenie do kreślenia planów.

System pierwszy składa się z dwu kamer-projektorów, które można ustawić w położeniu dokonanego zdjęcia. Promienie wychodzące z ich objektywów wytwarzają, po przejściu przez automatycznie regulowane teleobjektywy, na płytkach metalowych z wskaźnikami obrazy.

System drugi pozwala na równoczesne przesuwanie obu kamer w kierunku pionowym (Z) oraz podłużnym (Y), tj. na zbliżenie względnie oddalenie ich od obserwatora; ruch w kierunku poprzecznym (X) odbywa się przez przesunięcie płytek z wskaźnikami. Zadaniem systemu obserwacyjnego jest doprowadzenie wspomnianych obrazów stereoskopowo do oczu obserwatora zapomocą odpowiedniego układu soczewek i pryzmatów (rodzaj optycznego Cardana). Wreszcie system ostatni przenosi ruchy w kierunkach (Y) i (Z) kamer oraz w kierunku (X) wskaźników przy pomocy ołówka na plan. Obwodząc plastycznie widzianym (jako jeden) wskaźnikiem po stereoskopowym modelu terenu, bez ruchu w kierunku (Z), otrzymujemy na planie automatycznie odpowiednią warstwicę.

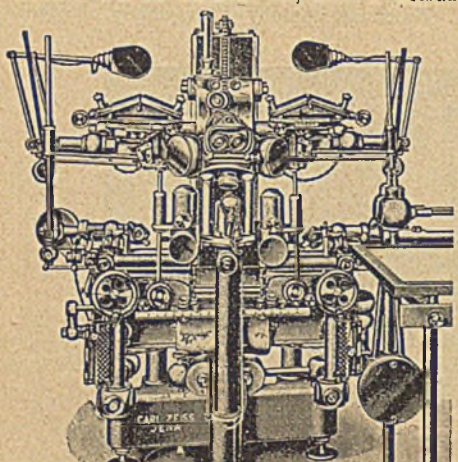


Fig. 21. Stereoplanigraf Zeissa.

γ) Do przyrządów tej kategorji należy zaliczyć także autoreduktor Santoniego, w którym projekcja odbywa się nie na drodze optycznej, lecz mechanicznej.

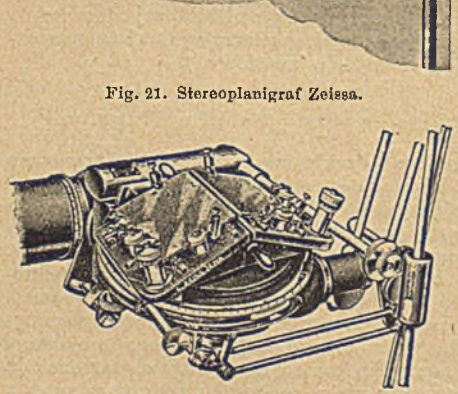


Fig. 22. Podwójna kamera-projektor do stereoplanigrafu Zeissa.

b) Przyrządy polegające na zasadzie Porra-Koppego.

Do grupy tej należą autokartograf i aerokartograf Hugershoffa, autograf Wilda, stereotopograf Poivilliers, z których to przyrządów drugi i trzeci znalazły najszersze zastosowanie.

α) Aerokartograf Hugershoffa składa się z trzech systemów: 1. miarniczego, 2. obserwacyjnego i 3. kreślącego (patrz fig. 23 i 24).

System miarniczy (1) tworzą prócz dwu kamer-projektorów, które mogą być ustawione tak, jak to miało miejsce podczas zdjęcia, dwa przed objektywami kamer umieszczone peryskopy i dwa drążki metalowe, materjalizujące wcinające promienie świetlne. Przesunięcie drążków w sensie poziomym powoduje analogiczny skręt kamer, zaś podniesienie ich lub opuszczenie połączone jest z odpowiednim ruchem peryskopów. Odstęp wzajemny drążków reguluje przesuwalny na nich mostek uzmysławiający w trzech rzutach bazę zdjęcia (niejako wstecz wciętą).

System obserwacyjny (2) składa się z soczewek i pryzmatów, które doprowadzają przy zachowaniu stereoskopji obrazy utworzone przez promienie

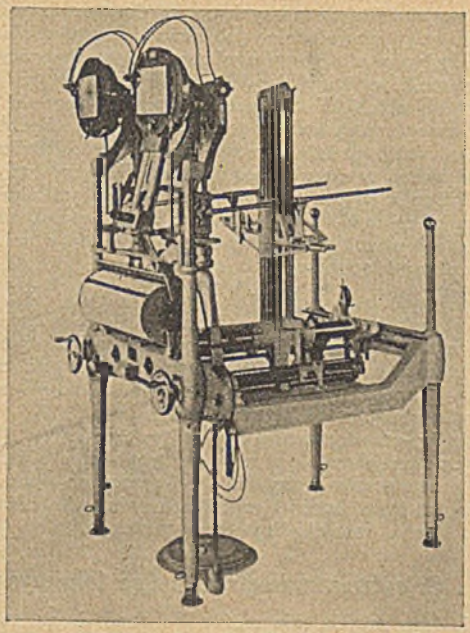


Fig. 23. Aerokartograf Hugershoffa.

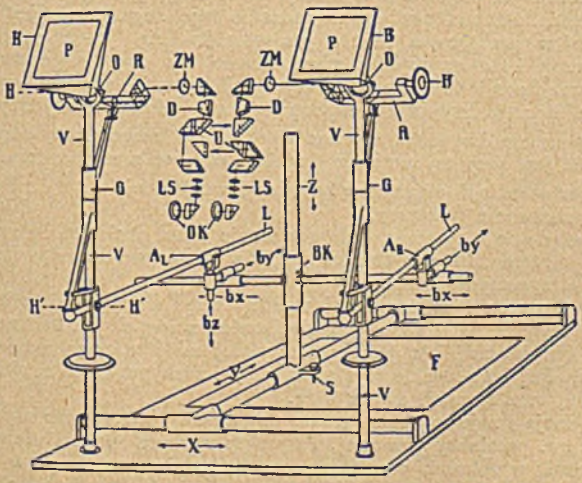


Fig. 24. Schemat aerokartografu Hugershoffa.

wychodzące z peryskopów, do naszych oczu. Ostatecznie widzimy w okularach przyrządu, przy odpowiednich położeniach drążków, plastyczny model terenu z przesuwającym się po nim obrazem stereoskopowo (jako jeden) widzianych wskaźników (znajdujących się w miejscu, w którem peraz pierwszy tworzy się obraz klisz kamer). Prócz zwykłego efektu stereoskopowego, dostarcza nam przyrząd po przestawieniu odpowiednich pryzmatów okularowych t. zw. efekt pseudo-stereoskopowy. Wyniosłości zamieniają się wówczas na wklęsłości, a obrazy klisz występują w przeciwnych okularach. Pozostawiając kliszę 2 w przyrządzie (widzianą lewym okularem), zakładamy następną kliszę 3 do lewej kamery; w ten sposób uzyskujemy dla szeregu klisz po sobie następujących punkty na planie w miejsce podkładu geodezyjnego (rodzaj triangulacji powietrznej).

β) Autograf Wilda.

Cechą tego przyrządu jest stałe połączenie drążków przedstawiających promienie wcinające z kamerami, co wymaga jednak przy pochylaniu drążków wraz z kamerami obrotu tych ostatnich dookoła osi optycznych przy pomocy specjalnego mechanizmu. Pozatem jest ogólna zasada konstrukcji przyrządu zbliżona do poprzednio opisanej.

Przez pryzmaty umieszczone pod objektywami kamer (biorące udział w ruchach kamer) przenoszą się promienie wychodzące z kamer na system obserwacyjny, a ostatecznie przez okulary do naszych oczu. Dołączony do przyrządu koordynatograf kreśli przy obwodzeniu wskaźnika po stereoskopowym modelu terenu wszelkie linje oraz warstwice.

7. Orjentacja zewnętrzna zdjęć lotniczych.

Rozwiązanie tego zagadnienia można dokonać drogą rachunkową lub mechaniczno-optyczną. Objektyw kamery lotniczej, oraz punkty podkładu geodezyjnego połączone ze sobą tworzą dla jednego zdjęcia ostrosłup, zaś dla dwu zdjęć dwa ostrosłupy o wspólnej podstawie. Na podstawie orjentacji wewnętrznej znamy kąty zawarte między krawędziami ostrosłupów, możemy przeto tak usytuować ostrosłup (wzgl. oba ostrosłupy), aby ich krawędzie przechodziły przez odpowiednie punkty podkładu geodezyjnego, a tem samem przeprowadzić orjentację zewnętrzną jednego lub obu zdjęć równocześnie. Rachunkowe przeprowadzenie tego zagadnienia jest żmudne, i dlatego w praktyce z reguły przeprowadza się je drogą optyczno-mechaniczną i to najczęściej równocześnie dla dwu zdjęć tworzących stereogram. Sposób ten polega na orjentacji w autografach, dowolnie położonych, lecz tworzących stereogram dwu zdjęć fotogrametrycznych.

Wyznaczenie dwunastu elementów orjentacji zewnętrznej stereogramu podzielone jest przy tej metodzie na kilka etapów, a mianowicie:

1. wyznaczenie 5 elementów orjentacji wzajemnej,
2. wyznaczenie podstawy,
3. pochylenie zorjentowanych wzajemnie klisz około osi przyrządu do takiego położenia, żeby wysokości punktów dostosowania odpowiadały pomiarom otrzymanym w terenie.

Do wykonania tych czynności musimy mieć dane współrzędne i wysokości przynajmniej trzech punktów, uwidocznionych na kliszach stereogramu. Dla kontroli jest jednak korzystniej mieć większą ilość punktów dostosowania. Teoretycznie wystarcza przy trzech punktach znajomość ich wysokości, oraz sytuacji dwu z nich.

Orjentację wzajemną stereogramu uzyskujemy przez systematyczne usuwanie t. zw. paralaksy pionowej. Paralaksa pionowa nie ma nic wspólnego z różnicami wysokości, odnosi się ona tylko do przesunięć w kierunku pionowym odpowiadających sobie obrazów punktów, widzianych w polu widzenia stereoskopu, w stosunku do wskaźników. Po usunięciu paralaksy

pionowej widzimy w autografie model stereoskopowy, na którym możemy wykonywać wszelkie pomiary.

Dla lepszego zrozumienia tego zagadnienia wyobraźmy sobie dwa zdjęcia lotnicze, na których odfotografowano pole o formie kwadratu i przypatrzmy się, jak ono przedstawi się na kliszach w przypadkach skręcenia, różnej wysokości, przesunięć i pochyleń kamer.

Omówimy tu pięć przypadków w założeniu, że kamery wraz z kliszami orjentujemy normalnie, tj. tak jakby zdjęcia były wykonane z równej wysokości przy osiach pionowych (i równoległym układzie osi tłowych).

Uwaga Na fig. 25, 26, 27, 28 i 29 kierunek poziomy jest kierunkiem lotu, zaś pionowy kierunkiem obserwacji (paralaksy pionowej).

1. Oś kamery drugiej skręcono podczas zdjęcia. Na obu zdjęciach wystąpią kwadraty, lecz o położeniu różnem względem przekątni zdjęcia, a tem samem odpowiadające sobie punkty nie będą leżały na tej samej wysokości w polu widzenia systemu projekcyjnego, powodując przez to powstanie paralaksy pionowej i to tem większej, im bardziej są one oddalone od środka pola kwadratu (fig. 25).

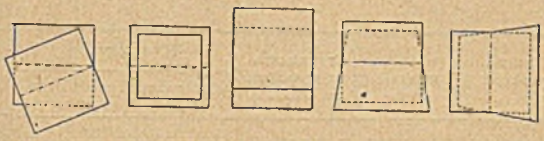


Fig. 25. Fig. 26. Fig. 27. Fig. 28. Fig. 29.

2. Drugie zdjęcie wykonano z większej wysokości niż pierwsze. Kwadrat zdjęcia drugiego będzie mniejszy niż zdjęcia pierwszego, skutkiem czego wystąpi dla odpowiadających sobie punktów paralaksa pionowa tem większa, im punkty te będą dalej odległe od poziomej osi tłowej kliszy (fig. 26).

3. Zdjęcie drugie przesunięto równolegle względem pierwszego. Otrzymujemy dwa takie same kwadraty, lecz poszczególne ich punkty są względem siebie jednakowo przesunięte. Powstaje zatem paralaksa pionowa równa dla wszystkich punktów (fig. 27).

4. Zdjęcie drugie pochylono względem pierwszego. Klisza pierwsza daje nam kwadrat, zaś druga trapez. Przesunięcie odpowiadających sobie punktów będzie (zależnie od kierunku pochylenia) w sensie dodatnim lub ujemnym i tem większe, im punkty te będą bardziej odległe od osi poziomej kliszy, co spowoduje odpowiednią paralaksę dla poszczególnych punktów (fig. 28).

5. Osie kamer są wichrowate względem siebie. Zdjęcie drugie wypadnie jako trapez, a odpowiadające sobie punkty są przesunięte w kierunku t. zw. osi pionowej kliszy, co spowoduje również paralaksę pionową (fig. 29).

Jeżeli wszystkie wymienione przyczyny działają równocześnie, kwadrat drugiej kliszy odfotografuje się jako nieforemny czworobok, a klisze założone do kamer jak w przypadku normalnym nie dadzą w autografie modelu stereoskopowego. Ponieważ wpływ na paralaksę pionową jest w omawianych pięciu przypadkach różny, możemy przez kolejne usuwanie występujących paralaks (po kilkakrotnych próbach i systematycznem postępowaniu) doprowadzić do jej zupełnego zaniku, otrzymując tem samem stereoskopowy model terenu (który należy skontrolować na większej ilości punktów). Tak wytworzony model stereoskopowy posiada pewną skalę, którą musimy wyznaczyć i zmienić na taką, w jakiej chcemy mieć opracowany plan sytuacyjno-warstwicowy zdjętego obszaru. W tym celu nastawiamy kolejno przestrzenny wskaźnik na dwa punkty dostosowania, których sytuację i wysokości znamy, odczytujemy na podziałkach trzech osi prze-

strzennych przyrządu współrzędne, obliczając przestrzenną długość prostej łączącej te punkty. Długość tę porównujemy z odległością punktów terenowych (w żądanej skali), a ze stosunku odległości w terenie do obliczonej z pomiarów na autografie otrzymujemy spółczynnik redukcyjny dla skali modelu. Mając ustaloną skalę modelu stereoskopowego, przystępujemy do pochylenia zorjentowanych wzajemnie klisz około osi przyrządu do takiego położenia, ażeby wysokości punktów dostosowania odpowiadały w skali pomiarom otrzymanym w terenie.

Dla przeprowadzenia tego zadania nastawiamy wskaźnik pokolei na odfotografowane punkty dostosowania i odczytujemy tę współrzędną, która odpowiada wysokości. Odczyty te redukujemy do poziomu jednego z punktów dostosowania, a następnie przeliczamy na poziom tego samego punktu zredukowane wysokości otrzymane w terenie.

Po przeliczeniu tych różnic wysokości w skali planu, tworzymy różnice między tak otrzymanemi zredukowanemi wysokościami, które podają nam wielkości przesunięcia w kierunku pionowym punktów modelu stereoskopowego. (Porównaj przykład.)

L. p.	W terenie wysokość *m*	1 : 5000 w skali *mm*	Zredukowana wysokość na punkt *A*	W autografie		Różnica kolumny 6—4
				pomierzona *mm*	zredukowana na *A*	
1	2	3	4	5	6	7
A	332,41	66,28	0,00	66,40	0,00	0,00
B	336,19	67,24	+ 0,96	66,80	+ 0,40	— 0,56 *db*
C	340,25	68,05	+ 1,77	69,20	+ 2,80	+ 1,03 *dc*

Przy pomocy tych cyfr (kol. 7) wyznaczamy graficznie oś, około której model należy pochylić i kąty, o które należy obie kamery pochylić około osi *XX* i skręcić około osi *ZZ* przyrządu.

Pochylając i skręcając kamery, powinniśmy również pochylić podstawę, a więc zmienić stosownie jej rzuty w autografie. Zmiany te można wyprowadzić rachunkowo, czego jednak nie przeprowadzamy, tylko kontrolujemy model stereoskopowy na wyżej opisanych punktach *A* i *B*, poprawiając występującą paralaksę pionową zmianą b_y i b_z. Jeżeli teraz ponownie nastawimy na punkty *A*, *B* i *C*, odczytamy ich wysokości i przeprowadzimy poprzednio opisany rachunek, to zasadniczo tak *db* jak i *dc* powinno być równe zeru. W razie niezgodności, należy całą czynność powtórzyć jeszcze raz, względnie tak długo, aż odpowiadające sobie punkty będą posiadały żądane wysokości.

Jak przy każdem obliczaniu, tak i przy orjentowaniu zdjęć fotogrametrycznych powinniśmy posiadać punkty kontrolne, aby wykryć błędy, które wskutek obliczenia, czy też niedokładnego usunięcia paralaksy pionowej, mogły nam otrzymany model zniekształcić. Najlepiej postąpimy, używając do tego celu czterech punktów dostosowania w pobliżu naroży stereogramu, oraz piątego w pośrodku pola stereogramu.

Po dokładnem zorjentowaniu zdjęć fotogrametrycznych przystępujemy do kreślenia planu sytuacyjnego, a następnie i wykreślenia warstwic.

Dokładność fotoplanów i planów warstwicowych (opracowanych na podstawie zdjęć lotniczych). — Błąd maksymalny fotoplanu osiąga dla terenów płaskich + 0,3 *mm*, dla pagórkowatych + 1,0 *mm*. Zatem dla skali 1 : 5000 wynosi ± 1,5 *m* względnie ± 5 *m*.

Uzyskane dokładności planów sytuacyjno-warstwicowych opracowanych na autografach zestawiono w następującej tabeli:

Pomiary w	Wysokość lotu m	Skala zdjęcia lotniczego	Skala planu	μ_p m	μ_H m
1. Szwajcarji (Wilda autograf)	ca. 2300	1 : 14 000	1 : 10 000	$\pm$1,56	$\pm$1,19
2. „ (Zeissa-stereo-planigraf)	2700 – 3500	1 : 13 000—1 : 17 000	1 : 10 000	$\pm$1,24	$\pm$0,91
3. Holandji (Zeissa-stereo-planigraf)	900	1 : 4300	1 : 1000	$\pm$0,19	—
4. Berlinie	340	1 : 1650	1 : 500	$\pm$0,25	—
5. Polsce (Aerokartograf)	900	1 : 5000	1 : 2000	$\pm$0,44	$\pm$0,40

μ_p i μ_H są średniemi błędami położenia, względnie wysokości punktu.

LITERATURA.

Dzieła ogólne:

E. Wilczkiewicz: Zasady zdjęć fotogrametrycznych, Lwów.
E. Piasecki: Współczesne metody i przyrządy fotogrametryczne. Odbitka Przeglądu Mierniczego 1930.
Ch. Abdullah: Notions de Photogrammétrie terrestre et aérienne, Paris, J. B. Baillière et Fils.
G. Schweizer: Untersuchung und praktische Durchführung einer Radialtriangulierung im Hügelland, Leipzig, R. Borna.
Clarence Winchester — F. L. Wills: Aerial Photography, London, Chapman.
L. P. Clerc: Applications de la Photographie Aérienne, Paris, G. Doin.
Baeschlin und Zeller: Lehrbuch der Stereophotogrammetrie, Zürich, Orell Füssli.
Paul Gast: Vorlesungen über Photogrammetrie, Leipzig, J. Ambrosius.
O. v. Gruber: Ferienkurs in Photogrammetrie, Stuttgart, K. Wittwer.
R. Hugershoff: Photogrammetrie und Luftbildwesen, Wien, J. Springer.
H. Gruner: Der Aërokartograph, Stuttgart, K. Wittwer.
O. v. Gruber: Einfache und Doppelpunkteinschaltung im Raum, Jena, G. Fischer.

Czasopisma:

Przegląd fotogrametryczny, Warszawa.
Bulletin de Photogrammétrie, Paris.
Archiv für Photogrammetrie.
Bildmessung und Luftbildwesen, dodatek do Allgemeine Vermessungsnachrichten, Berlin, Wichmann.

Charakterystyczne przepływy rzek obszaru ziem polskich.[1])

Napisał

inż. dr. Aleksander Pareński, Lwów.

Wstęp. — Bilans wodny rzek pewnego zlewiska zależy od *a*) wielkości dorzeczy, *b*) jego wysokości nadmorskiej, *c*) roślinności, *d*) ustroju geologicznego podłoża, *e*) wysokości rocznej warstwy odpadowej, wreszcie *f*) temperatury powietrza (klimatu).

Objętość przepływu w rzekach w ciągu pewnego czasu jest rozmaitą, t. zn. objętość ta zmienia się w zależności od wypływu czynników zmiennych wymienionych pod *c*, *e* i *f*.

Hydrotektę interesują najwięcej objętości przepływów największych (wielka woda W. W.), średnich rocznych (Śr. R.), które nie są identyczne z objętościami przepływającemi przy średnich rocznych stanach wód, oraz najmniejszych (N. W).

Największe objętości odpływu zdarzają się według Weyrancha przy następujących warunkach: *a*) nieprzepuszczalności podłoża (lite skały, iły, glina), *b*) wysokiem położeniu nadmorskiem a zarazem wielkiej wysokości i intensywności opadu, *c*) jednakowych stosunkach meteorologicznych podczas opadów w całem dorzeczu orograficznem, *d*) stromych stokach terenu oraz wąskich dolinach i łożyskach rzecznych, *e*) pokryciu podłoża utrudniającem wsiąkanie i przeciekanie wody do podziemia, *f*) małej wysokości warstwy parowania, *g*) braku obszarów inundacyjnych i zbiorników powierzchniowych, wreszcie *h*) istnieniu lodowców i pól śnieżnych, które wpływają na letnie i wiosenne objętości wielkich wód.

Absolutnie największe odpływy nie występują perjodycznie i zdarzają się rzadko, przyczem dla mniejszych dorzeczy są niezależne od cyklów wilgotnych i suchych, ponieważ mogą wystąpić tak w jednych jak i w drugich.

Średni roczny odpływ jest sumą całego odpływu z dłuższego okresu czasu, zawierającego tak cykle wilgotne jak i suche, podzieloną przez ilość lat z danego okresu. Objętość ta jest więc wielkością rachunkową a nie rzeczywistą i nie odpowiada również przepływowi przy konwencjonalnych stanach wód, np. stanie średnim rocznym, zwyczajnym, najdłużej trwającym lub brzegowym. Objętość ta jest różną w rożnych latach. Dla przykładu podano w tablicy 1-roczne odpływy rzeki Dunajca, dla zamkniętego okresu hydrologicznego 1897—1928, zawierającego cykle wilgotne i suche, opracowane przez K. Pomianowskiego. (Por. tab. na str. 2672.)

Przeciętnie w danym okresie czasu spłynęło więc z dorzecza Dunajca rocznie $2244 \times 10^6\ m^3$ wody, czyli średni roczny odpływ wynosił 71,1 m^3/s. Największy roczny odpływ wystąpił w roku hydrologicznym 1912/13, który dostarczył 109,7 m^3/s, a najmniejszy w roku hydrologicznym 1921/22, do-

[1]) Do części IV.: „Budownictwo wodne“ w tomie I. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 483—750.

starczając tylko 38,9 m^3/s, co czyni różnicę 60,8 m^3/s, czyli około $\pm 55\%$, przyjmując przeciętny średni roczny odpływ = 71,1 m^3/s.

Najmniejsze odpływy występują rzadko, jako skutki długotrwałych posuch lub też po długotrwałych mrozach w okresach ubogich opadów.

Tablica 1.

Rok	Tys. m^3	m^3/s	Rok	Tys. m^3	m^3/s
1897/98	1 818 145	57,7	1913/14	2 396 069	76,0
1898/99	2 181 315	69,1	1914/15	2 307 587	73,1
1899/00	2 505 721	79,4	1915/16	2 490 993	79,0
1900/01	1 893 727	60,0	1916/17	1 614 886	51,2
1901/02	1 691 003	53,6	1917/18	1 934 215	61,3
1902/03	2 605 917	82,6	1918/19	2 673 583	84,8
1903/04	1 608 396	51,0	1919/20	2 608 099	82,6
1904/05	2 320 258	73,6	1920/21	1 375 644	43,6
1905/06	2 830 682	89,7	1921/22	1 228 197	38,9
1906/07	3 008 370	95,4	1922/23	2 020 064	64,0
1907/08	2 444 084	77,5	1923/24	2 455 501	77,8
1908/09	2 223 065	70,7	1924/25	1 877 899	59,6
1909/10	2 544 901	80,7	1925/26	2 309 059	73,2
1910/11	2 379 535	75,4	1926/27	2 648 056	84,0
1911/12	2 250 541	71,8	1927/28	1 855 253	58,8
1912/13	3 461 667	109,7	—	—	—

a) Wielkości obszarów zlewisk morskich i orograficznych dorzeczy rzek. Obszarem obecnej Polski przebiega główny europejski dział wody, tworząc dwustokowy odpływ wód opadowych, mianowicie północno-zachodni bałtycki i południowo-wschodni czarnomorski. Zlewisko morza Bałtyckiego, obejmujące równo $^3/_4$ całego obszaru Polski, tworzą: dorzecza Odry, rzeczek pobrzeża Bałtyku, Wisły, Niemna i Dźwiny a zlewisko morza Czarnego obejmujące resztę, tj. $^1/_4$ obszaru Polski, tworzą: dorzecza Dunaju (Prut z Czeremoszem), Dniestru i Dniepru (Prypeć).

Ponieważ polityczne granice państw sąsiadujących z Polską nie biegną — z małemi wyjątkami — po działach wodnych, przeto dorzecza poszczególnych rzek, tworzących obie zlewnie bałtycką i czarnomorską należą tylko częściowo do obszaru Polski a częściowo leżą w państwach sąsiednich. Np. dorzecza Odry i Wisły należą do Czechosłowacji, Polski i Niemiec, dorzecze Dniestru do Polski, Rumunji i Rosji itd. Wielkości poszczególnych powierzchni zlewisk i dorzeczy w km^2 zestawiono w tablicy 2.

b) Wysokości nadmorskie zlewisk i dorzeczy. Obszar Polski jest przeważnie nizinną płaszczyzną zamkniętą na południowym brzegu łańcuchem karpackim, wśród którego na południe od głównego grzbietu występuje trzon tatrzański z najwyższem wzniesieniem na całym obszarze Polski, Rysami 2 503 *m*.

Poszczególne odcinki Karpat mają różne wzniesienia cechy i nazwy. Począwszy od Beskidu zachodniego z Babią Górą 1 725 *m* zkolei przez Pieniny (Dunajec) obniża się grzbiet karpacki do przełęczy Dukielskiej. Na tym odcinku najwyższe wzniesienia nie sięgają 1 000 *m*. Następnie przez Beskid środkowy i wschodni, główny grzbiet karpacki wznosi się statecznie, sięgając szczytami do wysokości 1 800 *m* i utrzymuje tę wysokość przez kolejne Gorgany, przechodzące w pasmo Czarnohorskie z Howerlą 2 058 *m*.

Tablica 2.

Wielkości powierzchni w km^2 zlewisk morskich i orograficznych dorzeczy rzek

L. p.	Nazwa zlewiska i dorzecza	Cała pow. dorzecza do ujścia do morza	Pow. dorz. do ujścia rzeki z granic Państw.	Pow. dorz. leżąca w Polsce	Stosunek pow. A_2 leżącej w Polsce do obszaru Polski	Stosunek pow. A_2 leżącej w Polsce do całego dorzecza	Pow. leżąca poza granic. Polski z A_1	Pow. leżąca poza granicami Polski z całego dorz. A	Uwaga
		A	A_1	A_2	%	%	A_3***	A_4 †)	
	I. Zlewisko Bałtyku								
1.	Wisła	198 510	195 920	182 289	46,70	92,15	13 631	16 221	*) Odnosi się tylko do pow. dorzecza Prypeci
2.	Niemen	97 492	40 040	36 185			3 855		**) Odnosi się tylko do pow. Prutu do ujścia do Dunaju.
	z Wilją		16 259	14 637			1 622		
	razem . . .		56 299	50 822	13,02	52,12	5 477	46 675	***) $A_3 = A_1 - A_2$
3.	Dźwina (z Aa kurlandz.)	102 321	61 600	9 875	2,53	9,65	51 725	92 446	†) $A_4 = A - A_2$
4.	Odra	118 611	—	17 471					
	z Wartą			30 541					Powierzchnia całej Polski wynosi:
	razem . . .			48 012	12,30	40,48	—	70 599	*a*) Polska . . . 388 390 km^2
5.	Rzeczki Bałtyku	6 907	1 952	1 952	0,50	28,26	—	4 954	*b*) Wolne m. Gdańsk . . 1 893 „
	Zlewisko Bałtyku razem . . .			292 950	75,05	55,92			*c*) Zalew Wisły 58 „
	II. Zlewisko m. Czarnego								razem . . 390 341 km^2
6.	Dniepr (Prypeć)	118 900 *)	74 156	60 230	15,43	50,65	13 926	58 670	
7.	Dniestr (ze Zbruczem)	78 860	33 597	32 204	8,25	41,90	1 393	44 656	
8.	Dunaj								
	(Prut	27 362**)	3 405,6	3 405,6					
	z Czeremoszem)		2 604,4	1 551,0			1 053		
			6 010,0	4 957,0	1,27	18,12		22 405	
	Zlewisko m. Czarnego razem . .			97 391	24,95				
	III. Cała Polska I. + II. . .			390 341	100,00				

Pozatem zasługują jeszcze na uwagę góry Świętokrzyskie (Kieleckie) z Łysą Górą o znamieniu 612 *m*.

Ogółem krajobrazu górskiego jest niewiele w Polsce. Wzniesień ponad 500 *m* jest zaledwie 16 691 *km*², co czyni 4,3% całego obszaru Polski a wraz z krajobrazem podgórskim wzniesionym od 300 do 500 *m* o powierzchni 37 209 *km*² otrzymujemy 53 900 *km*² krajobrazu wyżynnego i górskiego, czyli 13,8% obszaru Polski. Reszta to niziny od 0 do 150 *m* wzniesione n. p. m. o powierzchni 158 295 *km*² (40,5%), oraz płaszczyzny z pagórkami o wzniesieniu nadmorskiem od 150 do 300 *m* obejmujące 45,7% obszaru Polski, czyli 178 146 *km*².

Szczegóły hipsometryczne obszaru Polski z uwzględnieniem zlewisk morskich i wielkości dorzeczy poszczególnych rzek zestawiono w tablicy 3.

c) Roślinność. Wybitny wpływ na objętość odpływu wody wywiera szata roślinna dorzecza.

Rozróżniamy bowiem dwa zamknięte obiegi ruchu wody. Pierwszy to parowanie z powierzchni ziemi i wody, ścinanie pary wodnej w opad płynny lub stały (tajanie formy stałej) i odpływ w kierunku zbiorników naturalnych (jezior, mórz i oceanów). Drugi obieg, mniej widoczny, swój ruch odbywa zapomocą roślin, równocześnie z pierwszym. Woda wsiąkająca w podłoże służy roślinom za pokarm w czasie sezonu wegetacyjnego, parując następnie przy usychaniu roślin, dostaje się zpowrotem do atmosfery, w której zmienia swój stan skupienia, aby w kształcie opadu powtórnie zasilić podłoże.

Wpływ roślinności na ruch wody i objętości odpływów ilustrują następujące przykłady:

1. Produkcja 1 *kg* jęczmienia konsumuje 700 *kg* wody podczas wzrastania i dojrzewania, z czego wynika, że dla 1 *ha* jęczmienia potrzeba około 1 400 000 *kg* wody, czyli warstwę rocznego opadu o wysokości 140 *mm*.

2. 1 *ha* lasu bukowego wytwarza rocznie 3 982 *kg* drewna i 3 145 *kg* listowia, razem więc 7 127 *kg*, konsumując dla tego celu 2 187 670 *kg* wody czerpanej z podłoża, czyli warstwę rocznego opadu o wysokości 219 *mm*.

3. Lasy liściaste wstrzymują (w okresie wegetacyjnym) część opadu, która paruje wprost z listowia, nie dotykając ani podłoża ani jego pokrywy. Wysokość tej warstwy parowania wynosi rocznie około 130 *mm*.

4. Znaczny wpływ zmniejszający wysokość warstwy parowania z podłoża wywiera pokrycie podłoża listowiem lub igliwem drzewnem.

Doświadczenia wykonane przez Instytut Rolniczy we Wrocławiu wykazały, że w tej samej jednostce czasu i w tem samem położeniu geograficznem wyparowało: *a*) z podłoża nieprzepuszczalnego i niepokrytego listowiem 5 739 *g*, co przyjęto za jednostkę = 100%, *b*) z podłoża pokrytego 5 *cm* grubą warstwą igliwa sosnowego 621 *g*, tj. 11%, *c*) z podłoża pokrytego 5 *cm* warstwą igliwa jodłowego 878 *g*, tj. 15%, *d*) z podłoża pokrytego 5 *cm* grubą warstwą listowia bukowego 630 *g*, tj. 11%, wreszcie *e*) z podłoża porosłego roślinnością trawiastą 13 902 *g*, tj. 243%.

Polska jest krajem wybitnie rolniczym i niemal cały jej obszar, tj. około 98% pokryty jest roślinnością (częściowo także i nieużytki), wyjątki niepokryte znachodzi się tylko na obszarach piaszczystych i na szczytach łańcuchów górskich, na których występują albo skały rodzime albo rumowiska skalne.

Rozkład rodzajów roślinności w poszczególnych zlewniach morskich i dorzeczach podaje tablica 4 na str. 2676.

d) Ustrój geologiczny podłoża, od którego zależy stopień przepuszczalności dorzecza, podano w tomie I.

e) Opad. Objętość opadu mierzymy wysokością warstwy wody w *mm*, powstałej z opadu płynnego lub stałego, wykluczając parowanie i odpływ.

Tablica 3.

L. p.	Nazwa dorzecza i zlewni morskiej	Pow. dorzecza leżąca w Polsce	Stopnie wysokości nadmorskich w *m* dorzeczy i zlewni rzek obszaru Polski										Suma pow. leżących w Polsce
			0—150		150—300		300—500		500—1000		ponad 1000		
		*km*²	*km*²	%	*km*²	%	*km*²	%	*km*²	%	*km*²	%	%
1.	Wisła	182 289	67 447	37	89 321	49	18 229	10	5 469	3	1 823	1	100
2.	Niemen	50 822	18 296	36	32 526	64	—	—	—	—	—	—	100
3.	Dźwina	9 875	6 616	67	3 259	33	—	—	—	—	—	—	100
4.	Odra	48 012	33 609	70	12 483	26	1 440	3	480	1	—	—	100
5.	Rzeczki pobrzeża	1 952	1 288	66	664	34	—	—	—	—	—	—	100
	I. Zlewnia Bałtyku	292 950	127 256	43,5	138 253	47,2	19 669	6,7	5 949	2	1 823	0,6	100
6.	Dniepr (Prypeć)	60 230	30 717	51	29 513	49	—	—	—	—	—	—	100
7.	Dniestr	32 204	322	1	9 339	29	16 102	50	5 153	16	1 288	4	100
8.	Dunaj (Prut)	4 975	—	—	1 041	21	1 438	29	1 388	28	1 090	22	100
	II. Zlewnia m. Czarnego	97 391	31 039	31,9	39 893	41,0	17 540	18,0	6 541	6,7	2 378	2,4	100
	III. Polska (I + II)	390 341	158 295	40,5	178 146	45,7	37 209	9,5	12 490	3,2	4 201	1,1	100

Średnie wzniesienie Polski . . . . . 223 *m*

Najwyższe wzniesienie w Polsce (Rysy) . . . . . 2 503 *m*

Tablica 4.

Rozmieszczenie rodzajów wegetacji w zlewniach i dorzeczach rzek obszaru Polski

L. p.	Nazwa dorzecza i zlewni morskiej	Wielkość dorzecza leżąca w Polsce	Pola orne		Łąki		Pastwiska		Lasy		Nieużytki	
		km^2	km^2	%	km^2	%	km^2	%	km^2	%	km^2	%
1.	Wisła	182 289	97 917	53,7	15 268	8,4	13 811	7,6	41 414	22,7	13 879	7,6
2.	Niemen	50 822	20 835	41,0	6 099	12,0	2 548	5,0	14 230	28,0	7 115	14,0
3.	Dźwina	9 875	1 975	20,0	1 975	20,0	988	10,0	2 465	25,0	2 467	25,0
4.	Odra	48 012	31 208	65,0	3 841	8,0	1 920	4,0	7 682	16,0	3 361	7,0
5.	Rzeczki pobrzeża	1 952	1 113	57,0	117	6,0	98	5,0	429	22,0	195	10,0
	I. Zlewnia Bałtyku	292 950	153 048	52,3	27 300	9,3	19 365	6,6	66 220	22,6	27 017	9,2
6.	Dniepr (Prypeć)	60 230	18 671	31,0	7 830	13,0	3 614	6,0	18 069	30,0	12 046	20,0
7.	Dniestr	32 204	16 424	51,0	3 864	12,0	2 576	8,0	8 051	25,0	1 289	4,0
8.	Dunaj (Prut)	4 957	1 561	32,0	819	16,0	605	12,0	1 729	35,0	243	5,0
	II. Zlewnia m. Czarnego	97 391	36 656	37,6	12 513	12,8	6 795	7,0	27 849	28,6	13 578	14,0
	III. Polska (I + II)	390 341	189 704	48,6	39 813	10,0	26 160	6,7	94 069[1])	24,3	40 595	10,4

[1]) Stan z przed r. 1930. Z powodu dewastacyjnej gospod. leśnej ubywa w Polsce rocznie ok. 60 000 *ha* lasów. Obecnie jest zalesionych niecał. 70 000 km^2.

Poza objętością opadu — wpływ na objętość przepływu w rzekach — wywierają następujące czynniki opadu: 1. natężenie, 2. częstość pojawiania się i 3. zasięg opadu.

Przy intensywnych opadach (nawalnych deszczach) występują czynniki; 1. wysokość maksimum natężenia, 2. czas trwania opadu, 3. zasięg natężenia i 4. środek intensywności.

Opady nawalne są zwykle krótkotrwałe od 10′ do 50′ i niezależne od położenia geograficznego, mogą się bowiem zdarzyć tak w krajobrazie nizinnym jak wyżynnym i górskim, są więc niezależne od średniej rocznej wysokości opadu badanego krajobrazu. Maksimum ich natężenia jest znaczne, dochodzi bowiem w Polsce do 5 *mm* na minutę. Środek natężenia jest rzadko stałym, zwykle wędruje z kierunkiem wiatru, wreszcie zasięg takich opadów jest niewielki, rzadko obejmuje powierzchnie większe aniżeli 100 km^2.

Określając:

maksimum natężenia $= n$ w *mm*,
powierzchnię zasięgu $= A$ w km^2,

czas trwania opadu $= T$ w min., wreszcie stałe α, β i a, b ustawili: A. Rożański, związek matematyczny do obliczenia maksimum natężenia opadu względem powierzchni jego zasięgu

$$n = \alpha - \sqrt[3]{\beta . A}\ mm \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

$$A = \frac{(\alpha - n)^3}{\beta}\ km^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

i Hellmann, związek matematyczny między natężeniem maksimalnem opadu a czasem jego trwania

$$n = a + \frac{b}{\sqrt[3]{T}}\ mm \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3)$$

$$T = \left(\frac{b}{n - a}\right)^3 \text{min.} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

Dla powyższych wzorów wyznaczył A. Rożański stałe $\alpha = 5$ i $\beta = 0{,}2$, oraz dla b. zaboru austrjackiego $a = -0{,}365$ i $b = +5{,}143$.

Przy wyznaczaniu objętości opadu dla celów hydrotechnicznych używamy zwykle dwóch metod, tj. metody matematycznej i geometrycznej, których wyniki dają pewne różnice, dochodzące do 6%.

Objętość opadu uzyskana metodą matematyczną jest iloczynem z średniej arytmetycznej wysokości rocznej warstwy opadowej w *m* z wszystkich stacyj opadowych badanego obszaru, oraz bezpośrednio graniczących z danym obszarem i powierzchni badanego obszaru w m^2.

W dokładniejszym sposobie geometrycznym, wykreślamy izohjety, których powierzchnie (wyznaczone planimetrem) pomnożone przez odnośne wysokości rocznego opadu wyznaczają objętości opadu poszczególnych obszarów ograniczonych izohjetami. Suma wyników poszczególnych iloczynów dla badanego obszaru wyznacza całkowitą objętość rocznego opadu dla całego badanego obszaru.

Na tej podstawie wyznaczono objętości przeciętnych opadów dla poszczególnych dorzeczy rzek obszaru Polski (licząc od ich źródeł), zlewni morskich i całej Polski, które zestawiono w tablicy 6.

Wilgotne i suche lata różnią się od normalnych (przeciętnych) o około ±30% opadu, t. zn. lata ubogie w opad dochodzą do 70%, a wybitnie wilgotne do 130% wartości wysokości rocznej warstwy opadowej podanej w tablicy 6. Obok tych typów wilgotności mogą się pojawiać lata katastro-

falnie mokre (155% przeciętnych) lub katastrofalnie suche (50% przeciętnych), co jednak należy do rzadkości.

Na fig. 30 przedstawiono przebieg przeciętnych izohjet na obszarze ziem polskich oraz powierzchnie wahnień opadów według Pawłowskiego, autora i Supana.

Oprócz natężenia opadów, rocznej ich wysokości, częstości ich pojawiania się, czasów ich trwania, ważne znaczenie dla odpływów ma także ich rozkład oraz ich wahnienia.

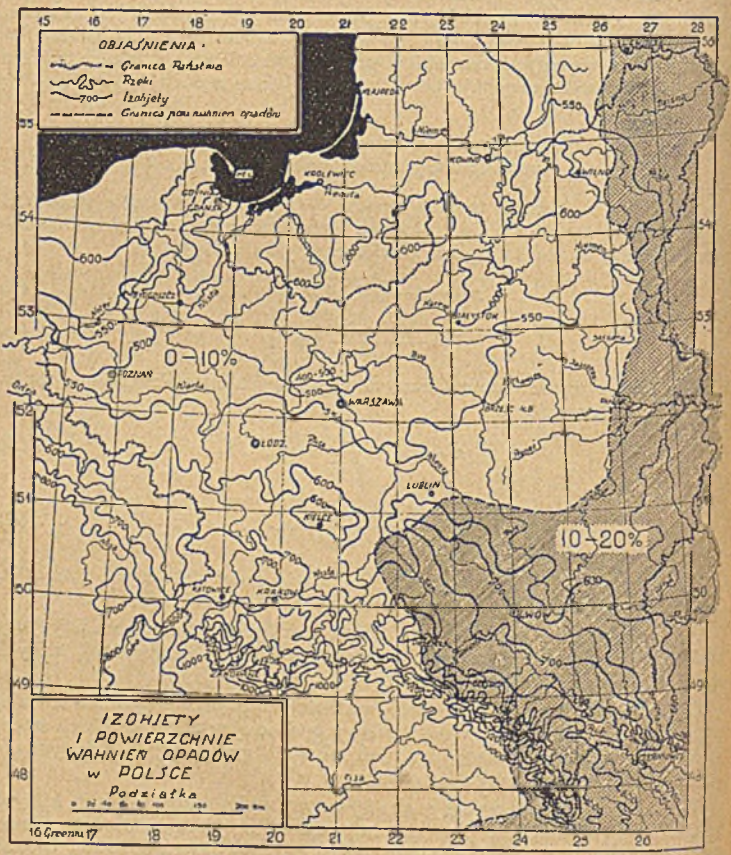


Fig. 30.

A. Supan, podzieliwszy interwał wahania opadów na cztery kategorje, zestawił (kartograficznie) stosunki opadowe co do ich rozkładu, obliczając w procentach sumy rocznej, wahania sum opadowych lub różnice między najwyższym a najniższym opadem miesięcznym. Tym sposobem otrzymał następujące kategorje wahnień opadów:

1. Opady we wszystkich porach roku z wahaniem poniżej 10% (miesięcznie). Miesiące z maksimum i minimum opadu są tu zmienne w poszczególnych latach bez jakiejkolwiek wyraźnej reguły.

2. W dziedzinach z wahnieniem przeciętnem od 10% do 20% spotykamy już wystarczającą okresowość w rozkładzie opadów w ciągu roku, jakkolwiek brak jeszcze wyraźnej pory suszy. Różnice między miesiącami suchszemi i bardziej wilgotnemi są tu już wyraźniej zaznaczone.

Obie te kategorje opadów według podziału A. Supana występują w klimacie o jednostajnie rozłożonym opadzie.

3. Gdy omawiane wahanie przewyższa 20% sumy rocznej, wówczas klimat posiada wybitnie zarysowane okresy suche i wilgotne.

4. Do ostatniej kategorji należą obszary stale ubogie w opady, w których wysokość warstwy opadowej nie przekracza 60 *mm* w żadnej porze roku.

Ta charakterystyka zastosowana do obszaru Polski daje następujący obraz: Prawie cały obszar Polski z wyjątkiem pasu wschodniego i wschodnio-południowego, tj. Małopolski wschodniej, leży w pierwszej kategorji wahnień (mowa tu tylko o roku normalnie wilgotnym, tj. przeciętnym) opadów od 0% do 10% sumy rocznej, a wschodni pas i Małopolska wschodnia w obszarze drugiej kategorji tych wahnień, tj. od 10% do 20% sumy rocznej, czyli na całym obszarze Polski występuje opad jednostajnie rozłożony. Powierzchnie wahnień opadów w Polsce uwidoczniono na fig. 30.

f) Temperaturę powietrza, mającą wpływ na stopień intensywności parowania, omówiono w tomie I. Zaznaczyć tu należy, że intensywność ta jest największą na powierzchniach podmokłych łąk, następnie na powierzchniach zwierciadeł wód płynących i stojących, lasów liściastych, pól ornych, łąk, pastwisk itd., wreszcie najmniejszą na powierzchniach piaszczystych.

g) Wzór autora do wyznaczania objętości przepływu wielkich wód dla rzek obszaru Polski. Dla rzek górskich, do których należą Odra, Wisła, Dniestr i Prut oraz karpackie dopływy tych rzek obliczamy wielką wodą, wzorem:

$$Q = \varrho A^{3/5}\ m^3/s, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

dla rzek płaszczyznowych, do których należą na obszarze Polski Niemen, Warta, Dźwina i Prypeć wraz z dopływami, lewobrzeżne dopływy Dniestru oraz dopływy Wisły z wyjątkiem karpackich, używamy wzoru:

$$Q = \varrho A^{2/5}\ m^3/s, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (6)$$

w których A = powierzchni dorzecza w km^2.

Wartości spółczynnika ϱ charakteryzującego dorzecze podane w tablicy 5. oblicza się dla dorzeczy rzek górskich równaniem

$$\varrho = x^{3/4} + 10, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (7)$$

a dla dorzeczy rzek płaszczyznowych

$$\varrho = x^{1/3} + 1, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (8)$$

w czem x jest liczbą bieżącą 1, 2, 3 . . ., oznaczającą stopień podziału rzeźby terenu (dla rzek górskich VII. kategorja a płaszczyznowych III. kategorja odpowiada jedynce, VI. kategorja wzgl. II. dwójce, V. wzgl. I. trójce itd.).

Wartości spółczynnika ϱ podane w tablicy 5. na str. 2680 są wartościami przeciętnemi, odpowiadającemi danej kategorji dorzecza przy średnio przepuszczalnem podłożu.

Dla dorzeczy mało lub silnie przepuszczalnych należy używać wartości granicznych górnych wzgl. dolnych, które dla grupy *A* są następujące:

	I	II	III	IV	V	VI	VII
górna . . .	22,2	19,8	17,5	15,4	13,4	11,7	10,5
dolna . . .	19,8	17,5	15,4	13,4	11,7	10,5	9,5

a dla grupy *B*:

	I	II	III
górna	4,4	2,8	1,5
dolna	2,8	1,5	1,0

Są to wartości dla ϱ i 1 km^2. Zapomocą interpolacji według linji prostej znachodzi się górne i dolne krańce wartości ϱ dla wielkości dorzeczy podanych w tablicy 5, wzgl. dowolnych. Objętości wielkich wód w potokach o wielkości dorzecza w grupie *A* mniejszej aniżeli 150 km^2, a w grupie *B* mniejszej aniżeli 250 km^2 należy liczyć przy średnio przepuszczalnem podłożu wartością graniczną górną, przy słabo przepuszczalnem lub nieprzepuszczalnem podłożu, wartością o pół kategorji wyższą, wreszcie przy silnie przepuszczalnem podłożu wartościami podanemi w tablicy 5.

Tablica 5.

Wartości spółczynnika ϱ							
Rzeka	Kategorja	Rzeźba dorzecza	Powierzchnia dorzecza w km^2				
			1	10 000	20 000	50 000	100 000	200 000
A) Górskie dorzecza	I.	Góry od 1500 *m* w górę .	21,0	20,60	20,20	19,00	17,00	13,00
	II.	Góry od 1000 do 1500 *m*	18,6	18,25	17,90	16,84	15,10	11,56
	III.	Góry od 500 *m* do 1000 *m*	16,4	16,09	15,78	14,86	13,32	10,24
	IV.	Przedgórza do 500 *m* . .	14,3	14,03	13,77	12,97	11,64	8,98
	V.	Pagórki	12,5	12,27	12,04	11,35	10,20	7,90
	VI.	Płaszczyzny	11,0	10,80	10,60	10,00	9,00	7,00
	VII.	Płaszczyzny bagniste . .	10,0	9,82	9,64	9,10	8,20	6,40
B) płaszczyznowe	I.	Pagórki	3,5	3,45	3,40	3,25	3,00	2,50
	II.	Płaszczyzny	2,0	1,98	1,96	1,90	1,80	1,60
	III.	Płaszczyzny bagniste . .	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Również przy obliczaniu wymiarów mostów, przepustów, wałów ochronnych, wogóle budowli mających na celu przepuszczenie wielkich wód należy stosować wartość spółczynnika ϱ o pół kategorji wyższą aniżeli podano w tablicy 5.

Przykłady: 1. Rzeka Wilja pod Wilnem. Najwyższy stan wody abs. maks. + 825 *cm* w dniu 26 kwietnia 1931. Pomiar wykonano przy stanie + 814 *cm* i wyznaczono dla wodostanu + 825 *cm*, drogą wykreślną objętość $Q = 1680\ m^3/s$. $A = 15\,159\ km^2$ dorzecze mało przepuszczalne, iły kredowe pokryte akumulacyjnym płaszczem dyluwjalnym.

Według wzoru autora: Rzeka płaszczyznowa

$$\varrho = \frac{3{,}424 + 19{,}7}{2} = 2{,}697,$$

$$Q = \varrho \cdot A^{2/3} = 2{,}697 \cdot 612{,}5 = 1652\ m^3/s.$$

2. Wisła pod Narożnikiem Montawskim. Rzeka górska, przekrój leżący w płaszczyźnie, podłoże średnio przepuszczalne. $A = 193\,000\ km^2$. ϱ z tablicy 5 na podstawie interpolacji dla $A = 193\,000\ km$ otrzymano $\varrho = 7{,}14$

$$Q = \varrho \cdot A^{3/3} = 7{,}14 \cdot 1490{,}5 = 10\,642\ m^3/s.$$

Pomiar (niemiecki) wykazał 10 440 m^3/s.

h) Stosunek odpływu do opadu w czasie jednego roku. Oznaczając dla danego przekroju rzecznego

A = powierzchnię opadową (dorzecza) w km^2,

Q_s = roczny odpływ (przeciętny) w m^3,

H_s = roczny opad (przeciętny) w m^3,

Zestawienie rocznych opadów i odpływów oraz ich stosunku w zlewniach i dorzeczach obszaru Polski

L. p.	Nazwa dorzecza i zlewni morskiej	Pow. dorzeczy od źródeł A	Roczny opad		Roczny odpływ			Spółczynnik odpływu	Roczna strata	Stosunek odpływu do opadu	Procent odpływu z całego obszaru A	Uwaga
			H_s	h_s	Q_s		q_s		v_s			
		km^2	milj. m^3	mm	milj. m^3	m^3/s	mm	$l/s/km^2$	mm	η		
1.	Wisła	195 920	121 079	618	29 959	950	153	4,85	465	0,247	33,8	Zestawione stosunki hydrologiczne odnoszą się tylko do przekrojów rzecznych, w których rzeki po raz ostatni opuszczają obszar Polski z wyjątkiem rzeki Odry i rzeczek pobrzeża
2.	Niemen	56 299	32 935	585	11 132	353	198	6,27	387	0,338	12,5	
3.	Dźwina	61 600	32 032	520	11 719	331	190	5,38	330	0,366	13,2	
4.	(Warta)	(30 541)	(17 850)	(585)	(3 371)	(107)	(111)	3,50	(494)	0,189	—	
5.	Odra z Wartą (Kistryń)	107 798	63 816	592	15 295	485	142	4,50	450	0,240	17,2	
6.	Rzeczki pobrzeża	6 900	4 106	593	2 414	—	349	—	244	0,588	2,7	
	I. Zlewnia Bałtyku	428 517	253 968	594	70 519	2236	165	5,22	429	0,278	79,4	
7.	Dniepr (Prypeć)	74 156	42 862	578	7 379	234	99	3,15	479	0,172	8,3	
8.	Dniestr	33 597	24 291	723	7 947	252	236	7,50	487	0,327	9,0	
9.	Dunaj (Prut)	6 010	5 577	928	2 885	91,4	480	15,20	448	0,517	3,3	
	II. Zlewnia m. Czarnego	113 763	72 730	639	18 208	577	160	5,08	479	0,250	20,6	
	III. Polska	542 280	326 698	602	88 727	2813	164	5,19	438	0,272	100,0	

q_s = wysokość warstwy rocznego odpływu w mm,
h_s = wysokość warstwy rocznego opadu w mm,
v_s = wysokość warstwy rocznych strat w mm, to wówczas

$$q_s = \frac{Q_s}{A}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

$$v_s = h_s - q_s, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (10)$$

oraz stosunek dopływu do opadu będzie

$$\eta = \frac{Q_s}{H_s} = \frac{q_s}{h_s}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (11)$$

czyli

$$q_s = \eta \cdot h_s, \; Q_s = \eta \cdot H_s \quad \ldots \ldots \ldots \quad (12)$$

Objętości opadów i odpływów oraz wartości stosunku η dla poszczególnych dorzeczy i zlewni w Polsce zestawiono w tablicy 6.

Na podstawie zestawienia w tablicy 6 oraz innych materjałów opracował autor wzór oznaczający wartość stosunku odpływu do opadu

$$\frac{Q_{s_1}}{H_s} = \eta = e^{-\sqrt[n]{\alpha \cdot A}}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad (13)$$

a tem samem otrzymamy średni roczny odpływ m^3/s

$$Q_{s_2} = \eta \cdot H_s \cdot A \cdot 0{,}03171, \quad \ldots \ldots \ldots \quad (14)$$

w czem oznaczają:

H_s = wysokość warstwy przeciętnego rocznego opadu w m,
A = powierzchnia dorzecza w km^2,
e = podstawa log natur. = 2 718 282.

Liczba 0,03171 jest zamiennikiem powierzchniowo-sekundowym, tj. iloczynem liczby zamieniającej powierzchnię dorzecza podaną w km^2 na m^2 czyli 1 000 000, oraz odwrotności liczby ilości sekund roku zwyczajnego (nieprzestępnego) czyli $31\,536\,000^{-1}$,

n i α = spółczynniki rzeźby dorzecza charakteryzujące także warunki odpływu, dla których przyjęto pięć typów zasadniczych, mianowicie:

I. Góry o stromych stokach z polami wiecznego śniegu względnie lodowcami (w Europie Alpy, Kaukaz, Tatry, Alpy siedmiogrodzkie i góry Skandynawskie).

II. Góry średnie od przedgórza do linji wiecznego śniegu o łagodniejszych stokach (w Polsce Karpaty).

III. Góry i przedgórza o bardzo łagodnych stokach (do 700 m wysokości nadmorskiej), oraz płaszczyzny rzek górskich, np. Wisła od Krakowa do ujścia.

IV. Niziny (płaszczyzny) oraz dorzecza lekko faliste.

V. Niziny bagniste.

Wartości spółczynników n i α oraz wykładnika $\sqrt[n]{\alpha \cdot A}$, wreszcie stosunku η zestawiono dla wielkości dorzeczy od 50 km^2 do 1 000 000 km^2 w tablicy 7.

Przy stosowaniu wzoru 14 należy wartości η, podane w tablicy 7, kombinować zależnie od charakteru dorzecza.

Przykłady: 1. Rzeka Dniepr (przekrój Dnieprostroju) $A = 500\,000$ km^2, kategorja dorzecza IV, niziny, $H_s = 550$ $mm = 0{,}55$ m.

Tablica 7.

A km^2	I. $\alpha = 0{,}00000056$ $n = 4{,}0$		II. $\alpha = 0{,}0000055$ $n = 4{,}3$		III. $\alpha = 0{,}00003$ $n = 5{,}0$		IV. $\alpha = 0{,}00035$ $n = 8{,}0$		V. $\alpha = 2{,}286$ $n = 18{,}0$		A km^2
	$\sqrt[n]{\alpha . A}$	η	$\sqrt[n]{\alpha . A}$	η	$\sqrt[n]{\alpha . A}$	η	$\sqrt[n]{\alpha . A}$	η	$\sqrt[n]{\alpha . A}$	η	
50	0,0647	0,937	0,1486	0,862	0,2724	0,762	—	—	—	—	50
100	0,0769	0,926	0,1746	0,839	0,3129	0,731	0,0577	0,518	1,3522	0,258	100
200	0,0914	0,913	0,2051	0,815	0,3594	0,697	0,7172	0,488	1,4053	0,245	200
300	0,1012	0,894	0,2254	0,798	0,3898	0,677	0,7545	0,470	1,4373	0,237	300
500	0,1150	0,891	0,2538	0,776	0,4317	0,649	0,8042	0,447	1,4787	0,228	500
750	0,1273	0,880	0,2789	0,756	0,4682	0,626	0,8460	0,421	1,5124	0,220	750
1 000	0,1367	0,872	0,2966	0,743	0,4959	0,609	0,8770	0,416	1,5368	0,215	1 000
2 000	0,1627	0,849	0,3504	0,704	0,5897	0,566	0,9564	0,384	1,5971	0,203	2 000
3 000	0,1800	0,835	0,3850	0,680	0,6178	0,539	1,0064	0,366	1,6335	0,195	3 000
5 000	0,2045	0,815	0,4336	0,648	0,6843	0,504	1,0725	0,342	1,6805	0,186	5 000
7 500	0,2264	0,790	0,4765	0,630	0,7421	0,476	1,1381	0,320	1,7138	0,179	7 500
10 000	0,2432	0,784	0,5094	0,601	0,7860	0,456	1,1695	0,311	1,7465	0,174	10 000
15 000	0,2692	0,764	0,5598	0,572	0,8442	0,429	1,2304	0,292	1,7864	0,168	15 000
20 000	0,2892	0,749	0,5985	0,549	0,9029	0,405	1,2754	0,279	1,8151	0,163	20 000
25 000	0,3057	0,737	0,6304	0,532	0,9441	0,390	1,3115	0,269	1,8377	0,159	25 000
30 000	0,3200	0,726	0,6577	0,518	0,9792	0,376	1,3417	0,262	1,8567	0,156	30 000
35 000	0,3327	0,717	0,6817	0,506	1,0097	0,364	1,3678	0,255	1,8723	0,154	35 000
40 000	0,3439	0,709	0,7032	0,495	1,0371	0,354	1,3908	0,249	1,8863	0,152	40 000
45 000	0,3543	0,702	0,7227	0,485	1,0618	0,346	1,4114	0,244	1,8962	0,150	45 000
50 000	0,3637	0,695	0,7407	0,477	1,0845	0,338	1,4301	0,239	1,9098	0,148	50 000
70 000	0,3986	0,674	0,8009	0,449	1,1600	0,313	1,4916	0,225	1,9459	0,143	70 000
100 000	0,4325	0,649	0,8702	0,419	1,2457	0,288	1,5596	0,210	1,9848	0,137	100 000
150 000	0,4787	0,626	0,9563	0,384	1,3509	0,259	1,6407	0,194	2,0298	0,130	150 000
200 000	0,5144	0,591	1,0224	0,360	1,4310	0,240	1,7007	0,183	2,0627	0,127	200 000
300 000	0,5603	0,566	1,1235	0,325	1,5510	0,212	1,7892	0,167	2,1098	0,121	300 000
500 000	0,6409	0,524	1,2653	0,282	1,7188	0,179	1,9071	0,149	2,1704	0,114	500 000
1 000 000	0,7602	0,463	1,4807	0,226	1,9743	0,130	2,1382	0,118	2,2556	0,105	1 000 000

Dla wielkości powierzchni dorzecza A pośrednich należy wartości $\sqrt[n]{\alpha A}$ i η interpolować według linji prostej

Stosunek odpływu do opadu.

Wartość stosunku odpływu do opadu znajdziemy w tablicy 7 dla IV kategorji dorzecza, oraz 500 000 km^2 $\eta = 0{,}149$. Należy tu jeszcze uwzględnić część bagnistą dorzecza Prypeci prawego dopływu Dniepru o powierzchni około 50 000 km^2, zatem dla 500 000 km^2 będzie

$$\eta_{IV} - \eta_V = 0{,}149 - 0{,}114 = 0{,}035 = \eta',$$

lecz bagna prypeckie mają powierzchnię o wielkości tylko 50 000 km^2, zatem 10 razy mniejszą od tej powierzchni, dla której jest ważną wartość 0,114, czyli

$$\eta' = \frac{0{,}035}{10} = 0{,}0035,$$

wreszcie $$\eta = 0{,}149 - 0{,}0035 = 0{,}1455,$$

podstawiwszy tę wartość we wzorze 14 otrzymamy

$$Q_{śr.} = 0{,}1455 \cdot 0{,}55 \cdot 500\,000 \cdot 0{,}03171 = 1268{,}8\ m^3/s.$$

Dokładne obliczenia i pomiary wykonane dla projektu Dnieprostroju wykazały w tym przekroju średni roczny przepływ = 1270 m^3/s.

2. Potok Rybnik, prawy (karpacki) dopływ rzeki Stryja, $A = 159\ km^2$, kategorja dorzecza II, $H_g = 1050\ mm$, z tablicy 7 otrzymamy

dla II kategorji i 100 km^2 $\eta = 0{,}839$
200 km^2 $\eta = 0{,}815$

czyli różnica dla 100 km^2 $r = 0{,}024$, a dla jednego km^2 $r = 0{,}00024$, a zatem dla dorzecza = 159 km^2 obliczamy

$$\eta = 0{,}839 - 0{,}00024 \cdot 59 = 0{,}825,$$

$$Q_g = 0{,}825 \cdot 1{,}05 \cdot 159 \cdot 0{,}03171 = 4{,}37\ m^3/s.$$

Uzupełniając część hydrologiczną, opracowaną w tomie I. „Podręcznika", podajemy wzór autora z r. 1933, na średnią prędkość wody w łożyskach przyrodzonych, który również służy do obliczania sekundowej objętości przepływu w rzekach.

Wzór ten, o kształcie:

$$v = \frac{48\ T}{\sqrt{T + 0{,}9}} \cdot \left(\frac{J}{0{,}2 + \sqrt[3]{1000\ J}} \right)^{1/2} m/s, \quad \ldots\ldots \quad (15)$$

w którym v = średniej prędkości wody w m na sek., J = spadowi rzeki a T = głębokości średniej w m, jest ciągłym i ogólnym, ważnym dla wszystkich rzek obszaru ziem polskich, których spady nie przekraczają 27‰ a głębokości średnie nie przekraczają 20 m.

Zapomocą powyższych wzorów 5, 6, 13 i 14 częściowo obliczone objętości przepływu, oraz na podstawie podanej literatury, zawierającej wiele dat uzyskanych z pomiarów sekundowych przepływów, zestawiono w tablicach 8—17 orjentacyjne objętości przepływów rzek obszaru Państwa polskiego. Wzorów empirycznych na obliczenie orjentacyjnych wartości najmniejszych odpływów nie udało się dotychczas zbudować, wobec czego musimy takie przepływy, w razie potrzeby, pomierzyć.

Tablica 8. Wisła

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Mała Wisła . . .	1 797	890	495	18,0	10,0	2,3	1,3	1:7,8:387
Postynia (+ Przemsza)	3 848	1 712	445	33,5	8,71	10,0	2,6	1:3,4:171
Dwory (+ Soła) . .	5 240	2 032	388	52,7	10,08	12,1	2,3	1:4,4:168
Smolice (+ Skawa)	6 714	2 296	342	64,8	9,65	15,4	2,3	1:4,2:149
Kraków	8 021	2 500	316	76,6	9,55	16,8	2,1	1:4,6:149
Popędzynka (+Raba)	10 637	3 074	289	97,8	9,18	20,2	1,9	1:4,8:152
Karsy (+ Dunajec) .	19 784	4 095	207	171,0	8,64	33,7	1,7	1:5,1:122
Pawłów (+ Nida) .	23 668	4 520	191	193	8,30	40,2	1,7	1:4.8:112
Niziny (+ Wisłoka)	30 443	5 175	170	231	7,60	48,7	1,6	1:4,7:106
Chwałowice (+ San)	50 585	6 619	132	344	6,80	70,5	1,4	1:4,9:93,9
Dęblin (+ Wieprz) .	68 447	7 800	114	424	6,2	95,8	1,4	1:4,4:81,4
Warszawa (+Pilica)	85 176	8 490	100	503	5,9	119	1,4	1:4,2:71,4
Wyszogród (+ Bzura)	159 632	10 300	65	830	5,2	192	1,2	1:4,3:53,6
Toruń (+ Drwęca)	179 990	10 400	58	900	5,0	234	1,3	1:3,8:44,4
Fordon (+ Brda) . .	185 615	10 480	56	910	4,9	241	1,3	1:3,8:43,5
Montawski Narożnik	193 090	10 500	54	930	4,8	250	1,3	1:3,7:42,0
Większe dopływy Wisły[1])								
Dunajec								
D. Czorsztyn . . .	1 135	1 500	1322	21,4	18,9	3,7	3,3	1:5,8:405
„ Nowy Sącz . .	4 345	3 390	780	51,6	11,9	9,8	2,3	1:5,3:346
„ Żabno	6 764	4 460	660	71,1	10,5	13,6	2,0	1:5,2:324
Poprad (Stary Sącz)	2 071	1 760	850	18,4	8,9	4,4	2,2	1:4,2:400
Biała (Koszyce) .	877	660	753	8,2	9,3	1,2	1,4	1:6,8:550
Wisłoka								
W. Żółków . . .	646	440	1100	7,5	12,8	0,8	1,4	1:9,4:808
„ Łabuzie . . .	2 554	1 840	720	24,3	9,5	4,2	1,7	1:5,8:438
„ Gawłuszowice .	4 090	2 315	566	36,0	8,7	7,9	1,9	1:4,6:293
Ropa (Topoliny) .	978	630	644	13,3	13,6	1,6	1,6	1:8,3:394
Jasiołka (Jasło) .	514	380	739	5,8	11,3	0,6	1,2	1:9,7:633

[1]) Po uwzględnieniu powodzi z r. 1934.

San

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
S. Tarnawa Niżna .	106	270	2547	2,4	22,6	0,5	4,7	1:4,8:540
„ Postołów . . .	1 640	1 380	841	26,6	16,3	7,1	4,3	1:3,7:194
„ Olchowce .	2 261	1 590	703	33,3	14,7	8,4	3,7	1:4,0:189
„ Dynów	2 961	1 910	644	40,3	13,6	9,8	3,3	1:4,1:195
„ Babice	3 422	2 020	590	44,5	13,0	10,6	2,4	1:4,2:191
„ Radymno . . .	5 857	2 650	453	65,0	11,1	14,6	2,5	1:4,5:182
„ Jarosław . . .	6 996	2 930	419	73,5	10,5	16,1	2,3	1:4,6:182
„ Leżachów . .	8 412	3 200	380	83,5	9,9	17,7	2,1	1:4,7:181
„ Nisko	15 742	3 700	235	129,1	8,2	25,2	1,6	1:5,1:147
„ Radomyśl . . .	16 847	3 700	219	136,5	8,1	27,0	1,6	1:5,1:137
Wisłok (Tryńcza) .	3 543	1 460	412	38,2	10,8	8,1	2,3	1:4,7:180
Mleczka(Gorliczyna)	557	390	700	7,8	14,4	1,7	3,1	1:4,6:230
Wiar (Krówniki) .	798	580	727	10,5	13,2	2,1	2,6	1:5,0:280
Tanew (Ulanów) .	2 379	560	235	17,1	7,2	3,1	1,3	1:5,5:181

Bug i Narew

B. Busk (+ Pełtew)	1 958	490	250	19,8	10,1	4,1	2,1	1:4,8:120
„ Krystynopol (+ Sołokija) . .	5 877	920	157	44,0	7,5	9,4	1,6	1:4,7:98
„ Uściług (+ Huczwa)	8 246	1 170	142	55,1	6,7	11,5	1,4	1:4,8:102
„ Brześć (+ Muchawiec) . . .	16 149	1 940	120	84,0	5,2	16,2	1,0	1:5,2:120
„ Kołodno (+ Leśna)	28 242	2 490	88	118	4,2	19,7	0,7	1:6,0:126
„ Małhinia (+ Nurzec)	33 853	2 700	80	125	3,7	20,3	0,6	1:6,2:133
„ Wyszków (+ Liwiec)	38 159	2 860	75	128	3,4	30,5	0,8	1:4,2:94
„ Zegrze (+Narew)	67 764	3 300	49	241	3,6	68,0	1,0	1:3,7:50
„ Modlin (+ Wkra)	73 470	3 300	45	255	3,5	80,8	1,1	1:3,2:41
Narew Tykocin .	6 264	513	82	35,1	5,6	8,2	1,3	1:4,3:63
„ Wizna	14 066	1 044	74	72,2	5,1	18,3	1,3	1:3,9:57
„ Grabowo . . .	23 238	1 600	69	98,8	4,3	32,5	1,4	1:3,0:49
„ Wierzbica . . .	28 320	1 900	67	112	4,0	36,9	1,3	1:3,0:51

Dopływy Bugu i Narwi

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
D.Bugu: Pełtew .	1 484	370	250	16,6	11,2	3,3	2,2	1:5,0:112
Rata . .	1 803	360	199	18,0	10,0	—	—	— — —
Krzna . .	3 000	450	164	18,5	6,7	3,5	1,3	1:5,3:129
Muchawiec	6 180	420	68	22,7	3,7	9,3	1,5	1:2,5:45
Leśna . .	2 617	420	160	15,7	6,1	2,9	1,1	1:5,4:145
Nurzec .	2 020	350	172	13,5	6,7	2,8	1,4	1:4,6:125
Liwiec .	2 911	270	93	22,7	7,8	—	—	— — —
Wkra . .	5 333	480	90	29,0	5,4	—	—	— — —
D.Narwi: Biebrza .	7 149	515	70	37,1	5,2	9,3	1,3	1:4,0:55
Pissa . .	4 074	326	80	24,8	6,1	6,5	1,6	1:3,8:50
Omulew .	2 037	190	97	9,8	5,0	—	—	— — —
Orzyc . .	3 165	260	82	16,7	5,3	—	—	— — —
Mniejsze dopływy Wisły								
Przemsza	2 055	240	117	15,5	7,6	2,5	1,2	1:6,2:96
Soła	1 388	1 290	929	19,2	13,8	2,1	1,5	1:9,1:614
Skawa	1 165	973	835	17,2	14,8	1,2	1,0	1:14,4:810
Raba	1 567	1 200	766	14,1	9,0	2,2	1,4	1:6,4:500
Nida	3 830	520	136	21,8	5,7	—	—	— — —
Wieprz	10 762	1 100	102	57,0	5,3	12,9	1,2	1:4,4:85
Kamienna	1 922	320	165	15,0	7,8	2,7	1,4	1:5,6:118
Radomka	2 152	410	190	18,1	8,4	2,8	1,3	1:6,5:146
Pilica	9 128	790	86	54,0	6,1	—	—	— — —
Bzura	7 625	418	64	32,7	5,0	10,5	1,6	1:3,1:40
Drwęca	5 516	110	20	26,5	4,8	10,0	1,8	1:2,7:11
Brda	4 654	122	26	26,0	5,7	8,8	1,9	1:3,0:14
Czarna Woda . .	2 191	72	32	13,9	6,3	6,6	3,0	1:2,1:10,9
Ossa	1 630	49	30	4,1	2,5	2,7	1,7	1:1,5:18
Wierzyca	1 632	41	25	7,2	4,4	4,1	2,5	1:1,8:10
Radunia z Motławą	1 672	80	48	6,9	4,1	3,1	1,9	1:2,2:26

Rozdział sekundowych objętości przepływu w Narożniku Montawskim na dwa ramiona lewe Wisłę (Montawskie ramię) i prawy Nogat — według pomiarów niemieckich.

Tablica 9.

Rodzaj przepływu	Cała Wisła	l. ramię Wisła	pr. ramię Nogat
	m^3/s	m^3/s	m^3/s
Największa wielka woda . . . . N. W. W.	10 440	8 265	2 175
Średnia (lub zwyczajna) wielka w. Ś. W. W.	5 660	4 340	1 320
Średni roczny przepływ . . . . Ś. R.	1 120	860	260
Przeciętna mała woda . . . . . Ś. M. W.	450	350	100
Najmniejsza mała woda . . . . N. M. W.	271	251	20

Tablica 10. Niemen

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Jeremicze	5 193	570	110	31,2	6,0	5,7	1,1	1:5,5:100
Mikołajów (+ Berezyna)	11 463	1 170	102	74,3	6,5	8,02	0,7	1:9,0:146
Bielica (+ Mołczadź)	16 932	1 600	95	109	6,4	15,2	0,9	1:7,2:105
Mosty (+ Szczara)	24 964	2 120	85	170	6,8	27,5	1,1	1:6,2: 77
Grodno (+ Kotra)	33 667	2 690	80	226	6,7	64,6	1,9	1:3,5: 42
Merecz (+ Mereczanka)	42 077	3 240	77	265	6,3	79,1	1,9	1:3,4: 41
Kowno (+ Wilja)	70 381	5 000	71	440	6,3	122	1,7	1:3,6: 41
Średniki (+ Dubisa)	79 293	5 300	67	486	6,1	136	1,7	1:3,6: 39
Tylża	91 338	6 000	66	550	6,0	158	1,7	1:3,5: 38
Delta	97 300	6 320	65	580	6,0	166	1,7	1:3,5: 39
Wilja								
Wilejka	4 091	530	130	26,0	6,3	—	—	— — —
Zalesie (+ Narocz)	6 804	820	121	43,0	6,3	—	—	— — —
Wilno (+ Wilejka)	15 159	1 690	111	91,0	6,0	—	—	— — —
Kowno	23 810	2 330	98	146	6,1	50	2,1	1:2,9:47

Dopływy Wilji

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Żejmiana	2 656	270	102	31,9	12,0	—	—	— — —
Świenta	6 133	367	60	80,0	13,0	—	—	— — —
Dopływy Niemna								
Berezyna N. . . .	3 928	540	138	27,0	6,8	—	—	— — —
Gawija	1 770	250	142	10,6	6,1	4,0	2,2	1:2,6: 63
Dzitwa	1 153	130	113	8,3	7,2	2,2	1,9	1:3,8: 59
Szczara	7 469	627	84	51,3	7,0	15,7	2,1	1:3,3: 40
Zelwianka	1 998	200	105	12,8	6,7	—	—	— — —
Roś	1 393	180	130	10,2	7,3	—	—	— — —
Swisłocz	1 774	220	125	12,0	6,8	2,1	1,3	1:6,0:105
Kotra	2 495	195	81	14,9	6,2	4,1	1,7	1:3,6: 48
Czarna Hańcza .	2 057	160	79	—	—	—	—	— — —
Mereczanka . . .	2 969	350	88	29,0	7,3	—	—	— — —
Niewiaża	5 780	590	102	42,7	7,4	—	—	— — —
Dubisa	2 480	300	121	21,1	8,5	4,5	1,8	1:4,7: 67
Szeszupa	6 203	550	88	46,5	7,5	—	—	— — —
Minja	2 957	350	118	21,6	7,3	—	—	— — —

Rozdział sekundowych objętości przepływu w delcie Niemna na dwa ramiona Russ i Gilgę podano według pomiarów niemieckich w tablicy 11.

Tablica 11.

Rodzaj przepływu	Cały Niemen	Russ	Gilga
	m^3/s	m^3/s	m^3/s
Największa wielka woda . . . N.W.W.	6 320	5 520	800
Przeciętna wielka woda . . . Ś.W.W.	3 900	—	—
Średni roczny odpływ . . . . . Ś.R.	580	470	110
Przeciętna mała woda . . . . Ś.M.W.	250	210	40
Najmniejsza mała woda . . . N.M.W.	166	—	—

Tablica 12. Dźwina

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Witebsk	35 586	2 500	70	192	5,4	61	1,7	1:3,1: 41
Dzisna	52 690	3 420	65	285	5,4	—	—	— — —
Ryga	85 371	5 300	62	444	5,2	154	1,8	1:2,2: 30
Ujście (+ Aa Kurl.)	102 300	5 800	57	556	5,4	—	—	— — —
Dopływy Dźwiny								
Toropa p. (prawy)	3 016	368	122	19,6	6,5	—	—	— — —
Uświacza p. . . .	1 232	112	91	10,2	8,3	—	—	— — —
Obol p.	2 564	205	80	21,0	8,2	—	—	— — —
Dryssa p.	6 040	330	55	27,2	4,5	—	—	— — —
Dubna p. . . .	2 672	157	59	14,9	5,6	—	—	— — —
Ewikszta p. . . .	9 152	613	67	65,9	7,2	—	—	— — —
Oger p.	1 796	180	100	12,8	7,1	—	—	— — —
Jägel p.	1 742	44	25	7,1	4,1	—	—	— — —
Mesza l. (lewy) . .	9 623	394	42	43,0	4,6	—	—	— — —
Kaspla l.	3 841	196	51	19,2	5,0	—	—	— — —
Łuczesa l.	3 288	214	65	27,0	8,2	—	—	— — —
Ułła l.	4 276	170	40	—	—	—	—	— — —
Dzisna l.	8 099	620	76	45	5,5	15	1,8	1:3,0: 41
Drujka l.	1 088	98	90	8,8	8,1	3,3	3,0	1:2,7: 30
Aa Kurlandzka l. .	16 920	540	32	112,0	6,6	—	—	— — —

Tablica 13. Odra

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Ujście Oppy . . .	1 807	350	195	12,0	6,6	1,8	1,0	1: 6,6:194
Raciborz	6 025	1 700	283	52	8,7	5,0	0,8	1:10,4:340
+ Kłodnica . . .	7 936	1 500	190	59	7,4	—	—	— — —
+ Osobłoga . . .	11 147	—	—	77	7,0	—	—	— — —
+ Małapanew . .	13 469	—	—	90	6,6	—	—	— — —

Odra (ciąg dalszy)

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
+ Nisa Kładzka .	18 038	—	—	130	7,2	18,0	1,0	1: 7,2: —
Wrocław	21 602	2 450	113	138	6,3	—	—	— — —
+ Borycz	38 100	2 310	61	—	—	—	—	— — —
+ Bobrawa . . .	47 300	—	—	258	5,5	52	1,1	1: 5,0: —
Kistryń	54 088	2 200	40	292	5,4	62	1,2	1: 4,7: 33
Kistryń (+ Warta)	107 798	3 200	30	490	4,5	125	1,2	1: 3,9: 26
Ujście	118 611	3 560	30	557	4,7	142	1,2	1: 3,9: 26
Dopływy Odry								
Oppa	2 082	500	250	11,5	5,5	1,8	0,9	1: 2,0: 278
Ostrawica	811	965	1190	10,0	12,0	0,6	0,7	1:16,7:1608
Olsza	1 124	960	850	13,0	11,0	0,8	0,7	1:16,3:1200
Kłodnica	1 121	177	158	5,3	4,7	1,3	1,1	1: 4,1: 136
Osobłoga	1 020	205	200	7,5	7,4	0,8	0,8	1: 9,4: 256
Małapanew . . .	2 037	310	150	12,0	6,0	1,8	0,9	1: 6,7: 172
Nisa Kładzka . .	4 534	1 350	300	38,0	8,4	6,8	1,5	1: 5,6: 199
Stobrawa	1 602	70	44	9,6	6,0	1,6	1,6	1: 6,0: 44
Olawa	989	89	90	5,2	5,2	1,3	1,3	1: 4,0: 69
Ślęza	981	92	92	4,1	4,1	0,7	0,7	1: 5,9: 131
Bystrzyca	1 786	500	280	8,2	5,2	1,8	1,0	1: 4,6: 278
Widawa	1 760	106	62,4	6,2	3,7	0,35	0,2	1:17,7: 303
Katzbacha . . .	2 252	400	180	7,1	3,2	1,5	0,7	1: 4,7: 267
Borycz	5 526	295	64,0	27,5	5,0	2,9	0,7	1: 9,5: 101
Obra (Obrzycko) .	6 910	69	10,0	13,1	1,9	—	—	— — —
Bobrawa	5 938	1 510	254	57,6	9,7	11,9	2,0	1: 4,8: 127
Nisa Łużycka . .	4 232	1 350	320	33,9	8,0	8,0	1,9	1: 4,2: 168
Plena	1 173	82	70	10,6	9,1	2,4	2,1	1: 4,4: 34
Ina	2 095	120	56	14,7	7,0	3,6	1,5	1: 4,1: 33

Warta z Notecią

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Bobry (+ Wiercica)	1 834	240	130	9,4	5,1	2,6	1,4	1:3,6:92
Burzenin	5 403	573	106	23,8	4,4	7,0	1,3	1:3,4:82
Koło (+ Ner) . .	11 293	930	82	41,0	3,6	11,3	1,0	1:3,6:82
Nowa Wieś (+ Prosna) . . .	20 420	1 530	75	73,5	3,6	16,3	0,8	1:4,5:94
Poznań (+ Kopla) .	24 831	1 600	64	87,0	3,5	17,4	0,7	1:5,0:92
Międzychód . . .	30 541	1 560	51	110	3,6	30,6	1,0	1:3,6:51
Ujście do Odry . .	53 710	1 500	28	200	3,7	63,2	1,2	1:3,2:24
Dopływy Warty i Noteci								
Ner	1 870	150	80	8,8	4,7	2,1	1,1	1:4,2:71
Prosna	4 895	490	100	14,0	2,9	4,3	0,9	1:3,3:116
Wełna	2 651	190	72	10,4	3,9	2,2	0,8	1:4,8:87
Noteć (Pokość) . .	2 187	120	55	15,7	7,2	5,5	2,5	1:2,9:22
„ (Ujście) . .	6 365	180	28,3	38,8	6,1	14,6	2,3	1:2,7:12,3
„ (Czarnków)	11 764	240	20,4	67,0	5,7	28,2	2,4	1:2,3: 8,5
„ (ujście do Warty)	17 240	215	12,5	92,0	5,3	39,5	2,3	1:2,3: 5,4
Głda (d. Noteci) .	4 744	152	32,0	35,0	7,4	16,0	3,4	1:2,2: 9,5
Drawa (d. Noteci) .	3 298	99	30,0	22,6	6,9	11,5	3,5	1:2,0: 8,6

Tablica 14. Rzeczki pobrzeża bałtyckiego

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Reda	503	28	55	4,3	8,5	—	—	— — —
Potok Żarnowski .	291	24	82	3,2	11,0	—	—	— — —
Leba	1 472	94	64	7,6	5,2	3,1	2,3	1:2,5:30
Lupow	849	59	70	4,7	5,5	2,0	2,4	1:2,4:30
Słupia	1 650	102	62	7,8	4,7	3,6	2,2	1:2,2:28

Tablica 15. Prypeć (dorzecze Dniepru).

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW : ŚR : WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Ujście Wyżewki .	2 061	210	100	—	—	0,78	0,38	1 : — : 269
Upust prypecki (+ Turja) . . .	5 425	450	83	—	—	1,90	0,35	1 : — : 237
Lubjaź	6 358	510	80	—	—	3,80	0,60	1 : — : 134
Ujście Stochodu .	10 870	680	63	39	3,6	3,26	0,30	1 : 12 : 209
Mosty Wolańskie (+ Styr) . . .	34 714	1 740	50	128	3,7	34,7	1,00	1 : 3,7 : 50
Nyrcza (+ Horyń)	67 266	2 420	36	222	3,3	63,8	0,95	1 : 3,3 : 36
Ujście Słuczy Litewskiej	74 156	2 450	33	229	3,1	66,7	0,90	1 : 3,4 : 37
Ujście Uborci . .	86 046	2 580	30	250	2,9	73,1	0,85	1 : 3,4 : 34
„ Ptyczy . .	98 014	2 740	28	275	2,8	98,0	0,10	1 : 2,8 : 28
„ Sławeczni .	107 381	2 780	26	300	2,8	118	1,10	1 : 2,5 : 24
„ Prypeci do Dniepru .	118 650	3 100	26	332	2,8	131	1,10	1 : 2,5 : 24
Dopływy Prypeci								
Wyżewka	1 064	130	120	4,4	4,1	—	—	— — —
Turja	3 169	320	101	12,7	4,0	—	—	— — —
Stochod	3 690	220	60	11,4	3,1	0,81	0,22	1 : 14,1 : 272
Pina	1 471	74	50	—	—	—	—	— — —
Jasiołda (Horod.)	5 414	380	72	—	—	2,17	0,40	1 : — : 175
Styr (Stare Konie)	12 254	920	75	54,0	4,4	12,25	1,00	1 : 4,4 : 75
Bobrzyk	1 874	170	90	7,3	3,9	0,79	0,42	1 : 4,9 : 215
Cna	1 653	165	100	6,9	4,2	0,66	0,40	1 : 10,4 : 250
Horyń (Daw. Gród.)	27 093	1 355	50	114	4,2	25,8	0,95	1 : 4,4 : 53
Głucha Łań (Mokr.)	2 142	200	90	11,0	5,0	0,60	0,38	1 : 18,3 : 333
Słucz (Litewska) .	5 230	360	69	22,0	4,2	2,10	0,40	1 : 10,5 : 171
Stwiha	3 403	250	75	12,0	3,5	—	—	— — —
Uborć	5 679	430	75	26,7	4,7	—	—	— — —
Ptycz	9 389	600	64	34,1	3,6	—	—	— — —
Sławeczna	3 061	245	80	13,1	4,3	—	—	— — —
Nenacz	1 546	170	110	7,0	4,5	—	—	— — —

Styr z Ikwą

Dorzecze i przekrój	A	W.W.		Ś.R.		N.W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
S. Szczurowice . .	1 998	400	200	13,0	6,5	2,6	1,3	1:5,0:154
„ Łuck (+ Ikwa)	7 272	1 140	157	39,2	5,4	8,7	1,2	1:4,5:131
„ Kołki	9 114	960	105	45,6	5,0	10,9	1,2	1:4,2: 87
„ Stare Konie . .	12 254	920	75	54,0	4,4	12,3	1,0	1:4,4: 75
Ikwa	2 010	380	190	12,6	6,3	—	—	— — —

Horyń ze Słuczą Wołyńską

Horyń (+ Żyrak) .	1 092	250	230	7,0	6,4	1,7	1,6	1:4,1:147
„ (+ Ruda) .	2 767	430	155	17,2	6,2	4,2	1,5	1:4,1:102
„ Ożenin (+ Wilja) .	5 858	685	117	32,0	5,8	8,2	1,4	1:3,9: 84
„ Deraźno . .	9 282	850	91	50,1	5,4	12,1	1,3	1:4,1: 70
„ Dąbrowica .	12 320	925	75	64,0	5,2	16,0	1,3	1:4,0: 58
„ (+ Słucz Woł.) . . .	26 120	1 330	51	110	4,2	24,8	0,95	1:4,4: 54
„ Dawid Gródek	27 093	1 350	50	114	4,2	25,8	0,95	1:4,4: 53
Słucz Wołyńska								
„ (+ Ikopol) .	1 282	210	164	9,0	7,7	—	—	— — —
„ (+ Chomora	4 937	607	123	33,6	6,8	—	—	— — —
„ (+ Smotka)	7 629	780	102	47,3	6,2	—	—	— — —
„ Berezno . .	11 773	820	70	67,1	5,7	4,2	0,36	1:16,0:195
„ Kołki . . .	13 697	830	61	75,3	5,5	4,8	0,35	1:15,7:173

Zestawione w tablicy 15 sekundowe objętości przepływów w dorzeczu Prypeci oparto tylko na pomiarach polskich (rosyjskich i niemieckich niema), wykonanych przy swobodnym przepływie. Oczywiście, że przepływy (nieswobodne) pod lodem będą o 10%—30% mniejsze. Przy ustalaniu najmniejszych odpływów Prypeci poza granicami Polski oparto się na pracach Oppokowa.

Tablica 16. Dniestr

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Kornalowice . . .	895	820	920	9,1	10,2	—	—	— — —
Czajkowice (+ Strwiąż) . .	1 932	1 260	650	15,3	7,9	—	—	— — —
Kołodruby (+ Wereszyca)	4 286	1 890	442	30,9	7,2	3,2	0,75	1:9,7:591
Mikołajów (+ Zubrza)	5 470	2 100	384	43,2	7,9	2,4	0,43	1:18,0:875
Zaleśce (+ Stryj) .	8 825	2 610	296	66,2	7,5	6,3	0,71	1:10,5:405
Siwka Wojn. (+ Świrz) . . .	12 066	2 960	245	90,4	7,5	9,9	0,82	1:9,1:300
Halicz (+ Łomnica)	14 659	3 110	212	141	9,6	13,6	0,93	1:10,4:229
Niżniów (+ Złota Lipa)	20 400	4 230	207	198	9,7	19,8	0,97	1:10,0:214
Zaleszczyki . . .	24 601	4 920	200	226	9,2	27,0	1,1	1:8,4:182
Okopy	33 597	5 710	170	252	7,5	32,0	0,95	1:7,9:178
Jampol (+ Morachwa)	49 874	6 980	140	344	6,9	45,0	0,90	1:7,4:155
Majaki (ujście do Limanu) . . .	75 350	7 540	100	460	6,1	98,0	1,3	1:4,9: 77
Dopływy Dniestru								
Strwiąż	944	720	760	13,7	14,5	—	—	— — —
Wereszyca . . .	912	146	160	8,5	9,3	2,1	2,3	1:4,0: 70
Bystrzyca Samborska	1 124	630	560	15,5	13,8	1,7	1,5	1:9,1:371
Stryj	2 920	2 100	719	46,0	15,7	5,5	1,9	1:8,4:382
Świca	1 491	1 310	880	26,8	18,0	3,1	2,1	1:8,7:624
Łomnica	1 525	1 360	891	27,7	18,2	2,7	1,8	1:10,0:763
Bystrzyca	2 519	1 810	720	42,8	17,0	3,5	1,4	1:12,2:517
Gniła Lipa . . .	1 358	310	230	11,5	8,5	1,1	0,8	1:10,5:282
Złota Lipa . . .	1 466	320	220	11,9	8,1	2,3	1,6	1:5,2:139
Strypa	1 624	390	240	11,7	7,2	—	—	— — —
Seret	3 917	750	192	30,0	7,6	5,1	1,3	1:5,9:147
Zbrucz	3 424	680	200	24,0	7,0	—	—	— — —
Smotrycz	1 790	410	230	12,9	7,2	—	—	— — —
Uszyca	1 561	380	245	10,1	6,5	—	—	— — —
Morachwa	2 426	410	172	14,1	5,8	—	—	— — —

Dopływy Dniestru (ciąg dalszy).

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
Reut	7 571	730	96	28,0	3,7	—	—	— — —
Ikuł	957	200	210	6,2	6,5	—	—	— — —
Byk	2 147	320	148	9,0	4,2	—	-	— — —
Botna	1 536	270	175	7,7	5,0	—	—	— — —
Stryj z Oporem								
Turka	897	850	950	18,9	21,1	1,9	2,2	1:9,9:447
Synowódzko Wyżne	1 548	1 320	852	28,2	18,2	3,2	2,0	1:8,8:413
Międzybrody . . .	2 396	2 000	830	39,5	16,5	4,3	1,8	1:9,2:465
Ujście do Dniestru	2 920	2 100	719	46,0	15,7	5,5	1,9	1:8,4:382
Opór	848	1 020	1200	18,7	22,1	1,3	1,5	1:14,4:785

Tablica 17. Prut (dorzecze Dunaju).

Dorzecze i przekrój	A	W. W.		Ś. R.		N. W.		NW:ŚR:WW
	km^2	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	m^3/s	$l/s/km^2$	
P. Jaremcze . . .	597	860	1441	14,4	24,2	1,25	2,1	1:11,4:688
„ Kołomyja . . .	1 145	1 250	1100	23,0	20,1	3,00	2,6	1:7,7:417
„ Śniatyn . . .	3 405	2 920	884	49,7	14,6	9,2	2,7	1:5,4:317
„ Piedykowce (+ Czeremosz)	6 010	3 800	632	91,3	15,2	13,2	2,2	1:6,9:288
„ Nowosielica . .	7 967	4 250	533	110	13,8	15,1	1,9	1:7,3:281
„ Skuleni	14 270	5 200	364	161	11,3	—	—	— — —
Ujście do Dunaju .	27 362	5 750	210	251	9,2	—	—	— — —
Czeremosz								
Cz. Biały Dołhopole	645	930	1442	16,8	26,0	2,3	3,6	1:7,3:404
Cz. Czarny Uście-ryki	786	1 050	1336	20,0	25,5	2,7	3,4	1:7,4:389
Czerem. Uścieryki .	1 500	1 700	1133	36,3	24,2	4,2	2,8	1:8,6:405
Czer. Waszkowce	2 604	2 400	922	56,0	21,5	7,8	3,0	1:7,2:308

LITERATURA.

Kataster sił wodnych Polski (Dunajec). Warszawa 1929.
Pareński A.: Bestimmung der Schätzungswerte für Abflußmengen der Hochwässer. Berlin 1926.
Pareński A.: Stosunek odpływu do opadu w klimacie wilgotnym o równomiernie rozłożonym opadzie. Lwów 1927.
Pareński A.: Zarys monografji rzeki Prypeci. Lwów 1928.
Pareński A.: Ogólny wzór na średnią prędkość w łożyskach przyrodzonych. Warszawa 1933.
Pawłowscy W. i St.: Wysokość opadu w dorzeczu Wisły. Lwów 1930.
Pomianowski K.: Roczne sumy opadu i odpływu w Karpatach środkowych. Lwów 1925.
Pomianowski K.: Hydrologja Dunajca w Rożnowie. Lwów 1930.
Reiański A.: Oznaczenie przepływu wielkiej wody w potokach. Warszawa 1929.
Roczniki Hydrograficzne C. B. H. Warszawa.
Siebauer St.: Hydrologiczne podstawy do opracowania regulacji Wisły od Zawichostu do morza z roku 1920. Warszawa 1929.
Siebauer St.: Charakterystyczne przepływy Niemna. Warszawa 1932.
Warowicz J. i Zierhoffer A.: Świat w cyfrach. Lwów 1930.
Wyniki pomiarów objętości przepływu w dorzeczu Dunajca. Warszawa 1927.
Wyniki pomiarów objętości przepływu w dorzeczu Sanu. Warszawa 1929.
Zubrzycki T.: Przebieg i charakter wezbrań Dniestru. Lwów 1925.
Zubrzycki T.: Stosunki odpływu w górnym biegu Dniestru. Warszawa 1925.
Zubrzycki T.: Największy znany przepływ Dniestru pod Halliczem i Zaleszczykami. Lwów 1930.
Zubrzycki T.: Skrajne wartości stanów wody i objętości przepływów. Lwów 1932.
Zubrzycki T.: O maksimum i minimum przepływu. Warszawa 1932.
Gennerich E.: Die Flüsse Deutschlands. Drezno 1907.
Jahrbuch für Gewässerkunde Norddeutschlands „Oder-Gebiet". 1920—1928.
Jahrbuch des k. k. hydrographischen Zentralbureaus in Wien. (Roczniki 1906—1912).
Oppokow E.: Stok i isparenje, kak funkcja atm. osadkow w recznom baseinje. Kijów 1929.
Oppokow E.: Dnipro. Kijów 1932.
Oppokow E.: Reżim recznogo stoka w baseinje werchnego Dniepra. Kijów 1904.
Oppokow E.: Niekotoroje danje po hydrologji werchnej Prypjati. Kijów 1928.
Oppokow E.: Hydroenergetyczni resursy w baseinje r. Dnipra (Pripjat'). Kijów 1928.
Oppokow E.: Régime des eaux souterraines dans le rayon de Polessie. La Pédologie 1913.
Puzyrewskij M.: Matierjały dla opisanja russkich riek (Dnistr, jego opisanje i predpołożenja ob ułuczszenij). Petersburg 1907.
Tillo: Swod niwellirowok riek i ich padanje i katalog absolutnych wysot urowniej wod Jewropiejskiej Rossji. Petersburg 1892.
Żyliński J.: Oczerk rabot zapadnoj jekspedycji po osuszonji bołot. Petersburg 1890.

Wzmacnianie konstrukcyj żelaznych przy pomocy spawania.[1])

Napisał

dr. inż. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Warszawa.

Wzmocnienia konstrukcyj żelaznych dokonywano dotychczas przy pomocy donitowywania części wzmacniających lub też przy pomocy otulania konstrukcji żelaznej betonem. (Por. Podręcznik inż., tom II, str. 1003 i tom III, str. 2009). Spawanie rozszerzyło niezmiernie i na tem polu możliwości inżyniera-konstruktora. Obetonowywanie prowadzi do znacznego zwiększenia ciężaru własnego. Donitowywanie poszczególnych części konstrukcyjnych zaś jest trudne i kłopotliwe, konieczne jest tu bowiem usunięcie istniejących nitów i bardzo dokładne dostosowanie nowych części, tak, aby otwory w nich najzupełniej dostosowały się do istniejących, a dopiero następnie umieszczenie nitów nowych. Trudności te powodowały, że wzmacnianie mostów istniejących przy pomocy nitowania opłacało się tylko w granicach do najwyżej 30% wagi istniejącej konstrukcji żelaznej; przy niektórych zaś przekrojach pasów i innych prętów było nieomal niemożliwe; podobnie ilości nitów w połączeniach węzłowych nieraz zwiększyć poprostu nie było można, a wtedy tem samem wszelkie wzmocnienie konstrukcji wogóle musiało odpaść. Natomiast przy zastosowaniu spawania da się wykonać wzmocnienie konstrukcji żelaznej łatwo i prosto bez usuwania nitów, bez trudnego dostosowywania się do nitów istniejących, a także przy nieomal wszystkich kształtach prętów i belek. Również pod względem stopnia zniszczenia zastosowanie tego sposobu zwiększa niezmiernie skalę możliwości wzmocnień.

I. Zasady ogólne.

1. Wzmocnienie z powodu zwiększenia obciążeń.

Pręty poszczególne wzmacnia się przy pomocy profilów, które się dospaja w najwygodniejszy sposób. Najkorzystniej jest, jeżeli części wzmacniające dobierze się tak, aby uzyskać możliwie mało użytych spoin. Przy wzmacnianiu konstrukcyj nitowanych bowiem nie materjał, potrzebny do wzmocnienia, odgrywa pierwszą i główną rolę w kosztorysie ogólnym, ale raczej samo spawanie. Chodzi zatem o to, by zużytego prądu było jak najmniej. Ze względu na wytrzymałość połączenia należy o ile możności stosować spoiny ciągłe, a nie przerywane.

Drugą zasadą jest: umieścić części wzmacniające bez przeszkody ze strony nitów. Główki tychże bowiem utrudniają zadanie w wysokim stopniu. Najłatwiej zatem wzmocnić przekroje na tych powierzchniach, na których nitów niema.

W przeważnej części wypadków musi się jednak umieścić części wzmacniające na płaszczyznach, posiadających przeszkody w postaci główek nitów. Przeszkody te ominąć można w kilka sposobów:

a) Można dać nakładkę z otworami w miejscach główek nitów i zalać je następnie elektrodą. Otwory te oczywiście muszą być odpowiednio większe

[1]) Do części V.: „Mosty“ w tomie II. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 751—1008.

od główek nitów, tak, aby materjał elektrody mógł chwycić nietylko główkę nitu, ale i sam właściwy materjał konstrukcyjny. Ważne jest to tem bardziej, że główki nitów wskutek zetknięcia się z roztopionym materjałem pałeczki pękają stosunkowo łatwo. Zresztą sposób ten wymaga stosunkowo dużej ilości materjału nałożonego i prądu elektrycznego.

b) Można nałożyć podkładki o grubości równej lub nieco większej od wysokości główek nitów. Podkładki takie wykonane być mogą z płaskowników lub nawet odpadków blach (co jest gorsze). Na nich umieszcza się dopiero właściwy element wzmacniający. Ten rodzaj wzmocnienia wymaga stosunkowo dużej ilości spoin; potrzebne są bowiem spoiny podwójne: jedne, łączące podkładki z częścią wzmacniającą i drugie, łączące części wzmacniające z podkładkami.

c) Wreszcie można dla wzmocnienia wybrać profile takie, któreby nie kolidowały z główkami nitów, ale stykały się powierzchnią przekroju wzmocnionego pomiędzy nimi. Jako taki profil nadaje się przedewszystkiem ceówka (korytko); mogą być jednak zastosowane i inne profile. Profil ten należy tak dobrać, iżby szwy można było swobodnie wzmocnić, nie zbliżając się zbytnio do główek nitów.

Ustrój ten posiada zalety znacznie większej prostoty, oraz mniejszej ilości szwów, tem samem większej taniości; natomiast tę niekorzyść, że odchyla więcej oś ciężkości, niż ustrój *b*).

Słabą stroną ustrojów *b*) i *c*) jest to, że pozostaje przestrzeń wolna trudno dostępna, narażająca powierzchnię przylegających profilów na rdzewienie i niszczenie. Należy ją wypełnić albo kitem, albo zaprawą cementową, względnie nawet betonem. Kit jest wygodniejszy przy zastosowaniu wzmocnienia drugiego (*b*), zaprawa cementowa trzeciego (*c*). Większe walory konserwacyjne przedstawia oczywiście zaprawa cementowa. Pewne trudności powstają też wskutek tego, że profile są nieraz zmienne; wtedy profile wzmacniające przycina się odpowiednio przy pomocy palnika tlenowo-acetylenowego. Drugą trudność powoduje to, że nieraz do wzmocnienia potrzeba w poszczególnych prętach różnych profilów. Trudność tę, występującą najczęściej przy wzmacnianiu pasów mostów kratowych, usuwa się przez zastosowanie wstawek poprzecznych, zamykających poszczególne części, złożone z tego samego profilu (por. fig. 85 i 90).

Jeżeli na długości belki wprowadza się wzmocnienia rozmaite w rozmaitych miejscach, to wtedy korzystnie jest tak je wykonać, aby zwiększenie przekroju następowało łagodnie, a nie nagle (por. np. fig. 59). Nie jest to konieczne; przy wzmacnianiu przy pomocy nitów tego zalecenia nie przeprowadza się nigdy. Wogóle jednak jest wskazane.

2. Uszkodzenie przez rdzę, uderzenie itd.

Gdy uszkodzenia z powodu rdzy są stosunkowo niewielkie, zwłaszcza pod względem zniszczenia powierzchni, najprostszym sposobem naprawy jest poprostu zalanie uszkodzonych miejsc przy pomocy metalu elektrody po należytem ich oczyszczeniu i przygotowaniu. Jeżeli uszkodzenie jest większe, to można albo część zniszczoną zastąpić wstawioną częścią nową, albo też ująć ją w odpowiednie przykładki, które przenosić będą siły wewnętrzne. Celem zastosowania wstawki należy materjał pręta usunąć na takiej przestrzeni, aby pozostał wyłącznie pełny zdrowy materjał; dla wszelkiej pewności kilka do kilkunastu *cm* poza obrąb dostrzeżonego zniszczenia; następnie wstawić odpowiednio dobraną wstawkę, wreszcie spoić ją z materjałem konstrukcyjnym pręta. Aby uzyskać należyte połączenie, musi być miejsce spojenia odpowiednio zukosowane i wolne od wszelkich nieczystości. Wstawka musi być nieco mniejsza wymiarem, tak, aby przy zukosowaniu na V, jakie najchętniej będzie stosowane, materjał elektrody mógł się przedostać nawskroś przekroju. Oczywiście niezmiernie ważną rzeczą będzie należyte

ustalenie wszystkich części w prostej przy pomocy uchwytów, które gwarantować będą niezmienność osi wobec czynności spawania. Po wykonaniu spoiny z nadlaniem zeszlifuje się ją do gładkiej powierzchni i powlecze farbą. Można przypuszczać przy dobrej robocie na miejscu budowy, że miejsce spojenia będzie miało wytrzymałość około 80% wytrzymałości materjału konstrukcyjnego lub i więcej. Jest to wystarczające o tyle, że przekrój użyteczny (netto) zazwyczaj nie dosięga nawet tej cyfry. Fig. 31 przedstawia pręt uszkodzony; na fig. 32 widać pręt ten ze wstawioną częścią (zakreskowaną), przyspojoną do pręta. W ten sposób można też wzmacniać mosty żeliwne, oczywiście przy zastosowaniu specjalnych elektrod do spawania żeliwa; części brakujące odlewa się specjalnie.

Jeżeli uszkodzenie jest większe, należy pręt w miejscu uszkodzenia zupełnie wyciąć (fig. 33), i wstawić część nową na całej powierzchni przekroju (fig. 34).

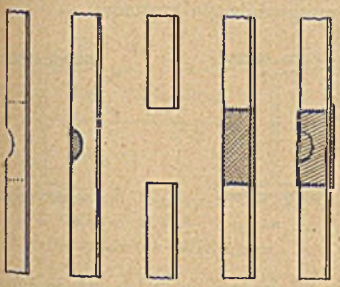


Fig. 31, 32, 33, 34 i 35.

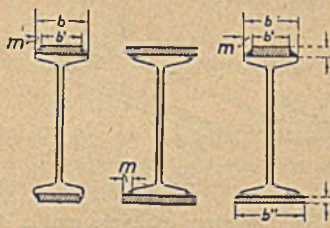


Fig. 36, 37 i 38.

Przy wykonaniu zwłaszcza wstawek należy baczną uwagę zwrócić na odkształcenie termiczne i dostosować do nich wykonanie spoin.

Na fig. 35 pokazano wzmocnienie uszkodzonego pręta przy pomocy przykładek. Zastosowanie ich jest znacznie prostsze w wykonaniu, o tyle, że nie potrzeba tu żadnego dopasowywania i żadnej obróbki, poza oczyszczeniem odpowiednich części przekrojów spawanych. Szpary, które pozostają w częściach uszkodzonych pod przykładkami, można wypełnić kitem albo cementem j. w. Rekonstrukcja przy pomocy nakładek jest pewniejsza od rekonstrukcji przy pomocy wstawek, jednakowoż, jeżeli chodzi o względy estetyczne, wskazane będą raczej wstawki, przykładki bowiem zdradzają odrazu swym wyglądem miejsca rekonstruowane, wyglądające wskutek tego jak łaty. Specjalnie wskazane są wstawki w przekrojach złożonych, bowiem główki nitów utrudniają zastosowanie przykładek.

II. Dźwigary walcowane.

Wytrzymałość dźwigarów walcowanych można zwiększyć przy zastosowaniu spawania w następujące trzy sposoby:

1. Wzmocnienie przy pomocy dospojonych nakładek (fig. 36, 37, 38). Wielkość nakładek należy dostosować do największego momentu zginającego. Ze względu na wygodę i pewność spawania należy unikać spoin sufitowych. Jeżeli przeto dospojenie nakładek odbywa się w warsztacie, gdzie dźwigar można umieścić w dowolnem położeniu, to i szerokość nakładek może być szersza lub węższa niż szerokość stopki dźwigara (fig. 36, 37). Jeżeli natomiast dźwigara obracać podczas spawania nie można, to lepiej górną nakładkę węższą od stopki dźwigara, zaś dolną szerszą (fig. 38), tak, by spoinę można było umieścić wygodnie (min. m = min. 0,5 $(b-b') = 5$ mm. Oczywiście

pole przekroju obu nakładek powinno być równe: $b'g' = b''g''$. Jeżeli szerokość stopki dźwigara jest znaczna (w Polsce $b > 25\,g$, w Niemczech $b > 30\,g$), to należy w środku umieścić jeszcze dodatkowo spoiny bróżdowe (fig. 39) lub też zastosować nakładki złożone z dwu części (fig. 40 i 41).

Grubość potrzebnych nakładek oblicza się tak samo, jak w blachownicach (por. tom III, str. 2046). Spoiny łączące są zazwyczaj przerywane, aczkolwiek ciągłe przedstawiają większe walory.

Nazwijmy w wytrzymałość zastosowanej spoiny w kg/cm b., T siłę poprzeczną, c długość, e odstęp (osiowy) spoin, h wysokość belki, to w przybliżeniu (fig. 42):

$$e = \frac{2\,w\,h\,c}{T}.$$

Największy dopuszczalny odstęp spoin: $e = 5\,c$. Najmniejsza długość spoiny $c = 40\,mm$ (przyczem nie uwzględnia się kraterów).

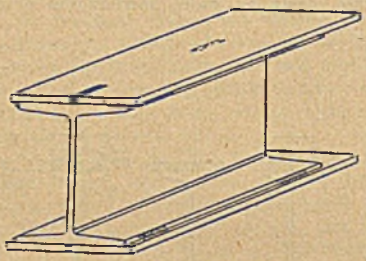


Fig. 39.

Fig. 40, 41.

Na dźwigarze umieścić można dwie lub więcej nakładek, wtedy jednak szerokości ich powinny być na tyle różne od siebie, by można było wy-

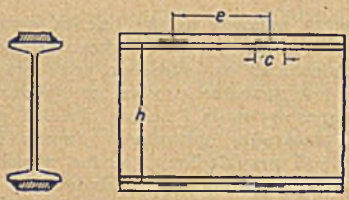


Fig. 42.

Fig. 43.

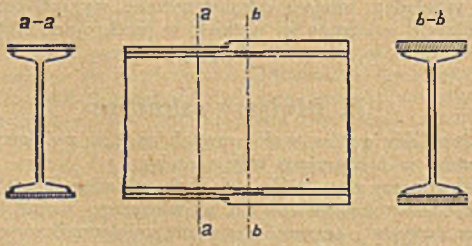


Fig. 44.

godnie umieścić spoiny (fig. 43). Można też przerwać w odpowiedniem miejscu nakładkę cieńszą i zastąpić ją nakładką grubszą (fig. 44) w tym wypadku.

Spojenie musi być wykonane bardzo starannie. Chcąc być bardzo ostrożnym, można przeprowadzić spoinę nie w płaszczyźnie prostopadłej do osi belki

fig. 45), ale w ukośnej (fig. 46, 47), tak, by w przekroju poprzecznym znajdował się tylko jeden punkt danej spoiny. Wymaga to oczywiście większej długości spoiny i nakładek (por. Podręcznik inż., tom III, str. 2046). Inne sposoby, stosowane nieraz w blachownicach spawanych, nie nadają się do dźwigarów walcowanych. Wogóle lepiej jest stosować mniejszą ilość nakładek grubszych niż większą cieńszych.

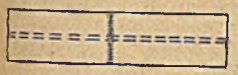


Fig. 45.

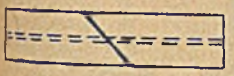


Fig. 46.

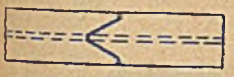


Fig. 47.

Jeżeli nie można umieścić nakładek na stopkach dźwigarów (nazewnątrz ich, gdy np. niedopuszczalne jest zwiększenie wysokości), to można dospoić je z boku w poziomie stopek dźwigarów. Ponieważ jednak wtedy zwiększa się znacznie szerokość stopek, przeto należy zastosować tu żebra wedle fig. 48. Można wreszcie dospoić przy-

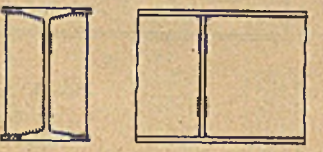


Fig. 48.

Fig. 49.

kładki także od wewnątrz (fig. 49). Należy tu nakładki zukosować od strony ścianki. Dźwigary podwyższone (o zwiększonej wysokości), stosowane rzadko przy wzmacnianiu konstrukcyj istniejących a często w nowych konstrukcjach, wykonywa się w ten sposób, że rozcina się dźwigar, rozsuwa obie części rozcięte i łączy je ze sobą (fig. 50). Jeżeli wzmocnienie ma być lokalne, np. na podporze belki ciągłej, to zachodzi potrzeba odpowiedniego wygięcia jednej części rozciętego dźwigara (por. fig. 456, Podr. inż., tom III, str. 2089). Ustrój ten nadaje się zwłaszcza do belek ciągłych. Można też dźwigar przeciąć wedle linji łamanej i przesunąć obie części względem siebie, uzyskując potrzebną wysokość. Dźwigar taki posiada w ściance otwory. Fig. 51 przedstawia przecięcie dźwigara. Fig. 52 nowy dźwigar wzmocniony i spojony w środku wysokości spoinami pozłomemi.

Fig. 50.

Wzmocnienie dźwigarów przy pomocy żeber (fig. 53) stosować można wtedy, gdy z jakichkolwiek powodów nie da się wprowadzić wzmocnień opisanych powyżej, zwłaszcza gdy na dźwigar działają siły skupione. Sposób ten daje dobre rezultaty, szczególnie przy wzmacnianiu profilów stosunkowo wysokich. Zwiększenie wytrzymałości naskutek zastosowania żeber w profilach niskich jest raczej nieznaczne. Żebra usztywniające wykonywa się najczęściej z płaskowników, czasem z teówek. W ten sposób można zwiększyć wytrzymałość na zginanie o 15 do 25% (w Polsce sposób patentowany). Usztywnienia takie są wskazane zawsze, gdy na belce (podciągu) spoczywają górą ciężary skupione, belki, słupy itp.

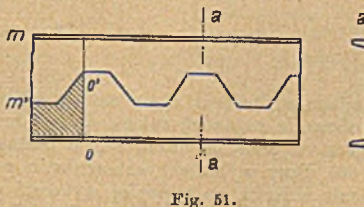


Fig. 51.

III. Blachownice.

Wzmocnienie blachownic uskutecznia się przy pomocy blach lub profilów dospojonych na pasach, na zasadach podanych wyżej. Najczęściej zastosowuje się tu jednak kątówki lub ceówki (por. fig. 54 i 55), rzadziej inne przekroje; można je przyciąć odpowiednio do zmiennej grubości nakładek (por. fig. 56 i 57). Zamiast ceówki przy pasie dolnym (fig. 54—56),

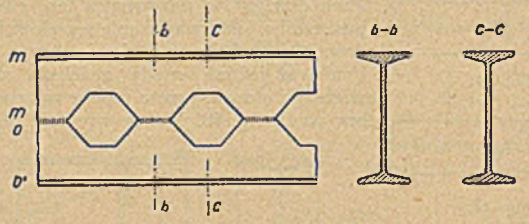


Fig. 52.

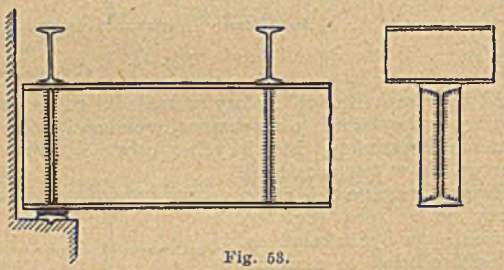


Fig. 53.

Fig. 54.

Fig. 55.

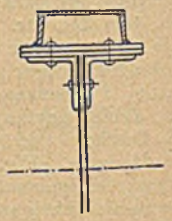


Fig. 56.

lepiej dla uniknięcia spoin sufitowych dać dwie kątówki od góry (fig. 58). Zakończanie nakładek zaleca się wykonać jak na fig. 59. O ile górą niema miejsca na dodanie nakładek, to można dać wzmocnienie tylko dołem (por. fig. 60). Przy wybitnem wzmocnieniu przekroju może zajść potrzeba usztywnienia ścianki, co najlepiej wykonać przy pomocy żeber dospojonych, jak w dźwigarach walcowanych. Tu jednak usztywnienie to wykonywa się z uwagi na sztywność ścianki, nie z uwagi na zgniot (fig. 61).

Przez odsunięcie dodanego profilu i oparcie go na słupkach uzyskuje się zwiększenie wytrzymałości jeszcze większe. Tu jednak mamy już do czynienia ze wzmocnieniem pośredniem, ze zmianą ustroju belki (fig. 43).

Trudniej jest uzyskać wzmocnienie nitów i połączeń blachownic. Stosunkowo najłatwiej zastosować tu spoiny wzdłuż przykładek (np. w po-

przecznicach mostowych), lub wyciąć otwory w przykładkach i zastosować spoiny bróżdowe. Podobnie można czasem w pewnym stopniu wzmocnić i połączenia nitowane kątówek do ścianki.

IV. Kratownice.

Wzmocnienie przekrojów prętów polega tu na dodaniu odp. profilu, wystarczającego na zwiększone siły rozciągające, wzgl. ściskające z uwzględnieniem wyboczenia. Należy dobierać profile, które się dadzą łatwo przytwierdzić, omijają główki nitów, nie wymagają wielu spoin dla przytwierdzenia, pozwalają na łatwą ochronę od rdzy i są symetryczne. Niekiedy ten ostatni warunek nie da się uzyskać i wtedy rezygnuje się

Fig. 57.

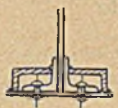


Fig. 58.

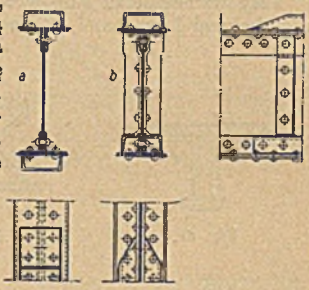


Fig. 59.

z niego, dbając tylko o to, aby osi bezwładności przekroju nie zostały obrócone. Dopuszcza się natomiast zwykle przesunięcie ich równoległe.

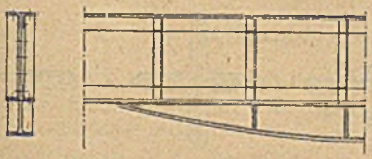


Fig. 60.

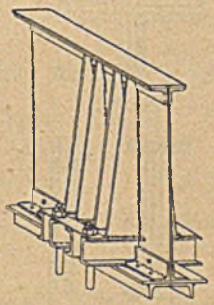


Fig. 61.

Wzmocnienie pasów teowych i dwuteowych wykonywa się najczęściej przy pomocy ceówek, kątówek lub płaskowników (por. fig. 62 i 63) lub wreszcie

Fig. 62.

Fig. 63.

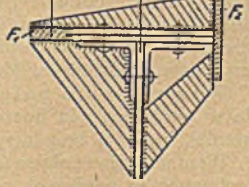


Fig. 64.

kombinacji ceówek i kątówek. W mostach otwartych o pomoście dołem potrzebna jest dla pasów ściskanych duża sztywność ze względu na oś pionową; konieczne jest wtedy poziome rozszerzenie pasu. W mostach kolejowych mo-

żliwość rozszerzenia pasów ku wnętrzu mostu jest jednak zazwyczaj bardzo ograniczona ze względu na obrys. Wtedy stosuje się zwykle wzmocnienie niesymetryczne, najczęściej o kształcie wedle fig. 64. Blachy (płaskowniki) dodatkowe, pionowe i poziome są połączone nietylko spoinami, ale też przy pomocy blach poprzecznych. W ten sposób cały element wzmacniający składa się i zespaja w warsztacie i jako całość łączy się go następnie z pasem. Osi przekroju wzmocnionego pozostają tu pionowe, wzgl. poziome, więc $r_1 F_1 = r_2 F_2$.

Przy wzmocnieniu słupów i krzyżulców mamy zazwyczaj do czynienia z kątówkami i blachami. Wzmocnienie kątówek uskutecznia się przy po-

Fig. 65.

Fig. 66.

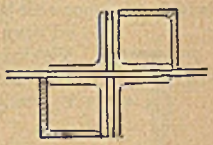


Fig. 67.

Fig. 68.

Fig. 69.

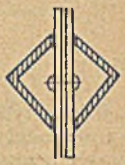


Fig. 70.

Fig. 71.

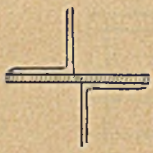


Fig. 72.

Fig. 73.

mocy blach fig. 62, 65, 66, kątówek (fig. 67, 68), lub ceówek (fig. 69). Wzmocnienie płaskowników (por. fig. 70 i 71). Wzmocnienie wedle fig. 72 i 73 jest możliwe, gdy warunki pozwalają na usunięcie wstawek, łączących kątówki istniejące i nitów. W przekrojach ściskanych, w których wyboczenie wymaga większej ilości materjału w części środkowej pręta dopuszczalne są wzmocnienia wyłącznie na potrzebnej długości krzyżulców bez wzmocnienia części końcowych (por. fig. 63).

Wzmocnienie połączeń węzłowych uskutecznia się przez dodanie w węzłach spoin bocznych, czołowych (często jednych i drugich równocześnie), rzadziej bródowych. Obliczenie por. str. 2708.

Wzmocnienie połączeń węzłowych por. fig. 74 i 75. Dodanie blach węzłowych w miejscach, w których przedtem ich nie było, jest w Polsce patentowane.

V. Słupy.

O ile wzmocnienie potrzebne jest na ściskanie, musi się je wykonać na całej długości trzonu słupa. O ile tylko na wyboczenie, można je wpro-

wadzić tylko w części środkowej, poza blachami trapezowemi pionowemi w podstawie i w głowicy, co zazwyczaj ułatwia wykonanie.

Do wzmocnień pierwszego typu należą podane na fig. 76 i 77; do wzmocnień typu drugiego, podane na fig. 78 i 79. Wzmocnienie podane tutaj wykonać można i na ściskanie; wtedy jednak należy blachę wzmacniającą połączyć spoiną mn z blachą trapezową (fig. 80).

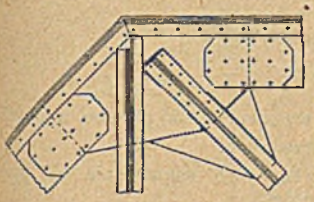


Fig. 74.

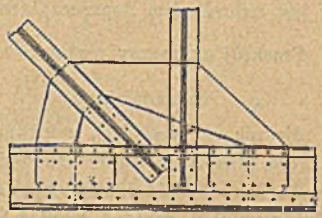


Fig. 75.

Fig. 76.

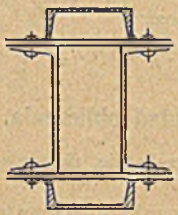


Fig. 77.

Fig. 78.

Fig. 79.

VI. Obliczenie wzmocnienia.

Wzmocnienie konstrukcji można przeprowadzić w dwojakich warunkach:

a) z odciążeniem konstrukcji istniejącej,

b) bez odciążenia tejże konstrukcji.

1. Wzmocnienie z odciążeniem konstrukcji zachodzi wtedy, gdy można most lewarami podnieść, tak, że strzałka ugięcia zniknie, a most jest bez naprężeń wewnętrznych; ze znacznem przybliżeniem zachodzi też ten wypadek, gdy konstrukcja może zostać odciążona na tyle, że działa tylko jej ciężar własny, ale zarazem siły wewnętrzne ciężaru własnego są bardzo małe w stosunku do sił od obciążenia całkowitego. Wtedy przyjąć można, że obciążenie całkowite przenosi się równo na stare (istniejące) i na nowe (wzmacniające) przekroje. Jeżeli przekrój użyteczny istniejący jest F_i, przekrój użyteczny wzmacniający F_w, siła wewnętrzna od ciężaru stałego S_g, od ruchomego S_p, to wtedy liczymy wedle wzoru:

Fig. 80.

$$S = S_g + S_p = (F_i + F_w)\,k,$$

więc

$$F_w = \frac{S}{k} - F_i = \frac{S_g + S_p}{k} - F_i.$$

2. Wzmocnienie bez odciążenia konstrukcji zachodzi wtedy, gdy konstrukcji nie można podnieść aż do stanu, w którym siły wewnętrzne

są równe zeru lub są bardzo nieznaczne. Wtedy obliczamy potrzebny przekrój dodatkowy w sposób następujący:

Naprężenie w pręcie z powodu ciężaru własnego wynosi $\sigma_g = \frac{S_g}{F_i}$,

„ „ „ „ „ „ ruchomego „ $\sigma_p = k - \sigma_g$

(k jest naprężeniem dopuszczalnem).

Przekrój użyteczny wzmocniony (całkowity) $F_c = \frac{S_p}{\sigma_p}$.

„ wzmacniający $F_w = F_c - F_i$.

Aby nie powiększać σ_g, należy najpierw wzmocnić belki główne, a później dopiero przejść do część drugo- i trzeciorzędnych.

3. Wzmocnienie połączeń węzłowych uskutecznia się przez umieszczenie w węzłach spoin o odp. długości.

Wedle doświadczeń całkowita wytrzymałość połączenia nitowego i spawanego P_c w tym samym węźle nie równa się sumie wytrzymałości nitów P_n i wytrzymałości spoin P_s, ale wynosi:

$$P_c = P_s + 0{,}6\, P_n.$$

VII. Przykład obliczenia.

Przykład. Należy wzmocnić przekątnię, składającą się z dwu płaskowników 200 . 11 (fig. 81).

Wzmocnienie bez odciążenia konstrukcji. Przekrój istniejący $F_i = 2 \,.\, 20 \,.\, 1{,}1 - 2 \,.\, 1{,}8 \,.\, 1{,}1 = 39{,}2\ cm^2$.

Siła w pręcie z powodu ciężaru stałego $S_g = 6{,}85\ t$,

„ „ „ „ „ „ ruchomego $S_p = 30{,}3\ t$.

Naprężenie dopuszczalne wynosi w danym wypadku $k = 804\ kg/cm^2$.

Naprężenie z powodu ciężaru stałego $\sigma_g = \frac{S_g}{F_i} = \frac{6850}{39{,}2} = 175\ kg/cm^2$,

„ „ „ „ ruchomego $\sigma_p = 804 - 175 = 629\ kg/cm^2$.

Całkowity przekrój wzmocniony $F_c = \frac{S_p}{\sigma_p} = \frac{30300}{629} = 48{,}2\ cm^2$.

Przekrój wzmacniający $F_w = F_c - F_i = 48{,}2 - 39{,}2 = 9{,}0\ cm^2$.

Fig. 81.

Fig. 82.

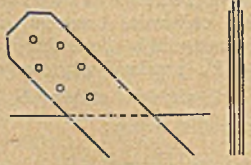


Fig. 83.

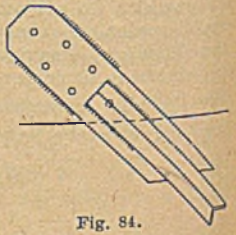


Fig. 84.

Możemy zastosować zatem dowolny profil, którego powierzchnia użyteczna będzie wynosić $F_w = 9\ cm^2$, w danym wypadku zastosowano dwie kątówki 50 . 50 . 5 (fig. 82).

Wzmocnienie przy odciążeniu konstrukcji.

$$F_{to} = \frac{S}{k} - F_i = \frac{6850 + 30300}{804} - 39{,}2 = \frac{37150}{804} - 39{,}2 =$$
$$= 46{,}2 - 39{,}2 = 7\ cm^2.$$

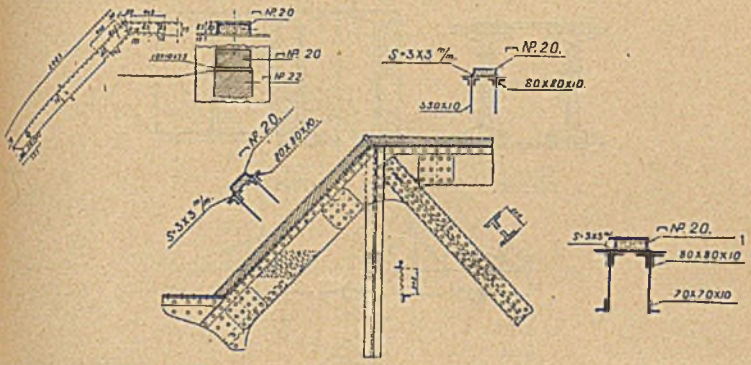


Fig. 85.

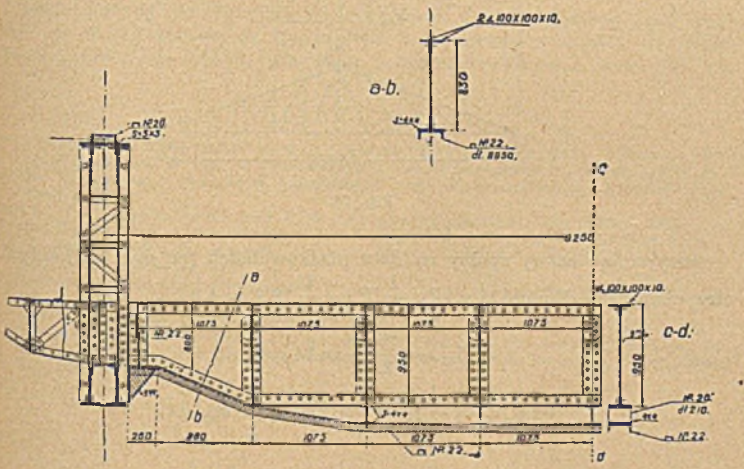


Fig. 86.

Wzmocnienie połączenia węzłowego (fig. 83):
Naprężenie dop. nitów na ścinanie $k_n = 0{,}8 \cdot 804 = 642\ kg/cm^2$.
Przekrój nitów $d = 22\ mm$ w dwu powierzchniach ścięcia

$$F_n = 2 \cdot 6 \cdot \frac{1}{4}\, 2{,}2^2 \cdot \pi = 45{,}6\ cm^2.$$

Siła w pręcie

$$P_n = F_n \cdot k_n = 45{,}6 \cdot 0{,}642 = 29{,}3\ t$$
$$S = S_g + S_p = 37{,}2\ t$$
$$0{,}6\, P_n = 0{,}6 \cdot 29{,}3 = 17{,}6\ t$$
$$P_s = S - 0{,}6\, P_n = 19{,}6\ t$$
$$k : 1200 = 804 : 1200 = 0{,}67.$$

Spoina 10 . 10 *mm*, przy naprężeniu dopuszczalnem $k = 1200\ kg/cm^2$ mogłaby przenieść siłę $p_{10} = 530\ kg/cm$ b., zaś spoina 6 . 6 *mm* siłę $p_6 = 380\ kg/cm$ b. Przy naprężeniu dop. $k = 804\ kg/cm^2$, otrzymamy jednak $p_{10} = 380 . 0{,}67 = 355\ kg/cm^2$, oraz $p_6 = 255\ kg/cm$ b.

Fig. 87.

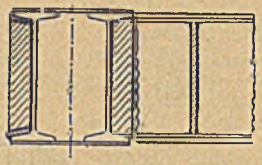


Fig. 88.

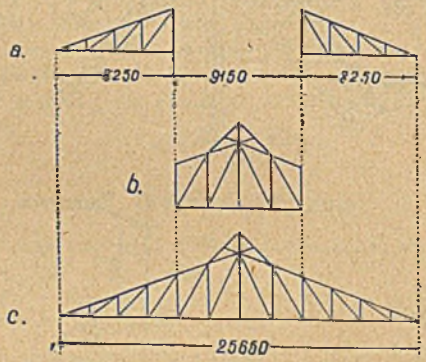


Fig. 89.

Przyjmując cztery spoiny na dwu płaskownikach (po dwa na każdym), otrzymamy ich długość dla siły $\frac{1}{4} P_8 = \frac{1}{4} 19{,}6 = 4{,}9\ t$,

$$l_{10} = \frac{4900}{355} = 14\ cm,$$

wzgl. $l_6 = \frac{4900}{255} = 20\ cm$ (por. fig. 84).

VIII. Przykłady wzmocnień.

Wzmocnienie mostu kratowego o pomoście dołem, którego pas był już zbyt słaby, zaś części krzyżulców w wysokości pomostu zostały nadżarte przez rdzę (fig. 85). Wzmocnienie pasa górnego przy pomocy ceówek odpowiednio wyciętych w miejscach zmiany grubości nakładek. W miejscach zmiany przekroju ceówek wstawki poprzeczne z blach. Ceówki wypełnione zaprawą cementową pod ciśnieniem. Wzmocnienie miejsc nadżartych rdzą przez nałożenie metalu elektrody (miejsca zakreskowane na słupach i przekątniach). Połączenie wzmocnione przy pomocy dodanych spoin. Poprzecznica wzmocniona przez dodanie dołem ceówki na słupkach (fig. 86).

Wzmocnienie to można też uskutecznić wedle fig. 60.

Wzmocnienie słupów w gmachu Tow. Prudential w Warszawie z powodu dodania jeszcze jednego piętra i pewnych przeróbek w projekcie wykonano

przez dospojenie przykładek i dźwigarów dodatkowych (fig. 87). Wzmocnienie podciągów tamże — przez dodanie żeber bocznych według fig. 88 (por. „Spawanie i Cięcie Metali", 1933).

Wzmocnienie wieży wyciągowej w kopalni Wujek por. „Przegląd Budowlany" r. 1932, też fig. 61.

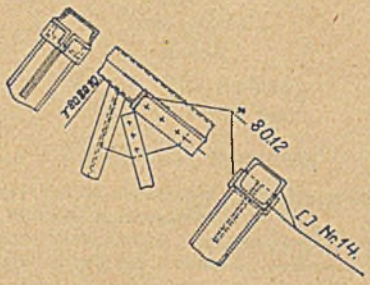


Fig. 90.

Wzmocnienie pierwszego mostu w Polsce por. „Czasopismo techniczne", r. 1934.

Dach, podany na fig. 89 i 90, wykonano z dachu nitowanego o rozp. 16,50 *m* w ten sposób, że go rozcięto i wstawiono w środek dorobioną spawaną część $l = 9{,}15\ m$, przyczem połączenie wykonano wedle fig. 90.

LITERATURA.

Bryła: Spawanie elektryczne żelaza w budownictwie i mostownictwie. Warszawa 1927.
Bryła: Wzmacnianie kratowych konstrukcyj nitowanych przy pomocy spawania. Lwów 1931.
Bryła: Wzmacnianie dźwigarów walcowanych przy pomocy spawania. Przegląd Budowlany 1934.
Bryła: Wzmacnianie mostów stalowych przy pomocy spawania. Czas. Techn. 1935.
Bryła: Wzmocnienie wieży wyciągowej w kopalni Wujek. Przegląd Budowlany 1932.
Bryła: Renforcement des constructions métalliques a l'aide du soudage; też po włosku. Kongres Acetylenowy 1934.
Szeligowski: Pierwsze wzmocnienie w Polsce mostu żelaznego zapomocą spawania łukiem elektrycznym. Czas. Techn. 1934.
Polak: Wytyczne dla projektowania wzmocnień mostów żelaznych. Czas. Techn. 1935.
Ponadto roczniki pism: Spawanie i Cięcie Metali, Journal of the American Welding Society, The Modern Industry, The Welding Engineer, Annales des Ponts, Arcos, Stahlbau, Zeitschrift V. d. I.

Wodociągi miejskie.

(Dokończenie[1]).

Napisał

inż. dr. Otto Nadolski,

profesor politechniki, Lwów.

I. Zbiorniki zapasowe.

Zbiornik zapasowy ma w urządzeniu wodociągowem (w sieci miejskiej) do spełnienia dwa zadania, mianowicie:

a) stałe utrzymanie potrzebnego ciśnienia gospodarczego,

b) wyrównanie zmiennych zapotrzebowań wody w poszczególnych godzinach doby.

a) Ze względu na wypełnienie zadania pierwszego, musi być zbiornik umieszczony odpowiednio wysoko ponad obszarem miasta, który ma być z wodociągu zaopatrywany w wodę. Zasadę oznaczenia tej wysokości — podaje ustęp o ciśnieniu gospodarczem (str. 1629—1632).

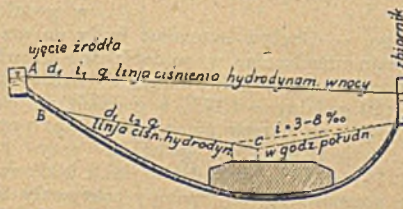


Fig. 91 *a*.

Tu zauważyć tylko należy, że wskazany tam sposób oznaczenia zwierciadła wody w zbiorniku (względnie posadzki zbiornika) podaje wypadek najniekorzystniejszy ze względu na dopływ wody (pracę pomp), tj. w chwili, kiedy w mieście niema zużycia wody (w godzinach nocnych), a cała pompowana woda ma dojść do zbiornika. Na ten wypadek należy liczyć rurociąg i moc zespołów pompowych. W czasie natomiast godzin dziennych, kiedy cała doprowadzana woda zużywa się w mieście, opada linja ciśnienia dynamicznego w całej sieci do stanu podanego na fig. 91 *a* i 91 *b*.

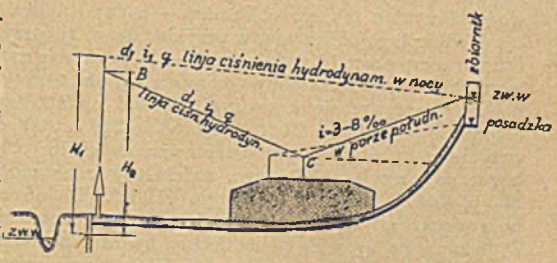


Fig. 91 *b*.

W wypadkach, przedstawionych na rysunku (wodociąg grawitacyjny fig. 91 *a* i wodociąg pompowy fig. 91 *b*), w czasie zużywania całego dopływu z pomp w obszarze miasta i równoczesnego pokrywania w godzinach południowych nadmiaru zapotrzebowania ze zbiornika — opada ciśnienie do wysokości oznaczonej literami B — C — zbiornik, przyczem pomiędzy A i B (fig. 91*a*) woda nie wypełnia całego przekroju rurociągu, zatem nie płynie w tej partji pod ciśnieniem.

[1]) Do części VII.: „Inżynierja miejska“ w tomie III. „Podr. inżyn.“, str. 1467—1762.

b) Wypełnienie drugiego zadania zbiornika — wymaga nadania mu odpowiedniej objętości użytkowej, na pomieszczenie potrzebnej ilości magazynowanej wody.

Jak to przedstawiono w ustępie „Zużycie wody“ (str. 1622—1627), ulega zużycie w mieście w poszczególnych godzinach dnia (doby) — bardzo wielkim wahaniom, większym w miejscowościach małych (wsiach) — a najmniejszym w dużych miastach. Przebieg tych wahań, podany przykładowo dla kilku miast, w tabeli na str. 1627 dla miejscowości niemieckich podaje fig. 92, jako wyniki średnie. Według tych dat, po wsiach występują w zużyciu w ciągu doby trzy razy krótkotrwałe maksima, dochodzące do 12%, a nawet do 15% całodobowego zużycia w ciągu jednej godziny; w małych miastach — występują dwa maksima (około godziny 12 i 20), dochodzące do 10% zużycia całodobowego w ciągu jednej godziny; w miastach wreszcie dużych zużycie od godziny 7—20 jest mniej więcej równe i wynosi w godzinie około 6% zużycia całodobowego. — Dopływ natomiast wody do urządzeń wodociągowych zależy od rodzaju urządzenia; w wodociągach grawitacyjnych — dopływa woda równomiernie przez całą dobę, w każdej godzinie w jednakowej ilości (100% : 24 godziny = 4,17% w godzinie); w wodociągach pompowych — zależy dopływ od okresu pompowania (np. przy 8 godzinach ruchu pomp: 100% : 8 = 12,5% w godzinie, przy 16 godzinach pompowania: 100% : 16 = 6,25% w godzinie itd.). Najkorzystniejsze jest takie przyjęcie okresu pompowania, aby pompy pokrywały bezpośrednio jak najlepiej wykres zużycia wody w mieście, zatem w fig. 92 np. dla dużych miast, aby pompowano wodę w czasie od godziny 7—20.

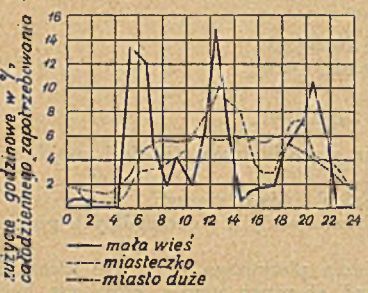


Fig. 92.

Stąd pojemność użyteczna zbiornika będzie w każdym wypadku inna i powinna być dla każdego miasta osobno obliczona. Do takiego obliczenia należy przyjąć rozkład zużycia wody w poszczególnych godzinach dnia, według dat z analogicznych miejscowości, posiadających już wodociąg a następnie obliczyć sposobem Wayraucha potrzebną objętość zamagazynowania wody. Przykład takiego obliczenia — podaje tablica na str. 2715.

Według tego obliczenia, w przykładzie *a*, tj. przy wodociągu pompowym i ruchu pomp przez 16 godzin (od 6—22), w okresie największego zużycia wody w mieście — wystarczałaby pojemność zbiornika teoretycznie 17,50% ilości całodobowej; przy przeciętnem zużyciu w ilości, np. 2000 m^3 na dobę, wystarczałby zbiornik o pojemności 2000 × 0,1750 = 350 m^3. W dniach gorących letnich zużycie wody w naszych miastach wzrasta około 1,25 w stosunku do przeciętnego; po uwzględnieniu tego, należałoby mieć możność zamagazynowania 350 × 1,25 = 437,5 m^3 — okrągło 450 m^3. Dodać tu jeszcze należy wodę pożarniczą, np. zapas wystarczający na uruchomienie 3 hydrantów, przez 3 godziny po 6 *l*/sek., tj. na każdy hydrant po 65 m^3, czyli razem 195 m^3, okrągło 200 m^3. Razem zatem zbiornik powinienby mieć łączną objętość conajmniej: 450 + 200 = 650 m^3. Przy zaopatrzeniu grawitacyjnem, względnie przy pompowaniu bez przerwy przez 24 godziny, czyli przy dostarczaniu w godzinie 4,17% zużycia dobowego (przykład *b*), potrzebna objętość powinna wynosić w powyższym przykładzie 20,3%, czyli 2000 × 0,203 = = 406 m^3, okrągło 410 m^3; dla gorącego dnia letniego: 410 × 1,25 = 512 m^3, okrągło 520 m^3, a z wodą pożarniczą j. w. 520 + 200 = 720 m^3. W tem samem mieście, przy wodociągu pompowym z 8-godz. ruchem pomp (od 8—16), minimalna pojemność zbiornika (przykład *c*) musiałaby wynosić

Przykład:			*a* (16-godzinne pompowanie)		*b* (grawitacyjne lub 24-godz. pompowanie)			*c* (8-godzinne pompowanie)		
w godz. od—do	zużycie wyrażone w % potrzeb całej doby	dostarczenie	zbiornik		dostarczenie w %	zbiornik		dostarczenie w %	zbiornik	
			dopływa	ubywa		dopływa	ubywa		dopływa	ubywa
0— 1	1,5	—	—	1,50	4,17	2,67	—	—	—	1,5
1— 2	1,0	—	—	1,00	4,17	3,17	—	—	—	1,0
2— 3	1,0	—	—	1,00	4,17	3,17	—	—	—	1,0
3— 4	1,0	—	—	1,00	4,16	3,16	—	—	—	1,0
4— 5	2,5	—	—	2,50	4,16	1,66	—	—	—	2,5
5— 6	4,0	—	—	4,00	4,17	0,17	—	—	—	4,0
6— 7	4,7	6,25	1,55	—	4,17	—	0,53	—	—	4,7
7— 8	5,8	6,25	0,45	—	4,17	—	1,63	—	—	5,8
8— 9	6,0	6,25	0,25	—	4,17	—	1,83	12,5	6,5	—
9—10	6,5	6,25	—	0,25	4,16	—	2,32	12,5	6,0	—
10—11	7,0	6,25	—	0,75	4,17	—	2,83	12,5	5,5	—
11—12	7,5	6,25	—	1,25	4,17	—	3,33	12,5	5,0	—
12—13	6,5	6,25	—	0,25	4,16	—	2,32	12,5	6,0	—
13—14	6,0	6,25	0,25	—	4,16	—	1,82	12,5	6,5	—
14—15	4,5	6,25	1,75	—	4,17	—	0,33	12,5	8,0	—
15—16	4,5	6,25	1,75	—	4,17	—	0,33	12,5	8,0	—
16—17	4,0	6,25	2,25	—	4,16	0,16	—	—	—	4,0
17—18	4,0	6,25	2,25	—	4,17	0,17	—	—	—	4,0
18—19	6,0	6,25	0,25	—	4,17	—	1,83	—	—	6,0
19—20	5,0	6,25	1,25	—	4,17	—	0,83	—	—	5,0
20—21	4,5	6,25	1,75	—	4,16	—	0,34	—	—	4,5
21—22	2,5	6,25	3,75	—	4,17	1,67	—	—	—	2,5
22—23	2,0	—	—	2,00	4,17	2,17	—	—	—	2,0
23—24	2,0	—	—	2,00	4,16	2,16	—	—	—	2,0
24 godz.	100	100	17,50	17,50	100	20,30	20,30	100	51,5	51,5

Zużycie w poszczególnych godzinach dnia — we wszystkich przykładach (*a*, *b* i *c*) takie same (podane w kolumnie drugiej).

$2\,000 \times 0{,}515 = 1\,030\ m^3$; ze względu na dnie letnie: $1\,030 \times 1{,}25 = 1\,287{,}5$, okrągło $1\,300\ m^3$, a z wodą pożarniczą $1\,500\ m^3$.

Takie objętości minimalne, ściśle obliczone pod założeniem dobowego wyrównania, stosujemy tam, gdzie koszt zbiornika wypada duży, zatem przedewszystkiem przy zbiornikach wieżowych. W innych wypadkach dajemy pojemność zbiornika z reguły większą, conajmniej 25—30% całodobowego zapotrzebowania, powiększoną o wodę pożarniczą. Przy zachodzących obawach częstych pęknięć rurociągu doprowadzającego wodę do zbiornika (zatem przy długich rurociągach), przy trudnościach naprawy uszkodzeń rurociągu (w małych miastach) dawano dawniej objętości równe całodobowemu zapotrzebowaniu, a czasem jeszcze większe. Dziś, ze względu na wskazaną oszczędność kosztów budowy — należy tego unikać. W każdym jednak wypadku należy dla orjentacji obliczyć w powyższy sposób konieczną pojemność minimalną. Podobne obliczenie przeprowadzić można także wykreślnie.

Położenie zbiornika w stosunku do miasta i jego sieci wodociągowej może być rozmaite. Zbiornik może leżeć przed miastem (pomiędzy ujęciem a miastem, fig. 93) i taki nazywamy przechodowym, albo też może leżeć po przeciwnej stronie miasta (fig. 94), jako t. zw. zbiornik końcowy.

W razie zastosowania zbiornika końcowego, rurociąg od ujęcia aż do zbiornika musiałby być obliczony na przeciętną objętość pompowania w sekundzie. W przykładzie j. w. przy 2 000 m^3 zużycia przeciętnego, i przy dopływie grawitacyjnym, musiałby rurociąg przeprowadzać w godzinie 4,17% z 2 000 m^3, czyli 83,4 m^3/godz., zatem 23,2 l/sek. W tym samym przykładzie, przy zbiorniku przechodowym, rurociąg od ujęcia do zbiornika należałoby policzyć j. w. na 23,2 l/sek.; od zbiornika jednak do miasta (do pierwszego rozgałęzienia w sieci) musiałby rurociąg pokrywać całe zapotrzebowanie w godzinie południowej dnia letniego, dochodzące do 10% całodobowego przeciętnego, czyli w naszym przykładzie do 200 m^3/godz., względnie 55,5 l/sek. Założenie takiego rurociągu i sieci wypadłoby znacznie drożej, niż przy zbiorniku końcowym. Pozatem przy zbiorniku końcowym jest większe bezpieczeństwo ruchu; w razie pęknięcia rurociągu pomiędzy ujęciem a miastem, może miasto otrzymywać wodę ze zbiornika; w porze zaś

Fig. 93.

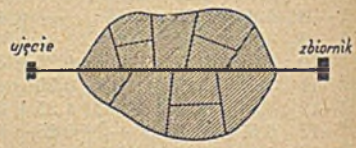


Fig. 94.

południowej zaopatrywane jest w wodę z dwóch stron, z pomp i ze zbiornika, co także wpływa korzystnie na zmniejszenie dymensyj rurociągów sieci miejskiej. Korzyści tych nie daje zbiornik przechodowy.

Poza temi dwoma wypadkami może zbiornik być pomieszczony jeszcze w centrum zużycia (sieci miejskiej), co również wpływa korzystnie na dymensje sieci, gdyż rurociągi doprowadzające wodę ze zbiornika są stosunkowo krótkie, a tem samem straty ciśnienia — małe. Wypadek ten najwłaściwszy jest dla zbiorników wieżowych.

Z reguły staramy się zbiorniki umieszczać na odpowiednich wzgórzach w terenie; gdzie takich wzniesień niema, musimy budować zbiorniki wieżowe.

a) Zbiorniki w terenie.

Zbiorniki budujemy zazwyczaj 2-komorowe (rzadziej 3-komorowe), aby na wypadek czyszczenia lub naprawy jednej komory, była czynna druga. Przyjętą objętość dzielimy zatem na dwie równe komory. Rzut poziomy może być prostokątny (fig. 95), lub okrągły (fig. 96). Zbiorniki jednokomo-

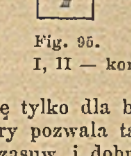


Fig. 95.

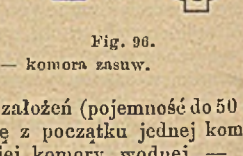


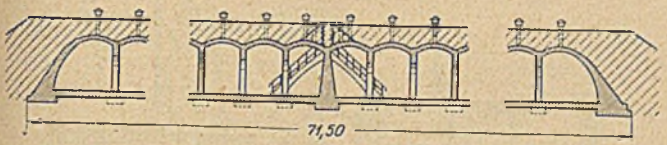
Fig. 96.

I, II — komory wodne, III — komora zasuw.

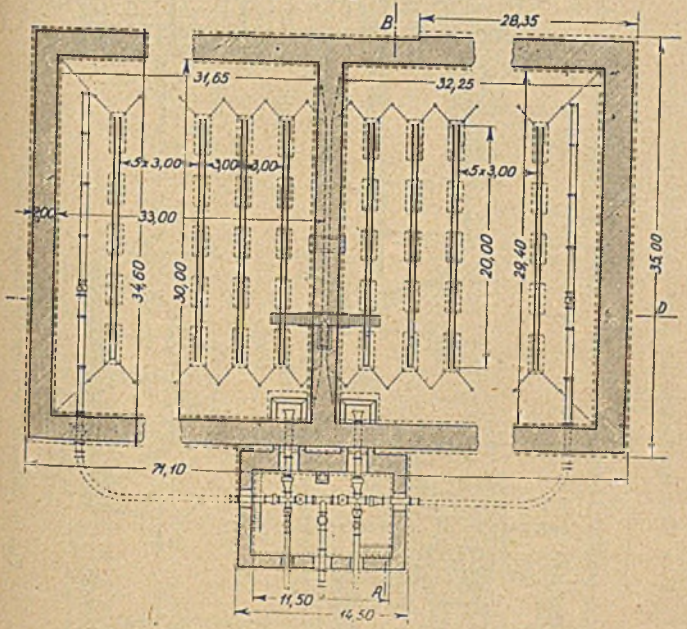
rowe stosuje się tylko dla bardzo małych założeń (pojemność do 50 m^3). Podział na komory pozwala także na budowę z początku jednej komory wodnej i komory zasuw i dobudowanie drugiej komory wodnej — po kilku latach. Głębokość warstwy wody w małych i średnich zbiornikach 2,5—4,0 m, w dużych do 5,0 m, wyjątkowo do 6,0 m.

Do budowy zbiorników w terenie stosowano dawniej mury kamienne i ceglane; dziś — konstrukcje betonowe, oraz najczęściej żelbetowe.

przekrój C–D



rzut poziomy



przekrój A–B

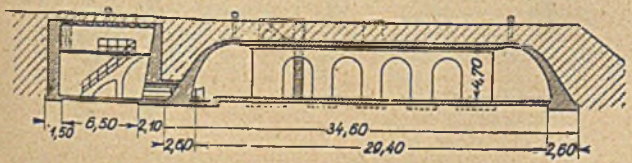


Fig. 97. Zbiornik betonowy, o pojemności 7 000 m^3 we Lwowie (dolnej strefy).

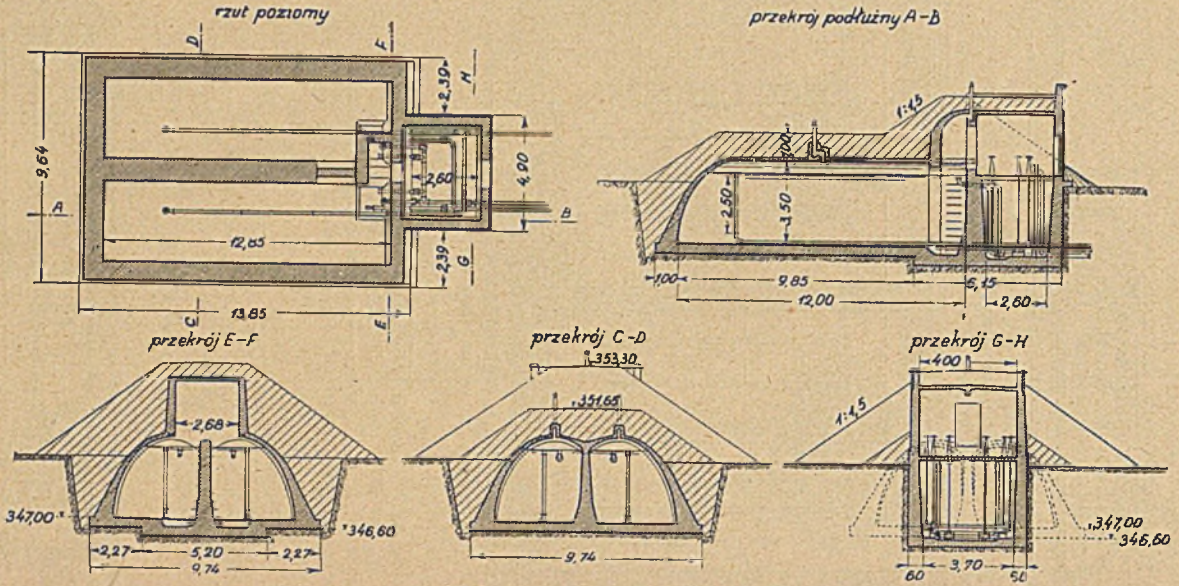


Fig. 98. Zbiornik betonowy dla Kałusza (260 m^3).

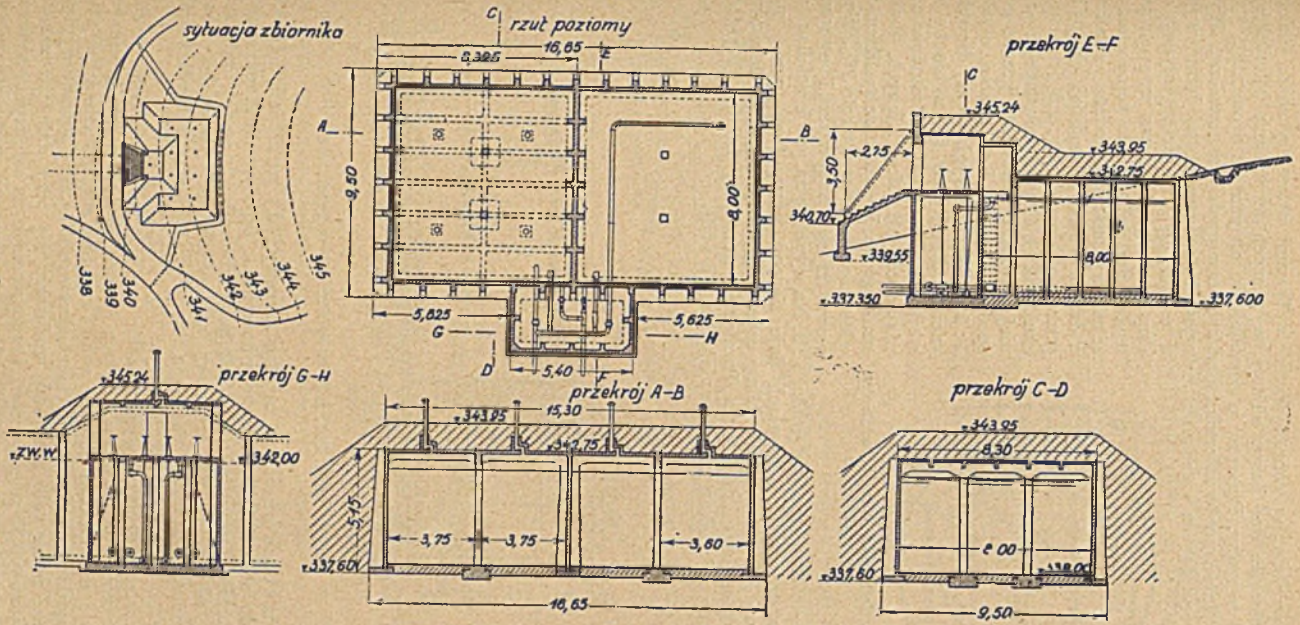


Fig. 99. Zbiornik żelbetowy prostokątny w Sanoku (450 m^3).

Ze względu na ochronę przed wpływami atmosferycznemi należy na strop zbiornika dać nasyp ziemny, w naszych warunkach conajmniej 1 *m* do 1,50 *m* gruby. Pamiętać o odwodnieniu nasypu (zdrenowaniu).

Szczelność murów zbiornika musi być bezwzględnie zapewniona. Wymaga to dobrego doboru i stosunku materjału betonowego, oraz dobrej wyprawy w tej partji, gdzie ściany stykają się ze słupem wody. Wyprawa wewnętrzna najlepsza, możliwie rychło po zabetonowaniu ścian wykonana, powinna składać się z dwóch warstw, spodniej około 1,5 *cm* grubej o stosunku 1 : 1,5 (cement : piasku), tylko kielnią wyrównanej i wierzchniej, nałożonej na świeżą jeszcze warstwę spodnią, około 0,5 *cm* grubej, o stosunku 1 : 1, dokładnie wygładzonej drewnianemi zacieraczkami (lub też z blachy cynkowej). Używa się także dodatków uszczelniających, jak „sico“ i innych. Krawędzie zaokrąglone. Posadzka ze spadkiem do zagłębienia spustowego około 1%. Wyprawa wewnątrz nad linją wodną i zewnętrzna — około 1—2 *cm* gruba, o stosunku 1 : 2. Na wyprawę na powierzchniach zewnętrznych stropowych i kopułach daje się pod nasyp 1 *cm* grubą warstwę asfaltową lub uszczelnienie bitumiczne. Wyprawy wypalane żelaznemi zacieraczkami łatwo się łuszczą. Pamiętać o wentylacji komór. Przykłady wykonanych zbiorników przedstawiają fig. 97—101.

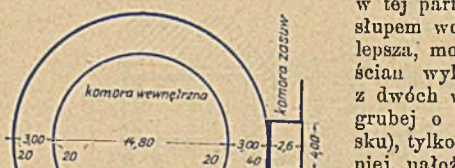


Fig. 100. Żelbetowy okrągły w Drohobyczu (1500 m^3).

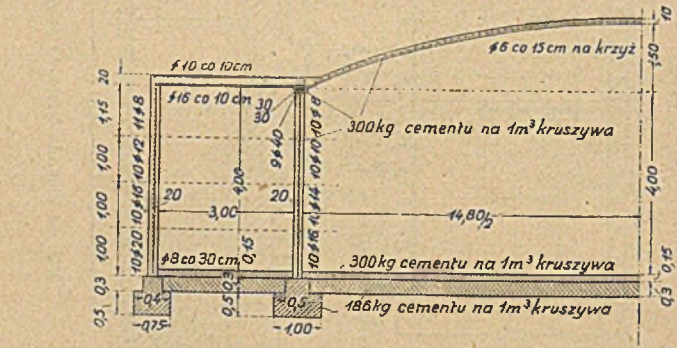


Fig. 101. Żelbetowy okrągły w Przemyślu.

Armatura zbiornika (rurociągi, zasuwy, itd.) ma na celu doprowadzenie wody do zbiornika i pobór wody do miasta, zapobieżenie stagnowaniu wody w zbiorniku, umożliwienie opróżniania zbiornika z wody, oraz zabezpieczenie, aby woda nie przekraczała dopuszczalnej wysokości (przelewy). Urządzenia te zależą od położenia zbiornika; inne są w zbiorniku końcowym (fig. 102), a inne w przechodowym (fig. 103).

W zbiornikach tych wprowadzenie wody do zbiornika i pobór ze zbiornika rozmieszczone są na przeciwległych końcach każdej z komór wodnych, aby wprawić w ruch całą objętość wody i zapobiec stagnowaniu jej w zbiorniku. Doprowadzenie wody do zbiornika uskutecznia się przy pomocy wygięcia rury w górę; pobór (sito poborowe) umieszcza się przy dnie nad zagłębieniem (co najmniej 0,25 *m* głębokiem), przeznaczonem na magazynowanie namułów i umieszczenie rury spustowej. Rury przelewowe, rozszerzone u góry dla

uzyskania wydłużonej krawędzi przelewu, uchodzą do rury spustowej — poza zasuwami. Wzajemny stosunek tych urządzeń w przekroju podłużnym przedstawia fig. 104 (zbiornik końcowy).

Wlot 1, przedstawiony w fig. 104, powoduje przy wodociągach pompowych pewne straty w kosztach pom-

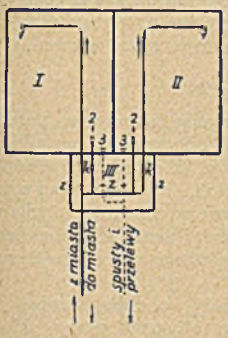


Fig. 102. Armatura zbiornika końcowego (4 zasuwy i 2 klapy zwrotne).

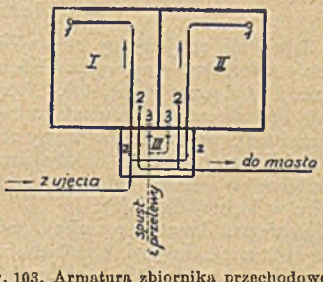


Fig. 103. Armatura zbiornika przechodowego (6 zasuw).

I i II — komory wodne, III — komora zasuw. 1. wpływy wody do zbiornika; 2. sita poborowe; 3. rury spustowe. z — zasuwy płaskie; k — klapy zwrotne.

powania; wymaga bowiem podnoszenia pompowanej wody nawet przy pustym zbiorniku aż do poziomu najwyższego zwierciadła wody w zbiorniku. Aby tego uniknąć, można zamiast pionowej rury wypływowej (1), zakończyć poziomą jej część klapą zwrotną, tak umieszczoną, aby przy wpływie wody do zbiornika klapa się otwierała i wodę wpuszczała (stan kreskowany na fig. 104) do komory wodnej.

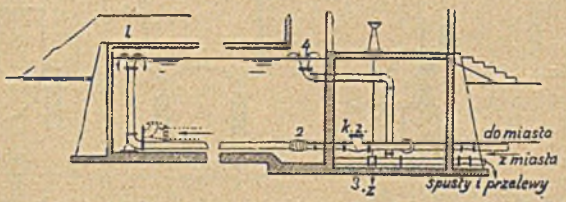


Fig. 104. 1. wpływ do zbiornika; 2. sito poborowe do miasta; 3. rura spustowa; 4. przelew; kz — klapa zwrotna; z — zasuwa.

Średnice rurociągu doprowadzającego i pobierającego wodę ze zbiornika odpowiadają średnicom obliczonym dla głównych rurociągów. Rurociągi spustowe i przelewowe otrzymują zazwyczaj średnice takie same; czasem z oszczędności nieco mniejsze. Zasuwy płaskie (badane na ciśnienie 4 atmosfer) wystarczają, gdyż w zbiorniku ciśnienie w rurociągach jest bardzo małe. Jako rezerwę dają jeszcze czasem (przy wodociągach pompowych) połączenie pomiędzy rurociągiem pompowym, doprowadzającym wodę do zbiornika, z rurociągiem spustowym w formie przelewu tak umieszczonego w komorze zasuw, aby w razie zamknięcia zasuw na rurociągach, doprowadzających wodę z pomp do zbiornika, mogła się woda z rurociągu tłocznego przelewać wprost do rury spustowej.

W obrębie zbiorników, jak w obrębie wszystkich objektów, dajemy rurociągi kołnierzowe (flanszowe), ze względu na łatwość rozmontowania. Pamiętać należy przy osadzaniu rur w murach, że rurociągi przychodzą z hut powleczone asfaltem (oliwą terową), który nie łączy się szczelnie z betonem.

Części rur, na długościach, które przechodzą przez mury, muszą być przed wmurowaniem dobrze opalone i oczyszczone drucianą szczotką, aby usunąć z nich asfalt.

Poza murami zewnętrznemi pamiętać o umieszczeniu na wszystkich rurociągach wstawek dylatacyjnych (z miedzi cynowane), pozwalających na inne osiadanie się rur osadzonych w murach, a inne poza murami.

b) Zbiorniki wieżowe.

Jeżeli nie znajdujemy odpowiedniego wzniesienia terenowego na umieszczenie zbiornika, musimy pomieścić zbiornik na odpowiednio wysokiej konstrukcji podporowej (wieży). Nazywamy je stąd zbiornikami wieżowemi. Mają one zatem zastosowanie w terenach płaskich, a wtedy niekrępowani innemi względami, umieszczamy zbiornik możliwie w centrum zużycia wody. W wielkich miastach należy przewidzieć podział sieci na dzielnice, zaopatrzone w osobne zbiorniki wieżowe, pomieszczone w centrach zużycia wody w każdej dzielnicy.

Ponieważ koszt konstrukcji podporowej (wieży) obciąża bardzo całość urządzenia, a zależy od wysokości wieży i ciężaru (objętości wody) zbiornika, przeto przy tych właśnie zbiornikach oznaczamy pojemność ściśle według rzeczywistej potrzeby, w sposób powyżej na str. 2715 podany. W tym celu należy dobrać też okres pompowania w takiej porze dnia, aby pompy bezpośrednio pokrywały jak najlepiej powierzchnię zapotrzebowania wody (fig. 92). Z reguły uzyskujemy to przy 16-godzinnym okresie pompowania na dobę (od 5—21).

Zbiorniki wieżowe wykonujemy z żelaza, z żelbetu, a w wypadkach prowizorjów — z drzewa. Konstrukcje podporowe, dawniej z muru kamien-

Fig. 105.

Fig. 106.

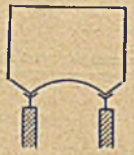


Fig. 107.

Fig. 108

nego lub ceglanego, dziś najpowszechniej wykonuje się jako konstrukcje żelbetowe. Kształt zbiornika zależny od wymagań statycznych, najczęściej cylindryczny, z rozmaitem wykształceniem dna.

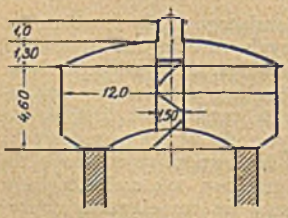


Fig. 109.

Używają zatem dna o kształcie odcinka kuli (fig. 105 i 106), wymagającym silnego pierścienia podporowego. Intze wprowadził kształt podany na fig. 107 — korzystny z powodu przenoszonych na wieże sił pionowych, oraz z powodu zmniejszonych rozmiarów części podporowej, o średnicy mniejszej niż średnica zbiornika. Wreszcie Barkhausen wprowadził dno o kształcie półkuli, z górną częścią cylindryczną, na której dno jest zawieszone (fig. 108). — Forma Intzego jest najczęściej używana i to w wykonaniu z żelaza, jak i żelbetu, zwłaszcza z szybem schodowym w pośrodku, według fig. 109. — Część podporowa (wieża), w wykonaniu żelbetowem, składa się najczęściej z słupów, rozmieszczonych na podstawie kołowej lub wielobocznej (fig. 111), łączonych stropami w poziomach pięter (fig. 110).

Czasem można w konstrukcji wieży pomieścić ubikacje użytkowe, j. w. w Ciechocinku — kawiarnię na parterze, a mieszkania służbowe na piętrach. (Fig. 112 i 113.)

Fundacja takich wież jest bardzo ważna; najczęściej na płycie pod całą budowlą (fig. 112), czasem opartej na pilotach (fig. 110), gdyż tylko w takim

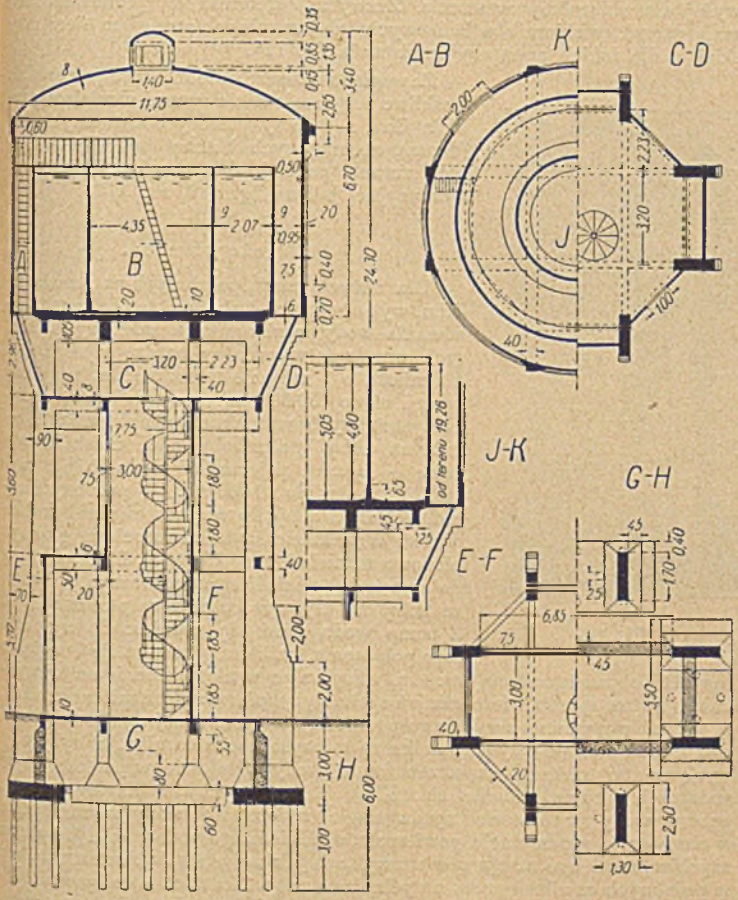


Fig. 110.

razie można oczekiwać równomiernego osiadania. Ze względu na wprowadzenie rur wodociągowych, płyta taka musi leżeć pod terenem 1,70 m + D (średnica kołnierzy, flansz) rurociągu. Pamiętać o parciu wiatru.

W naszym klimacie, w celu ochrony przed ogrzewaniem się wody w lecie, względnie zamarzaniem wody w zimie, musi być zbiornik zabezpieczony odpowiednią izolacją w formie ściany zewnętrznej, umieszczonej zazwyczaj na konsolach (fig. 110, 112). Przestrzeń pomiędzy zbiornikiem a ścianą musi pozwalać na komunikację i kontrolę stanu zbiornika, zatem około 0,60—1,0 m. Na okres zimowy wykonuje się czasem instalację centralnego ogrzewania, któraby

przy każdej temperaturze zewnętrznej (do — 30° C) utrzymywała wewnątrz temperaturę + 8° C.

Konstrukcję prowizoryczną (drewnianą) zbiornika wieżowego — przedstawia fig. 114.

Armatura zbiorników wieżowych musi odpowiadać zasadom podanym wyżej dla zbiorników w terenie. Zazwyczaj zbiorniki te (jednokomorowe) mają charakter zbiorników końcowych lub centralnych względem sieci miejskiej, a dla takich armaturę przedstawia fig. 115.

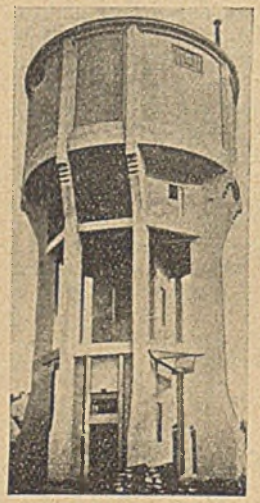


Fig. 111.

Ze względu na szczelność zbiornika, szczególnie troskliwe połączenie dna z rurami w miejscu przebicia dna, a to przy pomocy obustronnych kres (flansz), obejmujących blachę dna. Na wszystkich rurach poniżej dna konieczne wstawki dylatacyjne, jak na fig. 236, str. 1749.

c) Wieże ciśnień.

Dla dużych miast, położonych na terenie płaskim, wymagających dużych objętości zamagazynowania wody w zbiornikach wieżowych, koszt tych urządzeń wypadałby bardzo wysoki. Np. dla miasta o 1 miljonie mieszkańców, przy konsumcji około 150 000 m^3 wody dziennie, w najkorzystniejszych warunkach pompowania (16 godzin na dobę), potrzebaby mieć zbiorniki wieżowe o łącznej pojemności około 16%, czyli 19 200 m^3 okrągło 20 000 m^3. W podobnych wypadkach zadowalają się wieżami ciśnień bez zbiorników. W zasadzie są to na rurociągu głównym pionowo ustawione rury (fig. 116), I i II, sięgające do wysokości ciśnienia gospodarczego, połączone ze sobą na tej wysokości rurą poziomą A—A. Z pomp woda musi się podnieść do wysokości tego połączenia, na której przelewa się i wypełnia rurę II, połączoną z siecią miejską, utrzymując w niej ciśnienie na tej wysokości. W ten sposób wieże ciśnień spełniałyby pierwsze zadanie zbiorników, tj. zadanie utrzymania ciśnienia gospodarczego na potrzebnej wysokości. Ponieważ jednak brakuje w tym wypadku na tej wysokości zbiornika, któryby mógł wyrównywać zmienne zapotrzebowanie wody w mieście w poszczególnych godzinach (drugie zadanie zbiornika), przeto w chwili nagłego wzrostu poboru wody w mieście spada nagle zwierciadło wody w rurze II, a w następstwie spada nagle powierzchnia ciśnienia gospodarczego. Aby temu zapobiec, musi być stacja pomp urządzona jak najsprawniej, zatem tak, aby w podobnych chwilach przez natychmiastowe (automatyczne) włączenie dalszych zespołów pompowych mogła pokrywać bez zbiornika zwiększone zapotrzebowanie wody. — Możność stworzenia tak sprawnych stacyj pomp daje uruchomienie pomp motorami elektrycznemi, przy pomocy których można bardzo szybko uruchamiać lub wyłączać dalsze zespoły pompowe, nawet automatycznie, zależnie od chwilowych zmiennych ciśnień w rurze II wieży ciśnień.

Poza powyższem działaniem, masa wody, będąca w ruchu pod działaniem pomp w całym rurociągu tłocznym, reprezentuje bardzo dużą siłę żywą (energję kinetyczną), która może być niebezpieczna w razie nagłego przymknięcia rurociągu, kiedy nagle wzrasta ciśnienie na pompach. W wieży ciśnień podniesie się wtedy odpowiedni słup wody, przez co wyładuje się siła żywa bez udaru i uszkodzenia pomp, względnie rurociągów.

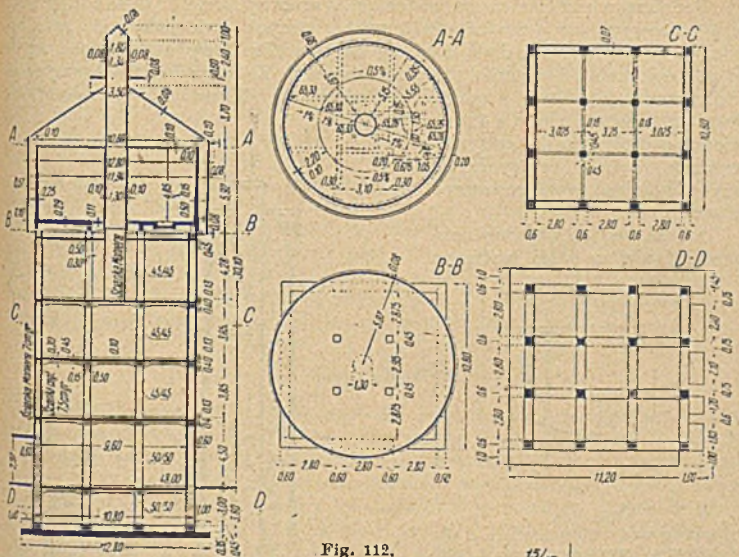


Fig. 112.

Fig. 113. Wieża wodna w Ciechocinku.

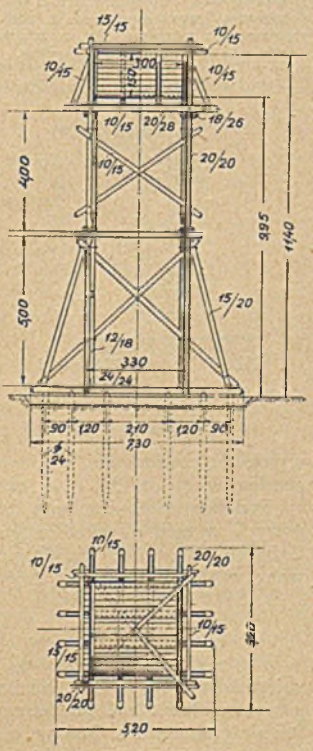


Fig. 114.

Podobną wieżę ciśnień ma wodociąg Warszawy (fig. 117), składająca się z 4 pionowych rur o średnicy 915 *mm*, z których dwie połączone są z rurociągiem tłocznym, a dwie z siecią miejską. Przelewy umieszczone są na wysokości około 26 *m* ponad sąsiednim terenem. Ze względu na ochronę przed wpływami temperatury i oparcie dla tak wysokich rur, całość umieszczona jest w murowanej wieży, a 4 rury pionowo umieszczone są symetrycznie wokoło centrycznego szybu (komina), wymurowanego z cegły.

Wieża ciśnień daje możność podniesienia w razie potrzeby

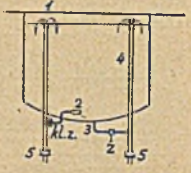


Fig. 115.
1. wpływ wody do zbiornika; 2. sito poborowe; 3. rura spustowa; 4. rura przelewowa; *z* zasuwa; *kl. z.* klapa zwrotna; 5. wstawki dylatacyjne.

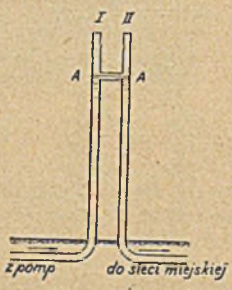


Fig. 116.

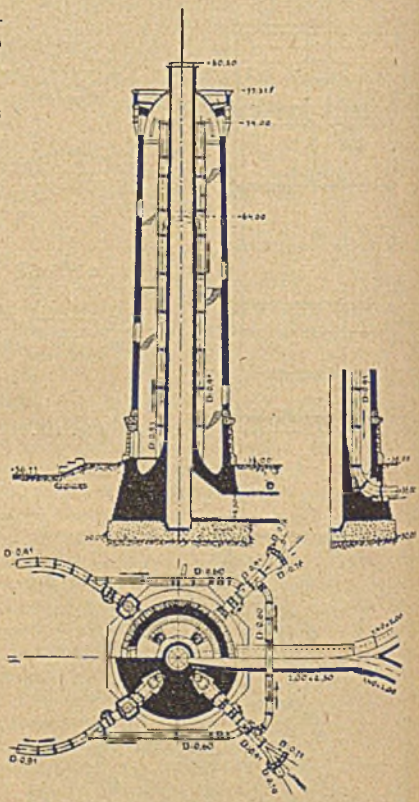


Fig. 117.

wysokości powierzchni ciśnienia gospodarczego przez podniesienie położenia przelewów *A—A* (fig. 116), czego nie daje żaden zbiornik.

Podobne wieże ciśnienia dają też w bardzo długich rurociągach pompowych w celu nieszkodliwego uchwycenia ewentualnych uderzeń hydraulicznych. Np. w 60 *km* długim rurociągu dla Berna morawskiego wbudowano w przewód główny trzy podobne wieże ciśnień.

d) Hydrofory.

Dla mniejszych miast (do 10 000 mieszkańców) budują wodociągi bez zbiorników i bez wieży ciśnień, budując zamiast tych urządzeń w stacji pompowej kilka bań powietrznych, utrzymujących potrzebne dla miasta ciśnienie gospodarcze. Pompy wirowe (odśrodkowe), poruszane motorami elektrycznemi, dają stałe ciśnienia. Jeżeli więc damy w stacji pomp kilka takich

zespołów pompowych, o różnych wydajnościach, a za nimi umieścimy na rurociągu pompowym banię powietrzną, to jeśli w chwili zmniejszenia poboru wody w mieście, ciśnienie w bani powietrznej wzrośnie do najwyższej dopuszczalnej granicy (zwykle około 10 *m* ponad wysokość ciśnienia gospodarczego), to automat wyłącza samoczynnie prąd elektryczny z jednego lub kilka zespołów pompowych, w następstwie czego ciśnienie w bani i w sieci spada do ciśnienia gospodarczego. Jeżeli natomiast nagle wzrośnie pobór wody w mieście i ciśnienie w bani powietrznej spadnie do najniższej dopuszczalnej granicy, to automat samoczynnie włącza prąd do motorów odpowiedniej ilości zespołów pompowych, aby po uruchomieniu ich, podnieść i utrzymać ciśnienie na potrzebnej wysokości gospodarczej.

Podobne urządzenia stosuje się także do zaopatrywania w wodę poszczególnych gmachów, zakładów fabrycznych, kolonij, itd. — zawsze jednak pod warunkiem, że ujęcie pozwoli na zmiany ilości czerpanej wody aż do granicy możliwie największego chwilowego zapotrzebowania.

II. Sygnalizacja.

W wodociągach pompowych zachodzi potrzeba takiego urządzenia, aby w razie wypełnienia zbiornika do najwyższego poziomu, pompy dalej nie dostarczały wody, gdyż w przeciwnym razie musiałaby woda odpływać przelewami na marne. Zachodzi przeto konieczność sygnalizowania w stacji pomp chwili dojścia wody w zbiorniku do najwyższego poziomu (krawędzi przelewów). Tak samo, ze względu na zachowanie w każdej chwili w zbiorniku zapasu pożarowego, nie może zwierciadło wody spaść poniżej poziomu oznaczającego ten zapas.

Zadania takiej sygnalizacji spełniają osobne automaty, sygnalizujące dzwonkiem w hali maszyn (a czasem i w domu mieszkalnym maszynistów) chwilę

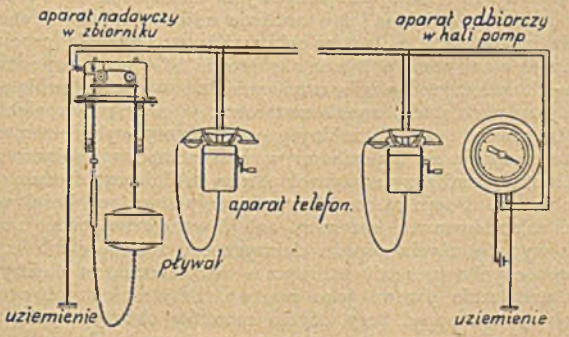


Fig. 118.

dojścia zwierciadła wody w zbiorniku do poziomu krawędzi przelewów, względnie opadnięcia wody do poziomu zapasu pożarniczego. W pierwszym wypadku — należy pompy zatrzymać, w drugim — załączyć, względnie przyśpieszyć. Poza sygnalizacją akustyczną, można włączyć aparat, wskazujący na tarczy każdoczesny stan zwierciadła wody w zbiorniku. Aparat taki może być umieszczony w hali pomp, względnie w biurze dyrekcji wodociągu. Wreszcie istnieją też aparaty registrujące przebieg stanów wody w zbiorniku w ciągu całej doby.

Schemat aparatu takiego, systemu Siemens-Halske, przedstawia fig. 118.

Ważnem jest, że na przewody łączące aparat nadawczy (pływak) w zbiorniku z aparatem odbiorczym w stacji pomp można włączyć bez żadnych

przeszkód aparaty telefoniczne. Aparat registrujący stany, oraz wskazujący każdoczesny stan wody w zbiorniku (także tej firmy), przedstawia fig. 119 (dla zbiornika o warstwie wody 3,0 *m* grubej).

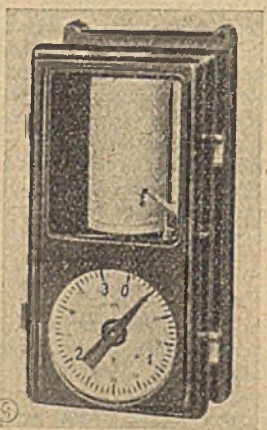


Fig. 119.

O ile chodzi o automatyczne zamknięcie dopływu wody do zbiornika (przechodowego) przy wodociągu grawitacyjnym w chwili, kiedy poziom wody dojdzie do najwyższego stanu, aby uniknąć marnowania wody, można dać na końcu rury dopływowej specjalny wentyl, sterowany przy pomocy pływaka jak na fig. 120.

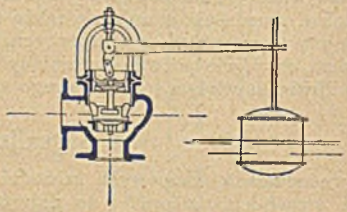


Fig. 120.

III. Stacje pompowe.

W urządzeniach wodociągowych, przy których ujęcie wody leży poniżej obszaru przeznaczonego do zaopatrywania w wodę, musimy wodę podnosić przy pomocy pomp, uruchamianych odpowiedniemi motorami. Urządzenia pompowe mieszczą się zwykle w stacjach pompowych, należących do ujęcia.

Stacja pompowa powinna leżeć możliwie najbliżej ujęcia, tj. studni zbiorczej, ujęcia źródła, lub t. p., a to w celu możliwego skrócenia rurociągów ssących. Budynek stacji pomp powinien obejmować halę pomp, warsztat napraw i biuro; ponadto zależnie od sposobu uruchomienia pomp — kotłownię przy ruchu parowym, względnie stację transformatorową — przy ruchu elektrycznym. Motory, tj. same maszyny lub turbiny parowe, motory wybuchowe, względnie elektryczne, znajdują się z pompami w hali pompowej, połączone kołami pasowemi lub zębatemi (przy maszynach parowych), lub bezpośrednio na jednym wale z pompami. Popęd parowy wypada w przeważnej ilości wypadków dla dużych zakładów zawsze jeszcze najtaniej i w ruchu najpewniej; ze względu jednak na wygodę użycia popędu elektrycznego i taniość założenia, coraz częściej wodociągi o popędzie parowym — przechodzą na elektryczny, zachowując urządzenie parowe jako rezerwę. Przy mniejszych wodociągach korzystniej wypada popęd przy użyciu motorów elektrycznych, zwłaszcza zasilanych z sieci okręgowych, dostarczających prądu dla ruchu wodociągów po cenach specjalnie niskich, zwłaszcza w godzinach poza szczytowego zapotrzebowania prądu (tj. poza godzinami 16—22), względnie przy użyciu motorów ropnych, gdzie prądu taniego brakuje.

Budynek stacji pompowej powinien przewidywać możność umieszczenia urządzeń rezerwowych oraz rozszerzenia hali pomp na dalsze agregaty pompowe — w miarę wzrostu zapotrzebowania wody. Wymiary budynku zależą od wymiarów i rozmieszczenia urządzeń pompowych. Pamiętać należy o umożliwieniu wprowadzenia największych części maszynowych (otwory montażowe), a w dużych zakładach także i o żórawiu do podnoszenia najcięższych części maszyn. Budynek musi być dobrze oświetlony i w zimie ogrzewany. Posadzka budynku (najlepiej płytkowa) powinna leżeć zawsze przynajmniej 0,60 *m* ponad najwyższą wielką wodą zalewową, względnie ponad najwyższym stanem wody gruntowej, której wyso-

kość należy bardzo skrupulatnie oznaczyć. — O ile ze względu na wysokość ssania musi być posadzka hali pomp założona niżej, należy tak posadzkę, jak i ściany boczne wykonać w sposób bezwzględnie szczelny, aby się tam nie dostała woda. Pod halą pomp korzystnie jest mieć ubikację piwniczną na pomieszczenie rurociągów, zasuw, wodomierzy, itd. Ściany wewnętrzne hali pomp, ze względu na czystość, powinny być wyłożone do wysokości 1,5 *m* płytkami białemi.

Pompy — dawniej wyłącznie tłokowe; dziś coraz częściej używane bywają pompy wirowe (odśrodkowe), zwłaszcza złączone bezpośrednio z szybko idącymi motorami. Wyjątkowo przy pompowaniu wody z głębokich studni wierconych — używają pomp mamutowych, pędzonych sprężonem powietrzem, względnie prądowych, pędzonych prądem wody. W założeniach całkiem małych (dla sanatorjów, dworów, itd.), gdzie do dyspozycji może być duża ilość wody z pewnym spadem, używać można samoczynnych taranów hydraulicznych.

Wysokość ssania wody nie powinna przekraczać przy pompach tłokowych 7 *m*, przy wirowych (odśrodkowych) 6—7 *m* i winna być gwarantowana przez firmę dostarczającą pompy. Należy przewidzieć urządzenie do napełniania wodą rury ssącej i pompy, gdyż przy wypełnieniu ich powietrzem przed uruchomieniem, pompa nie może rozrzedzić powietrza tak, aby wessała wodę aż do pompy. Wysokość tłoczenia — ograniczona jest tylko wytrzymałością materjału rur i pomp, zazwyczaj nie większa niż 100 *m*. — Wysokości pompowania ponad 60 *m* wymagają pomp wirowych dwu- względnie więcejstopniowych, ponad 100 *m* wymagają specjalnie wzmocnionych rurociągów lanych, względnie stalowych (mannesmanoskich).

Ze względu na pewność ruchu, który w zaopatrzeniu miasta w wodę przedstawia bardzo ważny czynnik, należy przy wszystkich urządzeniach pompowych przewidzieć odpowiednie rezerwy. W małych wodociągach daje się zwykle jeden agregat pompowy, obliczony na normalne tłoczenie wody, z możliwością chwilowego przeciążenia (15—25 %), oraz drugi analogiczny — jako rezerwowy. W większych założeniach rozdziela się normalne tłoczenie na dwa agregaty, dając taki sam trzeci — jako rezerwowy. W urządzeniach pompowych, które mają pokrywać zmienne zapotrzebowanie wody (zwłaszcza bez zbiorników), daje się kilka zespołów pompowych o różnej wydajności, umożliwiających łatwiejsze chwilowe przystosowanie się do potrzeby ruchowej. Występują tu jednak trudności z częściami zastępczemi, łatwo ulegającemi niszczeniu, których potrzeba znacznie więcej, niż przy zespołach identycznych.

Każdy zespół pompowy powinien mieć swój rurociąg ssący; przy większej ilości zespołów — zaopatruje jedna rura ssąca dwa zespoły, przy założeniu odpowiednich zasuw. Prędkość w rurach ssących około 0,50—0,70 *m/s*. Ze wszystkich pomp odchodzi natomiast woda do wspólnej rury tłocznej, zmierzającej do miasta. Każda pompa po stronie rurociągu tłocznego musi mieć zasuwę i klapę zwrotną; u dna rury ssącej — wentyl stopowy, uniemożliwiający spływanie wody podczas ustania pompowania. Na rurociągu tłocznym układamy w obrębie hali pomp banię powietrzną, która ma uspokajać udary wody, wyrzucanej przez pompy, względnie zapobiegać zbyt wielkiemu podniesieniu się ciśnienia w pompie w chwili uruchomienia, wymagającej wywołania ruchu wielkiej masy wody, zawartej w rurociągu tłocznym. Mogłoby to być niebezpieczne dla pompy. Poza banią powietrzną umieszcza się wodomierz (zazwyczaj Venturi z registracją elektryczną) do pomiaru ilości wody przetłoczonej do miasta. Na pompach tłokowych umieszczają także liczydła skoków, które z ilości skoków w czasie ruchu pompy, przy znanej wydajności wolumetrycznej jednego skoku (iloraz przekroju tłoka i długości skoku, oraz spółczynnika około 0,95), dają możność obliczenia ilości przepompowanej wody.

Siłę motoru (pracę), wyrażoną w efektywnych koniach mechanicznych, potrzebną do uruchomienia pompy obliczamy według wzoru

$$P = \frac{q : H}{75 \cdot \eta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

przyczem: q = w litrach na sekundę,
H = ciśnienie manometryczne w metrach,
η = spółczynnik dzielności zespołu pompowego = $\eta_p \cdot \eta_m$
(η_p = spółczynnik dzielności pompy,
η_m = „ „ motoru).

Ciśnienie manometryczne H składa się z różnicy poziomów wody w studni (z uwzględnieniem depresji zw. w.), i w zbiorniku, powiększonej o opory ruchu w rurociągach ssącym i tłocznym. Praktycznie można je odczytać z profilu podłużnego głównego rurociągu, albo też zmierzyć odczytami dwóch manometrów, pomieszczonych po obu stronach pompy.

Przykład: Manometr na rurze ssącej wskazuje próżnię 400 *mm* słupa rtęci; odpowiada to $\frac{400}{760} \cdot 10{,}33 = 5{,}45$ *m* słupa wody. Manometr na rurze tłoczącej wskazuje 2,8 atmosfery, co odpowiada ciśnieniu 28 *m* wody. — Pionowa odległość manometrów wynosi 1,0 *m*. W tym wypadku wysokość manometryczna pompowania wynosi:

$$5{,}45 + 28{,}0 + 1{,}0 = 34{,}45\ m.$$

Dzielność pomp tłokowych zależy od wielkości założenia, a mianowicie dla pomp o pojedynczem działaniu

przy sprawności = 0,5 . . . 10 . . . 100 koni mech.
η_p = 0,65 . . . 0,88 . . 0,91

Dla pomp o podwójnem działaniu, η_p wynosi tyle, co dla pompy pojedynczo działającej, o sprawności dwa razy większej.

Przeniesienie popędu korbowe obniża dzielność w stosunku 0,95,
„ dla każdej pary kół pasowych w „ 0,96,
„ „ „ „ „ zębatych w „ 0,92.

Zmiana teoretycznej wysokości pompowania — zmienia spółczynnik dzielności, a mianowicie:

dla norm. wys. pomp. η_p = 0,65 . . . 0,88 . . . 0,91,
„ zmniejszonej teor. wys. o 25% η_p = 0,53 . . . 0,75 . . . 0,88,
„ zwiększonej teor. wys. o 25% η_p = 0,72 . . . 0,90 . . . 0,93.

Dzielność pomp wirowych wynosi około 0,70 i spada bardzo szybko przy zmieniającej się wysokości, względnie objętości pompowania. Dzielność pomp mamutowych wynosi około 0,40. Dzielność motorów elektrycznych dla prądu zmiennego można przyjąć średnio około $\eta_m = 0{,}83$; zatem dzielność łączną elektrycznego agregatu pompowego, tj. motoru i pompy wirowej można przyjąć średnio około: $\eta = 0{,}83 \times 0{,}7 \cong 0{,}55$.

Przy popędzie elektrycznym należy wyrazić moc silnika w kilowatach (kW), przyczem 1 koń mech. = 75 (*kgm*) kilogrammetrów = 0,736 kW, względnie 1 kW = 102 *kgm* = 1,36 konia parowego. Wynika z tego, że 1 kilowatgodzina odpowiada pracy: $3\,600 \times 102 = 367\,200$ *kgm* = 367,2 metertonn. Stąd przy dzielności pompy η_p i motoru η_m, do wykonania pracy 1 metertonny potrzeba:

$$\frac{1}{367{,}2 \cdot \eta_p \cdot \eta_m} \text{ kilowatgodzin,} \quad \ldots\ldots (2)$$

względnie przy wysokości pompowania H, wypompowanie 100 m^3 wody wymaga zużycia prądu (kWh)

$$N = 100 \cdot H \frac{1}{367{,}2 \cdot \eta_p \cdot \eta_m} = 0{,}273 \frac{H}{\eta_p \cdot \eta_m} \quad \ldots\ldots (3)$$

Przykład: Pompa ma dostarczać 41,7 *l*/sek. (1500 m^3 w 10 godzinach). Całkowita wysokość pompowania $H = 30\ m$. Przyjmuję $\eta_p = 0{,}65$; $\eta_m = 0{,}83$, czyli dla zespołu pompowego $\eta = 0{,}65 \cdot 0{,}83 = 0{,}54$.

Potrzebna praca:

$$P = \frac{41{,}7 \cdot 30}{75 \cdot 0{,}54} = 30{,}9 \text{ koni mech.},$$

względnie $30{,}9 \cdot 0{,}736 = 22{,}75$ kW, a zużycie prądu w 10 godzinach ruchu wyniesie $22{,}75 \cdot 10 = 227{,}5$ kWh (kilowatgodzin).

Poza agregatami pompowemi należy przewidzieć w hali pompowej pompki próżniowe (powietrzne), uruchamiane z głównego (lub lepiej z osobnego) motoru, do odwietrzania głów lewarowych, przy użyciu zakrzywionej rury barometrycznej, której kolano winno znajdować się teoretycznie na wysokości $10{,}32\ m$ ponad zwierciadłem wody w studni (aby pompa ssała tylko powietrze, a nie wodę).

Oczyszczanie wód wodociągowych.[1])

Napisał

dr. inż. Otto Nadolski,

profesor politechniki, Lwów.

Do zasilania wodociągów używamy głównie wód powierzchniowych (z rzek, potoków itp.) lub podziemnych (gruntowych). Obie te formy pochodzenia wód wodociągowych mają swoje zalety i wady. Do wad należy ich zanieczyszczenie, zależne od miejsca pochodzenia. Wody powierzchniowe zbierają w czasie spływu po powierzchni terenu wiele zanieczyszczeń mechanicznych (spłóczynowych), pochodzenia mineralnego i organicznego, łącznie z drobnoustrojami i bakterjami, spłókiwanych zwłaszcza w okresach silniejszych opadów atmosferycznych z terenu zlewni. Wody gruntowe natomiast, zwłaszcza dobrze przykryte, ochronione przed takiemi zanieczyszczeniami spłóczynowego pochodzenia, posiadają zato możliwości wyługowywania składników materjałów skalnych, w których pod powierzchnią ziemi przepływają. Są to zatem zanieczyszczenia pochodzenia chemicznego w formie rozmaitych soli mineralnych, rozpuszczonych w wodzie. Należy tu także nadmiar gazów (tlen, bezwodnik kwasu węglowego CO_2, siarkowodór). Inne formy wód, używanych do zasilania wodociągów, jak sztuczna woda gruntowa, względnie woda z jezior i zbiorników sztucznych (przegród dolin) — zbliżają się swemi zanieczyszczeniami do dwóch poprzednio podanych form głównych, z tem, że wody z jezior i wielkich zbiorników, przepływając bardzo wolno przez wielkie przekroje basenów wodnych, tracą prędkość, a z nią zdolność unoszenia zanieczyszczeń mineralnych i organicznych; zachowują jednak zanieczyszczenia bakteryjne, wymagające specjalnego sposobu oczyszczenia, zwanego dezynfekcją.

Urządzenia do oczyszczania, względnie uszlachetniania wody, czerpanej dla celów wodociągowych, zależą od rodzaju i formy zanieczyszczeń. Urządzenia oczyszczające dla wód powierzchniowych wymagają osadników i w dalszym ciągu filtrów, a czasem jako trzeciego elementu jeszcze — dezynfekcji; wody gruntowe natomiast — wymagają usunięcia nadmiernych zanieczyszczeń chemicznych, np. odżelezania czyli usuwania nadmiaru związków żelaza i manganu, względnie odmiękczania, tj. usuwania nadmiaru składników t. zw. twardości wody (związków wapnia i magnezu). — W szczególnych wypadkach rozchodzić się będzie o usuwanie nadmiaru wolnych gazów, jak bezwodnika kwasu węglowego (CO_2), siarkowodoru itp.

Pożądany skutek oczyszczania zależy od celu, do jakiego ma służyć oczyszczona woda. Granice oczyszczania dla celów gospodarczych i domowych, względnie przemysłowych, określają warunki dobrej wody wodociągowej, podane w I. części „Wodociągów miejskich“ (str. 1618—1620). — Szczegółniejsze wymagania dla innych celów — będą podane przy opisie odnośnych urządzeń.

I. Oczyszczanie wód powierzchniowych (rzecznych) wymaga przeprowadzenia ich przez osadniki, a następnie przez filtry.

a) Osadniki mają na celu usunięcie z wody rzecznej grubszych zanieczyszczeń spłóczynowych, przedewszystkiem mineralnego, a częściowo i organicznego pochodzenia. Przez usunięcie tych grubszych zawiesin uzyskuje się odciążenie filtrów, które muszą usunąć zawiesiny najdrobniejsze.

[1]) Do części VII.: „Inżynierja miejska“ w tomie III. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 1467—1762.

Ponieważ w okresie opadów wody powierzchniowe są znacznie bardziej zanieczyszczone (mętne), niż w okresie posuchy, przeto osadniki mają główne zadanie w okresach opadów. — W celu zaś odciążenia osadników od najgrubszych osadów urządza się już w samem ujęciu wody przy rzece zatoki lub baseny (patrz str. 1638), — do których wpuszcza się wodę z rzeki przez kraty, sita itp.

Działanie osadnika polega na zmniejszeniu prędkości przepływu przez odpowiedni zbiornik do takiej granicy, aby woda utraciła zdolność dalszego unoszenia zawieszonych w niej cząstek, które w następstwie spadają na dno.

Osadniki mogą być urządzone jako zbiorniki, w których po napełnieniu pozostaje woda bez ruchu przez 24 godziny, względnie i dłużej, lub też jako zbiorniki o stałym, ciągłym przepływie. Dla celów wodociągowych częściej używane są osadniki o ciągłym przepływie, przyczem prędkość przepływu wynosi około 2 *mm* na sekundę, wyjątkowo może dojść do 10 *mm* na sekundę, zależnie od celu oczyszczania oraz ilości i formy zawiesin. Przed ustaleniem właściwej prędkości należy przeprowadzić mechaniczną analizę zanieczyszczonej wody, aby poznać szybkość opadania zawiesin i ich ilość. — Czas przepływu przez osadnik powinien trwać 4—16 godzin. Dłuższe pozostawanie wody w osadniku jest zwykle bezcelowe, gdyż grubsze zawiesiny strącają się stosunkowo szybko, a najdrobniejszych nie da się wogóle w osadniku strącić. Dawniejszy przekrój podłużny osadnika miał kształt prostokąta (fig. 121), o warstwie wody 3—6 *m*, a czasem jeszcze większej, przy długości odpowiadającej 24-godzinnemu przepływowi. Doświadczenia kolońskie z oczyszczaniem w osadnikach wód kanałowych (inż. Steuernagla) wykazały, że osadniki powinny być płytsze (1,0—2,5 *m*) i znacznie krótsze, odpowiednie na przepływ 4—8 godzin. — W płytszych każda zawiesina osadzi się szybciej na dnie, zatem i długość osadników wystarczy wtedy mniejsza.

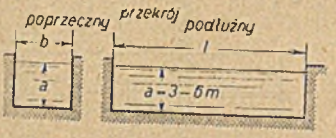


Fig. 121.

Fig. 122.

Przekrój podłużny osadnika powinien mieć kształt podany na fig. 122.

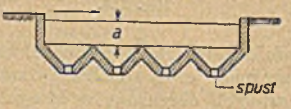


Fig. 123.

Przykład. Dla oczyszczenia $Q = 100\ l/s$, potrzebny przekrój poprzeczny przy $v = 0{,}002\ m/s$.

$$F = \frac{0{,}100\ m^3/s}{0{,}002\ m/s} = 50\ m^2.$$

Przy $a = 1{,}50\ m$,

$$B = \frac{50}{1{,}50} = 33{,}3\ m,$$

które rozdzielamy na 4 komory, każda po $b = \frac{33{,}3}{4} = 8{,}3\ m$ i dodajemy piątą komorę szerwową (na czas czyszczenia). Stosunek szerokości komory do jej długości przyjmuje się granicach od 1 : 4 do 1 : 6. — Przyjąwszy stosunek 1 : 5 — otrzymamy długość komory $8{,}3 \times 5 = 41{,}5 \cong 42\ m$. — Przy tej długości woda przepływać będzie przez komorę $= \frac{42\,000\ mm}{2\ mm} = 21\,000$ sekund $\cong$ 6 godzin.

Wielkość zagłębienia na osady zależy od ich ilości i odstępów czasu czyszczenia osadników. Znając z analizy mechanicznej, ile osadów strąca się z 1 m^3 wody w ciągu czasu przepływu przez osadnik, np. w ciągu 6 godzin, i znając ilość wody, która przez osadnik przepłynie w ciągu doby, można oznaczyć pojemność zagłębienia na osady pod założeniem np. usuwania ich codziennie, co kilka dni, itp.

Ze względu na ułatwienie wypłókiwania osadów z osadników, dają im często dno z zagłębieniami, w których znajdują się spusty odpowiednio zamykane (fig. 123).

W naszym klimacie, ze względu na ochronę przed zamarzaniem wody w zimie, a ogrzewaniu się jej w lecie, należy osadniki od góry przykryć płytą (sklepieniem), pokrytą odpowiednim nasypem (około 1 m). Takie przykrycie ma też ważne znaczenie higjeniczne, oraz utrudnia rozwój alg. — Pamiętać o dobrej wentylacji.

Doprowadzenie do osadnika wody brudnej i pobór oczyszczonej należy tak urządzić, aby woda przepływała przez osadnik całym przekrojem czynnym, tj. $b \cdot a$, na całej długości l, gdyż inaczej powierzchnia przepływu

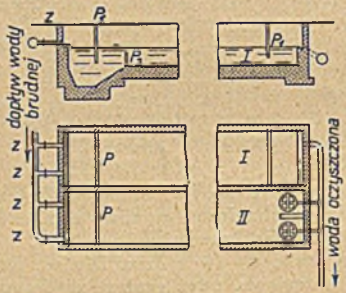


Fig. 124.

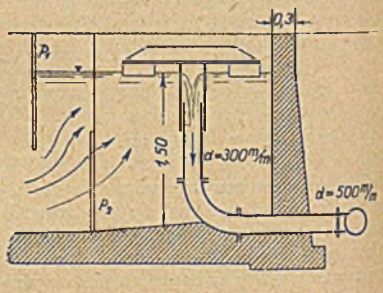


Fig. 125.

będzie mniejsza, a w konsekwencji przyjęta prędkość przepływu musiałaby wzrosnąć, czyli działanie osadnika musiałoby zmaleć. Unikać też należy martwych obszarów, w których woda pozostawałaby w zastoju.

W tym celu wprowadza się wodę do osadnika najlepiej przez rynnę przelewową (fig. 124), rozdzielającą wpływ wody równomiernie na cały przekrój poprzeczny osadnika, lub też rurami przelewowymi (jak w osadnikach warszawskich). Do pomocy mogą służyć przegrody z desek (P), wskazane zwłaszcza przeciw wpływom temperatury, w lecie (w położeniu P_1) i w zimie (w położeniu P_2).

Pobór wody z osadnika należy uskuteczniać również na krawędzi rynny przelewowej (jak fig. 124 w komorze I), lub też przy pomocy rury przelewowej, (fig. 125 oraz fig. 124 w komorze II), zawieszonej na pływaku tak urządzonym, że odpływa zawsze taka sama ilość wody, jak do osadnika dopływa.

W jednym i w drugim wypadku pobieramy wodę możliwie najczystszą z górnej jej warstwy, nie naruszając osadu, gromadzącego się na dnie.

Poza ciałami w wodzie zawieszonemi, usuwają osadniki także razem z niemi pewną ilość bakteryj, uczepionych do zawiesin.

Osadniki takie (licząc przeciętnie z dłuższego okresu czasu) strącają około 60—70% zawiesin, znajdujących się w wodzie, oraz około 20% bakteryj. Jako przykład mogą służyć osadniki wodociągu warszawskiego (fig. 126), dla których za rok 1910 podano:

a) przeciętną ilość bakteryj, zawartych w 1 cm^3 wody wiślanej 2807;

b) przeciętną ilość bakteryj, zawartych w 1 cm^3 wody odstałej 2089; zmniejszenie zatem ilości bakteryj w osadniku o 16,5%;

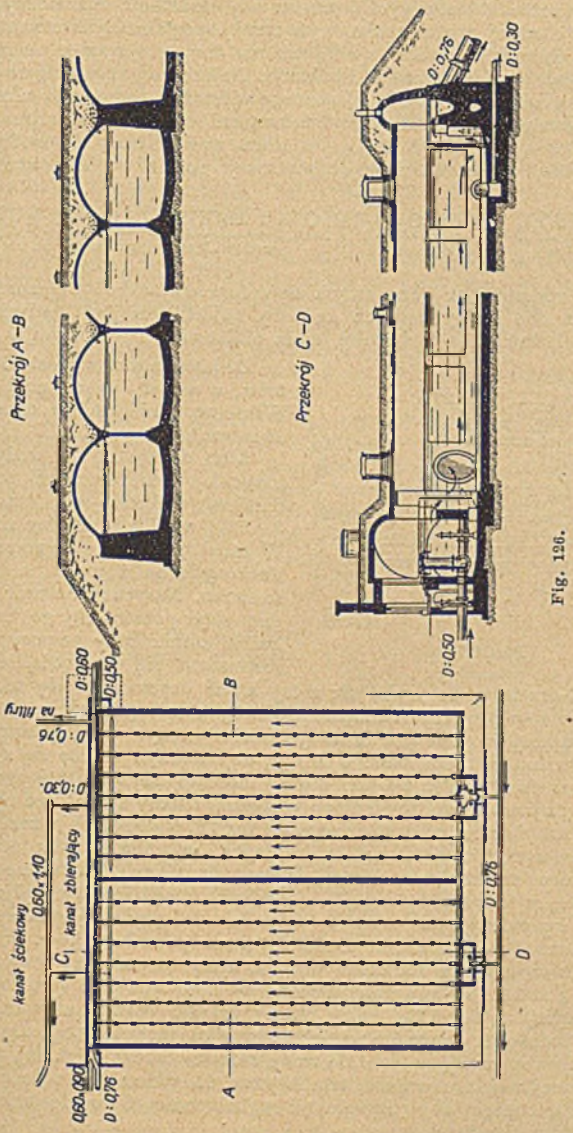


Fig. 126.

c) przeciętną ilość bakteryj, zawartych w 1 cm^3 wody przefiltrowanej 14; zmniejszenie w filtrze o 99,5%;

d) przeciętną ilość mętów w 1 m^3 wody wiślanej 42,9 g;

e) przeciętną ilość w 1 m^3 wody odstałej 16,5 g; zmniejszenie zatem mętów w osadniku o 61,6%;

Koagulacja. Celem przyśpieszenia procesu osadzania, zwłaszcza bardzo delikatnych zawiesin (koloidalnych, humusowych, nadających wodzie zabarwienie brunatne, i białkowych), używa się dodatków chemicznych, które w wodzie surowej rozpuszczone, wytwarzają specjalne galaretowate zawiesiny (jak chmurki), szybko spadające na dno, porywające ze sobą najdelikatniejsze zanieczyszczenia i bakterje. Najczęściej używa się do tego celu siarczanu glinowego [$Al_2(SO_4)_3$], znanego w handlu pod nazwą ałunu. Ałun taki nie powinien zawierać arsenu, żelaza, ani manganu; natomiast powinien zawierać conajmniej 15% Al_2O_3. — Ałun, wprowadzony do wody surowej w rozczynie, w obecności w oczyszczanej wodzie węglanu wapnia, daje reakcję:

$$\underbrace{Al_2(SO_4)_3}_{\text{ałun}} + \underbrace{3\,CaCO_3}_{\text{węglan wapnia}} + 3\,H_2O = \underbrace{2\,Al(OH)_3}_{\text{wodorotlenek glinu}} + \underbrace{3\,CaSO_4}_{\text{siarczan wapnia (gips)}} + 3\,CO_2$$

z której wodorotlenek glinu strąca się w formie kłaczków i chmurek, spadających na dno i porywających ze sobą najdelikatniejsze zawiesiny koloidalne, algi, zawiesiny humusowe, ciała białkowane i — bakterje.

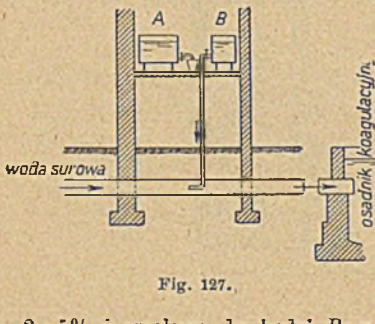


Fig. 127.

Dodatek ałunu wynosi 10—50 gramów, a nawet i więcej na 1 m^3 wody. Właściwą ilość należy oznaczyć doświadczalnie.

Ałun dodaje się do wody surowej (najlepiej do rurociągu przed osadnikiem) w formie rozczynu wodnego 2—5%, w sposób podany na fig. 127. W kadzi drewnianej *A* mięsza się potłuczony ałun z wodą w dowolnym stosunku. Nasycony roztwór spada na dno, skąd pobiera się go do wiaderka, w którem przy pomocy areometru rozpuszcza się go wodą na rozczyn 2—5% i przelewa do kadzi *B*; z tej kadzi doprowadza się ten rozczyn przez kalibrowany kurek rurką do wodociągu w odpowiednim stosunku do przepływającej w rurociągu ilości (prędkości) wody. — Prędkość w rurociągu powinna wynosić około 0,60 *m/s*, aby rozczyn dobrze się z wodą wymięszał, w czasie około 20—30 minut. Może to nastąpić częściowo w rurociągu, a częściowo w odpowiednich komorach reakcyjnych przed osadnikiem. Zamiast urządzenia przedstawionego na fig. 127 — może być rozczyn ałunu dodawany wprost w komorach reakcyjnych, w których przy pomocy odpowiedniego mechanizmu (skrzydełek uruchomianych motorkiem elektr.) mięsza się go z wodą surową. W osadnikach woda musi przepływać z dodatkiem koagulacyjnym przez 2—8 godzin, a prędkość przepływu może dojść nawet do 10 *mm*/sek. Dodatek ałunu powoduje j. w. powstawanie w wodzie w osadniku siarczanu wapnia, który rozpuszczając się w odstałej wodzie, podnosi jej twardość trwałą; ponadto powstaje (według podanej wyżej reakcji) wolny CO_2, który należy czasem osobno usuwać, albo też związać dodatkiem wapna (co powiększa twardość przemijającą), aby wolny CO_2 nie atakował rurociągów, itd. Do wody surowej bardzo miękkiej, zatem niezawierającej węglanu wapnia, trzeba przed dodatkiem ałunu dodawać nieco mleka wapiennego, aby przyśpieszyć wytwarzanie się zawiesin koagulacyjnych (wodorotlenku glinu).

Zamiast ałunu, można dodawać także rozczynu siarczanu żelazowego $Fe_2(SO_4)_3$ i mleka wapiennego, przyczem w wodzie surowej powstaje wodorotlenek żelazowy, który działa podobnie jak wodorotlenek glinowy, dając podobne zawiesiny, opadające na dno i porywające inne najdelikatniejsze zawiesiny wodne.

Ponieważ omawiane osadniki wymagają wiele miejsca, tam, gdzie miejsca odpowiedniego brakuje, można osadniki urządzić w formie osadników pionowych, podobnych do klarowni wód kanałowych (studni Imhofa) o głębokości 5—6 *m*. Wodę doprowadzić należałoby w tym wypadku rurociągiem na dno studni, aby ją tam odpowiedniem urządzeniem rozdzielić na cały przekrój studni. Pobór wody uskutecznia się przez rynnę przelewową, umieszczoną na górnej wewnętrznej krawędzi studni.

Baseny osadowe. Dla ujęcia wielkich ilości wody (dla bardzo dużych miast) urządzenie osadników murowanych bywa kosztowne. W tych wypadkach zakładają duże baseny (stawy), w których wpuszczona woda pozostaje w spokoju przez przeciąg jednego, lub nawet więcej dni. Podobne zadanie mają baseny ujęcia warszawskiego, podane na str. 1638, spełniające rolę wstępnych osadników. Wadą ich jest rozwój wodorostów, planktonu, itp. Do usunięcia tych wodorostów itd. używa się w takich basenach dodatku siarczanu miedziowego ($CuSO_4 + 5\,H_2O$), znanego w handlu pod nazwą sinego kamienia lub witrjolu miedzi. Ilość dodatku tego (w granicach od 0,05 do 10 *g* na 1 m^3 wody) należy ustalić przez próbę. W wielkich basenach rozprowadza się ten dodatek w ten sposób, że umieszcza się go w worku jutowym, który na sznurze przy pomocy łodzi motorowej przeciąga się po całym basenie.

b) Filtry. Dalsze oczyszczanie wód powierzchniowych przeprowadza się w filtrach, których zadaniem jest usunięcie najdrobniejszych zawiesin i bakteryj. Proces ten odbywa się w ten sposób, że woda przepływa przez odpowiednio grubą poziomą warstwą piasku, na której pozostają te zawiesiny.

Rozróżniamy dziś dwa rodzaje filtrów, mianowicie filtry powolne (angielskie) i pośpieszne (amerykańskie). — Nazwy pochodzą od prędkości przepływu wody przez warstwę filtrową, względnie od krajów, w których zostały wykształcone i rozpowszechnione.

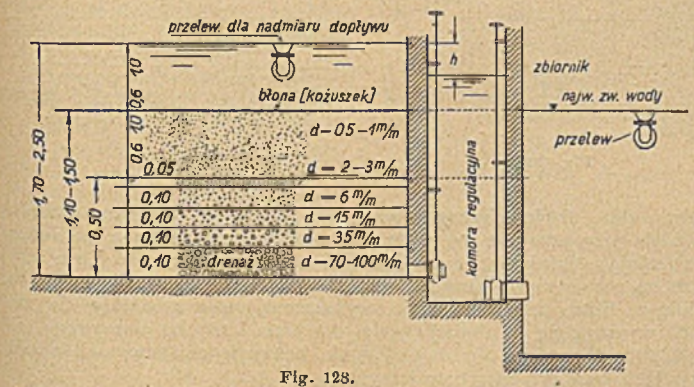


Fig. 128.

W filtrze angielskim, zastosowanym po raz pierwszy w r. 1839, woda przepływa przez filtrową warstwę piasku o ziarnach (średnicach) od 0,5 do 1,0 *mm*, o grubości warstwy (w pierwszem wykonaniu) od 0,60 do 1,0 *m*. Ta czynna warstwa filtrowa oparta jest na warstwach coraz to grubszych, jak na fig. 128, które mają za zadanie podparcie warstwy filtrującej. Piasek warstwy filtrowej powinien być ostry, czysty (wolny od gliniastych przymieszek), możliwie równomierny, o średnicy średnio 0,5 *mm*. W drobniejszym piasku, przez który i tak bakterje przedostawałyby się, następuje zbyt szybko zatkanie. Do oceny równomierności ziarn przyjęto w Ameryce według Hazena t. zw. czynną średnicę ziarn (d_1), przez którą rozumieją taką średnicę

(teoretyczną), przy której przepuszczalność warstwy piasku byłaby identyczną z warstwą (rzeczywistą) o średnicach rozmaitych. Odpowiada ona oczkom sita, które przepuszcza 10%, a zatrzymuje 90% piasku warstwy filtrującej. Natomiast średnia średnica ziarna (d_2) odpowiada średnicy oczek sita, które przepuszczają tylko 60% piasku. Stosunek $\frac{d_2}{d_1} = x$ nazywa Hazen stopniem równomierności ziarn. W poprawnych filtrach, stosunek ten waha się w granicach od 1,5 do 3,0.

Aby ziarna górnej warstwy nie wpadały w pory dolnej, nie mogą być średnice ziarn warstwy dolnej większe, niż 3-krotnie od ziarn warstwy na niej leżącej.

Ponieważ porami pomiędzy ziarnami warstwy filtrującej piasku mogłyby przepływać bez trudności bakterje, przeto filtr daje wodę oczyszczoną z bakteryj dopiero po wytworzeniu się na górnej powierzchni warstwy filtrującej t. zw. błony filtrowej (kożuszka), tj. kleistej warstewki, o grubości początkowo około 0,5—2 *mm*, dochodzącej później do 5—6 *mm*, powstającej z zawiesin koloidalnych i alg, znajdujących się w wodzie podczyszczonej w osadniku. Wytworzenie się tej błony wymaga pewnego czasu, zależnie od ilości zawiesin w wodzie; trwa to od kilku godzin (w wodzie silnie mulistej), do paru, a nawet kilkunastu dni (w wodzie czystej). Na tej kleistej warstewce błonki pozostaje największa ilość bakteryj.

Osady, pochodzące z wody filtrowanej, sięgają także i w warstwę piasku na głębokość paru centymetrów i umożliwiają tam rozwój życia biologi-

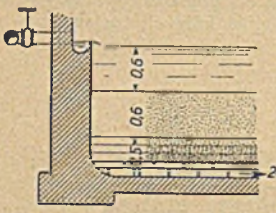


Fig. 129.

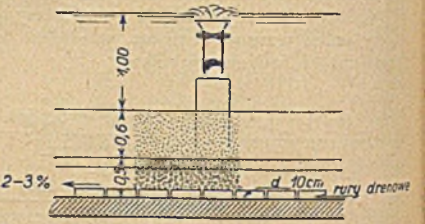


Fig. 130.

cznego, które także niszczy pewną ilość bakteryj. Wkońcu stwierdzono w wodzie przy przejściu jej przez filtr znaczne zużycie tlenu, co wskazuje na utleniające działanie filtra, które także niszczy bakterje. W filtrze odbywa się zatem proces mechaniczno-biologicznego oczyszczania, który w rezultacie w dobrym filtrze angielskim daje oczyszczoną wodę z bakteryj do granic, jakich wymaga się od dobrej wody do picia i użytku domowego (patrz str. 1620). Niemniej, nie daje jednak bezwzględnej pewności usunięcia wszystkich bakteryj chorobotwórczych.

Do przyśpieszenia wytworzenia się błony filtracyjnej można doprowadzać z wodą część dodatku koagulacyjnego, dodanego w osadniku. Dopuszczalne to być może tylko w okresie początkowego wytwarzania się błony po każdem czyszczeniu; trwałe bowiem doprowadzanie wody z osadnika z niestrąconym w nim w całości dodatkiem koagulacyjnym powodowałoby zbyt szybkie zatkanie filtra, zatem byłoby szkodliwe.

W naszych warunkach klimatycznych filtry dla wodociągów miejskich budujemy zawsze przykryte (przed wpływami atmosferycznemi) płytami żelbetowemi i nasypem (0,5—1 *m*) lub przynajmniej dachem. Otwarte filtry stosuje się tam, gdzie chodzi o wodę przemysłową, choć i tu mróz może wyrządzać duże trudności.

W filtrach angielskich (powolnych) przyjmujemy zazwyczaj wydajność 2,0 m^3 wody z 1 m^2 rzutu poziomego filtra w ciągu doby. Odpowiada to prędkości średniej

$$v = \frac{2{,}0\ m^3}{1\ m^2 \cdot 24\ \text{godz.}} = 83\ mm/\text{godz.}$$

W praktyce prędkość ta wynosi od 80 do 125 mm/godz., co odpowiada wydajności 2,0 — 3,0 m^3 wody z 1 m^2 filtra na dobę. Obliczoną powierzchnię należy podzielić conajmniej na dwie komory, aby w czasie czyszczenia jednej, druga mogła być czynna. Rezerwę daje się zwykle w wielkości 10 — 25% powierzchni czynnej. Poszczególne komory w mniejszych założeniach mają do 1000 m^2, w większych do 2500 m^2.

Przykład: Obliczyć wymiary filtra dla przykładu podanego na str. 2733, tj. dla 100 l/sek., czyli 8640 m^3 na dobę.

Potrzebna powierzchnia filtra $\frac{8640}{2} = 4320\ m^2$

20% na rezerwę . . . . . 864 m^2

razem . . . 5184 $\cong$ 5200 m^2.

Powierzchnię tę rozdzielamy na 4 komory po 1300 m^2, lub lepiej na 5 po 1040 m^2. Ze względu na mury obwodowe, najkorzystniej wypada rzut poziomy, zbliżony do kwadratu.

Ściany obwodowe i przykrycie wykonujemy dziś najpowszechniej w konstrukcji żelbetowej. Posadzkę — jako płytę betonową z odpowiednim spadkiem dna (2—3%) ku komorze przejściowej. Drenaż z rur drenowych, z cegieł luźno ustawionych i przykrytych itp. (fig. 129). Wprowadzenie wody na filtr możliwie najspokojniejsze, zatem przy użyciu rynien przelewowych (fig. 129), wypływów z rur ku górze (fig. 130), itp., odpowiednio rozmieszczonych na całej powierzchni komory.

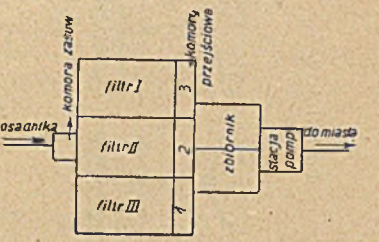


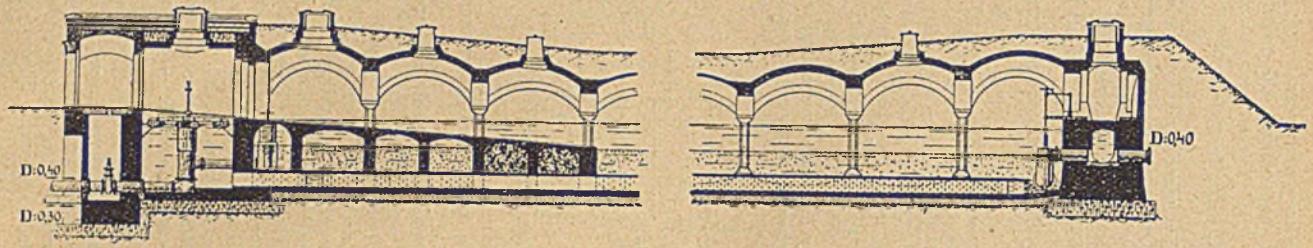
Fig. 131.

Doprowadzenie wody wymaga odpowiedniej sieci rurociągów, które zazwyczaj mają wspólną komorę zasuw, jak przy zbiornikach. Otwory odprowadzające przefiltrowaną wodę do komory przejściowej zamykane są zwykle zasuwami płaskiemi.

Przejście wody przez warstwę filtrową wymaga ciśnienia roboczego h (fig. 128) na pokonanie oporów. Początkowo wynosi h kilka cm; w miarę wzrastania błony filtrowej i zatykania się filtra wzrasta h zwykle aż do 0,70 m, wyjątkowo do 1,0 m. Ponieważ warunkiem poprawnego filtrowania jest równomierność przepływu wody przez filtr, musimy mieć przy filtrze komorę przejściową, przy pomocy której (przez regulowanie poboru wody z filtra) panujemy nad równomiernością filtrowania. Równomierność ta polega na tem, że zawsze dopływ i pobór wody z filtra, muszą być identyczne co do ilości. Do regulowania tego może służyć zasuwa na połączeniu ze zbiornikiem wody czystej, regulowana ręcznie, lub lepiej teleskopowa rura pływakowa, przedstawiona na fig. 125, działająca automatycznie.

Ze względu na zmienne zapotrzebowanie wody w mieście — jako ostatni element stacji filtrowej musimy mieć zbiorniki wody przefiltrowanej, z których odchodzi woda do sieci miejskiej lub częściej pompami tłoczy się ją do miasta. Zwierciadło wody w komorach zbiornikowych nie powinno nigdy dojść wyżej, niż do wysokości każdoczesnej górnej krawędzi piasku w filtrze i w tym celu (fig. 128) zbiornik powinien mieć na tej wysokości odpowiednie przelewy. Schematyczne założenie małej stacji filtrowej przedstawia fig. 131.

Przekrój *A—B*.



Przekrój *C—D*.

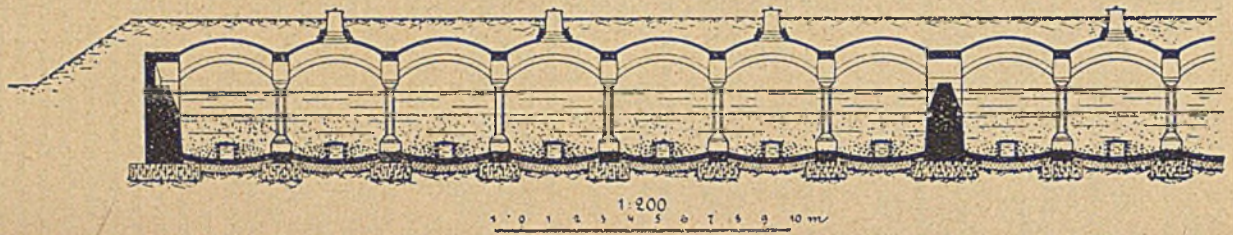


Fig. 132 *a*.

W większych założeniach, poszczególne komory filtrowe (lub ich grupy) mogą stanowić osobne objekty. Przykład założenia grupy filtrów warszawskich przedstawia fig. 132 *a* i *b*.

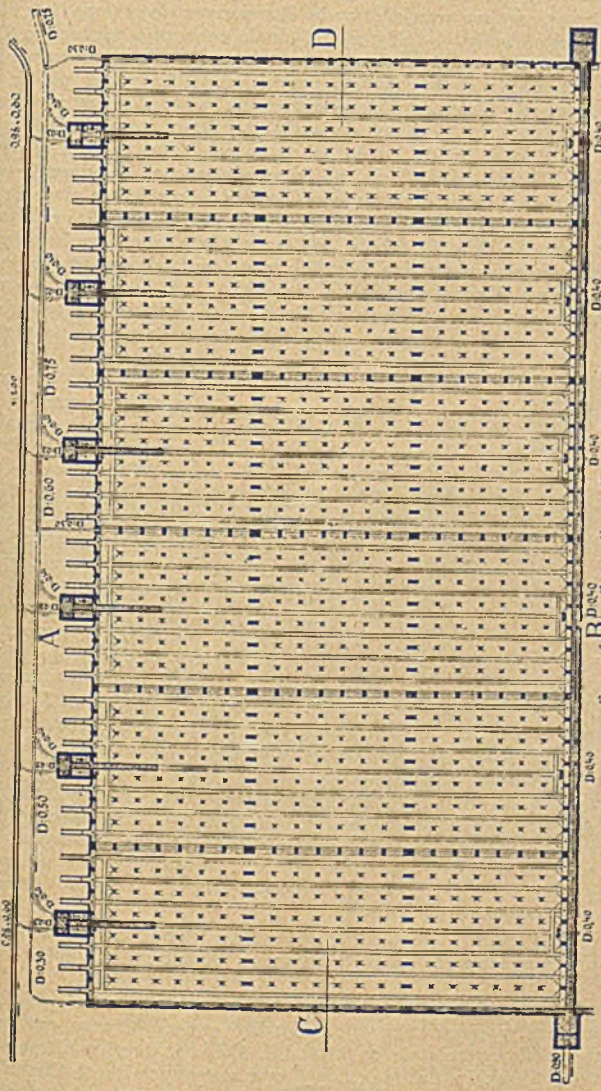


Fig. 132 *b*.

Po wykonaniu warstwy filtrowej, napuszcza się wodę czystą (przefiltrowaną) ze zbiornika, z sąsiedniego filtra lub z sieci wodociągowej do filtra od dołu, tj. przez drenaż, powoli, aby usunąć z warstwy filtrowej powietrze. Po zatopieniu filtra aż do górnej krawędzi warstwy piasku lub nieco (10—20 *cm*) wyżej, wpuszcza się od góry wodę z osadnika i rozpoczyna

się filtrowanie. Aż do czasu wytworzenia się odpowiedniej błonki filtracyjnej, woda filtrowana zawiera bakterje i musi być odprowadzana do kanału, lub, aby jej nie marnować, na inny filtr, pracujący już poprawnie (dojrzały). Dopiero po wytworzeniu się błonki i pomyślnym wyniku analizy bakterjologicznej filtratu, można wpuścić wodę filtrowaną z dojrzałego już filtra do zbiornika czystej wody. — Gdy zaś ciśnienie robocze h dojdzie do 0,70 m, uważamy, że filtr jest już zatkany, przerywamy ruch, spuszczamy w nim wodę tak, by spadła około 0,30 cm poniżej górnej krawędzi piasku i specjalnemi łopatami zdzieramy błonę filtracyjną wraz z górną zatkaną warstewką 1—3 cm piasku. — Piasek wywozi się taczkami (po odpowiedniej równi pochyłej) do płuczki wodnej, w której wymyty silnym prądem wody, może być ponownie użyty. Przy tem zdejmowaniu górnej zamulonej warstwy wskazane jest przestrzeganie warunków higjeny (odpowiednie płaszcze i buty robocze). Po usunięciu górnej warstewki, wyrównaniu pozostałej warstwy grabiami, zatapia się filtr podobnie jak przy pierwszem uruchomieniu. — Takie czyszczenie i zdzieranie górnych warstewek dopuszczalne jest tyle razy, aż warstwa filtrowa obniży się nie mniej, niż do 30 cm, poczem po zdarciu ostatniem i wyrównaniu grabiami, musi nastąpić dosypanie świeżego piasku do pierwotnej wysokości (conajmniej 30—50 cm). Raz na 3—4 lata musi nastąpić rozebranie i oczyszczenie całej warstwy wraz z podbudową.

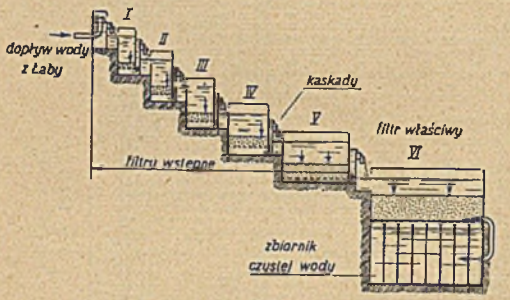


Fig. 133.

Filtry powolne (angielskie) dają z reguły pożądany stopień oczyszczenia wody pod względem fizykalnym i bakterjologicznym. Ujemną ich stroną jest wielka powierzchnia i znaczna wysokość konstrukcji (około 1,50 m na konstrukcję warstwy filtrowej plus 2,0 m dla ruchu robotników w czasie czyszczenia). Powoduje to wielki koszt założenia. Dalszą wadą jest żmudne ręczne i kosztowne czyszczenie i krótki stosunkowo okres pracy pomiędzy poszczególnemi czyszczeniami (2—6 i więcej tygodni).

Filtry stopniowe. Aby przedłużyć okres pracy filtra, zastosowano filtrowanie stopniowe, przeprowadzając wodę przez dwa lub więcej filtrów po sobie, przyczem w początkowych filtrach ziarna warstwy filtrowej są grubsze (15—25 mm), a przepływ znacznie szybszy (wydajność z 1 m^2 większa). Typowym jest tu filtr systemu Puech-Chabal'a, wysoko ceniony we Francji, przedstawiony na fig. 133.

Zasady urządzenia takiego filtra podaje tabelka na str. 2743 z dat zakładu tego typu z Magdeburgu[1]), oczyszczającego 32 000 m^3 na dobę wody pobieranej z Łaby.

Początkowo istniał w Magdeburgu tylko normalny filtr powolny (VI), którego komory w ciągu roku 1908 musiano czyścić 32 razy, czyli zatkanie filtra następowało przeciętnie co 11,4 dni. Ilość bakteryj w filtracie — przeciętnie 106 w 1 cm^3. Po dobudowaniu filtrów wstępnych Puech-Chabal (I—V), filtr właściwy (VI) w ciągu całego roku 1909 nie wymagał żadnego czyszczenia; ilość bakteryj w filtracie spadła na 13—41 w 1 cm^3. Ważnem uzupełnieniem działania tego typu filtrów jest silne przewietrzanie i naświetlanie wody pomiędzy poszczególnemi filtrami wstępnemi, przelewającej się przez

[1]) Dr. A. Gärtner: Die Hygiene des Wassers. 1915.

Powierzchnia filtra	Średnica ziarn warstwy filtrowej	Wysokość warstwy filtrowej	Wydajność z 1 m^2 na 24 godz.	Prędkość filtrac. w godzinie
I — 8 komór po 20 m^2 = 160 m^2	15—20 *mm*	30 *cm*	200 m^3	8400 *mm*
II — 8 „ „ 35 m^2 = 280 m^2	10—15 *mm*	35 *cm*	115 m^3	4500 *mm*
III — 8 „ „ 64 m^2 = 512 m^2	7—10 *mm*	40 *cm*	62,3 m^3	2600 *mm*
IV — 8 „ „ 147 m^2 = 1 176 m^2	4—7 *mm*	40 *cm*	27,1 m^3	1130 *mm*
V — 8 „ „ 500 m^2 = 4 000 m^2	4 *mm*	60 *cm*	8,0 m^3	333 *mm*
	7 *mm*	25 *cm*		
VI — Filtr właściwy = 15 230 m^2	2 *mm*	70 *cm*		
	4 *mm*	20 *cm*		
	4—7 *mm*	10 *cm*		
	15—20 *mm*	15 *cm*	2,0 m^3	83 *mm*

potrójne kaskady. Występuje tu zatem dodatkowo działanie utleniające i rozwój alg (przez naświetlenie), który jednak często trzeba hamować (przez usunięcie oświetlenia), aby zbytnio się nie rozwijały i nie zatykały filtrów.

Widok powyższego filtra podaje fig. 134. Filtry wstępne tego systemu (I—V) mają jedną, lub najwyżej dwie warstwy grubszych ziarn, ułożone na sicie

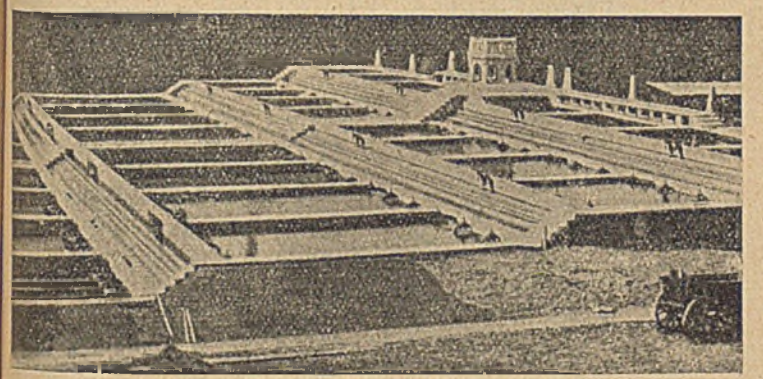


Fig. 134. Filtry Puech—Chabal w Magdeburgu.

(blacha dziurkowana lub siatka z drutu mosiężnego). Czyszczenie tych filtrów wstępnych uskutecznia się codziennie, wtłaczając od dołu przez sito i warstwę filtrową wodę i powietrze pod znaczniejszem ciśnieniem (z sieci lub pompą); zabrudzoną wypłuczynami wodę odprowadza się do kanału osobnemi przelewami. Stąd filtry te dzielone są w każdym stopniu na kilka (Magdeburgu np. na 8) komor, aby ułatwić czyszczenie. Na czyszczenie to zużywa się około 1—2% całej produkcji filtrów.

W roku 1929 zbudowano w Pradze tego typu zakład filtrowy na przedmieściu Podoli, pobierający wodę z Wełtawy w ilości 40—45 000 m^3 na dobę (fig. 135). Filtry[1]) te mają 6 stopni, z których trzy pierwsze (I + II + III)

[1]) Prof. F. Klokner i Inż. Em. Snížek: Das neue Wasserwerk der Stadt Prag. Beton und Eisen. Berlin 1929.

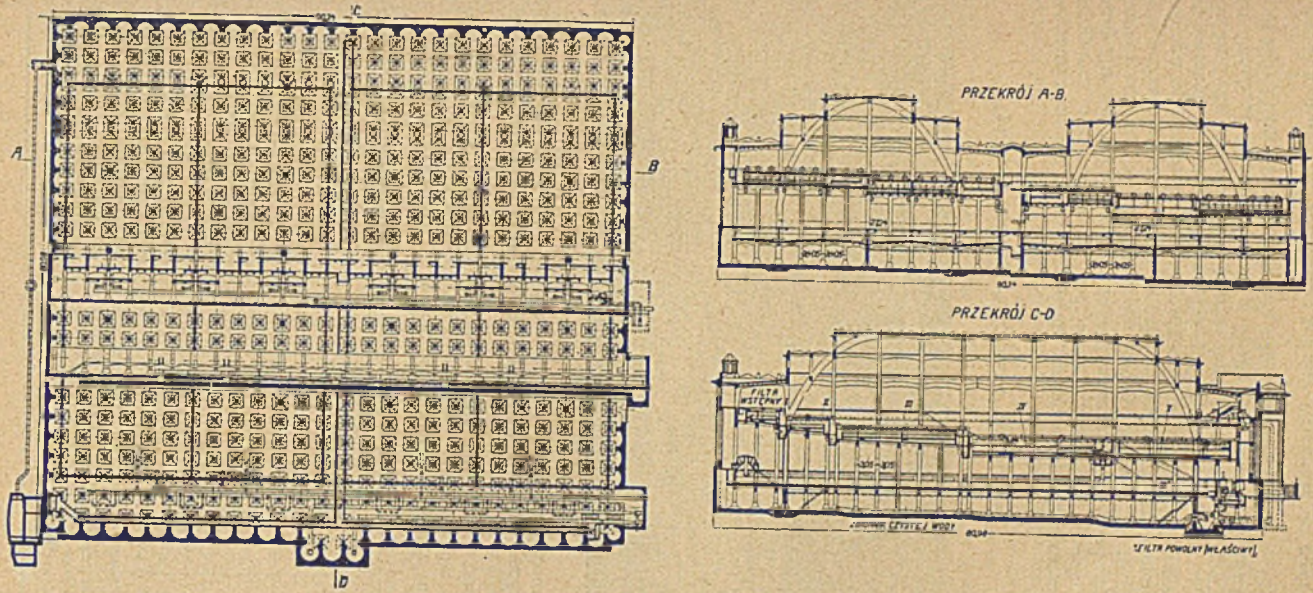


Fig. 135. Filtry Puech-Chabal'a w Pradze czeskiej.

mają 2030 m^2, IV + V = 2625 m^2, a właściwy filtr powolny VI = 5600 m^2 powierzchni filtrującej (dają zatem do 8 m^3 wody z 1 m^2 filtra na dobę), i zbiornik czystej wody o pojemności 15 000 m^3, umieszczone w potężnym objekcie żelbetowym (90 × 90 × 28 m) w kilku kondygnacjach nad sobą, w celu uzyskania oszczędności miejsca w zabudowanej części miasta. Łączna powierzchnia wszystkich filtrów wynosi 10 255 m^2, zatem aby dać dziennie 45 000 m^3 przefiltrowanej wody, musi średnia wydajność 1 m^2 urządzeń filtrujących dawać około 4,5 m^3 wody na dobę. W stosunku do jednostopniowego filtra angielskiego, daje to zmniejszenie założenia o połowę.

Filtry wielostopniowe zastępują dobrze oczyszczanie wstępne (odpada potrzeba osadników), przedłużają bardzo znacznie okres pracy właściwego filtra powolnego (angielskiego) i pozwalają na przyśpieszenie filtrowania, czyli zmniejszają powierzchnie filtra właściwego. W Niemczech stosują podobne filtry dwustopniowe, zbudowane wtedy według typu normalnych filtrów angielskich. W Zurychu woda z jeziora przechodzi przez filtr wstępny (zbudowany podobnie do angielskiego), o warstwie filtrowej o ziarnach 1—3 mm; filtr daje 40—70 m^3 wody z 1 m^2 na dobę, usuwając zupełnie plankton i około 90% bakteryj. W następstwie, filtr właściwy może dawać 12 m^3 wody z 1 m^2 na dobę, zmniejszając ilość bakteryj na 11—33 w 1 cm^3 filtratu (woda niefiltrowana ma 58—345).

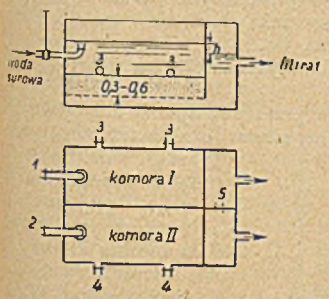


Fig. 136. Filtr Oestena.

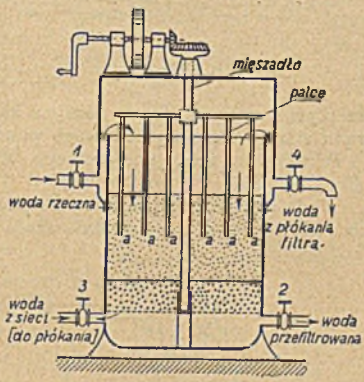


Fig. 137. Filtr Jevella.

Czyszczenie filtra właściwego w Zurychu potrzebne przeciętnie w zasklepionej konstrukcji co 77 dni, otwartego — co 48 dni.

Filtry pośpieszne (amerykańskie). Główną wadą filtrów angielskich (powolnych) jest wielkość ich założenia i żmudne, ręczne, zatem kosztowne czyszczenie. — Dążąc zatem do usunięcia tych wad, rozpoczęto stosowanie znacznie większych prędkości filtrowania oraz zmechanizowanie oczyszczania. Aby zmniejszyć wysokość konstrukcji filtra, usunął Oesten warstwę podpierającą, zastępując ją sitem (z drutu miedzianego cynowanego lub mosiężnego), lub blachą dziurkowaną, na której umieścił 0,30—0,50 m warstwę filtrową (fig. 136).

Filtr taki, dwukomorowy, czyści się w ten sposób (np. komorę *I*), że po zamknięciu zasuwy *5* (łączącej komory przejściowe) i dopływu wody (*I*), otwiera się zasuwy *3*, umieszczone na rurach, leżących na wysokości górnej krawędzi warstwy piasku. Równocześnie grabiami wzrusza się piasek, a spływająca z filtra woda wynosi zanieczyszczenia przez rury boczne (*3*). Następnie otwiera się zasuwę *5* i doprowadza wodę od dołu (pod ciśnieniem komory *II*) przez sito i filtr tak długo, dopóki odpływająca rurami *3* woda nie stanie się zupełnie czysta. Filtry tego typu stosują często w odżeleziaczach.

Zasadnicza różnica w działaniu filtra pośpiesznego w stosunku do filtra powolnego — polega w tem, że w filtrze pośpiesznym nie tworzy się błona filtracyjna na całej warstwie filtrującej, jak w filtrze angielskim, lecz każde ziarno otacza się szybko błonką galaretowatą, na której zatrzymują się zanieczyszczenia i bakterje, znajdujące się w wodzie. Stąd ziarna mogą tu być grubsze (od 1 *mm* do 3—4 *mm*) i możliwie równomierne. Do wywołania tych galaretowatych błonek na ziarnach dodaje się tu często rozczyn ałunu. Zanieczyszczenia te sięgają głęboko w warstwę filtrową, tem głębiej — im większa prędkość przepływu; grubość (0,60—2,0 *m*) warstwy filtrującej zależy zatem od prędkości filtracyjnej. Filtry pośpieszne usuwają wprawdzie do 80 kilka procent bakteryj; woda filtrowana na takich filtrach dla celów domowych wymaga jednak jeszcze dezynfekcji w celu pewnego usunięcia pozostałych jeszcze bakteryj. — Mechanizacja oczyszczania polega zawsze na zastosowaniu prądu wody czystej, skierowanego w przeciwnym kierunku jak przy przepływie w czasie filtrowania, na zastosowaniu mechanicznego mieszadła, prądu silnego skomprymowanego powietrza, itp.

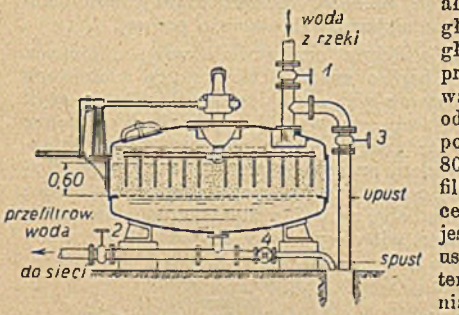


Fig. 138. Filtr Jevella.

Prototypem filtra pośpiesznego jest amerykańskiej konstrukcji filtr Jevella (fig. 137).

Woda wpływa przez zasuwę (*1*), poczem przez wewnętrzną krawędź cylindra wpływa na filtr o warstwie około 60 *cm* piasku, o ziarnach około 1 *mm*, opartej na warstwie (0,20 *m*) o ziarnach około 3 *mm*, leżącej na siatce z drutów mosiężnych i stąd przez zasuwę (*2*) do zbiornika, względnie do sieci miejskiej. W czasie czyszczenia zamyka się dopływ (*1*) i odpływ (*2*), a wpuszcza się wodę z sieci miejskiej po otwarciu zasuwy (*3*) pod ciśnieniem od dołu; woda wypłókuje zanieczyszczenia z warstwy filtrowej, którą wzrusza się równocześnie przy pomocy mieszadła, zakończonego metalowymi trzpieniami *a* („palcami") i wynosi zanieczyszczenie przez upust (*4*). Czyszczenie trwa około 10 minut i zużywa 2—3% produkcji filtra. Wydajność do 4 m^3 z 1 m^2 filtra w godzinie (czyli 100 m^3 na dobę z 1 m^2 filtra). Prędkość filtracyjna wynosi zatem 4000 *mm* na godzinę. Filtr ten wymaga przeto 50-krotnie mniejszej powierzchni od filtra angielskiego. Ciśnienie robocze (mierzone na manometrze) dochodzi do 3,0 *m* (zamiast 0,7 *m* jak w filtrach angielskich), poczem zachodzi potrzeba czyszczenia. Nowsze wykonanie tego filtra przedstawia fig. 138. Woda do filtrowania przychodzi tu przez zasuwę (*1*). (Zasuwa *3* zamknięta); woda przefiltrowana odpływa do sieci przez (*2*). Do czyszczenia zamyka się zasuwę (*1*), otwiera upust (*3*) i wpuszcza się wodę czystą pod ciśnieniem z sieci miejskiej przez otwarcie zasuwy (*2*). — Do wzruszenia warstwy filtrowej używa się mięszadła. Za-

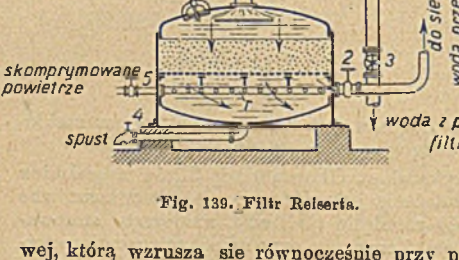


Fig. 139. Filtr Reisert'a.

suwa (*4*) służy do spuszczenia wody z filtra. — Podobną jest konstrukcja filtra Reiserta (fig. 139) z tą różnicą, że tu zamiast mieszadła do wzruszania warstwy filtrowej używa się prądu sprężonego powietrza (przy pomocy kompresora lub parowego injektora), które wpuszczone nagle przez podziurkowaną rurę *r* (zasuwę *5*), wzrusza całą warstwę piasku, przyczem ocierające się o siebie ziarna piasku przepłókuje woda z sieci, wpływająca w tym czasie odwrotnie przez zasuwę (*2*). — Filtry takie mogą być wbudowane także po 3—4 ponad sobą w jednym cylindrze żelaznym, co jeszcze bardziej redukuje zapotrzebowanie miejsca. Wydajność takiego filtra j. w. około 4,0 m^3 w godzinie z 1 m^2 filtra. Czyszczenie trwa około 10 minut. — Inny typ tej samej firmy pozwala na oczyszczenie filtra w ciągu 20—40 sekund, przy użyciu silnie skomprymowanego powietrza.

Filtr pośpieszny Bollmanna (fig. 140), o wysokiej warstwie piasku (0,60—2,0 *m*) i specjalnie silnem czyszczeniu, pozwala na pobór 10—20 m^3 z 1 m^2 filtra w godzinie, czyli 240—480 m^3 na dobę.

Wymagane ciśnienie robocze na początku 0,60 *m* wzrasta przed czyszczeniem do 4,0 *m*. — Prąd wody do płókania musi mieć około 10 *m* (1 atmosferę) ciśnienia.

Woda do filtrowania przychodzi przez zasuwę (*1*) do rynny *a*, z której przelewa się na warstwę filtrową, aby przez sieć rurek (*b*), połączonych w rurze *c* i przez zasuwę (*2*) odpłynąć po przefiltrowaniu do sieci wodociągowej. — Do zwykłego czyszczenia górnej części warstwy filtrowej zamyka się dopływ (*1*) i odpływ (*2*) i wpuszcza z sieci wodę odwrotnie przez (*4*) i przez system rur *c* i *b*, aby po wypłókaniu zanieczyszczeń z warstwy filtrowej, po przelaniu się przez rynnę *a* odpłynęła upustem (*3*). Jeżeli chodzi o dokładne oczyszczenie całej warstwy filtrowej, otwiera się przy czyszczeniu zwykłem j. w. jeszcze zasuwę (*6*) i wpuszcza wodę do dolnej stożkowej części filtra przez silną dyszę *d*, która porywa piasek i unosi go rurą *r* do góry; piasek ten spada następnie na górną powierzchnię warstwy filtrowej. Po znajdujących się w dolnej części filtra płaszczyznach odwróconych do siebie stożków (*s*) zsuwa się piasek nadół w okolicę dyszy *d* i w ten sposób cała objętość piasku, przerzucona przez rurę *r*, może się przez tarcie i płókanie wodą dobrze wyczyścić. Aby to zsuwanie się piasku ku wspomnianej dyszy ułatwić, wprowadza się przez zasuwę *5* małą rurką prąd wody czystej na rynienkę w górnej stożkowej powierzchni wewnętrznej.

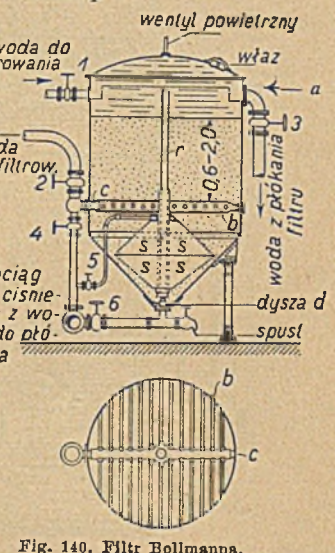


Fig. 140. Filtr Bollmanna.

Ze względu na wysoką warstwę filtrową (do 2,0 *m*), zanieczyszczenie jej trwa stosunkowo długo, tak że czyszczenia dokładne potrzebne są co kilka dni (10—12). Korzyścią jest też to, że nie potrzeba osobnych kompresorów, jak przy filtrach Reiserta.

Poza przytoczonemi przykładami istnieje bardzo wiele innych typów filtrów pośpiesznych, zalecanych przez rozmaite fabryki. Do regulacji poboru wody istnieją liczne patentowane aparaty. W większych zakładach ustawia się takie filtry w odpowiedniej ilości obok siebie w formie bateryj, połączonych rurociągami, doprowadzającemi wodę do filtrowania, pobierającemi wodę przefiltrowaną, spustami, itd.

Korzyścią wszystkich przedstawionych typów zamkniętych jest to, że woda pod ciśnieniem pompy z ujęcia jest przetłaczana przez filtry wprost do rurociągu głównego i do zbiornika miejskiego. — Obok typów zamkniętych budują te same i inne firmy podobne filtry otwarte, w tym wypadku zazwyczaj w komorach żelbetowych, z których każda ma większą powierzchnię (20—40 m^2). Przykład takiego wykonania podaje fig. 141 według patentu firmy Reiserta.

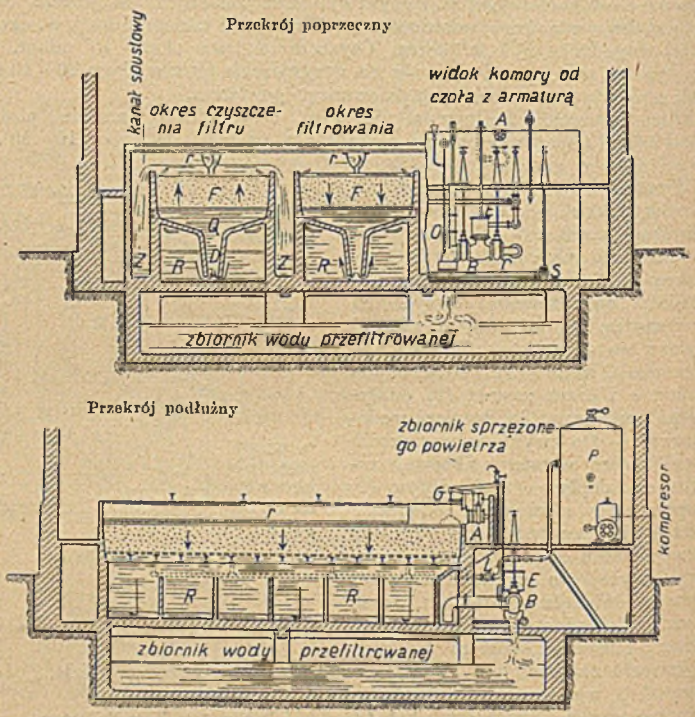


Fig. 141. Filtr otwarty Reiserta.

Woda wpływa tu na filtr z komórki regulacyjnej A przez specjalną rynnę r, biegnącą wzdłuż całej komory filtrowej. Po przejściu przez warstwę filtrową, ułożoną na dwóch blachach dziurkowanych, pomiędzy któremi znajduje się siatka z drutu mosiężnego, spływa woda do komór R i stąd rurą B do zbiornika przefiltrowanej wody. Zasuwy na rurze A i B związane są z aparatem regulującym przepływ wody. — W czasie płókania, po zamknięciu dopływu A i odpływu B, wpuszcza się sprężone powietrze z zbiornika P rurociągiem L do komór R (na fig. 141 w przekroju podłużnym), które wypiera znajdującą się tam przefiltrowaną wodę przez koniczną rurę D na filtr od dołu; woda ta przelewa się z wypłókanemi zanieczyszczeniami przez krawędzie filtra do bocznych kanałów spustowych.

Schemat całego urządzenia do oczyszczania wody rzecznej przy pomocy osadnika z koagulacją i filtrami pośpiesznemi Reiserta — podaje fig. 142.

Filtry otwarte, tak pośpieszne, jak i powolne, wymagają dwukrotnego pompowania wody, mianowicie pierwszego z ujęcia do osadników, względnie

filtrów, a następnie drugiego — z zbiorników przefiltrowanej wody do głównego rurociągu miejskiego.

W wodociągu warszawskim zbudowano ostatnio zakład filtrów pośpiesznych otwartych (w betonowych komorach), które mają służyć jako filtry wstępne dla istniejących oddawna filtrów angielskich (fig. 132), które w ten sposób zostaną znacznie odciążone, a okres czynny pomiędzy czyszczeniami, bardzo znacznie przedłużony, przy pewnem przyśpieszeniu filtracji powolnej.

c) Dezynfekcja wody. Wody powierzchniowe zawierają poza zanieczyszczeniami spłuczynowemi także na tej samej drodze zebrane znaczne ilości bakteryj obojętnych, a często i chorobotwórczych. Oczyszczanie przy pomocy osadników i poprawnie prowadzonych filtrów powolnych daje zazwyczaj dostateczne wyniki pod względem fizykalnym i bakteryjnym. Natomiast woda z filtrów pośpiesznych pewności tej nie posiada i podobnie jak

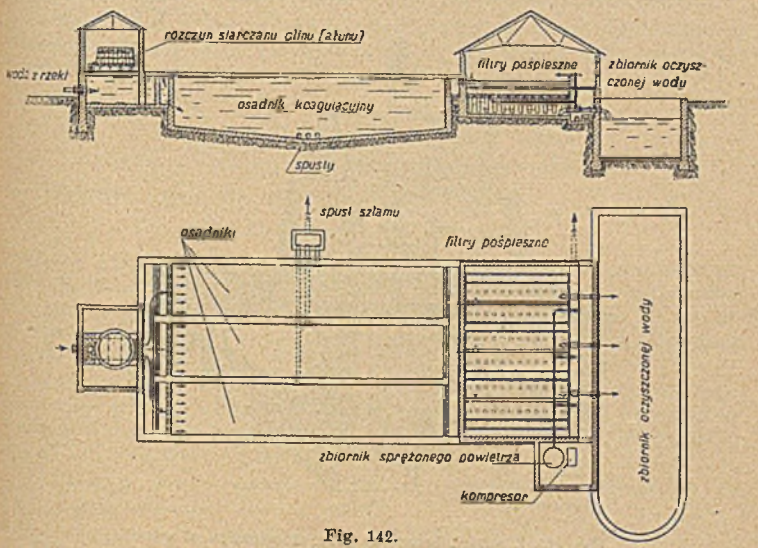


Fig. 142.

niektóre wody fizykalnie czyste, zatem nie nadające się do filtrowania (źródła krasowe), wymagają dalszego stopnia oczyszczania z bakteryj, określanego mianem dezynfekcji wody[1]). Nie chodzi tu o zupełne wyjałowienie wody z bakteryj, lecz o usunięcie wszystkich bakteryj chorobotwórczych i obniżenie obojętnych do granic, przyjmowanych dla dobrej wody pitnej (tj. praktycznie poniżej 100 bakteryj obojętnych w 1 cm^3 wody, oraz nie więcej, niż 2 bacterium coli w 100 cm^3 wody).

a) Chlorowanie wody. Najtańszym, zatem i najbardziej rozpowszechnionym sposobem dezynfekcji wody okazało się chlorowanie, stosowane mniej więcej od r. 1910.

Do chlorowania wody może być użyty: 1. podchloryn wapnia [$Ca(OCl)_2$], 2. podchloryn sodowy ($NaClO$), lub ostatnio najczęściej 3. chlor (Cl) w formie gazowej, względnie 4. chloramina (NH_2Cl).

1. Podchloryn wapnia otrzymuje się przez przepuszczenie chloru przez wapno gaszone, przyczem powstaje:

$$\underbrace{Ca(OH)_2}_{\text{wapno gaszone}} + Cl_2 = \underbrace{CaOCl_2}_{\text{suchy podchloryn wapnia}} + H_2O.$$

[1]) Inż. Aleksander Szniolis: Dezynfekcja wody. Przegląd techn. 1927.

W tej formie, podchloryn wapnia jako suchy produkt handlowy zawiera około 25—37% chloru i jest właściwie mieszaniną, którą możnaby określić wzorem:

$$\underbrace{4\,CaOCl_2}_{68\%} \cdot \underbrace{2\,Ca(OH)_2}_{20\%} \cdot \underbrace{5\,H_2O}_{12\%}$$

o zawartości

Po rozpuszczeniu w wodzie otrzymujemy:

$$2\,CaOCl_2 = \underbrace{Ca(OCl)_2}_{\text{właściwy podchloryn wapnia}} + \underbrace{CaCl_2}_{\text{chlorek wapnia}},$$

którego bakterjobójcze działanie objaśniają wzorem:

$$Ca(OCl)_2 + H_2O + CO_2 = \underbrace{CaCO_3}_{\text{węglan wapnia}} + \underbrace{2\,HClO}_{\text{kwas podchlorawy}}.$$

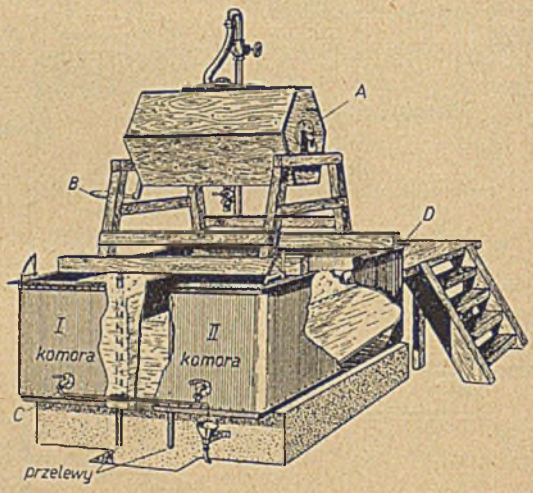


Fig. 143. Z angiel. broszurki „The chlorination of water".

Ten zaś kwas podchlorawy w roczynie wody daje:

$$2\,HClO_{aq} = \underbrace{2\,HCl}_{\text{kwas solny}} + \underbrace{2\,O}_{\text{tlen}} + 18770\ \text{kal.}$$

Wydzielający się wolny tlen działa zabójczo na bakterje, a powstający węglan wapnia powiększa twardość wody.

Do wody przefiltrowanej wystarcza dla dezynfekcji dodanie 1—2 *g* podchlorynu wapnia na 1 m^3 wody; dla wody nieoczyszczonej na filtrach lub zawierającej wiele ciał organicznych albo związków żelaza trzeba dodać 3—4 *g*, a nawet i więcej na 1 m^3 wody. Właściwy dodatek oznacza się doświadczalnie. Przyrząd do przygotowania rozczynu przedstawia fig. 143.

Do naczynia *A*, napełnionego do połowy wodą, wsypuje się odważoną ilość podchlorynu wapniowego, aby otrzymać rozczyn 1:50 do 1:100, który miesza się korbą *B* przez 5 minut. Powstały mleczny rozczyn spuszcza się do dwukomorowego zbiornika dolnego; każda komora przeznaczona jest na jeden dzień. Rozczyn ten klaruje się przez 24 godziny, a strącony osad spuszcza się kurkami *C*. Przez przelew z pływakiem *D* i kalibrowany kurek odprowadza się rozczyn w jednostajnej ilości do ruro-

ciągu głównego, lub do zbiornika (u wlotu), gdzie odbywa się wyżej wskazane działanie chemiczne.

Wobec żrącego działania wapna chlorowanego aparaty na rozczyn zbudowane być muszą z drzewa, betonu, kamionki lub szkła; rury i mieszadła z twardej gumy, lub ze specjalnego bronzu. Woda dezynfekowana wapnem chlorowanem, zwłaszcza przy zastosowaniu większych ilości wapna, nabiera czasem niemiłego posmaku i jodowej woni. Aby tego uniknąć, należy po dodaniu wapna chlorowanego, a przed oddaniem wody do użytku przeprowadzać ją na znaczniejszej długości w rurociągach, aby cały chlor doznał związania lub mógł ujść. Nadmiar chloru można też usuwać przez t. zw. odchlorowanie (dechloryzację), tj. dodatkiem tiosiarczanu sodowego (antichloru — $Na_2S_2O_3$), siarczynu sodowego (Na_2SO_3), lub też nadmanganianu potasowego ($KMnO_4$). — Dodatki te niszczą jednak bakterjobójcze działanie; można je zatem dodawać dopiero po godzinnem działaniu chloru.

2. Podchloryn sodowy (NaOCl), otrzymywany na drodze elektrolitycznej z rozczynu soli kuchennej, używany jest do dezynfekcji wody prawie wyłącznie tylko we Francji.

Działa on według wzoru:

$$\underbrace{2\,NaOCl}_{\text{podchloryn sodowy}} + H_2O = \underbrace{NaCl}_{\text{sól kuch.}} + NaOH + \underbrace{HClO}_{\text{kwas podchlorawy}},$$

ten zaś ostatni działa jak wyżej:

$$HClO_{aq} = 2\,HCl + 2\,O$$

w drodze utleniającego działania uwalniającego się tlenu. Ponieważ nie powstają tu związki wapniowe (jak przy podchlorynie wapniowym), zatem nie powiększa się tu twardość wody; natomiast dodatek soli kuchennej zazwyczaj jest nieszkodliwy. Urządzenie podobne — jak przy podchlorynie wapna.

Zastosowanie podchlorynów do dezynfekcji wody w wodociągach wypiera coraz bardziej dezynfekcja czystym chlorem gazowym; natomiast do dezynfekcji wody z poszczególnych studni, dla mniejszych zakładów, szkół, szpitali itd. — nadają się lepiej podchloryny.

3. Chlor w postaci gazowej użyty do dezynfekcji, wprowadzony do wody, działa zasadniczo według wzoru:

$$2\,Cl + H_2O = 2\,HCl + O,$$

przyczem uwalniający się tlen „in statu nascendi“ działa zabójczo na bakterje i utleniająco na inne zanieczyszczenia. Zmierzając do najmniejszego dodatku chloru, należy chlorować wodę przefiltrowaną, tj. pozbawioną większej ilości ciał organicznych i i.

Fig. 144.

Działanie chloru może być bezpośrednie lub pośrednie. W pierwszym wypadku wprowadzamy gaz chlorowy przez odpowiednią dyszę do rurociągu tłocznego (jeszcze lepiej do miejsca, z którego czerpią wodę pompy wirowe, aby dobrze gaz wymieszać z wodą). Dysza winna rozprószyć gaz ten na drobne kropelki, które prąd wody lub pompa jeszcze lepiej rozmiesza w wodzie. Szczegół wprowadzenia (dyszy) do rurociągu — przedstawia fig. 144. W drugim — rozpuszczamy chlor w małej ilości wody (woda chlorowa) w takim stosunku, że na 1 *l* wody chlorowej przypada 1—5 *g* gazu chlorowego i dopiero tę wodę chlorową wprowadza się do rurociągu tłocznego, względnie do rur ssących pomp.

Chlor otrzymuje się w handlu w butlach stalowych (*1*) skroplony (płynny) pod ciśnieniem 6—8 atmosfer (zależnie od temperatury zewnętrznej). Urządzenie do chlorowania pośredniego przedstawia fig. 145.

Chlor pod zmiennem ciśnieniem z butli przechodzi (po otwarciu wentyla) (*2*), już jako gaz do filtra (*4*), przyczem ciśnienie (zależne od temperatury zewnętrznej i stanu napełnienia butli) można odczytać na manometrze *3*. Po przejściu przez wentyl redukcyjny (*5*), obniżający ciśnienie

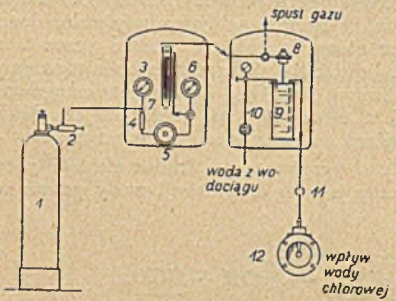


Fig. 145.

1. Butla stalowa z chlorem. —
2. Wentyl wypustowy. —
3. Manometr ciśnienia gazu z butli. —
4. Filtr dla chloru. —
5. Wentyl redukcyjny (ciśnienia gazu). —
6. Manometr niskiego ciśnienia gazu. —
7. Aparat do mierzenia ilości przepływającego chloru z podziałką do odczytywania *g* na godz. —
8. Wentyl zwrotny. —
9. Naczynie do mieszania wody z chlorem. —
10. Dopływ wody z wodociągu.
11. Rurociąg odprowadzający wodę chlorową. —
12. Wpływ wody chlorowej do rurociągu.

gazu do potrzebnego dla wprowadzenia wody chlorowej (lub gazu) do rurociągu, które można odczytać na manometrze *6*, przechodzi przez miernik gazu (*7*) i wentyl zwrotny (*8*), który ma na celu niewpuszczanie wilgoci do aparatów — do naczynia (*9*), w którem chlor miesza się z dopływającą pod analogicznem ciśnieniem wodą, aby wytworzyć roztwór wodny chloru (wodę chlorową), który rurociągiem *11* doprowadza się przez dyszę do rurociągu tłocznego, do pomp lub t. p. — Aparatura cała umieszczona bywa zwykle na jednej lub dwóch tablicach marmurowych na ścianie. Całość urządzenia dla wielkiego wodociągu przedstawia fig. 146 według wykonania angielskiej firmy The Candy Filter Co. Ltd. w Londynie.

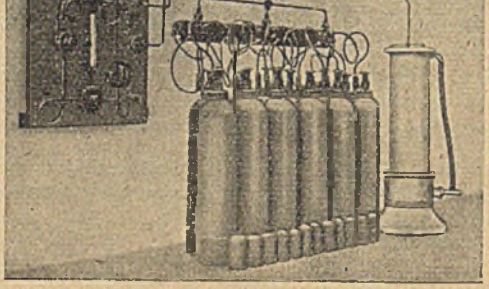


Fig. 146.

W dezynfekowanej wodzie pod wpływem doprowadzonego chloru następuje:

a) utlenianie ciał organicznych i mineralnych;

b) bezpośrednie połączenie chloru z ciałami organicznemi i amonjakiem;

c) działanie bakterjobójcze.

Najszybciej postępuje rakcja *a*), na którą może się zużywać dużo chloru. Woda powinna być zatem filtrowana już przed chlorowaniem. Reakcja *b*) może być przyczyną przykrego zapachu (jodowego) wody zdezynfekowanej, zwłaszcza o ile w wodzie znajdują się olejki, wydzielane

przez plankton, kreozot, związki fenolowe (występujące w okolicach przemysłowych). Dopiero po skończeniu tych dwóch reakcyj następuje zniszczenie bakteryj. — Badania wykazały, że pod działaniem 0,1 *mg* chloru na litr wody w temperaturze 18° C w przeciągu 10 minut — ilość 1000 bakteryj „coli" w 1 cm^3 wody — spadała do stosunku 2 bakterje „coli" na 100 cm^3 wody, zatem do pożądanej granicy. — Praktycznie wystarcza już dodatek 0,1—0,3 *g* na 1 cm^3 wody do wystarczającego zdezynfekcjonowania wody przefiltrowanej. Ilość odpowiednią oznaczają w Ameryce w ten sposób, że dodają do wody pewną ilość chloru i po 5 minutach (w czasie których zużywa się chlor na reakcje *a*) i *b*) oznacza się ilość pozostałego jeszcze w wodzie chloru czynnego (niezabsorbowanego jeszcze); po odjęciu tej ilości od ilości chloru dodanego do wody, otrzymujemy ilość potrzebną na reakcje *a*) i *b*). — Do tej ostatniej dodają 0,2 *g* chloru na 1 m^3 wody jako „dodatek bezpieczeństwa", zapewniający zniszczenie bakteryj. Przy takiem dozowaniu po 30 minutach cały chlor jest zaabsorbowany i woda zdezynfekowana do przepisanej granicy.

Aparat dozujący należy ustawić w osobnej ubikacji, zaopatrzonej w dobrą wentylację, ponieważ małe ulatnianie się chloru jest nieuniknione, a zawartość 0,001—0,005% chloru w powietrzu podrażnia już silnie drogi oddechowe (0,06% jest śmiertelne). W ubikacji należy utrzymywać stałą temperaturę 26—27° C, potrzebną do parowania chloru ciekłego.

4. Dezynfekcja przy pomocy chloraminy (NH_2Cl) jest najnowszym sposobem dezynfekowania wód. Polega na dodaniu roztworu amonjaku (NH_3) do roztworu podchlorynu wapnia lub sodu, w stosunku NH_3 : Cl około 1 : 2 do 1 : 4. Reakcja przebiega według wzoru:

$$\underbrace{Ca(OCl)_2}_{\text{podchloryn wapnia}} + \underbrace{2\,NH_3}_{\text{amonjak}} = \underbrace{2\,NH_2Cl}_{\text{chloramina}} + \underbrace{Ca(OH)_2}_{\text{mleko wapienne}}$$

i winna być wytwarzana w momencie chlorowania w samej wodzie.

Działanie chloraminy nie polega na utlenianiu, jak to było przy wszystkich poprzednio opisanych sposobach chlorowania, lecz na specyficznem działaniu bakterjobójczem, bliżej nieznanem.

Zaletą działania chloraminy jest to, że nie wchodzi w żadne połączenia chemiczne z ciałami organicznemi, nie ulega więc absorbcji, zatem dozowanie jej jest stałe (tylko dla działania bakterjobójczego) i niezależne od składu wody. Ponieważ w następstwie tej właściwości pozostaje stale w wodzie, zatem działa ciągle na bakterje, co jest bardzo ważne w starej sieci wodociągowej, kiedy zakażanie wody może powstawać w samej sieci. Potrzebna doza jest kilka razy mniejsza od dozy chloru czystego. Ujemne strony stosowania chloraminy polegają na smaku i woni ostrzejszej od chloru, której jednak można uniknąć przy odpowiednio skromnem dozowaniu, oraz na powstawaniu znacznej ilości wapna w rurociągach doprowadzających chloraminę (jak wskazuje wzór), co wymaga zwiększenia ich średnic, względnie urządzenia do czyszczenia z osadów wapna.

Urządzenie do przyrządzania i dozowania chloraminy jest takie same, jak przy podchlorynach (fig. 143), z dodatkiem aparatu dozującego dodatek amonjaku.

W ostatnich czasach Paryż dezynfekuje wodę pobieraną z Marny, względnie z Sekwany — tylko chloraminą.

Wszystkie powyższe sposoby dezynfekcji chlorowej stosuje się najpowszechniej jako proces końcowy (po osadnikach i filtrach). Wody z wielkich zbiorników (jezior, przegród dolin), fizycznie dostatecznie czyste, podają czasem samemu tylko chlorowaniu, bez filtrowania itd.

O wiele rzadziej stosuje się t. zw. prechloryzację, tj. dodawanie chloru do wody przed filtrami, co w specjalnych warunkach, zwłaszcza przed filtrami pośpiesznemi przyśpiesza proces koagulacji oraz filtracji i przedłuża

okres działania filtrów; usuwa też zabarwienie wody. W filtrach natomiast angielskich, prechloryzacja przeważnie oddziałuje ujemnie, wpływając na życie biologiczne w błonie i w warstwie filtrującej. Prechloryzacja zatem przed filtrami angielskiemi wymaga w każdym wypadku szczegółowych badań dla ustalenia celowości, względnie warunków tego procesu.

W każdym razie ważną zaletą chlorowania wody wodociągowej jest to, że pozwala na stosowanie większych, niż normalne prędkości filtrowania wód powierzchowych, przez co wpływa na zmniejszenie rozmiarów (i kosztów) zakładu filtrów, przedłuża ich działanie oraz daje pewność, że woda chlorowana w odpowiedni sposób, odpowiada pod względem bakteryjnym wymaganiom higjeny. Zakład chlorowania i woda chlorowana musi jednak być ciągle pod nadzorem ukwalifikowanego lekarza i musi być ciągle badana jej zawartość bakteryj oraz ewentualny nadmiar nieskonsumowanego chloru, który mógłby być szkodliwy.

Chlorowanie wody może być stosowane jako dezynfekcja także do poszczególnych studni, tam, gdzie niema wodociągu i gdzie niebezpieczeństwo zakażenia przez wodę bywa jeszcze większe, niż przy poborze wody z wodociągu.

b) Ozonowanie. Dawniejszy (1900—1920), lecz droższy w założeniu i w eksploatacji sposób dezynfekcji wody polega na doprowadzeniu do wody powietrza z ozonem.

Ozon, który jest wielce nietrwałą formą tlenu (drobina trójatomowa O_3, podczas gdy zwykłą formą jest drobina dwuatomowa O_2), uzyskuje się przy cichych wyładowaniach elektrycznych prądu zmiennego o wysokiem napięciu (6—30 000 Volt). Przy zetknięciu się z wodą rozpada się ozon bardzo szybko na zwykłą drobinę O_2 i zwalnia jeden wolny atom tlenu, który w tym momencie „in statu nascendi“ działa silnie utleniająco na zanieczyszczenia organiczne, związki żelaza i bakterje. Ważnem jest, że ta metoda, poza tlenem (powietrzem), nie wprowadza do wody żadnych innych składników ani procesów chemicznych (co występuje przy chlorowaniu, itp.).

Wytwarzanie ozonu odbywa się w specjalnych aparatach (Siemensa, Otta, itd.), przez które przepływa osuszone (wymrożone) powietrze tak, aby nie zawierało więcej niż 2—3 *g* pary wodnej w 1 m^3. Z 1 m^3 powietrza uzyskuje się normalnie 1—3 *g* (max. 6 *g*), przeciętnie 2 *g* ozonu. W tych warunkach, do wytworzenia 1 *g* ozonu zużywa się około 15—20 watów/godz. (0,015—0,02 kWh); na pomocnicze cele (wymrażanie powietrza, tłoczenie powietrza z ozonem, itd.) — dalsze 15—25 Wh, czyli razem około 0,03—0,05 kWh. O kosztach ozonowania decyduje zatem cena prądu, a samo ozonowanie opłacać się może tylko tam, gdzie można mieć bardzo tani prąd (3—10 gr za 1 kWh).

W roku 1932 uruchomiono w Nancy[1]) nowy zakład do ozonowania wody, pobieranej z Mozeli w ilości 80 000—100 000 m^3 na dobę. Zużycie prądu na sterylizację 1 m^3 wody zagwarantowano na 0,57 Wh, z 10% tolerancją, łącznie na wszystkie cele zakładu.

Do oczyszczenia 1 m^3 wody z bakteryj wystarcza około 1 *g* ozonu. Zawartość ciał organicznych w wodzie zużywa dalsze 1—4 *g* ozonu na 1 m^3 wody. W celu oszczędzenia ozonu powinna więc woda być możliwie czysta (koagulowana i filtrowana), co obniża koszta ozonowania. Koszt instalacji stosunkowo duży (przed wojną w małych zakładach o wydajności około 2000 m^3/24 godz. koszt instalacji około 50 000 zł na produkcję 1000 m^3 na dobę).

Urządzenie techniczne składa się z urządzenia do produkcji ozonu oraz z komór dezynfekcyjnych (sterylizacyjnych), z których rozproszone w możliwie najdrobniejsze banieczki powietrze z ozonem działa utleniająco na zanieczyszczenia wody. Zmieszanie wody i rozdrobnienie powietrza z ozo-

[1]) Le Genie civil 1934, str. 181—184.

nem odbywa się w osobnych mieszadłach (emulsjerach). Schemat największego urządzenia do ozonowania wody, pobieranej z Newy w Petersburgu (1911), o wydajności do 50 000 m^3 na dobę, przedstawia fig. 147.

Do koagulacji dodawano tam 30 g ałunu na 1 m^3 wody; w osadniku woda przebywała przez 2 godz. Warstwa filtrowa 1,0 m wysoka, ziarna

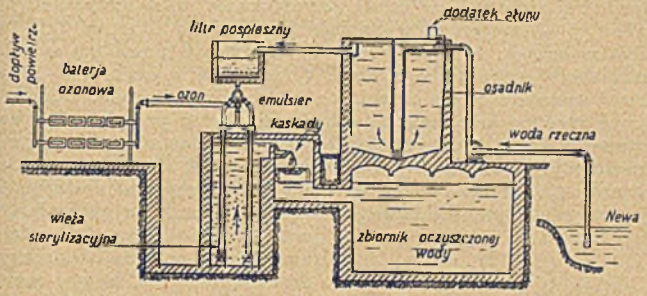


Fig. 147.

piasku 2 mm. Wydajność filtra 4,5 m^3/godz. z 1 m^2 filtra. Wydajność 2000 m^3 w godzinie. Do dezynfekcji wody zużywano ozonu 1,5—2,0 g (1 m^3 powietrza z ozonem) na 1 m^3 wody przy oddziaływaniu w wieżach sterylizacyjnych przez 10 minut. Bez dodatku koagulacyjnego zużywało się 4—5 g ozonu, przy działaniu przez 15 minut. Nadmiar powietrza z ozonem wydzielał się na kaskadach przed zbiornikiem czystej wody.

W późniejszych wykonaniach uproszczono kształt wieży dezynfekcyjnej do formy podanej na fig. 148 (system Tindal-de Frise). Powietrze zozonowane wtłacza się do rurociągu z wodą przefiltrowaną, a mieszanie odbywa się na 5 sitach celuloidowych, umieszczonych w wieży. Na dwa dolne sita dano warstwy 0,2 m żwirku o średnicy około 1 cm, co bardzo dobrze podziałało na zmieszanie wody z ozonem.

Całość urządzenia do ozonowania przedstawia fig. 149.

Dla zapewnienia skutecznej dezynfekcji, po przejściu przez wieżę dezynfekcyjną powinna woda zawierać jeszcze drobną ilość ozonu, co łatwo

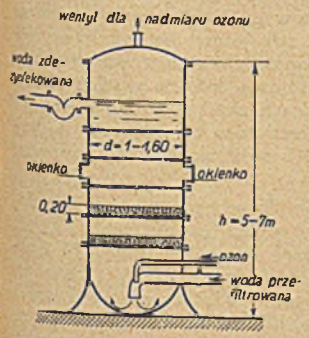


Fig. 148.

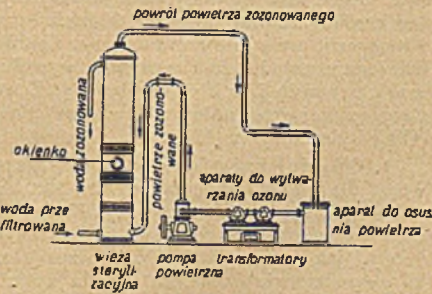


Fig. 149.

sprawdzić papierkiem skrobiowym (nabiera barwy niebieskawej). Aby zabezpieczyć się przed zakażeniem wody w zbiorniku na wypadek przerwy

dopływu powietrza z ozonem, istnieją automaty, zamykające samoczynnie dopływ wody, w chwili kiedy przestanie dopływać ozon.

c) Dezynfekcja promieniami pozafiołkowemi. Francuscy badacze Courmont i Nogier wykazali, że pozafiołkowe promienie widma działają silnie zabójczo na bakterje. Do wytwarzania ich służy lampa ze szkła kwarcowego (nieabsorbującego tych promieni), wynaleziona w r. 1860, wewnątrz której pary rtęci w czasie przechodzenia przez nie prądu (110 lub 220 Volt, 3—5 amperów) wydzielają promienie o długości fali 185 $\mu\mu$. Badania wykazały, że promienie takie zabijają w powietrzu w odległości 200 *mm* bakterje cholery, dysenterji, tyfusu, coli w czasie 17—18 sekund. Ponieważ zanieczyszczenia organiczne i i. absorbują te promienie, przeto woda musi być zupełnie przeźroczysta i bezbarwna oraz przepływać w warstwie maksymalnie 30 *cm* grubej (lepiej 15 *cm*). — Lampa w płaszczu z żeliwa umieszczona jest w rurociągu, jak wskazuje fig. 150. Przed lampą wstawiony jest aparat *A*, który w razie przerwania prądu (gdy zgaśnie lampa i ustanie jej dezynfekcyjne działanie), otwiera spust wody i sygnalizuje przerwę w ruchu. W płaszczu żeliwnym lampy umieszczone przegrody zmuszają wodę do takiego ruchu, że trzy razy strugi wody zbliżają się do źródła promieni pozafiołkowych, zatem zapewniają ich działanie bakterjobójcze. Zużycie prądu średnio 26 Wat/godz. na dezynfekcję 1 m^3 wody. — Jeden taki aparat dezynfekuje około 25 m^3 wody w godzinie. Wodociąg w Monaco oczyszcza podobnem urządzeniem 7000 m^3 na dobę. Wymaga bardzo sumiennej obsługi. Działanie lampy po 1000 godzinach pracy słabnie i wymaga kontroli. Koszt wymiany lamp wynosi przeciętnie 50% kosztów prądu. Nadają się dla mniejszych zakładów (sanatorjów, itd.) przy tanim prądzie 3—5 gr za 1 kWh).

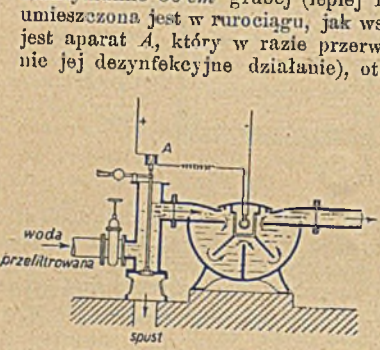


Fig. 150.

II. Wody podziemne (gruntowe) przedstawiają drugi typ wód ujmowanych dla wodociągów. Wody te, posiadające zwłaszcza dobre przykrycie, pozbawione są zanieczyszczeń spółczynowych; natomiast posiadają warunki, w których mogą pobrać zanieczyszczenia chemiczne i gazowe. Do najpowszechniejszych zanieczyszczeń wód gruntowych należą wyługowane ze skał, wśród których wody takie przepływają, sole mineralne, jak łatwo rozpuszczalne kwaśne węglany i trudniej rozpuszczalne siarczany wapnia i magnezu, nadające wodzie t. zw. twardość, oraz kwaśne węglany i rzadziej siarczany żelaza i manganu, wywołujące liczne przykrości w sieciach wodociągowych i w konsumcji wody. Z zanieczyszczeń gazowych, do najpowszechniejszych należy: powietrze (tlen), bezwodnik kwasu węglowego (CO_2) i siarkowodór (H_2S).

1. Odmiękczanie wody. W Europie dotychczas nie odmiękczają wody dla celów wodociągowych; natomiast unika się używania do tych celów wód o twardości powyżej 20° niemieckich (około 36° franc.). W Ameryce odmiękczają wodę także i dla celów wodociągowych w sposób podobny, jak u nas dla celów przemysłowych (dodatek wapna i sody). W gospodarstwie domowem twarda woda mniej nadaje się przedewszystkiem do prania, przyczem sole wapniowe i magnezowe tworzą z tłuszczem z bielizny nierozpuszczalne związki, które osadzając się na materjach bielizny, niszczą jej miękkość i powodują łamliwość. Woda o 20° niem. twardości zużywa na 1 *l* — 2,4 *g* mydła, zanim zacznie wytwarzać pianę, potrzebną w procesie prania.

Dla celów przemysłowych (w farbiarniach, pralniach, browarach, itp.) i kotłowych oraz do chłodzenia motorów wybuchowych woda powinna być zasadniczo miękka (zazwyczaj poniżej 5° niem.). Woda do kotłów, łatwych do czyszczenia, może mieć nawet do 10° niem., natomiast do kotłów o wysokiem ciśnieniu i trudnych do czyszczenia z osadów, nie powinna przekraczać 2°—3° niem. Wody twarde musimy przeto odmiękczać. Dziać się to może na drodze termicznej, chemicznej przez dodawanie sody i wapna, oraz w najnowszych czasach przez filtry permutytowe. — Odmiękczanie wody przemysłowej, pobieranej z wodociągu ogólnego, pozostawia się urządzeniom fabrycznym w granicach ich zapotrzebowań, zatem zasadniczo dla małych objętości wody.

a) Odmiękczanie wody na drodze termicznej może się odbywać przez odparowanie wody, a następnie ochłodzenie i skondensowanie jej (destylacja wody). Stosuje się tam, gdzie mamy do dyspozycji dostateczną ilość, np. pary wylotowej, wystarczającej do odparowania wody.

O ile chodzi o większe objętości wody odmiękczonej, to przeprowadza się to przez podgrzanie wody, przed użyciem do celów kotłowych lub fabrycznych (zwykle w dwóch etapach), najpierw do około 80° C, przyczem usuwa się węglany wapnia w formie szlamu i ulatnia się powietrze (tlen i CO_2); potem w drugim etapie, zwykle pod ciśnieniem. ogrzewa się wodę odmiękczaną do wyższej temperatury, celem strącenia siarczanów w formie krystalicznego osadu. Chemicznie pierwszą fazę objaśnia reakcja:

$$\underset{\text{rozpuszczalny w wodzie kwaśny węglan wapnia}}{Ca(HCO_3)_2} \rightleftarrows \underset{\text{nierozpuszcz. węgl. wapnia (szlam)}}{CaCO_3} + \underset{\text{woda}}{H_2O} + \underset{\text{bezwodnik kwasu węglowego}}{CO_2},$$

podobnie:

$$\underset{\text{rozpuszcz. kwaśny węglan magnezu}}{Mg(HCO_3)_2} \rightleftarrows \underset{\text{nierozpuszcz. węglan magnezu (szlam)}}{MgCO_3} + H_2O + CO_2.$$

W drugiej zaś fazie (w temperaturze około 180° C, odpowiadającej ciśnieniu 10—11 atmosfer), pod wpływem ogrzania:

$$\underset{\text{siarczan wapnia (gips rozpuszcz.)}}{CaSO_4 . 2H_2O} \longrightarrow \underset{\text{anhydryt (trudno rozpuszcz.)}}{CaSO_4} + 2\,H_2O.$$

W braku takiej temperatury i ciśnienia trzeba siarczany (twardość trwała) usuwać dodatkiem sody.

Proces wskazany powyższemi reakcjami pod wpływem termicznym odbywa się w każdym kotle, a połączone szlam węglanowy i krystaliczny osad gipsowy (anhydryt) wytwarzają t. zw. kamień kotłowy, z początku dający się usunąć przez wypłókanie, później twardniejący.

Przeprowadzenie tych procesów w osobnem urządzeniu o łatwym dostępie do wnętrza i możliwości usuwania tych osadów jeszcze przed stężeniem chroni (od kamienia kotłowego) kotły, do których wprowadza się już odmiękczoną wodę.

b) Metody odmiękczania chemicznego polegają na dodatkach chemicznych, usuwających składniki twardości, względnie przetwarzających je w nieszkodliwe formy.

Najpowszechniej używają do tego celu mleka wapiennego [$Ca(OH)_2$ wodorotlenek wapnia] do strącenia węglanów wapnia, względnie węglanów magnezu i sody (Na_2CO_3) — do strącenia siarczanów.

Przebiegają przytem reakcje:

z węglanami:

$$\underbrace{Ca(HCO_3)_2}_{\text{kwaśny węglan wapnia (rozpuszczalny w wodzie)}} + \underbrace{Ca(OH)_2}_{\text{wodorotlenek wapnia}} = \underbrace{2\,CaCO_3}_{\text{węglan oboj. wapnia (nierozpuszcz.)}} + \underbrace{2\,H_2O}_{\text{woda}},$$

$$\underbrace{Mg(HCO_3)_2}_{\text{kwaśny węglan magnezu (rozpuszczalny)}} + \underbrace{2\,Ca(OH)_2}_{\text{wodorotlenek wapnia}} = \underbrace{Mg(OH)_2}_{\text{wodorotlenek magnezu (nierozpuszczalny)}} + \underbrace{2\,CaCO_3}_{\text{węglan oboj. wapnia}} + \underbrace{2\,H_2O}_{\text{woda}}.$$

Nadmiar dodanego mleka wapiennego:

$$\underbrace{Ca(OH)_2}_{\text{wodorotlenek wapnia}} + \underbrace{CO_2}_{\text{bezwodnik kwasu węgl. z wody}} = \underbrace{CaCO_3}_{\text{węglan oboj. wapnia (nierozpuszcz.)}} + \underbrace{H_2O}_{\text{woda}},$$

z siarczanami:

$$\underbrace{CaSO_4}_{\text{siarczan wapnia (rozpuszczalny)}} + \underbrace{Na_2CO_3}_{\text{soda}} = \underbrace{CaCO_3}_{\text{oboj. węglan wapnia (nierozpuszcz.)}} + \underbrace{Na_2SO_4}_{\text{sól glauber. (rozpuszcz.)}}$$

$$\underbrace{MgSO_4}_{\text{siarczan magnez. (rozpuszczalny)}} + \underbrace{Na_2CO_3}_{\text{soda}} + \underbrace{Ca(OH)_2}_{\text{wodorotlenek wapnia}} = \underbrace{Mg(OH)_2}_{\text{wodorotlenek magnezu (nierozpuszczalny)}} + \underbrace{CaCO_3}_{\text{oboj. węglan wapnia (nierozpuszcz.)}} + \underbrace{Na_2SO_4}_{\text{sól glanb. (b. łatwo rozpuszcz.)}}.$$

Występujące czasem chlorki wapnia i magnezu ulegają przytem reakcjom:

$$\underbrace{CaCl_2}_{\text{chlorek wapnia (rozpuszczalny)}} + \underbrace{Na_2CO_3}_{\text{soda}} = \underbrace{CaCO_3}_{\text{oboj. węglan wapnia (nierozpuszczalny)}} + \underbrace{2\,NaCl}_{\text{sól kuchen. (rozpuszcz.)}},$$

$$\underbrace{MgCl_2}_{\text{chlorek magnezu (rozpuszczalny)}} + \underbrace{Na_2CO_3}_{\text{soda}} + \underbrace{Ca(OH)_2}_{\text{wodorotlenek wapnia}} = \underbrace{Mg(OH)_2}_{\text{wodorotlenek magnezu (nierozpuszczalny)}} + \underbrace{CaCO_3}_{\text{oboj. węglan wapnia (nierozpuszcz.)}} + \underbrace{2\,NaCl}_{\text{sól kuchen. (rozpuszcz.)}}.$$

Związki nierozpuszczalne (obojętny węglan wapnia i wodorotlenek magnezu) strącają się w formie osadu, który się wypłókuje, względnie usuwa przez dalsze przefiltrowanie wody. Proces odbywa się korzystniej przy podgrzaniu odmiękczanej wody do 50—80° C. — Na 1 stopień niem. twardości i 1 m^3 wody odmiękczanej potrzeba dodać dla strącenia węglanów 56 g tlenku wapnia (CaO), względnie dla strącenia siarczanów 19 g sody (Na_2CO_3). — W praktyce daje się zazwyczaj ilości o 10% większe.

Aparat do takiego odmiękczania wody typu Reiserta przedstawia fig. 151.

Z trzykomorowego naczynia górnego, z części *2* dopływa woda surowa do stożkowego mieszadła Derveaux *A* rurą *a* oraz do cylindra reakcyjnego *B* (rurą a_1). Do mieszadła *A* dopływa z komory *3* mleko wapienne rurą *b*. Strącony osad wapienny spuszcza się przez kurek *C*. Nasycona mlekiem wapiennem woda dostaje się z przelewu rurką *c* do rury pionowej *d* i do cylindra reakcyjnego *B*. Do tej samej rury *d* dopływa z komory *2* woda surowa (rurą a_1) i z komory *1* roczyn sody. Dopływy są ilościowo regulowane automatycznie pływakowemi zamknięciami. W rurze pionowej *d* następuje wymieszanie wody surowej z dodatkiem mleka wapiennego i roczynu sody, a strącone nierozpuszczalne węglany obojętne wapnia i wodorotlenki

magnezu gromadzą się w formie osadu w dolnem stożkowem zagłębieniu cylindra B, skąd się je spuszcza rurą e. Woda po przejściu reakcji chemicznej podnosi się w naczyniu B do góry, przelewa przez przelew f do rury g, przez którą dostaje się na filtr pośpieszny, umieszczony u dołu cylindra B, poczem odpływa (po usunięciu resztek odfiltrowanego szlamu) jako odmiękczona i czysta woda rurą h. Do płókania filtra używa się wody odmiękczonej (z rury h) oraz ciśnienia skomprymowanego powietrza z rury i. Rurą k doprowadza się parę do tego samego celu oraz do podgrzewania wody. Spust wody brudnej z filtra odbywa się przez rurę l.

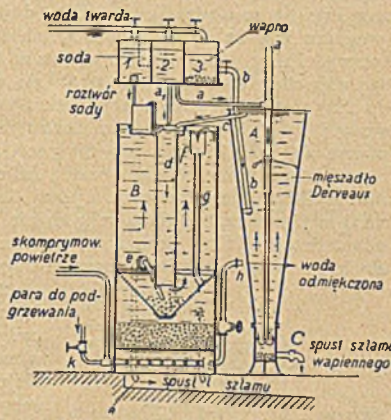


Fig. 151. 1. Rozczyn sody. — 2. Dopływ wody twardej. — 3. Mleko wapienne.

Zamiast mleka wapiennego i sody można do zmiękczania wody użyć sody żrącej (wodorotlenek sodu, zwany ługiem sodowym, względnie sodą kaustyczną — NaOH).

W tym wypadku następuje strącenie tak węglanów, jak i siarczanów według reakcji:

$$\underbrace{Ca(HCO_3)_2}_{\text{kwaśny węglan wapnia}} + \underbrace{2\,NaOH}_{\text{ług sodowy}} = \underbrace{CaCO_3}_{\text{obój. węglan wapnia (nierozpuszcz.)}} + \underbrace{Na_2CO_3}_{\text{soda (rozpuszcz.)}} + \underbrace{2\,H_2O}_{\text{woda}},$$

Otrzymana z tej reakcji rozpuszczalna soda (Na_2CO_3) działa na siarczan wapnia strącająco:

$$\underbrace{CaSO_4}_{\text{siarczan wapnia}} + \underbrace{Na_2CO_3}_{\text{soda}} = \underbrace{CaCO_3}_{\text{obój. węglan wapnia (nierozpuszczalny)}} + \underbrace{Na_2SO_4}_{\text{siarczan sodu (rozpuszcz.)}}.$$

c) Najnowsze zmiękczanie wody twardej uskutecznia się przy pomocy filtrów permutytowych.

Permutytami nazywamy sztuczne krzemiany glinowo-potasowe o zawiłej formie chemicznej, posiadające dużą zdolność wymiany swych katjonów sodowych. O ile przez filtr, wypełniony permutytami, przepuścimy twardą wodę, następuje wymiana alkalicznych składników:

kwaśny węglan wapnia + permutyt sodowy =
= $\underbrace{\text{kwaśny węglan sodu}}_{\text{(rozpuszczalny)}}$ + permutyt wapniowy

siarczan wapnia + permutyt sodowy = $\underbrace{\text{siarczan sodu}}_{\text{(rozpuszczalny)}}$ + permutyt wapniowy.

Po pewnym czasie permutyt w całości wymieni sód na wapń i wtedy ustanie odmiękczające działanie. Permutyty takie można jednak zregenerować, przemywając filtr roczynem chlorku sodu (soli kuchennej NaCl), pod działaniem której permutyt wapniowy traci wapń (magnez) i przemienia się zpowrotem w permutyt sodowy, zdolny nadal do akcji odmiękczania. Regeneracja ta odbywa się:

chlorek sodu + permutyt wapniowy = chlorek wapnia + permutyt sodowy.

Ziarna permutytowe mają średnicę od 0,5 do 2 *mm*; grubość warstwy permutytowej od 0,4 do 1,0 *m*, zależnie od twardości wody. Woda musi być mechanicznie czysta (filtrowana) i bez wolnego CO_2, który wyługowuje z permutytów zasadowe części (sód) i w ten sposób je niszczy. O ile zatem znajduje się w wodzie wolny CO_2, daje się warstwę grysiku marmurowego (węglanu wapnia), z którym CO_2 się łączy, powiększając twardość przejściową. Filtry permutytowe obniżają twardość wody do 0, podczas gdy sposoby chemiczne obniżają twardość zazwyczaj do 4° niem., a wyjątkowo do 2,5° niem. Do regeneracji permutytów potrzeba na 1 m^3 odmiękczanej wody i na 1° niem. twardości teoretycznie 21 *g* soli kuchennej; w praktyce używa się jednak około 60—80 *g* soli kuchennej. Sól może być denaturowana, tańsza, gdy chodzi o wodę na cele przemysłowe. Prędkość filtrowania w filtrze permutytowym wynosi 3—4 *m* na godzinę (tj. 3—4 m^3 wody na 1 m^2 powierzchni filtra w godzinie), czyli około 70—100 m^3 z 1 m^2 na dobę. Przekrój filtra permutytowego przedstawia fig. 152, w którym znajduje się też warstwa grysiku marmurowego (w celu usuwania wolnego CO_2).

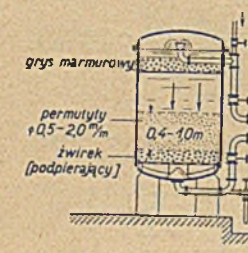


Fig. 152.

2. Odżelezianie wody.[1]) W wodach gruntowych spotykamy bardzo często związki żelaza i w mniejszej ilości towarzyszące im często związki manganu. Najczęściej występują one w postaci kwaśnego węglanu żelazawego [$Fe(HCO_3)_2$] względnie manganawego [$Mn(HCO_3)_2$], które to sole w wodzie się rozpuszczają, podobnie jak sól kuchenna, i i. związki.

Wprawdzie ze względów zdrowotnych obecność w wodzie soli żelaza i manganu nie przedstawia żadnych objekcyj, to jednak opalizujące kłaczkowate zawiesiny i brunatne osady, które żelazo rozpuszczone w wodzie wytwarza, odstręczają konsumentów od używania takiej wody. Użycie takiej wody do celów przemysłowych nastręcza różne trudności; strącone sole żelazowe plamią bieliznę, zabarwiają produkty na żółto i brunatno; związki manganu wstrzymują rozwój drożdży. Woda taka nie nadaje się do zasilenia kotłów, ani do chłodzenia motorów wybuchowych, gdyż osady żelaza inkrustują rurociągi, chłodnice itd. Wkońcu obecność związków żelaza w wodzie umożliwia rozwój w rurociągach glonów żelazistych (Leptothrix ochracea i Crenothrix polyspora), które mogą rozwijać się aż do zatkania rurociągów i całej sieci.

Z tych powodów musimy często usuwać z wody wodociągowej związki żelaza i manganu.

Rozpuszczony w wodzie gruntowej kwaśny węglan żelazawy jest jednak związkiem bardzo nietrwałym; po zetknięciu się bowiem z powietrzem, przechodzi pod działaniem tlenu w sól nierozpuszczalną w wodzie, zwaną wodorotlenkiem żelazowym, według wzoru:

$$\underbrace{2\,Fe(HCO_3)_2}_{\text{kwaśny węglan żelazawy (rozpuszczalny)}} + \underbrace{O}_{\text{tlen}} + \underbrace{H_2O}_{\text{woda}} = \underbrace{Fe_2(OH)_6}_{\text{wodorotlenek żelazowy (nierozpuszczalny)}} + \underbrace{4\,CO_2}_{\text{bezwodnik kwasu węgl.}}$$

Ten nierozpuszczalny w wodzie wodorotlenek żelazowy strąca się po pewnym czasie w postaci opalizujących zawiesin, przechodzących potem w brunatny, kłaczkowaty osad. Tę własność najczęstszego w wodach grun-

[1]) Otto Nadolski: O odżelezianiu wód gruntowych. Przegląd Techniczny. Warszawa 1914.

bwych związku (soli) żelaza wyzyskano do odżeleziania wody, utleniając najpierw rozpuszczalny kwaśny węglan żelazawy, a następnie usuwając w osadnikach i filtrach strącony nierozpuszczalny wodorotlenek żelazowy.

Analizy chemiczne wód gruntowych podają zawartości związków żelaza w formie tlenków, względnie węglanów żelaza. Zawartość żelaza (Fe) w tych związkach podają poniższe liczby:

1 *mg* FeO (tlenku żelazawego)	= 0,7778 *mg* Fe
1 *mg* Fe_2O_3 (tlenku żelazowego)	= 0,7003 *mg* Fe
1 *mg* $Fe(OH)_3$ (wodorotlenku żelazowego)	= 0,5234 *mg* Fe
1 *mg* $FeCO_3$ (węglanu żelazawego)	= 0,4827 *mg* Fe
1 *mg* $Fe(HCO_3)_2$ (kwaśnego węglanu żelazawego)	= 0,3146 *mg* Fe

Zawartość żelaza w wodzie, która nie wymaga jeszcze odżeleziania, podają dawniejsze normy na 0,3 *mg* Fe w litrze; nowsze idą aż do 0,05 *mg* Fe/*l*.

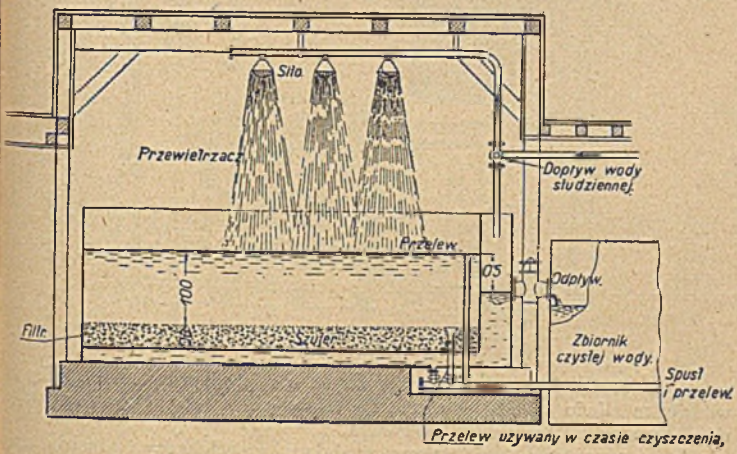


Fig. 153.

są to zarazem granice, do których muszą odżeleziać wodę urządzenia odżeleziające.

Pierwowzory odżeleziania podali w r. 1890 inż. G. Oesten (fig. 153) i w r. 1891 Piefke (fig. 154). Pierwszy z nich zastosował „przewietrzacz“ wody w formie rozkroplenia jej w powietrzu przez sitka w celu nasycenia kropelek wody tlenem, aby wywołać przemianę soli rozpuszczalnych na nierozpuszczalne, które następnie usuwa przy pomocy filtra pośpiesznego. Drugi zastosował „przeciekacz“ w formie cylindra otwartego, wypełnionego grubemi grudkami koksu, na których opływająca woda nasyca się tlenem powietrza. Przetworzone na nierozpuszczalne sole żelaza usuwa częściowo w osadniku (pod przewietrzaczem), a resztę na filtrze pośpiesznym.

Te dwa pomysły, wzajemnie się uzupełniające, są podstawą dzisiejszych odżeleziaczy. Dziś mamy dwa rodzaje odżeleziaczy: otwarte, pomieszczone zazwyczaj w osobnym budynku, oraz zamknięte w szczelnych cylindrach żelaznych, pracujących pod ciśnieniem.

a) Odżeleziacze „otwarte“. Jako przewietrzacze służyć mogą tu sitka, blacha falista dziurkowana, przepuszczające wodę w kroplach, lub też dysze, rozpylające wodę żelazistą w powietrzu w bardzo drobne kropelki,

co ułatwia nasycenie tlenem. Wymagają one jednak stosunkowo znacznego ciśnienia (około 0,4 atm. = 4 *m* słupa wody, a nawet i więcej) i nie wyzyskują równomiernie powierzchni przewietrzacza.

W przeciekaczach natomiast używa się do wypełnienia przestrzeni materjałów porowatych (koks, odpadki lawy o grudkach wielkości pięści,

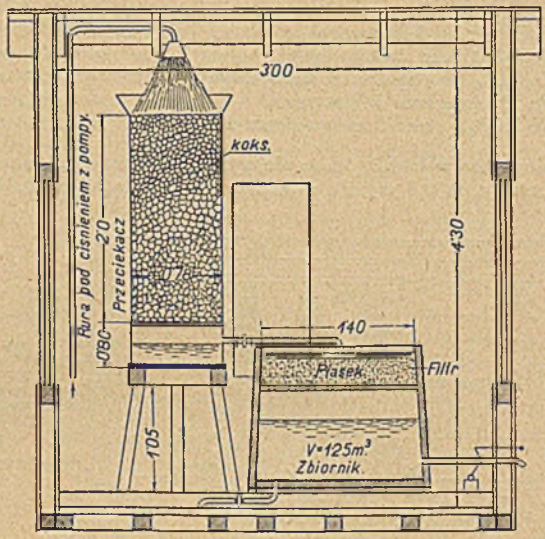


Fig. 154.

względnie cegieł, deseczek itp.), układanych w odpowiedni szachulec, aby dać wodzie możliwie wielką powierzchnię materjałów, po których spływając, mogłaby się nasycać tlenem powietrza.

Co do rozmiarów, przyjmujemy wydajność przeciekaczy i przewietrzaczy na 2—3 m^3 w godzinie z 1 m^2 rzutu poziomego. Wysokość warstwy przeciekaczy 2—5 *m*. Dysze amsterdamskie (fig. 156), przy otworach wypływów o $d = 10$ *mm*, dają na godzinę około 5,0 m^3 dobrze powietrzonej wody, zużywając 0,3 atm. ciśnienia i tworząc fontanny rozpylanej wody około 1,5 *m* wysokie. — Pamiętać należy o zapewnieniu dopływu powietrza, zwłaszcza do cylindrów przeciekaczy. Czyszczenie przeciekaczy co tygodnia silniejszym przepływem wody zużywa na ten cel około 1% odżelezianej wody. Dokładne czyszczenie (co rok, lub dwa do trzech) wymaga wybrania całego materjału, wyczyszczenia i ponownego ułożenia. — Przetworzenie rozpuszczalnych kwaśnych węglanów żelaza na nierozpuszczalne wodorotlenki wymaga pewnego czasu (około 1 godziny). Dlatego po przewietrzaniu wody przeprowadzamy ją przez osadnik, w którym odbywa się proces tego przetwarzania się i część osadów się strąca. Wymiary takie, aby woda przez godzinę w osadniku pozostawała. Resztę strąconych wodorotlenków usuwa się na filtrach, dziś zazwyczaj pośpiesznych, o wydaj-

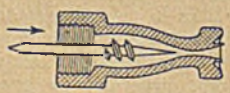
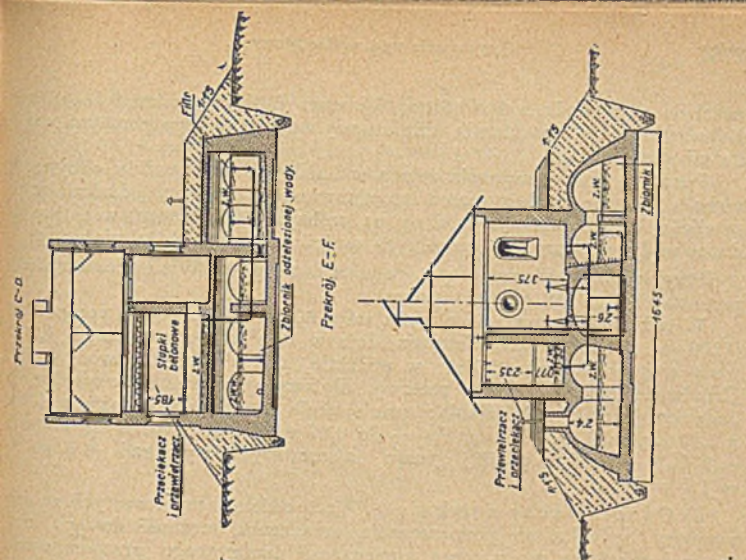
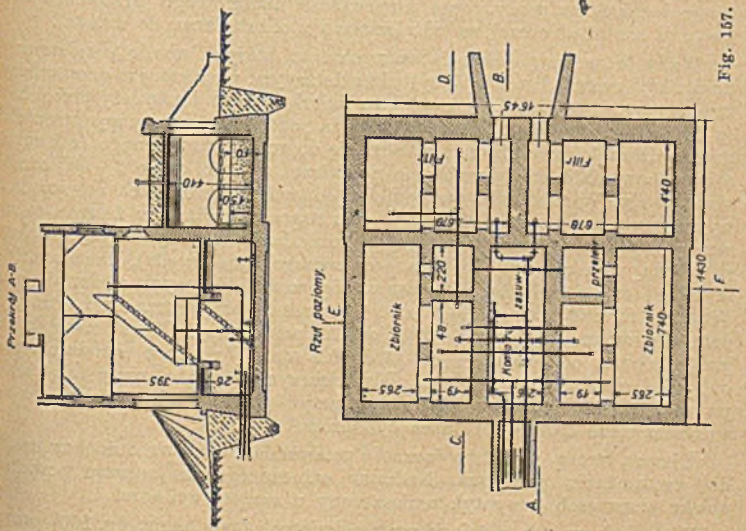
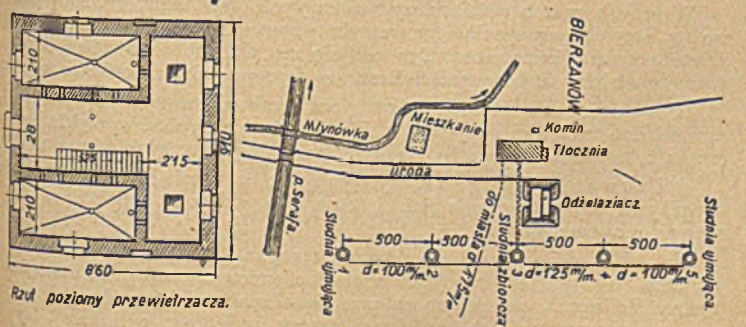


Fig. 155.
Dysza Körtinga.

Fig. 156.
Dysza amsterdamska.


Przekrój C-D
Przekrój E-F
Zbiornik odżelaziającej wody
Przewietrzacz
Zbiornik
Fig. 167.


Przekrój A-B
Rzut poziomy
Zbiornik
Zbiornik
Fig. 168.


Młynówka
Mieszkanie
Komin
Tłocznia
Studnia
Odżelaziacz
Studnia
Rzut poziomy przewietrzacza.

ności do 10 m^3/godz. z 1 m^2 filtra. Warstwa filtrowa z ziarn 0,5—1,5 *mm*. Zakończenie stanowi zbiornik odżelezionej wody, z którego pompy tłoczą ją do miasta.

Ponieważ proces strącania żelaza w każdej niemal wodzie odbywa się nieco odmiennie, należy przed projektowaniem urządzeń odżeleziających ustalić w drodze eksperymentalnej (na próbnym odżeleziaczu) właściwe dla danej wody wymiary poszczególnych części urządzenia odżeleziającego.

Przykład odżeleziacza otwartego, zbudowanego w Wieliczce w r. 1909, przedstawia fig. 158 (projekt autora).

W odżeleziaczu tym, przy wydajności 600 m^3 na 12 godzin pompowania (1200 m^3 na dobę), przewietrzacz daje z 1 m^2 rzutu poziomego 4,9 m^3 wody w godzinie, filtr 2,0 m^3 w godzinie, zbiornik czystej wody 40 m^3. Urządzenie całe ma 100% rezerwę, ułożoną symetrycznie względem osi budynku. Skutek odżeleziania: zmniejszenie zawartości związków żelaza z 1,85 *mg* Fe_2O_3 = 1296 *mg* Fe — do 0,07 *mg* Fe_2O_3 = 0,049 *mg* Fe (czyli o 97%) — zatem poniżej granic najsurowszych wymagań (0,5 *mg* Fe w 1 *l* wody).

b) Odżeleziacze zamknięte. Wadą odżeleziaczy otwartych są duże rozmiary budynku na pomieszczenie urządzenia, możność dostępu ludzi, zatem i zakażenia wody, oraz konieczność dwukrotnego przepompowania wody (z studni zbiorczej na odżeleziacz i z odżeleziacza do miasta).

Wady te usuwają odżeleziacze zamknięte, których zasadę przedstawiono na fig. 159 (system Breda). W cylindrze żelaznym, podzielonym dnem wewnętrznem *a* na dwie części, w górnej na dziurkowanem denku leży przeciekacz (z odpadków porcelany, lawy, itp.). Woda pod ciśnieniem pompy przechodzi przez mieszadło, przed którem wtłacza się do rurociągu wodnego (z kompresora) odpowiednio skomprymowane powietrze, w ilości około 2—5% odżelezianej wody. W mieszadle następuje w odpowiednich dyszach i przeponach wymieszanie wody z powietrzem, w celu strącenia związków żelaza, co następuje w przewietrzaczu, z którego, po wzniesieniu się wody do góry, przelewa się woda rurą pionową do filtra pośpiesznego (typ Jevella), umieszczonego w dolnej części cylindra i tu usuwa się resztę strąconych wodorotlenków. Warstwa filtrowa z ziarn 1—3 *mm*. Czyszczenie przewietrzacza i filtra prądem odwrotnym wymaga 1—2% odżelezianej wody. Strata ciśnienia na przejście przez odżeleziacz — od 0,1 do 0,2 atm. Wykonane urządzenia pracują pod ciśnieniem 1—10 atm. Dla większych objętości wody ustawia się po kilka takich aparatów obok siebie, przyczem jedno mieszadło wody z powietrzem może obsługiwać kilka cylindrów.

Ujemną stroną — jest konieczność ustawienia i uruchomiania kompresora dla dostarczania powietrza. Nadmiar wtłoczonego do aparatu powietrza ucieka przez osobny wentyl, umieszczony u szczytu cylindra.

W innych typach odżeleziaczy zamkniętych (typ Aegir, fig. 160) pompa wodna, przy pomocy specjalnego wentyla, wsysa sama 2% powietrza. Odpada przeto potrzeba kompresora. Typ ten nie ma też osobnego filtra, którego zadanie spełnia tu sam przeciekacz, z tego powodu stosunkowo wysoki.

Usuwanie innych związków żelaza poza kwaśnemi węglanami nasuwa już znaczniejsze trudności i wymaga zabiegów chemicznych. Naprzykład połączenia żelazisto-humusowe (w Królewcu) usuwają przy użyciu ozonu.

c) Usuwanie manganu, występującego w formie kwaśnego węglanu — odbywa się analogicznie jak i kwaśnego węglanu żelaza i w takich samych urządzeniach.

Natomiast, o ile występuje siarczan manganu ($MnSO_4$), to trudności są już duże. Stosują wtedy specjalne zabiegi chemiczne, względnie biologiczne (system Vollmara), polegające na przeprowadzeniu takiej wody pod ciśnieniem przez trzy nad sobą położone komory (w jednym cylindrze), wypeł-

nione żwirkiem ($d = 3$ *mm*), przemieszanym z algami (Clonothrix fusca, Crenothrix manganifera), które mają zdolność magazynowania manganu. W drezdeńskim wodociągu, taki filtr, o łącznej grubości (w 3 komorach) 1,4 *m*. oczyszcza na 1 m^2 powierzchni, 25 m^3 wody z manganu.

Z powodzeniem stosują w podobnych wypadkach także filtry permutytowe, wypełnione specjalnemi permutytami manganowemi, które regeneruje się rozczynem nadmanganianu. Urządzenia takich filtrów permutytowych — analogiczne jak dla odmiękczania wody (podane na str. 2760, fig. 152).

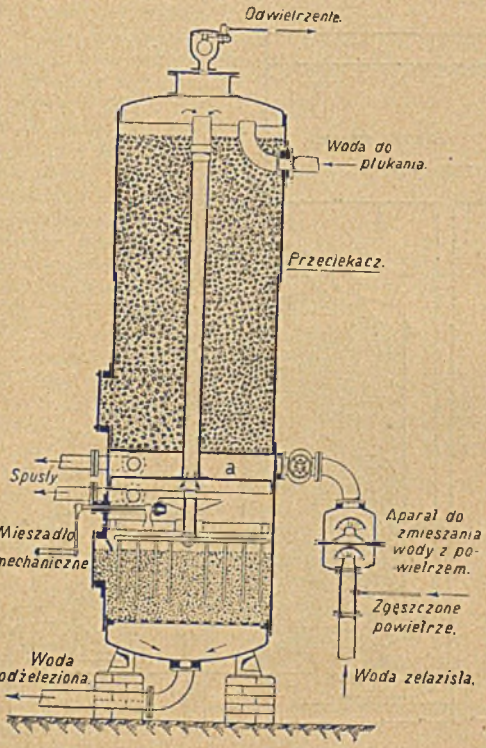


Fig. 159.

3. Usuwanie przymieszek gazowych. Z gazowych składników wody, powietrze nie przedstawia zasadniczo żadnych obaw; rozbite w drobnych banieczkach przez pompy, przy wypływie z kurków wodociągowych zabarwia wodę na kolor mleczny, który szybko znika, po uniesieniu się banieczek powietrza do góry. W sieci wodociągowej wymaga powietrze (zwłaszcza w wodociągach grawitacyjnych) urządzeń do odwietrzania (hydrantów) na wszystkich szczytowych punktach rurociągów, lewarów itp.

Tlen i siarkowodór (H_2S), występujący zwłaszcza z związkami żelaza, usuwa się stosunkowo łatwo przez przewietrzanie w odżeleziaczach. W wodzie, która dla celów przemysłowych (kotłowych) bywa odmiękczana, podgrzanie usuwa oba te gazy szkodliwe dla blach kotłowych.

Najwięcej trudności sprawiać może wolny (w nadmiarze ponad zawartość w węglanach) bezwodnik kwasu węglowego (CO_2), który w tej formie występuje zwłaszcza w miękkich wodach gruntowych. Wolny bezwodnik węglowy, zawarty w wodzie wodociągowej, oddziałuje niszcząco na żelazo (ściany rurociągów, pomp, itd.), podnosząc równocześnie zawartość żelaza w wodzie, na ołów (wytwarza silnie trujące sole ołowiane w rurach ołowianych) i na wyprawy cementowe zbiorników i innych betonowych urządzeń wodociągowych. Z tych powodów musi być z wody usuwany. Dzieje się to przez przekroplenie przez sitka wody w powietrzu w formie deszczu (z wy-

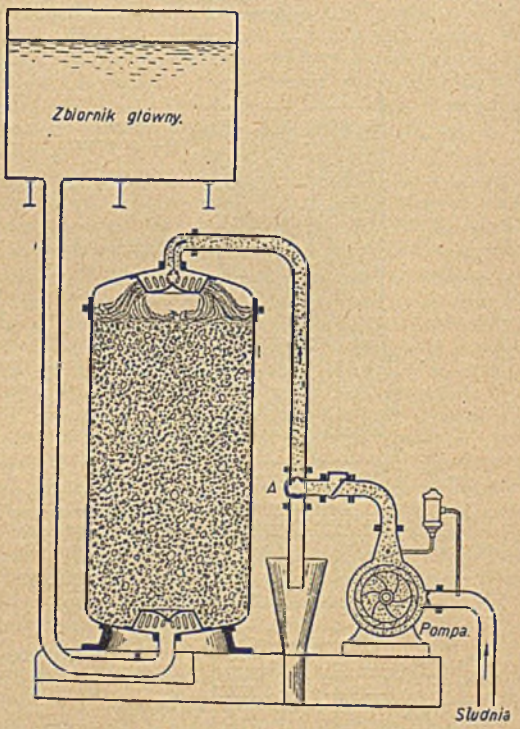


Fig. 160.

sokości 2—3 *m*) lub rozpylenie jej przez dysze (np. Körbinga, amsterdamskie, itp.), przyczem wolny CO_2 wydziela się łatwo, zwłaszcza przy silnem przewietrzaniu ubikacyj, w których się to dzieje. W pewnym wypadku (w Ameryce) zmniejszają w ten sposób przez przewietrzenie wody przez dysze pod ciśnieniem 2,5 *m*, zawartość 45 na 3 *mg/l* bezwodnika kwasu węglowego. Ponieważ po usunięciu CO_2 maleje zdolność rozpuszczająca wody, następuje przy twardszych wodach (ponad 5° niem. twardości przejściowej — węglanowej) strącanie pewnej ilości węglanów wapnia i magnezu (oraz żelaza), które wywołuje zmiękczenie wody. W celu usunięcia tych strąceń należałoby taką wodę przefiltrować.

W braku ciśnienia dla dysz, względnie spadu dla sitek, można w tym samym celu wtłaczać do wody powietrze, które uchodząc z niej wolno, zabiera ze sobą CO_2.

W razie trudności w usuwaniu CO_2 na tej drodze, przepuszcza się taką wodę przez przeciekacz szczelnie zamknięty, z którego wypompowuje się powietrze (system inż. H. Wehnera). W próżni atmosferycznej wydzielanie CO_2 i tlenu postępuje szybciej.

Wkońcu można związać chemicznie wolny CO_2, znajdujący się w wodzie wodociągowej, przy pomocy dodawania sproszkowanego wodorotlenku wapnia (system firmy Bamag-Mecuin w Berlinie), co wymaga specjalnego aparatu do dozowania tego dodatku, lub wreszcie przez przepuszczenie takiej wody przez filtr z grysiku marmurowego (węglan wapnia), który pod działaniem CO_2 przetwarza się na rozpuszczalny w wodzie kwaśny węglan wapnia, powiększając tem samem przejściową twardość wody.

Przykład takiego usuwania z wody CO_2 przez filtr marmurowy — podaje fig. 161. (Aparat doświadczalny w Frankfurcie nad Menem.) Woda tamtejsza ma twardość zaledwie 1,5° niem., przy 30 *mg* wolnego CO_2 i 6 *mg* tlenu w litrze. W następstwie woda niszczyła rurociągi i wyprawy cementowe zbiorników, z których powstawały zmętnienia wody. Na podstawie doświadczeń na takim modelu zbudowano tam w r. 1906 urządzenie definitywne na 23 000 m^3 dziennie, przeprowadzając przewietrzoną wodę przez filtry pośpieszne celem usunięcia strąconych osadów żelazistych (z rurociągów) itd. Wydajność filtrów pośpieszuych 80 m^3 wody z 1 m^2 filtra na dobę. Po przejściu przez te filtry, dostaje się woda od dołu na filtr (przeciekacz) marmurowy, w którym na 17 *cm* warstwie żwiru krzemianowego (podbudowa) leżą 3 warstwy po 8 *cm* grube żwirku marmurowego o ziarnach około 30, 16 i 8 *mm*, a na nich 60 *cm* warstwa grysiku marmurowego. Wydajność tego filtra marmurowego — 40 m^3 z 1 m^2 na dobę. Przejście wody przez ten filtr zużywa około 30 *cm* ciśnienia wody. W ciągu roku rozkłada woda 50 *cm* z warstwy grysu i 10 *cm* z warstw żwirku marmurowego. W ciągu roku trzeba zatem dodawać 1400 *kg* marmuru w formie grysiku i żwirków. Po przejściu przez to urządzenie zawartość wolnego CO_2 w wodzie spada na 2—4 *mg/l* (z 30), a twardość wody wzrasta z 1,5 do 5,0° niem. Marmur musi być wolny od połączeń arsenowych, zawierać co najmniej 93,5% węglanu wapnia i magnezu, oraz najwyżej 6,5% ciał nierozpuszczalnych w kwasie solnym.

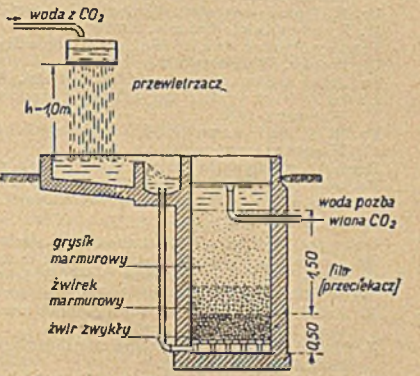


Fig. 161.

W doświadczalnym modelu w Maliczkowicach (wodociąg dla Kulparkowa pod Lwowem), gdzie woda posiada 32,7° [37°] niem. twardości ogólnej (w tem przemijającej węglanowej 15,1° i stałej siarczanowej 17,6°), przy zawartości wolnego CO_2 około 50 *mg/l* i zawartości w sieci 0,7 *mg* Fe/*l* (w ujęciu 0,3 *mg/l*) — po rozkropleniu (z wysokości 3 *m*) i przepuszczeniu przez przeciekacz koksowy — straciła woda zupełnie wolny CO_2 oraz Fe, a ogólna twardość jej spadła do 20,12° niem. Samem przeto przewietrzeniem i przefiltrowaniem uzyskano w tym wypadku usunięcie wolnego CO_2, atakującego rurociągi i zwiększającego zawartość żelaza w wodzie, a ponadto uzyskano odżelezienie i znaczne zmniejszenie twardości wody.

LITERATURA

do działów: „Wodociągi“ i „Oczyszczanie wód wodociągowych“.

Inż. R. Rosłoński: Obliczenia sieci wodociągowej pod warunkiem najmniejszego nakładu pieniężnego. Lwów 1906.
Dr. Józef Polak: Wykład hygieny miast. Warszawa 1908.
Dr. Fr. Giedroyć: Wodociągi i kanały miejskie. Z dziejów hygieny w dawnej Polsce. Warszawa 10.
A. Grotowski i tow.: Kanalizacja, wodociągi i pomiary miasta Warszawy wykonane podług projektu inż. W. H. Lindley'a. Warszawa 1911.
Dr. K. Pomianowski: Dezynfekcja, względnie sterylizacja wody wodociągowej. Lwów 1913. Czas. techn.
Z. Ciechanowski, M. Małakiewicz i K. Pomianowski: Zasady budowy wodociągów. Lwów 1914.
O. Nadolski: O odżelezianiu wód gruntowych. Warszawa 1914. Przegl. techn.
Dr. J. Niedźwiedzki: O sposobie występowania i jakości wody w podziemiu, w źródłach, rzekach i jeziorach. Wiedeń 1915.
Dr. K. Pomianowski: Wodociągi. Lwów 1916.
M. Rybczyński: Studnie. Lwów 1916.
Ignacy Piotrowski: Wodociągi i kanalizacje miast polskich w świetle liczb i wykresów. Warszawa 1927.
Dr. Aleks. Szniolis: Dezynfekcja wody. Warszawa 1927. Przegl. techn.
Ludwig Piekarski: Zarys dziejów wodociągów miejskich w Polsce przedrozbiorowej. Warszawa 1932.
Dr. K. Pomianowski, M. Rybczyński i Dr. K. Woycicki: Hydrologia. 2 t. Warszawa 1933 i 1934.
Roczniki miesięcznika „Gaz i woda“. Kraków.
Roczniki miesięcznika „Czasopismo techniczne“. Lwów.
Roczniki miesięcznika „Przegląd techniczny“. Warszawa.

Georges Dariès: Ditributions d'eau. Paris 1809.
Dr. Imbeaux: Annuaire statistique et descriptif des distributions d'eau de France Algérie, Tunisie et coloniens franc., Belgique, Suisse et Luxembourg. Paris 1909.
Henri Mager; Les moyens de découvrir les caux souterraines et de les utiliter. Paris 1912.
P. Frick: Considérations sur l'établissement des projets de distribution d'eau potable dans les communes. Paris 1919.
J. Claudel: Aide — mémoire des ingénieurs, des architectes, ect. Chapitre V. Distribution d'eau. Paris 1920.
Dr. Ed. Imbeaux: Aplications de la biologie a l'art de l'ingénieur. Paris 1922.
J. Gilbert et E. Moudon: Traité d'adductions et de distributions d'eau. Paris 1928.

Dr. Kolkwitz, Dr. C. Reichle, Dr. A. Schmidtmann, Dr. O. Spitta, Dr. K. Thumm: Wasser und Abwasser. Die Hygiene der Wasserversorgung. Leipzig 1911.
Dr. K. Keilhack: Lehrbuch der Grundwasser- und Quellenkunde. Berlin 1912.
Dr. H. Höfer v. Heimhalt: Grundwasser und Quellen. Braunschweig 1912.
Dr. Ing. H. Mannes: Die Berechnung von Rohrnetzen städtischer Wasserleitungen. München 1912.
Dr. F. Fischer: Das Wasser. Leipzig 1914.
Dr. Ing. O. Smreker: Die Wasserversorgung der Städte. Leipzig und Berlin 1914.
Dr. Otto Lueger u. Dr. R. Weyrauch: Die Wasserversorgung d. Städte. Leipzig 1916.
E. Prinz: Handbuch der Hydrologie. Berlin 1919.
Dr. Max Foerster: Taschenbuch für Bauingenieure. Wasserversorgung der Städte. Von Theodor Koehn. Berlin 1914 u. v. Dr. Ing. A. Heilmann 1921.
Dr. Ph. Forchheimer: „Hutte“, Des Ingenieurs Taschenbuch. Berlin 1924.
Dr. M. Rubner: Handbuch der Hygiene. II. Bd. Wasserversorgung. Leipzig 1924.
Esselborn: Lehrbuch des Tiefbaues. II. Bd. Wasserversorgung und Entwässerung der Städte v. A. Braubach. Leipzig. 1925.
Grundzüge der Trinkwasserhygiene — herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Lufthygiene zu Berlin-Dahlem. Berlin 1926.
Dr. A. Heilmann: Wasserversorgung. Die naturwissenschaftlich-technischen Grundlagen. Wittenberg 1927.
Dr. Ing. Thiem: Einwandfreies Trinkwasser. Leipzig 1927.
Dr. W. Koehne: Grundwasserkunde. Stuttgart. 1928.
Fr. Bösenkopf: Der Brunnenbau. Wien 1928.
Erwin Gross: Handbuch der Wasserversorgung. München und Berlin 1928.
Dr. Ing. E. Bielske: Rohrbrunnen. München 1929.
Dr. W. Vollbrecht u. Dr. R. Sternberg-Raasch: Trink- und Nutzwasser in der deutschen Wirtschaft. Berlin 1930.
Dr. Ing. Armin Schoklitsch: Der Wasserbau. I. Bd. Wasserversorgung. Wien 1930.
Dr. Ing. F. Stiny: Die Quellen. Wien 1933.
E. Prinz und Dr. Ing. R. Kampe: Handbuch der Hydrologie. II. Bd.: Quellen. Berlin 1934.

Oczyszczanie wód ściekowych.[1])

Napisał

inż. Aleksander Szniolis,

Warszawa.

Wodami ściekowemi lub ściekami nazywamy wszystkie wody zużyte i opadowe, odprowadzane przy pomocy kanalizacji z poszczególnych posesyj, zakładów przemysłowych i miast.

W porównaniu z wodami naturalnemi ścieki zawierają znacznie większe ilości związków organicznych i mineralnych, oraz olbrzymie ilości bakteryj; nieraz zaś wolne kwasy lub zasady, a także związki trujące.

Wprowadzanie ścieków w stanie nieoczyszczonym do naturalnych odbiorników (rzek, jezior, strumieni, gruntu itd.) powoduje silne zanieczyszczenie wód i gleby, co ze względów zdrowotnych, gospodarczych i użytkowych jest niepożądane i niedopuszczalne.

Oczyszczanie wód ściekowych ma na celu całkowite usuwanie niepożądanych domieszek z wody ściekowej lub częściowe zmniejszenie ich zawartości do granic dopuszczalnych w danych warunkach miejscowych, oraz przeróbkę zatrzymanych osadów na materjał nieszkodliwy i łatwy do usuwania z terenu osiedla.

Oczyszczanie ścieków uskutecznia się przez stosowanie procesów mechanicznych, chemicznych i biologicznych.

I. Wiadomości wstępne.

1. Rodzaje ścieków.

W zależności od pochodzenia wód ściekowych odróżniane są ścieki domowe, przemysłowe, miejskie i opadowe.

Ścieki domowe pochodzą wyłącznie z domów mieszkalnych i zwykłych budynków gospodarczych. Ścieki te składają się z wód klozetowych, kuchennych, kąpielowych i innych, znajdujących się w ścisłym związku z prowadzeniem normalnego gospodarstwa domowego. Przeciętny skład rozmaitych ścieków domowych jest naogół bardzo zbliżony — stężenie uzależnione głównie od ilości wody używanej na mieszkańca i dobę.

W poszczególnych momentach doby skład i ilość ścieków ulegają znacznym wahaniom. Jednak przy projektowaniu urządzeń do oczyszczania ścieków domowych, czyli t. zw. oczyszczalni, nie wymaga się w warunkach zwykłych dokonywania badań wstępnych w celu oznaczenia składu ścieków i zmian okresowych w składzie i ilości ścieków, ponieważ można oprzeć obliczenia na normach, ustalonych na podstawie danych praktycznych, osiągniętych z obserwacyj i doświadczeń. Normy te przewidują odpowiednią rezerwę na wszelkie możliwe wahania w składzie i ilościach odpływających ścieków. Do obliczenia wymiarów nowej oczyszczalni dla ścieków domowych niezbędne są następujące dane: 1. ilość ścieków odpływających w ciągu doby, 2. maksymalny odpływ godzinowy, 3. liczba mieszkańców korzystających z kanalizacji i 4. dokładne dane o miejscowych warunkach.

[1]) Do części VII.: „Inżynierja miejska“ w tomie III. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 1467—1762.

Ścieki przemysłowe posiadają skład całkowicie odmienny od ścieków domowych, tak pod względem rodzaju zanieczyszczeń, jak też i ilości. Zasadniczo każdy zakład przemysłowy posiada ścieki innego rodzaju. Nawet zakłady wytwarzające ten sam produkt mają często odmienne ścieki, a to ze względu na stosowanie innej metody przetwórczej, innego surowca itd. W niektórych zakładach przemysłowych skład ścieków ulega częstym i zasadniczym zmianom, jak np. w barwnictwie, co niezmiernie utrudnia oczyszczanie ścieków lub zgoła uniemożliwia uzyskanie znośnych wyników. Duże trudności zasadniczej natury powstają również w zakładach pracujących okresowo, np. w cukrowniach, krochmalniach itp.

Projektowanie oczyszczalni dla ścieków przemysłowych powinno zawsze być poprzedzane dokładnemi badaniami wstępnemi, mającemi na celu poznanie składu i charakteru ścieków, zmian w składzie i ilości ścieków, oraz doświadczeniami na większych modelach urządzeń, wybranych do przeprowadzenia procesów oczyszczania. Wybór właściwego sposobu oczyszczania może być dokonany tylko na podstawie długotrwałych badań i obserwacyj, wykonanych przez dobrego fachowca. Posługiwanie się przy projektowaniu wyłącznie danemi z literatury lub ślepe naśladownictwo urządzeń, wykonanych w zakładach podobnych, jest zewszechmiar niewskazane i często zawodne.

Ścieki miejskie w zależności od charakteru miasta i stopnia uprzemysłowienia posiadają skład pośredni pomiędzy ściekami domowemi i przemysłowemi. Jeżeli miasto jest nieprzemysłowe, ścieki będą posiadały skład ścieków domowych, w mieście silnie uprzemysłowionem ścieki będą mało różniły się od ścieków czysto przemysłowych. Na stężenie ścieków wpływają pozatem: ilość wody zużywanej przez mieszkańców, rodzaj kanalizacji (system rozdzielczy czy ogólnospławny), charakter ludności i tryb życia, sposób odżywiania się itd. Projektowanie oczyszczalni miejskich, szczególnie dla większych lub uprzemysłowionych miast, wymaga dokładnego zbadania własności i składu ścieków, oraz wyboru sposobów oczyszczania na drodze doświadczalnej. W tym celu zakładane są miejskie stacje doświadczalne, których zadaniem jest dokonanie wszystkich wstępnych badań. Koszt wstępnych badań zazwyczaj wielokrotnie pokrywa się oszczędnościami, uzyskiwanemi przy budowie oczyszczalni, zaprojektowanej na realnych podstawach i dostosowanej do warunków miejscowych.

Ścieki opadowe, czyli wody opadowe, odprowadzane osobnym systemem kanałów przy rozdzielczym systemie kanalizacji lub w postaci t. zw. wód burzowych, przy systemie ogólnospławnej kanalizacji, posiadają skład zależny od rodzaju wykończenia i utrzymania nawierzchni ulic lub od stopnia zanieczyszczenia ich ściekami miejskiemi przy ogólnospławnej kanalizacji. Naogół są bardzo słabo stężone, dzięki czemu nie udziela się im, jak dotąd, większej uwagi, a urządzenia do oczyszczania ich są bardzo rzadko stosowane.

2. Zasadniczy skład ścieków i zadania oczyszczania.

Skład każdej wody naturalnej może być przedstawiony w postaci formułki $H_2O + X$, gdzie H_2O jest chemicznie czysta woda, a X oznacza najrozmaitsze domieszki zawarte w wodzie, dla których H_2O jest tylko środowiskiem i w którym te domieszki w tej lub w innej postaci przebywają. Od ilości i jakości domieszek zawartych w H_2O zależne są własności i cechy wody rozpatrywanej. Domieszki stanowią o tem, czy woda nadaje się do picia lub celów technicznych, czy jest czystą czy brudną, zdrową czy szkodliwą, wodą do picia czy ściekami. W nieskończonym cyklu krążenia wody w przyrodzie i w gospodarstwie człowieka woda jako H_2O nie ulega żadnym zmianom, zmieniają się jedynie domieszki X, ilościowo i jakościowo.

Wody ściekowe zawierają przeważnie te same rodzaje domieszek, co i wody używane do picia, lecz w znacznie większych lub nawet bardzo dużych ilościach. Głównem zadaniem oczyszczania ścieków jest usuwanie, przetwarzanie lub zmniejszanie ilości domieszek niepożądanych w wodzie do granic wymaganych w miejscowych warunkach. Zasadniczo można ze ścieków otrzymać wodę jak najlepszej jakości do zasilania wodociągów, co w pewnych warunkach bywa stosowane.

Domieszki, znajdujące się w ściekach, można rozpatrywać z punktu widzenia ich fizycznych własności, chemicznego i biologicznego składu i odpowiednio do tego domieszki można podzielić na trzy grupy:

1. domieszki fizyczne — w postaci rozmaitych ciał, mineralnych i organicznych, utrzymujących się w wodzie mechanicznie; są to ciała nierozpuszczalne w wodzie przebywające w stanie pływającym, zawieszonym lub koloidalnym;

2. domieszki chemiczne — w postaci rozmaitych ciał i związków, rozpatrywanych z punktu widzenia ich chemicznego składu; związki mineralne i organiczne w stanie nierozpuszczonym i rozpuszczonym;

3. domieszki biologiczne — w postaci żywych organizmów, przeważnie mikroskopowej wielkości; bakterje rozmaitego rodzaju i wyższe drobnoustroje (wodorosty, algi, pierwotniaki, grzyby, pleśnie itp.).

Domieszki fizyczne posiadają większą lub mniejszą zdolność pozostawania w mieszaninie z wodą w zależności od ciężaru gatunkowego ciała, stopnia rozdrobnienia i kształtu cząsteczek, prędkości przepływu wody, temperatury wody itd. Odróżniamy: *a*) ciała pływające, posiadające ciężar gatunkowy większy od wody lub równy, *b*) zawiesiny, posiadające ciężar gatunkowy większy od wody, lecz taki kształt i wymiary, że przy danej prędkości przepływu są zdolne pozostawać w mieszaninie z wodą, a przy mniejszych prędkościach przepływu opadać na dno. Zawiesiny dzielą się na łatwoopadające, t. zn. takie, które opadają na dno leja doświadczalnego w ciągu 2 godzin (lej Charyczkowa lub Imhoffa, pojemności 1 *l* i wysokości 40 *cm*) i trudnoopadające, które pozostają w zawieszeniu po 2 godzinach, a oznaczone być mogą przez filtrowanie na zwykłym sączku laboratoryjnym z bibuły, *c*) koloidy — ciała nierozpuszczalne w wodzie, lecz tak silnie rozdrobnione, że przechodzą przez sączek laboratoryjny (wielkość cząsteczek jest mniejsza od 1 mikrona), nie opadając na dno nawet w ciągu długiego okresu czasu, posiadają ładunek elektryczny (przeważnie ujemny, rzadziej dodatni), zachowują się w wodzie tak, jakby były rozpuszczone, dzięki czemu często nazywane są roztworami koloidalnemi. W ściekach koloidy są zawsze obecne w większej ilości.

Wszystkie domieszki fizyczne nadają wodzie wygląd mętny i nieapetyczny. Ciała koloidalne nadają często wodzie zabarwienie bez mętności lub mętność o charakterze mlecznym, opalizującym; nieraz zaś obecność koloidów zupełnie nie uwydatnia się w zewnętrznym wyglądzie wody.

Ilość domieszek fizycznych w ściekach zależna jest od rodzaju ścieków. Dla grubego scharakteryzowania można podać, że przeciętnie w ściekach domowych i miejskich ilość ta waha się w granicach 300—600 *mg* w 1 litrze. O ile ścieki są wpuszczane do rzeki bez oczyszczania, to zawiesiny ciężkie opadają w pobliżu wylotu kanału i wytwarzają przykre namuliska, ciała pływające płyną na powierzchni wody i zohydzają tem wygląd rzeki, która staje się podobną do zaśmieconej ulicy, lżejsze zaś zawiesiny, przeważnie ciała organiczne, opadają na dalszych odcinkach rzeki, tworząc całe pokłady na dnie, które, ulegając gniciu i silnej fermentacji, zniekształcają skład naturalny wody rzecznej i normalne warunki życia biologicznego. Wpływ zawiesin na rzekę uwypukla się wyraźniej, jeżeli weźmie się pod uwagę sumaryczną ilość zawiesin wprowadzanych do rzeki w ciągu doby, tak np. miasto Warszawa wprowadza codziennie 60—80 *t* zawiesin, licząc

w stanie bezwodnym. Usuwanie domieszek fizycznych ze ścieków w celu upodobnienia ich zewnętrznego wyglądu do wyglądu wód naturalnych jest pierwszem zadaniem oczyszczania ścieków. Uskutecznia się to w znacznym stopniu przez zastosowanie prostych mechanicznych środków, jak np. kraty, sita, osadniki rozmaitych konstrukcyj, przez które ścieki przepływają i gdzie pozostawiają większą ilość domieszek fizycznych. Tak np. w osadnikach można zatrzymać do 95% zawiesin łatwoopadających, do 65—70% ogólnej ilości zawiesin i prawie wszystkie ciała pływające. Reszta zawiesin i ciała koloidalne pozostają w ściekach po mechanicznem oczyszczaniu i usunąć je można tylko przy pomocy procesów chemicznych lub biologicznych. Mechaniczne oczyszczanie ścieków jest pierwszym etapem oczyszczania i dlatego często nazywane jest wstępnem.

Mechanicznemu oczyszczaniu powinny podlegać wszystkie ścieki, nawet najmniejsze ilości ścieków, wpuszczanych do olbrzymiej rzeki.

Całkowite usuwanie wszystkich domieszek fizycznych ze ścieków może być dokonane przy pomocy procesu chemicznego strącania (koagulacji), — w tym celu do ścieków dodawane są odpowiednie chemikalja (wapno, siarczan glinu lub żelaza), które nie tylko powodują usuwanie zwykłych zawiesin łatwo- i trudnoopadających, lecz strącają także ciała koloidalne. Dzisiaj ten sposób stosowany jest wyłącznie do niektórych ścieków przemysłowych, do ścieków zaś miejskich prawie nie stosuje się.

Domieszki fizyczne, oddzielone od ścieków czy to przez samoczynne opadanie na dno, czy też przez zatrzymanie ich na kratach lub sitach, nazywamy osadami. Osady świeżo oddzielone od ścieków (osady świeże) zawierają 95% i więcej wody, oraz duże ilości ciał organicznych. Usuwanie ich w stanie świeżym nastręcza większe trudności: osady trudno oddają wodę, usunięte na pole nie wysychają w ciągu długich tygodni, gniją, cuchną, stają się siedliskiem much. Przeróbka osadów na materjał nieszkodliwy dla otoczenia i łatwousuwalny z terenu oczyszczalni lub osiedla jest drugiem zadaniem oczyszczania ścieków. Uskutecznia się to przez poddanie osadów gniciu lub fermentacji (metanowej czy termofilowej) bez dostępu powietrza, w których to warunkach bakterje i drobnoustroje beztlenowe rozszczepiają złożone związki organiczne na ciała bardziej proste i niezdolne do dalszych zmian. Przefermentowany osad służy jako środek nawozowy.

Domieszki chemiczne. Skład domieszek oznacza się przy pomocy analizy chemicznej, która obejmuje zarówno nierozpuszczalne domieszki fizyczne jak i rozpuszczone związki chemiczne i wykazuje ich ilość i skład. Głównym zadaniem analizy chemicznej jest: *a*) oznaczenie ogólnej ilości domieszek w wodzie (sucha pozostałość, zawiesiny, ciała rozpuszczone), *b*) oznaczenie ilości ciał mineralnych (pozostałość po wyprażeniu, chlorki, siarczany, sole wapniowe i magnezowe itd.), *c*) oznaczenie ilości ciał organicznych (strata przy prażeniu, azot organiczny, azot albuminowy, utlenialność), *d*) oznaczenie niektórych związków charakteryzujących stopień rozkładu ciał organicznych i przebieg procesu rozkładu (amonjak, azotyny, azotany, siarkowodór), *e*) oznaczenie warunków dla życia biologicznego (zawartość tlenu rozpuszczonego i dwutlenku węgla, odczynu pH, ewent. związków trujących), *f*) scharakteryzowanie stężenia ścieków (sucha pozostałość, zdolność do zagniwania, zapotrzebowanie tlenu biochemicznego).

Chemiczny skład ścieków w poszczególnych momentach doby ulega znacznym zmianom, wobec czego oznacza się skład przeciętny za okres możliwie dłuższy, oraz granice, w jakich skład się zmienia. Każde osiedle i każdy kraj posiada ścieki o innym przeciętnym składzie chemicznym, tak np. ścieki miast amerykańskich są bardzo rozcieńczone (duże zużycie wody), miast angielskich — bardzo stężone (duży przemysł, oszczędne zużycie wody), miast kontynentu Europy — średnio stężone. Dla scharakteryzowania

zowania zgruba przeciętnego składu ścieków europejskich można podać następujące dane, zaokrąglone dla łatwiejszego zapamiętania: ogólna ilość ciał stałych (sucha pozostałość) 1000—1600 *mg/l*; trzecia część tej ilości znajduje się w postaci zawiesin, a dwie trzecie w postaci koloidalnej i rozpuszczonej; jedną trzecią część zawiesin stanowią ciała mineralne, a dwie trzecie organiczne; jedną trzecią część koloidalnych i rozpuszczonych stanowią ciała organiczne, a dwie trzecie ciała mineralne.

Pojęcie o właściwym składzie ścieków z danego osiedla otrzymuje się w drodze długotrwałych badań. W tym celu pobiera się co ½—1 godziny próby ścieków z głównego kolektora w ciągu całej doby i poddaje je badaniom. Jednocześnie z pobraniem próby oznacza się ilość przepływających ścieków, aby można było z uzyskanych analiz obliczyć przeciętny skład ścieków za dobę, oraz sporządzić wykres zmian w ciągu doby. Dla uproszczenia można oprzeć się na badaniu przeciętnych prób z całej doby; w tym celu pobiera się z poszczególnych prób ilości ścieków proporcjonalne do ilości przepływających w momencie pobrania próby wód w kanale i zlewa się do jednego kubła, przechowywanego na lodzie. Po 24 godzinach zawartość kubła dokładnie miesza się i pobiera się przeciętną próbę z doby do analizy. W podobny sposób pobiera się próbę ścieków do badania, o ile chodzi o stwierdzenie wpływu ścieków na odbiornik. (Próby powinny być dostarczone do laboratorjum nie później jak w ciągu 12 godzin, jeżeli to jest niemożliwe — w stanie oziębionym do 1—10° C lub odpowiednio utrwalonym.)

Większość **związków mineralnych**, zawartych w ściekach domowych i miejskich, znajduje się w postaci soli węglanowych, siarczanów, chlorków i innych. Sole te są obojętne, w wodzie nie ulegają zmianom, nie są szkodliwe dla zdrowia, nie wpływają ujemnie na stan rzek, wobec czego nie przedstawiają z punktu widzenia oczyszczania ścieków większego zainteresowania.

W niektórych ściekach przemysłowych ilość rozpuszczonych soli może być tak znaczna, że po zmieszaniu ścieków z wodą odbiornika może podnieść zawartość ich w wodzie do stopnia, uniemożliwiającego lub utrudniającego ludności niżej zamieszkałej korzystanie z wody odbiornika (woda zbyt twarda). Pozatem ścieki przemysłowe mogą zawierać wolne kwasy lub zasady, oraz związki trujące (sole ołowiu, arsenu, miedzi itp.). W podobnych wypadkach oczyszczanie ścieków może mieć na celu usuwanie nadmiaru soli mineralnych lub związków trujących, oraz zobojętnianie ścieków. Uskutecznia się to przez t. zw. proces chemicznego strącania.

Ciała organiczne posiadają zazwyczaj bardzo skomplikowany skład chemiczny, są bardzo nietrwałe i w wodzie szybko ulegają rozkładowi. Rozkład ten odbywa się nie samoistnie, lecz pod wpływem bakteryj i wyższych drobnoustrojów, oraz specyficznych fermentów (enzymów), wydzielanych przez bakterje. Bakterje dostają się do ścieków wraz z wydalinami i nieczystościami a znajdując w ściekach odpowiednią dla siebie pożywkę i warunki, rozwijają się bardzo szybko do olbrzymich ilości.

Rozkład ciał organicznych może odbywać się w dwóch kierunkach w zależności od tego, czy ścieki zawierają wolny tlen rozpuszczony w wodzie, czy też nie. W obecności wolnego tlenu rozwijają się **bakterje tlenowe** (**aeroby**), które tlen niezbędny dla ich życia, pobierają z zapasów tlenu rozpuszczonego w wodzie i zużywają na utlenienie ciał organicznych i ich produktów rozkładu (amonjaku, azotynów). W wyniku tej pracy powstają ze związków organicznych proste ciała mineralne niezdolne do dalszych zmian, jak np. dwutlenek węgla, azotany, siarczany. Proces przetwarzania ciał organicznych w mineralne nazywa się **mineralizacją**. Dla zmineralizowania ścieków o pewnej zawartości ciał organicznych i zależnie od składu tych ciał potrzebna jest pewna ilość tlenu dla bakteryj, którą one zużyją dla dokonania tej pracy. Ilość tego tlenu może być ściśle oznaczona przez odpowiednie badania i wyrażona w miligramach na 1 litr ścieków. Nazywamy tę ilość tlenu **zapotrzebowaniem tlenu biochemicznego**. Liczba ta najlepiej charakteryzuje stężenie ścieków (z punktu widzenia organicznych zanieczyszczeń), oraz jest najwłaściwszą

miarą do określenia pracy, jaka powinna być dokonana przez bakterje lub jaka została dokonana.

O ile dopływ tlenu do ścieków z zewnątrz jest mniejszy od zapotrzebowania tlenu biochemicznego, tlen zawarty w ściekach szybko zostaje wyczerpany do zera, co uniemożliwia dalszą pracę i życie tlenowców, powoduje natomiast rozwój innego rodzaju bakteryj (beztlenowców, anaerobów), posiadających zdolność czerpania niezbędnego dla życia tlenu ze związków organicznych. Następuje przytem rozszczepianie ciał organicznych na związki bardziej proste, lecz przeważnie pozbawione tlenu. Związki te posiadają przykry zapach, jak np. amonjak, siarkowodór i inne. Ścieki z momentem utraty wolnego tlenu rozpuszczonego w wodzie zmieniają swój wygląd i charakter, cuchną obrzydliwie (siarkowodór), barwa z szaromlecznej staje się ciemną lub czarną. Ścieki w tym stanie nazywamy ściekami gniłemi, zaś ścieki zawierające wolny tlen — świeżemi.

Ścieki, wkrótce po powstaniu, są zazwyczaj świeże, gdyż czysta woda zużyta do spłókania nieczystości zawiera wolny tlen w dostatecznej ilości. Z momentem powstania ścieków rozpoczyna się w nich praca tlenowców nad mineralizacją ciał organicznych. Jeżeli ścieki wpuszczane są do rzeki w stanie nieoczyszczonym, to proces mineralizacji przebiega dalej kosztem tlenu zawartego w wodzie rzecznej. Przy nieznacznej ilości ciał organicznych w ściekach w stosunku do ilości wody przepływającej w rzece, spadek tlenu rozpuszczonego w wodzie rzecznej będzie nieznaczny i bez znaczenia. W podobnych warunkach rzeka z łatwością przerobi wszystkie ciała organiczne ścieków i stan jej nie ulegnie widocznemu pogorszeniu. O ile zaś do rzeki będą doprowadzane stale znaczne ilości ścieków z bogatą zawartością ciał organicznych, to ich aerobowy rozkład może zużyć tak znaczną ilość tlenu z wody rzecznej, że uniemożliwi życie rybom i innym organizmom, czerpiącym tlen z tego samego źródła.

Tlen rozpuszczony w wodzie pochodzi głównie z powietrza. Rozpuszczalność jego zależna jest od temperatury wody. Przy 0° C 1 *l* wody nasyca się 14,62 *mg* tlenu, przy 10° C — 11,33 *mg*, przy 20° — 9,17 *mg*, przy 30° — 7,63 *mg*. Zawartość tlenu w wodzie podaje się zazwyczaj w % nasycenia. Delikatne gatunki ryb wymagają procentu nasycenia powyżej 70, najbardziej silne ryby nie mogą żyć przy nasyceniu poniżej 30%. Według innych źródeł, minimalna zawartość tlenu rozpuszczonego, przy której mogą żyć ryby, wynosi 2,5 *mg/l*.

Woda w rzekach czystych zawiera około 100% nasycenia tlenu. Po wpuszczeniu większej ilości ścieków % nasycenia maleje, ponieważ zużycie tlenu jest większe niż dopływ z powietrza. W pewnym punkcie rzeki ilość tlenu rozpuszczonego w wodzie osiąga minimum i ta zawartość pozostaje bez zmiany na dłuższym odcinku rzeki — jest to „chory odcinek“ rzeki. Następnie zawartość tlenu zaczyna wzrastać (odcinek „wyzdrawiania“), zanim nie dojdzie do pierwotnej ilości, t. zn. około 100%, co oznacza zakończenie procesu samooczyszczania się rzeki. Zależnie od stopnia zanieczyszczenia rzeki proces samooczyszczania się rozciąga się na krótsze lub dłuższe przestrzenie — na kilkadziesiąt lub nawet kilkaset kilometrów.

Jeżeli ilość ścieków (ciał organicznych) w stosunku do ilości przepływającej w rzece wody jest zbyt duża, to pod wpływem wspomnianego procesu może być wyczerpany cały tlen z wody rzecznej, przez co rzeka zagnije, przetwarzając się w cuchnący kanał ściekowy. Rzeka w tym stanie przestaje być atrakcją i upiększeniem miejscowości, oraz arterją życia gospodarczego. Ludność zamieszkująca niższe brzegi rzeki nie tylko pozbawiona jest wszystkich korzyści, jakie normalnie daje rzeka (rybołówstwa, kąpieli, sportów wodnych, źródła wody do pojenia bydła, celów technicznych, przetwórczych itd.). Główną przyczyną są w tym wypadku ciała organiczne, które są najbardziej niepożądaną domieszką ścieków. Usuwanie ciał organicznych ze ścieków i przetwarzanie ich w obojętne związki mineralne jest trzeciem zadaniem oczyszczania ścieków.

Całkowita przemiana ciał organicznych na mineralne może być uskuteczniona wyłącznie przy pomocy bakteryj i drobnoustrojów wyższych czyli przez tak zwane życie biologiczne, skąd nazwa — biologiczne oczyszczanie ścieków.

Do oczyszczania ścieków stosuje się procesy biologiczne, oparte na pracy tlenowców, aerobów, czyli procesy utleniające. Głównem zadaniem tych procesów jest usuwanie reszty zawiesin (trudno opadających) i ciał koloidalnych, pozostałych w ściekach po oczyszczaniu mechanicznem, oraz zmineralizowanie ciał organicznych. Proces wymaga: 1. odpowiednich warunków dla obfitego rozwoju i należytej pracy bakteryj i wyższych drobnoustrojów, 2. dostatecznego dopływu tlenu, niezbędnego dla bakteryj, i 3. dostarczania pożywki dla bakteryj (ścieki) w ilości, odpowiadającej ich zdolnościom przetwórczym. Procesy te, przy zachowaniu powyższych warunków, mogą przebiegać w rozmaitych środowiskach, jak np. na naturalnych gruntach (pola irygacyjne, pola filtracyjne, drenaż zaskórny), na sztucznych złożach (złoża zalewane, zraszane, zanurzane i inne), i w środowisku wodnem (naturalny proces samooczyszczania się wody w rzekach, jeziorach itp., stawy rybne, osad czynny, złoża przedmuchiwane itd.). Proces biologiczny beztlenowy stosuje się do przeróbki osadów lub do wstępnego oczyszczania ścieków w małych urządzeniach domowych (doły gnilne, doły Chambeau, septictanki).

Domieszki biologiczne w postaci żywych bakteryj i wyższych drobnoustrojów lub ich zarodników dostają się do ścieków wraz z nieczystościami i znajdując sprzyjające warunki do rozwoju, wytwarzają bardzo obfitą florę i faunę mikroskopową. Liczba bakteryj zależna jest od charakteru i stężenia ścieków, stopnia rozkładu ciał organicznych, temperatury, odczynu itd. W 1 *ml* ścieków spotyka się od kilku do kilkunastu, a nawet i kilkuset miljonów bakteryj. Bakterje spotykane w wodzie klasyfikują na: 1. prototroficzne — wymagające dla pożywienia najprostszych związków mineralnych, nazywane bakterjami wodnemi, 2. metatroficzne — wymagające ciał organicznych, martwych, nazywane saprofitami, i 3. paratroficzne — wymagające żywych tkanek wyższych organizmów, nazywane bakterjami pasożytniczemi lub chorobotwórczemi. Pierwsze dwa rodzaje bakteryj nie są szkodliwe dla zdrowia człowieka, są zaś bardzo pożyteczne przy oczyszczaniu ścieków. Bakterje chorobotwórcze (głównie tu chodzi o choroby przewodu pokarmowego jak dur brzuszny, cholera, czerwonka i biegunki rozmaitego rodzaju), dostają się do ścieków z wydalin osób chorych lub tak zwanych nosicieli chorób (osoby nie posiadające objawów choroby, lecz zawierające w organizmie bakterje chorobotwórcze i wydzielające je stale lub w pewnych okresach). Ścieki zawsze są podejrzewane o zawartość bakteryj chorobotwórczych i z tych względów uważane są za niebezpieczne dla zdrowia. U nas najbardziej rozpowszechnione i groźne są bakterje duru brzusznego, które nie posiadając zdolności rozmnażania się w wodzie, mogą przetrwać w niej, zachowując swą zjadliwość przez dłuższy okres czasu. W wodzie względnie czystej mogą żyć kilka miesięcy, szczególnie przy niskiej temperaturze, w wodzie silnie zanieczyszczonej i gnijącej utrzymują się do 5 i więcej dni.

Przy oczyszczaniu ścieków liczba bakteryj maleje głównie z racji zmniejszania się ilości pożywki. Liczba bakteryj chorobotwórczych również zmniejsza się, lecz pewien odsetek ich pozostaje. W ten sposób ścieki oczyszczone są również groźne dla zdrowia, aczkolwiek stopień niebezpieczeństwa jest znacznie zmniejszony. Dla zniszczenia bakteryj chorobotwórczych w ściekach stosuje się dezynfekcję, głównie przez chlorowanie ścieków. Proces ten stosuje się wyłącznie do ścieków ze szpitali zakaźnych i innych zakładów, co do których wiadomo, że zawierają bakterje chorobotwórcze. Zwykłe ścieki, domowe i miejskie, nie są dezynfekowane w normalnym czasie, a tylko w okresach większych epidemij. Natomiast chlorowanie stosuje się często przy oczyszczaniu ścieków w celu zniszczenia silnego zapachu.

Tablica 1. **Przeciętny skład ścieków domowych i miejskich, cel i środki oczyszczania.**

Ścieki zawierają	Zawiesiny		Ciała koloidalne i rozpuszczone		Bakterje	
	mineralne	organiczne	mineralne	organiczne	saprofity	chorobotwórcze
Orjentacyjna ilość	100—200 *mg/l*	200—400 *mg/l*	500—700 *mg/l*	200—400 *mg/l*	5—10 i więcej miljonów w 1 cm^3	?
Ich znaczenie	zniekształcają normalny wygląd wody		Ciała obojętne — nieszkodliwe	Ciała łatwo ulegające rozkładowi, gniciu — niepożądane	Korzystne dla procesu oczyszczania ścieków	niebezpieczne dla zdrowia
Cel oczyszczania	1. Częściowe przywrócenie wodzie normalnego wyglądu przez usuwanie zawiesin 2. przeróbka zatrzymanych osadów na materjał nie gnijący i łatwo usuwalny		—	Usuwanie ze ścieków i zmineralizowanie ich	Zredukowanie liczby do minimum po ukończonym procesie oczyszczania	W pewnych wypadkach (szpitale) całkowite zniszczenie
Sposoby oczyszczania	wstępne		całkowite		końcowe lub zapobiegawcze	
	1. Mechaniczne, 2. biologiczne beztlenowe (do osadów), 3. chemiczne strącanie		Biologiczne procesy tlenowe (utleniające, aerobowe)		Dezynfekcja ścieków	
Urządzenia	1. Piaskowniki, 2. odtłuszczacze 3. kraty 4. sita 5. doły gnilne 6. osadniki świeżowodne (Trawisa, Imhoffa i inne) 7. osadniki ze stałem usuwaniem osadów i wydzielonemi komorami do fermentacji osadów (osadniki Dorra, studnie)		1. Na złożach naturalnych (piasek, ziemia): pola irygacyjne; pola filtracyjne; drenaż zaskórny 2. na złożach sztucznych (koks, żużel, tłuczeń granitowy, drzewo): złoża zalewane; złoża zraszane 3. w środowisku wodnem: naturalny proces samooczyszczania się rzek; stawy rybne; osad czynny 4. kombinowane: złoża zanurzane, złoża przedmuchiw. itp.		Chlorowanie	
Możliwy do osiągnięcia stopień oczyszczania	1. Redukcja wszystkich zawiesin do 65% 2. redukcja łatwo opadających zawiesin do 95% 3. przy chemicznym strącaniu redukcja wszystkich zawiesin i koloidów do 80—90% 4. redukcja biochem. zapotrzebowania tlenu do 30—45%		1. Redukcja wszystkich zawiesin prawie do 100% 2. „ biochem. zapotrzeb. tlenu do 90% 3. „ bakteryj do 99%		Redukcja bakteryj chorobotwórczych i niezarodnikowych do 100%	

W procesach biologicznego oczyszczania ścieków obok bakteryj biorą również żywy udział najrozmaitsze wyższe drobnoustroje od mikroskopowych do makroskopowych włącznie. Ilość ich i ustosunkowanie jakościowe jest zależne od rodzaju ścieków i warunków istniejących. W ściekach silnie zanieczyszczonych przeważa głównie fauna z pierwotniakami na czele. Żywią się one prawie wyłącznie bakterjami, utrzymując w ten sposób zaludnienie tego mikroskopowego świata w ruchomej równowadze. Pierwotniaki stają się zkolei łupem organizmów wyższych, te zaś jeszcze wyższych itd. aż do ryb włącznie. Przebiega w ten sposób zamknięty cykl przemiany materji w przyrodzie poprzez najrozmaitsze stopnie rozwoju życia organizowanego — od bakteryj do człowieka. Ten cykl przebiega jaskrawie w warunkach naturalnych w każdej zanieczyszczonej rzece, powodując z jednej strony naturalne samooczyszczanie się rzeki, z drugiej — pogorszenie stanu rzeki na pewnym odcinku.

Na tym samym cyklu opiera się najistotniejsza część oczyszczania ścieków — oczyszczanie biologiczne. Przez stworzenie odpowiednich urządzeń, w których biologiczne życie nie tylko znajduje optymalne warunki do rozwoju i pracy, lecz w których jest znacznie spotęgowane i skoncentrowane na stosunkowo małych przestrzeniach lub objętościach, uzyskuje się ten sam efekt w krótkim czasie, jaki w warunkach naturalnych przebiega w przyrodzie na znacznych przestrzeniach i w czasie znacznie dłuższym. Umiejętne wykorzystanie praw fizyki, chemji i biologji do usuwania i przemiany niepożądanych domieszek wód ściekowych w celu ochrony naturalnych zbiorników wodnych przed zanieczyszczeniem szkodliwem stanowi treść nauki o oczyszczaniu ścieków.

II. Oznaczenia dokonywane przy badaniu ścieków i charakterystyka ścieków.

Przy badaniu ścieków dokonywane są niżej podane oznaczenia, przyczem w zależności od potrzeby i charakteru badań wykonywane są wszystkie przytoczone oznaczenia, bądź niektóre z nich.

1. Temperatura ścieków oznacza się w kanale dopływowym oraz w urządzeniach w czasie pracy. Temperatura ścieków ma wybitne znaczenie na przebieg procesów biologicznych, które przy niższej temperaturze ulegają zahamowaniu lub całkowitemu zatrzymaniu. W naszym klimacie temperatura ścieków miejskich waha się w granicach 9—12° C w zimie, zaś 15—20° C w lecie. O ile do kanałów wrzuca się w zimie śnieg — temperatura opada prawie do zera.

2. Mętność ścieków i wody bada się przez porównanie próby badanej ze wzorcami przygotowanemi z wody destylowanej, do której dodaje się ściśle ustalone ilości ziemi okrzemkowej odpowiednio rozdrobnionej. Za jednostkę mętności przyjęto mętność wody zawierającej 1 *mg/l* ziemi okrzemkowej. Mętność ścieków wynosi od kilkudziesięciu do kilkuset takich jednostek. Pozatem mętność bada się na widzialność zanurzanej do wody białej płytki lub innych ustalonych przedmiotów, np. drutu platynowego. Wynik podaje się w *cm* zanurzenia, przy którem przedmiot przestaje być widocznym.

3. Zabarwienie naturalne (żółte w rozmaitych odcieniach) bada się przez porównanie z ustalonemi wzorcami barwnemi (roztwór chloroplatynianu potasu i chlorku kobaltu). Za jednostkę barwy przyjęto barwę wody destylowanej zawierającej 1 *mg/l* platyny i 0,5 *mg/l* kobaltu. Zabarwienie powstałe wskutek obecności barwników sztucznych (w ściekach przemysłowych) oznacza się na oko i opisuje się indywidualnie.

4. Zapach bada się w sposób następujący: flaszkę wypełnia się do połowy wodą badaną, zamyka korkiem i mocno skłóca, poczem szybko korek wyjmuje się i wącha się tuż przy otworze. Odróżniane są

zapachy: roślinny, gnilny, planktonowy i specyficzny. Intensywność zapachu oznacza się liczbami od 0 do 5. Ścieki surowe posiadają zapach gnilny o intensywności 4 i 5.

5. Odczyn oznacza się przez stężenie jonów wodorowych i podaje się w postaci t. zw. wykładnika wodorowego, oznaczanego znakiem pH. Oznacza się przy pomocy metod kolorymetrycznych lub elektrometrycznych. Roztwory obojętne posiadają pH = 7,0, kwaśne od 0 do 7,0, zasadowe od 7,0 do 14. Ścieki miejskie przeważnie posiadają odczyn lekkozasadowy od 7,5 do 8,5. Ścieki przemysłowe mogą posiadać odczyn bardzo kwaśny, np. 2—4, oraz silnie zasadowy, np. 10 i wyżej. Najbardziej odpowiedni odczyn dla życia biologicznego leży w granicach 6,0 do 8,5 z optimum 7,2 do 7,4.

6. Ogólna ilość ciał stałych czyli sucha pozostałość oznacza się wagowo po wyparowaniu wody i wysuszeniu osadu przy 110° C. Wynik podaje się w *mg/l* ścieków.

7. Ogólna ilość zawiesin oznacza się wagowo po przesączeniu ścieków przez gęsty sączek laboratoryjny lub warstwę azbestu na tyglu Goocha i wysuszeniu.

8. Ogólna ilość ciał rozpuszczonych i koloidalnych oznacza się z różnicy wagi suchej pozostałości i zawiesin (6.—7.).

9. Ilość koloidów oznacza się przez przesączenie na ultrafiltrze (np. przez warstwę kolodjum na zwykłym sączku) przesączu po filtrze zwykłym (p. 7.).

10. Przez prażenie przy 550° C suchej pozostałości i zawiesin otrzymuje się pozostałość po prażeniu (czyli ogólną ilość ciał mineralnych nielotnych) oraz zawiesiny mineralne nielotne, z ich zaś różnicy — rozpuszczone mineralne nielotne.

11. Z różnicy suchej pozostałości i pozostałości po prażeniu otrzymuje się t. zw. strata przy prażeniu (czyli ogólna ilość ciał organicznych i lotnych), oraz w podobny sposób — zawiesiny organiczne i lotne, rozpuszczone ciała organiczne i lotne.

12. Ilość zawiesin łatwoopadających oznacza się przez badanie ścieków w leju Imhoffa, do którego nalewa się 1 *l* ścieków i obserwuje się, ile *ml* osadów zbiera się na dnie po 5, 10, 15, 30, 60 i 120 minutach. Z 1 *l* ścieków miejskich zazwyczaj opada od 8 do 12 i więcej *ml* osadów.

13. Tlen biochemiczny oznacza się: *a*) metodą rozcieńczania ścieków z czystą wodą nasyconą tlenem (próba przechowuje się w ciemni we flaszce zakorkowanej w ciągu 5 lub więcej dni, poczem oznacza się stratę rozpuszczonego tlenu), *b*) metodą azotanową lub *c*) bezpośrednią F. Sierpa. Wyniki podaje się w *mg/l* tlenu. Próby 5- i 20-dniowe. Ścieki miejskie wymagają 150—250 *mg/l* tlenu.

14. Próba na zagniwanie ścieków: oznacza się czas, w jakim próba przechowywana w ciemni przy temperaturze pokojowej zacznie gnić, t. zn. zużyje cały tlen rozpuszczony w wodzie na procesy biochemiczne. Wskaźnikiem służy roztwór błękitu metylenowego (0,4 *ml*, 0,05%-ego roztworu na 150 *ml* wody), który odbarwia się w momencie wyczerpania tlenu.

Z wyników powyższej próby można obliczyć t. zw. względną trwałość ścieków, t. zn. stosunek ilości tlenu zawartego w ściekach do ilości tlenu niezbędnego do całkowitego zmineralizowania ścieków. Wynik podaje się w %, a oblicza się z niżej podanej tabeli:

Ilość dni ubiegłych do odbarwienia próby	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20,0
względna trwałość ścieków w %	11	21	30	37	50	60	68	80	90	99

Jeżeli próba zagniwa 5-ego dnia, to ścieki nazywają się praktycznie trwałemi lub stabilizowanemi (niezdolnemi do gnicia), po 20 dniach — całkowicie stabilizowanemi. Zdolność ścieków do zagniwania zależy od ich stężenia. Ścieki miejskie zagniwają po kilku godzinach. Jeżeli sieć kanałów jest bardzo długa, ścieki często zagniwają już w kolektorze, szczególnie w ciągu dnia w lecie; w nocnych i wieczorowych godzinach oraz w zimie przeważnie wypływają z kanalizacji w stanie świeżym. Od ścieków oczyszczonych biologicznie wymaga się conajmniej 4—5-dniowej stabilizacji.

15. Azot organiczny czyli azot zawarty w związkach organicznych białkowych oznacza się metodą Kjeldhala i wynik podaje się w *mg/l* azotu. Charakteryzuje on ilość organicznych ciał białkowych, które jeszcze nie uległy rozkładowi. W ściekach miejskich zawartość wynosi około 15—20 i więcej *mg/l* Norg.

16. Azot albuminowy oznacza się przez wytrawienie ścieków w alkalicznym roztworze nadmanganianu potasu. Wynik podaje się w *mg/l* Nalb. Nalb. stanowi część Norg. Charakteryzuje organiczne ciała białkowe mniej trwałe. Ilość jego w ściekach miejskich wynosi około połowy Norg. (dane orjentacyjne).

17. Amonjak oznacza się odczynnikiem Nesslera bezpośrednio w próbie pozbawionej zawiesin i zabarwienia lub w destylacie. Wynik podaje się w *mg/l* azotu amonowego. Amonjak powstaje wskutek rozkładu organicznych ciał białkowych i jest pierwszym produktem tego rozkładu. Ilość jego w ściekach charakteryzuje stopień rozkładu ciał organicznych. W ściekach miejskich znajduje się w ilości od kilku do kilkudziesięciu *mg/l*, zależnie od stężenia i stopnia rozkładu ścieków (patrz fig. 162).

18. Azotyny powstają przez utlenianie (w drodze biologicznego procesu) amonjaku. Charakteryzują przebieg procesu utleniającego (mineralizacji). W surowych ściekach nie występują wcale lub w minimalnej ilości. Zawartość ich w ściekach oczyszczonych biologicznie jest nieznaczna, gdyż przechodzą łatwo w azotany, spotyka się od ułamków do kilku $mg/l \,.\, N_{NO_2}$.

Fig. 162. Cykl przemiany azotu w przyrodzie.

19. Azotany powstają z utlenienia azotynów (jak wyżej) i są końcowym produktem mineralizacji ciał białkowych. Charakteryzują daleko posunięty proces oczyszczania. W zależności od stopnia zmineralizowania ścieków zawartość ich w ściekach oczyszczonych wynosi od kilku do 10—20 i nieraz więcej *mg/l*. Wynik podaje się w $mg/l \,.\, N_{NO_3}$.

20. Utlenialność czyli zdolność pobierania tlenu z nadmanganianu potasu w kwaśnym odczynie przy gotowaniu w ciągu pewnego czasu (10 lub 30 min.) wskutek utleniania się ciał organicznych, głównie węglowodanów. Charakteryzuje zawartość ciał organicznych i stężenie ścieków. Wynik podaje się w *mg/l* tlenu pobranego z $KMnO_4$. W ściekach miejskich utlenialność wynosi od kilkudziesięciu do kilkuset *mg/l* tlenu. Niektóre ścieki przemysłowe posiadają utlenialność sięgającą do kilku tysięcy mg/lO_2.

21. Ilość rozpuszczonego w wodzie tlenu i dwutlenku węgla oznacza się w celu wyjaśnienia warunków rozkładu ścieków i przebiegu procesu oczyszczania. Badanie wykonywa się głównie w ściekach oczy-

szczonych biologicznie. Ścieki miejskie surowe zazwyczaj zawierają minimalne ilości tlenu rozpuszczonego lub są całkowicie go pozbawione. Ścieki oczyszczone posiadają zależnie od sposobu oczyszczania od kilkudziesięciu do 100% nasycenia.

22. Chlorki znajdują się głównie w postaci soli kuchennej. Charakteryzują do pewnego stopnia stopień zanieczyszczenia ścieków, gdyż pochodzą z wydalin ludzkich (około 15 *g* na osobę i dobę) odpadków kuchennych i innych nieczystości oraz z wody. W wodzie chlorki pozostają bez zmiany, nie charakteryzują przeto przebiegu procesu oczyszczania biologicznego. Wynik podaje się w *mg/l* Cl. W ściekach miejskich, zależnie od stężenia ich, znajdują się w ilości od kilkudziesięciu do kilkuset *mg/l*.

23. Pozatem oznacza się w miarę potrzeby zasadowość wody (zdolność do zobojętniania mocnego kwasu mineralnego, wywołana obecnością soli węglanowych, dwuwęglanowych i wodorotlenków), siarczany, siarkę ogólną i organiczną, siarkowodór, żelazo i inne metale, jak wapń, magnez itd., zawartość tłuszczu i olei mineralnych itd.

24. Badanie bakterjologicznego składu wody sprowadza się do oznaczania: *a*) ogólnej ilości bakteryj wyrastających na pożywce żelatynowej przy 20° C w ciągu 48 godzin, *b*) ilości bakteryj wyrastających na pożywce agarowej przy 37° C w ciągu 24 godzin, oraz *c*) t. zw. Miana Coli, czyli najmniejszej ilości wody (wyrażonej w liczbie *ml*), w której można wykryć obecność bakteryj Coli (prątek okrężnicy). Prątek ten żyje w przewodzie pokarmowym człowieka i innych zwierząt, jest typowym saprofitem, nie jest szkodliwym dla zdrowia, służy jako wskaźnik zanieczyszczenia wody wydalinami ludzkiemi. Badania bakterjologiczne rzadko są stosowane do ścieków surowych, natomiast stosowane są do ścieków oczyszczonych i wód odbiorników naturalnych w celu scharakteryzowania stopnia zanieczyszczenia ich ściekami, oraz dla zbadania przebiegu procesu samooczyszczania się wód.

25. Badanie biologiczne (hydrobiologiczne, mikroskopowe) polega na oznaczaniu pod mikroskopem ilości i rodzaju drobnoustrojów wyższych, zawartych w wodzie lub w urządzeniach do biologicznego oczyszczania wody. Badania stosowane są przeważnie do wód odbiorników w celu ustalenia stopnia zanieczyszczenia ich lub zdolności samooczyszczania się, rzadziej do ścieków oczyszczonych i błon biologicznych. Wnioski wyciągane są na podstawie rodzajów wykrytych drobnoustrojów, ich ilości i wzajemnego ustosunkowania się. Najbardziej rozpowszechnioną jest klasyfikacja drobnoustrojów Kolkwitza i Marssona, oparta na rodzaju wymaganego pożywienia i warunków, w których poszczególne drobnoustroje mogą żyć. Według tej klasyfikacji drobnoustroje dzielą się na: 1. kataroby — żyjące w najczystszych wodach (górskie potoki) i wymagające najprostszych związków mineralnych; 2. polisaproby — żyjące w wodach bardzo silnie zanieczyszczonych (ścieki nieoczyszczone), zawierających dużo ciał organicznych nierozłożonych, małe ilości tlenu lub pozbawionych jego całkowicie, większe ilości CO_2, siarkowodór i siarczki żelaza; w podobnych wodach przeważają bakterje i pierwotniaki (Flagellata) wyżerające bakterje; 3. α — mesosaproby — żyją w wodach częściowo oczyszczonych (słabo oczyszczone ścieki), zawierających pierwsze produkty rozkładu złożonych ciał organicznych, pewne ilości tlenu, mniejsze CO_2, — dużą zawartość bakteryj, grzybków, pewną ilość sinic, zielenic, okrzemek itp.; 4. β — mesosaproby — żyjące w ściekach dobrze oczyszczonych (biologicznie), niezdolnych do zagniwania, zawierających produkty mineralizacji ciał organicznych, dużą ilość tlenu rozpuszczonego, życie całkowicie aerobowe — jeszcze znaczną ilość bakteryj, dużo zielenic, sinic, okrzemek i innych wodorostów; 5. oligosaproby — żyjące w wodach praktycznie czystych i nadających się do zasilania wodociągów (czyste rzeki, jeziora), zawierających prawie 100% nasycenia tlenu, nie więcej 1 *mg/l* azotu organicznego, do 1000 bakteryj w 1 cm^3 (patrz tabl. 13).

Przy badaniu wód stojących bada się głównie formy zawieszone w wodzie czyli t. zw. plankton, przy badaniu rzek — formy siedzące i żyjące w mule dennym, czyli t. zw. bentos.

26. Przy badaniu osadów oznacza się: wykładnik wodorowy pH, ciężar właściwy osadu, zawartość wody, ilość ciał lotnych i organicznych, ilość ciał mineralnych nielotnych, azot organiczny, ilość tłuszczu, tlen biochemiczny, oraz szybkość rozkładu (określa się ilością gazu wydzielonego przy fermentacji).

Niżej podane są tabele z danemi orjentacyjnemi co do składu rozmaitych ścieków.

Tablica 2.

Fizyczny skład domieszek w średnio stężonych ściekach

(Metcalf and Eddy), w *mg/l* ścieków.

Sucha pozostałość 800	Zawiesiny (na saczku) 300	łatwoopadające 150	organiczne	100
			mineralne	50
		trudnoopadające 150	organiczne	100
			mineralne	50
	rozpuszczone i koloidalne 500	koloidy 50	organiczne	40
			mineralne	10
		rozpuszczone 450	organiczne	160
			mineralne	290

Tablica 3.

Orjentacyjny skład ścieków europejskich przy zużyciu wody 150 *l*/mieszkańca/dobę w godzinach większego stężenia ścieków.

(Dr. inż. Karol Imhoff.)

Wyszczególnienie	Ilość *mg* na litr ścieków			Tlen biochemiczny *mg/l* O_2
	mineralnych	organicznych	razem	
Zawiesin łatwoopadajacych . .	60	200	260	96
» trudnoopadających .	30	100	130	34
» ogółem	90	300	390	130
Związków rozpuszczonych . .	300	150	450	70
Razem . .	390	450	840	200

Tablica 4.

Orjentacyjny skład ścieków o rozmaitym stopniu stężenia.

(Według Thumma.)

Składniki	Stopień stężenia		
	słaby	średni	silny
Sucha pozostałość *mg/l*	do 1000	do 2000	powyżej 2000
Wtem zawiesin . „	„ 500	„ 1000	„ 1000
Azot organiczny . „ N	„ 10	„ 30	„ 30
Amonjak . . . . „ N	„ 30	„ 50	„ 50
Utlenialność . . . „ O_2	„ 50	„ 75	„ 75
Chlorki . . . . . „ Cl	„ 100	„ 150	„ 150
Tlen biochemiczny (według autora) *mg/l* O_2	do 150	do 250	powyżej 250

Tablica 5.

Orjentacyjne ilości ciał stałych w ściekach miejskich przeciętnie w *g*/mieszkańca/dobę w St. Zjedn. A. P.

(Metcalf and Eddy.)

Ciała stałe pochodzą z:	gramów	razem
1. wody wodociągowej (woda miękka) .	12,7	
2. kału	20,5	
3. moczu	43,3	
4. papieru klozetowego i innych	20,0	
5. wód kuchennych, kąpielowych, pralnianych itp.	86,5	
Razem dla ścieków domowych i kanalizacji rozdzielczej		183
6. ścieków przemysłowych	200	
Razem dla ścieków z miast przemysłowych i kanalizacji rozdzielczej . . .		383
7. z wód opadowych	25	
Razem dla ścieków z miast przemysłowych i kanalizacji ogólnospławnej .		408

Tablica 6.

Przeciętna ilość składników w ściekach europejskich domowych w *g*/mieszkańca/dobę.

(Według Thumma i Reichle.)

	z wydalin	z innych nieczystości	razem
Sucha pozostałość	80	100	180

Tablica 7.

Przeciętne ilości głównych składników w ściekach miejskich w Anglji w *g*/mieszkańca/dobę.

(Według Letheby.)

Składniki	z wydalin	z innych nieczystości	razem
Sucha pozostałość	62	167	229
Pozostałość po prażeniu	13	129	152
Strata przy prażeniu	49	28	77
Wtem zawiesin ogółem	19	74	93
„ „ mineralnych	3	50,5	53,5
„ „ organicznych i lotnych	16	23,5	39,5
„ azot organiczny ogółem . . .	10,1	5	15,1
„ „ „ w zawiesinach	1,0	0,9	1,9
„ kwas fosforowy ogółem . . .	2,4	1,9	4,3
„ „ „ w zawiesinach	1,0	1,2	2,2
„ potas ogółem	1,9	1,4	3,3
„ „ w zawiesinach	0,4	—	0,4

Tablica 8.

Przeciętna ilość ciał stałych w *kg* na 1 mieszkańca rocznie w ściekach miejskich w Europie.

(Według Frühlinga.)

Zawieszonych									Rozpuszczone i koloidalne		Litrów osadu z zawartością 90% wody	Tłuszczu w ściekach na 1 mieszkańca rocznie *kg*	Tłuszczu w osadzie na 1 mieszkańca rocznie *kg*
Ogółem	w tem		pozostających w płaskownika		pozostających na kratach		reszta po kratach		ogółem	w tem organicznych			
	organ.	miner.	organ.	miner.	organ.	miner.	organ.	miner.					
28,6	17,1	11,5	0,5	4,2	2,6	0,3	14,0	7,0	47,0	13,7	160	6—7	2,5—3,0

Tablica 9.

Ilości bakteryj wprowadzanych przez nieoczyszczone ścieki do rzek.

(Według Hotkinsa, U. S. Publ. Health Report 41, 319.)

	Miljardy bakteryj na mieszkańca i dobę		
	Na żelatynie 20° C, 48 godzin	Na agarze 37° C, 24 godzin	B. Coli
Przeciętne ilości dla lata	17 067	21 362	383
„ „ dla zimy	4 083	2 600	124
„ „ dla całego roku . . .	12 240	12 676	249

Tablica 10. **Przeciętny skład niektórych ścieków.**

Wyszczególnienie	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	*G*	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	*G*
Ilość ścieków litrów /mieszk./ dobę	657	350	254	300	180	—	100							
Zawartość składników	*mg/l* ścieków							gramów na mieszkańca/dobę						
Sucha pozostałość	1355	1058	730	603	1896	2044	1408	567	263	185	183	362	550	140,8
Strata przy prażeniu	452,8	635	448	393	—	623	743	185	147	112	120	—	151	74,3
Pozostałość po prażeniu	902,8	423	282	210	—	1421	665	382	116	73	63	—	399	66,5
Zawiesiny ogółem	214,2	384	242	342	668	601	595	127	131	58	105	126	153	59,5
„ lotne i organiczne	144,3	288	203	260	—	332	322	72	88	49	82	—	82	32,2
„ mineralne nielotne	69,3	96	39	82	—	269	273	45	43	9	24	—	71	27,3
Ciała rozpuszczone	1052,5	608	488	261	1228	1443	813	441	167	126	77	236	397	81,3
„ „ lotne i organ.	241,5	270	245	133	—	291	421	99	74	63	39	—	69	42,1
„ „ nielotne miner.	811	338	243	128	—	1152	392	342	93	63	39	—	328	39,2
Tłuszcze	25,3	37	—	—	—	—	—	25	—	—	—	—	—	—
Azot organiczny	8,0	24,1	23,8	18	—	16,9	26,24	6,4	8,0	5,8	5,5	—	11,1	2,6
Azot albuminowy	7,0	11,9	11,3	7,8	14,8	—	12,95	—	2,7	2,8	2,4	2,9	3,6	1,3
Amonjak (N_{NH_3})	10,6	26,5	38,9	27,2	36,5	33,7	34,9	7,8	8,3	9,5	7,5	6,9	7,5	3,5
Utlenialność (O_2)	59	133	107	71	266	—	17,2	35,6	48	27	21,6	49	—	17,2
Chlorki (Cl')	48	109	83	47	162	209	17,8	37	44,9	21	13,4	30	—	17,8

Oznaczono przez *A* duże amerykańskie miasta z systemem kanalizacji ogólnospławnym, *B* amerykańskie miasta przemysłowe, *C* małe amerykańskie miasta przemysłowe, *D* małe amerykańskie miasta nieprzemysłowe, *E* duże miasta angielskie przemysłowe, *F* niemieckie miasta przemysłowe w zagłębiu. Emscher, *G* miasto Warszawa.

Tablica 11.

Zmiany w składzie ścieków w poszczególnych godzinach doby wyrażone w % przeciętnej zawartości dobowej.

(Dane miasta Columbus, Ohio, według Metcalf, Eddy.)

Godziny	Przepływ ścieków %	Zawiesiny		Azot organiczny	Amonjak	Chlorki	Utlenialność ścieków		Tłuszcze	Liczba bakteryj w 1 *ml*
		organ.	miner.				nie-filtrowan.	filtrowan.		
0—2	88	29	81	47	73	72	35	42	33	75
2—4	83	28	53	31	56	74	69	23	26	47
4—6	80	18	52	23	42	73	28	29	30	36
6—8	89	29	43	28	49	69	28	29	22	56
8—10	113	156	257	167	108	94	176	181	81	92
10—12	117	160	134	117	109	143	116	136	111	167
12—14	115	129	96	115	110	123	123	149	111	139
14—16	117	109	112	126	167	111	117	149	81	167
16—18	115	229	116	225	147	111	197	149	307	103
18—20	103	109	83	84	99	101	88	81	163	125
20—22	92	64	46	80	99	114	90	87	81	106
22—24	89	50	54	63	84	80	58	68	74	81

Tablica 12.

Skład niektórych ścieków przemysłowych

(*mg/l* ścieków, według Metcalf and Eddy).

Rodzaj zakładu przemysłowego	Sucha pozostałość	Zawiesiny	Organiczne i lotne		Azot organiczny	Amonjak	Chlorki	Utlenialność	Tłuszcze	Siarka
			rozpuszczone	zawieszone						
Fabryka świec	4108	1064	768	1004	—	—	50	650	1624	482
„ mydła . . .	16612	6864	2036	6210	67,72	11,08	1594	5007	6162	808
„ kleju	3746	2906	244	1764	58,6	9,4	82	485	408	117
Mleczarnia przetwórcza	1450	—	1307		—	1,75	—	512	—	—
Mleczarnia — z mycia konwi i butelek . .	—	—	331 do 712		24-51	—	—	150-750	160-210	—
Browar	3396	348	2250	262	39,7	0,30	—	1226	—	—
Fabryka drożdży . .	31990		24625		—	36,1	—	8000	—	—
„ barwienia bawełny	3190	650	560	430	50	1,95	140	350	50	20
Płóczkarnie wełny . .	64300	31500	14500	19100	259	97	1845	3800	23740	160
Fabryki wełniane . . .	4180	1400	1140	1050	50	10,9	370	523	245	37
Fabryka celulozy (siarkowy proc.)	75000	—	65000		—	—	—	35000	—	3500
Garbarnia	4000	900	1230	630	80	23	1680	830	260	200

III. Niezbędny stopień oczyszczenia ścieków.

Najbardziej naturalnym sposobem usuwania ścieków jest wpuszczanie ich do najbliższych naturalnych zbiorników wody bieżącej lub ewentualnie stojącej. Wpuszczanie ścieków do głębszych warstw gruntu, które pozbawione są czynników oczyszczających (nieobecność tlenu i życia biologicznego) jest zakazane, gdyż to powoduje silne zanieczyszczenie wód gruntowych na znacznych przestrzeniach i uniemożliwia ludności korzystanie z niej do picia i potrzeb gospodarczych.

Tablica 13. **Ogólna charakterystyka różnych stopni zanieczyszczenia wód i grup drobnoustrojów saprobowych, odpowiadających tym warunkom.**

L. p.	Cechy	Charakterystyka środowisk			
		polisaprobowych	α — mesosaprobowych	β — mesosaprobowych	oligosaprobowych
1.	Postać związków azotowych	ciała białkowe	amonjak, aminokwasy, amidy, amidokwasy	NH_3, N_2O_3, N_2O_5	N_2O_5
2.	Tlen rozpuszczony w wodzie	niema	niema lub b. mało	jest	dużo
3.	Dwutlenek węgla rozpuszczony	dużo	znaczne ilości	nieznaczne ilości	mało
4.	Siarkowodór	dużo	znaczne ilości	mało	niema
5.	Żelazo w postaci	siarczków	siarczków i tlenków	tlenków	tlenków
6.	Rodzaj procesów biochemicznych	redukcyjne	redukcyjno-utleniające	utleniające	utleniające
7.	Zdolność wody do gnicia	zagniwa	zagniwa	nie zagniwa	nie zagniwa
8.	Źródło tlenu	z powietrza	z powietrza	z powietrza i fotosyntezy	z powietrza i fotosyntezy
9.	Ogólna liczba bakteryj w 1 *ml*	setki tysięcy — miljony	setki tysięcy	dziesiątki tysięcy	setki, dziesiątki
10.	Szybkość rozwoju poszczegól. form organizmów	b. duża	b. duża	znaczna	nieraz znaczna
11.	Rozmaitość form drobnoustrojów	b. mała	nieznaczna	znaczna	bardzo znaczna
12.	Przewaga poszczególnych form	b znaczna	znaczna	nieznaczna	normalnie b. nieznaczna
13.	Szybkość zmian w ugrupowaniu drobnoustrojów	gwałtowna	gwałtowna	dosyć powolna	powolna
14.	Organizmów — producentów	niema	mała	nieznaczna ilość	duża ilość
15.	Organizmów — konsumentów	b. duża	duża	znaczna	mała
16.	Pożeraczy bakteryj	masa	dużo	niedużo	b. mało
17.	Pożeraczy roślinnych form	niema	rzadkie okazy	częściej spotykane	często spotykane
18.	Pożeraczy zwierzęcych form	prawie niema	obecne	dużo	b. dużo
19.	Wodorosty kwitnące	niema	rzadko spotykane	mało	dużo
20.	Główne grupy spotykanych drobnoustrojów	bakterje grzybki bakterje siarkowe bezbarwne wiciowce	grzybki bakterje wymoczki wiciowce wrotki raczki pierścienice	sinice okrzemki zielenice rośliny rzęsowate wymoczki wrotki raczki robaki ryby	zielenice okrzemki pierwotniaki (chrysomonady) wrotki mszywioły gąbki, mięczaki raczki, ryby
21.	Ilość tlenu wymagana przez drobnoustroje	minimalna	nieznaczna	duża	b. duża

Wpuszczanie ścieków do płytkich warstw gruntu (przy pomocy t. zw. drenażu zaskórnego, założonego na głębokości 0,3—1,0 *m*) dopuszcza się jedynie dla małych urządzeń do 100—200 mieszkańców i dla objektów położonych na odpowiednich terenach (na wsi lub pod miastem, na terenach luźnie zabudowanych, zaopatrzonych w wodę z centralnego wodociągu lub ze studzien odległych). Dla ścieków miejskich i przemysłowych najbardziej pospolitym odbiornikiem ścieków jest zazwyczaj rzeka. Z tych względów poznanie charakteru rzeki, jej cech odrębnych i charakterystycznych, przeznaczenia jej wód w dalszym biegu, oraz zdolności samooczyszczania się jej wód, ma pierwszorzędne i kardynalne znaczenie. Od rodzaju przeznaczenia jej wód, od zdolności samooczyszczania się rzeki i stopnia rozcieńczenia ścieków wodami rzeki uzależniony jest stopień oczyszczenia ścieków, jaki powinny ścieki otrzymać w sztucznych urządzeniach przed wpuszczeniem ich do odbiornika. Ze względów ekonomicznych (koszt budowy oczyszczalni i koszt eksploatacji) starają się zazwyczaj przełożyć, w granicach możliwości, część pracy oczyszczania na naturalne siły przyrody, posiadane przez rzekę. Niestety ten sposób, w pewnych warunkach racjonalny i ekonomiczny, bywa zbyt często i nadmiernie nadużywany, co powoduje przeciążenie rzeki nieczystościami, i zniekształcenie jej charakteru ze szkodą dla ludności.

W celu ochrony rzek przed podobnem skażeniem każde państwo cywilizowane posiada odpowiednie przepisy i normy, regulujące dopuszczalny stopień zanieczyszczenia wód naturalnych. Normy te podają zazwyczaj wymagania ogólne, które mogą być przez władze w pewnych wypadkach obostrzone lub osłabione w zależności od charakteru rzeki, przeznaczenia jej wód i rodzaju wpuszczanych ścieków. Kilka przykładów:

I. Jeżeli woda z rzeki w dolnym jej biegu jest używana do zaopatrywania wodociągów, stosuje się wymagania bardziej surowe, gdyż w podobnym wypadku chodzi nie tylko o skład chemiczny wody, lecz przedewszystkiem o stronę higjeniczną (bakterje chorobotwórcze!).

II. O ile z wody rzeki na znacznych przestrzeniach ludność nie korzysta — normy ochraniają rzekę jedynie przed zbyt silnem zanieczyszczeniem, t. zn. wymagania ograniczają się do ilości zawiesin i zapotrzebowania tlenu, ewentualnie zawartości tlenu rozpuszczonego w wodzie rzecznej.

III. Jeżeli w rzece przepływa znacznie mniej wody, niż ilość dopływających ścieków, co często zdarza się w rejonach przemysłowych, gdzie łatwość usuwania ścieków dla przemysłu ma nieraz znacznie większe znaczenie społeczne i gospodarcze niż wartość małej rzeki, dopuszcza się czasami do traktowania rzeki na pewnym odcinku jako kanału ściekowego, z tem, że w pewnym punkcie cała rzeka poddaje się oczyszczaniu na koszt zakładów przemysłowych. Z powyższego wynika, że zasadniczo oznaczanie niezbędnego stopnia oczyszczenia ścieków powinno być traktowane indywidualnie w każdym wypadku, zależnie od miejscowych potrzeb i warunków. Przytoczone wypadki I. i III. są w Polsce raczej rzadkie i wyjątkowe, najbardziej zaś pospolity jest wypadek II.

Różne państwa rozmaicie regulują dopuszczalny stopień zanieczyszczenia wód naturalnych. W Stanach Zjednoczonych norm państwowych niema. W praktyce zaś opierają się na danych uzyskanych z badań. Przyjęto głównie brać pod uwagę stopień rozcieńczenia, przyczem uważa się, że przepływ wody w rzece w ilości powyżej 200 *l*/sek. na każdy 1000 mieszkańców skanalizowanych zabezpiecza rzekę przed zbyt silnem zanieczyszczeniem.

W Anglji wymaga się zasadniczo, aby ścieki zawierały nie więcej niż 30 *mg/l* zawiesin i posiadały zapotrzebowanie tlenu (5 dni) nie większe niż 20 *mg/l*. Przy rozcieńczeniu w granicach 1 : 150 do 1 : 300 władze mogą zezwolić na zawartość 60 *mg/l* zawiesin, przy 1 : 300 do 1 : 500 na 75 *mg/l*,

a przy rozcieńczeniu powyżej 1 : 500 ścieki mogą być wpuszczane do rzeki, po przepuszczeniu ich tylko przez kraty i piaskownik.

W Polsce obowiązują normy niżej podane.

Tymczasowe normy, którym winny odpowiadać ścieki i wody zanieczyszczone, nadające się do bezpośredniego wpuszczania do naturalnych zbiorników wody.

(Wydane przez Min. Spraw Wewnętrznych 12. czerwca 1930 r. za Nr. Z. J. 514/30.)

1. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny zawierać ciał i związków trujących.

2. Ścieki szpitali zakaźnych, wydziałów zakaźnych szpitali ogólnych, sanatorjów dla chorych na choroby zakaźne, winny być bezwarunkowo i skutecznie dezynfekowane.

3. Ścieki i wody zanieczyszczone mogą zawierać tylko niewielkie ilości zawiesin, nieprzekraczające 60 *mg* suchej substancji na 1 *l*, w zależności od miejscowych warunków; w każdym przypadku ścieki powinny być jednak pozbawione grubszych części na odpowiednich urządzeniach do mechanicznego oczyszczania ścieków.

4. Temperatura ścieków i wód zanieczyszczonych przy wpuszczaniu ich do naturalnych zbiorników wodnych nie powinna przekraczać + 40° C.

5. Ścieki i wody zanieczyszczone, wpuszczane do zbiorników wód naturalnych, nie powinny mieć wyraźnego kwaśnego lub alkalicznego odczynu.

6. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny mieć żadnego wyraźnego zapachu (np. gnilnego, fekalnego itp.).

7. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny mieć żadnego wyraźnego zabarwienia, z wyjątkiem naturalnego zabarwienia niektórych wód naturalnych (np. błotnych), jeśli te wchodzą w skład ścieków.

8. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny tworzyć na powierzchni błonek, składających się z tłuszczów zwierzęcych lub roślinnych, albo z produktów naftowych.

9. Ścieki i wody zanieczyszczone oraz ich rozcieńczenia w pewnym stosunku woda z odbiornika (stopień rozcieńczenia nie ma przekraczać stopnia rozcieńczenia w warunkach najniższego poziomu wód w odbiorniku) nie powinny gnić w ciągu 5 dni w próbkach do zamkniętych naczyń szklanych, przechowywanych przy + 20° C.

10. Ścieki i wody zanieczyszczone nie powinny tak zmieniać składu flory i fauny wodnej naturalnych zbiorników, żeby te zmiany wskazywały na wyraźne zanieczyszczenie tych zbiorników, lub też, żeby w nich dawał się zauważyć ogólny zanik normalnego życia stworzeń wodnych, w szczególności ryb.

11. Ścieki i wody zanieczyszczone, a tem bardziej wody naturalne, do których te ścieki są wpuszczane, nie powinny zawierać takich martwych zawiesin, które wyraźnie wskazują na zanieczyszczenie wody fekaljami ludzkiemi.

Wyjaśnienia do poszczególnych punktów.

1. Kontrola składu niektórych ścieków przemysłowych, bardzo zmiennych w ciągu doby, jest ogromnie utrudniona, a pozwolenie wpuszczania do naturalnych zbiorników wody ścieków, zawierających dowolne ilości ciał i związków trujących oraz substancyj, szkodliwie działających na florę i faunę w naturalnych zbiornikach wodnych, mogłoby łatwo doprowadzić do wielkich nadużyć, bezwzględnie więc musi być zabronione wpuszczanie do naturalnych zbiorników takich ścieków, które zawierają (w roztworze lub w zawiesinach) chociażby znikome ilości ciał lub związków trujących, lub mogą w sposób szkodliwy oddziałać na faunę i florę w naturalnych zbiornikach wodnych.

2. Ścieki, które stale (np. ze szpitali zakaźnych) mogą zawierać bakterje chorobotwórcze, winny być bezwzględnie i skutecznie dezynfekowane np. chlorem.

3. Ilość zawiesin, która może być wpuszczana do naturalnych zbiorników bez szkody dla nich, w bardzo znacznym stopniu jest zależna od miejscowych warunków (przedewszystkiem od charakteru odbiornika), więc tu jest wskazana tylko najwyższa granica, której nie wolno przekroczyć w poszczególnych przypadkach. Przez suchą substancję rozumiemy wyparowany osad, wysuszony następnie do stałej wagi przy t^0 — + 110° C.

4. Wysoka t^0 ścieków może szkodliwie oddziaływać na florę i faunę wodną, a więc i na zdolność naturalnego zbiornika do samooczyszczania się. Z tego powodu należy dążyć do możliwie niskiej t^0 ścieków we wskazanych granicach, w zależności od miejscowych warunków.

5. Ponieważ wyraźnie kwaśne i wyraźnie alkaliczne reakcje wody są szkodliwe dla flory i fauny wodnej, od których zależy zdolność zbiornika do samooczyszczania się, więc wody ściekowe, wpuszczane do naturalnych zbiorników, powinny mieć taką reakcję, która nie może wpływać ujemnie na wodne ustroje. Do niedawna reakcja wody określała się zapomocą lakmusu, mającego tę ujemną własność, że zmiana zabarwienia u tego odczynnika jest niewyraźna i mało czuła. W chwili obecnej dla określenia reakcji wody używa się sposobu określania jonów wodorowych (*PH*), jako sposobu bardziej czułego i bardziej ścisłego. Optymalne granice życiowe drobnoustrojów, biorąc naogół, leżą pomiędzy $PH = 6$ (kwaśna reakcja) i $PH = 8$ (alkaliczna reakcja), a więc i wody ściekowe, a szczególnie wody naturalnych zbiorników po zmieszaniu się ze ściekami nie powinny mieć reakcji, wychodzącej poza wskazane granice.

6. Zapachy, uwzględnia się tylko w tych przypadkach, kiedy są one zupełnie wyraźne np. gnilny, fekalny, amoniakowy itp. Zapachy nieokreślone, jak ziemny, stęchły itp. nie mogą być brane pod uwagę.

7. Nienaturalne zabarwienie wód ściekowych, zależnie od obecności barwników, używanych w farbiarniach i innych gałęziach przemysłu, może przechodzić ze ściekami do wód naturalnych zbiorników i nadawać im odrażający wygląd, a czasem być również szkodliwe dla zdrowia, a więc należy dążyć do całkowitego ich usunięcia ze ścieków. Jako wyraźne zabarwienie można przyjąć takie zabarwienie, które pozostaje przy trzydziestokrotnem rozcieńczeniu wodą destylowaną w warstwie 10 *cm* i nie odpowiada naturalnemu zabarwieniu.

8. Tłuszcze i produkty naftowe należą do zanieczyszczeń, najtrudniej usuwanych w drodze naturalnego samooczyszczania się wód, a ponieważ jednocześnie produkty naftowe są niezmiernie szkodliwe dla ryb, więc całkowite ich usuwanie ze ścieków jest warunkiem koniecznym.

9. Niektóre ścieki tracą zdolność do gnicia na skutek obecności w nich substancyj, wstrzymujących rozwój drobnoustrojów, ale po zmieszaniu się z wodą naturalnego zbiornika z powodu znacznego rozcieńczenia znów mogą gnić, więc próba gnilna powinna być wykonywana nietylko z samemi ściekami, lecz także i z ich rozcieńczeniami wodą z odbiornika. Wskaźnikiem gnicia służy obecność siarkowodoru (H_2S).

10. Ponieważ samooczyszczanie się naturalnych zbiorników wody jest procesem biologicznym, zależnym od działalności flory i fauny wodnej, więc wszelkie ujemne działanie ścieków na florę i faunę, jako obniżające zdolność zbiornika do samooczyszczania się, jest niezmiernie szkodliwe i nie może być dopuszczone. W jeszcze większym stopniu tyczy się to tych przypadków, kiedy wpuszczane ścieki niszczą całkowicie florę i faunę, obniżając do zera samooczyszczające własności wód naturalnych, co prowadzi do bezgranicznie zwiększającego się ich zanieczyszczenia. Ze względów ekonomicznych trzeba zwracać szczególną uwagę na stan zdrowotny ryb, w szczególności na ich wymieranie. Trzeba zaznaczyć, że na ryby szczególnie szkodliwie działają produkty naftowe, brak rozpuszczonego tlenu w wodzie i obecność wolnego amoniaku lub jego związków.

11. Ponieważ cały szereg niebezpiecznych zarazków chorobotwórczych trafia do wód mineralnych razem z fekaljami ludzkiemi, więc obecność w wodzie wskaźników fekalnego zanieczyszczenia jest bezwzględnie niedopuszczalna. Z tego punktu widzenia trzeba zwracać szczególną uwagę na obecność w ściekach i w wodzie naturalnych zbiorników, do których one są wpuszczane, takich części składowych fekalij ludzkich, jak przetrawionych kartofli, resztek przetrawionych gruszek w postaci kamienistych komórek itp. Również niebezpiecznym wskaźnikiem są ziarnka farbki do bielizny (ultramaryny), pochodzące z wód pralnianych, ponieważ te wody również łatwo mogą zawierać zarazki chorobotwórcze. Wszystkie te martwe zawiesiny, wskaźniki fekalnego zanieczyszczenia, nie mają znaczenia w tym przypadku, kiedy ścieki przed wpuszczeniem ich do naturalnych zbiorników są skutecznie dezynfekowane.

Projekt.

ROZPORZĄDZENIE*)

Ministra Spraw Wewnętrznych

z dnia ..... roku .....

o warunkach, jakim winny odpowiadać ścieki i wody zanieczyszczone, wpuszczane bezpośrednio do zbiorników wód powierzchniowych.

Na podstawie art. 3, pkt. 3, rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 16 marca 1928 r. o usuwaniu nieczystości i wód opadowych (Dz. U. R. P. Nr. 32, poz. 311) zarządza się, co następuje:

§ 1. Ścieki i wody zanieczyszczone, wpuszczane do zbiorników wód powierzchniowych, nie powinny zawierać ciał i związków trujących.

§ 2. Ścieki szpitali zakaźnych, oddziałów zakaźnych szpitali ogólnych, sanatorjów dla chorych na choroby zakaźne oraz ścieki wszystkich innych zakładów, które mogą rozpowszechniać choroby zakaźne, winny być bezwarunkowo skutecznie oczyszczane i dezynfekowane przed wpuszczaniem do zbiorników wód powierzchniowych, a przed wpuszczaniem do miejskiej sieci kanalizacyjnej przynajmniej dezynfekowane, o ile nie zachodzi konieczność zastosowania przepisu art. 9 powołanego wyżej rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej.

W wypadku epidemji władze administracji ogólnej mogą zarządzić dezynfekowanie wszystkich ścieków przed wpuszczaniem do zbiorników wód powierzchniowych.

§ 3. Zawartość zawiesin odbiornika (zbiornika wody powierzchniowej) nie może wzrastać pod wpływem wpuszczanych ścieków i wód zanieczyszczonych więcej niż o 2 *mg* na 1 *l* wody, w stanie bezwodnym.

Zarządzenia wojewódzkiej władzy administracji ogólnej mogą określić zbiorniki wód powierzchniowych, dla których ścieki, przy rozcieńczeniu ich wodą odbiornika w stosunku nieprzekraczającym 1 : 50, nie mogą zawierać więcej zawiesin w stanie bezwodnym (temperaturze 110° C), niż 60 *mg* na litr.

*) Tekst ostatecznie przyjęty przez Podkomisję Rzeczoznawców Międzyministerjalnej Komisji do Spraw Ochrony Rzek przed zanieczyszczeniem na posiedzeniu dnia 20. XII. 1932 r.

W żadnym wypadku ścieki nie mogą zawierać widocznych grubszych zawiesin.

§ 4. Temperatura ścieków i wód zanieczyszczonych przy ich wpuszczaniu do naturalnych zbiorników wodnych nie powinna przekraczać + 40° C.

§ 5. Ścieki i wody zanieczyszczone, wpuszczane do zbiorników wód naturalnych, nie powinny mieć wyraźnego kwaśnego lub alkalicznego odczynu. Wody naturalnych zbiorników, po zmieszaniu ze ściekami, nie powinny mieć reakcji, wychodzącej poza granice stężenia jonów wodorowych $PH = 6{,}2$ (kwaśna) i $PH = 8{,}0$ (zasadowa).

§ 6. Ścieki i wody zanieczyszczone, wpuszczane do zbiorników wód naturalnych, nie powinny mieć żadnego wyraźnego zapachu odrażającego (np. gnilnego, fekalnego itp.).

§ 7. Ścieki i wody zanieczyszczone, wpuszczane do zbiorników wód naturalnych, nie powinny mieć żadnego wyraźnego zabarwienia specyficznego, z wyjątkiem zabarwienia naturalnego niektórych wód (np. błotnych).

Jako wyraźne zabarwienie można przyjąć takie, które pozostaje przy trzydziestokrotnem rozcieńczeniu ścieków wodą destylowaną w warstwie 10 *cm*.

§ 8. Ścieki i wody zanieczyszczone, wpuszczane do zbiorników wód naturalnych, nie powinny tworzyć na ich powierzchni błonek z tłuszczów zwierzęcych lub roślinnych, a szczególnie z produktów naftowych, jak również nie powinny wykazywać na powierzchni stałej piany.

§ 9. Ścieki zmieszane z wodą odbiornika, w stosunku odpowiadającym rozcieńczeniu ich przy najniższym stanie wód odbiornika, nie powinny zgniwać w ciągu 5 dni w naczyniu zamkniętem i przechowywanem w ciemni przy 20° C.

§ 10. Ścieki i wody zanieczyszczone, wpuszczane do zbiorników wód naturalnych, nie powinny wpływać ujemnie, bezpośrednio lub pośrednio, na życie wyższej i niższej flory i fauny wodnej, normalnej dla danego zbiornika, jak i na procesy samooczyszczania się wody w odbiorniku, oraz na charakter i skład wody w sposób utrudniający użytkowanie jej do celów domowych, rybackich, rolniczych i przemysłowych.

§ 11. Warunkom wymienionym w poprzednich paragrafach powinny odpowiadać ścieki i wody zanieczyszczone, spuszczane do odbiorników nawet w momencie największego zanieczyszczenia zarówno ścieków i wód zanieczyszczonych, jak i wód odbiorników (zbiorników wód powierzchniowych).

§ 12. O ile wskutek warunków miejscowych, powstawałyby trudności oczyszczania ścieków do stopnia, wymaganego przepisami niniejszego rozporządzenia, lub powstawałaby konieczność obostrzenia przepisów niniejszego rozporządzenia, wojewódzka władza administracji ogólnej może w każdym poszczególnym przypadku lub dla poszczególnych miejscowości wydać decyzję co do zmiany warunków wpuszczania ścieków i wód zanieczyszczonych do zbiorników wód powierzchniowych.

§ 13. Winni przekroczenia przepisów niniejszego rozporządzenia ulegną karze, przewidzianej w art. 12 powołanego na wstępie rozporządzenia Prezydenta Rzeczypospolitej.

§ 14. Rozporządzenie niniejsze wchodzi w życie z dniem ogłoszenia i obowiązuje na całym obszarze Rzeczypospolitej z wyjątkiem województwa Śląskiego.

MINISTER SPRAW WEWNĘTRZNYCH.

Należy nadmienić, że powyższe normy podają zasadnicze wytyczne, które w każdym poszczególnym wypadku powinny być inteligentnie wykorzystane przez rzeczoznawców po uwzględnieniu wszystkich warunków miejscowych i po zbadaniu nietylko rozpatrywanego odcinka rzeki, lecz całej rzeki, istniejących już w niej zanieczyszczeń, sumaryczny wpływ wszystkich ścieków dopływających do niej powyżej i poniżej danego punktu, oraz zmiany, jakie mogą wystąpić w niej w okresie różnych pór roku.

Zużycie tlenu rozpuszczonego odbywa się najbardziej energicznie w okresie letnim, dzięki szybko przebiegającym procesom biologicznym, w tym też okresie woda zawiera najmniej tlenu rozpuszczonego ze względu na wyższą temperaturę wody. Z drugiej strony woda w tym czasie ma możność absorbowania tlenu z atmosfery powietrznej i otrzymywania wcale pokaźnej ilości jego z procesu fotosyntezy drobnoustrojów roślinnych. W okresie zimowym procesy biologiczne przebiegają bardzo wolno i zużycie tlenu jest małe, zapasy zaś jego w wodzie mogą być największe (rozpuszczalność tlenu przy niskiej temperaturze wzrasta) — z drugiej strony, o ile rzeka jest zamarznięta, to jest pozbawiona możliwości wznawiania straconych ilości tlenu, co może doprowadzić do znacznie gorszych warunków niż w lecie. (Z tych względów w krajach północnych wymaga się w zimie większego stopnia oczyszczenia niż w lecie.)

Na stan rzeki i przebieg procesu samooczyszczania się duży wpływ ma szereg czynników, do których można w pierwszym rzędzie zaliczyć niżej podane:

1. świeży stan ścieków (wolny tlen, życie aerobowe),

2. nieobecność w ściekach pływających części i łatwo opadających zawiesin,

3. dokładne i niezwłoczne zmieszanie ścieków z możliwie największą ilością wody przepływającej w rzece,

4. wysoka zawartość tlenu rozpuszczonego w wodzie rzecznej,

5. prędkość przepływu wody w rzece,

6. zrównoważone życie biologiczne w rzece[1]),

7. nieobecność zbyt gwałtownych spadków w korycie rzeki, jak też i spokojnych zatok, sprzyjających wytwarzaniu się pokładów osadu na dnie,

8. głębokość rzeki, a raczej stosunek powierzchni wody do ilości przepływającej wody (wpływ światła, powietrza itd.),

9. materjał dna rzeki (drobne ruchome piaski uniemożliwiają rozwój życia biologicznego, odwrotnie zaś twarde złoża, jak glina, ułatwiają),

10. pora roku (temperatura wody, ilość światła słonecznego, wolna czy zamarznięta powierzchnia wody itd.).

Przy wpuszczaniu ścieków do zbiorników wód stojących (duże jeziora) trzeba mieć na uwadze, że czynniki samooczyszczania się w tych zbiornikach (życie biologiczne, opadanie zawiesin) występują silniej niż w rzekach, natomiast zapasy tlenu są bardziej ograniczone i uzależnione jedynie od absorbcji z powietrza i procesu fotosyntezy form roślinnych.

Przed przystąpieniem do wyboru sposobów oczyszczania ścieków należy przedewszystkiem poznać dokładnie odbiornik i w zależności od niego ustalić niezbędny stopień oczyszczania ścieków. Dokonywa się to przez zestawienie wszystkich wyników badania rzeki i przez sporządzenie tak zwanego „bilansu tlenowego“, w którym po stronie aktywów umieszcza się: ilość tlenu rozpuszczonego w wodzie przepływającej w rzece, ilość tlenu jaką woda rzeczna zaabsorbuje w pewnym czasie, np. jednej doby, z powietrza podczas jej przepływu i ilość tlenu, jaką wytworzą drobnoustroje roślinne[2]), po stronie pasywów bilansu umieszcza się: zapotrzebowanie tlenu biochemicznego całej ilości ścieków w ciągu np. jednej doby, i zapotrzebowanie tlenu biochemicznego przez samą wodę rzeczną w tymże czasie. Bilans tlenowy sporządza się dla okresów najbardziej niekorzystnych (lato, zima, najniższy stan wód, największe stężenie ścieków itd.), przyczem o ile poniżej rzeka posiada dopływy, to bierze się również pod uwagę wpływ ich wód.

Przykład obliczenia (okres jedna doba).

Dano: Przepływ w rzece 130 000 m^3/dobę, przeciętna szerokość rzeki 5 m, prędkość przepływu 0,5 m/sek., tlen biochemiczny 2 mg/l, zawartość tlenu w wodzie 9 mg/l, nasycenie 85%. Okres letni.

Ścieki: ilość 0,05 m^3/sek., tlen biochemiczny (jedna doba) 60 mg/l.

Ilość tlenu zawartego w wodzie: $130\,000 \times 9 = 1\,170\,000\ g$

„ „ absorbowanego z powietrza: $0{,}5 \times 24 \times 3600 \times 5 \times 0{,}1 = 21\,600\ g$

„ „ dostarczanego przez drobnoustroje: $0{,}5 \times 24 \times 3600 \times 5 \times 1 = 216\,000\ g$

razem $1\,407\,600\ g$

Ilość tlenu zużywanego przez wodę $130\,000 \times 2 = 260\,000\ g$

„ „ zużywanego przez ścieki $24 \times 3600 \times 0{,}05 \times 60 = 259\,200\ g$

razem $519\,200\ g$

Ilość tlenu, która pozostanie w wodzie rzecznej po dobie: $1\,407\,600 - 519\,200 = 888\,400\ g$

„ „ „ „ „ „ „ w 1 m^3: $888\,400 : 130\,000 = 6{,}83\ g$

% nasycenia: $6{,}83 : (9 : 0{,}85) \times 100 = 64{,}4\%$.

[1]) Pod zrównoważonem życiem biologicznem rozumie się taką równowagę pomiędzy poszczególnemi formami drobnoustrojów, przy której ilość producentów pewnych składników równa się ilości konsumentów tych składników, np. bakterje aerobowo zużywają tlen, a produkują dwutlenek węgla i sole, zużywają je roślinne drobnoustroje a wydzielają tlen, niezbędny dla form zwierzęcych, dla których roślinne formy są również pokarmem; te znowuż służą za pokarm dla wyższych organizmów itd. aż do ryb. Ta „ruchoma równowaga“ życia biologicznego ma duże znaczenie na prawidłowy przebieg procesu przemiany materji w rzece, który w danym wypadku nas najbardziej interesuje.

[2]) Absorbcja tlenu z powietrza zależna jest od % nasycenia tlenu w wodzie i wynosi przy 100% — 0, przy 70% — 0,5 g/m^2 powierzchni wody/dobę, przy 55% — 1 g/m^2/dobę, przy 40% — 2,0 g/m^2/dobę. Drobnoustroje roślinne dostarczają przeciętnie na dobę około 1 g/m^2 powierzchni wody w rzece lub innym zbiorniku.

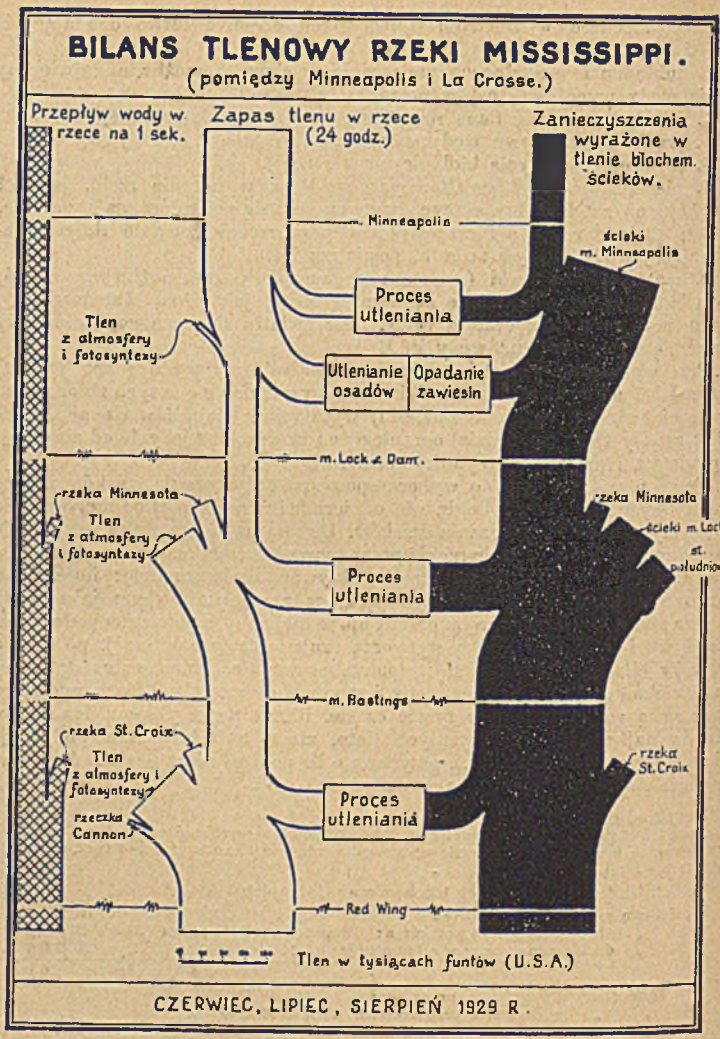


Fig. 163.

Jeżeli wymaganem jest, aby zawartość tlenu w wodzie rzecznej nie spadła poniżej 80% nasycenia, to niezbędny stopień oczyszczania ścieków można obliczyć w sposób następujący:

przy 80% nasycenia zawartość tlenu wynosi: 8,46 *mg/l*
w wodzie jednodobowego przepływu będzie: $130\,000 \times 8{,}46 = 1\,099\,800$ *g*
do rozporządzenia posiadamy: $1\,407\,600 - 1\,099\,800 = 307\,800$ *g*
woda rzeczna zużyje: 260 000 *g*
pozostaje dla ścieków 47 800 *g*

na 1 m^3 ścieków pozostaje: $47\,800 : (24 \times 3600 \times 0{,}05) = 11{,}08$ *g*,

czyli ścieki powinny być oczyszczone do tego stopnia, aby w ciągu pierwszej doby nie wymagały więcej niż 11 *mg/l* tlenu biochemicznego.

Stopień oczyszczania wypadnie w tym wypadku około $\frac{60-11}{60} \cdot 100 = 82\%$, czyli należy stosować oczyszczanie mechaniczne i biologiczne.

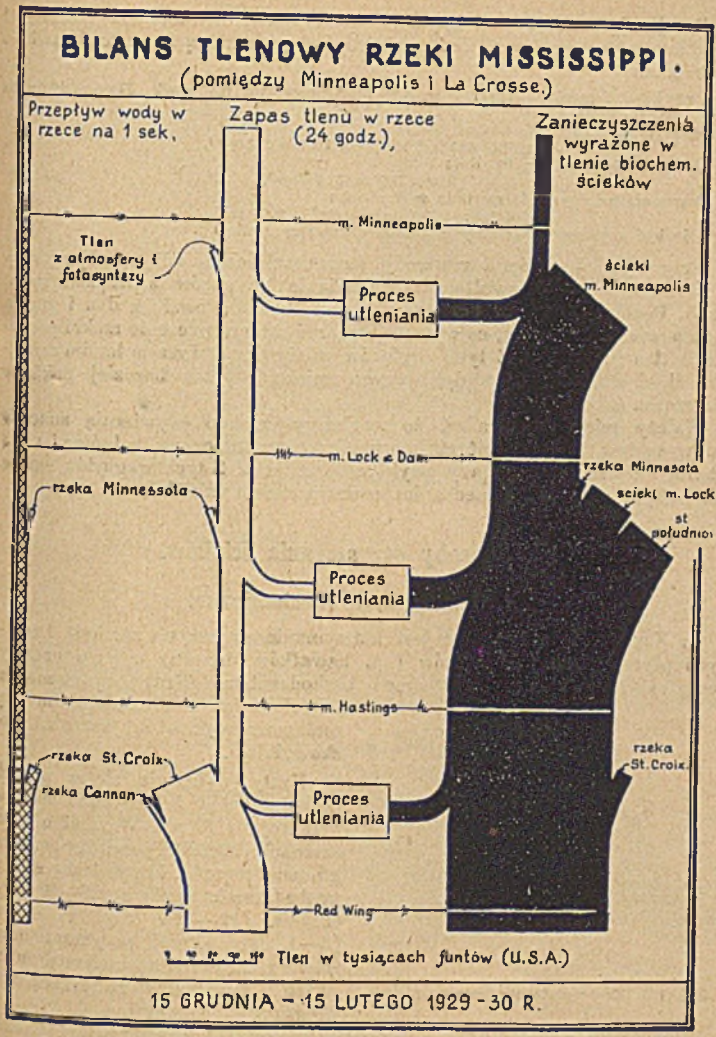


Fig. 163 *a*.

Jak już wskazywano, przy ustalaniu stopnia oczyszczania ścieków należy brać pod uwagę nietylko tlen, lecz i inne składniki, które mogą ujemnie wpływać na rzekę bezpośrednio lub nawet pośrednio, np. o ile powodują nadmierny rozwój niektórych form drobnoustrojów (sphaerotilus natans, leptomitus lacteus itp.), z tych lub innych względów niepożądanych w wodzie.

Szczególnie niepożądane są dla odbiornika **zawiesiny**, które wytwarzają na dnie odbiornika pokłady fermentującego osadu. Według danych Mahra można dopuścić do powstania w ciągu 100 dni na dnie rzeki pokładu grubości najwyżej 2 *cm*.

Przyjmując, że większa część zawiesin opada w rzece na przestrzeni 2-godzinowego przepływu, można obliczyć dopuszczalną zawartość zawiesin w ściekach.

Przykład. Szerokość rzeki 5 *m*, prędkość przepływu 0,5 *m*/sek. Ilość ścieków na dobę 4320 m^3.

Maksymalna ilość osadu na dnie rzeki:

$$5 \times 0{,}5 \times 3600 \times 2 \times 0{,}02 \times 1000 = 360\,000\ l,$$

ilość ścieków w ciągu 100 dni:

$$4320 \times 100 = 432\,000\ m^3,$$

dopuszczalna zawartość zawiesin w ściekach:

$$360\,000 : 432\,000 = 0{,}83\ l/m^3 = 0{,}83\ ml/l,$$

co może być uzyskane przez oczyszczanie mechaniczne (osadniki).

Przy wyższej temperaturze wody, fermentacja osadu odbywa się szybciej, co powoduje bardzo gwałtowne wydzielanie się gazów z fermentującego osadu. Pęcherzyki gazów porywają przytem kawałki osadu z dna i unoszą je na powierzchnię wody, co wywołuje wtórne zanieczyszczenie rzeki i pochłanianie tlenu z wody[1]). Z tych względów należy przed okresem letnim zmniejszać ilość zawiesin w odpływających ściekach przez bardziej dokładne oczyszczanie.

Należy mieć na uwadze, że zawiesiny ścieków wywierają znacznie gorszy wpływ na rzekę, niż ciała organiczne rozpuszczone, z któremi rzeka łatwiej daje sobie radę (przy zwykłych ściekach). Z tych względów zawsze jest pożądane dokładne mechaniczne oczyszczanie ścieków.

IV. Sposoby oczyszczania ścieków.

A. Oczyszczanie mechaniczne.

1. Kraty. Zadaniem krat jest zatrzymanie grubszych zawiesin i twardych pływających przedmiotów (np. kawałków drzewa) w celu ochrony pomp i innych urządzeń przed uszkodzeniem. Kraty są stosowane w połączeniu z piaskownikiem i są umieszczane przed lub zaraz za piaskownikiem.

Fig. 164. Kraty stałe oczyszczane ręcznie.

Kraty wykonuje się w postaci zespołu prętów żelaznych rozmaitego przekroju i formy. W zależności od szerokości szczelin, pomiędzy poszczególnemi prętami, kraty dzielą się na grube (szerok. prześwitu 25—50 *mm*), średnie (12 — 25 *mm*) i drobne (2—12 *mm*). Przed oczyszczalniami ścieków miejskich stosują kraty grube, przed pompami ze szczelinami 20 *mm*.

Powierzchnia krat powinna wynosić minimalnie 1,5 przekroju kanału dopływowego. Pożądana prędkość przepływu $v = 0{,}6$ *m*/sek. Kraty bywają stałe i ruchome. Stałe kraty ustawia się pod kątem 30—60° do poziomu. Oczyszczane są ręcznie lub przy pomocy mechanicznych grabi. Ruchome kraty składają się z kilku krat płaskich lub wklęsłych, umocowanych na osi, dookoła której obracają się, lub w postaci taśmy. Ilość zawiesin zatrzymywanych na kratach zależna jest od rodzaju ścieków i krat. Przeważnie 2—3 litry na mieszkańca rocznie.

2. Piaskownik ma za zadanie zatrzymanie piasku i innych ciężkich mineralnych zawiesin, zawartych w ściekach. Usuwanie piasku ze ścieków

[1]) Przy energicznem wydzielaniu się gazów z fermentujących na dnie osadów, co przy dużych ilościach osadu robi wrażenie, że rzeka w danem miejscu wrze, następuje również mechaniczne usuwanie tlenu z wody przepływającej (prawo Daltona).

ma na celu ochronę pomp przed ścieraniem, zapychaniem i uszkodzeniem, oraz niedopuszczenie piasku do osadników i innych urządzeń, ze względu

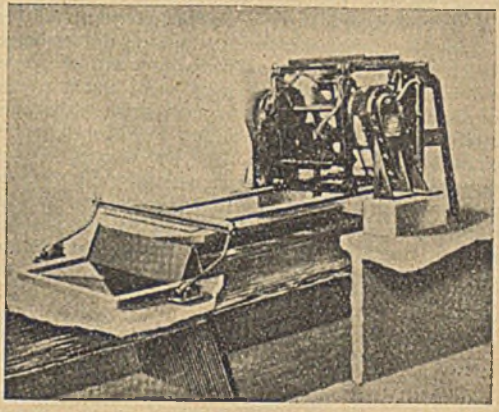


Fig. 165. Kraty stałe oczyszczane mechanicznie.

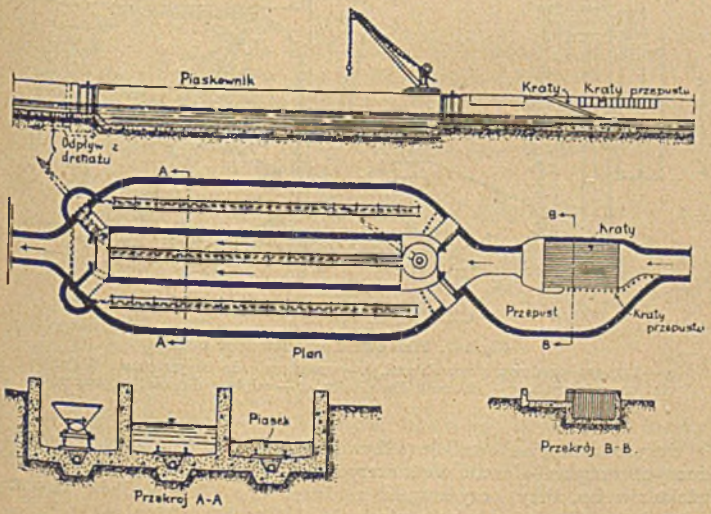


Fig. 166. Kraty i piaskownik.

na późniejszą trudność usuwania piasku z dna i zmniejszenie użytecznej pojemności urządzeń.

Piaskowniki umieszczane są na kanałach, doprowadzających ścieki z ogólnospławnej kanalizacji do oczyszczalni, stacji pomp kanałowych, syfonów itp. W systemie rozdzielczym kanalizacji piaskowniki są stosowane rzadko, gdyż ilość mineralnych zawiesin i piasku jest naogół b. mała.

Piaskowniki wykonywane są w postaci kilku komór osadowych, rozmaitych kształtów i przekrojów.

Obecnie buduje się piaskowniki z dnem płaskiem. Piaskowniki oblicza się na prędkość przepływu $v = 0{,}3$ *m*/sek. w większych urządzeniach i na $v = 0{,}2$ *m*/sek. w mniejszych. Przy mniejszych prędkościach przepływu opada nietylko piasek, lecz i zawiesina organiczna, co jest niepożądane (dopuszczalna domieszka ciał organicznych w piasku maksymalnie 10%). Ze względu na zmienność dopływu, dla utrzymania właściwej prędkości przepływu w piaskowniku nadaje się komorze odpowiedni profil lub reguluje się przez włączanie, ewent. wyłączanie odpowiedniej ilości komór piaskownika. Czas przepływu ścieków przez piaskownik wynosi przeważnie około 1 minuty. Anglicy czas ten zwiększają do kilku minut. Piaskownik systemu Dorr Co. (fig. 167) posiada tylko jedną komorę, lecz jest zaopatrzony w urządzenia mechaniczne do płókania piasku, przyczem ciała organiczne są odprowadzane do osadników, a przemyty czysty piasek odchodzi na stronę. W tym też celu w niektórych nowoczesnych konstrukcjach piaskowniki zaopatrzone są na dnie w rury, przez które wtłacza się sprężone powietrze dla perjodycznego usuwania nagromadzonych ciał organicznych.

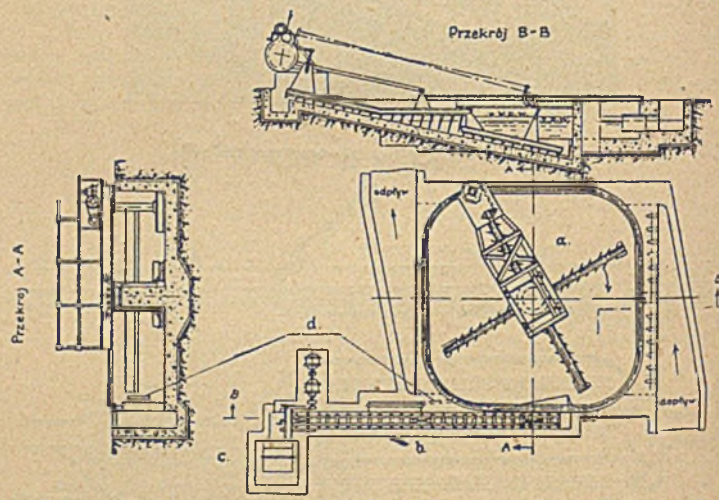


Fig. 167. Piaskownik systemu Dorr Co.

a — komora osadowa z zgrzebłami, *b* — urządzenie do oczyszczania piasku od ciał organicznych, *c* — zbiornik dla piasku, *d* — odpływ dla ciał organicznych.

Oczyszczanie piaskowników odbywa się ręcznie lub przy pomocy mechanicznych urządzeń-elewatorów z czerpakami, zgrzebeł, łopat mechanicznych, inżektorów itp. Przy oczyszczaniu ręcznem dno piaskowników zaopatruje się w drenaż dla odwodnienia piasku.

Ilość piasku zatrzymywana w piaskowniku jest b. zmienna, zależna od pogody, rodzaju nawierzchni ulic w mieście itd. Przeciętnie wypada 5—12 litrów na mieszkańca rocznie. Zawartość wody w świeżo usuniętym piasku 30—40%.

Piasek z piaskownika używa się do zasypywania nierówności w terenie lub w stanie przemytym do robót budowlanych.

3. **Odtłuszczacze** są stosowane do ścieków zawierających większe ilości tłuszczów organicznych lub olejów mineralnych (z fabryk, garaży itp.), które ujemnie wpływają na dalsze procesy i urządzenia biologiczne. Starszy typ odtłuszczacza, odpowiedni dla mniejszych urządzeń, wykonuje

się w postaci większej komory, do której ścieki dopływają górą, a odpływają w dolnej części komory, przyczem tłuszcze i oleje, jako lżejsze, podnoszą się i pozostają na powierzchni wody, skąd perjodycznie są usuwane (fig. 185). Ten typ usuwa tłuszcze w niedostatecznym stopniu. Nowoczesne odtłuszczacze buduje się w postaci większej komory z przepływem poziomym, dużą powierzchnią i trapezowym przekrojem (fig. 168). Wzdłuż komory ustawione są 2 przegrody, które nie dochodzą do dna i kończą się przy powierzchni wody, a które dzielą komorę na 3 części. W najgłębszej części dna komory ułożone są rury, przez które wtłacza się sprężone powietrze do środkowej części komory. Dzięki temu ścieki intensywnie krążą w komorze, podnosząc się wgórę w części środkowej i opadając wdół w bocznych a powietrze uniemożliwia opadanie osadów i ułatwia zmywanie tłuszczu z zawiesin, który gromadzi się na powierzchni komór bocznych. Czas przepływu ścieków przez komorę zazwyczaj wynosi około 3 minut. Zużycie powietrza 0,1 m^3 na 1 m^3 ścieków. Usuwane tłuszcze i oleje spala się, zakopuje do ziemi lub zużywa do celów technicznych.

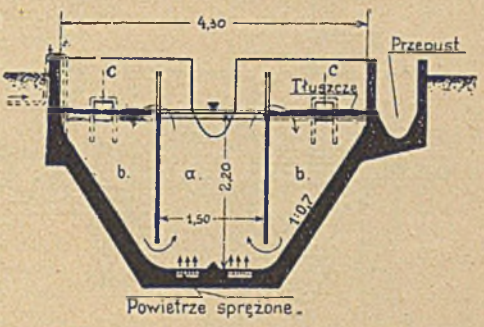


Fig. 168. Przekrój przez odtłuszczacz nowoczesny z wtłaczanem powietrzem. *a* komora przedmuchiwana, *b* komora osadowa, *c* otwory do usuwania tłuszczów.

Wpuszczanie do kanalizacji lotnych i łatwopalnych olejów mineralnych (benzyna, gazolina itp.) jest bardzo niepożądane ze względu na możliwe wypadki z obsługą kanalizacji i ujemny wpływ tych domieszek na procesy oczyszczania ścieków. W większych garażach, pracowniach reperacyjnych i zakładach przemysłowych stosuje się do zatrzymywania tych domieszek specjalne łapacze benzyny, zbudowane na tej samej zasadzie co odtłuszczacze starego typu.

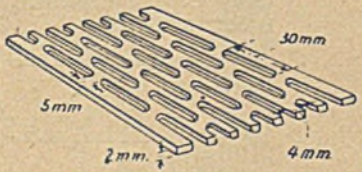


Fig. 169. Blacha do sit.

4. Sita stosowane są do zatrzymania bardziej drobnych zawiesin ze ścieków, nie podlegających dalszemu oczyszczaniu. Stosowane są w wypadkach, kiedy ze względu na znaczny stopień rozcieńczenia ścieków wodami odbiornika (morze, duża rzeka) występuje konieczność usunięcia (głównie ze względów estetycznych) widocznych dla oka zawiesin. Stosowanie sit zamiast osadników przed oczyszczaniem biologicznem nie jest właściwe.

Zasadniczą częścią sit są blachy mosiężne lub z innego stopu, odpornego na działanie ścieków, z wyciętemi szparami lub otworkami, rzadziej siatki metalowe (fig. 169). Przeważnie stosowane są blachy mosiężne grubości około 2 *mm* ze szparami szerokości 2 – 1,5 *mm* i długości 30—50 *mm*. Największa szerokość szpar stosowanych 5 *mm*, najmniejsza 0,75 *mm*. Z blach powyższych wytwarza się powierzchnie taśmowe, bębnowe lub tarczowe, obracane mechanicznie i częściowo zanurzone w ściekach. Ścieki, przepływając przez sito, pozbywają się zawiesin większych od wielkości otworków, zatrzymane zaś na powierzchni sit osady usuwane są przez spłókiwanie lub przy pomocy zespołu ruchomych szczotek. W pierwszym rodzaju sit spłókiwanie odbywa się przy pomocy szeregu wytrysków połączonych z wodo-

ciągiem, co jest mniej ekonomiczne, lub przez tak zwane samospłókiwanie (sitá systemu Door Co). Sito tego systemu (fig. 170) wykonane jest w postaci bębna, którego powierzchnia pokryta jest blachą ze szparami, a krawędzie podstaw walca obramowane są pierścieniami dolegającemi do obudowy. Oś walca znajduje się w pozycji poziomej i obraca się wraz z walcem. Jedna podstawa walca jest otwarta i łączy się z odpływem z komory, w której znajduje się sito. Sito jest zalane mniej więcej do połowy ściekami, które przechodzą przez sito do wewnątrz bębna i odpływają z komory. Sita obracane są z szybkością $v = 1{,}5$ *m*/sek. na obwodzie, dzięki czemu osad zatrzymany na powierzchni zmywa się wodą porywaną bębnem. Osad gromadzi się na dnie komory, skąd stale lub perjodycznie usuwa się przy pomocy elewatora z czerpakami.

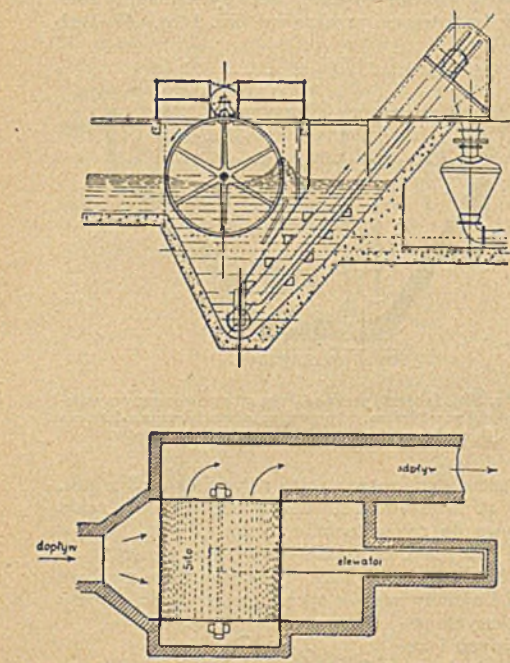


Fig. 170. Sito systemu Dorr Co.

Sita oczyszczane szczotkami konstruowane są jako sita taśmowe, bębnowe i tarczowe (sita systemu Rex, Link Belt Co., Riensch-Wurla, Geigera itp.). Są one bardziej kosztowne, wymagają więcej miejsca, droższe w eksploatacji. Przy obracaniu sit osad zatrzymany na powierzchni wynurza się z wody i podchodzi pod zespół stale obracających się szczotek, które zgarniają go na pasy transportowe lub wprost do wózków. Zaletą tych sit jest to, że osad zawiera mniejszy odsetek wody niż w sitach spłókiwanych. Sita obracają się wolno 0,5—0,25 obrotów na minutę, na obwodzie $v = 0{,}04 - 0{,}07$ *m*/sek. — Zużycie energji mechanicznej przy sitach naogół jest nieznaczne: przy małych sitach około 0,5 KM, przy średnich 1,5 KM, przy większych 2—2,5 KM. Zużycie energji zależy od rodzaju sit; najmniejsze przy konstrukcji bębnowej. 1 m^2 powierzchni sit wydaje 1500—2000 m^3 ścieków na dobę.

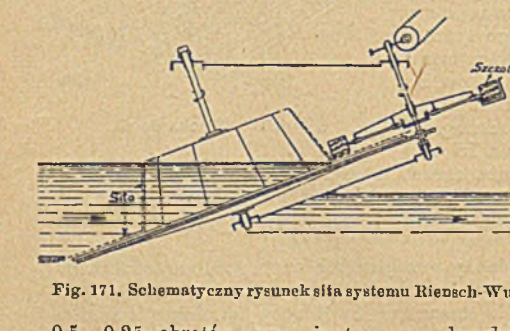


Fig. 171. Schematyczny rysunek sita systemu Riensch-Wurla.

Ilość osadów zatrzymanych na sitach zależy od gęstości sit. Przy sitach normalnie stosowanych zatrzymuje się około 10% zawiesin, przy mniejszych otworkach do 20%. Według Imhoffa wypada przeciętnie około 15 *l* osadów

na osobę rocznie. Osady zawierają od 90 do 70% wody i dużą ilość związków organicznych, dzięki czemu szybko ulegają gnicin. W mniejszych oczyszczalniach osady z sit wywożą w pole i zakopują w ziemi, w większych prasują lub centryfugują w celu odwodnienia, poczem spalają lub kompostują po dodaniu torfu i wapna na nawóz (chętnie nabywany przez rolników). W dużych nowoczesnych zakładach osady te są poddawane fermentacji beztlenowej i używane do nawożenia pól.

5. Osadniki stanowią najbardziej powszechny sposób mechanicznego oczyszczania ścieków, ze względu na duży stopień oczyszczania, jak też na prostą i nie wymagającą stałego dozoru konstrukcję.

Osadnikami nazywamy komory odpowiednich wymiarów i kształtów, przez które ścieki przepływają z nieznaczną prędkością, dzięki czemu pływające części podnoszą się na powierzchnię i zatrzymują się przy przegrodach, specjalnie w tym celu ustawionych, zawiesiny opadają na dno, sklarowana zaś ciecz odpływa ze zbiornika. Osadniki bywają dwóch rodzajów: działające perjodycznie, t. zn. wypełniane i wypróżniane, oraz przepływowe. Do oczyszczania ścieków są prawie wyłącznie stosowane osadniki przepływowe, z przepływem poziomym lub pionowym.

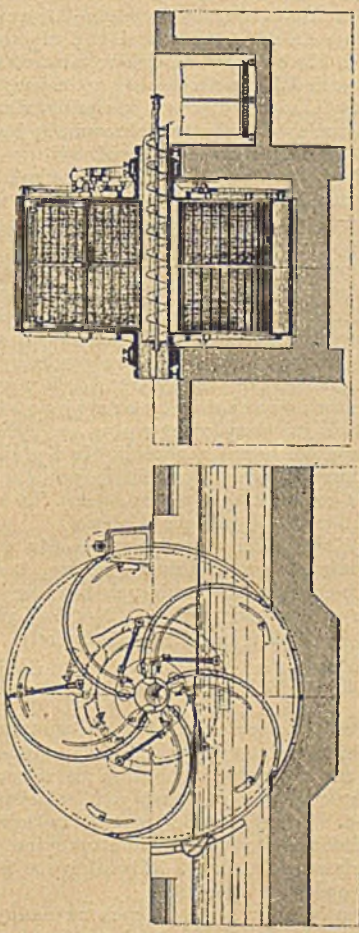


Fig. 172. Sito systemu Geigera.

Wynik klarowania ścieków zależny jest od wielu czynników, a przedewszystkiem od charakteru zawiesin, własności cieczy, konstrukcji i wymiarów osadnika. Prędkość opadania zawiesin jest proporcjonalna do drugiej potęgi promienia cząsteczki, różnicy ciężarów właściwych cząsteczki i cieczy i odwrotnie proporcjonalna do spółczynnika lepkości cieczy, zależnego od rodzaju cieczy i temperatury. Zależność od temperatury jest duża, gdyż spółczynnik lepkości znacznie zmienia się przy zmianie temperatury, tak np. lepkość wody przy 40° C jest dwa razy mniejsza niż przy 10° C, czyli opadanie przy 40° będzie odbywało się dwa razy szybciej. W cieczy płynącej opadanie odbywa się po składowej dwóch prędkości, przepływu cieczy i opadania zawiesiny. Cząsteczki kuliste opadają szybciej niż cząsteczki nieprawidłowe o tej samej średnicy. W wodzie słonej zawiesiny opadają szybciej niż w wodzie słodkiej. Zawiesiny w ściekach opadają z rozmaitemi szybkościami ze względu na rozmaite wymiary cząsteczek i ich ciężar właściwy. W pierwszym okresie wypadają najgrubsze i najcięższe zawiesiny, następnie coraz drobniejsze i lżejsze, wobec czego występuje na początku

gwałtowna redukcja zawiesin, której przyrost coraz maleje i po pewnym czasie prawie całkowicie zanika. Ze ścieków miejskich większość zawiesin (do 90% łatwo opadających) opada w ciągu 1,5—2 godzin, reszta zawiesin (trudno opadające) pozostaje. Dalsze przetrzymywanie ścieków w osadnikach nie daje pożądanych wyników i staje się nieekonomiczne.

Struktura i charakter zawiesin łatwo opadających nie jest jednakowa — odróżniają zawiesiny ziarniste (cięższe, bardziej skupione, opadające szybciej) i kłaczkowate (lekkie, płatkowate, opadające wolniej). Ścieki miejskie posiadają zawiesiny obu rodzajów, niektóre zaś ścieki przemysłowe posiadają prawie wyłącznie zawiesiny ziarniste, np. ścieki z płóczek węgla, z płókania buraków na cukrowniach itp., bądź wyłącznie kłaczkowate, np. osad czynny, ścieki z papierni.

Przy przepływie ścieków w osadniku występuje zjawisko „przesuwania się" zawiesin wdół, co najłatwiej jest wytłumaczyć na przykładzie: przypuśćmy, że ciecz zawiera zupełnie jednolitą zawiesinę, której prędkość opadania wynosi 0,1 *mm*/sek., po pewnym czasie, np. po 10 sek., otrzymamy warstwę cieczy na powierzchni osadnika grubości 1,0 *mm* całkowicie pozbawioną zawiesin, równoznaczna ilość zawiesin z warstwy grubości 1 *mm*, położonej przy samym dnie, opadnie na dno osadnika, zawartość zaś zawiesin w innych warstwach wody nie zmieni się wcale, gdyż na miejsce opadniętych zawiesin przyszły nowe zawiesiny w tej samej ilości z warstw górnych. Wobec powyższego wynika, że najbardziej sklarowaną będzie warstwa cieczy przy samej powierzchni wody w osadniku, której wielkość ma decydujący wpływ na wydajność osadnika. Głębokość osadnika teoretycznie niema znaczenia dla wydajności osadnika, w praktyce jednak powinna być uwzględniona z innych względów (możliwość porywania osadów z dna przez przepływające ścieki). Ta lub inna głębokość osadnika zależna jest również od rodzaju zawiesin.

W zależności od rodzaju zawiesin wybiera się odpowiedni typ osadnika i nadaje się mu właściwe wymiary, kształt i konstrukcję.

Do ścieków zawierających zawiesiny wyłącznie ziarniste i ciężkie stosowane są osadniki płytkie, 0,2—0,5 *m* głębokości. Wymiary poprzeczne oblicza się według powierzchni (Imhoff)

$$\text{powierzchnia } (m^2) = \frac{\text{ilość ścieków } (m^3/\text{godz.})}{\text{min. prędkość opadania zawiesin } (m/\text{godz.})}.$$

Prędkość opadania zawiesin oznacza się doświadczalnie.

Jeżeli do powyższych ścieków stosowane są osadniki z pionowym przepływem, to osadniki obliczają się w sposób podobny, przyczem wybiera się prędkość pionowego przepływu mniejszą od min. prędkości opadania zawiesin. Duże głębokości, w tego rodzaju osadnikach, są zbyteczne. O głębokości decydują względy konstrukcyjne i warunki zachowania spokojnego przepływu, bez wirów. Najwłaściwsza forma — stożek lub ostrosłup, obrócone podstawą do góry.

Dla ścieków zawierających zawiesiny kłaczkowate głębokość osadników powinna być znacznie większa (zwykle 1,5—2,0 *m* lub więcej). Osadniki oblicza się na określony czas przebywania ścieków w osadniku, czyli na teoretyczny czas przepływu = pojemności osadnika (m^3), podzielonej na ilość dopływających ścieków (m^3 na godz.). Osadniki z pionowym przepływem są bardzo zalecane do tego rodzaju ścieków, ponieważ podnoszące się ścieki spotykają opadające zawiesiny, co powoduje zlepianie się kłaczków w większe skupienia, które jako cięższe opadają łatwiej.

Przybliżone obliczanie zasadniczych wymiarów osadników (według Imhoffa).

1. Ścieki z zawiesinami ziarnistemi: według powierzchni, najczęściej stosuje się 2 m^2 powierzchni osadnika na 1 m^3 ścieków, licząc przeciętny dopływ na godzinę;

2. ścieki z zawiesinami kłaczkowatemi: według czasu przepływu, najczęściej stosuje się 1—1,5 godziny;

3. ścieki miejskie: według powierzchni i czasu przepływu. Liczbowy stosunek zależy od rodzaju zawiesin i ścieków. Dla osadników z poziomym przepływem stosuje się przeważnie 1 m^2 powierzchni osadnika na 1 m^3 przeciętnego dopływu na godzinę ($\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{14}$ dobowej ilości) i obiera się czas przepływu 1,5—2 godziny, biorąc pod uwagę tylko 1,5 m głębokości nawet jeżeli osadnik jest głębszy;

4. dla osadu czynnego w osadnikach z pionowym przepływem: według powierzchni i prędkości przepływu, przeważnie stosuje się 0,4 m^2 powierzchni na 1 m^3 ścieków na godzinę i prędkość przepływu 0,4—0,8 mm/sek.

Forma komory osadowej, przekrój i wymiary jej, umieszczenie i zagłębienie przegród mają duży wpływ na charakter przepływu cieczy, który może być więcej lub mniej spokojny i pozbawiony wirów miejscowych, ujemnie wpływających na proces sedymentacji. Wprowadzanie ścieków do komory osadowej w zasadzie powinno odbywać się na całej szerokości komory, jak też i odprowadzanie ich z komory (najlepiej przez przewał). Jeżeli ścieki są wprowadzane do komory w jednym punkcie, wskazanem jest ustawienie przed wlotem rury deflektorów (parawaników) dla zahamowania prędkości dopływu i skierowania ścieków na cały przekrój komory.

Wynik oczyszczania. W osadnikach ilość zawiesin może być zredukowana do 65% ogólnej zawartości zawiesin i do 95% ilości zawiesin łatwo opadających. Redukcja ciał organicznych w ściekach miejskich wynosi 30—35% ogólnej zawartości, zapotrzebowanie tlenu biochemicznego ścieków redukuje się o 30—45%.

6. Osady. Z mechanicznem oczyszczaniem ścieków łączy się ściśle sprawa usuwania osadów gromadzących się w osadnikach. Świeży osad zawiera znaczne ilości ciał organicznych (70% ciał organicznych, 30% mineralnych) i 95 do 98% wody, posiada szaro-żółtą barwę, niejednolitą budowę (poszczególne składowe części, jak papier, kał itp., łatwo są odróżnianе), odczyn kwaśny. Osad usunięty na pole nie wysycha w ciągu wielu tygodni, szybko ulega rozkładowi i gniciu, cuchnie obrzydliwie, staje się siedliskiem much. Jako nawóz w tym stanie nie posiada wartości. Zakopany w ziemi nie zmienia się w ciągu długiego czasu. Świeży osad ze względu na znaczną zawartość wody posiada dużą objętość.

Sztuczne odwadnianie osadu świeżego przy pomocy pras lub centryfug obecnie stosuje się rzadko ze względu na koszt. Najwłaściwszym sposobem jest przeróbka osadu przy pomocy beztlenowego procesu biologicznego (fermentowanie) i zużytkowanie uzyskanego materjału jako nawozu dla roli. W tym celu osad pozostawia się na dnie osadników lub zbiera się w osobnych komorach, gdzie pod wpływem bakteryj beztlenowych i wyższych beztlenowych drobnoustrojów ciała organiczne ulegają rozszczepieniu, przy którem część produktów rozpadu wydziela się w postaci gazów (głównie CH_4, CO_2, N_2 i H_2), część przechodzi w stan rozpuszczalny (i koloidalny) i odpływa ze ściekami, część zaś pozostaje w stanie nierozpuszczonym, stanowiąc właściwy osad przefermentowany. Osad ten posiada zupełnie odmienne cechy; jest to jednolita czarna ciecz z lekkim zapachem smoły, zawiera mniejsze ilości wody (80—90%), dzięki czemu zajmuje tylko 0,20—0,25 objętości osadu świeżego, jest płynny, łatwo przepompowuje się, szybko oddaje wodę i wysycha w ciągu kilku dni, nie gnije, jest dobrym nawozem.[1]) Zawartość ciał organicznych wynosi około 50%, mineralnych 50%.

[1]) Przy fermentacji osad traci około 40% azotu, tem niemniej wartość nawozowa jest większa niż osadu świeżego, ze względu na łatwość asymilowania przez rośliny związków zawartych i próchnicowy charakter osadu.

Szybkość fermentacji zależna jest od składu osadu i warunków, w jakich ona przebiega. Ciała białkowe i węglowodany rozkładają się względnie szybko, tłuszcze wolniej, drzewnik jeszcze wolniej. Temperatura ma wybitny wpływ: przy 5—6° C proces całkowicie zanika, przy wyższych przebiega coraz lepiej do pewnego maksymum, poczem znów słabnie. Praktycznie zadowalające wyniki fermentacji otrzymuje się przy temperaturze 10° C po 3,5 miesiącach, przy 15° C — po 2 miesiącach, przy 20° C — 1,3 miesiącach, przy 25° C (sztuczne podgrzewanie) — po 1 miesiącu (patrz fig. 191). Dla całkowitego przefermentowania potrzebny jest czas prawie dwa razy dłuższy.[1]) Drugim ważnym czynnikiem fermentacji jest odczyn cieczy, *pH*. W nowem urządzeniu lub dokładnie oczyszczonem starem fermentacja świeżego osadu zaczyna przebiegać narazie wadliwie (kwaśna fermentacja), po kilku lub kilkunastu miesiącach proces „dojrzewa", odczyn staje się obojętny lub słabo alkaliczny ($pH = 7{,}0 — 7{,}4$) i proces rozkładu zaczyna odbywać się normalnie (fermentacja alkaliczna, metanowa), co świadczy o wytworzeniu się odpowiedniej flory i fauny. Kwaśna fermentacja przebiega nieraz i w starych urządzeniach pod wpływem pewnych zaburzeń. Usuwa się to przez sztuczną korektę odczynu (dodawanie odpowiednich ilości wapna lub innych alkalij do $pH = 7{,}2 — 7{,}4$). Mieszanie osadu świeżego ze starym, częściowo przefermentowanym, również wpływa dodatnio na przebieg procesu. Mieszanie osadów odbywa się w pewnym stopniu samoistnie w każdym zbiorniku, czemu dopomagają w znacznym stopniu gazy wydzielające się przy fermentacji.

W czasie fermentacji osadów rozmnażają się w olbrzymich ilościach bakterje saprofityczne, bakterje zaś chorobotwórcze stopniowo giną, tak że po 10 dniach znikają całkowicie, co ma ważne znaczenie higjeniczne. Natomiast jaja pasorzytów przewodu pokarmowego pozostają bez zmiany i zachowują swoją żywotność.

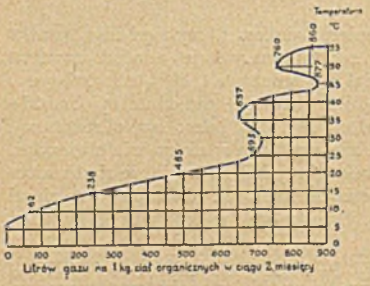


Fig. 173. Ilość gazu wydzielającego się przy fermentacji w zależności od temperatury.

Gazy wydzielające się przy fermentacji osadów składają się głównie z metanu (gazu błotnego), zawartość którego sięga do 75—85%, dwutlenku węgla 12—20% oraz małych ilości azotu i wodoru. W urządzeniach wadliwie działających, lub przy ściekach zawierających większe ilości siarczanów wydziela się większa ilość siarkowodoru. To ma miejsce zawsze w t. zw. dołach gnilnych. Gaz z normalnie działających urządzeń z fermentacją metanową zapachu nie posiada.

Wartość cieplna 1 m^3 gazu wynosi 6000—8000 ciepłostek. Na jednego mieszkańca przypada na dobę 10—20 *l* gazu. Z 1 *kg* ciał organicznych otrzymuje się około 500 *l* gazu. W większych urządzeniach gaz zbiera się i zużywa do celów ogrzewniczych lub napędu silników gazowych (około 0,7 m^3 gazu na 1 kW/godzin).

7. **Rodzaje osadników.** Urządzenia do klarowania ścieków i przeróbki osadów można podzielić na dwie zasadnicze grupy:

a) gnilne, w których obydwa powyższe procesy odbywają się w jednej komorze, do nich należą t. zw. doły gnilne, nazywane często dołami Chambeau lub septic-tankami;

b) świeżowodne, w których powyższe procesy są rozdzielone i przebiegają w oddzielnych komorach, zespolonych ze sobą, jak w osadnikach

[1]) Zapotrzebowanie tlenu biochemicznego na 1 *kg* osadu całkowicie przefermentowanego nie przekracza 1 *g* tlenu na każdy procent zawartych w nim ciał organicznych, dla praktycznie przefermentowanego osadu —1,5 *g*.

Imhoffa, Travisa i innych odmianach, bądź całkowicie oddzielonych, jak naprzykład osadniki pionowe lub osadniki z poziomym przepływem, z których przy pomocy zgrzebeł mechanicznych lub pomp osad jest stale lub perjodycznie usuwany do t. zw. wydzielonych komór fermentacyjnych, gdzie ulega przeróbce.

W zależności od tego, czy ścieki, przepływające przez osadnik, stykają się czy nie z fermentującemi osadami, powstają znaczne różnice w składzie i charakterze ścieków, jak też i w charakterze procesu fermentacji.

O ile ścieki stykają się bezpośrednio z fermentującym osadem, to w osadzie przebiega fermentacja gnilna, której charakterystyczną cechą jest powstawanie znacznych ilości siarkowodoru. Pod wpływem osadów tlen rozpuszczony w ściekach szybko absorbuje się i ścieki zaczynają gnić. W ściekach odpływających z osadnika liczba bakteryj jest znacznie większa niż w dopływających; ścieki cuchną obrzydliwie. W czasie przepływu ścieków przez osadnik pozbywają się one zawiesin, lecz wzbogacają się w rozpuszczone ciała organiczne, pochodzące z rozkładu osadów.

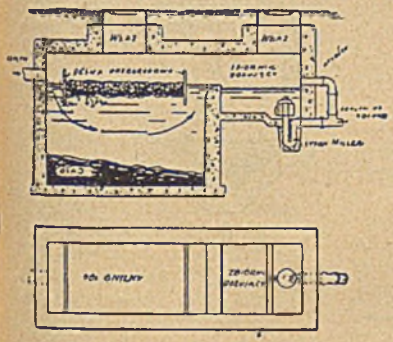


Fig. 174. Dół gnilny jednokomorowy z komorą dozującą (dla domow. oczyszczalni).

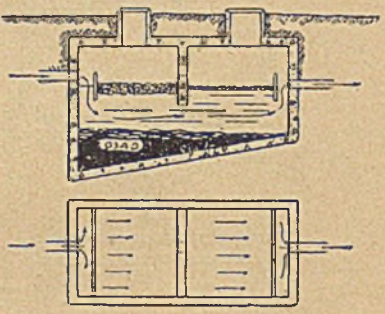


Fig. 175. Dół gnilny dwukomorowy.

W osadnikach świeżowodnych ścieki, przepływając przez komorę osadową, tylko pozbywają się zawiesin, a składu swego i charakteru nie zmieniają. O ile ścieki wpływają w stanie świeżym, to i wypływają również w stanie świeżym. Osad nie stykając się ze ściekami, zawierającemi tlen rozpuszczony, fermentuje bez wytwarzania siarkowodoru (t. zw. fermentacja metanowa). Efekt oczyszczania różni się, redukcja tlenu biochemicznego w osadnikach gnilnych wynosi około 30%, w osadnikach świeżowodnych do 45%. Ścieki po osadnikach gnilnych trudniej oczyszczają się w urządzeniach biologicznych utleniających, gdyż całe życie biologiczne trzeba zmienić z beztlenowego na tlenowe.

8. **Konstrukcje osadników.** *a*) **Doły gnilne** wykonywa się w postaci jednej komory osadowej lub kilku mniejszych, połączonych w szereg. Obliczane są według pojemności użytecznej, która nie powinna być mniejszą od dobowego dopływu ścieków. Głębokość komór minimalnie 1,5—2 *m*. Zazwyczaj wykonywa się doły dwukomorowe, przyczem pierwsza komora jest głębsza dla gromadzenia osadów ($^2/_3$ całej pojemności), powierzchnia zaś obu komór jest jednakowa. Komory łączą się przy pomocy syfonów, zanurzonych w cieczy na 30—40 *cm*, lub przy pomocy zwykłych rur; w tym wypadku przed dopływem i odpływem ustawiane są deski przegrodowe w celu zatrzymania t. zw. kożucha (pływających części — tłuszcz, części osadu porwanego z dna pęcherzykami gazów itp.). Zanurzenie desek prze-

grodowych — minimalnie 30 *cm*, górna krawędź deski nad cieczą — 30—40 *cm*, odległość od rur czy ścian 30—40 *cm*.

Stosuje się je obecnie wyłącznie do małych oczyszczalni domowych. Ścieki po dołach gnilnych nie mogą być odprowadzane do otwartych rowów i rynsztoków ulicznych. Pod względem higjenicznym są tak samo groźne, jak zawartość dołów kloacznych. Zazwyczaj wymagają dalszego oczyszczania (patrz „Drenaż zaskórny“, str. 2819).

Małe urządzenia domowe wykonywa się zawsze w konstrukcji podziemnej i zaopatruje się w odpowiednie włazy i wentylację do usuwania gromadzących się gazów, które z powietrzem dają mieszanki wybuchowe(!). Usuwanie przegniłych osadów odbywa się 1—2 razy do roku (fig. 174 i 175).

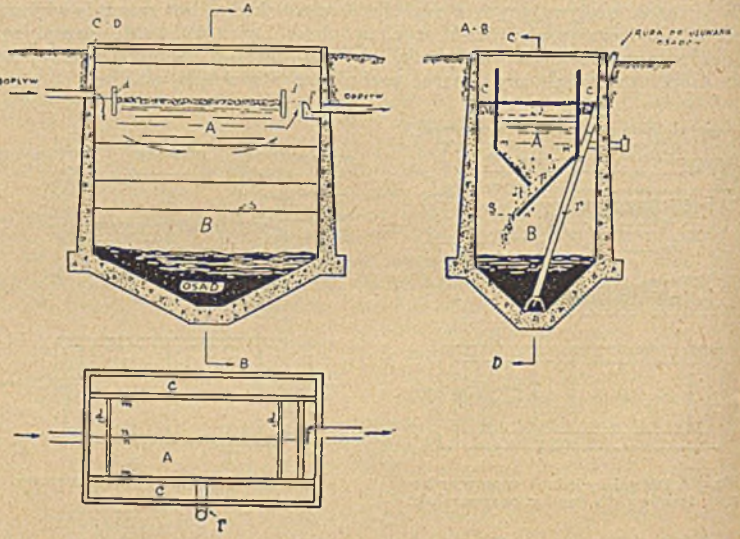


Fig. 176. Osadnik Imhoffa.

b) **Osadniki Imhoffa** (studnie Emscherowskie). Charakterystyczną cechą ich konstrukcji jest podział zbiornika na dwie komory, z których jedna umieszczona jest nad drugą, przyczem górna komora służy jako osadnik dla ścieków, dolna zaś jako zbiornik dla osadów, gdzie odbywa się fermentacja.

Zasadę konstrukcji i sposób działania wyjaśnia fig. 176, która przedstawia mały osadnik najprostszej budowy. W dużej komorze żelbetowej wydzielono na całej długości koryto *A*, którego dno składa się z pochyłych płyt *mn* i *m'n'*. Pomiędzy płytami pozostawiona jest szpara, która łączy koryto z resztą komory. Do koryta wprowadzona jest rura dopływowa, a na przeciwległej stronie znajduje się przewał i rura odpływowa. Przy włączeniu urządzenia do kanalizacji, ścieki wypełniają całą komorę do wysokości przelewu *f*, poczem przepływają tylko przez koryto *A*, ciecz zaś w reszcie zbiornika pozostaje w spokoju. Zawiesiny opadające ze ścieków, przepływających przez koryto, osiadają na dno pochyłe, ześlizgują i przez szparę opadają na dno dolnej komory, gdzie gromadzą się i fermentują. Gazy wydzielające się z osadów unoszą się wgórę, lecz do koryta nie mogą dostać się, gdyż jedna z płyt jest dłuższa i wytwarza osłonę szpary. Gazy znajdują ujście w punktach *c*—*c*. W ten sposób przepływające przez koryto ścieki

nie mają żadnej styczności z fermentującemi osadami, dzięki czemu pozostają świeże.

Koryto *A*, które jest właściwym osadnikiem, nazywamy komorą osadową, dolną część komory, gdzie gromadzą się osady, nazywamy komorą fermentacyjną, górne części komory poza korytem nazywamy komorą gazową (*c*—*c*).

Komora osadowa zaopatrzona jest w deski przegrodowe dla zatrzymania pływających części. Na powierzchni wody komory gazowej gromadzą się tłuszcze, drzewnik i inne lekkie substancje, oddzielające się z rozkładających się osadów. Ciała te są perjodycznie usuwane. Do usuwania osadów przefermentowanych służy rura *r*.

Jeżeli osadnik położony jest na terenie ze znacznemi spadkami, zaopatruje się rurę *r* w odnogę (minimalnie 1,2 *m* poniżej powierzchni wody w osadniku) z zasuwą, przez którą ciśnieniem wody w osadniku odprowadza się osady z dna komory na suszarnie. W przeciwnym razie osad wypompowuje się pompą diafragmową lub mamutową.

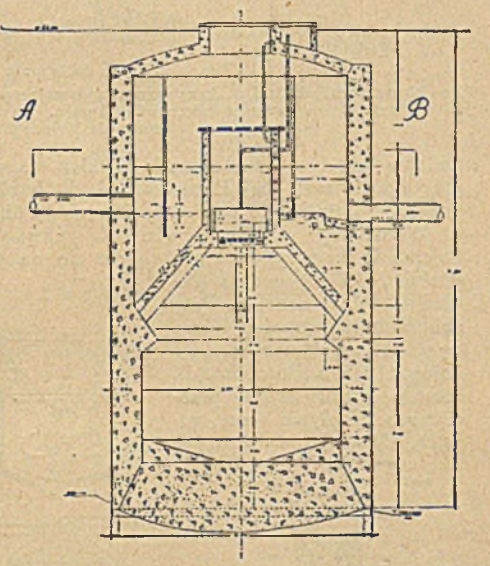


Fig. 177. Okrągły osadnik Imhoffa mniejszych rozmiarów.

Gazy wydzielające się z małych osadników (do 1000 mieszkańców) nie są zbierane. W większych urządzeniach studnie gazowe są przesklepione z pozostawieniem otworu, nad którym ustawia się klosz żelazny do łapania gazów (fig. 178). Klosze ustawia się poniżej poziomu wody w celu usunięcia powietrza i uniemożliwienia powstawania mieszanek wybuchowych.

W praktyce nie można osiągnąć całkowitej izolacji cieczy komory osadowej od cieczy komory fermentacyjnej: zawsze występuje w pewnym stopniu zjawisko dyfuzji i mieszania się pod wpływem czyto wypychania cieczy przez opadające osady, czy też pod wpływem nierównomiernego dopływu ścieków. W osadnikach z kilku komorami osadowemi nad jedną komorą fermentacyjną należy zwracać szczególną uwagę na odpowiednie zaprojektowanie i wyregulowanie dopływów do poszczególnych komór osadowych, gdyż zjawisko powyższe jest dla całości procesu niepożądane.

W osadnikach długich z komorami fermentacyjnemi, podzielonemi na kilka części (co staje się konieczne ze względów konstrukcyjnych), bliższe przedziały wypełniają się osadami szybciej od dalszych. Dla równomiernego wypełnienia ich stosuje się t. zw. odwracanie przepływu, dokonywane zazwyczaj raz na miesiąc. Podobny osadnik powinien posiadać odpowiednie kanały obwodowe, które pozwalają na zmianę kierunku przepływu (patrz fig. 180) oraz odpowiednio zaprojektowane dopływy i odpływy w samym osadniku (fig. 179).

Osadnikom Imhoffa nadaje się rozmaite kształty: okrągłe, owalne i prostokątne. Okrągłe najbardziej nadają się do mniejszych urządzeń i gruntów, gdzie występuje na nieznacznej głębokości woda zaskórna, co zmusza do

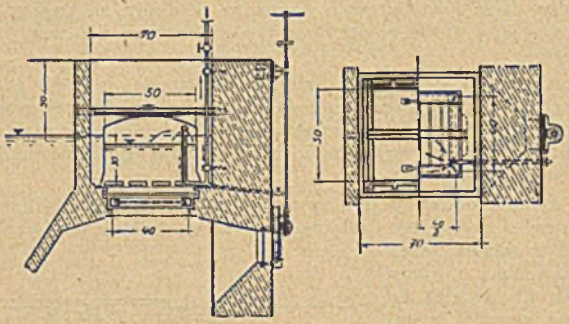


Fig. 178. Klosz do łapania gazów.

Pod kloszem kraty drewniane do zatrzymania pływającego kożucha. Wycięcia w dolnej części klosza służą do odpływu nadmiernej ilości gazu. Wypust w ścianie — do perjodycznego usuwania kożucha.

budowy sposobem opuszczanym. Owalne dla większych urządzeń i również przy wodzie zaskórnej. Prostokątne — dla bardzo dużych urządzeń miejskich (lepsze wykorzystanie powierzchni terenu) i dla suchych gruntów (fig. 180).

Wymiary poszczególnych części osadników Imhoffa. Pojemność komory osadowej oblicza się na teoretyczny czas przebywania ścieków, 1,5—2 godzin (dokładnie z doświadczeń). Przy obliczaniu pojemności bierze się pod uwagę warstwę ścieków najwyżej 1,5 *m*. Powierzchnia komory — 1 m^2 na 1 m^3 przeciętnego dopływu na godzinę. Nachylenie ścian lub

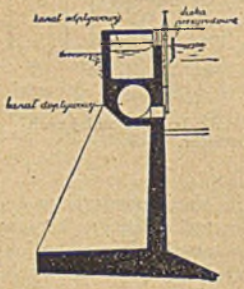


Fig. 179. Przekrój przez ścianę osadnika Imhoffa z kanałami dopływowemi i odpływowemi. (Podobne dopływy i odpływy wykonywane są w dużych osadnikach po obu stronach dla ułatwienia odwracania przepływu.)

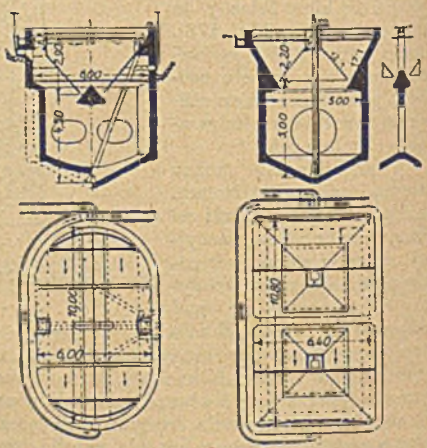


Fig. 180. Owalny i prostokątny osadnik Imhoffa średniej wielkości.

(Na figurze widoczne są kanały dla odwrócenia kierunku przepływu.)

płyt dna — minimum 1,2 (wysokość) do 1,0 (szerokość), pożądane 1,5 : 1, przy materjale mniej gładkim (drzewo) 2 : 1. Powierzchnie ścian i dna ko-

mory osadowej powinny być wykonane możliwie gładko i z materjału trwałego (beton). Pojemność komory fermentacyjnej oblicza się według ilości osadów organicznych lub liczby mieszkańców. Na pojemność komory ma decydujący wpływ temperatura ścieków w okresie zimowym. W Polsce w przeciętnych warunkach można przyjąć 10° C. Ponieważ w okresie zimowym (7 miesięcy) osad pozostaje w osadniku, to w naszych warunkach należy przyjmować na każdego mieszkańca około 60 *l* pojemności komory fermentacyjnej (minimalnie 50 *l*). Pojemność komory fermentacyjnej liczy się do wysokości szpary w dnie komory osadowej. Szerokość szpary 15—20 *cm*. Osłona szpary, licząc w poziomie, minimalnie 10 *cm*, lepiej więcej. Zanurzenie desek przegrodowych 30 *cm*. Spadek na dnie komory fermentacyjnej — wymaga się 2 : 1, według zdania autora, może być robiony znacznie mniejszy z 2 względów: osad dobrze płynie przy spadku 1 : 8; całego osadu nigdy się nie usuwa odrazu, pozostawienie części jest nawet konieczne, wobec czego niema potrzeby zwiększać spadku, a w związku z tem i głębokości osadnika. Średnica rury do usuwania osadów 20 *cm* (rura żeliwna).

Zalety osadnika Imhoffa: świeży odpływ, prosta konstrukcja, nie wymagająca częstej obsługi, samoczynne działanie, dobra fermentacja osadów.

Wady osadnika: zbyt duża głębokość (6—10 *m*), co podnosi koszt budowy, szczególnie w gruntach mokrych i kurzawkowych.

Obsługa osadnika polega na oczyszczaniu powierzchni komory osadowej z narostów i wypadkowych cząsteczek osadu, na przebijaniu przy pomocy specjalnych mieszadeł lub strumienia wody kożucha w komorze gazowej, który może hamować odpływ gazów, lub usuwaniu tego kożucha, ewentualnie zatapianiu jego w komorze fermentacyjnej. Powyższych czynności dokonywa się 1—2 razy na miesiąc. Osad usuwa się w okresie letnim (kilkakrotnie w ciągu lata) (fig. 181).

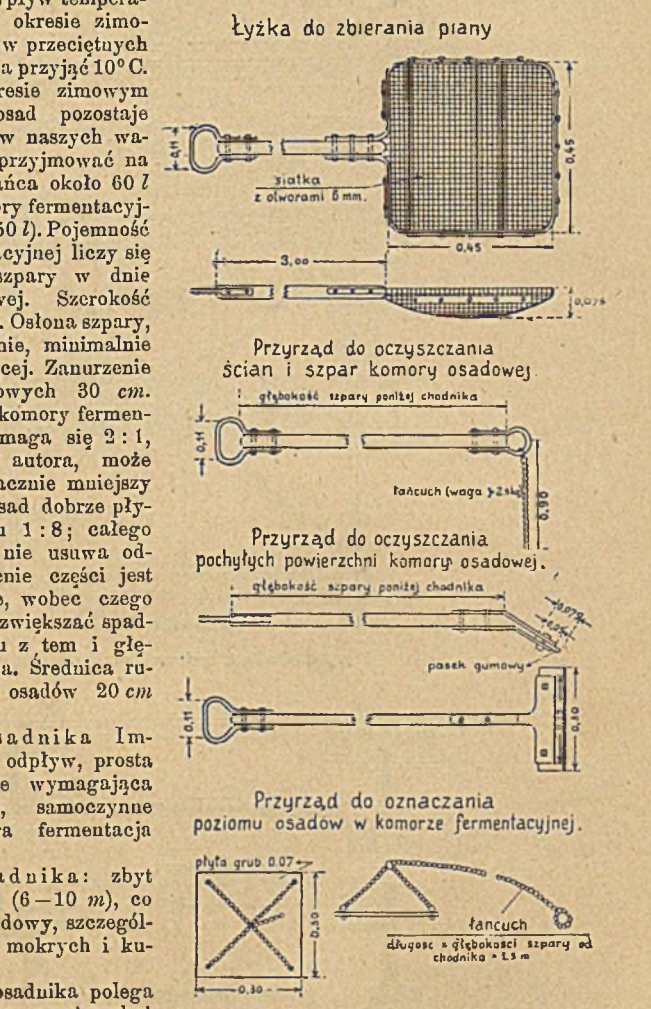


Fig. 181. Narzędzia niezbędne do obsługiwania osadnika Imhoffa.

W osadnikach bardzo małych, przeznaczonych dla miejscowych kanalizacyj poszczególnych nieruchomości, pojemność komory osadowej oblicza

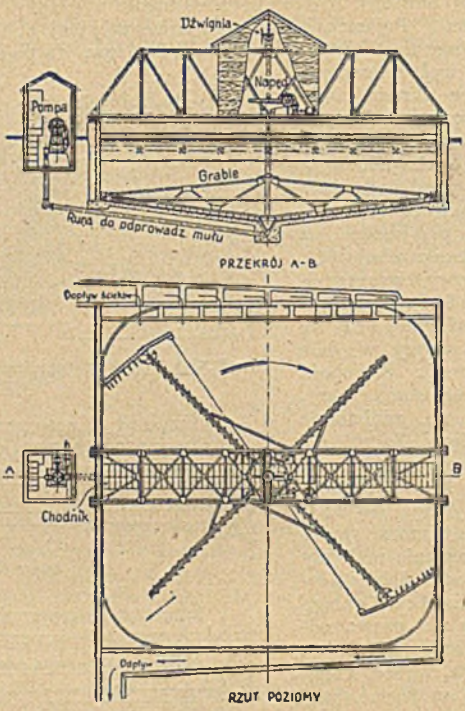


Fig. 182. Osadnik systemu Dorr Co.

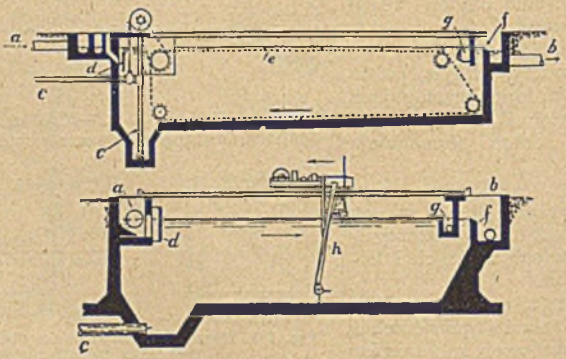


Fig. 183. Osadniki podłużne z mechanicznem usuwaniem osadów.
a — dopływ, *b* — odpływ, *c* — rura do usuwania osadów, *d* — deska przegrodowa przed otworem dopływowym, *e* — łańcuch ze zgrzebłami, *f* — przelew, *g* — koryta do zbierania części pływających, *h* — wózek ze zgrzebłem.

się na 0,25 dobowego odpływu (min. 0,5 m^3), pojemność komory fermentacyjnej po 100 *l*/osobę, powierzchnię studni gazowej = 10% powierzchni komory osadowej.

W oczyszczalniach miejskich stosowane są nieraz osadniki Imhoffa łącznie z komorami wydzielonej fermentacji osadów. Wówczas pojemność komory fermentacyjnej osadnika Imhoffa zmniejsza się do jedno- lub kilkudobowej objętości osadów, a osad przepompowuje się do komór wydzielonych. Tym sposobem obniża się głębokość (koszt) osadnika.

c) **Osadniki świeżowodne z poziomym przepływem** buduje się i oblicza jak zwykłe osadniki. Głębokość osadników wynosi od 1,5 do 6,0 *m*. Kształt — okrągły, kwadratowy lub prostokątny (stosunek szerokości

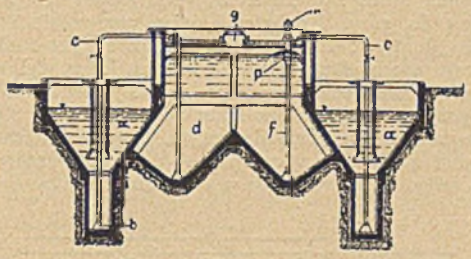


Fig. 184. Studnie osadowe z wydzielonemi komorami do fermentacji osadów.

a — komora osadowa, *b* — komora do gromadzenia osadów, *c* — rura do usuwania osadów, *d* — komora wydzielona do fermentacji osadów, *f* — rura połączona z pompą *p* do mieszania starych osadów ze świeżemi, *g* — klosz do zbierania gazów, *m* — motor elektryczny.

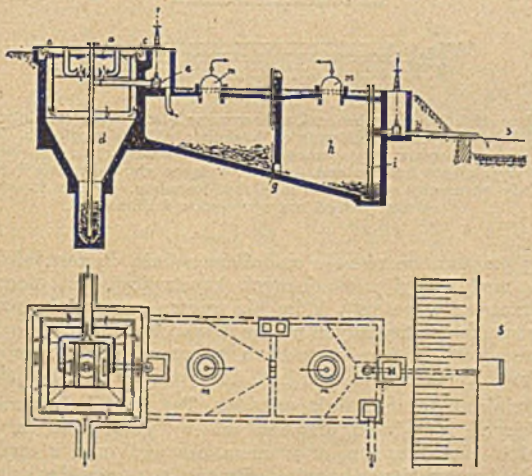


Fig. 185. Osadnik Kremera z wydzielonemi komorami fermentacyjnemi.

a — tłuszcze i pływające części, *b* — komora osadowa, *c* — odpływ, *d* — rura do usuwania osadów świeżych, *e* — zasuwa, *g* — wypust z komory fermentacyjnej I stopnia do II stopnia (*h*), *i* — rura do usuwania osadów przefermentowanych, *k* — odpływ na suszarki, *m* — klosze do łapania gazów.

do długości od 1 : 3 do 1 : 10). Osadniki systemu Dorr Co. bywają okrągłe i prostokątne, ściany pionowe, dno ze spadkiem 1 : 10—1 : 12 do środka. Osadnik stale oczyszcza się z osadów przy pomocy ruchomych zgrzebeł (jak na fig. 182), przesuwających osady do środka, gdzie znajduje się mała komora, połączona z urządzeniami do przepompowywania osadów do komór fermentacyjnych. Średnice tych osadników bywają zazwyczaj znaczne i wynoszące do 30, a nawet 60 *m*.

Osadniki podłużne posiadają zgrzebła umocowane na taśmie poruszanej motorem z szybkością około 50 *mm*/sek. Osad przesuwa się do jednego końca osadnika, do studzienki, skąd perjodycznie usuwa się. Ze względu na szybkie zużycie części metalowych, stale zanurzonych w ściekach przy tej konstrukcji, obecnie stosuje się wózki poruszające się na szynach, ułożonych na ścianach osadnika, które wloką zgrzebło po dnie osadnika w kierunku studzienki, a zpowrotem idą luzem.

d) **Osadniki z pionowym przepływem (t. zw. studnie).** Wykonywane są w postaci walca z dnem stożkowem, stożka lub piramidy z podstawą odwróconą do góry. Nachylenie ścian przeważnie 1 : 1, jednak zaleca się większe, do 1,75 : 1. W środku ustawiona jest rura większej średnicy, do której doprowadza się ścieki i przez którą wpływają do dolnej części osadnika. Dookoła ścian osadnika znajduje się koryto z przelewem na wysokości poziomu wody w osadniku. Ścieki podnoszą się do góry, pozbywają się zawiesin i odpływają do koryta. Przelew koryta powinien być ustawiony idealnie poziomo na całej swej długości. Osad usuwa się perjodycznie, do czego służy rura jak w osadniku Imhoffa.

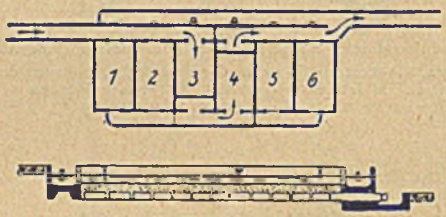


Fig. 186. Płytkie osadniki (Sickerbecken), stosowane w Niemczech do ścieków z ziarnistemi zawiesinami. Mają zastosowanie głównie do ścieków z płóczek węgla itp. Dno wykonane jak w suszarkach do osadów (zdrenowane). Jednocześnie włączone są do sieci tylko dwie komory. Po wypełnieniu ich osadami, komory wyłącza się, odwadnia i pozostawia do momentu, kiedy wysuszony osad będzie mógł być usunięty. Liczba komór zapasowych zależna jest od rodzaju osadów i klimatu.

Powyżej przytoczone rodzaje osadników należą do zasadniczych typów. Rozmaitych modyfikacyj i odmiennych konstrukcyj jest mnóstwo, szczególnie opatrzonych w patenty, które nie zawsze gwarantują należyte działanie. Ze względów praktycznych należy unikać konstrukcyj zbyt złożonych i skomplikowanych, gdyż w warunkach normalnej eksploatacji najczęściej zawodzą. Im urządzenie jest mniejsze, tem powinno być bardziej proste.

e) **Wydzielona fermentacja osadów.** Ten sposób fermentacji stosuje się w większych i średnich urządzeniach w połączeniu z osadnikami ze stałem lub perjodycznem usuwaniem osadów, oraz z osadnikiem Imhoffa z małą komorą fermentacyjną. Proces przeprowadza się w jednej lub w dwóch komorach kolejno. Osadnik Imhoffa zastępuje często pierwszą komorę, której zadaniem jest częściowe odwodnienie i przefermentowanie osadu. O ile terenowe warunki pozwalają, proces przeprowadza się w naturalnych zagłębieniach terenu przez zalanie ich osadami i fermentowanie w naturalnych warunkach. Czas fermentacji wówczas jest długi, w zimie proces ustaje całkowicie, w lecie powstają silne zapachy. Normalnie fermentację przeprowadza się w sztucznych żelbetowych zbiornikach, wybudowanych na terenie o kwadratowym lub okrągłym przekroju i 4—6 *m* głębokości. Dno komór ze znacznym spadkiem w kierunku rury do usuwania osadów, zgóry pływające lub stałe przykrycie z kloszem do zbierania gazów i otworami do odpływu nadmiaru wody. W celu usunięcia powietrza strop bywa przeważnie zatopiony tak, aby spód klosza gazowego był co naj-

mniej 10 *cm* (lepiej 30 *cm*) pod wodą. Osad świeży wprowadza się do komory od góry, przefermentowany zaś usuwa się przez rurę z dna. Ciecz, znajdująca się nad osadem, przy wprowadzaniu nowych porcyj osadu, przelewa się w górnej części komory do rury i odpływa bądź do osadnika, bądź na specjalne urządzenie dla oczyszczenia biologicznego. Dla przyśpieszenia procesu fermentacji osad w komorach nagrzewa się sztucznie do pożądanej temperatury. Stosuje się nagrzewanie do temperatury: 1. 15° C, co wymaga większej pojemności komór i podgrzewania tylko w okresie

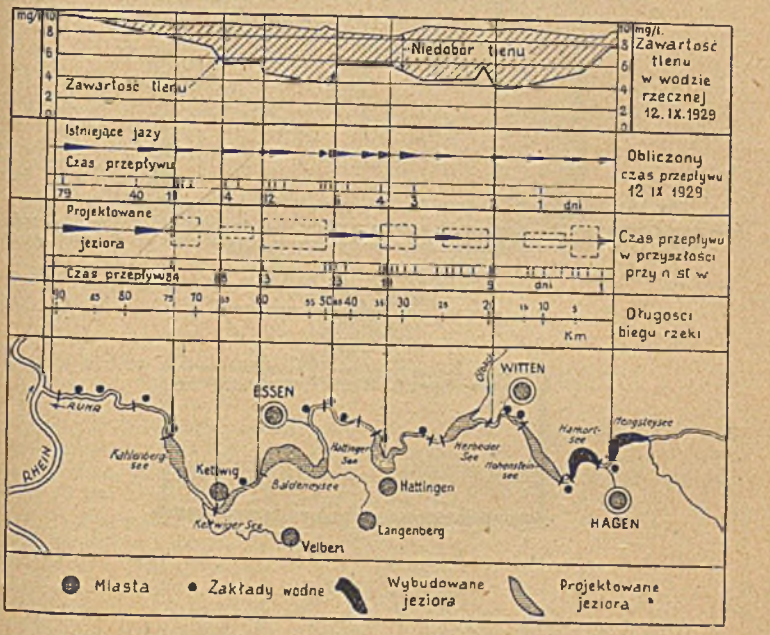


Fig. 187. Wykonane i projektowane sztuczne jeziora w korycie rzeki Ruhry.

Przykład wykorzystania zdolności naturalnych rzeki do samooczyszczania się przez wykonanie jazów i sztucznych olbrzymich jezior. Rzeka Ruhra zaopatruje w wodę 3,5 miljona mieszkańców i wielki przemysł tego zagłębia. Ścieki od 1,5 milj. ludności i całego przemysłu spływają z powrotem do rzeki. W celu ochrony rzeki zawiązała się w r. 1913 spółka wodna, która do chwili obecnej wybudowała 70 oczyszczalni ścieków kosztem 65 miljonów RM. Koszt eksploatacji wynosi 4 miljony RM rocznie. Pomimo to, stopień zanieczyszczenia wody w rzece jest znaczny (patrz zawartość tlenu). Dla uzdrowienia rzeki zaprojektowano wykonanie ośm sztucznych jezior o łącznej pojemności 30 miljonów m^3 i powierzchni 11,4 km^2, z których dwa już wykonano. Po wykonaniu projektu czas przepływu wody zwiększy się czterokrotnie, zawartość tlenu — do 100%. Jeziora służą jednocześnie do zasilania szeregu zakładów wodnych o mocy po kilka tysięcy KM i jako tereny do sportu wodnego.

zimowym, 2. 23—27° C, co jest przeważnie stosowane ze względu na ekonomiczne wyniki, 3. 33—37° C, co daje dobre wyniki i nie wymaga specjalnego mieszania świeżego osadu ze starym, lecz wymaga lepszej izolacji zbiorników, 4. 55° C, przy specjalnym rodzaju fermentacji (termofilowej), która przebiega w ciągu jednej doby. Ten sposób jeszcze nie został wypróbowany dostatecznie w dużej skali.

Osady nagrzewa się przy pomocy gorącej wody (max. 60° C), którą wprowadza się na dno komory bezpośrednio lub do grzejników z rur, ustawionych przy ścianach wewnątrz komory. Wydajność 1 m^2 powierzchni

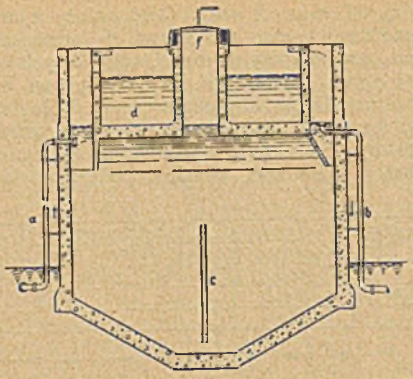


Fig. 188. Wydzielona komora fermentacyjna, wykonana w Kioto (Japonja).
a — rura dopływowa, *b* — przelew dla nadmiaru wody, *c* — do usuwania osadów, *d* — wstępna komora dla częściowego odwadniania osadu czynnego, *f* — klosz do zbierania gazów.

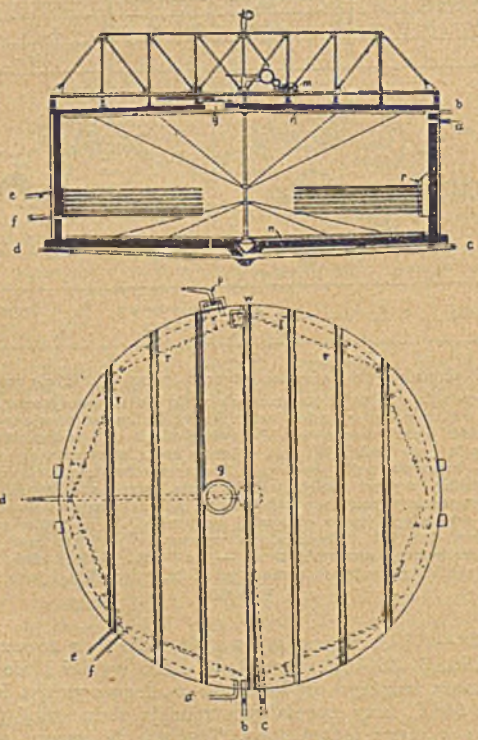


Fig. 189. Wydzielona komora systemu Dorr Co. z mieszadłami.
a — rura dopływowa, *b* — rura do usuwania kożucha, *c* — do usuwania osadów na suszarnie, *d* — do przepompowywania osadów z dna do góry w celu mieszania osadów starych ze świeżemi, *e*, *f* — rury ogrzewnicze, *g* — klosz do gazów, *m* — motor do obracania mieszadeł, *p* — przelew, *r* — grzejniki, *w* — właz.

grzejników wynosi 150 ciepłostek na 1° różnicy w temperaturze i 1 godzinę. Do nagrzewania wody zużytkowuje się gaz pochodzący z fermentacji.

Pojemność komór zależy od ilości osadów, zawartości w osadzie ciał organicznych i wody, od temperatury i przebiegu procesu. Według Imhoffa, dla zwykłych miejskich ścieków można przyjąć na każdy 1 *kg* ciał organi-

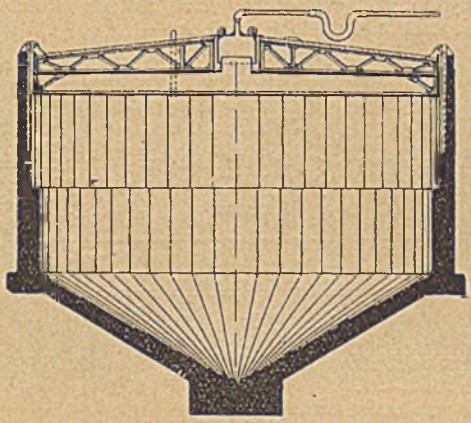


Fig. 190. Wydzielona komora fermentacyjna systemu Pacific Flush-Tank Co. z ruchomą przykrywą.

cznych doprowadzanych codziennie do komory 1 m^3 pojemności, o ile proces przebiega w temperaturze 15° C. Po dwóch miesiącach osad jest w tych warunkach dostatecznie przefermentowany i powinien być stopniowo usuwany. O ile to jest niemożliwe, na każdy dalszy miesiąc przetrzymywania osadu w komorze należy dodać po 0,5 m^3. Przy obliczaniu według ilości mieszkańców przyjmuje się w tych warunkach 30 *l* na mieszkańca i po 15 *l* na każdy następny miesiąc, powyżej dwóch.

Dla innych temperatur pojemność koryguje się według krzywej podanej na wykresie (fig. 191).

Dla małych urządzeń (poniżej 5000 mieszkańców) pojemność obliczona zwiększa się o 50%.

Fig. 191.

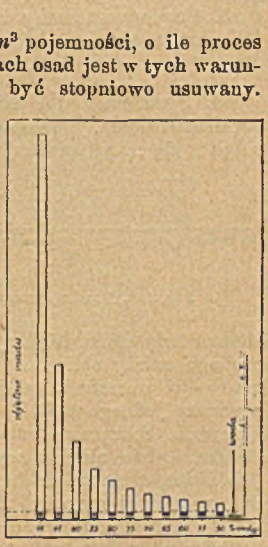


Fig. 192. Objętość osadu w zależności od %-owej zawart. wody.

O ile osad zawiera więcej niż 95% wody, stosuje się odpowiednio zwiększone pojemności komór (patrz wykres fig. 192).

W praktyce spotyka się rozmaite pojemności komór w zależności od miejscowych warunków, tak np. w komorach Kremera przeciętnie 33 *l* na

mieszkańca, w komorach Dorr Co. 30, 60, 90 *l* i więcej. Zbyt małe pojemności są często zawodne.

Przy obliczaniu objętości osadów w zależności od ilości wody zawartej należy brać pod uwagę suchą pozostałość, np. jeżeli osad zawiera 45 *g* ciał organicznych i mineralnych w stanie bezwodnym na osobę/dobę, to przy zawartości wody 97,5% (czyli 2,5% ciał stałych, t. zn. 25 *g* na litr) objętość osadów na 1 mieszk./dobę wyniesie:

$$45\ g : 25\ g = 1{,}8\ l.$$

Tablica 14.

Procentowa zawartość wody w przeciętnym osadzie miejskim (sucha pozostałość 45 *g*/mieszk./dobę) i ilości osadu na 1 mieszk./dobę (według Imhoffa).

Osad	Zawartość wody w %	Ilość osadu l/mieszk./dobę
1. Usuwany z osadników perjodycznie	97,5	1,8
2. Usuwany z osadników niezwłocznie	95,0	0,9
3. Częściowo przefermentowany (po I stopniu)	87,0	0,3
4. Przefermentowany całkowicie	80—85	0,2
5. Przefermentowany i wysuszony na powietrzu	55,0	0,13

9. **Suszarnie dla osadów** przeznaczone są do suszenia osadów przefermentowanych. Suszarnie umieszcza się w pobliżu komór fermentacyjnych i łączy się przy pomocy otwartych koryt (stałych lub przenośnych), ewent. rur. W korytach otwartych spadek powinien wynosić minimalnie 1 : 40, lepiej 1 : 20, w rurach 1 : 8.

Fig. 193. Przekrój suszarki dla osadów.

Powierzchnia użyteczna suszarek zależy od klimatu i stopnia przefermentowania osadu. W naszych warunkach dla osadu dostatecznie przefermentowanego należy obliczać powierzchnię użyteczną suszarni, przyjmując 1 m^2 na 15—25 mieszkańców. Suszarnie wykonuje się w postaci poletek, przyczem wymiary jednego poletka wynoszą najczęściej 4 *m* szerokości i około 30 *m* długości. Suszarnie buduje się w nieznacznym wykopie ze spadkiem do środka, gdzie układa się drenaż, na to nasypuje się warstwami tłuczeń lub żużel, ewentualnie bardzo gruby żwir, od najgrubszego do najdrobniejszego, ogólnej grubości 25—30 *cm*. Zgóry daje się warstwę piasku grubości 5 *cm*, którą trzeba stopniowo wznawiać, gdyż piasek przylega do osadów. Poletka oddzielone są cienkiemi betonowemi lub drewnianemi ściankami, które wystają ponad powierzchnię piasku na 30—40 *cm*. Suszarnie zalewa się osadami warstwą grubości 20 *cm*. Osad szybko wysycha i otrzymuje strukturę gąbki dzięki pęcherzykom gazów, któremi jest nasycony w momencie usuwania z komór fermentacyjnych. Osad przy suchej pogodzie w lecie wysycha w ciągu 5—10 dni. Suchy osad usuwa się ręcznie na wozy lub wagonetki (w tym celu na piasku układa się tor wąskotorowy). W większych miastach osad wysuszony zbiera się przy pomocy specjalnych

maszyn i dźwigów. Wody z drenażu wpuszcza się bezpośrednio do odbiornika lub zpowrotem do osadnika.

O ile osad jest nagrzewany w komorach fermentacyjnych (przy wydzielonej fermentacji), buduje się suszarki przykryte oszkloną konstrukcją metalową, co umożliwia usuwanie osadów w dowolnej porze roku i przy każdej po-

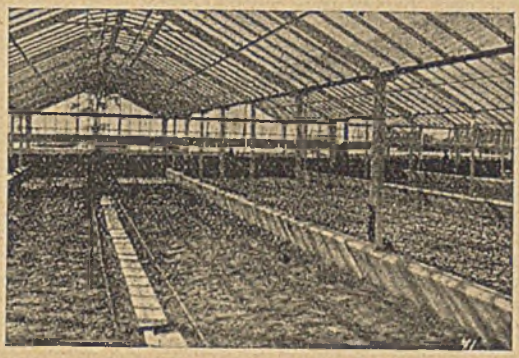


Fig. 194. Wnętrze suszarni oszklonej.

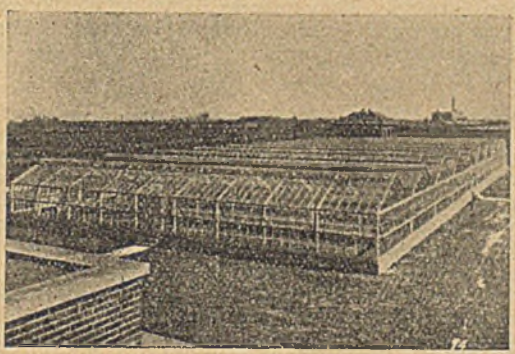


Fig. 195. Suszarnia oszklona.

godzie. Wnętrze ogrzewa się piecami gazowemi i odpowiednio wentyluje. Powierzchnia oszklonych suszarek wynosi 0,5—0,33 powierzchni suszarek otwartych.

Wysuszony osad sprzedaje się rolnikom, którzy za 1 m^3 suchego osadu płacą w zachodniej Europie około 2—2,5 zł., loco plac oczyszczalni.

B. Chemiczne oczyszczanie ścieków.

Polega na dodawaniu do ścieków takich związków chemicznych, które powodują: 1. proces koagulacji, mający na celu strącenie większości trudno opadających zawiesin i koloidów, 2. zobojętnienie obecnych wolnych kwasów lub ługów, bądź 3. strącenie niektórych związków rozpuszczonych, które w połączeniu z dodanemi chemikaljami wytwarzają związki nierozpuszczalne.

Pierwszy proces oparty jest na dodawaniu do ścieków pewnych ilości siarczanu glinu lub żelaza i wapna, ewentualnie samego wapna, dokładnem wymieszaniu i wprowadzeniu do osadników, gdzie ścieki przebywają 6 do 8 godzin. Do ścieków miejskich ten proces obecnie stosuje się w wyjątkowych wypadkach, a mianowicie: *a*) jeżeli ścieki zawierają bardzo znaczną domieszkę ścieków przemysłowych, *b*) w miastach, gdzie normalnie wystarcza zwykłe mechaniczne oczyszczanie w osadnikach, a w okresach posuchy i niskiego stanu wody w rzece powstaje potrzeba lepszego oczyszczenia, *c*) przy bardzo stężonych ściekach w celu zmniejszenia pracy urządzeń biologicznych. Normalnie chemiczne oczyszczanie stosuje się do ścieków przemysłowych, szczególnie jeżeli są kwaśne lub alkaliczne, czy też zawierają specyficzne składniki, których innym sposobem usunąć nie można, naprzykład zbyt wysoka twardość, barwniki, duże ilości żelaza itp. Do zobojętniania kwaśnych ścieków używa się wapno, jako środek najtańszy. O ile ścieki zawierają wolne wapno — zobojętnia się dwutlenkiem węgla, używając do tego gazów kominowych. Dla ścieków prawie obojętnych ilość wapna oznacza się przez miareczkowanie, przyczem daje się tyle wapna, aby związać dwutlenek węgla wolny i półzwiązany (w postaci dwuwęglanów). Wapno dodane w nadmiarze w stosunku do oznaczonej ilości pogarsza wyniki. Przy jednoczesnem dodawaniu siarczanu glinu lub żelaza, dodaje się wapna w znacznie mniejszych ilościach. O ile ścieki mają być dalej oczyszczane biologicznie, dodaje się do ścieków oczyszczonych chemicznie (jałowych) ścieki domowe dla wprowadzenia bakteryj.

Wyniki oczyszczania: redukcja 80—90% wszystkich zawiesin i ciał koloidalnych, redukcja 50—55% wszystkich ciał organicznych, redukcja 80—90% ilości bakteryj. Wady procesu: zbyt duża ilość osadów (około 0,5% ilości oczyszczonych ścieków, licząc objętościowo), osad trudno wysychający i nie poddający się przeróbce biologicznej, trudny do usuwania (wywozi się na pola).

C. Elektrolityczne oczyszczanie ścieków (bezpośrednie utlenianie).

Sposób polega na elektrolizie ścieków alkalizowanych wapnem, dzięki czemu koloidy osiadają na elektrodzie (o przeciwnym znaku), a wydzielający się tlen bezpośrednio utlenia ciała organiczne. Powyższe założenie nie sprawdza się całkowicie w praktyce. Pod wpływem dodawanego wapna występuje częściowo proces chemicznego strącania, zjawisko kataforezy powoduje strącanie koloidów, wolny chlor wydzielający się przy elektrolizie niszczy bakterje, tlenu zaś wydziela się tak mało (około 3 *mg/l* ścieków), że gdyby nawet bezpośrednie utlenianie występowało, wynik byłby zbyt znikomy (1—2% zapotrzebowania tlenu biochemicznego).

Przy tym sposobie ścieki poprzednio są oczyszczane od grubych zawiesin (sita lub osadniki), następnie po dodaniu wapna przepływają przez długie koryta, wypełnione elektrodami żelaznemi. Ponieważ na elektrodach osiadają zawiesiny, elektrody są oczyszczane systemem szczotek poruszanych mechanicznie. Powoduje to znaczne skomplikowanie urządzenia i duży koszt eksploatacji. Tak naprzykład w Allentown, A. P., zużycie prądu na 1000 m^3 ścieków wynosiło 61 KW/*h*, z czego 21 KW/*h* na samą elektrolizę, a 40 KW/*h* na poruszanie szczotek. Pomimo że sposób ten daje dobre wyniki oczyszczania (redukcja tlenu biochemicznego około 70%, redukcja bakteryj 99%), ze względu jednak na koszt eksploatacji nie znalazł szerszego rozpowszechnienia i wątpliwem jest, czy będzie mógł kiedykolwiek konkurować z tańszym i bardzo prostym sposobem chemicznego strącania.

D. Biologiczne oczyszczanie ścieków.

Zadaniem biologicznego oczyszczania ścieków jest dalsze zredukowanie zapotrzebowania tlenu biochemicznego przez zatrzymanie i zmineralizowanie

ciał organicznych. Uskutecznia się przy pomocy życia biologicznego tlenowego. Niezbędne warunki dla sprawnego działania życia biologicznego: 1. odpowiednia temperatura, 2. obecność tlenu, 3. odpowiednia ilość pożywki (ścieków), 4. odpowiedni odczyn, nieobecność związków trujących itp.

Wymagania stawiane urządzeniom biologicznym:

1. Wysoki stopień oczyszczania ścieków, t. zn. odpływ przezroczysty, możliwie bezbarwny, bez zapachu, z minimalnym zapotrzebowaniem tlenu biochemicznego, co najmniej 4—5-dniowa stabilizacja odpływu, nieznaczna liczba bakteryj; 2. jednakowy stopień oczyszczania w ciągu roku, niezależnie od temperatury i pogody; 3. maksymalna wydajność urządzenia, tak pod względem zajętej powierzchni, jak i objętości; 4. nieobecność zapachów, much i innych uciążliwości dla otoczenia oczyszczalni; 5. minimalny spadek hydrauliczny, niezbędny dla urządzenia; 6. możliwość wykorzystania substancyj zawartych w ściekach do celów nawozowych w rolnictwie; 7. minimalny i niefachowy dozór; 8. mały koszt budowy i eksploatacji.

Oczyszczanie przeprowadza się na gruntach naturalnych, złożach sztucznych, w środowisku wodnem i urządzeniach kombinowanych.

1. Sposoby oczyszczania ścieków na gruntach naturalnych.

a) **Pola irygacyjne.** — Sposób polega na perjodycznem nawadnianiu lub zraszaniu pól uprawnych ściekami surowemi lub sklarowanemi w osadnikach, przyczem część wody paruje, reszta wsiąka do gruntu; zawarte w ściekach ciała organiczne zatrzymują się w gruncie i ulegają mineralizacji pod wpływem bogatego życia biologicznego, powstałe zaś z mineralizacji, jak też zawarte w ściekach sole są asymilowane przez rośliny uprawiane na polach.

Przy gruntach niewsiąkliwych, gliniastych, stosuje się t. zw. zraszanie powierzchniowe (Anglja), obliczone na wyparowanie wody z powierzchni pól i minimalne wsiąkanie. Przy tym sposobie można na 1 *ha* oczyścić ścieki zaledwie od 60, maksymalnie 150 mieszkańców. Przy gruntach wsiąkliwych (piasek) stosuje się drenaż na głębokości 1—2 *m*, który odprowadza wody przefiltrowane i oczyszczone.

Możliwość stosowania pól irygacyjnych zależy w pierwszym rzędzie od klimatu i posiadania odpowiednich gruntów w pobliżu osiedli.

Ścieki zazwyczaj są oczyszczane mechanicznie w osadnikach, a następnie przepompowywane do punktów rozdzielczych, skąd grawitacyjnie odpływają systemem rowów lub kanałów na poszczególne pola. O ile teren jest falisty, kanały rozdzielcze umieszcza się na grzbietach wzniesień terenu, o ile płaski — stosuje system grzędowy (grzędy szerokości około 1 *m*, otoczone małemi rowkami, które zasilają grunt). W niektórych miastach stosuje się system zatapiania, polegający na tem, że poszczególne obwałowane pola (2—10 *ha*) zatapiane są perjodycznie warstwą ścieków grubości 25—50 *cm*. Jednym z lepszych sposobów jest zraszanie pól przy pomocy rozpryskiwania ścieków, przy którem ścieki doprowadzają się pod ciśnieniem do 4 atmosfer siecią rur podziemnych lub ułożonych na ziemi, a zraszanie odbywa się bądź przy pomocy specjalnych samoczynnych wytrysków (deszczownie), bądź przez zwykłe wytryski, umieszczone na wężach i obsługiwane przez robotników. Ten ostatni sposób zasługuje na specjalną uwagę w naszych warunkach i może mieć duże zastosowanie dla zakładów przemysłowych i innych objektów poza miastem (możliwość pracy w zimie).

Drenaż układa się ze spadkiem 2% w odległości 8—10 *m*. Średnica rur 5—8 *cm*, zbiorczych — nie mniej niż 15 *cm*.

Wynik oczyszczania ścieków na polach jest bardzo dobry (ścieki klarowne, z nieznacznem zabarwieniem, bez zapachu, prawie całkowicie zmineralizowane, redukcja bakteryj 99,9%, zaledwie kilka tysięcy w odpływie), lecz tylko w okresie letnim. W okresach dżdżystych grunt mokry nie przerabia

dobrze zatrzymywany materjał organiczny i często występują procesy gnilne z towarzyszącemi im zapachami. W zimie ziemia zamarza i przestaje być wsiąkliwą. Ścieki trzeba kierować wprost do rzeki lub zbierać w sztucznych zbiornikach-stawach z tem, że na wiosnę ulegną oczyszczaniu.

Wydajność pól irygacyjnych jest nieznaczna — przy polach wsiąkliwych i zdrenowanych można na 1 *ha* oczyścić ścieki od 250—500, maksymalnie 1000 osób, zależnie od klimatu i gruntu.

W otoczeniu pól, w okresach dłuższych opadów powstają zapachy, jak również w lecie muchy. Związki zawarte w ściekach są przy tym sposobie wykorzystane przez uprawiane na polach rośliny, jednak nadmiar rozmaitych soli w gruncie często wpływa ujemnie na jakość traw i warzyw. Ludność niechętnie nabywa warzywa, obawiając się zarazków, jak też ze względów apetycznych. Koszt urządzania pól jest bardzo wysoki. Eksploatacja rzadko rentuje się, częściej bywa deficytową. Zbiory ze względu na mokry grunt opóźniają się znacznie, co obniża rynkową wartość plonu. Dozór na olbrzymich obszarach jest trudny. Połączenie dwóch zadań — oczyszczania ścieków i gospodarstwa rolnego — na jednym terenie jest w zasadzie trudne ze względu na występujące przeciwności. Nowe pola irygacyjne dla miast obecnie nie powstają, istniejące stopniowo są zastępowane przez urządzenia sztuczne, bardziej nowoczesne. Mogą być stosowane wyłącznie dla małych miast, o ile istnieją wszystkie sprzyjające warunki, oraz dla zakładów przemysłowych i publicznych w warunkach wiejskich.

b) **Pola filtracyjne.** — Modyfikacja pól irygacyjnych. Wykonuje się tylko na gruntach dobrze wsiąkliwych (piasek odpowiedniej grubości), i zdrenowanych. Nawadnianie perjodyczne, co 2 lub 3 dzień, bez jakiejkolwiek uprawy roślin. Eksploatacja tylko z punktu widzenia oczyszczania ścieków. Na 1 *ha* można oczyszczać ścieki od 1500—5000 mieszkańców. Stosuje się przeważnie w małych miastach Stanów Zjednoczonych. Wykonywa się na gruntach naturalnych, — górne warstwy ziemi roślinnej są usuwane i zużywane na obwałowanie, w którem umieszcza się dopływowe kanały. Drenaż na głębokości 0,90—1,20 *m*. Poletka o powierzchni 3—4000 m^2. Wyniki oczyszczania zbliżone do wyników pól irygacyjnych. Wyraźna zależność stopnia zmineralizowania ścieków od temperatury. W zimie filtracja

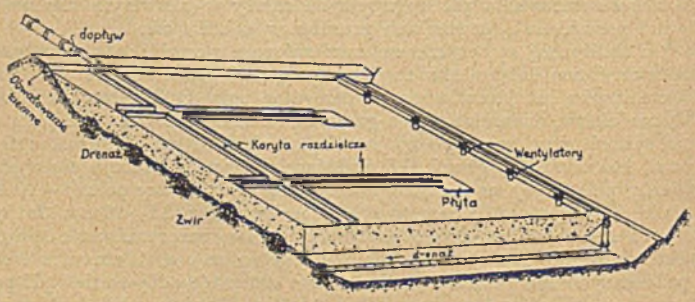


Fig. 196. Schematyczny rysunek pola filtracyjnego.

czysto mechaniczna, bez widocznych procesów biologicznych. Przed zimą na powierzchni pól wykonuje się głębokie bruzdy, przy pierwszym mrozie zatapia się pole, aby wytworzyła się grubsza warstwa lodu, pod osłoną którego następnie filtruje się w okresie zimowym. Po pewnym okresie działania powierzchnia pola zatyka się i nie przepuszcza ścieków. Wówczas powierzchnię grabi się lub bronuje się; po kilkakrotnych podobnych zabiegach zdejmuje się warstwę piasku kilkucentymetrowej grubości. O ile zczasem grubość warstwy piasku obniży się do 60 *cm*, warstwę wznawia się świeżym pia-

skiem lub wypłókanym starym. Poletko może być też pozostawione na dłuższy czas dla „samooczyszczenia się“ (fig. 196).

c) **Drenaż zaskórny.** — Sposób polega na rozprowadzaniu w gruncie ścieków oczyszczonych mechanicznie przy pomocy systemu drenażowego, założonego na nieznacznej głębokości. Ścieki wprowadzane są do drenażu perjodycznie przez odpowiednie urządzenia dozujące, w ilości dostatecznej do częściowego zalania całej sieci. Główny kanał rozdzielczy powinien być szczelny, odnogi boczne nieszczelne, ułożone na gruzie lub podsypce z grubego żwiru. Na końcu każdej odnogi kominek, wyprowadzony ponad powierzchnię terenu w celu doprowadzania powietrza, niezbędnego dla procesu biologicznego. Wyciąg przez kanał dopływowy i pion domowy. Proces jak na polach irygacyjnych, lecz na pewnej głębokości pod powierzchnią ziemi. Stosuje się wyłącznie dla bardzo małych oczyszczalni (z kanalizacyj domowych poszczególnych nieruchomości) poza granicą miast.

Długość sieci drenażowej zależy od wsiąkliwości gruntu — przy dobrze wsiąkliwym piasku 3 *m* na mieszkańca, przy piasku z małą domieszką gliny 6 *m* lub więcej, zależnie od stopnia wsiąkliwości. Rura rozdzielcza

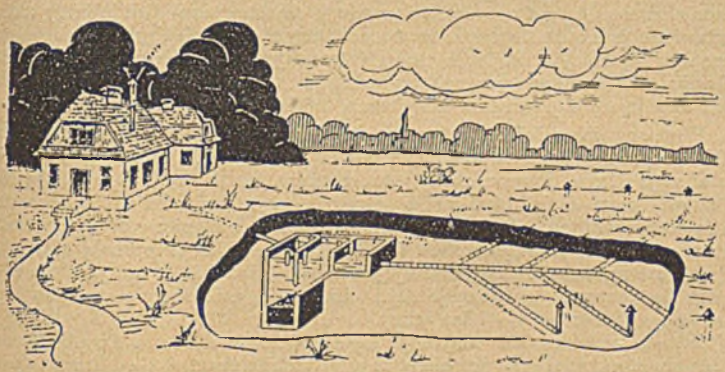


Fig. 197. Drenaż zaskórny.

⌀ 10—15 *cm*, betonowa lub kamionkowa, rozdzielcze rury ⌀ 80—100 *mm*, Długość odnóg 30 *m* max. Odległość wzajemna 1,5—3,0 *m*. Spadek 0,25—0,33%. max. 0,5%. Głębokość założenia w naszym klimacie min. 1 *m*. Nie układać blisko drzew i krzewów. Duża odległość od studni, min. 75 *m* (fig. 197).

2. Sztuczne złoża biologiczne.

Oczyszczenie ścieków na gruntach naturalnych wymaga bardzo dużych powierzchni, ponieważ w tych warunkach tylko cienka warstwa gruntu (15—30 *cm* grubości) bierze czynny udział w procesie oczyszczania. Główną przyczyną tego jest drobny materjał, ograniczający zdolność przenikania powietrza wgłąb.

Jeżeli wykonać sztucznie z grubszego materjału złoże, o znacznej porowatości i przewiewności, to można grubość czynnej warstwy znacznie podnieść, a tem samem skoncentrować proces na mniejszej powierzchni.

O ile podobne złoża perjodycznie zalewać lub zraszać ściekami, to po pewnym czasie złoże „dojrzewa“, t. zn. zaczyna dobrze oczyszczać ścieki. Na powierzchni materjału złoża, pod wpływem ścieków, wytwarza się cienka błonka, złożona z ciał organicznych i obfitego życia biologicznego, która ma największe znaczenie w procesie oczyszczania i nazywa się błoną

biologiczną. Ta cienka klejowata powłoka, przy zetknięciu się ze ściekami, adsorbuje z nich drobne zawiesiny i koloidy, drobnoustroje zaś w niej zawarte mineralizują ciała organiczne, zatrzymane i rozpuszczone w ściekach.

a) **Złoża zalewane** uważa się dzisiaj za przestarzałe i używane są rzadko. Wykonywane są w postaci zbiorników, głębokości 1,2—1,5 *m*, wypełnionych materjałem, odpornym na działanie wody (koks, żużel, tłuczeń granitowy itp.) i składającym się z kawałków ⌀ 15—40 *mm*. Porowatość złoża 40—50%. Zbiorniki (złoża) zalewane są porjodycznie, 2—3 razy na dobę, ściekami, które pozostają w kontakcie ze złożem w ciągu około 1 godziny. W tym okresie odbywa się osiadanie drobnych zawiesin na powierzchni materjału, adsorbcja koloidów i bezpośrednie oddziaływanie błon biologicznych na rozpuszczone ciała organiczne. Następnie złoże opróżnia się i pozostaje w tym stanie w ciągu 6—8 godzin. Powietrze wypełnia wolne przestrzenie pomiędzy cząsteczkami złoża i dostarcza tlenu błonom biologicznym. W tym okresie, zwanym okresem wypoczynku złoża, właściwie odbywa się bardzo intensywna praca nad przetwarzaniem zatrzymanych ciał organicznych w mineralne. Ponieważ jednorazowy kontakt ścieków ze złożem nie daje dostatecznego stopnia oczyszczania, stosuje się zazwyczaj dwa lub trzy złoża (ustawione jedno za drugiem, na coraz niższym poziomie), przez które ścieki przepływają kolejno. Podobne urządzenia nazywają się dwu- lub trzystopniowemi. Dla automatycznego wypełniania i opróżniania poszczególnych złóż stosuje się odpowiednie urządzenia, działające hydraulicznie.

Wymiary zbiorników zależne są od ilości ścieków dopływających. Zbiorniki nie powinny być za duże, aby okres wypełniania jednego złoża nie trwał zbyt długo. Powierzchnię jednego złoża rzadko robi się większą niż 2000 m^2, przeważnie 1000 m^2 w dużych oczyszczalniach i odpowiednio mniejsze w małych. Z powodu narastania błon biologicznych porowatość złoża stopniowo zmniejsza się. Wyniki oczyszczania polepszają się, lecz wydajność spada. Gdy pojemność (porowatość) spadnie do 20%, złoże wyłącza się, materjał wyładowuje się i płucze się, ewentualnie przepala się. Następuje to raz na 4—5 lat pracy.

Wyniki oczyszczania otrzymuje się dostatecznie dobre, o ile obciążenie złoża nie przekracza przy przeciętnych miejskich ściekach 0,4—0,5 m^3 ścieków na 1 m^3 złoża na dobę. Okresowe przeciążenia złoża są dopuszczalne i mało wpływają na wynik pracy. Wyniki zależne są od temperatury. Redukcja ciał organicznych do 60 - 80%, bakteryj ∞ 70%. Odpływ stabilizowany. Na 1 *ha* można oczyścić ścieki od 10 000 mieszkańców. Złoże nie posiada zapachów, ani much (wypełnianie złoża dokonywa się nie do samej powierzchni materjału). Spadek hydrauliczny dosyć znaczny, szczególnie przy 2- lub 3-stopniowem urządzeniu. Przy automatycznej regulacji dozór sprowadza się do kontroli automatów, przy regulacji ręcznej dozór stały i kłopotliwy.

b) **Złoża zraszane.** — Sposób polega na perjodycznem zraszaniu, przy pomocy odpowiednich urządzeń rozdzielczych, złoża, ułożonego na nieprzepuszczalnem i zdrenowanem dnie.

Materjał złoża: koks, tłuczeń granitowy, żużel, szlaka, oraz inny materjał nie ulegający rozdrobnieniu pod stałem działaniem wody i mrozu. Dla małych urządzeń można stosować złoża z łat drewnianych, ułożonych rzędami w szachownicę. Grubość materjału 20—80 *mm*. Wybór materjału jest zależny od rodzaju ścieków, naprzykład przy ściekach bardzo dokładnie oczyszczonych od zawiesin można stosować drobniejszy materjał, który zasadniczo ze względu na jego dużą powierzchnię jest bardziej pożądany. Przy ściekach gorzej oczyszczonych mechanicznie praktyczniej jest stosować materjał grubszy, ze względu na zatykanie złoża. Materjał zbyt chropowaty nie jest pożądany, gdyż szybciej zarasta, co utrudnia dostęp powietrza do wnętrza złoża i wynurzanie się zużytych błon. Materjał złożony z bardzo gładkich i okrągłych kawałków również nie nadaje się.

Wysokość złoża uzależniona jest od rodzaju ścieków. Głównym czynnikiem jest przewiewność i dostęp tlenu. Przy grubym materjale wysokość złoża może być większa (do 3 *m*), przy drobnym mniejsza (1,5—2,0 *m*). Dla ścieków stężonych — niższe, rozcieńczonych — wyższe. W Anglji zalecane są wysokości w granicach 1,65—3,00 *m*. W Stanach Zjednoczonych stosuje się przeważnie 2,7 *m*. Niektórzy obliczają wysokość złoża w zależności od czasu kontaktu ścieków ze złożem (czas, w jakim ścieki przepływają przez złoże, określa się przez dodanie barwnika do ścieków), który przeważnie waha się około 1 godziny, nieraz zaś 2—3 i więcej godzin. Z punktu widzenia kosztu budowy wysokie złoża są tańsze, o ile są dostateczne spadki naturalne. Liczne badania wykazują, że wysokie złoża posiadają większą wydajność na jednostkę pojemności, co tłumaczą lepszem dostosowaniem się życia biologicznego w poszczególnych warstwach złoża do przeróbki odpowiedniej fazy przemiany ciał organicznych.

Obciążenie złoża ściekami oblicza się w m^3 ścieków na dobę na 1 m^3 złoża. Obciążenie złoża nie jest równomierne w ciągu doby, co jest nieuniknione. Z tego względu bierze się pod uwagę obciążenie przeciętne doby. Dopuszczalne obciążenie zależy od stężenia ścieków, wysokości i wymiarów złoża, klimatu itd. Dla większych urządzeń miejskich należy oznaczyć bezpośrednio z doświadczeń. Dla orjentacji można podać niektóre dane z praktyki. W Europie dla ścieków miejskich o przeciętnem stężeniu stosuje się obciążenie 0,5—0,7 m^3/m^3 złoża/dobę. Obciążenia zalecane w Anglji podane są w tablicy 15.

Tablica 15.

Obciążenie złoża w m^3/m^3/dobę.

Ścieki	Stężone	Przeciętne	Słabe
Po osadnikach lub dołach gnilnych .	0,25	0,40	0,60
Po chemicznem oczyszczaniu	0,40	0,60	0,90

Dla małych domowych oczyszczalni można obliczać pojemność złoża według liczby mieszkańców, biorąc po 0,25 m^3 złoża na osobę.

Dno złoża. Wykonywa się z betonu, możliwie gładkie dla ułatwienia odpływu ścieków i uniemożliwienia zatrzymywania się osadów, z zastosowaniem systemu drenażowego tej lub innej konstrukcji (patrz fig. 198). Przy projektowaniu konstrukcji dna trzeba mieć na uwadze ułatwienie dostępu powietrza do złoża oraz możliwość spłókiwania dna wodą. Na wybraną konstrukcję dna układa się przedewszystkiem warstwę grubego materjału (10—15 *cm*), w celu uniemożliwienia przedostawania się drobniejszego materjału do systemu drenażowego. Następnie układa się całą warstwę złoża z materjału wybranego bez uwarstwień według grubości materjału.

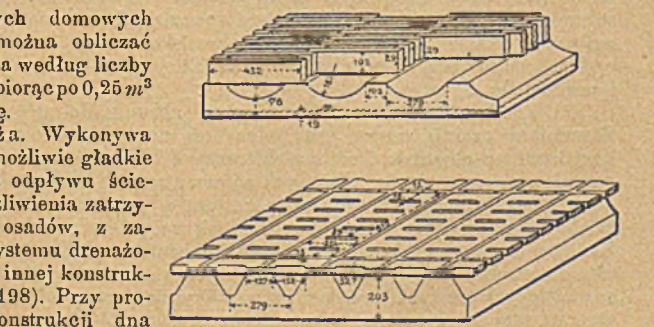


Fig. 198. Konstrukcja dna złoża zraszanego.

Forma złóż. Okrągłe lub prostokątne, zależnie od wybranego systemu zraszania i miejscowych warunków (topografji terenu).

Boczne ściany szczelne są stosowane dosyć rzadko. Podobne ściany mają na celu umożliwienie perjodycznego zatapiania złóż w celu niszczenia drobnych muszek, rozwijających się na złożach. Przeważnie zaś stosuje się ściany nieszczelne (z otworami) dla lepszego przewietrzania złoża lub układa się materjał złoża według naturalnego spadku. O ile złoże znajduje się w zbiorniku szczelnie zamkniętym (konstrukcja podziemna), urządzenie powinno być zaopatrzone w dokładną wentylację wyciągową i dopływową.

Urządzenia zraszające (system rozdzielczy). Główne zadanie urządzeń zraszających polega na samoczynnem działaniu i możliwie równomiernem zraszaniu całej powierzchni złoża. Do zasadniczych typów urządzeń zraszających należą niżej podane.

α) Obrotowe zraszacze kołowe, oparte na zasadzie młynka Segnera (patrz fig. 199). Stosują się do złóż okrągłych, przeważnie w Anglji i Niemczech. Rura, doprowadzająca ścieki z komory dozującej, ustawiona jest w środku złoża, a na jej końcu obsadzony jest na łożyskach kulkowych

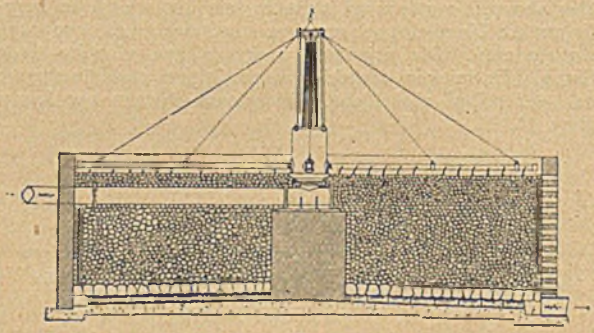


Fig. 199. Okrągłe złoże zraszane z obrotowym zraszaczem kołowym.

Fig. 199 *a*. Przekrój obrotowego zraszacza.

rozdzielacz, posiadający 2 lub 4 rury z otworkami, skierowanemi w jedną stronę. Dzięki precyzyjnej konstrukcji zraszacz obraca się z łatwością pod wpływem ciśnienia wytryskującej z otworków wody. Średnica złoża najczęściej stosowana w urządzeniach miejskich 8,0—10 *m*, aczkolwiek są i większe do 40 *m*.

β) Wózki Fiddiana stosowane są głównie do złóż prostokątnych. Zasadniczą częścią wózka jest jeden lub dwa walce z przedziałami lub korytkami na obwodzie (koła nasiębiercze). Walce umieszczone są na wózku, ustawionym na szynach, ułożonych po obu stronach wzdłuż złoża. Po jednej stronie, wzdłuż złoża, znajduje się koryto, wypełnione do stałego poziomu ściekami, które przez rurę syfonową dopływają do rur rozdzielczych wózka. Każdy wózek posiada jedną lub dwie rury rozdzielcze, które umieszczone są po obu stronach walca z korytkami (przy jednym walcu). Na połączeniu rur rozdzielczych umieszczony jest kran, który dopuszcza ścieki do jednej lub drugiej rury. Przy pewnem położeniu wózka ścieki dopływają do rury rozdzielczej i wypływając z otworków, wypełniają korytka walca, dzięki czemu walec obraca się, ścieki spływają na złoże, a cały wózek porusza się. W momencie, kiedy wózek dobiegnie do końca złoża, rączka kranu rozdzielczego uderza o specjalnie ustawiony drążek, co powoduje skierowanie ścieków na drugą stronę walca i odwrotny kierunek ruchu całego wózka. W ten sposób zupełnie samoczynnie odbywa się zraszanie całego złoża, przyczem może być uzyskana bardzo wysoka równomierność zraszania.

Na fig. 200 przedstawiony jest wózek z jednym walcem i jedną rurą rozdzielczą.

γ) System rozdzielczy z wytryskami. Stosuje się prawie wyłącznie w Stanach Zjednoczonych dla zraszania dużych prostokątnych złóż. System składa się z urządzenia dozującego ścieki, sieci rur rozdzielczych ułożonych w złożu i odpowiedniej liczby wytrysków umieszczonych na rurach w jednakowych odstępach (fig. 201).

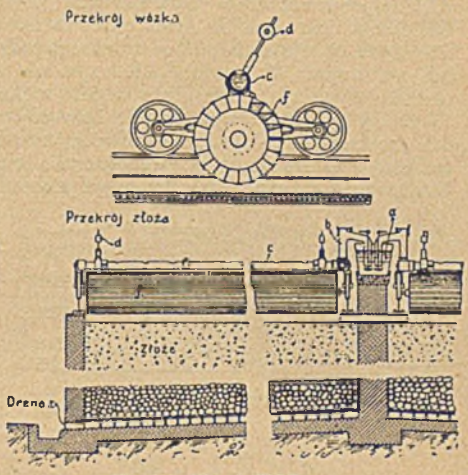


Fig. 200. Wózek Fiddiana.
a) koryto wypełnione ściekami, b) rura syfonowa, c) rura zasilająca, d) drążek do zmiany kierunku, f) walec z korytkami.

Stosowane są wytryski typu grzybkowego, które przy zmiennem ciśnieniu wpływających ścieków zraszają dosyć równomiernie kołowe lub kwadratowe powierzchnie złoża. Wytryski rozstawione są w odległości 3,5—4,5 *m*, posiadają ⌀ 15 do 25 *mm* i wymagają, zależnie od wielkości złoża, 2—3 *m* ciśnienia słupa wodnego. Strata ciśnienia na sam wytrysk wynosi 1,5 do 1,8 *m*. Reszta ciśnienia zużywa się na pokonanie oporów w sieci.

Sieć rur rozdzielczych wykonywa się przeważnie z rur lanych, które układają się bądź na dnie złoża z pionowemi odnogami wgórę, bądź pod samą powierzchnią złoża. Pierwszy typ jest zalecany dla klimatów północnych. Ujemna strona — trudny dostęp i wymiana. Drugi typ jest łatwiej dostępny, lecz zakłóca równomierność rozdziału wód na złożu. Sieć rur rozdzielczych powinna posiadać dostateczną ilość rewizyj do płókania sieci i oczyszczania. Średnice rur nie za małe, aby nie zwiększać oporów.

Fig. 201. Konstrukcja wytrysków do zraszania powierzchni kwadratowych i kołowych.

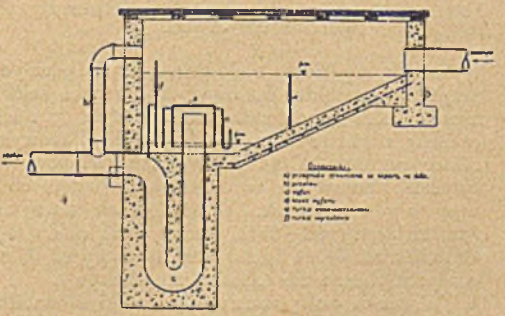


Fig. 202. Komora dozująca.

Jako urządzenia dozujące są głównie stosowane komory dozujące (fig. 202) z automatycznie działającemi syfonami. Pojemność i kształt komory oblicza się w ten sposób, aby: 1. okres opróżniania komory (zraszania złoża) trwał w godzinach przeciętnego dopływu ścieków 3—5 minut, a okres napełniania komory (wypoczynku złoża) 7—10 minut, 2. przy największym dopływie

ścieków z kanalizacji komora dozująca działała z przerwami, 3. ilość odpływających w poszczególnych momentach ścieków była proporcjonalna do powierzchni złoża, zraszanej w tym momencie przez wytryski (na początku odpływu, kiedy poziom w komorze jest najwyższy, wytryski zraszają najdalsze i największe powierzchnie, w miarę opadania poziomu — coraz bliższe i mniejsze). Obliczenia dokonywa się przez całkowanie. Komorze, ze względów wykonawczych, nadaje się kształt odwróconego podstawą do góry ściętego obelisk a lub ostrosłupa. W klimacie północnym nie należy wybierać zbyt długich okresów wypoczynku dla złoża w celu uniknięcia zamarzania sieci w zimie.

Zalety systemu z wytryskami: łatwość oczyszczania wytrysków, rzadkie ich zatykanie się, dostateczna równomierność zraszania, oraz przewietrzanie ścieków w czasie zraszania (wzbogacanie ścieków w tlen 60—80%), co ma bardzo duże znaczenie dla przebiegu procesu i działania złoża.

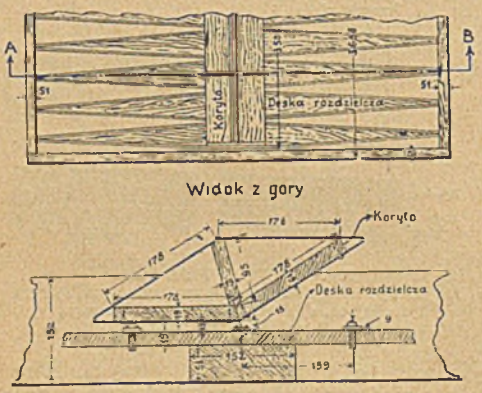


Fig. 203. Koryto wywrotowe i deski rozdzielcze do zraszania małych złóż.

δ) Dla małych urządzeń domowych do zraszania nadają się bardziej prymitywne urządzenia, jak np. koryto wywrotowe i deski rozdzielcze, lub koryta nieruchome z przelewami (szparami), po bokach. Ostatni typ szczególnie nadaje się w urządzeniach, gdzie z braku spadków w terenie ścieki są przepompowywane z osadników na złoża (przez komorę dozującą lub bezpośrednio z przerwami). Przy grawitacyjnym odpływie ustawiają się koryta wywrotowe, których ilość i pojemność oblicza się w zależności od wymiarów złoża (fig. 203).

Osadnik wtórny. Ponieważ ze złoża zraszanego wynurzają się błony biologiczne, co w pewnych okresach (wiosna, jesień) przybiera charakter masowy, odpływające ścieki zawierają zawiesiny organiczne, które należy zatrzymać. W tym celu ścieki przepuszczane są przez osadnik z przepływem poziomym lub pionowym. Zawiesiny posiadają charakter ziarnisty. Czas przebywania ścieków w osadnikach 45—90 minut. Prędkość przepływu w osadnikach poziomych $v = 12$ *mm*/sek., w pionowych $v = 0{,}6$ *mm*/sek. W osadnikach zatrzymuje się około 70% zawiesin, zawierających 92—95% wody. Ilość osadu wynosi 0,3—0,8 l/m^3 ścieków. Osad usuwa się do komór fermentacyjnych. W małych urządzeniach zamiast osadnika stosuje się czasami filtr żwirowy.

Wyniki oczyszczania. Ścieki są stabilizowane. Redukcja tlenu biochemicznego 80—85%, bakteryj — do 90%.

Stopień oczyszczania zależny jest od temperatury; w zimie oczyszczanie jest gorsze. Najgorsze — wkrótce po masowem wynurzeniu się błon, co ma miejsce na wiosnę i na jesieni (zmiana fauny i flory). Okresy te są jednak krótkie. Wydajność jest dwa razy większa niż złóż zalewanych w stosunku do pojemności złoża. Na 1 *ha* można oczyścić ścieki od 30.000 mieszkańców.

Pod względem zapachów i much złoże zraszane posiada duże wady. Zapachy w okresie letnim są znaczne i wyczuwalne na znacznej przestrzeni; częściowo unika się tego przez wprowadzanie ścieków świeżych, co wogóle

jest najbardziej wskazane przy tym systemie. Słabe chlorowanie ścieków przed złożem usuwa zapachy, ale wymaga bardzo ścisłego dozoru, aby nie wyjałowić złoża nadmiarem chloru. Na złożu rozwijają się w olbrzymiej ilości specyficzne muszki, Psychoda alternata, które są bardzo dokuczliwe dla otoczenia. Zwalcza się je przez perjodyczne zatapianie złoża (raz na tydzień na 24 godziny), przez lekkie chlorowanie ścieków lub wprowadzenie konkurującego owadu Achorutes viaticus, którego obecność skutecznie usuwa Psychodę.

Spadek hydrauliczny, wymagany przez złoże, jest bardzo znaczny (minimalnie około 2 *m*, maksymalnie 5—6 *m*), co zmusza często do przepompowywania ścieków (dodatkowe urządzenie i koszt).

Obsługa dorywcza. Polega na sprawdzeniu działania urządzeń zraszających, ewent. oczyszczeniu ich. Zatykanie czy zarastanie złoża przy prawidłowej konstrukcji i eksploatacji występuje naogół bardzo rzadko. Przejawia się przedewszystkiem w powstawaniu na powierzchni złoża zastoin ścieków, które nie mogą spłynąć do złoża. Usuwa się przez lekkie perjodyczne chlorowanie ścieków, pozostawianie złoża bezczynnie na pewien czas, lub wprowadzenie Achorutes viaticus na złoże. Całkowita wymiana materjału złoża następuje po dłuższym okresie, zależnie od materjału złoża — drewniane złoża wytrzymują kilka lat, poczem są spalane, koksowe pracują 5—10 lat i po przemyciu, ewent. przepaleniu układają się zpowrotem, złoża z tłucznia granitowego nie wymagają rozbiórki i gruntownego oczyszczania w ciągu 20 i więcej lat.

3. Oczyszczanie ścieków w środowisku wodnem.

a) **Stawy rybne.** Sposób polega na rozcieńczaniu mechanicznie oczyszczonych (w osadnikach świeżowodnych) ścieków czystą wodą naturalną i wprowadzeniu mieszaniny do stawów, gdzie, pod wpływem naturalnych czynników przyrody, ścieki mineralizują się, a obficie wyrastający plankton służy za pokarm rybom. Sposób może być stosowany tylko w pewnych wypadkach, kiedy są sprzyjające warunki miejscowe i klimatyczne.

Ścieki oczyszczone mechanicznie mieszane są z wodą czystą (rzeczną lub gruntową, przewietrzoną) w stosunku 1 część ścieków na 2—4 części wody, zależnie od stężenia ścieków i temperatury wody. Miarą jest zawartość tlenu w wodzie stawów (minimalnie 2,5 *mg/l*). Na 1 *ha* można oczyścić ścieki od 2000 do 3000 mieszkańców. Głębokość stawów 0,3—1,0 *m*. Są dwie metody prowadzenia stawów: 1. ścieki wprowadza się do pierwszego stawu bez ryb, w którym przebiega proces mineralizacji ścieków i obficie wyrasta plankton, następnie woda z pierwszego stawu odpływa do stawów z rybami, które pożerają plankton, 2. ścieki zmieszane z wodą zasilają bezpośrednio stawy zarybione.

Najbardziej odpowiedni gatunek ryb: karpie i liny.

Ścieki i woda nie powinny zawierać siarkowodoru (który jest trucizną dla ryb), większych ilości związków żelaza i manganu, oraz innych ciał, które mogą być szkodliwe dla życia ryb. Korzystną jest jednoczesna hodowla na stawach kaczek, które pożerają wodorosty (Rzęsa), powodujące zarastanie stawów.

Na powierzchni 1 *ha* można hodować do 400 kaczek.

Wyniki oczyszczania. Redukcja ciał organicznych 80—90%, bakteryj w 1 *ml* odpływu około 10.000. Cały proces przebiega bez zapachów i much. Przyrost wagi ryb wynosi 200—250 i więcej *kg* na 1 *ha*. W klimacie północnym stawy trzeba na jesieni opróżniać i oczyszczać, pozostawiając na zimę bez wody. Ścieki w tym okresie wpuszcza się bezpośrednio po osadnikach do rzeki lub oczyszcza się na specjalnych urządzeniach, ewent. przepompowuje się na pola.

b) **Osad czynny** (osad aktywny, muł aktywny). — Osadem czynnym nazywany jest w skróceniu proces biologicznego oczyszczania ścieków przy pomocy specjalnie wytworzonego w środowisku wodnem życia biologicznego, skupionego w drobnych kłaczkach[1]), które powodują te same przemiany w składzie ścieków, jak błona biologiczna w innych sposobach oczyszczania.

Sposób polega na: 1. dodawaniu do mechanicznie oczyszczonych ścieków pewnej ilości osadu czynnego, 2. utrzymaniu w ciągu kilku godzin tej mieszaniny w ruchu, 3. dostarczaniu w tym czasie niezbędnej dla życia biologicznego ilości tlenu i 4. oddzieleniu, po dokonanym procesie oczyszczania, właściwego osadu czynnego od ścieków, który zpowrotem służy do oczyszczania nowych porcyj ścieków. Proces ten naśladuje naturalny proces samooczyszczania się wód w rzekach, jeziorach itd. z tą różnicą, że, dzięki sztucznemu skupieniu bogatego i najbardziej przystosowanego życia biologicznego, oraz obfitemu dostarczaniu tlenu, proces przebiega w okresie znacznie krótszym, niż w warunkach naturalnych.

Osad czynny może być wytworzony poraz pierwszy przez długotrwałe (kilkutygodniowe) przedmuchiwanie ścieków lub kilkudniowe przedmuchiwanie osadu z osadnika wtórnego po złożach zraszanych, ewentualnie mułu z dna jezior lub stawów rybnych.

Normalny osad czynny przedstawia mętną ciecz (zawartość wody wynosi 97—99%) z dużą ilością zawieszonych drobnych kłaczków o barwie złoto-bronzowej. Osad niedojrzały lub zepsuty jest czarno-szary. Kłaczki osadu, badane pod mikroskopem, wykazują strukturę podobną do gąbki lub siatki, złożonej prawie całkowicie z żyjących drobnoustrojów, od zwykłych do olbrzymich bakteryj wraz z przypadkowemi pleśniami i drożdżami oraz wolno pływającemi i doczepionemi pierwotniakami. Dzięki olbrzymiej powierzchni tych kłaczków osad czynny posiada bardzo dużą zdolność adsorbowania drobnych zawiesin i koloidów, a dzięki bogatemu życiu — silne własności mineralizacyjne, tak w stosunku do adsorbowanych cząsteczek jak i w stosunku do rozpuszczonych w ściekach ciał organicznych. Jest to właściwie ta sama błona biologiczna, która pokrywa powierzchnię materjału złóż zraszanych z tą różnicą, że błona biologiczna znajduje się w atmosferze powietrza i jest zraszana ściekami, a osad czynny pływa w ściekach i jest zasilany tlenem.

Osad czynny posiada wyjątkową łatwość opadania w cieczy na dno, przyczem osad opada jednolitą warstwą szybko, nie pozostawiając drobniejszych kłaczków w cieczy. Jako żywy organizm osad czynny nie może być pozostawiony bez pożywki i tlenu na czas dłuższy. Przy braku tlenu lub przy dłuższych przerwach rozpoczyna się w osadzie czynnym po kilku godzinach proces denitryfikacji (wydzielanie czystego azotu i CO_2), a następnie procesy rozkładowe i gnilne. Te własności osadu zmuszają do utrzymywania urządzeń w ruchu w ciągu całej doby i pod należytym dozorem. Przy projektowaniu należy zwrócić specjalną uwagę na uniknięcie możliwości zatrzymywania się lub skupiania się osadu bezczynnego (niepływającego) w poszczególnych częściach urządzenia.

Proces. Ścieki powinny być przed procesem oczyszczania z osadem czynnym jak najdokładniej oczyszczone mechanicznie od zawiesin. Najbardziej nadają się do tego osadniki świeżowodne. Stosowanie sit nie jest wskazane, gdyż osad czynny jest zbyt delikatnem narzędziem, aby używać go do przeróbki grubszych zawiesin, jakie pozostają po sitach (nieekonomicznie!). Do ścieków dodaje się 8—25% (objętościowo) osadu czynnego i mieszaninę wprowadza się do komór napowietrzających, w których mieszanina przy pomocy tych lub innych środków mechanicznych jest utrzymywana w stałym ruchu i zasilana tlenem w ciągu kilku lub kilkunastu

[1]) Właściwy osad czynny.

godzin. Z chwilą zmieszania ścieków z osadem czynnym, ścieki całkowicie tracą swój specyficzny zapach i stają się bezwonne. W ciągu pierwszego krótkiego okresu, mniej więcej jednej godziny, występuje bardzo intensywnie proces adsorbowania przez kłaczki osadu drobnych zawiesin i koloidów ze ścieków. Proces ten jest bardzo podobny do fizyko-chemicznego procesu koagulacji, dlatego też pierwszy okres procesu nazywają *okresem koagulacji*. Powoduje on całkowite sklarowanie cieczy i znaczną redukcję bakteryj. Proces biochemiczny w tym okresie również przebiega intensywnie (znaczny spadek utlenialności, azotu białkowego, amonjaku), lecz jest on bardziej typowy dla drugiego okresu, zwanego *okresem mineralizacji*, podczas którego fizyczne własności wody nie ulegają już znaczniejszej poprawie. Okres mineralizacji trwa od 3—4 godzin do 8—10, a nieraz dłużej, zależnie od stężenia ścieków i pożądanego stopnia oczyszczania. Normalnie okres oczyszczania przeciętnych ścieków miejskich trwa 4—8 godzin, przy dużej zaś domieszce ścieków przemysłowych 10—12 godzin. Zależy to również od sposobu napowietrzania. Wykresy na fig. 204 wykazują różnicę w procesie mineralizacji ścieków przy przewietrzaniu bez osadu i z osadem czynnym. Proces przebiega jednakowo dobrze przy temperaturze ścieków w granicach 9—30° C. Przy temperaturach 9—5° C występuje już pewne zwolnienie procesu, a w granicach 5—2° C bardzo znaczne zwolnienie lub całkowity zanik. Szybkość przebiegu procesu można regulować do pewnego stopnia ilością osadu czynnego i ilością powietrza dostarczanego. Po skończonym procesie ciecz odpływa do osadników, gdzie osad opada na dno, a sklarowane ścieki odpływają do odbiornika. Osad z dna osadników przepompowuje się stale do komór napowietrzających, gdzie zużytkowuje się do oczyszczania nowych porcyj dopływających ścieków. Ilość osadu czynnego stale się powiększa. Nadmiar wynosi 0,3—3% w stosunku do objętości oczyszczonych ścieków na dobę (mniejsze liczby dla ścieków bardziej rozcieńczonych, większe dla silnie stężonych) i około 50% w stosunku do ilości samego osadu. Dla przeciętnych ścieków przyrost osadów wynosi 2—3 *l*/mieszk./dobę. Nadmiar usuwa się do osadnika wstępnego, gdzie mogą być wykorzystane własności adsorbcyjne osadu czynnego, a osad ulega wspólnej fermentacji, bądź też odwadnia się sztucznie i zużywa się jako nawóz. 1 *g* osadu czynnego, licząc w stanie bezwodnym, zużywa około 6 *mg* tlenu na godzinę.

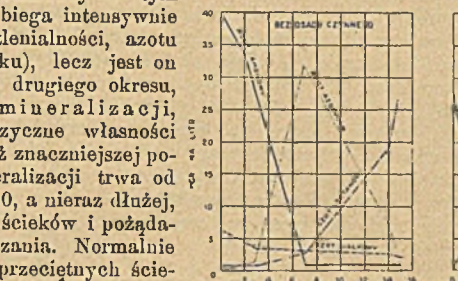


Fig. 204. Przebieg procesu mineralizacji przy przedmuchiwaniu ścieków bez osadu czynnego i z osadem czynnym.

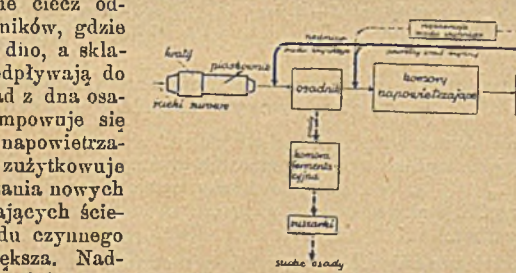


Fig. 205. Schemat oczyszczania ścieków z osadem czynnym.

Komory napowietrzające. Napowietrzanie i mieszanie cieczy w komorach uskutecznia się przez: 1. wdmuchiwanie sprężonego powietrza, 2. zastosowanie mieszadeł, 3. kombinację obydwu powyższych sposobów jednocześnie.

1. Komory napowietrzające ze sprężonem powietrzem.

Aerotanki. Najstarszy typ często stosowany w dużych urządzeniach. Wykonywane są w postaci szeregu długich komór, do których ścieki dopływają z jednego końca, a odpływają z drugiego. Na dnie kanału po jednej stronie umieszczone są specjalne porowate płyty (filtrosy, dyfuzory), przez które wtłacza się sprężone powietrze. Zadaniem tych płyt jest rozbicie powietrza na drobne pęcherzyki (t. zw. atomizacja powietrza), w celu zwiększenia absorbcji tlenu, przedłużenia kontaktu ze ściekami i zmniejszenia rozchodu powietrza. Powierzchnia płyt zajmuje $7^1/_2 - 25\%$ (przeważnie 10%) powierzchni dna komór. Grubość płyt 40 *mm*. Płyty są obsadzone w specjalnych komorach, do których doprowadzone są rury ze sprężonem powietrzem. Spręż do 0,5—0,75 Atm. Głębokość komór 3—$4^1/_2$ *m*. Głębokość dla procesu jest bez znaczenia. Szerokość komór 4—8 *m*. Zbyt szerokie komory utrudniają otrzymanie należytych prędkości w przekroju. Długość kanałów zależy od wydajności urządzenia (do 100 *m* i więcej). Kąty komór ścięte. Ruch cieczy w komorze według spirali. Długość drogi, jaką przebywa cząsteczka cieczy, wynosi kilkanaście *km*.

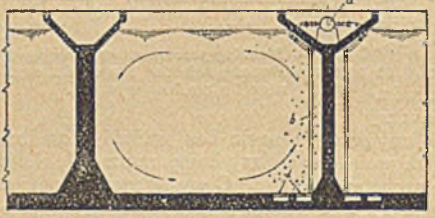


Fig. 206. Przekrój komory napowietrzającej typu „aerotank". *a* — rura doprowadzająca powietrze, *b* — rura rozdzielcza, *d* — filtrosy.

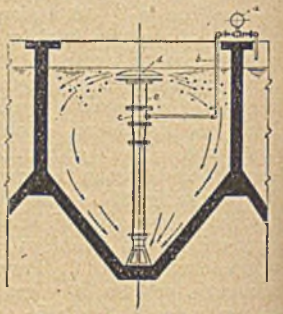


Fig. 207. Przekrój komory napowietrzającej systemu Kremera i Kuscha. *a, b* — rury doprowadzające powietrze, *c, e* — inżektor powietrzny (mamut), *d* — deflektor.

Ilość powietrza w m^3 na 1 m^3 ścieków (komora głębokości 3—4,5 *m*, okres oczyszczania 6 godzin):

ścieki słabe domowe i przeciętne miejskie	6—8	
„ miejskie stężone z małą domieszką przemysłowych . do	12	
„ „ „ z dużą domieszką przemysłowych . do	22	
„ z rzeźni, stężone	30	
„ z garbarni	45	i więcej.

Ilość powietrza zmienia się odwrotnie proporcjonalnie do głębokości komory. Ze względu na to, że powietrze wtłaczane służy głównie do utrzymania ścieków w ruchu (absorbcja tlenu wynosi tylko 5—10%), zużycie energji przy tym sposobie jest znaczne.

Sposób Kremera i Kuscha. Polega na napowietrzaniu ścieków przy pomocy urządzenia mamutowego (patrz fig. 207). Niezbędny spręż powietrza 1 *m* słupa wodnego, co może być osiągnięte przy pomocy prostych sprężarek. Całość urządzenia bardzo prosta. Obsługa dorywcza, raz na dzień. Podobne urządzenia zostały wykonane w mieście Templin (Niemcy), z ludnością 10.000 mieszkańców, oraz Rabenstein — 3.500 mieszkańców. W Templinie odpływ ścieków wynosi 1000 m^3 na dobę, pojemność komór napowietrzających 420 m^3, czas oszyszczania $5^1/_2$ godziu, ilość osadu czynnego 20%, głębokość komory 3,4 *m*, 42 jednostki mamutowe, zużywające po 30 m^3/godz. powietrza, moc motoru 9 KM. Redukcja ciał organicznych 96,2%, ciał nierozpuszczonych 96,6%.

2. Komory napowietrzające z mieszadłami.

Sposób Sheffieldski (Hawortha). Urządzenie składa się z szeregu długich i wąskich, położonych obok siebie kanałów, które są połączone ze sobą w ten sposób, że ścieki, poruszane mieszadłami, wielokrotnie obiegają ten labirynt, zachowując ten sam kierunek ruchu. Ścieki dopływające powodują odpływ odpowiedniej ilości ścieków z komór do osadników. Przekrój kanałów wynosi przeważnie $1{,}2 \times 1{,}2$ *m*, lub $1 \times 1{,}5$ *m*. Ilość kanałów i ich ogólna długość zależy od ilości oczyszczanych ścieków. Pośrodku systemu kanałów, na osi poprzecznej umieszczone są na wale mieszadła, przypominające koła pędne statków rzecznych. O ile kanały są długie, mieszadła umieszczane są w każdym kanale (na 2 wałkach obracanych w przeciwną stronę), o ile krótkie — co drugi kanał na jednym wałku. Mieszadła obracają się z szybkością 15 obrotów/min. Ścieki przepływają w kanałach z prędkością 0,5 *m*/sek., przyczem pod wpływem mieszadeł ścieki tak silnie falują, że absorbują dostateczną ilość tlenu z powietrza. Okres oczyszczania trwa 10—15 godzin. Droga ścieków w tym okresie wynosi kilkadziesiąt *km* (sztuczna rzeka!). Urządzenie zużywa energji mechanicznej nie mniej niż aerotanki, nieraz więcej. Potrzebna moc motoru 8—16 KM na każde 1000 m^3 ścieków/dobę. Sposób oparty jest na rozcieńczaniu ścieków dopływają-

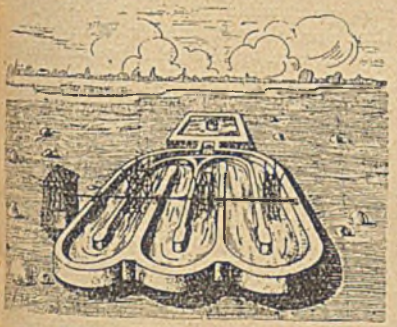


Fig. 208. Komora napowietrzająca systemu Hawortha.

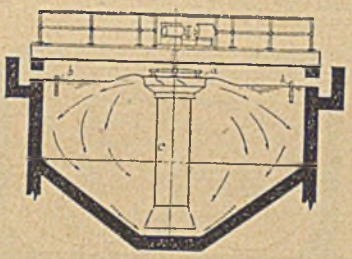


Fig. 209. Komora napowietrzająca systemu Boltona. *a* — wirnik, *b* — deska przegrodowa, *c* — rura.

cych ściekami już częściowo oczyszczonemi w komorze, wobec czego wynik oczyszczania jest nieco gorszy niż w aerotankach. Nasycenie ścieków tlenem wynosi 90—100%. Ze względu na nieznaczną głębokość kanału, urządzenie zajmuje 5—10-krotnie większą powierzchnię, niż aerotanki i inne sposoby. Dodatnia strona — bardzo proste urządzenie i mały dozór.

Sposób Boltona (Simplex). Urządzenie składa się z komory głębokości około 3 metrów z dnem w postaci leja i rury z grubej blachy ⌀ 0,75 *m*, umieszczonej w środku komory. Rura nie dochodzi do dna o 15 *cm*, u góry zaś wznosi się nieco ponad poziom ścieków. W górnej części rury ustawiony jest wirnik, który przy obracaniu ścina swemi łopatkami część płynu z powierzchni cieczy wewnątrz rury i wyrzuca w powietrze nazewnątrz w postaci cienkich strumieni. Powoduje to absorbcję tlenu z powietrza i stały ruch cieczy w komorze. Osad opadający dostaje się do najgłębszego punktu dna i jest porywany ze ściekami do rury. Wirnik obraca się z szybkością 30—40 obr./min. Moc motoru 3,3—6 KM na każdy 1000 m^3 ścieków na dobę (fig. 209).

Sposób Kessenera. Polega na wyrzucaniu ścieków w powietrze i falowaniu powierzchni wody przez szybkie obracanie na całej długości komory dużych walcowych szczotek, używanych do mechanicznego oczy-

szczania ulic. Zamiast szczotek używane są również długie wirniki ze spiralnemi łopatkami. Przez opuszczanie lub podnoszenie osi wirników można regulować stopień napowietrzenia i ruch ścieków w poszczególnych okresach doby. Specjalnie dobrze nadają się dla małych urządzeń i ścieków z niektórych zakładów przemysłowych, np. rzeźni, mleczarni itp. (fig. 210).

Fig. 210. Sposób Kessenera. *a*) — szczotka obracana motorem, *b*) — przegroda z desek.

3. Komory napowietrzające kombinowane.

Sposób Imhoffa. Komory o przekroju 3×3 *m* lub 3×6 *m* i odpowiedniej długości. Na osi komory mieszadło drewniane obracane z szybkością 7 obr./min. Pod mieszadłem umieszczone są w dnie płyty porowate do sprężonego powietrza. Ilość powietrza wtłaczanego 1 m^3 na 1 m^3 ścieków. Ogólne zużycie energji mniejsze niż w zwykłych aerotankach. Przekrój zmodyfikowanego urządzenia przedstawia fig. 211.

Osadniki wtórne. Stosowane są przeważnie studnie z pionowym przepływem oraz osadniki Dorr Co. Czas przebywania ścieków w studniach wynosi $^1/_2$—$1^1/_2$ godz., prędkość przepływu max. 0,8 *mm*/sek., powierzchnia osadników 0,4 m^2 na każdy 1 m^3 ścieków/godz. Czas przebywania ścieków w osadnikach Dorr Co. wynosi 2—3 godziny, powierzchnia osadnika 1 m^2 na każde 40 m^3/dobę. Osad z dna osadników przepompowuje się stale lub perjodycznie w możliwie krótkich okresach (1—$1^1/_2$ godz.). Do przepompowania stosuje się urządzenia mamutowe lub pompy wirowe. Ilość powrotnego osadu zależy od zawartości wody w osadzie i procentowego stosunku osadu do ścieków. Ponieważ ilość osadu zwiększa się codziennie o 50%, to $^1/_2$ część osadu usuwa się codziennie jako nadmiar. Osad usunięty bezpośrednio na suszarki nie wysycha, gnije i cuchnie okropnie. Osad przeważnie jest fermentowany razem z osadem z osadników wstępnych. Ze względu na dużą zawartość wody w osadzie czynnym, ilość jego jest znaczna i wynosi od 2,5—5,0 *l*/mieszk./dobę (przy 98—99% wody). O ile nadmiar osadu czynnego wprowadza się do osadników wstępnych, zawartość wody w nim zmniejsza się do 95%, dzięki czemu objętość osadu znacznie maleje. Przy fermentacji osadu mieszanego ilość gazów zwiększa się prawie dwukrotnie, ale zawartość wody w osadzie przefermentowanym jest znacznie wyższa, niż normalnie, zamiast 80—85% wody, wynosi 90—92%, dzięki czemu ilość osadu na mieszkańca na dobę wynosi nie 0,2 *l*, lecz 0,8 *l*.

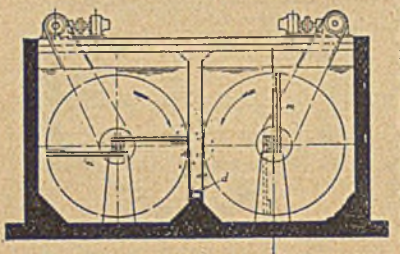


Fig. 211. Komora napowietrzająca systemu Imhoffa. *m* mieszadła, *d* — filtrosy.

K. Imhoff podaje ilości osadów, otrzymywane z przeciętnych ścieków:

1. osadu czynnego, wypompowanego z komory napowietrzającej . . . . . 5 *l*/mieszk./dobę — 99% wody
2. osadu czynnego, wypompowanego z osadnika (po 1 godz.) . . . . . 2,5 *l*/mieszk./dobę — 98% "
3. osadu mieszanego, świeżego z osadnika wstępnego . . . . . 1,8 *l*/mieszk./dobę — 95% "
4. osadu mieszanego, przefermentowanego . . . . . 0,8 *l*/mieszk./dobę — 90—92% "

5. osadu mieszanego, wysuszonego na powietrzu . . . . . 0,3 *l*/mieszk./dobę — 55% wody

Ilość osadu przefermentowanego 0,8 *l*/mieszk./dobę wypada czterokrotnie więcej niż zwykłego osadu z osadników wstępnych 0,2 *l*/mieszk./dobę. Suszarki w tym wypadku powinny być również większe czterokrotnie. Pojemność komór fermentacyjnych powinna być zwiększona trzykrotnie.

W Stanach Zjednoczonych na niektórych oczyszczalniach nadmiar osadu czynnego poddawany jest odwadnianiu sztucznemu, przyczem otrzymuje się bardzo dobry sztuczny nawóz, zawierający 4—8% azotu (którego 70% może być asymilowane przez rośliny), 2—4% fosforu (P_2O_5) i około 1% potasu.

Wyniki oczyszczania. Stopień oczyszczania bardzo wysoki. Odpływ całkowicie przeźroczysty, bez zapachu, z lekkiem słomkowem zabarwieniem lub bezbarwny. Redukcja zapotrzebowania tlenu biochemicznego do 96%. Zawartość tlenu rozpuszczonego 60—100%. Odpływ nie zagniwa w ciągu 10—20 dni. Redukcja bakteryj 90—95%, w jednym *ml* ścieków liczba bakteryj wynosi 20—50 000. Oczyszczanie niezależne od temperatury i pogody. Wydajność najwyższa ze wszystkich znanych sposobów. Na 1 *ha* można oczyścić ścieki od 300—900 000 mieszkańców.

Zupełna nieobecność zapachów i much, dzięki czemu urządzenia mogą być budowane w mieszkalnych dzielnicach miasta, co pozwala na zakładanie dzielnicowych kanalizacyj z własnemi oczyszczalniami. Wymagany spadek hydrauliczny jest minimalny. Osad może być całkowicie wykorzystany dla nawożenia roli, przyczem gazy zużytkowuje się do napędu maszyn. Koszt budowy zależny od miejscowych warunków, jednak nie wynosi więcej niż przy złożach zraszanych, często znacznie mniej. W nowszych konstrukcjach zużycie energji i dozór coraz mniejsze. Na 1000 mieszkańców potrzeba przeciętnie 1 KM. Na 1000 m^3 ścieków 5—10 KM. Nadaje się specjalnie dobrze dla dużych miast, obecnie jednak są budowane i dla małych miast, oraz małych zakładów przemysłowych (rzeźnie, mleczarnie itp.).

Osad czynny nieraz bywa stosowany do częściowego oczyszczania ścieków, np. w wypadku, jeżeli wymaga się od odpływu wysokich cech fizycznych i tylko częściowej mineralizacji. W tym celu stosuje się sposób, polegający na krótkiem napowietrzaniu ścieków z osadem czynnym dla wykorzystania okresu koagulacji (1—2 godzin). Sposób ten wymaga dodatkowego napowietrzania osadu czynnego usuniętego z osadników wtórnych w celu umożliwienia przetrawienia ciał adsorbowanych przez kłaczki (regeneracja). Dla częściowego oczyszczania ścieków stosuje się nieraz sposób oparty na całkowitem oczyszczaniu pewnej części ścieków i zmieszaniu ich z resztą nieoczyszczonych ścieków. Przy bardzo stężonych ściekach proces oczyszczania może być podzielony na dwa stopnie, przeprowadzone w osobnych komorach napowietrzających z własnemi osadnikami wtórnemi. Z osadników po drugim stopniu oczyszczania osad wraca do drugiej komory napowietrzającej, a nadmiar do komory napowietrzającej pierwszego stopnia. Osad przesycony zawiesinami z osadników pierwszego stopnia nie idzie z powrotem do pracy, lecz usuwany jest do osadników wstępnych. Sposób ten jest właściwy i bardzo ekonomiczny (patrz fig. 214).

4. Sposoby mieszane (kombinowane).

a) **Złoża przedmuchiwane.** Sposób polega na przedmuchiwaniu złóż wykonanych z koksu, łat drewnianych lub innego materjału i umieszczonych pod powierzchnią wody w komorach przepływowych. Złoża umieszczane są w skrzyniach drewnianych z dnem rusztowem i ścianami, niedoprowadzonemi do dna komory i występującemi ponad powierzchnię wody. Wymiary skrzyń są mniejsze od wymiarów komory, dzięki czemu pozostaje wolna przestrzeń z boków, niezbędna dla cyrkulacji ścieków. Do wprowa-

dzania powietrza sprężonego pod złoże służy układ rur (rozstęp 30 *cm*), z małemi otworkami, umieszczony pod złożem, lub jedna rura wykonana w postaci wahadła i poruszana mechanicznie. Pod wpływem dopływającego do złoża powietrza, powstaje cyrkulacja ścieków z dołu do góry przez złoże, a z góry w dół w przestrzeniach pomiędzy ścianami skrzyni i komory (działanie podobne do mamuta). Badania wykazują, że ścieki przepływają przez złoże 5—10 razy w ciągu minuty. Dzięki tej konstrukcji uzyskuje się: 1. dobry kontakt ścieków z błonami biologicznemi, które pokrywają powierzchnię złoża, 2. napowietrzanie ścieków i 3. zmywanie starych błon z materjału złoża. Dno komory powinno posiadać taki profil, aby osad nie mógł gromadzić się na dnie, a był porywany przez ścieki i odpływał wraz ze ściekami z komory do osadników. Rura wahadłowa przyczynia się do tego bardzo wydatnie.

Złoża przedmuchiwane dojrzewają bardzo szybko, bo w ciągu 1—2 dni. Stosowane są do częściowego lub całkowitego biologicznego oczyszczania ścieków. Dla częściowego oczyszczania ścieków złoża przedmuchiwane, niedużych wymiarów (1 godzina kontaktu), umieszczane są pośrodku komór osadowych osadników Imhoffa, bądź w wydzielonych komorach. Dla cał-

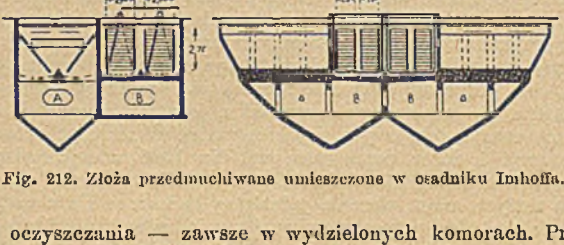


Fig. 212. Złoża przedmuchiwane umieszczone w osadniku Imhoffa.

kowitego oczyszczania — zawsze w wydzielonych komorach. Przez umieszczenie złóż przedmuchiwanych w osadnikach Imhoffa, osiąga się małym kosztem znaczną poprawę składu ścieków. Komorę przepływową osadnika dzieli się na trzy części: pierwsza służy jako właściwy osadnik wstępny, druga wypełnia się złożami przedmuchiwanemi, trzecia służy jako osadnik wtórny (patrz fig. 212). Kilkustopniowe urządzenia, t. zn. składające się z kilku złóż przedmuchiwanych, oddzielonych od siebie osadnikami, dają znacznie większą wydajność, niż ta sama pojemność złóż w urządzeniu jednostopniowem.

Wymiary poszczególnych złóż stosowanych — $2 \times 1{,}5$ *m* przy wysokości złoża od 1,5—3 *m*. Zużycie powietrza przy całkowitem oczyszczaniu wynosi 3 m^3 na 1 m^3 ścieków, przy częściowem 1—1,5 m^3. Zużycie energji przy częściowem oczyszczaniu 0,25—0,40 KM na 1000 m^3/dobę.

Wtórne osadniki zawsze są konieczne. Obliczają się, jak wtórne osadniki po złożach zraszanych. Przy całkowitem oczyszczaniu ścieków, osadu wypada 1,5 *l*/mieszk./dobę z wartością 97,5% wody. O ile osad fermentuje razem z osadem ze wstępnych osadników, sumaryczna ilość osadu wynosi 0,6 *l*/mieszk./dobę przy zawartości 90% wody po przefermentowaniu.

Wyniki oczyszczania całkowitego mogą być osiągnięte tak samo dobre, jak przy osadzie czynnym. Jest to jednak bardziej kosztowny sposób, ze względu na większy koszt urządzenia (te same komory + złoża). Najbardziej nadają się złoża przedmuchiwane do oczyszczania częściowego, co często bywa potrzebne. Przy jednogodzinnym kontakcie redukcja tlenu biochemicznego wynosi 50% redukcji, osiąganej przy całkowitem biologicznem oczyszczaniu. Złoża przedmuchiwane nadają się specjalnie dobrze dla ścieków, zawierających dużo tłuszczu, który przy przedmuchiwaniu skupia się na powierzchni cieczy, i może być łatwo usuwany (redukcja tłuszczów do 70%). Złoża są mało wrażliwe na domieszkę ścieków przemysłowych i znaczne chwilowe przeciążenie. Muchy i zapachy nieobecne. Mała zależność od tem-

peratury zewnętrznej. Minimalny spadek hydrauliczny. Minimalny dozór. Złoża przedmuchiwane nadają się również do oczyszczania ścieków zawierających związki fenolowe — 1 m^3 złoża może przerobić 0,5 kg fenolu na dobę.

b) **Kilkustopniowe oczyszczanie biologiczne.** W większych nowoczesnych oczyszczalniach obecnie często bywa stosowany do biologicznego oczyszczania ścieków nie jeden sposób dla całego procesu oczyszczania, a kilka połączonych w szeregu, co ma na celu wykorzystanie charakterystycznych zdolności przetwórczych poszczególnych sposobów w stosunku do tej lub innej fazy rozkładu ciał organicznych i składu ścieków. Np. osad czynny posiada wybitne własności adsorbcyjne i względnie słabe, nitryfikacyjne, złoża zraszane odwrotnie są czułe na drobne zawiesiny, dają natomiast daleko posuniętą nitryfikację ścieków. Jeżeli przed złożami zraszanemi wprowadzić krótki proces z osadem czynnym (okres koagulacji), to praca całości tych urządzeń bardzo zyskuje na wydajności i stopniu oczyszczania. Podobnie dobre wyniki dają złoża przedmuchiwane przed złożami zraszanemi lub osadem czynnym, złoża zraszane przed stawami rybnemi itp. Dla bardzo dokładnego oczyszczania ścieków stosuje się nieraz złoża zalewane lub zraszane i pola irygacyjne lub filtracyjne, albo też złoża zraszane, pola irygacyjne lub osad czynny i stawy rybne, ponadto chlorowanie. O ile ścieki oczyszczone mają być pośrednio użyte do zasilania wodociągów, oprócz wielostopniowego oczyszczania mechanicznego i biologicznego, stosuje się ponadto chemiczne strącanie w celu usunięcia nadmiaru soli mineralnych. Jedynym związkiem praktycznie nieusuwalnym z wody jest chlorek sodu.

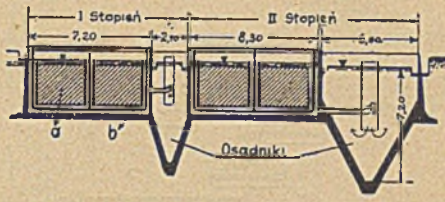


Fig. 213. Dwustopniowe złoża przedmuchiwane.

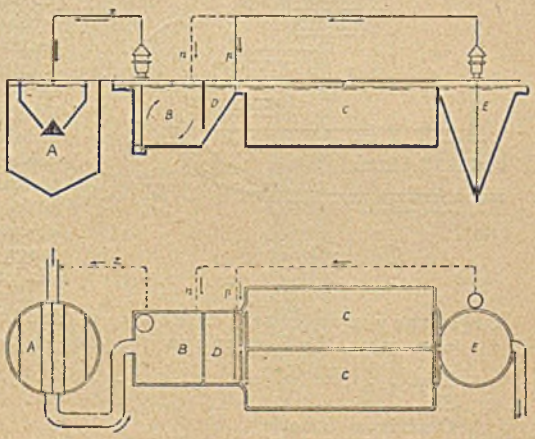


Fig. 214. Dwustopniowy proces z osadem czynnym.
A — osadnik Imhoffa, *B* — komora I stopnia z osadem czynnym, *D* — osadnik I stopnia, *C* — komora napowietrzająca z osadem czynnym II stopnia, *E* — osadnik II stopnia, *p* — rura do osadu powrotnego, *n* — rura do usuwania nadmiaru osadu z II stopnia, *z* — rura do usuwania osadu czynnego I stopnia do komory osadowej osadnika Imhoffa.

E. Wybór sposobów oczyszczania ścieków miejskich w zależności od wielkości odbiornika (rzeki).

Schemat na fig. 215 wykazuje kolejność procesów oczyszczania ścieków miejskich i możliwe kombinacje wielostopniowego oczyszczania ścieków. Stopień oczyszczania ścieków niezbędny dla danego odbiornika oblicza się

według rozdziału III, stopień otrzymywany przy poszczególnych sposobach podany jest w tekście (rozdział IV). Dla orjentacji podaje się, że odbiornik można uważać za bardzo duży przy rozcieńczeniu ścieków powyżej 500, duży 100—500, średni 30—100, mały 10—30, bardzo mały 0—10. Należy pozatem wziąć pod uwagę przeznaczenie wód w dolnym biegu i względy higjeniczne.

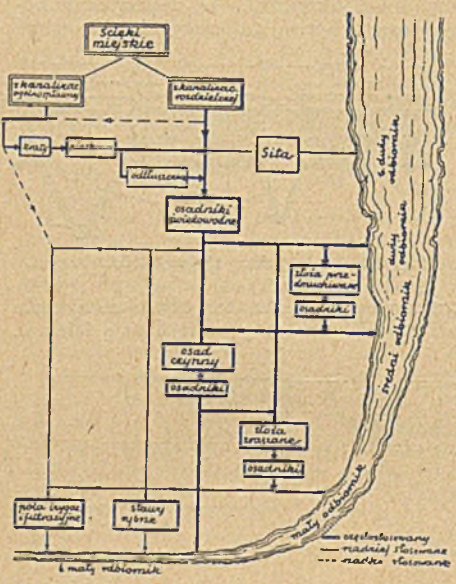


Fig. 215.

Koszt budowy i eksploatacji oczyszczalni.

Koszt budowy oczyszczalni (bez kanałów) zależny jest w znacznym stopniu od cen i warunków miejscowych, od wyboru najodpowiedniejszego sposobu oczyszczania w danych warunkach i umiejętnego zaprojektowania urządzeń. W większych objektach wskazany jest podział urządzeń na równorzędne jednostki (obsługujących pewną liczbę mieszkańców np. 2.500, 5.000, 10.000 itp.) w celu umożliwienia rozbudowy w miarę konieczności. Danych o kosztach budowy na terenie Polski brak. Niżej przytoczone są dla orjentacji dane niemieckie, które mogą być uważane za najbliższe dla naszych warunków.

Orjentacyjny koszt budowy w średnich miastach, obliczony na 1 mieszkańca dołączonego do kanalizacji.

Krat	0,85— 1,25 zł
Sit	2,00— 6,50 „
Osadników Imhoffa	8,00—15,00 „
Osadników Imhoffa i urządzeń do osadu czynnego	25,00—32,00 „

Orjentacyjny koszt budowy 1 m^3 użytecznej pojemności.

Osadników zwykłych bez mechanicznych urządzeń	100—125 zł
„ „ z mechanicznemi urządzeniami	160—215 „
Osadników Imhoffa (pojemność komory osadowej + fermentac.)	170—275 „
Urządzeń do osadu czynnego	120—140 „
Osadników wtórnych	115—200 „
Komór wydzielonej fermentacji bez urządzeń	85—115 „
„ „ „ z ogrzewaniem i przewalowaniem	100—130 „

Orjentacyjny koszt eksploatacji w zł./mieszk./rocznie. (Wraz z amortyzacją i w nowoczesnych oczyszczalniach.)

Kraty	0,13—0,22
Sita	0,65—1,15
Osadniki i fermentacja osadów	1,10—1,90
Osad czynny ze wstępnem i końcowem oczyszczaniem	3,20—5,00

F. Chlorowanie ścieków.

Jest to jedyny dobry i tani środek do dezynfekcji ścieków (niszczenia bakteryj chorobotwórczych) i do usuwania przykrych zapachów ścieków, o ile to jest konieczne. Dezynfekcja ścieków miejskich stosowana jest jedynie w okresach epidemji chorób przewodu pokarmowego, ścieków zaś ze szpitali zakaźnych — stale.

Proces polega na dodawaniu do ścieków odpowiedniej dawki chloru i przetrzymaniu ścieków w zbiornikach przez określony okres czasu (minimum 15 min., pożądane 30 min.). Chlor w większych urządzeniach dodaje się w postaci gazu, sprężonego do stanu płynnego w butlach stalowych,

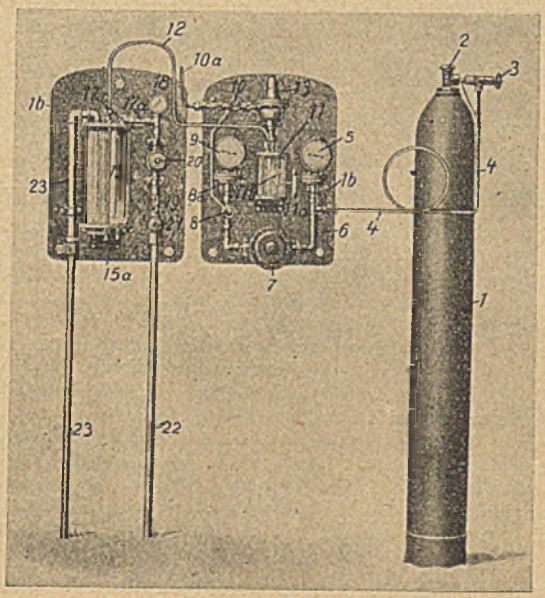


Fig. 216. Chlorownica systemu „Chlorator" Dra Ornsteina.
1 — butla z chlorem ciekłym, 2–3 — wentyle, 4 — rurka dopływowa chloru, 5 — manometr, 7 — wentyl redukcyjny, 8 — wentyl do regulacji, 9 — manometr ciśnienia zredukowanego, 11 — aparat dozujący, 13 — wentyl zwrotny, 15 — naczynie do mieszania chloru z większą ilością wody, 19 — wentyl na linji wodnej, 20 — wentyl redukcyjny dla wody, 22 — rura wodociągowa (dopływ wody), 23 — odpływ roztworu chloru w wodzie.

w urządzeniach zaś małych w postaci 1—2% roztworu podchlorynu wapnia, zawierającego 25—30% chloru czynnego. Do dawkowania chloru gazowego służą automatycznie działające aparaty, t. zw. chlorownice systemu Chlorator Ornsteina, Wallace i Thiernana, Paradona itp. Dla roztworu podchlorynu wapnia — zbiorniki z mieszadłami do rozpuszczania, zbiorniki do zapasów roztworu, zbiornik pośredni ze stałym poziomem cieczy i urządzenia dawkujące rozmaitej konstrukcji (np. kalibrowane otwory itp.).

Dawkę chloru oblicza się w stosunku do największego stężenia ścieków w ciągu doby. Za normalną dawkę przyjmuje się ilość chloru, po dodaniu którego pozostaje po 5 min. 0,5 *mg/l* (większość chloru absorbuje się w ciągu 5 min.). Ścieki surowe wymagają dla dezynfekcji przeważnie

20—30 g/m^3 i więcej chloru, po osadnikach 10—20 g/m^3, oczyszczone biologicznie 5—6 g/m^3, po osadzie czynnym 1—2 g/m^3. Dla zniszczenia zapachu ścieków wystarcza 4—10 g/m^3. Dawka chloru szkodliwa dla ryb wynosi 0,1—0,2 g/m^3 wody.

Oprócz procesu dezynfekcji, chlor powoduje zmniejszenie zapotrzebowania tlenu biochemicznego ścieków o 30—33%.

Ścieki podlegające dezynfekcji, powinny być w miarę możliwości oczyszczone co najmniej mechanicznie, gdyż chlor trudno przenika wgłąb zawiesin. Chlorowanie może być dokonywane przed osadnikami, jeżeli chodzi o wykorzystanie czasu przepływu dla dezynfekcji ścieków. Osad ścieków w ten sposób chlorowanych, według niektórych badań, ma ulegać bardziej szybkiemu rozkładowi przy fermentacji niż normalnie.

Chlor gazowy jest dostarczany w butlach stalowych rozmaitej pojemności. W Polsce dostarczają Mościce w butlach pojemności 30 i 50 *kg* oraz w beczkach stalowych po 500 *kg*. Cena 115 zł za 100 *kg*. Ciśnienie w butli 6 Atm. przy 15° C. Chlorownice i butle powinne znajdować się w pomieszczeniach z temperaturą 22—24° C, co jest konieczne dla prawidłowego parowania ciekłego chloru. Podchloryn wapnia powinien być przechowywany w suchem i ciemnem miejscu. Cena 1 *kg* wynosi około 40 groszy.

Redukcja bakteryj przy rozmaitych sposobach oczyszczania:

Kraty	0— 5%
Sita	10—20%
Piaskowniki	10—25%
Osadniki	25—75%
Chemiczne strącanie	40—80%
Złoża zalewane jednostopniowo (ścieki z dołu gnilnego)	50—53%
„ „ „ (po osadniku zwykłym)	58—62%
„ „ dwustopniowe „ „ „	77—78%
„ zraszane wysokości 1,5 *m* „ „ „	78—79%
„ „ „ 3 *m* „ „ „	96—97%
Osad czynny	90—95%
Pola filtracyjne	95—98%
„ irygacyjne	do 99,9%
Chlorowanie	98—99,5%

G. Oczyszczanie ścieków z poszczególnych nieruchomości w miejscowościach bez centralnej kanalizacji.

Jedynym właściwym sposobem usuwania wód ściekowych jest wpuszczanie ich do ogólnej sieci kanalizacyjnej osiedla. Tylko w tym wypadku interesy i wygody mieszkańców nie są sprzeczne z wymaganiami higjeny. Niestety, większość naszych miast i miasteczek nie posiada centralnej kanalizacji. Wymagania zaś ludności pod względem zaopatrzenia mieszkań w wodę bieżącą i kanalizację wciąż rosną, co zmusza do rozwiązania kwestji likwidacji odpływających ścieków w ten lub inny sposób. Zakładanie małych domowych oczyszczalni zasadniczo nie jest właściwe, gdyż małe oczyszczalnie, nawet dobrze zaprojektowane, nie działają dobrze, ponieważ mieszkańcy nie utrzymują właściwego dozoru. W większych osiedlach lub przy większem skupieniu domów z miejscową kanalizacją, należy budować wspólną kanalizację (dzielnicową) i jedną większą oczyszczalnię (działa lepiej, możliwość lepszego dozoru, mniejszy koszt na jednostkę). Dla nieruchomości poza terenem miasta, bez bliskiego odpowiedniego sąsiedztwa, można budować samodzielne małe oczyszczalnie dla ścieków (jako zło konieczne). Większa przestrzeń, posiadana na terenie wiejskim, daje więcej możliwości dla lepszego rozwiązania i zmniejszenia szkodliwości dla otoczenia. Dla

małych domowych oczyszczalni zazwyczaj stosuje się: dla wstępnego oczyszczania ścieków dół gnilny, lub osadnik Imhoffa (przy liczbie mieszkańców powyżej 20—30 osób), dla biologicznego oczyszczania — drenaż zaskórny (na terenie wiejskim), lub złoża zraszane (na wsi przy dobrych spadkach w terenie, lub w miastach).

II. Usuwanie i oczyszczanie ścieków przemysłowych.

W miastach skanalizowanych — do kanałów miejskich, o ile skład ścieków nie odbiega znacznie od składu ścieków miejskich. Jeżeli ścieki są wyraźnie kwaśne lub alkaliczne — zobojętnianie przed wpuszczaniem do kanału. Jeżeli ścieki są bardzo stężone lub zawierają domieszki szkodliwe dla procesu oczyszczania w urządzeniach miejskich lub dla kanałów, miasto ma prawo żądać od zakładu przemysłowego częściowego oczyszczania ścieków przed wpuszczaniem ich do kanału miejskiego.

W miejscowościach nieskanalizowanych oczyszczanie ścieków przemysłowych jest konieczne w większym lub mniejszym stopniu, zależnie od charakteru ścieków i odbiornika. Nieraz jeden zakład przemysłowy więcej zanieczyszcza rzekę, niż całe duże miasto.

Oczyszczanie dokonywa się na zasadach podanych wyżej, lub specjalnemi metodami, dostosowanemi do charakteru specyficznych ścieków przemysłowych. Do usuwania mineralnych zawiesin i związków stosowane są osadniki tego lub innego typu, strącanie chemiczne, odtłuszczacze (również do usuwania smoły i podobnych ciał), do usuwania organicznych ciał — pola irygacyjne i filtracyjne (deszczownie!), osad czynny itp. Ścieki kwaśne lub alkaliczne, o ile mają być oczyszczane biologicznie, po zobojętnieniu powinny być zmieszane ze ściekami domowemi dla wprowadzenia bakteryj. Gdzie można, wskazane jest stosowanie rozdziału wód odpływających na praktycznie czyste i znacznie zanieczyszczone, dzięki czemu ilość ścieków, podlegających oczyszczaniu znacznie się redukuje. Nieraz, odwrotnie, wskazanem jest mieszać niektóre rodzaje ścieków, o ile zawartość poszczególnych domieszek może spowodować ich strącanie. Dla każdego zakładu sprawę należy traktować indywidualnie i korzystać z pomocy dobrych fachowców. Dobra znajomość procesów przetwórczych danej fabryki jest konieczna. Pierwszy punkt uwagi — udoskonalenie procesów przetwórczych zakładu w ten sposób, aby odpadki niepożądane w ściekach, mogły być utylizowane z korzyścią dla zakładu.

I. Spis miast polskich, posiadających urządzenia do oczyszczania ścieków.

Miasta posiadające:
1. kraty i piaskownik — Wilno,
2. doły gnilne — Chodzież, Starogard,
3. osadniki Imhoffa — Częstochowa, Gdynia, Gniezno, Dąbrowa Górnicza, Krynica, Kielce, Lublin, Piotrków, Radom, Sosnowiec, Szamotuły,
4. osadniki Dorr Co. — Związek regulacji Rawy (G. Śląsk),
5. osadniki i wydzielone komory do osadów — Toruń,
6. osadniki (danych o systemie brak) — Bochnia, Brodnica, Królewska Huta, Nakło, Poznań, Siemianowice,
7. złoża zraszane — Gniezno, Pakość, Siemianowice, Wąbrzeźno,
8. złoża zalewane — Chojnice, Chełmża, Piotrków,
9. pola irygacyjne — Bydgoszcz, Leszno, Ostrów, Ruwicz, Rybnik, Września.

LITERATURA.

H. Przyłęcki: Sprawozdanie z prac Miejskiej Stacji Doświadczalnej nad oczyszczaniem ścieków na Kaskadzie w Warszawie. 1929.
K. Imhoff: Die Wiederverwendung von städtischem Abwasser, Gesundheits-Ingenieur 1931.
K. Imhoff: Taschenbuch der Stadt-Entwässerung, 1932.
K. Imhoff: Zasady kanalizacji miast i oczyszczania ścieków (w języku polskim) 1933.
Metcalf and Eddy: American Sewerage Practice, Tom III, 1916.
Metcalf and Eddy: Sewerage and sewage disposal, 1922.

G. W. Fuller and McClintock: Solving sewage problems, 1926.
W. Iwanow: Oczystka stocznych gorodskich wod, 1929.
Buswell: The chemistry of water and sewage treatment, 1928.
Wagenhals, Theriault and Homon-Sewage treatment in the United States, 1923.
Zahn: Städtereinigung (Weyls Handbuch der Hygiene II-3), 1919.
E. Szenfeld: Historja rozwoju metody biologicznego oczyszczania ścieków kanałowych, 1929.
A. Martin: The activated sludge process, 1927.
F. Sierp: Die biologische und chemische Abwasserreinigung mit Hilfe von Luft, 1927.
Kusch: Die Belebtschlamm-Kläranlage der Kreisstadt Templin, 1931.
A. Safarewicz: Oczyszczanie ścieków zapomocą mułu czynnego, 1929.
A. Safarewicz: Przeróbka mułu zapomocą gnilnej fermentacji, 1932.
A. Szniolis: Osad czynny, 1928.
A. Szniolis: Oczyszczanie ścieków na złożach przedmuchiwanych, 1929.
A. Szniolis: Usuwanie i oczyszczanie wód ściekowych z poszczególnych posesyj, 1931.
A. Szniolis: Dezynfekcja wody, 1927.
A. Szniolis i J. Just: Projekt ujednostajnionych metod fizycznego i chemicznego badania wody, 1934.
J. Just i A. Szniolis: Z badań nad ustaleniem warunków prawidłowego chlorowania wody, 1934 (Zdrowie).
S. Szemplíński: Podstawy projektowania nowoczesnych odczyszczalni ścieków kanałowych, 1931.
Gordon M. Fair and G. Carlton: Sludge Digestion-Reaction and Control, 1927.
Gordon M. Fair and G. Carlton: Studies of sludge digestion, 1930.
Jakowlew: Chlorirowanje stocznych wod, 1932.
Frank and Rhynus: The treatment of sewage from single houses and small communities, 1920.
Wilson and Calvert: Trade waste waters, 1913.
B. Böhm: Gewerbliche Abwasser, 1928.
Hommon and Phelps: The treatment and disposal of industrial wastes (strawbord waste, cramerywaste, tannerywaste) — Publ. Health Bulletin, 1918.
I. Piotrowski: Wodociągi i kanalizacje miast polskich, 1927.
Prace K. Imhoffa, F. Sierpa, Mahra, H. Brunsa, W. Schmidta, F. Friesa i innych w czasopismach: Technisches Gemeindeblatt, Gesundheits-Ingenieur, Gas- und Wasserfach.
Prace W. Rudolfsa w Public Health Reports, Sewage Works Journal, Industrial and Engineering Chemistry, Reports N. Jersey Agricult. Exp. St.
Kleine Mitteilungen der Preußischen Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Luft-Hygiene.
Czasopismo: Sewage Works Journal.
Roczniki: Vom Wasser.
Dr. H. Rohde: Bau- und Betriebskosten von Kläranlagen. (Gesundheits-Ing. Nr. 8, 1934).

Oświetlenie pomieszczeń światłem dziennem.[1]

Napisał
dr. inż. Wacław Żenczykowski,
zast. prof. politechniki warszawskiej.

1. Wrażliwość oka na działanie światła.

Światło słoneczne daje się rozłożyć na siedm zasadniczych barw świetlnych o różnych długościach fali. Wrażliwość oka na poszczególne rodzaje tych fal, a zatem na różne barwy nie jest jednakowa. Oznaczając przez σ spółczynnik wrażliwości oka, przez I energję świetlną, a przez G wywierane działanie na nerw wzrokowy, można ustalić $G = \sigma I$.

Dla uzyskania wrażenia wzrokowego o jednakowej intensywności G — potrzebne są różne ilości energji I w zależności od długości fali λ.

Tablica I.

Spółczynnik wrażliwości oka „σ“ w zależności od różnej długości fal energji promienistej „λ“.

λ	400	450	500	550	570	600	650	700
Barwa	fioletowa	niebieska	zielona	żółto-zielona	żółta	pomarańczowa	czerwona	ciemno-czerwona
σ	0,01	0,04	0,34	1,0	0,96	0,61	0,11	0,01

Wrażliwość organów wzrokowych jest największa w obszarze fal, w którym słońce wysyła najwięcej swojej energji, tj. w obszarze fal żółto-zielonych; w wypadkach szybkiej zmiany natężenia oświetlenia wrażliwość maleje, gdyż oko nie odrazu przystosowuje się do nowych warunków oświetlenia. Im większa jest różnica pomiędzy oświetleniem, do którego oko przywykło, i tem, do którego ono zostało nagle przeniesione, tem więcej trzeba czasu do przystosowania się do nowych warunków.

Ażeby praca była wydajna, trzeba dążyć do oświetlenia równomiernego o stałem natężeniu. W polu widzenia nie powinno się znajdować słońce, ani też zbyt jaskrawe i zbyt duże świecące lub oświetlone powierzchnie, należy przytem pamiętać, że wzrok jest daleko bardziej wrażliwym na silne światło skierowane od dołu niż od góry. Szybkość odbierania wrażeń wzrokowych w dużej mierze zależy od bezwzględnej wartości padającego strumienia światła.

Najlepsze warunki mamy w obszarze 300—3000 luksów w dość szerokich granicach.

[1]) Do części VIII.: „Budownictwo“ w tomie III. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 1763—2208.

Doświadczenia amerykańskie wykazały, że prawie we wszystkich wypadkach dodatkowe koszty na polepszenie oświetlenia pokrywane są z naddatkiem przez zwiększenie wydajności pracy i zmniejszenie braków produkcji i że wraz ze zwiększeniem oświetlenia maleje ilość nieszczęśliwych wypadków.

2. Normy oświetlenia.

Pojęcie „oświetlenia“ obejmuje całokształt zjawisk fizycznych, powodowanych energją świetlną widzialną.

Tablica II.

Typ	Miejsce oświetlane	Wartości naświetlania w luksach	
		minimum	zaleca się
a	Drogi i podwórza, czynne w czasie pracy	0,5	0,5—3
b	Składy, przejścia w pomieszczeniach pracy	2,5	10—20
c	Pomieszczenia, gdzie rozróżnianie szczegółów nie jest konieczne: poczekalnie, klatki i przejścia do nich, umywalnie i garderoby, kabiny dźwigów, obróbka surowców, sortownie grubszych materjałów	5	20—50
d	Pomieszczenia, gdzie wymagane jest niewielkie rozróżnianie szczegółów — zgrubsza: schody i przejścia przy poruszających się maszynach, gorących przewodach i urządzeniach elektrycznych, grubsze roboty mechaniczne, kuźnie	10	20—50
e	Pomieszczenia, gdzie konieczne jest umiarkowane rozróżnianie szczegółów: budowa maszyn, roboty warsztatowe, i modelarskie w odlewniach, wyrób cygar i papierosów	20	50—100
f	Pomieszczenia, gdzie wymagane jest jasne rozróżnianie szczegółów: drobna robota na warsztatach, biura, rachunkowość, pisanie na maszynach	30	50—100
g	Pomieszczenia, gdzie wymagane jest rozróżnianie najdrobniejszych detali: wyrób zegarków i precyzyjnych mechanizmów, grawerowanie, roboty kreślarskie	50	100 -200 i wyżej

Przy projektowaniu otworów świetlnych wchodzą w grę przedewszystkiem następujące wielkości oświetleniowe: strumień świetlny, światłość źródła i naświetlenie powierzchni.

Strumieniem światła nazywamy moc promieniowania świetlnego (widzialnego), ocenioną w jednostkach, zależnych od wrażenia wzrokowego.

Światłością źródła w postaci punktu — nazwiemy kątową gęstość strumienia świetlnego, tj. stosunek wartości strumienia do odpowiedniego kąta bryłowego.

Naświetleniem elementu powierzchni nazwiemy gęstość powierzchniową strumienia świetlnego.

Jednostką światłości jest świeca międzynarodowa, jednostką strumienia świetlnego — lumen, wreszcie jednostką naświetlenia — luks. Luks można określić jako naświetlenie powierzchni promieniami do niej normalnemi, pochodzącemi od oddalonego o 1 *m* źródła o światłości jednej świecy.

Normy Stanów Zj. A. P., wydane w Code of Lighting w 1915 r. i uzupełnione w r. 1921 przepisują wartości naświetlenia sztucznego na poziomej płaszczyźnie pracy (według tabl. II. w zaokrągleniu). Część tegoż kodeksu, odnosząca się do światła dziennego, postanawia, że okna i świetliki w budynkach winny mieć takie wymiary, żeby w najciemniejszem miejscu, przy normalnem świetle dziennem, naświetlenie było conajmniej 3-krotnie większe od minimalnych norm dla światła sztucznego.

Normy te nadają się dobrze do bezpośredniego użytku przy świetle sztucznem, którego źródła mają ustaloną i wiadomą siłę światła; natomiast zastosowane do światła dziennego są mało praktyczne, trudno bowiem instalować w pomieszczeniach specjalne przyrządy pomiarowe do mierzenia światła, a przy projektowaniu nowych budynków wogóle o mierzeniu naświetlenia mowy być nie może.

Z tego powodu do oceny naświetlenia przyjęta jest również metoda polegająca na analitycznem lub wykreślnem określaniu t. zw. naświetlenia względnego, zwanego inaczej spółczynnikiem światła dziennego. Wielkość tę można obliczyć, mając spółrzędne otworów świetlnych i poszczególnych punktów w pomieszczeniu. Naświetlenie względne wyraża się liczbą oderwaną, jako stosunek naświetlenia poziomu w danym punkcie pomieszczenia do naświetlenia poziomej płaszczyzny pod odkrytem niebem, oświetlanej w tej samej chwili niczem nie zasłoniętemi promieniami z całej półkuli niebieskiej. Przyjmuje się przytem dla uproszczenia, że całe niebo posiada tą samą jasność, a zatem bezpośrednie promienie słońca są pomijane. Naświetlenie względne, które oznaczamy literą K, jest funkcją następującego wyrażenia:

$$(K = \Sigma K_0 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4) + K_1 = \Sigma K_0 \eta + K_1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

We wzorze tym wprowadzone są następujące oznaczenia:

K_0 — naświetlenie względne brutto, tj. spółczynnik naświetlenia bezpośredniemi promieniami, przechodzącemi przez pełny otwór niczem niezaciemniony;

η_1 — spółczynnik od zaciemnienia wiązaniami otworów świetlnych;

η_2 — spółczynnik przezroczystości szyb;

η_3 — spółczynnik zmniejszający od odbicia od szyb;

η_4 — spółczynnik od zabrudzenia;

η — ogólny spółczynnik zaciemnienia $\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4$;

Σ — oznacza sumę wartości, obliczonych dla poszczególnych otworów świetlnych;

K_1 — naświetlenie względne promieniami odbitemi (rozproszonemi).

Projekt nowych norm oświetlenia naturalnego pomieszczeń dla robotników i zakładów przemysłowych w Z. S. S. R. stawia następujące wymagania:

Ponadto postawiono żądanie, dotyczące wszystkich pomieszczeń oświetlanych światłem górnem, lub kombinowanem górno-bocznem, ażeby wartości naświetleń w jednym przekroju płaszczyzny pracy nie różniły się między sobą więcej niż trzy razy.

Fig. 217.

Oświetlenie wyłącznie boczne cechuje się zazwyczaj bardzo znaczną nierównomiernością.

Na fig. 217 przedstawiono ustalony pomiarami wykres naświetlenia na płaszczyźnie poziomej 1 *m* nad podłogą w zależności od odległości od okna dla 3-ch systemów oszklenia otworów:

I. — szyby w dole, górna część zasłonięta, II. — szyby pośrodku między zasłoniętemi częściami od góry i od dołu. III. — szyby u góry, dolna część zasłonięta. Wykres ten wskazuje, że największa różnica naświetleń zachodzi przy typie I i stanowi *E* max : *E* min = 130 : 1, najmniejsza dla typu III-go wynosi 5 : 1. Przy ocenie na oko tak wielkie różnice wydają się nam wprost niemożliwe, ponieważ wzrok nie jest miernikiem czułym.

Ponieważ nierównomierność przy bocznem oświetleniu jest z natury rzeczy większa, niż przy świetle górnem, lub kombinowanem górno-bocznem, przeto i normy dla oświetlenia wyłącznie bocznego winny być nieco łagodniejsze.

Z tej racji dla oświetlenia wyłącznie bocznego normy podają tylko dolną granicę naświetlenia względnego w najciemniejszych miejscach płaszczyzny pracy (tabl. III.).

Tablica III.

Typ pomieszczenia	Rodzaj pracy	Naświetlenie względne na poziomej płaszczyźnie pracy 1 *m* nad podłogą	
		Minimalna wartość w wypadku światła wyłącznie bocznego	Średnia wartość w charakterystycznych przekrojach podłużnych i poprzecznych przy zastosowaniu światła górnego lub górnobocznego
I	Praca niewymagająca rozróżniania szczegółów: składy itp.	0,5%	2—4%
II	Praca niewymagająca rozróżniania drobniejszych szczegółów: większość pomieszczeń przemysłowych	0,8%	4—6%
III	Praca wymagająca rozróżniania najdrobniejszych szczegółów	1,5%	6—8%

Ponieważ przy świetle bocznem i stałej głębokości pomieszczenia naświetlenie względne jest w przybliżeniu proporcjonalne do stosunku powierzchni okien do powierzchni podłogi, więc wyżej wspomniany projekt norm pozwala dla uproszczenia przy projektowaniu opierać się na trzech przepisanych niżej stosunkach, spełniających w przybliżeniu wymagania tablicy III-ej, a mianowicie:

1. na stosunku powierzchni otworów świetlnych (liczonej powyżej płaszczyzny pracy) do powierzchni podłogi $F_0 : F_p$,

2. na stosunku odległości między oknami i ścianą przeciwległą do wysokości górnej krawędzi otworu ponad podłogą — $\frac{L}{h}$.

W wypadku okien w dwóch przeciwległych ścianach L jest połową odległości między ścianami.

Zależność między temi dwoma stosunkami dla trzech typów pomieszczeń, wyszczególnionych w tablicy III., podaje:

Tablica IV.

$\frac{L}{h}$	$F_0 : F_p$ w typach pomieszczeń		
	I	II	III
$(L:h) < 1{,}5$	0,10	0,15	0,20
od 1,5 do 2	0,15	0,20	0,25
od 2 do 2,5	0,15	0,20	0,30
od 2,5 do 3	0,20	0,25	niedopuszczalne
od 3 do 3,5	0,30	niedopuszczalne	„
$> 3{,}5$	niedopuszczalne	„	„

Ponadto specjalne przepisy ustalają minimalne naświetlenie względne K dla szkół, liczone na płaszczyźnie poziomej 80 *cm* powyżej podłogi:

1. W klasach, kreślarniach, salach rysunkowych, warsztatach, gdzie wykonywują się dokładniejsze roboty $K > 1{,}25\%$.

2. W audytorjach dla dorosłych słuchaczy, laboratorjach i pomieszczeniach dla wypoczynku $K > 1\%$.

3. Dla sal sportowych, basenów do pływania i warsztatów dla mało dokładnych robót $K > 0{,}75\%$.

Normy Brytyjskiego Komitetu Oświetleniowego podają jako minimum dla zwykłych celów (praca w biurach) $K = 0{,}2\%$, dla szkół $K = 0{,}5\%$. Na posiedzeniu Międzynarodowej Komisji Oświetleniowej w 1928 r. delegaci szeregu państw oświadczyli, że wartości $K = 0{,}2\%$ są stanowczo za niskie.

3. Ogólne wzory na obliczanie naświetlenia względnego brutto.

Metoda obliczeń oparta jest na bezpośredniem określaniu ze związków geometrycznych — poziomego rzutu, widzianej przez otwór świetlny półkuli niebieskiej (fig. 218).

Dokładna wartość naświetlenia względnego brutto:

$$K = \frac{1}{2\pi} \Sigma \alpha \cos \beta \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (2)$$

We wzorze tym mamy oznaczenia:

α — kąty, pod któremi widoczne są z danego punktu P poszczególne krawędzie otworu świetlnego.

β — kąty, utworzone przez płaszczyzny kątów α (t. zn. przez ściany wycinka sferycznego, obejmującego otwór świetlny) z płaszczyzną poziomą; wszystkie kąty β należy odliczać nazewnątrz wycinka sferycznego.

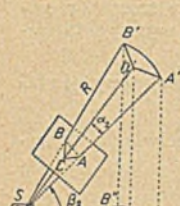


Fig. 218.

Wzór ten będzie słuszny dla otworu świetlnego dowolnej formy. Dla każdego otworu czworobocznego otrzymamy:

$$K_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot (\alpha_1 \cdot \cos\beta_1 + \alpha_2 \cdot \cos\beta_2 + \alpha_3 \cdot \cos\beta_3 + \alpha_4 \cdot \cos\beta_4) \quad (3)$$

jeżeli otwór ten będzie oknem, w którem krawędzie 3 i 4 są pionowe, lub wogóle leżą w płaszczyznach pionowych, przechodzących przez punkt P, to w tym wypadku $\alpha_3 = \alpha_4 = \frac{\pi}{2}$, a wzór (3) przyjmuje uproszczoną postać:

$$K_0 = \frac{1}{2\pi} (\alpha_1 \cdot \cos\beta_1 + \alpha_2 \cdot \cos\beta_2) \quad \ldots \ldots \quad (4)$$

Wreszcie w wypadku prostokątnego pionowego okna o nieskończenie długim wymiarze poziomym:

$$K_0 = \frac{1}{2\pi} \cdot (\pi \cdot \cos\beta_1 + \pi \cdot \cos\beta_2) = \frac{\cos\beta_1 + \cos\beta_2}{2} \quad \ldots \ldots \quad (5)$$

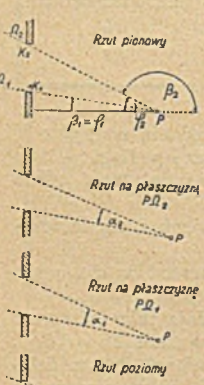


Fig. 219.

Wzór (5) jest oczywiście słuszny i dla okien pochyłych.

Używając wzory (2) do (5) należy pamiętać, że wszystkie kąty β leżą nazewnątrz danego kąta bryłowego.

Metoda wykreślna obliczania naświetlenia względnego brutto w zastosowaniu do prostokątnych pionowych okien i świetlików.

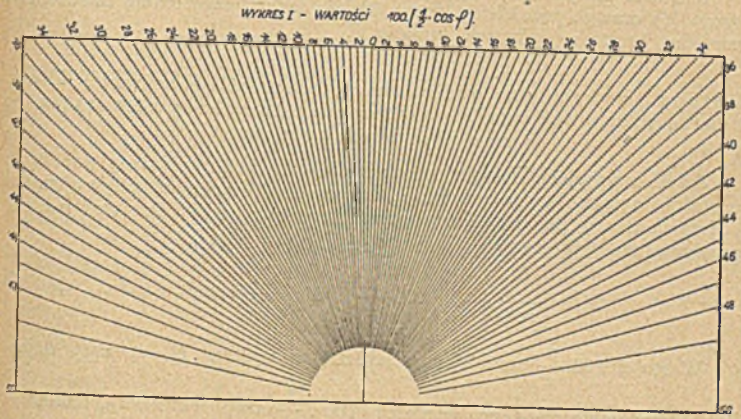
Metoda oparta jest na wykreślnem odtworzeniu wzoru (4). Wzór ten jest matematycznie ścisły wtedy, jeśli boczne krawędzie otworów są linjami pionowemi, lub wogóle leżą w płaszczyznach pionowych, przechodzących przez dany punkt P, a więc i dokładność metody dla tego wypadku uzależniona jest li tylko od dokładności rysunków. Jeżeli boczne krawędzie nie spełniają powyższego warunku, to metoda daje wyniki przybliżone. W wyżej przytoczonym wzorze $< \beta_2$ jest kątem zewnętrznym względem $< \Omega_1 P \Omega_2$ (fig. 219); prościej będzie wzór (4) wyrazić w zależności od kąta φ_2; zakładając nadto $\beta_1 = \varphi_1$, otrzymamy po zniesieniu nawiasów:

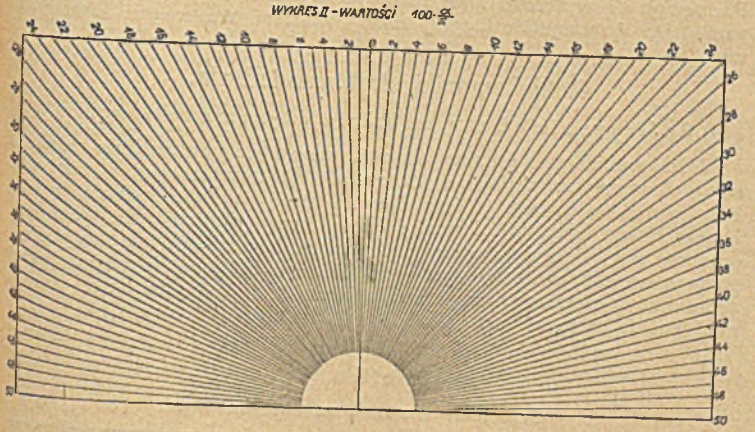
$$K_0 = \frac{1}{2\pi} [\alpha_1 \cdot \cos\varphi_1 + \alpha_2 \cdot \cos(180 - \varphi_2)]$$

lub co na jedno wynosi

$$K_0 = \frac{1}{10\,000}\left[\left(100 \cdot \frac{\alpha_1}{\pi}\right)\left(100 \cdot \frac{1}{2}\cos\varphi_1\right) - \left(100 \cdot \frac{\alpha_2}{\pi}\right) \cdot \left(100 \cdot \frac{1}{2}\cos\varphi_2\right)\right] \quad (6)$$

Cała metoda oparta jest na dwu wykresach.





Tablice z wykresami.

Wykres I. jest rodzajem kątomierza, na którym, mierząc w przekroju pionowym kąty φ, otrzymujemy bezpośrednio wartości $\left(100 \cdot \frac{1}{2}\cos\varphi\right)$; wykres zaś II. jest kątomierzem dla kątów α, dającym bezpośrednio wartości $\left(100 \cdot \frac{\alpha}{\pi}\right)$ po zmierzeniu kątów α w płaszczyznach $P\Omega_2$ i $P\Omega_1$.

Zamiast rysować przekroje $P\Omega_2$ i $P\Omega_1$, wystarczy wykonać pomiary na rzucie poziomym pomieszczenia, przesuwając punkt P do miejsc P_1 i P_2, tak żeby:

$$K_1' P_1 = K_1 P \text{ i } K_2' P_2 = K_2 P$$

(patrz rzut pionowy i poziomy, fig. 219).

Wartości otrzymane z wykresów po przemnożeniu i odjęciu według wzoru (6) oraz po podzieleniu przez 10 000 dadzą bezpośrednio naświetlenie względne brutto w zadanym punkcie P.

Metoda wykreślna obliczania naświetlenia względnego brutto w zastosowaniu do otworów dowolnego kształtu i o dowolnem pochyleniu.

Jeżeli mamy jakiś dowolny otwór $A\,B\,C$ (fig. 218), widziany pod kątem wielościennym z danego punktu P, wówczas obliczenie wykonywujemy na podstawie wzoru (2), który dla bezpośredniego korzystania z wykresów I. i II. przekształcamy w postać:

$$K_0 = \frac{1}{10\,000} \Sigma \left(100 \frac{\alpha}{\pi}\right) . \left(100 . \frac{1}{2} \cos \beta\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

Wartości $100 \frac{\alpha}{\pi}$ znajdujemy, nakładając wykres II na kąty linjowe ścian kąta wielościennego, wartości $\left(100 . \frac{1}{2} \cos \beta\right)$ określimy, nakładając wykres I na kąty pochylenia odpowiednich ścian do płaszczyzny poziomej. Posługując się wykresem I-ym należy uwzględnić odpowiedni znak $\cos \beta$, pamiętając, że wszystkie kąty β należy obliczać nazewnątrz kąta bryłowego.

4. Spółczynniki strat naświetlenia.

a) Spółczynnik od zaciemnienia wiązaniami otworów η_1.

Jeżeli weźmiemy normalne okno futrynowe, to powierzchnia oszklenia skrzydeł wewnętrznych będzie stanowiła 80% światła między futrynami. Przy oknie podwójnem i skrzynkowem straty od zaciemnienia ramami i szczeblinami będą ∞ 1,5 raza większe. Straty wzrastają, im pochylenie promieni względem płaszczyzny okna jest mniejsze. Straty te dla poszczególnych wypadków należy specjalnie obliczyć, rysując w większej skali okno wraz z ościeżami i węgarkami. Przeciętne dane dla okien drewnianych podaje następująca tablica.

Tablica V.

Przeciętne wartości spółczynnika η_1.

Okna	Wartości η_1 przy nachyleniu promieni do płaszczyzny okna						
	90°	80°	70°	60°	50°	40°	30°
pojedyncze	0,80	0,79	0,77	0,76	0,75	0,70	0,64
podwójne	0,70	0,68	0,66	0,64	0,62	0,55	0,52

b) Spółczynnik przeźroczystości szyb η_2.

Z padającego na szybę światła część przez nią przechodzi, pozostała część zostaje pochłonięta lub odbita. Ilość pochłanianego przez szkło światła zależy od jego gatunku i od kąta padania promieni — i jest w przybliżeniu proporcjonalna do grubości szkła, liczonej w kierunku padania promieni.

Tablica VI.

Ilość światła pochłanianego przez szyby.

Nazwa szkła	Grubość mm	Pochłonięte światło w % w zależności od kąta między kierunkiem promieni i powierzchnią szkła						
		90°	80°	70°	60°	50°	40°	30°
Okienne . .	2	9	9	10	10	12	14	18
„	3—4	11—13	11—13	12—14	13—15	14—17	17—20	22—26
Katedralne białe . .	3—3,5	11—13	11—13	12—14	13—15	14—17	17—20	22—26
Surowe lane . . .	5	13	13	14	15	17	20	26
Matowe . .	2	14—22	14—22	15—23	16—27	18—29	22—34	28—40
Prasowane żłobkowane	5—6	24—37	24—38	26—40	28—43	31—48	37—58	48—70
Prasowane wzorzyste .	3—6	25—44	25—45	27—48	29—51	33—57	36—68	50—80
Mleczne . .	2—3	40—50	41—51	44—54	46—58	52—65	62—78	80—90
Siatkowe .	6—8	25—35	25—36	27—38	29—40	33—45	39—55	50—65

Dla zwykłego szkła okiennego przeciętna ilość światła, pochłoniętego przy kącie padania 90°, będzie 9%, a spółczynnik przeźroczystości szyb przy pojedyńczem oszkleniu $\eta_2 = 0{,}91$, przy podwójnem $\eta_2 = 1 - 2 \times 0{,}09 = 0{,}82$.

c) Spółczynnik zmniejszający od odbicia się światła od szyb η_3.

Ilość światła odbitego zpowrotem dla zwykłych gatunków szkła w zależności od kąta nachylenia promieni do powierzchni oszklonej podana jest na fig. 220.

Dla kąta padania 90° ilość odbitego światła wynosi 9%, spółczynnik strat od odbicia się światła przy oszkleniu pojedyńczem wynosi $\eta_3 = 0{,}91$, przy podwójnem $\eta_3 = 0{,}82$.

d) Spółczynnik zmniejszający od zabrudzenia szyb.

Zabrudzenie szyb odgrywa poważną rolę, szczególniej w budynkach przemysłowych. Na stopień zabrudzenia wpływają

1. Rodzaj pracy w budynku. W kuźniach, odlewniach, młynach, cementowniach zabrudzenie jest bardzo znaczne.
2. Wysokość pomieszczenia. Zabrudzenie okien w górnych częściach jest znacznie większe.
3. Pochylenie szyb do poziomu. Im bardziej okna odchylają się od płaszczyzny pionowej, tem większe jest zabrudzenie.

4. Rodzaj szkła. Szkła gładkie najmniej się brudzą.

5. Przeciąg czasu, w ciągu którego okno podlegało zabrudzeniu.

Na fig. 221 przedstawiony jest wykres spółczynnika zmniejszającego od zabrudzenia szyb w zależności od pochylenia szkła do poziomu i od czasu. Wyniki wzięte są z pomiarów, wykonanych w jednej z fabryk w Rosji dla pojedyńczego oszklenia.

Pomiary stwierdziły prócz tego, że 75% zabrudzenia przypada na powierzchnie wewnętrzne szyb, wobec czego konieczne staje się urządzenie łatwego dostępu do okien wewnątrz budynków.

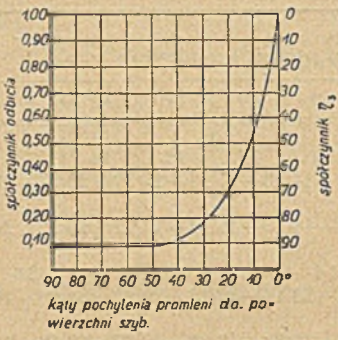


Fig. 220.

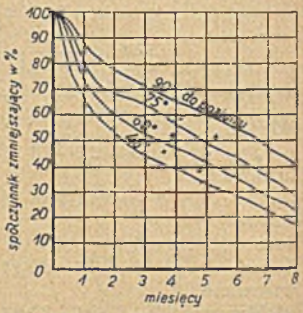


Fig. 221. Zależność spółczynnika zmniejszającego od zabrudzenia i pochylenia powierzchni oszklonej.

Wykres (fig. 221) wskazuje ponadto, że zabrudzone świetliki pionowe przepuszczają więcej światła od pochyłych; okoliczność tę należy przyjąć pod uwagę przy projektowaniu otworów świetlnych w razie, gdyby takowe nie miały być utrzymywane w czystości.

Przy oszkleniu podwójnem straty od zabrudzenia będą 1,5—2 razy większe niż przy pojedyńczem, zależnie od szczelności okien. Okna podwójne należy zawsze tak konstruować, ażeby szyby mogły być łatwo ze wszystkich stron wymyte.

e) Ogólny spółczynnik zaciemnienia η.

Ten spółczynnik jest iloczynem spółczynników zmniejszających więc:

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4.$$

Przy tej samej konstrukcji wiązań okiennych i tym samym gatunku szkła η zależy od kąta nachylenia kierunku światła do powierzchni oszklenia i od zabrudzenia szyb. Jeżeli przyjąć przeciętny kąt padania promienia świetlnych 45° oraz zabrudzenie jednomiesięczne, to dla zwykłych okien pojedyńczych:

$$\eta = 0{,}72 \cdot 0{,}88 \cdot 0{,}9 \cdot 0.88 = 0{,}52.$$

Dla okien podwójnych:

$$\eta = \infty\, 0{,}58 \cdot 0{,}76 \cdot 0{,}81 \cdot 0{,}82 = 0{,}29.$$

Wynika stąd, że okna podwójne przepuszczają 1,5 do 2 razy mniej światła od pojedyńczych.

5. Naświetlenie wtórne promieniami odbitemi (rozproszonemi).

Udział w całkowitem naświetleniu promieni odbitych od wewnętrznych powierzchni pomieszczenia jest tem większy, im większe są spółczynniki odbicia, im dalej od okien znajdują się oświetlane miejsca i im mniej rozległe są wymiary pomieszczenia.

Określenie tego dodatkowego naświetlenia jest naogół zadaniem bardzo skomplikowanem. Dokładny wzór istnieje jedynie dla kuli oświetlonej od wewnątrz źródłem w postaci punktu:

$$E_r = \frac{\Phi}{4\pi R^2} \cdot \frac{\varrho}{1-\varrho} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (8)$$

E_r — oznacza naświetlenie wewnętrznej powierzchni kuli od promieni odbitych.

Φ — całkowity strumień świetlny, wychodzący ze źródła.

ϱ — spółczynnik odbicia, stały dla całej powierzchni.

R — promień kuli.

We wzorze tym niema spółrzędnych źródła światła L, z czego płynie ciekawy wniosek: Naświetlenie światłem rozproszonem wewnętrznej powierzchni kuli jest we wszystkich punktach jednakowe, proporcjonalnie do całkowitego strumienia świetlnego źródła, ale niezależne od tego, w którem miejscu wewnątrz kuli źródło się znajduje. Natomiast naświetlenie bezpośredniemi promieniami źródła, zależy od położenia źródła względem rozpatrywanego punktu — jest odwrotnie proporcjonalne do kwadratu odległości.

Przy projektowaniu budynków przemysłowych z oświetleniem górnem, lub górno-bocznem pomija się w rachunku światło rozproszone. Przy znacznej wysokości, małej ilości ścian i ciemnej podłodze wynikająca stąd niedokładność, dająca zresztą pewien zapas, będzie praktycznie usprawiedliwiona wobec niedokładności innych spółczynników η_1 η_2 η_3 η_4, oraz wobec małej czułości wzroku. Natomiast w budynkach oświetlonych tylko przez otwory boczne wpływu odbitego światła pominąć całkowicie nie można.

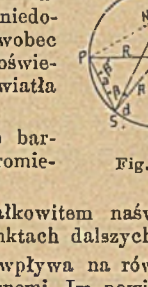


Fig. 222.

Naświetlenie promieniami odbitemi jest o wiele bardziej równomierne, niż naświetlenie bezpośredniemi promieniami z atmosfery.

Ma ono stosunkowo bardzo mały udział w całkowitem naświetleniu w pobliżu okna, natomiast odgrywa dużą rolę w punktach dalszych.

Oświetlenie rozproszonemi promieniami znacznie wpływa na równomierność naświetlenia w zwykłych izbach z oknami bocznemi. Im powierzchnie tych izb są jaśniejsze, bielsze, tem więcej wnętrza posiadają rozproszonego światła i tem bardziej oświetlenie staje się równomierne.

Naświetlenie promieniami rozproszonemi można w przybliżeniu obliczyć, zakładając wzór analogiczny do wzoru (8):

$$E_r = \frac{\Phi}{\Sigma F}\left(\frac{\varrho_0}{1-\varrho_0}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (9)$$

gdzie ΣF oznacza sumę powierzchni ścian, podłogi i sufitu, ϱ_0 zaś jest średnim spółczynnikiem odbicia:

$$\varrho_0 = \frac{\Sigma F \cdot \varrho}{\Sigma F} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (10)$$

Φ we wzorze (9) oznacza całkowity strumień światła, jaki przez otwory świetlne wchodzi do pomieszczenia.

$$\Phi = \Sigma E_z \cdot f \cdot \eta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (11)$$

przyczem f jest polem otworów okiennych, η — ogólnym spółczynnikiem zaciemnienia, E_z naświetleniem na zewnętrznej powierzchni szyb. Wzór (9) jest tem dokładniejszy im bardziej pomieszczenie w swym kształcie zbliżone jest do kuli, jest zatem dokładniejszy dla sześcianu niż dla innych prostopadłościanów. Ze względu na ustalony poprzednio system obliczeń, poręczniej będzie naświetlenie promieniami rozproszonemi wyrazić w stosunku do naświetlenia poziomej płaszczyzny pod odkrytem niebem, jako t. zw. naświetlenie względne promieniami rozproszonemi. To naświetlenie względne promieniami rozproszonemi wchodzi jako drugi składnik K_1 do wzoru (1) wyrażającego całkowite naświetlenie względne.

Zgodnie z poprzedniemi rozważaniami i wzorami 9, 10 i 11, w przybliżeniu

$$K_1 = \frac{\Sigma K_z \cdot f \cdot \eta}{\Sigma F} \cdot \frac{\varrho_0}{1-\varrho_0} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (12)$$

K_z oznacza naświetlenie względne na pionowej zewnętrznej powierzchni szyb, reszta oznaczeń jak poprzednio.

K_z da się w łatwy sposób obliczyć, analogicznie do naświetlenia względnego brutto K_0.

Podobnie do wzoru (2)

$$K_z = \frac{1}{2\pi} \Sigma \alpha \cos \beta' \quad \ldots \ldots \ldots \quad (13)$$

Jeśli okna wychodzą na przestrzeń swobodną, niczem nie zasłonięta, wtedy $K_z = \frac{1}{2}$, jeżeli zaś okno jest zasłonięte, to K_z można obliczyć temiż samemi sposobami co wielkość K_0, biorąc kąty β' w stosunku do płaszczyzny okna. Najpraktyczniej jest oczywiście stosować metodę wykreślną.

6. Przykład liczbowy obliczenia naświetlenia względnego brutto w zwykłym pokoju z uwzględnieniem odbitego światła od domu z przeciwnej strony ulicy.

Mamy znaleźć naświetlenie w punkcie P budynku I (fig. 223) w założeniu, że ściany zewnętrzne posiadają spółczynnik odbicia $\varrho = 0{,}4$ (zwykła cegła), a ulica jest nieograniczenie długa.

Zadanie rozbijamy na 2 części, znajdując naświetlenie poprzez kąt bryłowy β i φ_1.

1. Z wykresu I określamy

$$100 \cdot \frac{1}{2} \cos \varphi_1 = 47{,}3.$$

$$100 \cdot \frac{1}{2} \cos \varphi_2 = 39{,}8.$$

Robimy kład kątów linjowych pochyłych ścian kąta bryłowego β na płaszczyznę poziomą i określamy z wykresu II.

$$100 \frac{a_1}{\pi} = 31{,}7; \quad 100 \frac{a_2}{\pi} = 28{,}2;$$

$$K_1 = \frac{1}{10000} \left(100 \cdot \frac{1}{2} \cdot \cos \varphi_1 \cdot 100 \frac{a_2}{\pi} - 100 \cdot \frac{1}{2} \cos \varphi_2 \cdot 100 \frac{a_2}{\pi} \right) = 0{,}0378 = 3{,}78\%$$

2. Obliczamy naświetlenie punktu B (na dwusiecznej kąta φ_1) na pionowej ścianie budynku II.

Z wykresu I.

$$100 \cdot \frac{1}{2} \cos \gamma_1 = 50; \quad 100 \frac{a'}{\pi} = 100; \quad 100 \cdot \frac{1}{2} \cos \gamma_2 = 12; \quad 100 \cdot \frac{a''}{\pi} = 100; \quad \varrho = 0{,}4.$$

Jasność względna ściany *II*:

$$D = \frac{0{,}40}{10\,000}\left(100 \cdot \frac{1}{2}\cos\gamma_1 \cdot \frac{100\,\alpha'}{\pi} - 100 \cdot \frac{1}{2}\cos\gamma_2 \cdot \frac{100\,\alpha''}{\pi}\right) = 0{,}152.$$

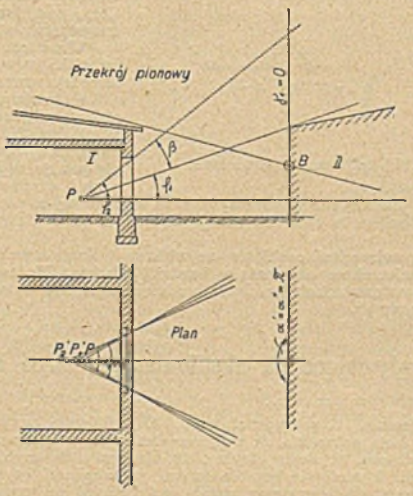


Fig. 223.

Dalej obliczamy naświetlenie punktu *P* od ściany *II*

$$100 \cdot \frac{1}{2}\cos\varphi = 50;\ 100 \cdot \frac{1}{2}\cos\varphi_1 = 47{,}3;\ 100 \cdot \frac{\alpha}{\pi} = 28{,}5;\ 100\,\frac{\alpha'}{\pi} = 28{,}2.$$

$$K_2 = 0{,}152 \cdot \frac{1}{10\,000}\left(100 \cdot \frac{1}{2}\cos\varphi \cdot 100 \cdot \frac{\alpha}{\pi} - 100 \cdot \frac{1}{2} \cdot \cos\varphi_1 \cdot 100 \cdot \frac{\alpha'}{\pi}\right) =$$

$$= 0{,}152 \cdot 0{,}0093 = 0{,}00144 = 0{,}144\%.$$

Całkowite naświetlenie względne (bez uwzględnienia światła rozproszonego wewnątrz pokoju) $K = K_1 + K_2 = 3{,}78 + 0{,}14 = 3{,}92\%$. Wpływ na naświetlenie ogólne światła odbitego od sąsiedniego budynku jest tu zatem niewielki.

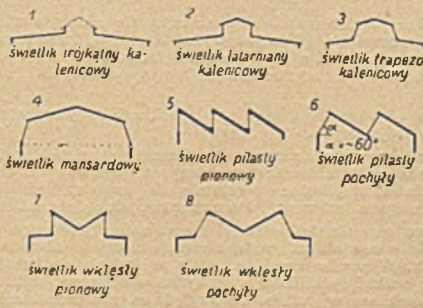


Fig. 224. Zasadnicze typy świetlików.

7. Światło górne, świetliki, ich typy, charakterystyka i zastosowanie.

Typy świetlików.

Świetliki można podzielić na szereg typów w zależności od kształtu i pochylenia płaszczyzn oszklonych (fig. 224): 1. Świetlik trójkątny, 2. latarniany, 3. trapezowy, 4. mansardowy, 5. pilasty pionowy, 6. pilasty pochyły, 7. wklęsły pionowy, 8. wklęsły pochyły.

Świetliki trójkątne, latarniane i trapezowe mogą być usytuowane wzdłuż kalenicy dachu (rys. 1, 2 i 3 fig. 224) i wtedy nazywają je ponadto kalenicowemi, albo też mogą biec wpoprzek kalenicy i wtedy noszą dodatkową nazwę gąsienicowych (fig. 225).

Fig. 225. Świetliki trójkątne gąsienicowe.

Miarodajne są tu następne wytyczne: Im większy otwór świetlika, tem lepsze oświetlenie we wszystkich punktach pomieszczenia.

Wraz ze wzrostem wysokości świetlika naświetlenie hali staje się bardziej równomierne.

Największą wartość naświetlenia w miejscach najjaśniejszych osiąga świetlik trójkątny, natomiast najbardziej równomierne naświetlenie panuje w świetlikach latarniach i w pilastym pionowym.

Naświetlenia na płaszczyznach pionowych ścian są bardziej równomierne przy świetlikach trójkątnych, a zatem te świetliki nadają się dobrze dla oświetlenia galerji obrazów, wystaw itp.

Przy tej samej powierzchni oszklenia największe i średnie wartości naświetlenia są tem większe im powierzchnie oszklenia są bardziej płaskie. Natomiast równomierność jest większa, przy powierzchniach oszklenia bardziej stromych, w szczególności zaś przy powierzchniach pionowych.

8. Czynniki, wpływające na eksploatację, dobroć i koszt światła.

Grupę tych czynników stanowią:

1. insolacja słoneczna, 2. zabrudzenie szyb, 3. możliwość oczyszczania, 4. wygoda otwierania, 5. wentylacja naturalna, 6. wodoszczelność, 7. gromadzenie się śniegu, 8. kondensacja pary z powietrza, 9. straty cieplne, 10. tłuczenie się szyb, 11. koszt budowy, 12. koszt eksploatacji. Oświetlenie bezpośredniemi promieniami czyli t. zw. insolacja słoneczna jest przeszkodą przy pracy, działającą ujemnie na wzrok i powodującą nadmierne nagrzewanie pomieszczeń, szczególniej w miesiącach letnich. Najgorszemi z tego punktu widzenia są świetliki trójkątne, trapezowe, mansardowe i wogóle świetliki z pochyłemi powierzchniami oszklenia, zwróconemi w stronę słońca. Jednak i przez pionowe powierzchnie oszklenia mogą się przedostawać bezpośrednie promienie słoneczne. Dla zabezpieczenia się od insolacji, mogą być stosowane zasłony, okiennice, żaluzje, bądź też można używać gatunki szkieł, rozpraszające światło, jak szkło prasowane, matowe, mleczne itd. Stosowanie zasłon czy też okiennic lub żaluzji jest niewygodne w eksploatacji, a użycie rozpraszających szkieł pokaźnie zmniejsza ilość przenikającego do wnętrza światła, co ma duże znaczenie w czasie, gdy nieboskłon jest ciemniejszy. Ze względu na zabezpieczenie od insolacji najwłaściwszy jest świetlik pilasty pionowy lub pochyły, zwrócony powierzchnią oszkloną na północ, a jeszcze lepiej na kilkanaście stopni w kierunku północno-wschodnim. Przy ściśle północnym kierunku promienie słoneczne w czasie lata mogą przeniknąć wewnątrz pod koniec dnia pracy; przy zwróceniu powierzchni oszklonych nieco na północo-wschód powstaje wprawdzie w godzinach rannych pewna insolacja wnętrza, jednak promienie ranne nie są tak szkodliwe dla wzroku jak promienie zachodzącego słońca.

Pochyłe powierzchnie zanieczyszczają się znacznie więcej od pionowych, wobec czego w pomieszczeniach, gdzie jest wydzielany pył, kurz (np. kuźnie, odlewnie, młyny), — pożądane są świetliki z pionowem oszkleniem.

Pod względem możliwości oczyszczania najlepsze są świetliki z pionowem oszkleniem.

Najłatwiejsze otwieranie jest w świetlikach z pionowem oszkleniem, najgorsze w świetlikach trójkątnych.

Z punktu widzenia wentylacji naturalnej najlepsze są świetliki z 2-stronnemi bardziej oddalonemi powierzchniami oszklenia: latarniany, trapezowy, wklęsły pionowy lub pochyły; najgorsze są świetliki pilaste: te ostatnie nie powinny być stosowane w pomieszczeniach, gdzie wymagana jest wentylacja naturalna, jak kuźnie, odlewnie, walcownie itp.

Pod względem wodoszczelności świetliki z oszkleniem pionowem są lepsze od innych. Specjalną uwagę należy zwrócić na staranne zaprojektowanie odwodnienia w świetlikach pilastych i wklęsłych. W pomieszczeniach, gdzie pojawienie się kropli jest zupełnie niedopuszczalne, należy unikać świetlików z pochyłem oszkleniem, bądź też stosować dodatkowe powierzchnie oszklone w suficie. Ze względu na wodoszczelność lepiej wykonywać oszklenie sposobem bezkitowym na specjalnych szczeblinach (fig. 226).

Zwały śniegu są szczególnie niebezpieczne w świetlikach pilastych, ale i w innych świetlikach na płaskich dachach są niepożądane. W pobliżu oszklenia, gdzie uchodzi ciepłe powietrze, powstaje ze stopionego śniegu woda, nie mająca ujścia na skutek leżących dalej zwałów śniegu (fig. 227). Ta woda może przeciekać do wnętrza, prócz tego naskutek zamarzania — może rozsadzać szkło. Z tego powodu miejsca takie muszą być starannie izolowane, spód powierzchni oszklonej powinien być podniesiony ponad dach conajmniej na 25—40 *cm*. W świetlikach wklęsłych zwały śniegu stanowią dodatkowe obciążenie, co należy przewidzieć w obliczeniu.

Na zimnych powierzchniach szkła od wewnątrz budynku kondensuje się para z powietrza; krople pary mogą opadać wdół. Z tego punktu widzenia gorsze są świetliki z pochyłem oszkleniem. Dla zabezpieczenia się od kapania wody w szczeblinach przewidziane są specjalne rynienki odwadniające (fig. 226).

Najmniejsze straty ciepła powstają przy zastosowaniu świetlików trójkątnych i mansardowych, największe przy oszkleniu pionowem, ponieważ w tym wypadku powierzchnia oszklenia oraz objętość budynku są większe. W fabrykach z nadmiarem ciepła (gorąca obróbka metali) większe straty ciepła nie są czynnikiem ujemnym.

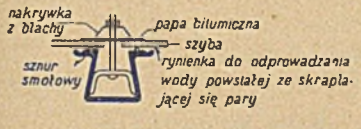


Fig. 226. Szczeblina do bezkitowego szklenia.

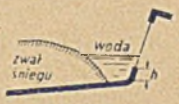


Fig. 227.

W celu uniknięcia tłuczenia się szyb naskutek gradu, spadających przedmiotów z budynków itp. zaleca się stosować przy pochyłościach 45°—30° szkło z siatką drucianą, a przy jeszcze bardziej płaskich oszkleniach — szkło-żelazobetonu. Rzecz jasna, że ze względu na uszkodzenia szyb najbardziej celowemi są świetliki z pionowemi szybami.

Pierwotny koszt budowy jest najmniejszy dla świetlików trójkątnych, trapezowych i mansardowych, największy — dla latarniowych i wklęsłych. Oszklenie bezkitowe jest droższe, lecz bardziej trwałe.

Na koszty eksploatacji składają się koszta oczyszczania, usuwania śniegu, remontu konstrukcji, wstawiania nowych szyb, ogrzewania. Przy dobrej konstrukcji najważniejszemi są koszt oczyszczania i zwiększenie kosztu ogrzewania budynku, które powinny być skalkulowane dla poszczególnych wypadków, nie można bowiem ogólnie stwierdzić, który właśnie typ świetlika wymaga najmniejszych kosztów eksploatacyjnych.

LITERATURA.

Mieszkow i Smielanskij: Gigjena Oswieszczenja. 1934 r.
Pokrowskij i Paszkowa: Stroitielnaja Swietotechnika. 1933 r.
Gusiew: Rasczot i projektirowanje jestiestwiennawo oswieszczenja. 1933 r.
E. Heidecck & Leppin: Der Industriebau 1933 r.
Commission Internationale de l'Éclairage. Compte Rendue des Séances. 1931 r.
Normy jasności dla wnętrz oraz tablice jasności zaleconych, opracowane przez Stowarzyszenie Elektryków Polskich. 1934 r.
W. Żenczykowski: Oświetlenie budynków światłem dziennem. Wydawnictwo Warszawskiego Towarzystwa Politechnicznego. 1935 r.

Obrona przeciwlotnicza w budownictwie.[1]

Napisał

Józef Siłakowski,

Warszawa.

I. Zagrożenie miast i rola budownictwa.

Miasto, jako zgromadzenie znacznej ilości ludzi, dobytku materjalnego i kulturalnego na stosunkowo małej powierzchni terenu, zawsze było zasadniczym lub pośrednim celem napadu nieprzyjaciela.

W wojnie przyszłości należy przewidywać szerokie możliwości dokonywania napadów lotniczych nawet na miasta, położone w centrum kraju. Głównym celem napadu będzie zgnębienie moralne ludności, oraz pozbawienie jej choćby prymitywnych warunków bytowania, tj. mieszkań, dobytku i żywności.

Pośrednim celem napadów może być niszczenie miast, jako źródeł, zaopatrujących armję walczącą w wytwory przemysłu i rzemiosła.

Przeciwdziałanie tak szerokim możliwościom dezorganizacyjnym lotnictwa można uskutecznić częściowo przez siły zbrojne (środki obrony czynnej), przez organizację i zarządzenia władz (ewakuacja, zabezpieczenie żywności, wzmocnienie bezpieczeństwa); zasadniczym również czynnikiem odporności miast będzie racjonalne budownictwo miejskie.

1. Środki zagrożenia lotniczego.

Działanie na miasta lotnictwa napastliwego da się odczuć przez:

a) wzniecanie masowych pożarów zapomocą małych bomb zapalających;

b) zakażenia gazami, zabójczemi dla ludzi i użytecznych zwierząt, całych dzielnic miejskich (z pojedyńczych dużych bomb-ładunków gazowych);

c) powiększania paniki zapomocą silnych eksplozyj (bomb burzących) i burzenia budowli miejskich.

Najskuteczniejszą akcją lotniczą na miasto teraźniejszości (mała ogniotrwałość) jest działanie bombami zapalającemi z powodu możliwości masowego ich użycia.

Bomby zapalające o wadze 0,2—5 *kg*, jako ilościowo duży ładunek użyteczny samolotu, mogą być rzucane na teren miasta bez starannego celowania.

Skuteczność akcji gazami bojowemi również jest bardzo duża (nie wymaga precyzji celowania). Bomba-ładunek cieczy lotnej wytwarza znaczny obłok, ścielący się po ziemi i posuwający się z wiatrem. Przenika on we wszystkie pomieszczenia nieszczelne nizinne. Skuteczność działania jednego dużego ładunku mierzy się w kilometrach kwadratowych. Właściwem zabezpieczeniem ludzi od gazu jest maska gazowa (ubranie przeciwiperytowe), nie krępująca człowieka w pełnieniu czynności obronnych. Ludzie osłabieni, dzieci i ranni, nie mogący korzystać ze środków obrony indywidualnej, winni przebywać w schronach przeciwgazowych.

Jednocześnie z bombardowaniem zapalającem i gazowem będzie stosowany pewien odsetek bomb burzących 10—100 *kg* (dla wyjątkowych celów do 1000 *kg*), o znacznej sile wybuchowej, zdolnej do niszczenia

[1]) Do części VIII.: „Budownictwo“ w tomie III. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 1763—2208.

szczelnych schronów przeciwgazowych i całych gmachów małoodpornych na wstrząsy i podmuchy.

2. Możliwości budownictwa.

Zadaniem budownictwa (inżynierji miejskiej) jest przyjęcie takiego rozplanowania osiedli, przyjęcie takich form i konstrukcyj budowli, któreby w znacznym stopniu neutralizowały akcję niszczycielską lotnictwa.

Stworzenie bezwzględnego bezpieczeństwa dla całej ludności miast, mienia społecznego i prywatnego jest niemożliwe.

Zabezpieczenie bezwzględne, choćby tylko samej ludności, byłoby tak kosztowne, że budowa schronów bez ich utylitarnego przeznaczenia na życie normalne miasta jest wykluczona.

Problem obrony przeciwlotniczej w miastach winien być rozwiązany przy założeniu, że każde zamierzenie z zakresu budownictwa (inżynierja miejska) winno być przeprowadzane z uboczną myślą dostosowania i wykorzystania dla potrzeb obrony przeciwlotniczej.

Rozwiązania należy zamykać w granicach możliwości ekonomicznych, dając choćby względne bezpieczeństwo.

W zakresie obrony przeciwlotniczej budownictwo operuje trzema zasadniczemi czynnikami:

a) racjonalnem rozplanowaniem dzielnic i poszczególnych budynków, tj. rozproszeniem celów na większym terenie, co zmniejsza ilość trafień w budynki, oraz umożliwia swobodniejszy odpływ gazów bojowych;

b) przyjęciem racjonalnych form i konstrukcyj budowli, odpornych na pożar, wstrząsy i podmuchy eksplozyj, a nawet uderzenia całych bomb burzących;

c) właściwym doborem narysów i kolorytu całych zgrupowań i pojedyńczych budowli, co ułatwia sztukę maskowania, utrudniając lotnikowi orjentację i odszukanie celów bombardowania.

A. Rozrzut.

Czynnik korzystnego rozproszenia celów jest wynikiem niedokładności bombardowania (błędy celowania, szybkość lotu, pochylenie aparatu, warunki atmosferyczne itd.); niedokładność ta została ustalona doświadczalnie i ujęta w teorję rozrzutu.

Jeżeli szereg pocisków zostanie zrzucony przy celowaniu w jeden i ten sam punkt, to trafienia wykażą pewien rozrzut w terenie, który można zakreślić elipsą (fig. 228). Trafienia wykażą stopniowe zgęszczenie w punkcie przecięcia osi AB i CD (przybliżony punkt celowania). Połowa trafień znajdzie się w centralnej czwartej części osi, odciętych elipsą (po 25% po każdej stronie osi AB czy CD). Długa oś elipsy AB odpowiada kierunkowi lotu samolotu, krótka CD — prostopadła do pierwszej. $^1/_8$-ą odciętą osi długiej nazywamy prawdopodobnem uchyleniem wgłąb, $^1/_8$ osi krótkiej — prawdopodobnem uchyleniem bocznem. Wielkość elipsy jest zmienna zależnie od wysokości bombardowania i szybkości lotu.

Przy szybkości lotu 50 *m*/sek. prawdopodobne uchylenia wynoszą:

Wysokość lotu	1000 *m*	2000 *m*	3000 *m*	4000 *m*	5000 *m*
uchyl. wgłąb (*a*) w *m*	226	179	173	175	192
uchyl. boczne (*b*) w *m*	13	21	34	47	65

Teorja rozrzutu stanowi podstawę dla urbanistycznego planowania osiedli z punktu widzenia obniżenia ilości trafień lotniczych w zabudowania.

Na podstawie powyższej tabeli można ustalić procentowe bezpieczeństwo tej czy innej wysoko- lub małoprocentowej zabudowy terenu, nakładając na odnośny plan wykonaną w tejże skali elipsę.

Również można ustalić, w jakiej odległości od ważnego celu (np. stacji kolejowej) należy planować osiedle, nie narażając go więcej niż np.: 25% (a = ok. 175 m) lub 9% (2 a = ok. 350 m, fig. 229), 2% (3 a = 525 m).

B. Odporność budowli.

Bomby lotnicze, jako pociski o ruchu pionowym (85° do poziomu) i eksplodujące wyłącznie przez uderzenie, nie działają swą żywą siłą na mury pionowe.

Poza siłą przebijania, bomby burzące działają zapomocą zawartego w nich materjału wybuchowego. Promień zniszczenia zależny jest od ilości materjału wybuchowego i działa skuteczniej w środowisku uszczelnionem; w otwartej przestrzeni działa podmuch. Podmuch szybko spada z powiększaniem odległości. Przy eksplozji powstaje wstrząs, udzielający się przez ziemię, fundamenty i ściany.

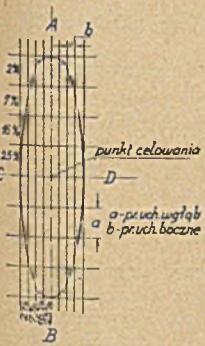


Fig. 228.

Fig. 229.

Wielopiętrowe (wieże) budynki o dobrem związaniu i rozparciu, pokryte ponadto wytrzymałym (lub stromospadowym) stropem, są najlepszą formą budowlaną, gdyż stanowią mały cel, odpierają uderzenia całych bomb, opierają się podmuchowi. Konstrukcje budowli szkieletowych (żelazobetonowe i stalowe) skutecznie opierają się wstrząsom i podmuchom.

C. Maskowanie.

Miasta, położone w głębi kraju, będą atakowane przez duże samoloty przeważnie w porze nocnej. Taktyka lotów nocnych wymaga orjentacyjnych przedmiotów w terenie (szlak lotniczy). Zmniejszenie widoczności osiedli na szlaku lotniczym, również miast, jako celu napadu, przez stosowanie ciemnych barw dla murów i dachów i obfitość zieleni, oraz zapomocą doraźnie improwizowanych fałszywych grup świetlnych i dekoracyjnych, umożliwi zmylenie orjentacji lotnika nawet podczas jasnych nocy lub oświetlania sobie drogi rakietami, bombami świetlnemi i wzniecanemi pożarami.

D. Schrony przeciwlotnicze.

Schronem przeciwlotniczym nazywamy pomieszczenie, zabezpieczające ludzi od wszelkiego rodzaju niebezpieczeństwa, wywołanego bombardowaniem lotniczem: gazów zabójczych, odłamków bomb i gruzu.

Ze względu na zabezpieczenie przeciwgazowe schron może być albo izolowany, albo wentylowany (nawietrzany) oczyszczanem od gazów powietrzem.

Budownictwo wielkomiejskie, odznaczające się trwałością, winno wykluczać budowę specjalnych schronów dla ludzi poza ich własnem domostwem. Głębokie komunikacje podziemne tylko częściowo mogą pokryć zapotrzebowanie — przeważnie otrzymają przeznaczenie specjalne.

Budowle miejskie mieszkalne, widowiskowe, biurowe itp. mogą być wykorzystane na schrony, jako:

a) zbiorowo-rodzinne, mieszczące się w budynkach mieszkalnych a przeznaczone dla mieszkańców tegoż budynku;

b) publiczne — mieszczące się w gmachach publicznych (teatrach, kinach, tunelach), a przeznaczone dla ludności, zaskoczonej atakiem poza własnem domostwem;

c) specjalne — mieszczące się w specjalnych gmachach o przeznaczeniu ratowniczem (leczniczem), higjeny (kąpieliska), bezpieczeństwa (straże ogniowe, biura policyjne itp.), organizacyjnem (centrale telefoniczne, dowództwa obrony itp.).

II. Projektowanie budynków wobec obrony przeciwlotniczej.

Zadanie budowlane w zakresie obrony przeciwlotniczej należy rozbić na dwa zagadnienia:

a) uodpornienie budynków na zniszczenie ze względu na zawarty w nich dobytek (budowla, fabryka, sprzęt domowy, inwentarz),

b) zabezpieczenie życia ludzkiego i cennych dzieł (kultura narodowa).

Ważność pierwszego zagadnienia wynika z konieczności państwowych. Pozbawiona dachu, przedmiotów pierwszej potrzeby ludność obciąży wymaganiami opieki państwowe organa administracyjne.

1. Uodpornienie budynków.

Streszczenie poniższych zasad obrony przeciwlotniczej budowlanych jest dostosowane do możliwości budowlanych naszego kraju. Stan ekonomiczny, stosunki społeczne, surowce, klimat itp. składają się na specyficzne budownictwo 450 miast poniżej 10 tysięcy ludzi. Tylko 7 miast dużych i 150 średnich posiadają większą ilość gmachów o architekturze kosmopolitycznej. Ze szczególną ostrożnością należy stosować zasady obrony przeciwlotniczej odmiennie w sytuacji miasteczek i odmiennie w miastach dużych i średnich.

Odporność przeciwlotnicza budynku polega na:

a) zabezpieczeniu od spalenia (bomby zapalające),

b) zabezpieczeniu od zawalenia wskutek podmuchu i wstrząsu od pobliskiej eksplozji,

c) zabezpieczeniu od przenikuięcia bomby i eksplozji wewnątrz budynku,

d) ukryciu (maskowaniu) budynku.

A. Zabezpieczenie przeciwpożarowe.

Mała siła przebijająca bomb zapalających umożliwia proste i niekosztowne zabezpieczenie przez pokrycie budynku płytą (dachem) żelazobetonową grubości 0,07 *m*. Płyta z betonu o zawartości 400 *kg* cementu na 1 m^3 betonu może być uzbrojona dwiema warstwami siatki stalowej (Ledóchowski siatka Nr. 23).

Równowartościowem pokryciem będzie dach żelazny (stal nanoszona grubości 5 *mm*, przyczem konstrukcyjnie dach może być ze stali korytkowej blachy falistej itp.

W budynkach, których wartość lub konstrukcja nie uzasadniają zastosowania jednego z tych dachów, należy przeciw bombom zapalającym uodpornić strych, a mianowicie należy przewidzieć pokrycie podłogi poddasza warstwą cegieł, ułożonych na 2—5 *cm* poduszce piasku. Zwrócić należy uwagę na odpowiednie wzmocnienie stropu.

Strychy winny być opróżnione i dostępne. Więźba drewniana winna być impregnowana od ognia.

B. Zabezpieczenie od podmuchów i wstrząsów.

Wielkie bomby lotnicze, eksplodujące opodal budynku, powodują jego zniszczenie pośrednio: *a*) przez wstrząs, udzielający się ścianom i stropom w kierunku pionu, i *b*) przez podmuch w kierunku skośno-poziomym.

Najwłaściwszą konstrukcją budowli jest konstrukcja szkieletowa stalowa (spawana) i żelazobetonowa, dobrze związana i odpowiednio rozparta. Dodatnią również dla niższych budowli jest konstrukcja szkieletowa drewniana (związana żelazem).

Planowanie budynków wysokich w kształcie krzyża, litery T, Y, U dają dobre warunki rozparcia.

Stropy oraz schody w budynkach, ze względu na wstrząsy, winny być elastyczne (żelazobetonowe lub drewniane impregnowane).

Budynki o konstrukcji ceglanej, nie przekraczające 8—10 *m* wysokości, mogą się oprzeć podmuchom i wstrząsom. Wysokie budynki ceglane w obronie przeciwlotniczej należy uważać za zniszczone.

C. Zabezpieczenie budynku od eksplozji wewnątrz.

Bomby lotnicze, spadając pod kątem 90—85° do poziomu, zagrażają swą żywą siłą tylko dachom i stropom.

Zwiększenie wymiarów i ciężaru bomb burzących nie doprowadzi do uzyskania większej zdolności przebijającej, lecz zwiększy działanie burząco-podmuchowe. Efekt, spowodowany w mieście kilkoma bombami burzącemi, będzie zawsze większy niż jednej bomby o sumarycznym ciężarze poprzednich mniejszych.

Z powyższego wniosek, że zwiększenie bomb nie pójdzie w bezkresy i że wielkość praktyczna jest między 100 a 500 *kg*, max. 1000 *kg*.

Należy przyjąć, że do jednorazowego bombardowania miasta będą użyte bomby o różnej wielkości, różnym sposobie działania (zapalające, odłamkowe, gazowe, burzące), przyczem użycie mniejszych — będzie masowe, gdy bomby duże będą pojedyncze. Zatem zabezpieczenie całych budynków dachami (stropami) przeciw dużym bombom byłoby niecelowe, jako zbyt kosztowne. Nawet zabezpieczenie całego budynku przeciw małym (15 *kg*) bombom jest zbyt kosztowne, gdyż tworzenie odporności postępuje nie w równym postępie do zmniejszenia wagi bomb, co potwierdza poniższa tabelka.

Strop o rozpiętości 3—4 *m*, wykonany z żelazobetonu przy użyciu 80 *kg* żelaza i 400 *kg* cementu na 1 m^3 betonu, wymaga grubości:

przeciw bombie	15 *kg*	— 0,45 *m*
„ „	100 „	— 0,80 „
„ „	500 „	— 1,20 „
„ „	1000 „	— 1,50 „

Z powyższego wynika, że zabezpieczenie całych budynków miejskich od bomb małych jest również nierealne, to też będą one narażone na eksplozje wewnątrz i w dążeniu do pomniejszenia niebezpieczeństwa należy stosować małoprocentową zabudowę w stosunku do terenu oraz zasady konstrukcyjne budowli, jak niżej.

Należy stworzyć dla eksplozji wewnętrznej warunki eksplozji w wolnej przestrzeni (nieuszczelnione). Konstrukcja budowli szkieletowych z jak największą powierzchnią okien i lekkich ścian, związanych z konstrukcją tak, by eksplozja wewnętrzna nie napotykała wielkiego oporu przy wysadzeniu ścian, jest rozwiązaniem najwłaściwszem.

Budynki o konstrukcji ceglanej nie wytrzymują eksplozji wewnętrznej i nawet bomby małe mogą spowodować zawalenie budowli.

D. Maskowanie.

Gmachy duże (monumentalne, reprezentacyjne) stanowią objekty upiększenia miasta, zatem widoczność ich dla obserwacji dziennej nie może być przekreśloną. Jednakże ze względu na obserwację nocną pożądane jest nadawanie tym gmachom barw ciemnych (kolor wiśniowy, szary), co umożliwia zagubienie widoczności w nocnej porze na tle miasta, jako punktów orjentacyjnych.

Budynek zbiorowo-mieszkalny nie powinien wyróżniać się z ogólnej szarej masy miasta. Sam przez się nie stanowi on celu dla lotnika, a pretensjonalność reprezentacyjna podraża normalną utylitarność i powiększa trudności maskowania. Nadanie piękna tanim i przyciemnionym w barwie budynkom czynszowym winno się wyłonić z kompozycji urbanistycznej i stosowania roślinności, pożądanej również jako wykrywaczy gazów. Ze względów obrony przeciwlotniczej elewacje budynków winny być gładkie i z materjałów nienasiąkliwych dla iperytu. Okładzina fasad (licówka), niewpojona w konstrukcje, naskutek wstrząsów zagraża odrywaniem się i powiększa trudności w pełnieniu służby ratowniczej.

E. Uwagi dla budownictwa małych miast.

Tam, gdzie zabudowa wzwyż nie wypływa z konieczności ekonomicznych, należy zachować zabudowę dwukondygnacyjną. Zresztą surowce budowlane, specjalizacja robotnika, stan zamożności i tradycyjne wzory wywierają zasadniczy wpływ na budownictwo miasteczek. Wystąpienie naprzekór tym czynnikom ze wzorami i racjonalnością obrony przeciwlotniczej nie byłoby przekonywające. Należy opracować wzory małych budynków szkieletowych według zasad obrony przeciwlotniczej, jednak czynnikiem przekonywającym winien być obniżony koszt w stosunku do obecnych wzorów. Narazie należy zaostrzyć przestrzeganie przepisów budowlanych z zakresu przeciwpożarowego i obrony przeciwlotniczej dla budynków drewnianych i ograniczonej wysokości zabudowy dla konstrukcyj ceglanych.

III. Schrony przeciwlotnicze w budynkach mieszkalnych.

Zabezpieczenie życia obywateli miast w specjalnie budowanych schronach wykracza poza możliwości finansowe państwa i gmin. Budynek poza rolą zasadniczą winien dawać zabezpieczenie przeciwlotnicze dla swych mieszkańców.

Pomimo ogromu niebezpieczeństwa lotniczego, zabezpieczenie ludzi (cennych zbiorów) w gmachach użytkowych jest realne i niezbyt kosztowne (1—3% wzrost kosztorysu zasadniczego).

Mówiąc o zabezpieczeniu w zestawieniu z jego kosztami, autor ma na myśli takie urządzenia, które są niezbędne przeciw masowemu działaniu, a zarazem realne ze względów finansowych. W zabezpieczeniu tem niema gwarancji bezwzględnej, gdyż atakujący może użyć środków tak wielkich rozmiarów, które zaprzeczają logice bombardowania lotniczego (w przyszłości torpedy rakietowe przez stratosferę). Jednakże podane niżej zabezpieczenia są o tyle pewne, że wypadek katastrofy z jednym czy kilkoma schronami należy odnieść na los złego przypadku.

Na schron przeciwlotniczy należy przeznaczyć niewielką część budynku, która w stosunku do całości otrzyma większą odporność i dodatkowe zabezpieczenia. Część schronienia winna być wykorzystana na normalną użytkowność (celowość podrażania).

W budynkach mieszkalnych a specjalnie przeludnionych (czynszowych, szpitalnych) lub mieszczących cenne zbiory lub materjały, wobec ich wysokiej zabudowy i konstrukcji szkieletowej, należy organizować zabezpieczenie wzwyż.

W budynkach małych (mała liczba mieszkańców) i o nieodpowiedniej konstrukcji na schron należy wydzielić niewielką część podziemi lub suteren.

1. Zabezpieczenie wzwyż.

Wobec pionowego kierunku działania bomby lotniczej dla zabezpieczenia najcenniejszej zawartości budynku wystarczy wydzielić minimalną część

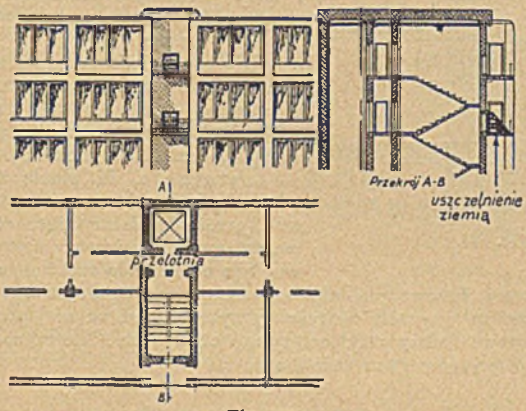


Fig. 230.

pionową budynku, zabezpieczając ją od góry odpornym na energję bomby dachem (stropem). Dla zabezpieczenia ścian i całości pionu przeciw podmuchom ściany winny być pełne, stanowiące całość ze szkieletem, zaś całość pionu odpowiednio rozparta w konstrukcji szkieletowej budynku (fig. 230).

W wyborze pionu schronowego decydują specjalne dogodności, jednak ze względu na konieczność zachowania komunikacji wzwyż właściwy jest wybór klatki schodowej.

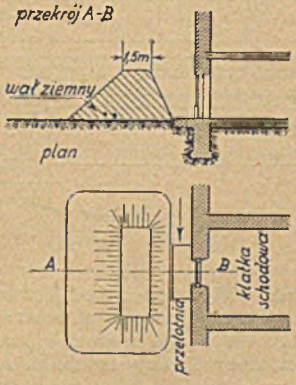


Fig. 232.

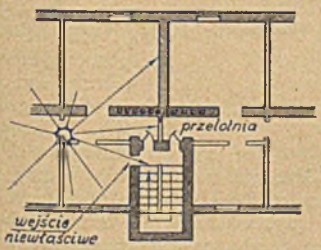


Fig. 231.

Ściany schronu, poza konstrukcją słupową, winny mieć grubość 0,25—0,30 *m*, na wysokość 3 kondygnacyj, wyżej — stopniowo zmniejszoną do 0,10 *m*.

Wyjścia ze schronu należy prowadzić prostopadle do ewent. podmuchu (fig. 231). Drzwi — normalne żelazne (np. f. Zieleziński) z pożądanem uszczelnieniem (superhermit, filc). Uszczelnienie dokładne należy do improwizacji

wojennej (glina, kit, oklejanie papierem). Schron wzwyż daje dużą pewność zabezpieczenia przeciw gazom, gdyż stężenia w górnych warstwach są małe. Wymiary drzwi głównych — stosownie do normalnego przeznaczenia, jednak należy ograniczać się w wymiarach lub przewidzieć możliwość zamurowania, z pozostawieniem małego wejścia (względy obrony przeciwlotniczej). Przed drzwiami poza chodnikiem należy zostawić trawnik dla pobierania ziemi na stworzenie prowizorycznej przelotni (fig. 232 i 233). Przelotnia zabezpiecza drzwi od prostopadłego parcia podmuchu na drzwi.

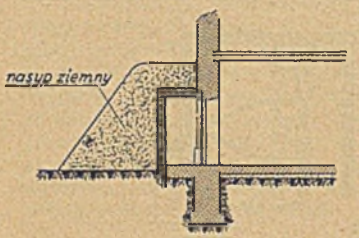


Fig. 233.

Schody, spoczynki — o konstrukcji elastycznej (żelazobeton, drzewo impregnowane) ze względu na wstrząsy.

Okna — możliwie małe z możliwością zabarykadowania od zewnątrz (fig. 230). Pożądane oszklenie szkło-betonem.

Instalacje. W pionie schronowym winny być rozmieszczone instalacje wnętrza (przewody elektryczne, wodociągowe, wentylacyjne, częściowo ogrzewnicze) ze względu na ich rolę ratowniczą w obronie przeciwlotniczej. Przewody należy umieszczać w specjalnym kanale, dostępnym dla remontu na całej długości (przykryty, jednak nie pod tynkiem). Przewody rurowe należy przymocowywać elastycznie. Nie wolno umieszczać w schronie przewodów gazu świetlnego.

A. Stropy wytrzymałe.

Zabezpieczenie pionu schronowego od całych bomb należy stosować przez najwyższy strop lub dach według jednej z poniższych zasad.

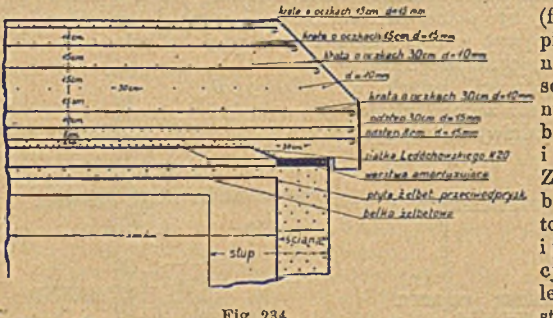


Fig. 234.

a) Strop płaski (fig. 234). — Pokrycie pionu płytą żelazobetonową ma na celu umiejscowienie wyładowania całkowitej energji bomby (żywej siły i energji mat. wyb.). Zdolność przenikania bomby w płytę żelbetową jest niewielka i przy mocnej konstrukcji kadłuba wynosi zaledwie 40% grubości stropów, podanych w rozdz. II 1 *C*, pozostałe 60% stanowi bezpieczeństwo. Materjał wybuchowy bomby tylko część energji zużywa na rozerwanie stropu. Większość materjału wybuchowego eksploduje w wolnej przestrzeni (fig. 235). Kadłub bomb burzących jest słaby i przy zapalniku ze zwłoką bomba po napotkaniu raptownego oporu eksploduje tylną częścią materjału, związanego z zapalnikiem.

b) Dach stromospadowy (fig. 236). — Przy pochyleniu dachu o 60° (do poziomu) i odpowiedniej jego wytrzymałości następuje zjawisko ześlizgu bomb. Zabezpieczenie żelazobetonowym dachem grubości 0,25 *m*, związanym mocną konstrukcją wspierającą, daje duże gwarancje odporności na bombardowanie lotnicze.

c) Zabezpieczenie detonacyjne (fig. 237). – Przeciwdziałanie takiej konstrukcji polega na ześlizgu mniejszych bomb na pochyłości, duże bomby

deformują się przy pokonaniu oporu pochylonego dachu i eksplodują (częścią mat. wyb.) w wolnej przestrzeni ponad płytą płaską. Na podstawie doświadczeń z pociskami należy wnioskować, że pochylenie 45° dla dachu grubości 0,25 *m* i dwukrotnej grubości płyty płaskiej (0,50) przy niedużej rozpiętości (3,00 *m*) należy przyjąć za dostateczne i realne zabezpieczenie.

W dążeniu do uchronienia konstrukcji ścian od przenoszonej siły dynamicznej przez konstrukcję przeciw-

Fig. 235.

Fig. 236.

bombową (stropy odporne) nie należy związywać je między sobą; należy rozdzielić je warstwą plastyczną (asfalt, gazobeton, trocinówka), pochłaniającą siły dynamiczne, a wytrzymałą na obciążenia statyczne.

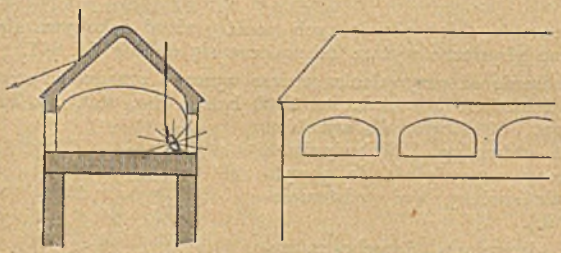


Fig. 237.

Dla uniemożliwienia przesunięć wskutek wstrząsów należy konstrukcję wzajemnie zazębić.

2. Schrony w podziemiach.

W budynkach małych (konstrukcji ceglanej) oraz starych, małoodpornych na podmuchy i wstrząsy, należy z zabezpieczenia pionowego zrezygnować. Na schron może być wykorzystana część podziemi (sutereny).

Schron w piwnicy zabezpiecza od podmuchu, zabezpiecza szczelność pomimo wstrząsów, jednak zostaje przywalony gruzem walącego się domu naskutek wstrząsów i podmuchu, zarazem jest w wysokim stopniu narażony na zalanie go gazem. Pozatem schron piwniczny rozpościera się w płaszczyźnie poziomej (niekorzystnie), a zatem powiększa powierzchnię rażenia na całym swym obwodzie, co widać z tego, że bomba 100 *kg*, zrzucona z 3000 *m*, zagłębia się w ziemię na głębokość 3 *m* i działając w środowisku uszczelnionem, daje promień działania materjału wybuchowego, wynoszący ok. 4 *m* (fig. 238).

Jednakże w domach starych i w domach 1—2-piętrowych murowanych, charakterystycznych dla małych miast, urządza się schrony w piwnicach.

Piwnice takie muszą mieć 2 wyjścia, odległe od siebie i mieć zaopatrzenie w komplet narzędzi do odkopania się. Korzystnem jest piwnice sąsiednich domów łączyć między sobą.

W schronach piwnicznych ważne jest zabezpieczenie przeciwgazowe w postaci instalacji wentylacyjnej (patrz „Wentylacja"), oraz zabezpieczenie otworów i wejść.

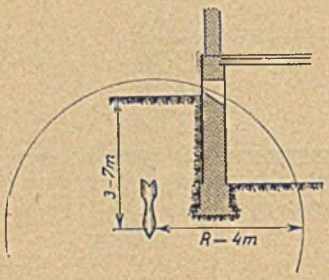


Fig. 238.

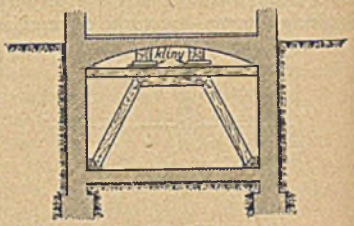


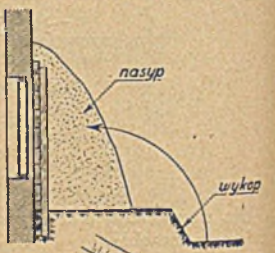
Fig. 239.

Schrony piwniczne, jako pomieszczenia izolowane (bez nawietrzania), wymagają wyjątkowej szczelności i są dopuszczalne tylko jako schrony rodzinne.

Zabezpieczenie okien piwnicznych poniżej ziemi dokonywa się według fig. 240. Okna piwniczne wyższe zabezpiecza się według fig. 241.

Zabezpieczenie od przywalenia gruzem wymaga urządzenia stropu piwnicznego z żelazobetonu o nośności 1500 kg/m^2 obc. stat. dla budynków 2—3-kondygn. i 5000 kg/m^2 dla wysokich budynków (5—6 kondygn.). W budynkach starych stropy odpowiednio do powyższych obciążeń winny być podstemplowane (fig. 239).

Budynki drewniane, dotychczas szeroko stosowane w miasteczkach i po



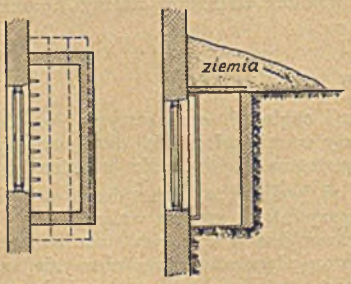


Fig. 240.

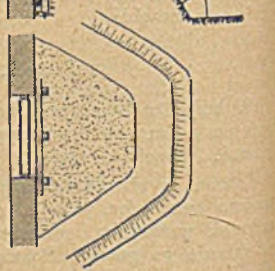


Fig. 241.

wsiach, nie mogą być wykorzystywane jako schrony. Nawet piwnice, znajdujące się pod domem, wobec niebezpieczeństwa pożaru nie mogą być wykorzystane. Posesje, obejmujące większe tereny, winny budować spe-

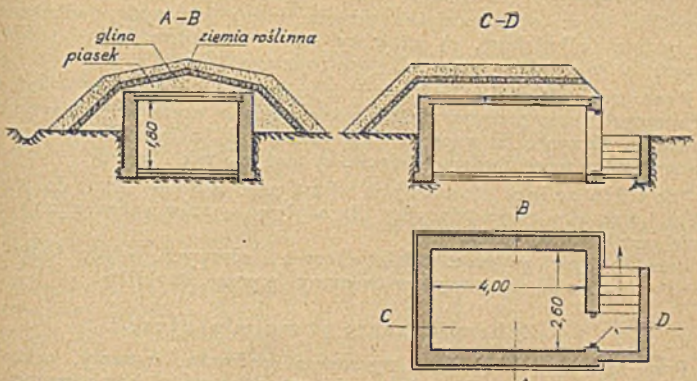


Fig. 242.

cjalne piwnice-śpiżarki, odległe od zabudowań 15—25 *m* (fig. 242). Schron taki pod względem objętości i szczelności winien być traktowany jako pomieszczenie izolowane.

IV. Schrony publiczne w budynkach społeczno-publicznych.

1. Ogólne zasady projektowania.

W czasie ataku lotniczego część ludności miejskiej znajdzie się poza własnem domostwem i, nie będąc dopuszczona do schronów zbiorowo-rodzinnych (względy przepełnienia, zakażenia), zmuszona będzie do krycia się w publicznych schronach, położonych wpobliżu.

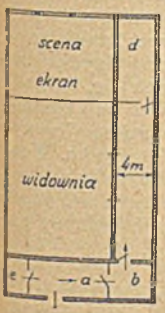


Fig. 243.

Na urządzenie schronów publicznych nadają się budynki użytkowe o charakterze publicznym, a przedewszystkiem widowiskowe (teatry, kina), ze względu na ich specjalną architekturę. Wzmocnione korytarze, otaczające widownię, dają dobre warunki urządzenia schronu szczelnego, zabezpieczającego od gazów bojowych (patrz fig. 243 i 244).

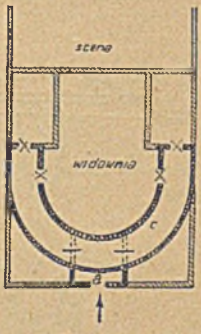


Fig. 244.

Pojemność schronów publicznych w gmachach widowiskowych może być bardzo duża (budowa piętrowa), to też bezpieczeństwo schronu winno być tem wyższe, im na większą ilość osób schron jest przewidziany.

Mogą zachodzić wypadki, że schron będzie przetłoczony nadmiarem ludzi, wskutek czego norma powietrza, przewidziana dla schronu, jako dla pomieszczenia izolowanego może być nie wystarczającą. Powyższe zmusza do projektowania dla tych schronów specjalnej wentylacji tłoczącej z oczyszczeniem powietrza (patrz „Wentylacja“).

Ze względu na to, że schron przeciwlotniczy publiczny przyjmuje ludzi spóźnionych nawet w okresie już rozpoczętego ataku, w schronie większym (ponad 30 ludzi) winna być zorganizowana kontrola i ratownictwo lekarskie.

Odpowiednio do powyższego całość schronu winna być rozbita na poszczególne izby: *a*) przedsionek przeciwgazowy (zewnętrzne odkażanie), *b*) prysznic (odkażalnia), *c*) właściwy schron dla zdrowych, *d*) oddział chorych, *e*) izba zaiperytowanych (nieprzejściowa) (fig. 243).

Przedsionek winien być takich wymiarów, by umożliwiał odkażanie wchodzących przez przeprowadzanie następujących czynności: *a*) wytarcie obuwia w skrzynce z wapnem chlorowanem, *b*) zdjęcie i rozwieszenie w przedsionku zwierzchniego odzienia, *c*) obmycie rąk i twarzy.

Izba dla zaiperytowanych winna mieć szczelne drzwi do przedsionka, oraz otwór wentylacyjny dla odpływu oparów nazewnątrz (pominięcie przedsionka).

Inne izby, jak: prysznic, oddział chorych i zdrowych, należy dostatecznie dla ilości ludzi wyposażyć w tapczany (prycze), ławki itp.

2. Zabezpieczenie przeciwlotnicze.

Poza zabezpieczeniem przeciwgazowem (podmuch, wstrząsy, odłamki) schron publiczny ponad 30 ludzi należy zabezpieczyć od bomb burzących. Zabezpieczenie należy osiągnąć przedewszystkiem przez racjonalne rozproszenie wśród zieleńców (patrz „Rozrzut“), a ponadto przez pokrycie schronu więcej lub mniej odpornym stropem (patrz „Strop odporny“). Całość budynku należy zabezpieczyć od bomb zapalających.

V. Obrona przeciwlotnicza w budynkach specjalnych (szpitale, szkoły, urzędy).

Budynki takie należy traktować jako licznie zaludnione, a odpowiednio do tego należy podnieść bezpieczeństwo. Jeżeli budynki są rozmieszczone wśród wolnej przestrzeni (zieleńce), a załoga jest zdyscyplinowana i może skorzystać z masek gazowych, należy przewidzieć krycie się w rowach (fig. 245), oddalonych od zabudowań conajmniej na wysokość budynku. W innych wypadkach należy przewidzieć schrony, jako schrony publiczne.

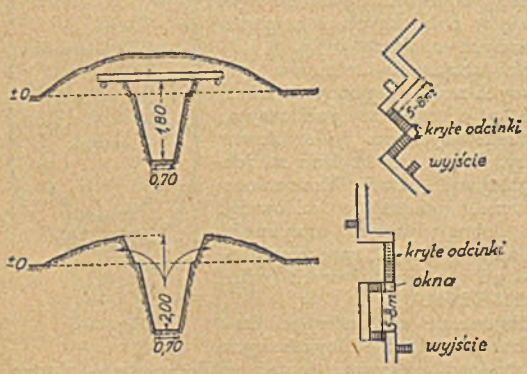


Fig. 245.

1. Szpitale.

Dzielnica szpitalna, rozproszona pod postacią parterowych pawilonów, stwarza znaczne trudności w uodpornieniu na gazy bojowe.

Racjonalną jest budowa wielopiętrowa, mieszcząca w sobie schron przeciwlotniczy wielopiętrowy (fig. 246). Szerokość korytarza wewnętrznego do 4-ch metrów. Miernikiem będzie warunek ustawienia łóżek w dwa rzędy pod ścianami z pozostawieniem 0,8 *m* na przejście, względnie w jeden szereg z pozostawieniem 0,8 *m* na przejście. Zajęcie korytarza łóżkami obłożnie chorych nastąpi w okresie zagrożenia, lżej chorzy natomiast będą zajmowali przejścia lub specjalne korytarze tylko w okresie bombardowania.

Inne rozwiązanie schronów przeciwbombowych, nadające się szczególniej dla budynków reprezentacyjnych (państwowych, samorządowych, biurowych, hotelowych itp.) — to połączenie budynku wieżowego, pokrytego na całej powierzchni planu odpornym na bomby dachem, w którym mieści się również klatka schodowa — i mniej lub więcej obszerne pomieszczenie dla najważniejszych biur. Pozostałe części budynku — odporne tylko na podmuchy, wstrząsy i bomby zapalające (fig. 247).

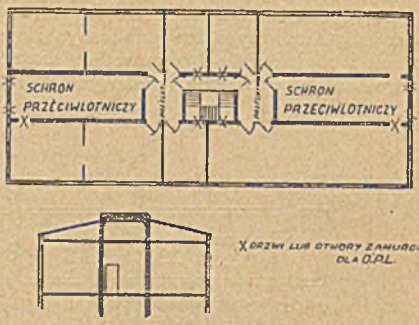


Fig. 246.

Urządzenie wentylacji nawietrzającej (rozdz. „Wentylacja“) wynika z zasadniczego warunku wystarczalności lub braku powietrza w schronie na określony zgóry stan ludzi.

Zaleca się stosowanie wentylacji nawietrzającej, połączonej z ogrzewaniem, ze względu na użytkowność normalną (higjeniczny stan powietrza oczyszczonego od kurzu i bakteryj).

2. Budynki specjalne dla obrony przeciwlotniczej.

Budynki niezbędne dla obrony przeciwlotniczej winny być budowane według zasad dla schronów przeciwlotniczych. Do kategorji tej zaliczamy:

punkty opatrunkowe i bazy drużyn ratowniczych (sanitarnych),
kąpieliska dla skażonych gazami parzącemi,
odkażalnie ubrań,
bazy straży ogniowej,
pomieszczenia kierownicze obrony przeciwlotniczej,
centrale łączności itp.

Schrony specjalne powinny być zabezpieczone nietylko od podmuchów i gazów, ale również, w miarę możności, od bezpośredniego trafienia bomb burzących (rozproszenie w zieleńcach lub odporne stropy i mury).

Punkt opatrunkowy — zwykle jest projektowany łącznie z bazą dla drużyny sanitarno-ratowniczej. Na punkt opatrunkowy najbardziej celowem jest przeznaczyć specjalne pomieszczenia, pełniące służbę sanitarną podczas pokoju. System wentylacyjny winien być kompletny. Rozplanowanie izb musi uwzględniać odpowiednią kolejność przy wnoszeniu ludzi zagazowanych (zrzucanie ubrań, mycie, oczyszczanie przedwstępne). Wszelkie powierzchnie wewnętrzne winny być gładkie, nienasiąkliwe dla gazów trudnolotnych, łatwe do zmywania.

Fig. 247.

W punkcie opatrunkowym trzeba przewidzieć następujące urządzenia i poszczególne izby:

dla izolacji przedmiotów skażonych, które wrzuca się przez specjalne otwory, a następnie w opakowaniu (skrzyniach) wynosi się przez oddzielne wejście,

dla zabiegów ratowniczych, ewentualnie przebywania chorych przez pewien okres czasu,

dla wentylatora, pochłaniacza i innych części systemu wentylacyjnego, dla obsługujących — ze specjalnem wyjściem.

Schemat rozplanowania punktu opatrunkowego podaje fig. 248.

Kąpieliska publiczne. Dopuszczenie osób skażonych iperytem do schronów familijnych lub publicznych bez specjalnego zabiegu odkażenia ubrań i kąpieli może być powodem skażenia całego schronu przeciwgazowego. Zabieg odkażenia ludzi wymaga urządzeń kąpieliskowych o systemie

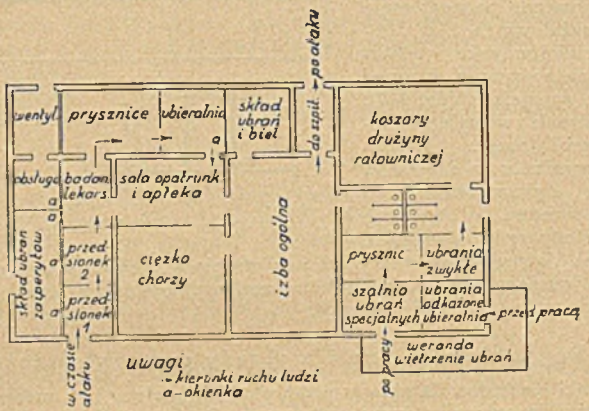


Fig. 248.

natryskowym. Kąpieliska w czasie pokoju winny być tak budowane, by spełniły zadanie odkażenia. W tym celu winny być budowane z zachowaniem następujących zasad:

Kąpielisko zasadnicze dzieli się na dwie połowy: skażoną i czystą; w 1-szej połowie personel w ubraniu ochronnem wykonywa czynności przeważnie z zakresu obrony przeciwgazowej, w części czystej kąpieliska personel może pracować bez ubrań ochronnych, wykonywając czynności ratownicze, segregacyjne itp. Warunkiem zasadniczym przy projektowaniu jest niedopuszczanie do styczności ludzi i rzeczy skażonych z czystemi.

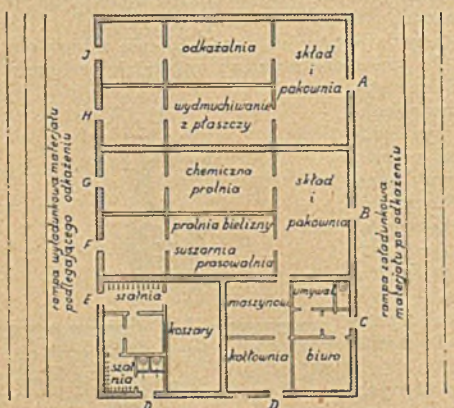


Fig. 249.

Kąpieliska winny mieć pomieszczenia dla obsługi lekarsko-sanitarnej, oraz mieć pomieszczenia do przetrzymywania na okres ataku gazowego skażonych, oczekujących kąpieli, jak również ludzi odkażonych, oczekujących odtransportowania do szpitali; również oddzielne składy dla ubrań zakażonych i ubrań zastępczych czystych.

Kąpieliska winny być nawietrzane w myśl zasad, omówionych w rozdziale „Wentylacja".

Zakład odkażania. Równocześnie z odkażaniem ludzi w kąpieliskach należy odkażać ubrania zakwalifikowanych do kąpieli. Pozatem muszą być odkażane ubrania, przywiezione z punktów opatrunkowych i mieszkań prywatnych. Wobec szerszego zakresu prac zakładów odkażania, oraz powolniejszego i więcej skomplikowanego procesu odkażania, należy je budować oddzielnie od kąpielisk, jednak w najbliższem ich sąsiedztwie.

Urządzenia wewnętrzne zakładów odkażania należą do zakresu zagadnień specjalnych. Fig. 249 podaje schematyczne rozplanowanie takich zakładów.

Centrale telefoniczne — wymagające specjalnie dobrych warunków zabezpieczenia od wilgoci i od gazów, a ponadto zabezpieczenia przeciwbombowego i przeciwgazowego, najlepiej będą zabezpieczone w schronie, wzniesionym na najwyższem piętrze budynku wieżowego.

3. Budynki fabryczne i gospodarcze.

Budynek fabryczny. Całość budynków fabrycznych należy kryć dachem żelazobetonowym o grubości ok. 0,07 *m*, jako odpornym na bomby zapalające.

Niewielką część budynku z najważniejszemi instalacjami należy wyprowadzić w formie wieży o konstrukcji szkieletowej, kryjąc ją odpornym na bomby burzące stropem.

O ile to nie jest możliwe, budynek winien być planowany w formie wydłużonych prostokątów o małej szerokości. Pozatem budynek fabryczny może być doraźnie zabezpieczony wałami, usypanemi w odległości 3 *m* od ścian, co zabezpiecza jego parter od podmuchu i odprysków bomb.

Odnośnie zabezpieczenia ludzi i materjałów należy postępować według ogólnych wskazówek obrony dla miast.

Budynki fabryczne z produkcją wybuchową winny bezwzględnie być zabezpieczone od bomb zapalających specjalną konstrukcją dachów żelaznych, wytrzymałych na przebicie bomby zapalającej, a zarazem luźno układanych z małych elementów, dla pomniejszania skutków eksplozji wewnątrz budynku.

Wszelkie przewody produkcyjne (rurowe i kablowe) należy prowadzić w kanałach poniżej terenu (łatwość remontu). Przewody napowietrzne będą zerwane przez podmuchy.

Budynki magazynowe, stajnie i obory. Budynki, przeznaczone do magazynowania materjałów, odzieży, żywności, paszy itp., oraz stajnie i obory winny zabezpieczać zdeponowane w nich materjały w stanie zdatnym do użytkowania. Budynki takie winny być szczelne. Wobec tego, że magazynowane materjały nie wymagają tak intensywnej wymiany powietrza, jak to jest w pomieszczeniach mieszkalnych, budynki magazynowe należy traktować jako pomieszczenia izolowane.

Pod szczelnością takich budynków należy rozumieć takie wzajemne dopasowanie elementów budowlanych, które uniemożliwiałoby większy ruch powietrza. Drobne powiewy przez szczeliny okien i drzwi, kwalifikowane przez człowieka dla izb mieszkalnych za szkodliwe, w pomieszczeniach magazynowych są dopuszczalne ze względu na dużą objętość wewnętrzną magazynów przy małej ilości otworów, powodujących nieszczelność.

Usytuowanie magazynów oraz ich otworów drzwiowych winno iść osiowo do kierunku panujących wiatrów, dla łatwiejszego nawietrzania magazynów powietrzem zdrowem; — w wypadku ataku gazowego — narażenia krótszego boku budynku na działanie obłoku gazowego, idącego z wiatrem.

VI. Obrona przeciwlotnicza w urbanistyce.

1. Zabudowa terenu.

Nadmierne zagęszczenie ludności, a zarazem stłoczenie miast jest skutkiem dawniejszych wymagań obronnych; obecne warunki obrony przeciwlotniczej

wymagają rozluźnienia. Zagęszczenie w pewnych granicach (ilość mieszkańców na hektar) usprawiedliwia rentowność urządzeń miejskich (oświetlenie, wodociąg, jezdnie, oczyszczanie miasta itp.).

Względy obrony przeciwlotniczej wymagają jak najniższej procentowej zabudowy terenu, zatem — grupowania zagęszczenia przez rozmieszczenie ludności wzwyż. 20% zabudowę terenu dla miast zagęszczonych i 30% dla miast małych należy przyjąć za maksymalne z uwagi, że % zabudowy oznacza procentowe zagrożenie lotnicze (rozdz. „Rozrzut").

Stosowanie 50—70% zabudowy i jednoczesne ustalenie wysokości strefowej do 4—7 kondygnacyj jest niedopuszczalne i nie może być usprawiedliwione ani dążeniem tworzenia „city", ani wysoką ceną terenu.

2. Planowanie osiedli.

Jednym z głównych bodźców do powstawania osiedli i rozrostu miast jest rozwój przemysłu, zatem w naszym kraju zagadnienie aktualne.

Fig. 250.

Fig. 251.

System „taśmowego" przetwarzania surowca na wykończone eksponaty umożliwia organizację zakładów przemysłowych w układzie wydłużonego

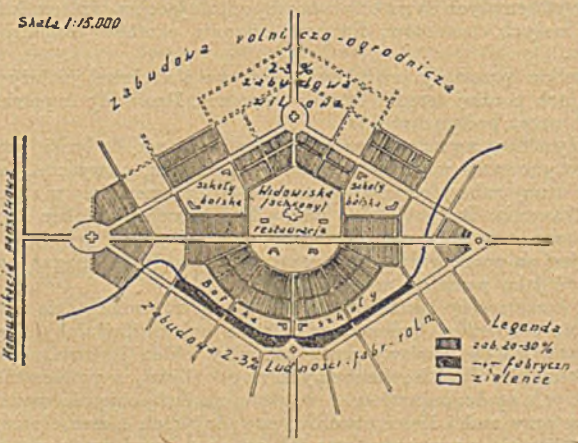


Fig. 252.

pasma o niewielkiej szerokości. Ugrupowanie takie wraz z bliźniaczem osiedlem robotniczo-rolniczem całkowicie odpowiada warunkom obrony przeciwlotniczej. Osiedle fabryczne jak i osiedle o innym charakterze winno być planowane przy zachowaniu poniższych zasad obrony przeciwlotniczej.

a) Pasmo zabudowań winno mieć układ falisty (zygzakowaty), przyczem szerokość pasma nie powinna wynosić ponad 350 *m*. Układ taki

utrudnia korzystne nałożenie elipsy (rozdz. „Rozrzut"), zatem pomniejsza niebezpieczeństwo (fig. 250).

b) Pasmo zabudowań należy sytuować prostopadle do przewidywanych kierunków lotu (fig. 251).

c) Pasma zabudowy należy tak komponować z powierzchniami zieleńców, by osiedle w całości otrzymało narys okręgu (kwadratu). Układ taki tworzy trudność rozpoznania przebiegu pasma zabudowy dla lotów nocnych (maskowanie, nakładanie elipsy).

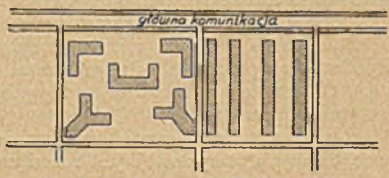


Fig. 253.

d) Nie należy osiedli usadawiać okrakiem na komunikacjach państwowych, na regjonalnych — unikać. Osiedle winno mieć własną sieć komunikacyj głównych, pomocniczych i gospodarczych, wychodzących wspólnym wlewem na państwowe (regjonalne) komunikacje (fig. 252).

W stosunku do wewnętrznych głównych komunikacyj osiedla należy budynki sytuować bokami krótszemi. Powyższe zmniejsza niebezpieczeństwo zatarasowania komunikacji przez zburzony budynek (ratownictwo pożarowe itp.) (fig. 253).

e) Na pasma zabudowy należy przeznaczać wzniesienia terenowe, wykorzystując niziny na zieleńce.

f) Zieleńce, jako miejsca wypoczynku (rozrywek, sportu), winny mieć rozrzucone na swym obszarze teatry, kina, budynki sportowe itp., które są zarazem schronami przeciwlotniczemi publicznemi. Zieleńce nie powinny być zbytnio zagęszczone zadrzewieniem, aby nie utrudniać odpływu gazów bojowych.

g) Osiedle, przecięte pasmem zieleńców o szerokości 350 *m*, zmniejsza procentowo zagrożenie na terenach zabudowanych o dalsze 50%.

3. Rozbudowa miast.

Dotychczasowy system rozplanowania i zabudowy miast zupełnie nie odpowiada epoce wojen lotniczych. Dawniejszy system rozrostu miast drogą narastania na obwodzie lub w postaci osiedli-pasożytów na komunikacjach dobiegowych pogłębia katastrofę wojenną.

Obecny stan zabudowy każe zamknąć wartościowe budynki linjami regulacyjnemi w tym celu, by zachować istniejące przestrzenie niezabudowane, a ponadto w istniejącym stanie tworzyć dalsze wyrwy, dążąc do rozczłonkowania miasta na grupy. Wszystkie wolne przestrzenie, jak również cały obwód należy wykorzystać na zieleńce. Na zieleńce w jak najszerszem znaczeniu należy wykorzystać dawne tereny fortyfikacyjne, które w wielu wypadkach znalazły się wewnątrz miasta lub na jego obwodzie. Budowle fortyfikacyjne należy traktować nie jako bezużyteczne zabytki historyczne, lecz jako schrony o łatwo osiągalnej szczelności i dużej stosunkowo wytrzymałości. Ustawowe ograniczenia budowlane przy fortyfikacjach należy wykorzystać, wobec zmienionej roli tych fortyfikacyj, jako przestrzenie dla schronów publicznych wśród zieleńców.

Uzupełnienie starego miasta lub wyrównywanie obwodu, według wysuniętych macek, nowoczesnemi budowlami naraża je na ten sam los, jaki spotka stare miasto w najbliższej wojnie.

Rozbudowę istniejących miast należy rozumieć jako zakładanie nowoczesnych dzielnic-osiedli, oddzielonych od istniejących terenem zieleńców. Zieleńce wielkiego miasta należy rozumieć w jak najszerszem znaczeniu, włącznie do uprawy rolniczo-ogrodniczej z 2—3% zabudową. Jedną z odmian zieleńca wielkiego miasta będzie dzielnica reprezentacyjna. Pas między osie-

dlami, szerokości 500—700 *m* ze zorganizowaną siecią komunikacyjną, może mieć rozrzucone na swej przestrzeni monumentalne gmachy (ministerstwa, muzea, banki, świątynie) w odstępach 200—350 *m* („Rozrzut“). Pozostałe wolne przestrzenie dzielnicy reprezentacyjnej mogą być zajęte na 2—3% zabudowę pałacowo-willową (reprezentacje zagraniczne).

Tworzenie ze starego miasta dzielnicy reprezentacyjnej lub handlowej „city“ jest dla miasta kosztowne, a ze względów obrony przeciwlotniczej szkodliwe. Łatwe rozpoznanie, a zatem zniszczenie spowoduje straty i zahamowanie podczas wojny obrotu handlowego na dłuższy okres czasu.

Zakładanie dzielnic winno uwzględniać specyficzny układ dzielnicy, wynikający z pracy (zawodu) jej mieszkańców (przemysł tekstylny, metalowy itd.). Osiedle jest giełdą dla swej gałęzi produkcyjnej i posiada odnośne instytucje (gmachy).

Rozczłonkowanie handlu między poszczególne dzielnice, stosownie do specjalizacji przemysłowej, jest rozwiązaniem przeciw tworzeniu koncentracji w formie „city“.

Komunikacje (kolejowe i szosowe) o znaczeniu państwowem winny omijać dzielnice-osiedla, a tem bardziej dzielnice starego miasta.

Organizacje węzła kolejowego (parowozownie, warsztaty, parki wagonowe itp.) należy odsuwać od głównej linji i możliwie, rozbijając na mniejsze grupy, maskować wśród komunikacyj miejskich (regjonalnych). Komunikacje szosowe (państwowe) winny mieć ograniczoną ilość wlewów z komunikacyj regjonalnych.

Komunikacje regjonalne (kolejowe i szosowe) tworzą sieć, łączącą poszczególne dzielnice. Pożądane jednak, by stacje osobowe oraz skrzyżowania szosowe były rozmieszczone w niezabudowanych terenach-zieleńcach dzielnicy.

Komunikacje regjonalne, wpadające w stare dzielnice wielkiego miasta, winny być usprawnione. Główne linje kołowe winny być rozszerzone do szerokości 37—44 *m*, pomocnicze — do 25 *m*, przyczem komunikacje pomocnicze nie powinny przecinać głównych częściej, niż w odstępach 250 *m*. W dzielnicy starej pożądane jest przejście kolejkami regjonalnemi w tunelach. Odpowiednio głęboko założone tunele stanowią poważne polepszenie warunków obrony przeciwlotniczej dla zagęszczonego miasta (schrony specjalne i publiczne). Pożądana głębokość — 25 *m* pod powierzchnią. Przy budowie należy uwzględnić możliwość bocznej rozbudowy chodników i komór z przeznaczeniem na schrony. Wielokrotne szczelne zamknięcia wejść i odpowiednie nawietrzanie komór umożliwi wykorzystanie tuneli, jako publicznych schronów, zabezpieczonych również od gazów.

Sieć elektryczna, telefoniczna i wodociągowa winna być podziemną i o takim obiegu, żeby przy uszkodzeniu przewodu głównego możliwe było jego zamknięcie i skierowanie zaopatrzenia (połączenia) inną drogą. Nie należy prowadzić przewodów przez mosty. Przejście przez rzekę kablować pod wodą lub napowietrznie w oddaleniu od mostu. Pożądane są zapasowe źródła energji elektrycznej i połączenie we wspólną sieć. Jako zapasowe źródło wody — studnie artezyjskie dzielnicowe. Przewody gazowe winny mieć zamknięcia przepływu przed wejściem do osiedla oraz odcinkami na sieci rozprowadzającej.

VII. Wentylacja przeciwgazowa.

1. Normy powietrza.

Powietrze, zawarte w pomieszczeniu, normalnie traci swoją wartość użytkową:

1. wskutek przebywania w pomieszczeniu ludzi i zwierząt,

2. przez spalanie paliwa w piecach, oraz materjałów oświetlających w świecach, lampach naftowych itp.

Czas używalności schronu przeciwgazowego określa się:
dla pomieszczeń izolowanych ich pojemnością,
dla pomieszczeń nawietrzanych wydajnością wentylatorów i zdolnością chłonną pochłaniaczy oraz objętością pomieszczeń.

Zużycie powietrza polega na zmniejszeniu się w niem ilości tlenu, a zwiększeniu dwutlenku węgla i pary wodnej, nagromadzeniu różnych szkodliwych gazów, substancyj oraz nagrzaniu.

Aby powietrze mogło podtrzymać normalne oddychanie istot żywych, oraz palenie się świec, lamp i pieców, musi ono:
a) zawierać tlenu nie mniej jak 16%,
b) zawierać dwutlenku węgla nie więcej jak 3%,
c) musi mieć temperaturę nie wyższą niż 30° C,
d) i może być co najwyżej nasycone wilgocią, lepiej jest jednak, gdy stopień jego wilgotności nie przewyższa 80—90%,
e) nie powinno zawierać znacznych ilości kurzu.

Na podstawie zużycia powietrza, przyjmując pewien zapas na niedokładne wyzyskanie dostarczanego powietrza, przyjmuje się następujące normy:
dla utrzymania w dobrym stanie ludzi bez wymiany powietrza należy przyjąć, że norma 2 m^3 na człowieka w pomieszczeniach normalnych starczy na 2 godziny.

Stosując wymianę powietrza, należy liczyć 5 m^3 na człowieka/godzinę. Niższą normę stosuje się przy dobrych warunkach mieszania powietrza.

Zwierzęta stosunkowo do swej wagi wymagają słabszego zaopatrzenia w powietrze: koń, wagi 500 *kg*, zużywa 0,9 powietrza zużytego przez człowieka, bydło rzeźne wagi 500 *kg* — 1,2 człowieka. O ile w pomieszczeniu są źródła światła (świece, lampy), wówczas dodatkowe zużycie powietrza należy liczyć jak poniżej:

Źródło światła	Zużycie paliwa na godzinę	Odpowiada ilości ludzi
Lampa naftowa	10 *g*	0,75
„ naftowa-żarowa	10 *g*	0,80
„ spirytusowo-żarowa	10 *g*	0,50
„ acetylenowa	1,1 *l*	0,10
„ acetylenowo-żarowa	1,1 *l*	0,05

2. Systemy schronów przeciwgazowych.

Zużycie powietrza w pomieszczeniach przeciwgazowych może być pokrywane kilku sposobami:

1. wtłaczanie do pomieszczenia powietrza zewnętrznego (nawietrzanie);

2. wyciąganie zeń powietrza zużytego z otwarciem dostępu masom powietrza z otoczenia przez te czy inne otwory ssące (wywietrzanie);

3. zamykanie dopływu i odpływu powietrza i dodawanie zużywalnego składnika powietrza (mianowicie tlenu) ze specjalnych zbiorników, względnie reaktorów, mogących go produkować, i usuwanie nagromadzających się produktów oddychania i spalania przez odpowiednie wiązanie ich z temi lub owemi odczynnikami chemicznemi lub fizyko-chemiczuemi;

4. wreszcie mogą być pomieszczenia zupełnie pozbawione wentylacji. W tych wypadkach należy zaniechać wszelkich starań o podtrzymanie stanu powietrza, wykorzystując jego zapas do granic możliwości (pomieszczenie izolowane).

Zaletą pomieszczeń izolowanych, pozbawionych wentylacji, jest ich prostota. Wadą ich jest ściśle ograniczony czas używalności, oraz ko-

nieczność zamykania, jeszcze przed rozpoczęciem właściwego ataku gazowego. Są one pozatem stale narażone na przenikanie do nich mas zatrutego powietrza zewnętrznego i dlatego wymagają nader starannego a trudnego w realizacji uszczelnienia.

Pomieszczenia izolowane mogą być stosowane tylko dla czasowej ochrony ludności, pozbawionej jakichkolwiek obowiązków, gdyż nie można ani na chwilę dopuścić do otworzenia wejścia w okresie ataku gazowego, kiedy pomieszczenie jest pogrążone w atmosferze zagazowanej.

Pomieszczenia izolowane należy szeroko stosować dla magazynowania żywności, ubrań itp. materjałów wrażliwych na gazy, oraz do zabezpieczenia inwentarza żywego (konie, krowy, psy) i wogóle wówczas, gdy nie jest wymagane stałe komunikowanie się ze światem zewnętrznym.

Większość schronów familijnych będzie pomieszczeniami izolowanemi. W pomieszczeniach izolowanych należy zwrócić specjalną uwagę na uszczelnienie otworów, stosując na zetknięciu drzwi lub okiennicy z futryną filc, nasycony waseliną lub olejem. Doraźnego i skutecznego uszczelnienia można dokonywać, zaklejając szczeliny dwukrotnie papierem lub zasmarowywując gliną.

Wszelkie pomieszczenia, których załoga zmuszona jest do wytężonej pracy w czasie napadu i do stałego komunikowania się ze światem zewnętrznym, oraz pomieszczenia, przewidziane na duży napływ ludzi podczas napadu, należy zaopatrywać w wentylację tłoczącą (nawietrzanie).

W niektórych jednak wypadkach, o ile źródła zepsucia powietrza są umiejscowione w pewnych izbach, można dla nich zainstalować specjalne wentylatory ssące mechaniczne, pobierające powietrze bezpośrednio u źródeł zepsucia. Na miejsce usuniętego przez wyssanie powietrza napływa nowe z izb sąsiednich, nawietrzanych. System ten ma zastosowanie do wentylowania ustępów, kuchen, hal maszynowych itp.

Pomieszczenia izolowane z wentylacją chemiczną są nader skomplikowane, kosztowne i trudne do realizacji. Chemiczna metoda przetwarzania gazów bojowych daje się stosować tylko w bardzo rzadkich wypadkach.

Najracjonalniejszym sposobem zabezpieczenia niezupełnie szczelnych (z przepuszczalnemi ścianami, sufitami itp.) pomieszczeń przed wtargnięciem do ich wnętrza gazów bojowych jest urządzenie w nich wentylacji tłoczącej, wytwarzającej w nich stałe nadciśnienie w wysokości około 5 *mm* słupa wody.

Wobec niemożliwości osiągnięcia zupełnej szczelności pomieszczenia dla zabezpieczenia minimalnego nadciśnienia wewnętrznego 5 *mm* trzeba dostarczyć do pomieszczenia pewnej, zgóry określonej, minimalnej ilości powietrza, niezależnie od tego, w jakim stopniu jest ono napełnione ludźmi. Praktycznie ilość ta w niewielkich pomieszczeniach, dość starannie uszczelnionych, wynosi co najmniej 5-krotną objętość pomieszczenia na godzinę. Ilość ta musi być uważana za minimalnie niezbędną, chociażby przy danej małej ilości ludzi w pomieszczeniu przewyższała normę 5—6 m^3 na człowieka i godzinę.

3. Schemat wentylacji nawietrzającej.

Kompletna wentylacja tłocząca czerpie powietrze z zewnątrz, oczyszcza je od pyłu (bakterje) i gazów, jednocześnie regulując, stosownie do potrzeby, jego temperaturę i stopień wilgotności, rozprowadza je po pomieszczeniach i izbach i wreszcie wytłacza je nazewnątrz dzięki panującemu nadciśnieniu. Schemat takiej wentylacji podaje fig. 254.

Stąd wynika konieczność takiej gospodarki powietrznej, by:

a) zaczerpywanie powietrza dokonywało się w sferach możliwie jak naj-

czystszych i w żadnym razie nie tych, do których trafia powietrze już raz w pomieszczeniu użyte przez ludzi, a co gorsze dymy kominowe;

b) by ujście masy powietrza, zużytego tylko przez oddech, zasadniczo dokonywało się przez korytarz wejściowy, a to w tym celu, by prąd tego powietrza omywał wchodzących i zdmuchiwał z nich jeszcze przed wejściem ślady gazów bojowych. Co do masy powietrza, zużytej w inny sposób (paleniska pieców, klozety itp.), to ta musi być wyprowadzana przez specjalne oddzielne otwory, ustawione tak, by wydzieliny te nie mogły ponownie trafić do czerpni, pomimo zmiennych kierunków wiatru.

Czerpnia. Kominy dymowe budynków mieszkalnych wytwarzają normalnie całą strefę zatrutą spalinami (dymem, sadzą i tlenkiem węgla),

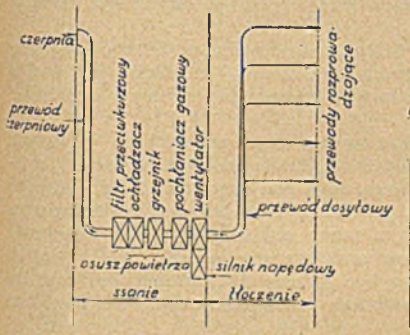


Fig. 254.

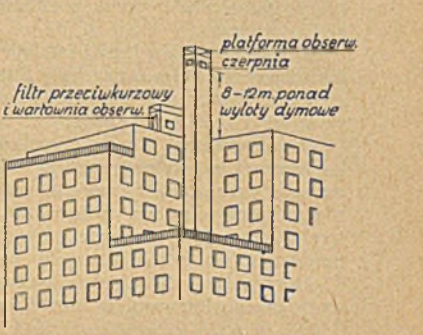


Fig. 255.

ciągnącą się ponad otoczeniem na pewnej wysokości warstwą mniej więcej 8 *m* ponad wysokość zabudowy dzielnicy i 3—4 *m* niżej wylotu kominów.

Najlepszem rozwiązaniem urządzenia czerpni byłoby takie, przy którem napływające do niej powietrze by loby zawsze zupełnie czyste, a dlatego racjonalnem jest czerpanie powietrza z dużych wysokości, w każdym razie wyższych od wylotów kominów dymnych otaczających zabudowań.

Wznosząc czerpnię co najmniej na 8 *m* ponad przeciętny poziom kominów, uzyskuje się jednocześnie bardzo małe stężenie gazów bojowych i prawie zupełny brak kurzu i sadzy. Wysokie czerpnie wiążą się z wykorzystaniem ich na posterunki obserwacyjne miejskie (fig. 255). Wobec powyższego wskazana jest budowa domu z odpowiedniemi wieżami.

Jeżeli pewne względy nie pozwalają na tak znaczne wzniesienie czerpni, to pożądane jest ustawiać ją na możliwie najbardziej wzniesionych i wystających ponad otoczenie punktach i starać się kierować jej zaziew zawsze przeciw wiatrowi.

W wielu jednak wypadkach przy znacznej ilości kominów, będących na różnych wysokościach, trzeba zrezygnować z górnych warstw i czerpać powietrze niżej wylotów kominów.

Opuszczając czerpnię od 3 do 5 *m* niżej niż otaczające kominy domów, można uniknąć trafiania w nią spalin, jednak zwiększa się niebezpieczeństwo spotkania na tych wysokościach znacznych stężeń gazów bojowych, oraz pyłu ulicznego.

Otwór czerpny wentylacji tłoczącej musi być osłonięty od deszczu oraz zabezpieczony siatką od przedostawania się ptaków, nietoperzy itp. Suma otworów w siatkach nie może być mniejsza od przekroju kanału za siatką. Przewód, doprowadzający powietrze z czerpni do komory wentylacyjnej, winien mieć przekrój, umożliwiający przepuszczanie powietrza z szybkością normalnie niewyższą niż 5 *m*/sek. Rozgałęzienia, zmiany kierunku ze względu

na powstawanie oporów, winny być wykonane według fig. 256. Powierzchnie wewnętrzne przewodu winny być gładkie.

Przewód (doprowadzający) poziomy powinien mieć spadek w kierunku specjalnej w tym celu urządzonej pod kominem studzienki do ściekania wody. Woda ze studzienki wypompowuje się nazewnątrz. Pozatem przewód doprowadzający, zależnie od jego długości, powinien mieć rewizje, celem umożliwienia przeczyszczania go od błota, powstającego z kurzu i wody kondensacyjnej. Dla przewodu pionowego należy przewidzieć u jego podstawy studzienkę rewizyjną.

Filtry przeciwkurzowe. Powietrze wsysane przez wentylator, mimo że pochodzi z dużych wysokości, zawsze posiada pewną ilość kurzu, który, przechodząc przez pochłaniacz przeciwgazowy, zatyka go, tamując pęd powietrza.

Dla zatrzymania kurzu istnieje kilka systemów filtrów. Ostatnio największe rozpowszechnienie uzyskały filtry olejowe. Zaletą tych filtrów jest wielka zdolność odkurzania, chłonność i zdolność niszczenia bakteryj, oraz małe wymiary i nieznaczny opór.

Inną odmianą filtrów przeciwkurzowych, stosowanych przy większych instalacjach wentylacyjnych, są urządzenia, strącające kurz zapomocą sztucznego deszczu. Filtry takie są większe, mają nad olejowemi tę przewagę, że równocześnie obniżają temperaturę powietrza. W związku z tem w razie potrzeby kondensują nadmiar wilgoci, a zatem obniżają absolutną wilgotność powietrza. Wadą ich jest duży koszt oraz znaczny opór.

Oprócz tych dwóch typów mogą być jeszcze filtry tkaninowe, oraz komory przeciwkurzowe, w których wskutek zmniejszenia szybkości powietrza

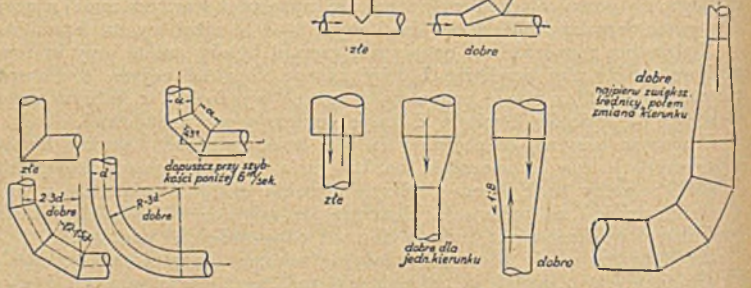


Fig. 256.

zawiesiny częściowo osiadają. Mają one również duży opór. Wydajność filtra należy szukać w cechach filtrów, oferowanych przez firmy, biorąc zapas bezpieczeństwa + 25%.

Osuszanie powietrza. W dalszej drodze powietrze wstępuje do przyrządu osuszającego przez oziębienie i strącenie części absolutnej zawartości wilgoci.

Po wyjściu z filtra-chłodnicy następuje wstępne podgrzewanie powietrza dla zmniejszenia wilgotności względnej. Może być uskuteczniane ono przy pomocy specjalnej nagrzewnicy, umieszczonej w przewodzie powietrznym bezpośrednio przed pochłaniaczem przeciwgazowym. Podgrzewanie wstępne, pomimo dążenia do przepuszczania przez pochłaniacz powietrza o najmniejszym % zawartości wilgoci, nie może przekraczać temperatury + 25° ze względu na właściwości węgla aktywowanego. Ostateczne dogrzewanie po-

wietrza uskutecznia się po wyjściu z wentylatorów. Obliczanie chłodnicy i nagrzewnicy należy prowadzić w myśl ogólnych zasad techniki ogrzewniczej.

Pochłaniacz przeciwgazowy. Pochłaniacze przeciwgazowe bywają osiowe i prostopadło-osiowe; te ostatnie mogą być odśrodkowe lub dośrodkowe.

Pochłaniacze osiowe stosuje się do małych instalacyj.

Wobec tego, że materjały chłonne, wypełniające pochłaniacz, mają ograniczoną zdolność chłonną, pochłaniacz powinien być wymienny, by mógł być łatwo rozmontowywany i zastąpiony innym. Pozatem konstrukcja pochłaniacza winna zabezpieczać od przeskoku powietrza poza warstwą filtrującą. Konstrukcja nie może również dopuszczać przesuwania się materjału chłonnego w komorze pochłaniacza pod wpływem drgań wentylatora, sprzężonego z pochłaniaczem. Każdy wykonany pochłaniacz winien być sprawdzony przez powołany do tego urząd i w wyniku dodatnim odpowiednio oceehowany. Otwierania, czyszczenia i odnawiania materjału chłonnego mogą dokonywać tylko upoważnieni do tego instruktorzy. Wydajność pochłaniacza w m^3 przez jednostkę czasu podana jest w cechach każdego pochłaniacza.

Pochłaniacz napełnia się węglem aktywowanym pochodzenia roślinnego. Jego cechy są:

a) duża pojemność chłonna,

b) szybkość chłonięcia,

c) zdolność chłonięcia bardzo wielu gazów, niezależnie od ich charakteru chemicznego,

d) trwałość chemiczna,

e) zależność zdolności chłonnej od wilgoci, zawartej bądź w węglu, bądź też w przechodzącem powietrzu, co jest wadą.

Filtrująca warstwa węgla aktywowanego zachowuje zdolność chłonienia gazów z przepływającego powietrza do tej pory, dopóki nie nasyci się gazami, to znaczy, każda jednostka objętości (1 cm^3) filtra pochłonie pewną nieprzekraczalną ilość gazu. Ilości te, zwane „zdolnością chłonną węgla“, są różne i zależą od jakości gazu, jak również od warunków pracy filtra, wysokości warstwy filtrującej, szybkości przechodzącego powietrza, jego wilgotności, zawartości wilgoci w węglu, wielkości ziarn i in. Minimalna grubość warstwy filtrującej musi wynosić conajmniej 40 *mm* przy szybkości przepływu do 0,3 *m*/sek. Zdolność chłonną pochłaniacza można podnieść przez zwiększenie grubości filtra lub zmniejszenie wielkości ziarn węgla. Obydwa te czynniki wpływają jednak na zwiększenie oporu pochłaniacza. Opór samej warstwy filtrującej w pochłaniaczach normalnego typu może być przyjęty na 30—60 *mm* słupa wody i zależy od ilości przepuszczanego powietrza.

Okresowe przedmuchiwanie filtra prowadzi do zregenerowania węgla przez wyrugowanie już pochłoniętych gazów lub produktów ich rozkładu (np. w przypadku fosgenu).

Wentylator. Wentylatory, używane dla wentylacji schronów ze względu na konieczność pokonywania stosunkowo dużych oporów, mogą być tylko odśrodkowe. Wentylatory charakteryzuje:

1. wydajność,
2. ciśnienie statyczne,
3. zapotrzebowana moc.

Wentylatory, zależnie od ich wydajności, są stosowane do napędu elektrycznego lub ręcznego.

a) Wentylatory z napędem elektrycznym mogą być wykonywane zależnie od potrzeby na różną wydajność powietrza i na różny spręż w granicach praktycznego zastosowania.

b) Wentylatory o napędzie ręcznym mają zastosowanie do samodzielnych źródeł powietrza, oraz jako zapasowe przy wentylatorach elektrycznych.

Wentylatory ręczne oblicza się na jednego lub dwóch ludzi, pracujących najwyżej po $^1/_2$ godziny bez przerwy. Ilość obrotów korby nie może przekraczać 40 na minutę. Ażeby drgania wentylatora nie przenosiły się na pochłaniacz (przesuwanie materji chłonnej), wentylator winien być umieszczony na elastycznej podstawie i obustronnie połączony elastycznie (podstawa drewniana, połączenia brezentowe).

Przewody rozprowadzające. Wytłaczane z wentylatora powietrze, po ostatecznem dogrzaniu, rozprowadza się przy pomocy przewodów powietrznych do poszczególnych pomieszczeń schronu. Przekroje wszystkich rozprowadzających przewodów w każdym dowolnym ich odcinku powinny być obliczone w ten sposób, żeby szybkość przepływającego w nich powietrza nie przekraczała 3 *m* na 1 sekundę. Zwiększenie szybkości jest niepożądane ze względu na znaczne wzrastanie oporów.

Rury, rozprowadzające powietrze, zależnie od lokalnych warunków, mogą być okrągłe lub prostokątne metalowe z blachy ocynkowanej, lub ozdobnej grubości 0,5—1 *mm*.

Nawietrzniki powinny rozpraszać powietrze przy wyjściu do schronu. W tym celu nadają się nawietrzniki grzybkowe na śrubie, rozpraszacze (aerostatory).

Opory powietrza w przewodach obliczają się w *mm* słupa wody. Do obliczenia oporów tarcia istnieją specjalne tablice oraz wykresy.

Celem zmniejszenia oporów miejscowych należy:

1. zmianę kierunku prowadzić po łuku o promieniu $r \geqslant 3\,d$, gdzie d = średnica przewodu, unikając załamań pod kątem prostym i ostrym;
2. odgałęzienie odprowadzić łagodnie od głównego przewodu;
3. zwężenie kanału prowadzić stopniowo;
4. unikać jednoczesnej zmiany kierunku i przekroju (fig. 256).

Powietrze, zużyte tylko przez oddech ludzi, najlepiej jest wyprowadzić przez korytarz wejściowy, ale ponieważ różne części pomieszczenia mogą być położone dość daleko od tego korytarza, wskazanem jest przeprowadzenie z każdej poszczególnej izby pomieszczenia osobnych rur, odprowadzających powietrze do przedsionka, by stamtąd wypierać je nadciśnieniem już wprost przez wyjście. Wszystkie takie kanały odprowadzające muszą mieć urządzenia dla regulacji przepływu.

Celem osiągnięcia w pomieszczeniu odpowiedniego nadciśnienia ustawia się w wejściowych drzwiach i na poszczególnych przewodach odprowadzających zasuwy, których domykanie umożliwia podniesienie nadciśnienia w chwili alarmu gazowego. Przewody odpływowe należy robić o średnicy niewiększej od przewodów dopływowych, z ustawieniem na nich odpowiednich urządzeń regulacyjnych.

Wyloty. W schronach typu normalnego główna masa zużytego powietrza wyprowadza się nazewnątrz przez korytarz wejściowy. Do kominów wyprowadza się normalnie powietrze z klozetów, pomieszczeń akumulatorów, składu benzyny itp. Wysokość kominów wylotowych uzależnia się od wysokości oraz miejsca czerpni powietrza, znajdującej się na tymże gmachu. W wypadku, kiedy czerpnia znajduje się w odległości poziomej kilkunastu metrów (40 i więcej) od komina wylotowego, wysokość jego może być dowolna. W tym wypadku najdogodniejszem będzie takie rozmieszczenie czerpni i komina wylotowego, by panujące wiatry wiały w kierunku od ssącego komina wylotowego.

Jeżeli komin wylotowy znajduje się bezpośrednio przy czerpni, wylot komina do odprowadzanego powietrza powinien być o 3—4 *m* wyżej od czerpni komina zasysającego. Możliwość trafiania zepsutego powietrza do czerpni przy takiem umieszczeniu kominów jest mała, ponieważ wirowe opadanie zepsutego powietrza wzdłuż komina, jakie ma miejsce w kominach dymowych, w tym wypadku będzie minimalne.

Całkowity system wentylacyjny obrony przeciwlotniczej stosuje się w budynkach, gdzie wentylacja normalnego użytku projektuje się wraz z ogrzewaniem powietrznem (szpitale, większe centrale telef., luksus. hotele, biura), oraz przy wilgotnych pomieszczeniach przeciwgazowych. Wentylacja normalnego użytku, zaopatrzona w pochłaniacz gazowy, stanowi wentylację obrony przeciwlotniczej.

Zasadniczo wentylacja przeciwgazowa składa się tylko z pochłaniacza gazowego, wentylatora i niezbędnych przewodów. Przy czerpniach przyziemnych niezbędny jest filtr przeciwkurzowy.

Streszczenie niniejsze, jako składowa „Podręcznika inżynierskiego", zostało ujęte w formę praktycznych wskazówek dla inżynierji miast.

Badanie naukowe poszczególnych fragmentów zagadnienia jest obszerne i kosztowne, a zatem dostępne dla ograniczonej liczby fachowców, zajmujących się badaniem działania pocisków, materjałów wybuchowych i gazów na materjały i konstrukcje budowlane.

Inżynierów budowlanych, pragnących uzupełnić wiedzę w dziedzinie budowlanej obrony przeciwlotniczej, odsyłamy do kilku prac — jak niżej — obejmujących całość zagadnienia i spisy bibljograficzne.

LITERATURA.

Kożewnikow: Puti stroitielstwa i planirowki gorodow i ważniejszych tyłowych punktow w uslowiach sowremiennoj wozdusznoj i chimiczeskoj wojny.
N. Kochanow: Inżeniernaja podgotowka gosudarstw k oboronie.
Vauthier: Niebezpieczeństwo lotnicze i przyszłość kraju (tłumaczenie z francuskiego).
Inż. dypl. Hans Schlossberger: Budownictwo przeciwlotnicze (tłumaczenie z niemieckiego).

Budowle sportowe.[1]

Napisał
dr. inż. Czesław Kłoś,
Warszawa.

I. Sale gimnastyczne.

Sale ćwiczebne przy dogodnych drogach komunikacyjnych na dość dużem boisku słonecznem, suchem, zasłoniętem od wiatrów. Podłużna oś sali ze wschodu na zachód, główne oświetlenie z południa. Boisko przy sali najmniejsze 1600 m^2.

Proporcje sali szerokości do długości w przybliżeniu 2 : 3. Wysokość najmniej 6 m, powyżej 9 m nie wskazana. Rozmiary dla szkół mniejszych 3 m^2 na ćwiczącego, dla towarzystw gimnastycznych itp. 4 do 4,5 m^2 netto. Szatnia, męska i żeńska, z dostępem od korytarza lub z zewnątrz, aby na salę koniecznie przechodzić przez szatnię. Wejście do pomieszczenia na przyrządy gimnastyczne tylko z sali. Balkon dla publiczności pożądany, jednak bez połączenia z salą.

Ściany z muru masywnego lub drzewa belkowego, powinny dać możność przymocowania różnych przyrządów. Wskutek częstych zmian temperatury wewnętrznej sali, izolacje przed wilgocią wymagają specjalnie pieczołowitego uwzględnienia. Wewnętrzne

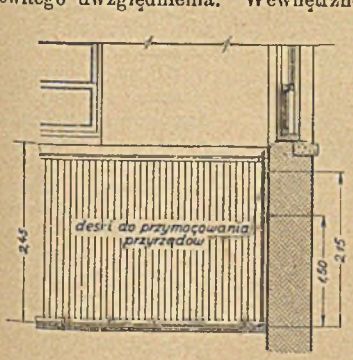


Fig. 257. Szczegół ściany i obicia jej drzewem.

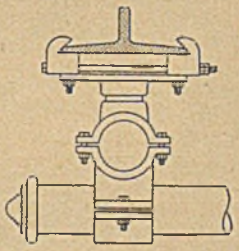


Fig. 258. Zawieszenie z osiami ruchomemi w dwóch kierunkach.

Fig. 259. Uwarstwienie podłogi betonowej pokrytej linoleum.

kontury ścian bez ostrych kątów i poziomych płaszczyzn, będących osadnikami kurzu. Powierzchnię ścian gładko filcować. Malowanie klejowe, łatwiej wchłaniające nadmiar pary z powietrza. Dolną część ścian do wysokości 2,5 m najlepiej obłożyć gładko drzewem, w ten sposób, aby w każdem miejscu dawała łatwą możność przymocowania przyrządu. Zetknięcie ściany

[1] Do części VIII.: „Budownictwo“ w tomie III. „Podręcznika inżynierskiego“, str. 1763—2208.

z podłogą obłożyć kątownikiem żelaznym 50 × 120 *mm*, jako ochronę przed uderzeniami przyrządami (fig. 257). Wszystkie narożniki tynkowane pokryć metalowemi listwami ochronnemi „Wema“ lub innemi.

Sufit i dach powinny dawać łatwą możność umocowania przyrządów (lina, drabiny, kółka, orczyk, krążownik itp.). Najwygodniejszy sufit poziomy przy użyciu żelaza jako materjału budowlanego (fig. 258). Ze względu na siły dynamiczne przenoszone przez przyrządy, uwzględnić dostateczną sztywność wiązarów w poprzek do ich osi, zwłaszcza w pasie dolnym. Staranna izolacja cieplna bądź to sufitu, bądź dachu konieczna.

Fig. 260. Plan boiska według projektu dr. Karola Diema.

Podłoga powinna być wedle możności: sucha, ciepła, bezdźwięczna, nie dająca drzazg i kurzu. Pozatem wedle możności dająca się łatwo wymienić i naprawić. Najwięcej odpowiada tym wymogom podłoga drewniana, pokryta linoleum lub gumą, przyczem ze względu na nieprzyjemny zapach gumy nadaje się więcej linoleum. Tańsza ale też i więcej twarda i śliska jest klepka dębowa. Klepka sosnowa daje łatwo drzazgi (fig. 259).

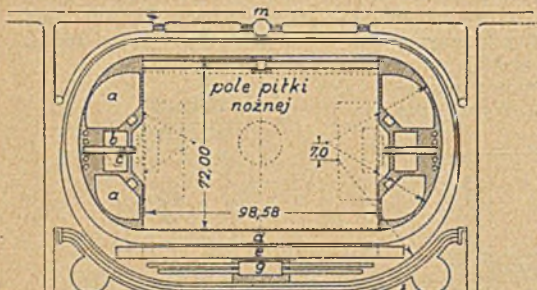


Fig. 261. Plan boiska Wyższej Szkoły Wychowania Fizycznego w Berlinie.

Drzwi ciepłe dostatecznie szerokie, aby można przechodzić dwójkowemi szeregami (1 *m*) a na boisko czwórkowemi (1,6 *m*). Do przechowalni sprzętów minimum 1,8 *m* szerokości.

Okna w ścianach żelazne, o szerokiem szprosowaniu, zabezpieczone od wewnątrz spuszczalną gęstą siatką druciana. Parapet podokienny najmniej 1,80 *m* ponad podłogą. Najmniejsza wysokość okna 3 *m*. W górnych częściach okien zarządzić dostateczną ilość lufcików.

Ogrzewanie. Najracjonalniejsze ogrzewanie parą. Temperatura około 12° C. Grzejniki ustawiać na wysokości przynajmniej 3,5 *m* nad podłogą, we framugach, zakrytych siatką żelazną. Gorące przewody należy dobrze izolować, aby zapobiec rozgrzewaniu się ćwiczących przez promieniowanie.

Oświetlenie. Żarówki elektryczne większej siły, zawieszone na wysokości około 6 *m* ponad podłogą, zasłonięte od dołu równomiernie rozpraszającemi światło zasłonami.

Wietrzenie. Najidealniejsze przez górną część okien (unikanie przewiewów). W razie zastosowania wietrzenia sztucznego niedopuścić do wy-

tworzenia większych depresyj lub nadciśnienia. Zimą doprowadzanie powietrza podgrzanego.

Woda do picia. Zaniechać kubków, karafek itp., zastosować blisko ćwiczni czerpalnie odpowiednie do bezpośredniego z nich picia.

Woda do mycia. Do rąk i twarzy woda zimna, do natrysków woda tylko ciepła nie niżej 36° C. Rozmieszczenie natrysków tuż przy szatniach.

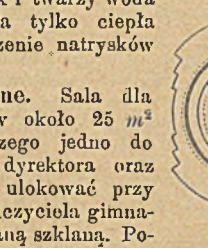


Fig. 262. Stadjon w Colombes.

Pomieszczenia uboczne. Sala dla lekarza, jasna, wymiarów około 25 m^2 z dwoma wejściami, z czego jedno do sali gimnastycznej. Biuro dyrektora oraz sekretarza (o ile potrzebne) ulokować przy głównem wejściu. Pokój nauczyciela gimnastyki oddzielony od sali ścianą szklaną. Pokój do walki francuskiej 5 × 5 m z obitemi ścianami do 1,60 m wysokości materacami. Pokój do szermierki najmniej 3,6 × 3,6 m. Doskonałe, bezcienne oświetlenie, podłoga wyłożona linoleum.

Przyrządy. Drabinki szwedzkie, przymocowane do ścian, wysokości 2,6 do 3,2 m. Liny do wspinania wysokości 6 m w odstępach najmniej co 50 cm. Jedna lina wysokości 8 m. Pozatem przymocowane do górnego belkowania. Drążki do wspinania (1 na 10 gimnastyków), drabiny ruchome 1 : 15 gimn., drabiny sznurowe jak wyżej, liny pękate jak wyżej, jeden krążownik o 6 linkach, prężnik (drążek) 1 : 15 gimn. przymocowalny do podłogi, kółka 1 : 15 gimn., orczyk 1 : 15 gimnastyków.

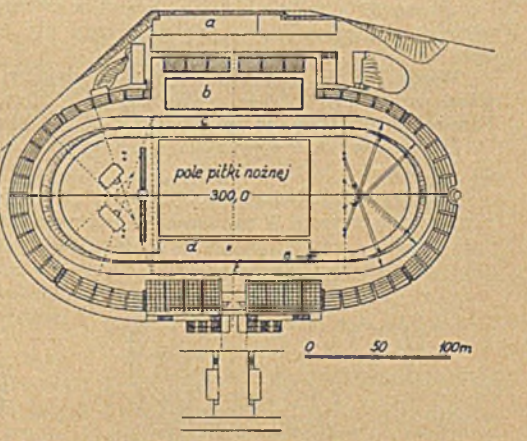


Fig. 263. Stadjon w Grunewaldzie pod Berlinem.

II. Boiska sportowe.

Zapotrzebowanie. W dobrze zorganizowanej pracy sportowej wystarczy 5 m^2 boiska na 1 mieszkańca. Wielkość poszczególnego terenu 1 do 2 ha dla użytku szkolnego, do 4 ha dla sportu społecznego. Promieniowanie boiska dla pieszych 1 km, przy dobrych połączeniach komunikacyjnych odpowiednio więcej. Na boisko nadają się tylko place suche, dobrze drenowane, słoneczne, osłonięte przed wiatrami.

Rozplanowanie.

A) Dla dzieci i młodzieży szkolnej. Plac należy podzielić na małe prostokąty od 100 do 1000 m^2, każdy z nich oparkanić żywopłotem, aby stanowiło zamkniętą w sobie całość. Niedużą bieżnię (do 100 m), ulokować w miejscu mniej wystawnem. Unikać boiska do piłki nożnej, które można zastąpić większym placem do palanta.

B) Dla kobiet. Ugrupowanie miejsc podobnie, jak dla młodzieży szkolnej z powiększeniem podziałek dla gry w koszykówkę, siatkówkę itp., na bieżnię i ćwiczenia lekkoatletyczne położyć większy nacisk niż u młodzieży.

C) Dla mężczyzn. Główną oś wszystkich boisk, wśród których dominuje boisko do piłki nożnej, będzie stanowił kierunek południowo-północny, przyczem główne trybuny pomieścimy po stronie zachodniej, po której też stronie znajdować się będą główne drogi komunikacyjne, postoje dla pojazdów itp.

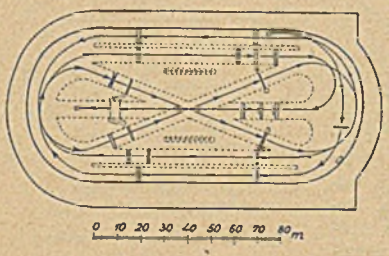


Fig. 264. Stadjon w Sztokholmie podczas zawodów konnych.

Plac do piłki nożnej, szerokości od 65 do 70 *m*, długości 100 do 105 *m*, poziomy z ewentualnemi lekkiemi spadkami w dwie strony w poprzek boiska. Prostokąt ten okala bieżnia, szerokości od 6 do 9 *m*, długości od 400 do 500 *m*. Krzywizny o kształcie łuku koszykowego z małem nachyleniem (do 40 *cm*) w stronę boiska. Jeżeli boisko posiada basen pływacki, najdogodniejsze jego pomieszczenie w czole boiska.

Lekkoatletyka wymaga poza bieżnią okrężną, prostego toru dla biegu na 100 *m* i 110 z *m* płotkami (brutto 130 *m*), rozbieżni dla skoków wdal i o tyczce (60 × 1,5 *m*), miejsca dla rzutów oszczepem (90 × 30 *m*) i dyskiem (60 × 60 *m*), prócz tego mniejsze tereny dla skoków wzwyż, pchnięcia kulą itp.

Wśród pól do gier ruchowych itp. zajmuje: dłuciówka 100 × 70 *m* piłka uszata 140 × 15 *m*, siatkówka 20 × 10 *m*, koszykówka 30 × 20 *m*. Base-ball 70 × 40 *m*, palant niemiecki 130 × 50 *m*.

Doskocznie: skok wzwyż 3,5 × 4,6 *m*, skok w dal 11 × 2 *m*, skok o tyczce 5 × 5 *m*.

Nawierzchnia boiska (fig. 262) musi gwarantować suchość, sprężystość, równość płaszczyzny. W zależności od warunków lokalnych musi być drenowana, posiadać podkład przepuszczalny (gruz kamienny, ceglany, gruby żwir itp.). Pokrycie trawnikiem. Bieżnia: tor żużlowy, doskonale zlepiony gliną z czarnoziemem. Stały nadzór nad uszkodzeniami i natychmiastowa naprawa konieczna. Bieżnię okolić krawężnikami betonowemi. Na krawężnikach oznaczyć długości pierwszego do piątego toru, licząc od startu.

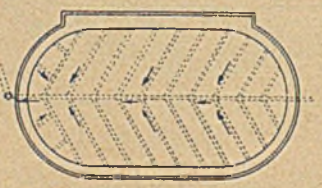


Fig. 265. Schemat planu drenażu boiska.

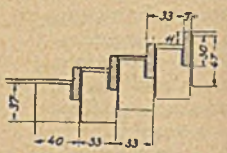


Fig. 266. Stopnie na trybunach dla stojących.

Trybuny odpowiadać powinny przedewszystkiem przepisom budowlanym. Najodpowiedniejszym materjałem dla dolnej części drzewo lub beton, dla górnej części więzary żelazne, pokryte drzewem fig. 266. Zalecana jaknajmniejsza ilość słupów. Kąt nachylenia trybun, miejsc dla siedzących około 30°.

miejsc dla stojących 10°. Odstęp ławek od osi najmniej 80 *cm*, wysokość ławki 48 *cm*. Dla stojących podniesienie stopni 30 *cm*, szerokość 100 *cm*. Loże 1,5 × 1,1 *m*. Dojście do miejsc siedzących najekonomiczniej z przodu, jednak z utrzymaniem umiaru szerokości przejścia. Pod trybunami wyzyskać miejsce dla kabin, szatni, natrysków, sal gimnastycznych, restauracji, sal do zebrań itp. Połączenie trybun z boiskiem za pomocą tunelu pod bieżnią. Kryte boisko sportowe o rozpiętości hali 80—100 *m* w konstrukcji drewnianej lub (droższej) żelaznej. Staranne, równomierne oświetlenie dzienne, lub reflektorami nocne, ogrzewanie lokalne trybun oszklonych restauracji itp.

Boiska sportowe wymagają kanalizacji i wody. Woda dla polewania trawników, do budowy i naprawy terenów, natrysków, kąpieli. Woda pijalna z kranów itp.

Pieczołowite zaprojektowanie instalacji, drenażu itp. stanowi podstawę dobrze zbudowanego boiska sportowego.

III. Korty tennisowe.

Na jeden kort wymagany jest prostokąt o szerokości od 15 do 20 *m* i długości 30 do 40 *m* w miejscu suchem, zasłoniętem od wiatrów i o ile możności zacienionem, przyczem cień powinien padać albo na całe boisko, albo wogóle go nie dosięgać. Podłużna oś boiska ma w kierunku N—S, lub nieco skręcony z biegiem wskazówki (o ca 20°) (fig. 267).

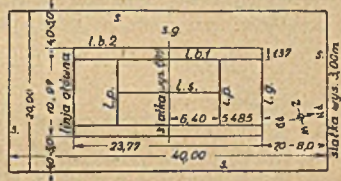


Fig. 267. Kort tennisowy zatwierdzony przez P. Z. L. T.

Jako najprostszą, ale też i najgorszą nawierzchnię damy płytę żelbetową grubości 10 do 15 *cm* na podłożu gruzowem. Nawierzchnia taka wymaga mało naprawy, niszczy jednak piłki, obuwie a zwłaszcza cierpią przez nią stawy grającego (fig. 268).

Najprzyjemniejszą nawierzchnię stanowi krótko strzyżony trawnik. W naszych warunkach gospodarczych i przy naszym klimacie, trawniki są bardzo trudne do utrzymania w należytym porządku.

Najczęściej więc dajemy nawierzchnię bitą z kompozycji piasku, gliny lub czarnoziemu, przyczem proporcje uzależnione są od tłustości gliny oraz czarnoziemu. Nawierzchnię taką dajemy na warstwie gruzu 10 do 30 *cm* grubej.

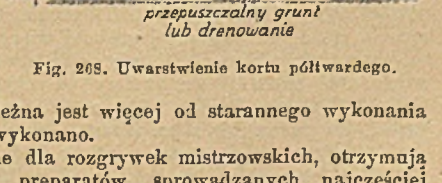


Fig. 268. Uwarstwienie kortu półtwardego.

Na takiejże warstwie dajemy także nawierzchnie z kompozycji miału węglowego, juchy bydlęcej, wapna wodnego itp., przyczem zakłada się, że wapno wodne roztwiera właściwości hydrauliczne cegły palonej. We wszystkich tych przypadkach dobroć nawierzchni zależna jest więcej od starannego wykonania niż od materjału, z którego ją wykonano.

Korty tennisowe, przeznaczone dla rozgrywek mistrzowskich, otrzymują nawierzchnię z patentowanych preparatów, sprowadzanych najczęściej z Anglji. Są to preparaty o podkładzie kauczukowo-gumowym.

Nawierzchnię kortową należy utrzymać bardzo starannie i najmniejsze zagłębienie przypruszyć daną kompozycją i przywałkować. Wałkowanie kortu powinno się odbywać przynajmniej raz na dzień. Ciężar wałka około 200 *kg*.

IV. Ujeżdżalnie (hipodromy).

Wymiary ujeżdżalni sportowych nieco obszerniejsze od ujeżdżalni towarzyskich. Oświetlenie dzienne lub wieczorne musi stanowić maksimum tego, co można osiągnąć w zakrytym budynku. W ujeżdżalniach towarzyskich największe wymiary 20 *m* szerokości i 40 *m* długości, natomiast dla ujeżdżalni sportowych są to wymiary najmniejsze dopuszczalne, które jednak normalnie nie powinny schodzić poniżej 30 *m* szerokości a 60 *m* długości. Długość taka jest potrzebna dla przeprowadzenia prawidłowych zawodów konnych w skokach.

Ujeżdżalnie składają się z trzech zasadniczych części: 1. z właściwej ujeżdżalni, 2. z trybun dla gości, sędziów itp. i 3. ze stajen. Inne pomieszczenia, jak poboczne ujeżdżalnie dla rozgrzania i rozruszania koni, poczekalnie dla zawodników, spichrze itp. mogą być lub nie być, zależnie od tego, na jakim stopniu doskonałości chcemy postawić zakład.

Właściwa ujeżdżalnia musi być pokryta dachem, swobodnie spoczywającym na zewnętrznych ścianach nie podpartym żadnemi wewnętrznemi słupami. Ściany zewnętrzne powinny mieć najmniej 5 *m* wysokości i być dostatecznie mocne, aby wytrzymać nacisk a nieraz i rozpór dachu, zazwyczaj o znacznej rozpiętości.

Oświetlenie wnętrza ujeżdżalni zapomocą świetlików, umieszczonych na dachu, przyczem najmniej połowa dachu powinna być pokryta szkłem. Lepsze oświetlenie światłem bocznem, zakładając okna na wysokości 2,5 *m* nad podłogą i prowadząc je pod sufit, o ile oczywiście po bokach ujeżdżalni niema bocznych przybudówek (trybun itp.). Przy bocznem oświetleniu nie są wskazane okna wychodzące na południe jako dające ujeżdżalni zbyt jaskrawe oświetlenie. Przy oświetleniu elektrycznem należy stosować oświetlenie pośrednie przy lampach od dołu zakrytych.

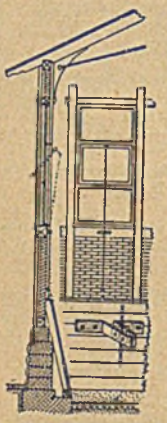


Fig. 269. Przekrój ściany zewnętrznej manežu.

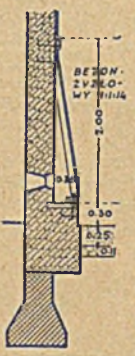


Fig. 270. „Opierzenie".

Aby koń idący zbyt blisko muru nie przytłaczał jeźdźca do muru, daje się naokoło całej jezdni specjalne gładkie opierzenie, które w przekroju ma trójkąt — przyczem podstawa tego trójkąta ma zazwyczaj 40 *cm*, wysokość do 2,3 *m* lub mniej, zależnie od wysokości trybun (fig. 269 i 270). Opierzenie obejmuje także bramy, które w ten sposób muszą na dole mieć grubość większą niż 40 *cm*. Ponieważ grubość ta, po otwarciu bramy, zajmuje część otworu bramy, więc otwór w świetle należy dać około 90 *cm* szerszy od użytkowego. Zazwyczaj otwór ma około 3,40 *m* szerokości i 2,75 do 2,80 *m* wysokości. W bramie przewidzieć furtkę dla ruchu pieszego. Brama i furtka otwiera się na zewnątrz budynku. Przez zakryty otwór bramy będziemy mogli obserwować wnętrze ujeżdżalni, nie otwierając bramy ani furtki.

Posadzkę (nawierzchnię) w ujeżdżalni z dolnej warstwy gliny i górnej warstwy piasku. Warstwa gliny grubości 15 *cm* na dobrze ubitej ziemi i sama dobrze ubita, ma stanowić izolację pomiędzy górną warstwą piasku a czarnoziemem. Piasek nawierzchni zmieszany z 25% miałem torfowym i 25% trocinami, układa się warstwami 5 *cm* grubemi i walcuje się stale

walcem ważącym około 200 *kg*. Całkowita grubość nawierzchni piaszczystej około 30 *cm*. Warstwę tę należy codziennie lekko kropić wodą, aby nie wydzielała kurzu. Zbyt obfite polewanie doprowadza do zniszczenia warstwy glinianej. Co pewien czas należy piasek wywieźć i zastąpić go świeżym. Posadzka ujeżdżalni właściwej o 20 *cm* niżej niż w przedsionku, ponieważ wskutek treningu koni, koło bramy gromadzi się więcej piasku, który przy równo wysoko ułożonych posadzkach utrudniałby otwieranie bramy i wjeżdżanie do ujeżdżalni. Pomiędzy przedsionkiem i ujeżdżalnią nie powinno być progu. Jeżeli podłoga z asfaltu, to trzeba ją pokryć warstwą samych trocin na 5 *cm* grubości, żeby zaś zapobiec ich wysychaniu, należy dwa lub trzy razy do roku pokryć je cienką warstwą soli w tanim gatunku. W okresie letnim, kiedy ujeżdżalni nie używamy, należy trociny zgarnąć na kilka kup.

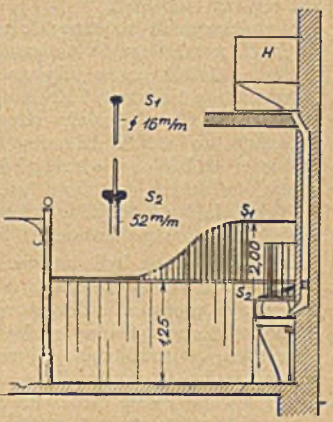


Fig. 271. Stań dla koni.

Sień wykłada się często cegłą klinkierową, nie dającą zbyt śliskich, a natomiast dostatecznie miękkie powierzchnie.

Trybuny dla widzów powinny być tak założone, ażeby niepos łuszne konie w żaden sposób nie mogły być niebezpieczne dla publiczności. Taką wysokość przyjęto naogół 2,5 *m* i na tej wysokości należałoby umieścić najniższe loże. Ponieważ jednak przy zawodach w skoku największe wrażenie odnosi widz siedzący nisko, a widz siedzący wysoko traci wrażenie wysokości skoku, przeto najniższe loże umieszczamy często już na wysokości 0,5 *m*, do czego dochodzi balustrada 90 *cm* wysokości — co razem wynosi 1,40 *m*. Aby się nieco uchronić przed końmi, balustradę daje się szeroką i maskuje się zielenią itp.

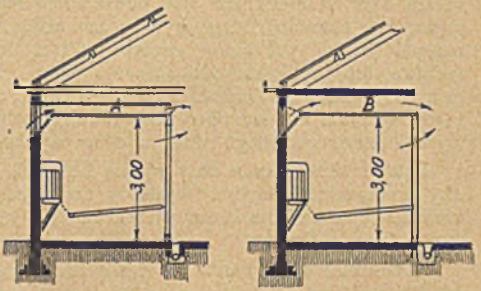


Fig. 272. Systemy oświetlenia.

Ogrzanie, jeżeli nie całej ujeżdżalni to przynajmniej chociaż trybun pożądane. W tym celu oddziela się trybuny od ujeżdżalni całkowicie lub częściowo oszkleniem, które w razie potrzeby można zdejmować lub zakładać. Ogrzanie takich trybun zapomocą ciepłego powietrza będzie najtańsze. Rury ogrzewania umieszcza się w podłodze lub pod ławkami. Ogrzanie całej ujeżdżalni krytej stosuje się rzadko z powodu wysokiego kosztu, kaloryfery umieszcza się wtedy poza opierzeniem ścian.

Stajnie w bezpośredniem połączeniu z ujeżdżalnią, tak jednorzędowe jak i dwurzędowe. Dwurzędowe stajnie cieplejsze w zimową porę wskutek gęstego na 1 m^2 zestawienia koni (fig. 271). Licząc na konia długość stanowiska 3,5 *m* i na przejścia przy jednorzędowych stajniach 2,5 *m* a przy dwurzędowych 3,5 *m*, to w pierwszym wypadku szerokość stajni w świetle muru wynosi 6 *m* a w drugim 10,5 *m*. Szerokość samego stanowiska powinna wynosić przynajmniej 1,6 *m* (od osi do osi zawieszonej przegrody),

1,8 *m* od osi do osi ściany (jeżeli stanowiska dzielimy ścianami) (fig. 272). Dla boksów wystarczy kwadrat o szerokości 3 do 3,5 *m*. Wysokość stajni powinna wynosić 4 *m*.

W razie ustawiania koni w kilku rzędach w poprzek budynku, powierzchnia stajni będzie lepiej wykorzystana, stajnia cieplejsza i światło wpada z boku do koni, takie stajnie muszą być szersze i konstrukcja dachu jest cięższa i droższa.

Pomieszczenia uboczne: 1. komora na sieczkę i obrok 1 m^2 na jednego konia, 2. pomieszczenia na pasze 10 m^3, a na ściółkę 8 m^3 na konia i dwa miesiące. Jeżeli pasza leży na poddaszu, strop nad stajnią musi być izolowany (strop żelbetowy i 10 *cm* polepy z gliny) i poddasze musi być dobrze powietrzane. Sieczkę należy rżnąć nad stajnią i z pomocą lejka sypać bezpośrednio do stajni. Komora na uprząż, siodła itp. powinna być wedle możności oddzielona od stajni i ogrzana, aby pod wpływem wilgoci przedmioty, zwłaszcza metalowe nie uległy zniszczeniu.

Oddzielnie od stajni powinno być przewidziane pomieszczenie dla chorych koni z dwoma boksami i komorą obrokową.

Podłogi mogą być brukowane, klinkierowe lub z ryflowanego betonu i powinne mieć lekki spadek w kierunku przejścia (około 8 *cm*). Bruki powinny być ułożone na dobrze ubitej warstwie gliny lub piasku i być suche. Ścieki moczowe powinny mniej więcej co 6 *m* wpadać do studzienek dobrze zakrytych, odprowadzających mocz do kanalizacji. Klinkiery stawia się na sztorc (najlepiej w jaskółczy ogon) na zaprawie cementowej. Dobry ale drogi, bo nietrwały, bruk drewniany. W ostatnich czasach rośnie ilość zwolenników nie dawania podłogi twardej, lecz z ubitej gliny (czasami z domieszką krwi i włosu z bydląt). W tym wypadku musi jednak górna warstwa posadzki, która nasiąka gnojówką, być często zmieniania i stajnia często czyszczona.

Okna buduje się bardzo wysoko pod sam sufit, mając parapet na wysokości przynajmniej 2,75 *m* i otwiera się do wewnątrz na zawiasach ułożonych poziomo na dolnej futrynie. Oszklona powierzchnia ścian nie powinna być mniejsza niż 1/10 powierzchni stajni. Okna powinny być jaknajszersze, natomiast mogą być bardzo niskie. Najlepiej używać okien żelaznych, oszklonych 6 *mm* grubem szkłem drucianem. Szkło powinno być matowe lub niebieskie (kobaltowe), które chroni konie przed muchami (muchy w świetle niebieskiem źle widzą). Przewietrzanie stajni przy pomocy specjalnych kanałów przewietrzających, których jeden koniec przytyka do ramy otwartego okna, a drugi wychodzi na przejście stajni.

Drzwi niewskazana zbyt wielka ilość, nie więcej niż jedne na 25 koni, aby zapobiec przeciągom. Wymiary drzwi zewnętrznych do wprowadzania koni 1,5 × 2,40 *m*, dla konia z jeźdźcem 1,60 × 2,75 *m*, wewnętrzne 1 × 2 *m*. Progi nie wyżej 6 *cm*.

Stanowiska odgradza się dębowemi drągami przegrodowemi grubości od 12 do 15 *cm*, długości od 1,60 do 2,00 *m*, zawieszonemi na wysokości 1 *m* nad podłogą na żelaznych łańcuchach: z jednej strony przy korycie, z drugiej na słupach, stojących wzdłuż przejścia. Końce przegrodowych drągów muszą być mocno okute grubą blachą żelazną. Zamiast drągów można także zastosować rury żelazne średnicy około 7,5 *cm*, napełnione piaskiem lub innym materjałem, tłumiącym dźwięk. Słup przegrodowy powinien być przynajmniej 20 *cm* gruby i 2 *m* wysoki. Słupy przejściowe stosownie obsadzać w fundamencie betonowym. Beton stanowi wtedy doskonałą izolację dla drzewa przeciw gniciu itp. Przegrody między stanowiskami mogą być także z desek, ujętych tak dołem jak i górą w żelazne okucia. Wysokość takiej przegrody 1,20—1,25 *m*.

Między stanowiskami zaleca się na ścianach kraty żelazne do 2 *m* wysokości, aby przeszkodzić koniom w gryzieniu się, wyżerania sobie obroku itp.

Wymiar żłobów: wysokość nad ziemią średnio 105 *cm*, szerokość w świetle 35 *cm*, głębokość 25 *cm*. Wewnętrzne i zewnętrzne brzegi zaokrąglone. Żłoby z żelbetu z wypolerowaniem wewnątrz, są trwałe i dające się idealnie czyścić. Wodociąg do żłobu oraz samoczynny dopływ owsa pozwalają na higjeniczne ich utrzymanie. Jasła do siana zalecа się robić ruchome dokoła pionowej osi i na tym samym poziomie co koryta, w każdym razie nie wyżej głowy konia. Kółko do wiązania konia na pionowej żelaznej sztabie dla umożliwienia koniowi swobodnego ruchu głową. Ściany wewnątrz stajni zaleca się wykładać na wysokości około 1 *m* nad korytem płytami klinkierowemi, resztę otynkować i wybielić wapnem. Odświeżanie bielenia powinno odbywać się jak najczęściej.

V. Skocznie narciarskie.

Zasadnicze części składowe skoczni narciarskich: *a)* rozbieg, *b)* zeskok. Rozdziela je próg, który jest końcowym punktem rozbiegu (fig. 273).

I. Rozbieg w profilu może być: 1. wypukło-wklęsły, 2. wklęsły, 3. równopochyły. Zjazd na próg w każdym z tych wypadków musi posiadać t. zw. krzywą przejściową, która przeważnie bywa odcinkiem łuku koła o promieniu zależnym od rozmiarów skoczni, od 40 do 90 *m*. Tak odległość, jak i nachylenie rozbiegu muszą być dostosowane do długości i nachylenia zeskoku. Stromość rozbiegu powinna w nachyleniu swem być nieco mniejsza od stromości nachylenia zeskoku.

Fig. 273.

Fig. 274.

Najwięcej stosowany jest rozbieg równo-pochyły, czyli zjazd o jednostajnym spadku (fig. 274).

II. Próg w profilu może być: 1. wiszący, 2. poziomy, 3. wklęsły (loopingowy) (fig. 275).

1. Próg wiszący stanowi dalszy ciąg pochyłości zjazdu i jest lekko nachylony ku dołowi. Spadek tego progu w stosunku do poziomu wynosi 2 i więcej stopni nachylenia. Próg wiszący był pierwowzorem dawniejszych skoczni, a obecnie znalazł swe zastosowanie przeważnie przy skoczniach wielkich rozmiarów. Przy stosowaniu tego typu progu, skoczek, wyrzucony przez pęd rozbiegu, nie wylatuje za wysoko w powietrze.

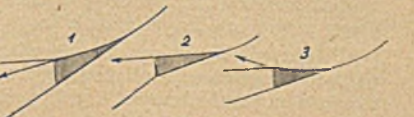


Fig. 275.

2. Próg poziomy ma tą przewagę nad progiem wiszącym, że daje skoczkowi możność i pewność lepszego odbicia. Z drugiej strony ma tę ujemną stronę, że zmniejsza się chyżość zjazdowa przy przejściu z nachylonego rozbiegu na poziomy próg.

Typ progu poziomego obecnie jest powszechnie używany i tylko przy skoczniach wielkich rozmiarów mało stosowany — gdyż skoki za bardzo powietrzne.

3. Próg wklęsły (loopingowy) nie ma zastosowania przy skoczniach większych, z tejże przyczyny co i próg poziomy (że wyrzuca skoczka za bardzo wysoko w powietrze), natomiast jest idealnym typem progu ćwiczebnego.

III. Zeskok ma trojaki kształt: 1. powietrzny, 2. z nadbudową płaski a i 3. paraboliczny.

1. Zeskok powietrzny w profilu ma jednostajne nachylenie spadku i rozpoczyna się bezpośrednio pod progiem.

2. Zeskok z nadbudową płaską w profilu ma jednostajne nachylenie spadku, który rozpoczyna się dopiero za płaską powierzchnią.

3. Zeskok paraboliczny w profilu ma zmienne nachylenie spadku, który rozpoczyna się pod progiem, a linja jego jest równoległą do linji lotu skoczka fig. 276.

Zeskok paraboliczny najlepiej nadaje się do skoczni o olbrzymich wymiarach — gdyż ma najłatwiejszy profil do lądowania skoczka.

IV. Wyjazd stanowi krzywą przejściową pomiędzy stromością zeskoku a odcinkiem wybiegu, która jest odcinkiem łuku koła o promieniu od 60 do 120 m, zależnie od wielkości zeskoku i jego nachylenia.

Konstrukcyjne cechy skoczni: 1. Punkt martwy (0), który stanowi miejsce przecięcia przedłużenia linji poziomej progu i linję największego nachylenia zeskoku ku górze (fig. 277). 2. Wysokość najdłuższego skoku h, który stanowi długość odcinka pionowego, licząc od krawędzi progu do linji poziomej, przechodzącej przez punkt najdalszego teoretycznie możliwego skoku. Z doświadczenia ustalono, że powyższa wysokość powinna być mniej więcej o połowę mniejsza od największej długości skoku a, czyli $h = {}^1/_2\, a$ przy kącie nachylenia przeciwprostokątni $\alpha = 30°$.

Fig. 276.

Fig. 277.

3. Wysokość rozbiegu H dla najdłuższego skoku teoretycznie możliwego na danej skoczni. Z doświadczenia $H : 1{}^1/_2 a = 2 : 5$ czyli $H = {}^3/_5 a$ przy kącie nachylenia $\beta = 23° 34' 40''$. Przy zwiększeniu lub zmniejszeniu tego kąta o jeden stopień, długość rozbiegu zmniejsza się lub zwiększa o 2 m, przyczem w obu kierunkach nie należy iść ponad 5 stopni, czyli 10 m długości rozbiegu.

Typów skoczni narciarskich we wszystkich możliwych odmianach i rozmaitem zastosowaniu jest więc 9, które powstają z połączenia tego lub innego progu z tym lub innym zeskokiem.

Poszczególne typy są: 1. próg wiszący z zeskokiem powietrznym, 2. próg wiszący z zeskokiem nadbudowanym o jednostajnym spadku, 3. próg wiszący z zeskokiem parabolicznym, 4. próg poziomy z zeskokiem powietrznym, 5. próg poziomy z zeskokiem nadbudowanym o jednostajnym spadku, 6. próg poziomy z zeskokiem parabolicznym, 7. próg wklęsły z zeskokiem powietrznym, 8. próg wklęsły z zeskokiem nadbudowanym o jednostajnym spadku, 9. próg wklęsły z zeskokiem parabolicznym.

Typ pierwszy ma najwięcej zastosowania dla skoczni o większych rozmiarach. Typ drugi stosuje się przy większej ponad normalną względnej wysokość najdłuższego skoku.

Typ trzeci obecnie najmodniejszy i stosowany do największych w świecie skoczni zawodowych. Szczególne znaczenie ma dla skoków aerodynamicznych.

Typ czwarty jest najtrudniejszy dla narciarzy. Powszechnie używany i zalecany przy skoczniach małych ćwiczebnych.

Typ piąty ma znaczenie pedagogiczne, gdyż zmusza skoczka do należytego odbicia się na progu. Reszta jak typ czwarty.

Typ szósty jest typem skoczni klasycznej i posiada wszelkie zalety skoczni na długość. Na tego typu skoczniach ustalono rekordy światowe na długość (fig. 278).

Typ siódmy stanowi typ skoczni ćwiczebnej o małych rozmiarach. Zaleca się każdemu ośrodkowi narciarskiemu dla zaprawy swoich skoczków.

Typ ósmy i dziewiąty mogą mieć zastosowanie, gdy martwy punkt zeskoku leży blisko linji poziomej progu. Skoki są skrócone i powietrzne. (fig. 279).

Skocznie według wielkości dzielą się na: 1. małe ćwiczebne dla skoków do 20 *m* długości, 2. średnie zawodnicze dla skoków do 40 *m*, 3. wielkie zawodnicze dla skoków do 70 *m*, 4. rekordowe dla skoków do 90 *m* i wyżej.

We wszystkich typach skoczni narciarskich tak długość jak i głębokość skoku uzależnione są od kąta nachylenia płaszczyzny zeskoku i im większa stromość na zeskoku, tem skok jest dłuższy i głębszy, tem mniejszej potrzeba chyżości na progu dla uzyskania skoku na daną długość. Jednakowoż ze względu na bezpieczeństwo skoczka kąty nachylenia z zeskoku nawet dla skoków 70—80 *m* nie powinny przekraczać 39°. Kąt nachylenia dla 30 *m* skoku nie powinien być mniejszy od 33°. Kąt lądowania (kąt między parabolą i płaszczyzną zeskoku) najkorzystniejszy 5° do 15° dla najdłuższego skoku.

Fig. 278.

Fig. 279.

Typy skoczni według pewnych wymiarów: 1. skocznie powietrzne do 30 *m*, 2. skocznie nadbudowane o jednostajnym spadku do 60 *m*, 3. skocznie paraboliczne do 80 *m* i wyżej. Maximum nachylenia dla skoczni powietrznej 33°, maximum nachylenia dla skoczni nadbudowanej o jednostajnym spadku 36°, maximum nachylenia dla skoczni parabolicznych 39° przy równoczesnem nachyleniu 33° na 30-tym *m* zeskoku.

Punkt martwy umieszcza się zazwyczaj 1. przy progach wiszących w odległości 10—14 *m*, od progu dla budowli na skoki do 80 *m* i od 6—10 *m* dla budowli na skoki do 40 *m*; 2. przy progach poziomych w odległości 14—20 *m*, dla budowli na skoki do 80 *m* i od 10—16 *m* dla budowli na skoki do 40 *m*.

Zasadnicza wysokość progów od 1—3 *m*. Próg wiszący dla wielkich budowli powinien być długości 8—14 *m* o 2° do 16° spadku. Próg poziomy powinien być długości 4—6 *m*.

Skocznie paraboliczne mają stałe nachylenie płaszczyzn na zeskoku od 30 *m* w dół według tablicy 1.

Tablica 1.

Długość skoku w *m*:	25—30,	30—35,	35—40,	40—45,	45—50,	50—55,
Kąt nachylenia:	33°,	33°30,	34°,	34°30,	35°,	35°30,
Długość skoku w *m*:	55—60,	60—65,	65—70,	70—75,	75—80,	80—90.
Kąt nachylenia:	36°,	36°30,	37°,	37°30,	38°,	39°.

Skocznie wklęsłe (loopingowe) mają próg przewyższony o 2°—6°. Promienie krzywych przejściowych według tablicy 2.

Tablica 2.

Długość skoku do m	Rozbieg R_1 m	Zeskok R_2 m
40	40	60
50	40—50	70—80
60	50—60	80—90
70	60—70	90—100
80	70—80	100—110
90	80—90	110—120

Szerokość skoczni według regulaminu międzynarodowego przewiduje się na długości zeskoku od 12 do 15 m, licząc od progu do punktu najdłuższego teoretycznie możliwego skoku, a dalej zeskok powinien bardziej się rozszerzać. Szerokość na progu i rozbiegu powinna wynosić około 4—7 m w zależności od rozmiarów budowy. Podane cyfry o różnych częściach składowych budowli skoczni narciarskich otrzymano z doświadczenia różnych osób na podstawie badań i analizy istniejących skoczni, przy równoczesnem uwzględnieniu wyczynów sportowych, osiągniętych na tych skoczniach. Rzecz zrozumiała, że te cyfry mogą ulec nieznacznym wahaniom w pewnych wypadkach w zależności od indywidualności, metod skoku itp. W znacznej części rezultaty bliskie do podanych osiągnął szwajcarski inż. Straumann, który stworzył zupełnie nową teorję skoku, a w związku z tem i nową metodę budowy skoczni, wychodząc z zasadniczego założenia, że przy skokach na długość dominującą rolę odgrywa opór powietrza. Dążeniem Straumanna jest wykorzystanie tego oporu dla zwiększenia długości skoku. Na podstawie danych wynikłych z pomiarów laboratoryjnych ujmuje swoje rozważania we wzory matematyczne i wnioskuje o najkorzystniejszej podstawie lecącego w powietrzu skoczka dla osiągnięcia najdłuższego skoku. Późniejsze obserwacje skoków podczas zawodów narciarskich, pomiary chyżości rozbiegu skoczka, oraz pomiary fotograficzne krzywej lotu w zupełności potwierdziły przewidziane matematyczne Straumanna. Szczupłe ramy niniejszej pracy nie pozwalają na umieszczenie cennych wyników, otrzymanych na podstawie teorji inż. Straumanna. Na fig. 280 podajemy 3 idealne profile Straumanna.

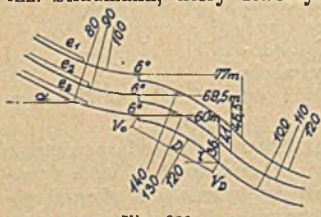


Fig. 280.

I.	II.	III.
$D = 30$	$D = 80$	$D = 70\ m$
$V_0 = 27$	$V_0 = 25$	$V_0 = 23\ m/s$
$V_D = 33$	$V_D = 31$	$V_D = 23\ m/s$
$a = 40°\ l_1\ 280$	$\alpha = 30°\ l_2 = 90$	$\alpha = 30°\ l_2 = 65$
$i = 42°$	$\alpha = 40°\ l_2 = 65$	$\alpha = 40°\ l_1 = 52$
	$i = 40°$	$i = 39°$

Rodzaje skoczni. Skocznie dzielimy na:

1. Skocznie naturalne, założone na terenach o profilach odpowiadających z natury warunkom, jakie powinna mieć skocznia lub który uzyska się po nieznacznych poprawkach terenu. W każdym razie cały profil spoczywa na naturalnem podłożu. Takie skocznie spotykamy na zboczach górskich jak np. w Alpach.

2. Skocznie półsztuczne to zwykłe skocznie zawodnicze o znacznej wielkości, które nie dają się włożyć w teren i naturalne braki terenu uzupełnia się zapomocą nadbudówek odpowiednim materjałem. Zazwyczaj w takich skoczniach ustawia się próg na garbie, zeskok buduje się przez wykopy lub nadsypanie do wymaganego profilu, a tor zjazdowy i próg a nawet pierwsze martwe części zeskoku nadbudowuje się w sposób sztuczny, przez ustawienie, w zależności od układu terenu, wieży i rusztowania zjazdowego o większych lub mniejszych rozmiarach. Skocznie półsztuczne najczęściej stosuje się w ostatnich czasach.

3. Skocznie sztuczne, które buduje się na terenie płaskim, posiadają tor rozpędowy, próg oraz zeskok sztuczne — jak np. skocznie amerykańskie o konstrukcji żelaznej.

Materjałem budowlanym dla skoczni sztucznych najczęściej jest drzewo (okrąglaki), pozatem żelazo, beton, cegła i kamień.

Skocznie żelazne przedstawiają tę zaletę, że można je łatwo zdemontować i z dorobieniem odpowiedniej części przenieść w inne miejsce. Skocznie w górach powinno się budować na stokach północnych, gdyż na stokach południowych przez słoneczne promienie tworzy się często skorupa lodowa, którą skocznia nie może być pokryta, i oprócz tego w dni słoneczne śnieg lepi się do nart. Skocznie zawodnicze muszą mieć dodatkowe urządzenia, z których najważniejszą jest trybuna sędziowska, która według międzynarodowego regulaminu zawodów powinna być tak umieszczona, aby podłoga trybuny sędziów znajdowała się około 1 *m* pod krawędzią progu, w kierunku bocznym 3—5 *m* i w kierunku zeskoku około 10 *m* od progu. Poza trybunami sędziowskiemi dopiero umieszcza się trybuny dla widzów poniżej trybuny sędziowskiej. Najlepiej budować je z jednej i drugiej strony zeskoku w kształcie kilku taras długich o szerokości 2—3 *m*. Obok skoczni muszą być zbudowane dla zawodników szatnie ogrzane z umywalką, pakamera na przybory do zawodów itp. Oprócz tego na skoczni powinien być bufet tak dla zawodników i sędziów, jak i dla publiczności z gorącemi napojami, lecz bez trunków alkoholowych.

VI. Przystanie i baseny wioślarskie.

1. Przystanie wioślarskie.

Przystanie mogą być pływające lub stałe na lądzie. Prócz tego dzielą się na: *a)* wioślarskie, *b)* sportowe i *c)* takie, które jednoczą w sobie także turystykę i posiadają ewentualnie sekcje żeglarskie i pływackie. Wady przystani pływających w przeciwieństwie do lądowych: 1. muszą być znacznie mniejsze, 2. są mniej trwałe, 3. łatwopalne (gdyż wykonane są zwykle z drzewa ze względu na taniość i lekkość budulca), 4. utrzymanie w dobrym stanie kosztowniejsze (narażone są na ciągłe kołysanie), 5. pontony (z drzewa) wymagają ciągłej wymiany, 6. na zimę muszą być sprowadzane do portów zimowych i wskutek zazwyczaj niedogodnego dostępu nie można z nich korzystać w okresie zimowym. Zaletą ich jest natomiast to, że samoczynnie dostosowują się do poziomu wód.

Zalety przystani na lądzie: 1. pozwalają na szersze rozbudowanie niezbędnych pomieszczeń, które idą w parze z rosnącemi wymaganiami i udogodnieniami w związku z szybkim rozwojem wioślarstwa, 2. pozwalają stawiać budynki ogniotrwałe i zabezpieczać tabor od ognia. Dzisiaj ogólne dążenia budowania przystani na lądzie.

Dobre zaprojektowanie przystani wymaga ustalenia: 1. charakteru przystani, 2. liczebności klubu, 3. wielkości taboru w najbliższym czasokresie.

Pomieszczenia dla łodzi szerokości nie mniej jak 5 *m*, w przeciwnym razie wynoszenie łodzi jest uciążliwe i łatwo o uszkodzenia. Wysokość kondygnacji nie mniej jak 2,90 *m* przy najwyżej 4 kondygnacjach. Długość

pomieszczenia jest uzależniona od typu i rozmieszczenia łodzi na jednej kondygnacji. Ciężkie łodzie należy zawsze umieszczać na dole. Z braku pomieszczenia można najlepsze typy łodzi, jak jedynki i dwójki wyścigowe, zawieszać w przejściach, na bloczkach umocowanych do pułapu.

Wymiary i waga łodzi.

	Wymiary w *m*		Ciężar *kg*	Rozpiętość dulek w *m*
	Długość	Szerokość		
jedynki	7,9—8,5	0,28—0,32	15—17	1,5
dwójki	10,5—11	0,42—0,45	24—26	1,5
czwórki	13—14	0,52—0,56	55—60	1,7
ósemki	18—20	0,60—0,70	100—110	1,7
dwójki klep.	8—8,5	0,78—0,95	80—120	1,5
czwórki „	10—11	0,78—0,95	100—130	1,65

Waga wioseł.

Pełne wiosło długie . . . . . 4,00—4,50 *kg*
Drążone wiosło długie . . . . . 3,25—4,00 „
Pełne wiosło krótkie . . . . . 2,00—2,25 „
Drążone wiosło krótkie . . . . . 1,50—2,00 „

2. Baseny zimowe do nauki wiosłowania i zaprawy załóg.

Dzielą się na dwa rodzaje: jednostronne i dwustronne. Pierwsze wymagają mniej miejsca i są tańsze, gdyż buduje się je zazwyczaj o wodzie

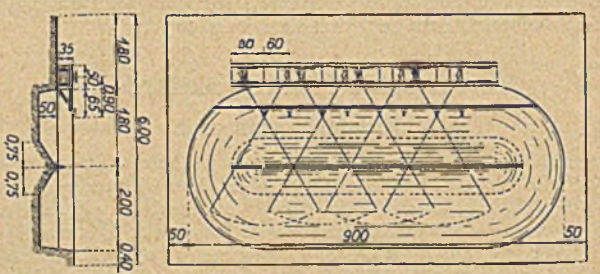


Fig. 281. Jednostronny basen zimowy do nauki wiosłowania.

opływowej; używane mogą być tylko do ćwiczeń długiemi wiosłami, przyczem skrzynia z siodełkami jest tak urządzona, że podnóżki i siodełka można obracać, co zezwala na ćwiczenia prawem i lewem wiosłem. W zależności od posiadanego miejsca jednostronne baseny można wykonywać różnie, a mianowicie:

Wzór pierwszy (fig. 281) zajmuje najmniej przestrzeni i jest najtańszy, lecz ma tę wadę, że woda przy energicznem wiosłowaniu wskutek niedostatecznego obiegu piętrzy się i faluje. Nadaje się on do nauki wiosłowania, mniej natomiast do treningu wyszkolonych załóg.

Wzór drugi (fig. 282) ma odpływ wody lepszy, gdyż woda okrąża skrzynię z siedzeniami w powrotnym kanale, i dobrze jest połączyć obydwa kanały z wodą trzema lub czterema poprzecznemi kanałami pod skrzynią z siodełkami dla lepszego dopływu i wyrównania jej poziomu.

Ilość siodełek dla wioślarzy:	Niezbędna długość — x
Dla 2 wioślarzy	3,20 m
„ 4 „	5,80 „
„ 6 „	8,40 „
„ 8 „	11,00 „

Baseny dwustronne mają tę zaletę, że można w nich ćwiczyć również krótkiemi wiosłami. W tych basenach wprowadzono pływające skrzynie,

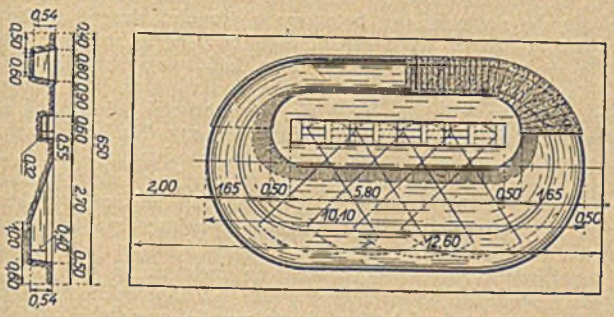


Fig. 232. Dwustronny basen zimowy do nauki wiosłowania.

które daje się łatwo osadzić na umieszczonych pod nią podstawach i unieruchomić.

Wzór dwustronnego basenu (fig. 283) dla czwórek z ruchomą skrzynią. Basen dla ósemek identyczny jak dla czwórek i różni się tylko tem, że długość jego wynosi 18,2 m zamiast 12,6 m dla czwórki. Stosuje się baseny o dziewięciu siodełkach, w których mogą się ćwiczyć jednocześnie dwie czwórki (po opuszczeniu środkowego miejsca). W tym wypadku długość

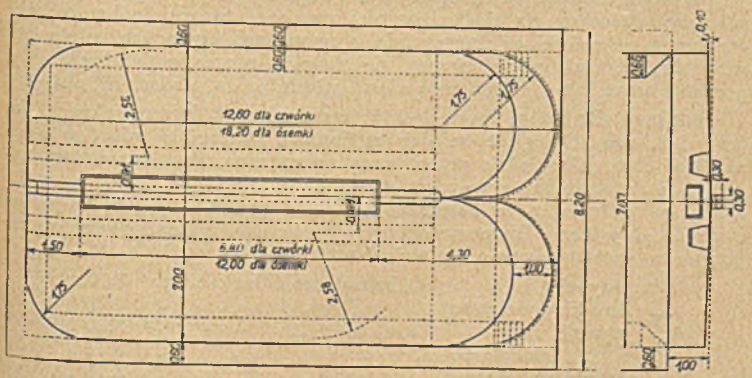


Fig. 283. Dwustronny basen dla czwórek z ruchomą skrzynią.

basenu i skrzyni powiększa się o 1,3 m. Pomieszczenia na baseny muszą być nie mniej 3,5 m wysokości, równomiernie ogrzane i dobrze przewietrzane, ażeby ćwiczący oddychali dobrem powietrzem. Przy basenie ciepłe rozbieralnie i natryski.

Sam basen dwustronny powinien być szerokości nie mniej 7 m a pomieszczenie musi mieć co najmniej 8,2 m szerokości, aby z każdej strony

było obejście dla nauczyciela, szerokości 60 *cm*. Gdyby pomieszczenie nie mogło być szersze niż 7 *m*, to na pewnej wysokości od podłogi daje się galeryjkę, jak to zaznaczono na fig. 283. Naokoło samej skrzyni pomost dla obejścia dla nauczyciela czy trenera, ustawiony na żelaznych kozłach. Wszystkie baseny zaopatrzone w ścieki do wody dla jej spuszczania i odświeżania. Nowoczesne urządzenia zaopatrzone w ruchome lustra dla umożliwienia ćwiczącym obserwowania wykonywanych przez siebie ruchów. W nieruchomych skrzyniach zamiast okalającego pomostu zaleca się budować 2 równoległe do siebie ściany betonowe o długości skrzyni, które dzielą basen w jego szerokości na 3 części. Środkowa część stanowi kanał powrotny dla wody. Teże ściany basenu na końcach zaokrąglone. Na nich bezpośrednio umocowuje się dulki i służą one również jako chodnik dla nauczycieli; nad wodą ściany łączą się poprzeczuemi beleczkami, na których ustawia się siedzenia i podnóżki dla wioślarzy. Na beleczkach często układa się podłogę z desek, która stanowi bardzo dogodny dostęp do ćwiczących się. Podnóżki zaleca się zagłębić w szczelnych skrzyniach, do poziomu nieco niżej poziomu lustra wody — co daje możność uzyskania dla ćwiczących się właściwej postawy. Podnóżki powinny być przesuwalne co najmniej dla sześciu pozycyj zależnie od długości nóg.

Dla umożliwienia używania basenu do ćwiczeń na długie i krótkie wiosła należy stosować dulki podwójne lub też niemieckie dulki zdejmowane, ruchome czy stałe, jak również stałe dulki angielskie. Jeżeli który z klubów nie może pozwolić sobie na basen, to jednakowoż skrzynia dla nauczenia początkujących wioślarzy jest rzeczą nieodzowną. Często używa się drewniane skrzynie o szerokości 1,20 *m* i głębokości 0,35 *m* z siedzeniami przestawianemi, wskutek czego odpadają odsadnie. Przy ćwiczeniach na krótkie wiosła należy siodełka ustawić pośrodku skrzyni i wówczas odsadnie są niezbędne dla uzyskania 1,5 *m* rozpiętości pomiędzy dulkami. Skrzynie te dosyć ciężkie i trudno wydostawać je z wody. Najpraktyczniej jest budować dla każdego wioślarza oddzielną skrzynię długości 1,75 *m* każda, które po spuszczeniu na wodę łączyć między sobą.

Na wodach stojących skrzynie umocowuje się przy brzegu w ten sposób, aby ćwiczący się siedzieli w niej zwróceni twarzą do brzegu, skąd otrzymują wskazówki od nauczyciela, a na wodach płynących należy ustawiać skrzynie tak, aby ćwiczący się siedzieli twarzą w dół rzeki, gdyż początkującym łatwiej opanować wiosło, wiosłując za prądem niż pod prąd.

Sztalugi dla łodzi mogą być 1. wysuwalne, 2. przesuwalne wzdłuż ścian i 3. stałe. Odległości między ramionami sztalugi są różne w zależności od tego, jakie łodzie przechowują się na nich. Ramiona można umocowywać do ścian lub słupów na stałe, lub urządzić przesuwalne wzdłuż ścian, co podraża nieco konstrukcje. Łodzie przechowuje się na sztalugach do góry dnem. Dla poszczególnych typów łodzi zaleca się rozmieszczać konsole w następujących odległościach:

Dla jedynek	2	konsole	w	odległości	po	3,00 *m*
„ dwójki wyścigowej	2	„	„	„	„	3,50 „
„ czwórki	3	„	„	„	„	3,50 „
„ „ klepkowej	3	„	„	„	„	3,75 „
„ ósemki wyścigowej	4	„	„	„	„	3,75 „

Czwórki i ósemki wyścigowe muszą spoczywać na falochronach. Przy długich łodziach leżących na trzech lub więcej konsolach należy baczną uwagę zwracać na to, aby one dobrze spoczywały na zewnętrznych konsolach, a wewnętrzuemi były tylko w miarę podpierane. Cięższe łodzie wynosi się z wody do przechowalni przy pomocy wózka, który na szynach stacza się po pochylni do wody. Taki wózek musi być dostatecznie ciężki, aby tonął i w ten sposób dostawał się pod łodzie. Wzdłuż szyn leżących w wodzie zazwyczaj ustawia się pomost, z którego łatwo jest naprowadzić łodzie

na wózek. Wózek z łodzią wyciąga się z wody ręcznie lub windą. Łódź spoczywa na wózku na mocnym pasie parcianym, a drugi jej koniec opiera się na rolce. Takich wózków używa się przeważnie na wodach stojących.

3. Pomosty.

Dzielimy je na 1. pływające i 2. stałe.

1. Pływające pomosty wykonywa się: *a)* z drzewa kantowego kwadratowego grubości około 30 *cm*, ułożonych ściśle obok siebie i zbitych wpoprzek łatami drewnianemi, na których układa się podłoga z desek. Kantówki od strony prądu ścięte skośnie dla zmniejszenia naporu wody; *b)* z beczek drewnianych lub żelaznych, ujętych w ramę drewnianą i przykrytych deskami. Beczki rozmieszcza się po rogach i przy brzegach stron podłużnych pomostu. Pośrodku zaś w pewnych odstępach wykonuje się klatki z łat drewnianych, zanurzające się w wodzie, do których nakłada się kamieni i pomost zatraca swą chwiejność. Zamiast obciążenia kamieniami można to osiągnąć, napełniając częściowo beczki wodą.

Wysokość pływających pomostów ponad poziom wody powinna wynosić 20 *cm*, a szerokość nie mniej 1,5 *m*.

Pomost pływający z kantówek jest dosyć kosztowny, gdyż bale nasiąkają wodą, tracą na swej nośności i należy je co parę lat wymieniać.

2. Stałe pomosty wykonuje się na palach i przeważnie na wodach stałych. Wysokość wynurzenia w tym wypadku nie więcej 15 *cm*. Na jeziorach i wodach stojących, praktycznie jest ustawiać pomosty prostopadle do brzegu, przyczem odległość między pomostami nie powinna być mniejsza jak 4,5 *m*.

Brzegi pomostu obija się miękką liną konopną lub starym wężem gumowym.

LITERATURA.

Sale ćwiczebne:

E. Schmidt: Sportanlagen. Berlin 1913.
L. Stelz: Schulturnhallen. Berlin.
P. W. Scharoo, Jan Wils: Gebäude und Gelände für Gymnastik, Spiele und Sport.
V. Dolffs und Holle: Geräte für Leibesübungen. Braunschweig 1927.
Tyršův dům. Wydanie Zw. Sokoła czeskiego. Praga 1925.
Gymnasium Construction. Narragansett Machine Co. New York, 1919.
Übungsstättenbau. Deutscher Reichsausschuß für Leibesübungen.
Dr. W. Schütz: Die neuzeitliche Turnhalle.
W. Samel und Zepmeisel: Gerätekunde.

Boiska sportowe:

The fifth Olympiad of Stokholm 1912, Oficial Report.
Diem-Seiffert: Sportplatz und Kampfbahn.
Diem: Anlage von Sport- und Spielplätzen.
Zepmeisel: Sportgeräte.

Korty tenisowe:

Podręcznik gry lawn-tennisowej, zatwierdzony przez PZLT.
Schmidt: Sportanlagen I.
Scharoo-Wils: Gebäude und Gelände für Gymnastik, Spiel und Sport.

Pływalnie:

Handbuch der Architektur V, 3.
Scharoo-Wils: Gebäude und Gelände für Gymnastik, Spiel und Sport.
Dr. Karl Wolff: Öffentliche Bade- und Schwimmanstalten. Berlin 1923.
Inż. E. Strug i F. Semadeni: Sport wodny, z dn. 10. IV. 1926.
Wilhelm Heepke: Warmwasserbereitungs- und Versorgungs-Anlagen. München 1921.

Skocznie narciarskie i przystanie wioślarskie:

Budowa Terenów i Urządzeń Sportowych. Warszawa 1928. Gł. Ks. Wojskowa. Praca zbiorowa pod redakcją ppłk. dr. W. Osmólskiego i H. Jeziorowskiego. (Narciarstwo — kpt. Roman Loteczko. Przystanie Wioślarskie — inż. Alfred Loth. Korty i boiska — dr. Czesław Kłoś.

Specjalne działy z konstrukcyj żelbetowych.

I. Wkładki specjalne w konstrukcjach żelbetowych (wkładki wydłużone na zimno).

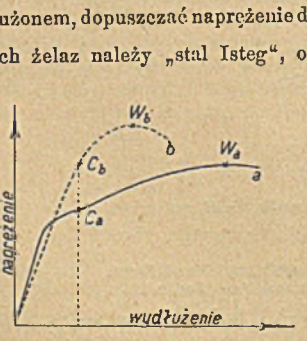
Napisał

dr. inż. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Warszawa.

Zginane elementy żelbetowe ulegają zniszczeniu z reguły wskutek wyczerpania nośności uzbrojenia. Następuje to w pobliżu granicy ciastowatości przy wydłużeniu $\varepsilon = 0{,}4\%$. Wobec tego odpowiadające mu naprężenie przyjęto oznaczać jako granicę ciastowatości dla uzbrojenia.

Pręt żelazny poddany obciążeniu odkształca się wedle krzywej *a* (fig. 284). Jeżeli po przekroczeniu granicy ciastowatości C_a, lecz przed zerwaniem usuniemy obciążenie, a następnie obciążymy pręt ponownie, odkształci się on według krzywej *b*, osiągając wyższą granicę ciastowatości C_b i wytrzymałości W_b. Stosując więc żelazo wydłużone do żelbetu, można przyjmować wyższe niż zwykle naprężenie dopuszczalne w żelazie. Stwierdzono, że najkorzystniejsze jest zwiększenie pierwotnej długości o 6%. Dla żelaza zlewnego o granicy ciastowatości $R_c = 2200—3000$ *kg/cm²* nowa podwyższona granica ciastowatości wynosi wtedy z reguły nie mniej niż 3600 *kg/cm²*. Według § 14 przepisów (por. T. II, str. 1447) można wobec tego w zwykłych konstrukcjach budowlanych, uzbrojonych żelazem wydłużonem, dopuszczać naprężenie dop. $k = \frac{3600}{2400} \cdot 1200 = 1800$ *kg/cm²*. Do takich żelaz należy „stal Isteg“, oraz „siatka jednolita“.



a = stal zwyczajna *c* = granica ciastow.
b = stal wydłużona *w* = „ wytrzym.

Fig. 284.

Stal Isteg (fig. 285) wyrabia się z żelaza okrągłego przez śrubowe skręcenie dwóch prętów o jednakowej średnicy. Skręcanie odbywa się na zimno w specjalnych maszynach. Pręty układa się obok siebie, końce zamocowywa w tarczach o stałej odległości wzajemnej i poddaje skręceniu. Ponieważ końce prętów nie mogą się zbliżyć do siebie, przeto skręcone pręty muszą się odpowiednio rozciągnąć i wydłużyć.

Fig. 285.

Tablica 1. Przekroje stali Isteg.

Ø mm	Ciężar kg/m	Obwód cm	Powierzchnie przekroju 1—10 prętów w cm^2									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,5	0,376	3,45	0,47	0,95	1,42	1,90	2,37	2,85	3,32	3,80	4,27	4,79
6	0,444	3,76	0,57	1,13	1,70	2,26	2,83	3,39	3,96	4,52	5,09	5,66
7	0,604	4,40	0,77	1,54	2,31	3,08	3,85	4,62	5,39	6,16	6,93	7,70
8	0,790	5,02	1,01	2,01	3,02	4,02	5,03	6,03	7,04	8,04	9,04	10,06
9	0,998	5,66	1,27	2,54	3,82	5,09	6,36	7,63	8,90	10,18	11,51	12,72
10	1,232	6,28	1,57	3,14	4,71	6,28	7,85	9,42	10,99	12,56	14,14	15,70
11	1,492	6,92	1,90	3,80	5,70	7,60	9,50	11,40	13,30	15,20	17,10	19,00
12	1,776	7,54	2,26	4,52	6,78	9,04	11,30	13,57	15,83	18,09	20,36	22,62
13	2,084	8,16	2,65	5,31	7,96	10,62	13,27	15,92	18,58	21,23	23,89	26,54
14	2,416	8,80	3,08	6,16	9,23	12,31	15,39	18,47	21,55	24,63	27,71	30,78
15	2 774	9,42	3,53	7,07	10,60	14,14	17,67	21,20	24,74	28,27	31,81	35,34
16	3,156	10,06	4,02	8,04	12,06	16,08	20,11	24,13	28,15	32,17	36,19	40,22
17	3,564	10,68	4,54	9,08	13,62	18,62	22,70	27,24	31,78	36,32	40,86	45,40
18	3,996	11,30	5,09	10,18	15,27	20,36	25,45	30,54	35,62	40,71	45,80	50,90
19	4,452	11,94	5,67	11,34	17,01	22,68	28,35	34,02	39,69	45,36	51,03	56,70
20	4,932	12,56	6,28	12,57	18,85	25,13	31,42	37,70	43,98	50,26	56,55	62,84

Wydłużenie jest tem większe, im mniejszy jest skok spirali. Powierzchnia przekroju pręta złożonego równa się dokładnie sumie przekrojów prętów składowych. W prętach Isteg skok spirali wynosi około 12,5 d_i. Przytem zwiększenie granicy ciastowatości wynosi średnio około 40%, a wytrzymałości około 10%. Spółczynnik sprężystości $E = 1\,680\,000\ kg/cm^2$. Stal Isteg wyrabia się z prętów 5,5—20 *mm*. W tablicy 1 podana jest waga 1 *m* b., obwód i powierzchnia przekroju prętów Isteg.

Ponieważ dla żelaza wydłużonego można stosować naprężenia dop. 1,5 razy większe niż dla żelaza okrągłego gładkiego, przeto przekrój wypada około 33% mniejszy. Przyczepność stali Isteg jest większa niż prętów okrągłych dzięki temu że obwód jest większy (dwa pręty zamiast jednego) i dzięki spiralnemu kształtowi prętów. Nawet przy zastosowaniu przekrojów o 33% mniejszych obwód stali Isteg jest o 15%, a przyczepność o około 30% większa niż przy zwykłem uzbrojeniu. Dlatego haki mogą być odpowiednio mniejsze. Wykonywa się je wedle fig. 286. W przekrojach ściskanych stosowanie stali Isteg nie opłaca się. Natomiast w belkach zginanych (części rozciągane) daje ona nieraz znaczną ekonomję w stosunku do prętów zwykłych.

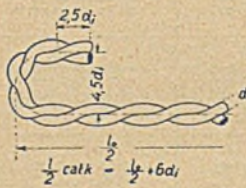


Fig. 286.

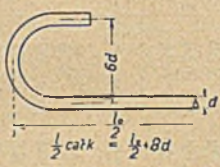


Fig. 287.

Siatka jednolita (Ledóchowskiego) (fig. 287) jest wyrabiana ze zwykłej blachy stalowej w specjalnej maszynie, która nacina na blasze równoległe paski w równych odstępach i odgina je kolejno, prostopadle do powierzchni blachy o kąt wynoszący około 20°. W ten sposób powstaje siatka o rombowych okach. Przy odginaniu paski blachy doznają trwałych wydłużeń, a w konsekwencji podnosi się granica ciastowatości o 35—40% i granica wytrzymałości o 15—20%.

Spółczynnik sprężystości siatki wynosi $2\,050\,000\ kg/cm^2$. Siatkę jednolitą wyrabia się z blachy o grubości 0,5—4,5 *mm* w następujących wymiarach: przekątnie oczek 150/400, 75/200, 40/115, 20/62 i 10/42 *mm*, szerokość pasków 2,5—10 *mm*, szerokość arkuszy (mierzona w kierunku dłuższych przekątni) 1,00—2,50 *m*. W tablicy 2 podane są wymiary siatek stosowanych do żelbetu. Siatka pracuje w kierunku podłużnym oczek, w kierunku poprzecznym nie wykazuje znaczniejszej nośności. Przyczepność siatki jest bardzo duża, gdyż każde skrzyżowanie pasków działa jak kotwa. Osobne zakotwienia końców siatki są wobec tego zbędne. Arkusze łączy się na zakład o długości 30—40 *cm*. W kierunku poprzecznym nie należy stosować siatek węższych jak 8-paskowe, gdyż siatki wąskie mają mniejszą wytrzymałość. Przekrój obliczeniowy mierzy się w węzłach siatki. Można go obliczyć z rzeczywistej wagi siatki, dzieląc wagę 10 m^2 siatki przez ciężar właściwy stali 7,85 *kg*.

Przekroje żelbetowe zbrojone żelazem wydłużonem oblicza się według tych samych zasad co przy zwykłem uzbrojeniu, przyjmując także $n = 15$. Tylko naprężenia w żelazie dopuszcza się wyższe. W tablicy 3 podane są spółczynniki do obliczenia x, h_r i F_z przy naprężeniu w żelazie 1800 kg/cm^2

Tablica 2.

Wymiary siatki jednolitej stosowanej do konstrukcyj żelbetowych.

Nr.	Krótsza przekątna oczka *mm*	Dłuższa przekątna oczka *mm*	Szerokość paska *mm*	Grubość blachy *mm*	Waga teoret. 1 m^2 *kg*	Przekrój w 1 *m* b. cm^2
13 *a*	150	400	10	4	4,14	5,28
13 *b*	150	400	10	3	3,11	3,96
13	150	400	6	4	2,51	3,20
12	150	400	6	3	1,88	2,40
14	150	400	$4^1/_2$	3	1,41	1,80
16	150	400	3	3	0,94	1,20
25	150	400	6	2	1,26	1,60
10 *a*	75	200	10	4	8,35	10,64
10 *b*	75	200	10	3	6,26	7,98
10	75	200	6	4	5,02	6,40
11	75	200	$4^1/_2$	4	3,76	4,79
8	75	200	6	3	3,76	4,79
9	75	200	$4^1/_2$	3	2,83	3,60
15	75	200	3	3	1,88	2,40
26	75	200	6	2	2,52	3,20
27	40	115	10	3	11,78	15,00
23	40	115	6	3	7,07	9,00
21	40	115	$4^1/_2$	3	5,30	6,75
24	40	115	3	3	3,54	4,50
28	40	115	6	2	4,71	6,00
22	40	115	$4^1/_2$	$1^1/_2$	2,66	3,38
6	40	115	3	$1^1/_2$	1,77	2,25
6 *a*	40	115	3	2	2,36	3,00

i w betonie od 10—80 kg/cm^2. Naprężenia w betonie wypadają około 15% wyższe niż przy $k_z' = 1200$ kg/cm^2. Jeżeli jest potrzebne uzbrojenie w strefie ściskanej, to najlepiej stosować przy projektowaniu metodę nadwyżki momentu. Dla danego M, b, h_1, k_b i k_z' obliczamy moment, który może być przyjęty przez przekrój bez uzbrojenia ścisk. $M_0 = \frac{b \cdot h_1^2}{k_3^2}$, odpowiadający mu przekrój żelaza $F_{z\,0}' = k_4\, b\, h_1 = k_5 \sqrt{M_0\, b}$ i odległość osi obojętnej $x = k_1 h_1$. Wtedy nadwyżka momentu wynosi $\triangle M = M - M_0$, naprężenie w żelazie ściskanem $k_z' = 15 \frac{x - a'}{x} \sigma_b$ przekrój żelaza ściskanego $F_z' = \frac{\triangle M}{k_z'(h_1 - a')}$ a przekrój całkowity żelaza rozciąg. $F_z = F_{z\,0} + \frac{\triangle M}{k_z'(h_1 - a')}$.

Tablica 3,

do obliczania przekrojów żelbetowych przy $n = 15$ i $k_z = 1800$ kg/cm^2.

kg/cm^2	$x = k_1 h_1$	$h_1 = k_3 \sqrt{\frac{M}{b}}$	$F_z = k_5 \sqrt{M \cdot b}$
	k_1	k_3	k_5
10	0,077	1,633	0,00035
12	0,091	1,375	42
14	0,104	1,190	48
16	0,118	1,052	55
18	0,130	0,944	62
20	0,143	0.855	68
22	0,155	0,787	75
24	0,167	0,728	81
26	0,178	0,678	87
28	0,189	0,635	93
30	0,200	0,598	0,00100
32	0,211	0,565	106
34	0,221	0,536	112
36	0,231	0,511	118
38	0,241	0,488	124
40	0,250	0,467	130
42	0,259	0,448	136
44	0,268	0,431	141
46	0,277	0,416	147
48	0,286	0,401	153
50	0,294	0,388	159
52	0,302	0,376	164
54	0,310	0,365	170
56	0,318	0,354	175
58	0,326	0,345	181
60	0,333	0,335	186
65	0,351	0,315	200
70	0,368	0,297	213
75	0,385	0,282	226
80	0,400	0,269	239

Siatka szerokopaskowa jest odmianą siatki jednolitej. Wyrabia się ją zazwyczaj z blachy grub. 2 *mm* o okach 150/400 *mm* i szerokości pasków 10—20 *mm*. Siatki te są stosowane do cienkich płyt żelbetowych, wykonywanych systemem fabrycznym (np. parkany, cienkie przekrycia itp.). Szerokie paski siatki zbliżają się raz do jednej, raz do drugiej powierzchni płyty, dzięki czemu siatka wzmacnia płytę dwustronnie i zabezpiecza od uszkodzeń podczas przenoszenia i montażu. Wymiary siatek szerokopaskowych i ustaloną doświadczalnie nośność zbrojonych niemi płyt żelbetowych podaje tablica 4.

Tablica 4.

Siatka szerokopaskowa						Grubość płyty beton.	Moment M dop. $k_z = 1400\ kg/cm^2$	Dop. obciąż. q (wraz z ciężar. własn.) przy			Ciężar własny
Nr.	Oczko	Grubość blachy	Szerokość paska	Przekrój F_z	Ciężar g			rozpiętości	wolnem podpar. $q = \frac{8\,M}{l^2}$	obustr. zam. $q = \frac{12\,M}{l^2}$	
		mm	mm	cm^2	kg/m^2	cm	kgm	m	kg/m^2	kg/m^2	kg/m^2
A_{10}	150 × 400	2	10	2,66	2,1	3	59,3	2,00	101	152	72
								1,65	148	222	
								1,30	237	356	
								1,00	403	605	
						3,5	58,6	2,00	117	176	84
								1,65	172	258	
								1,30	276	413	
								1,00	470	705	
A_{15}	150 × 400	2	15	4,00	3,15	4	101,0	2,50	129	194	96
								2,00	202	303	
								1,75	264	396	
								1,50	359	538	
								1,25	518	777	
						4,5	113,5	2,50	146	218	108
								2,00	227	340	
								1,75	296	445	
								1,50	403	605	
								1,25	578	867	
A_{20}	150 × 400	2	20	5,32	4,2	5	167,5	3,00	149	223	120
								2,50	214	321	
								2,00	335	502	
								1,75	438	656	
								1,50	595	893	
						6	201,0	3,00	179	268	144
								2,50	257	386	
								2,00	402	603	
								1,75	525	788	
								1,50	715	1072	

Przykład. Dany moment zginający $M = 625\ kg/m$. Obliczyć wymiary płyty żelbetowej uzbrojonej *a*) stalą Isteg, *b*) siatką jednolitą, *c*) żelazem okrągłem. Naprężenia dopuszczalne dla *a*) i *b*) 1800/46, dla *c*) 1200/40:

$$\sqrt{\frac{M}{b}} = \sqrt{625} = 25 \qquad \sqrt{M \cdot b} = \sqrt{6250000} = 2500.$$

a) W tablicy 3 dla $k_b = 46$ znajdujemy

$$h_1 = 0{,}416 \cdot 25 = 10{,}4\ cm,$$

$$F_z = 0{,}00147 \cdot 2500 = 3{,}67\ cm^2;$$

podług tablicy 1 przyjmujemy stal Isteg 7 ϕ 6 (3,96 cm^2) o wadze $7 \cdot 0{,}444 = 3{,}108\ kg$, grubość płyty $h = 10{,}4 + 1 + 0{,}6 = 12\ cm$.

b) Podług tablicy 2 przyjmujemy siatkę Nr. 9 o oknach 75/200 *mm*, szerokości pasków 4,5 *mm*, wadze 2,83 *kg* i przekroju 3,60 cm^2, zachowując $h = 12\ cm$, otrzymamy $h_1 = 12 - 1 - 0{,}45 = 10{,}55\ cm$, $k_3 = \frac{10{,}55}{25} = 0{,}422$, z tablicy 1 przez interpolację znajdujemy $k_b = 45\ kg/cm$, potrzebne $F_z = 0{,}00144 \cdot 2500 = 3{,}60\ cm^2$.

c) W tablicy 6, tomu II, str. 1347, znajdujemy dla $k_z = 1200\ kg/cm^2$, przy $h = 12\ cm$, $h_1 = 12 - 1 - \frac{0{,}8}{2} = 10{,}6\ cm$, $k_3 = \frac{10{,}6}{26} = 0{,}424$.

$$\sigma_b = 38{,}47\ kg/cm^2, \quad F_z = 0{,}521 \cdot 10{,}6 = 5{,}53\ cm^2,$$

przyjmujemy 11 ϕ 8 (5,53 cm^2) o wadze $11 \cdot 0{,}395 = 4{,}345\ kg$.

Oszczędność na wadze żelaza przy zastosowaniu żelaza wydłużonego wynosi w naszym przykładzie:

$$\text{w } b) \ \frac{4{,}345 - 2{,}83}{4{,}345} \cdot 100 = 34{,}9\%,$$

$$\text{w } a) \ \frac{4{,}345 - 3{,}108}{4{,}345} \cdot 100 = 28{,}5\%,$$

w przykładzie *a*) oszczędność jest mniejsza, ponieważ w danym wypadku przyjęto z konieczności przekrój większy niż wypadał z obliczenia dla $k_z = 1800\ kg/cm^2$.

Siatka jednolita pozwala nietylko na większe naprężenia dopuszczalne, ale również w bardzo znacznym stopniu zmniejsza robociznę, zwłaszcza w płytach, rurach, zbiornikach itp. i dlatego stosowanie jej w tych konstrukcjach jest wskazane.

LITERATURA.

Bryła: Wkładki specjalne w konstrukcjach żelbetowych. Przegląd Techniczny 1935.
Bukowski: Siatka jednolita, Warszawa 1932.
Bukowski: Stal Isteg, Przegląd Budowlany 1934.
Bukowski: Siatki szerokopaskowe, Przegląd Budowlany 1934.
Saliger: Die Verwendung von Werkstücken im Eisenbeton-Deckenbau, Architektur und Bautechnik 1928.
Saliger: Die Istegbewehrung im Eisenbetonbau, Wien 1928.
A. Kirchner: Die Istegdecke, Österr. Ing.- und Architektenverein. 1930.
Umlauf: Tabellenwerke der Istegdecke.
Roll: Betonwerkstücke und Betonwaren im Deckenbau. Beton u. Eisen 1930.

II. Torkretowanie.

Napisał

dr. inż. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Warszawa.

Torkret jest to beton wytwarzany przy pomocy sprężonego powietrza. Mieszanie masy, transport i betonowanie odbywa się łącznie we wspólnej instalacji mechanicznej, składającej się z maszyny zwanej torkretnicą, węża materjałowego, zakończonego dyszą, zbiornika na wodę i węża wodnego, oraz sprężarki. Do torkretnicy wsypuje się suche składniki betonu w odpowiedniej proporcji. Sprężone powietrze unosi je wężem materjałowym do dyszy, w której mieszają się z dopływającą ze zbiornika wodą i jako gotowy beton pod znacznem ciśnieniem są wyrzucane na deskowanie, względnie na powierzchnię wzmacnianej konstrukcji.

Przy betonowaniu zastrzykowem, służącem do zapełniania zaprawą cementową szczelin uszkodzonych budowli, transportuje się sprężonem powietrzem nie suche składniki betonu, lecz gotową płynną zaprawę cementową.

Torkretnica czyli tłocznica pneumatyczna jest maszyną przewoźną, osadzoną na dwu dużych kołach. Składa się ona z dwu stożkowych komór: górnej do śluzowania materjału i dolnej do wytłaczania. Obie komory mają u góry zawory dzwonowe, otwierające się samoczynnie i zaopatrzone w dźwi-

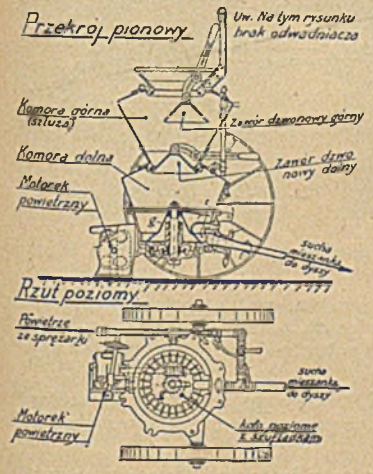


Fig. 288. Przekrój torkretnicy.

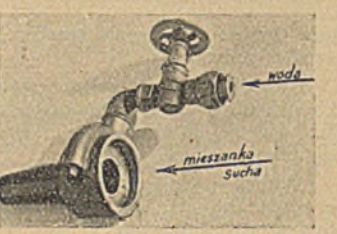


Fig. 289. Dysza.

gnie do przymykania. W pokrywach komór są umieszczone krany do wprowadzania sprężonego powietrza.

Na spodzie dolnej komory jest umieszczone koło poziome *g*, podzielone radjalnemi przegródkami na kilkanaście szufladek. Mały motor powietrzny wprawia koło w ruch obrotowy dokoła osi pionowej. Kanałem *t* dopływa prąd powietrza sprężonego. W dnie komory jest osadzona lejowata rura, do której się przykręca wąż materjałowy.

Przebieg pracy torkretnicy jest następujący:

1. Dźwignią zamyka się zawór komory dolnej, wypuszcza się powietrze z komory górnej, skutkiem czego górny zawór opada i komora się otwiera.

2. Wsypuje się przygotowaną ręcznie suchą mieszankę i zamyka dźwignią zawór górny.

3. Wpuszcza się do górnej komory sprężone powietrze, po wyrównaniu ciśnienia w obu komorach, zawór dolny opada, mieszanka przesypuje się do komory dolnej, wpada do szufladek wirującego koła, z których następnie kolejno jest unoszona prądem powietrza do węża materjałowego.

Węże materjałowe wykonywa się z kauczuku. Węże kauczukowe są lżejsze i znacznie trwalsze od rur żelaznych. Zewnętrzna powłoka węża jest usztywniona płótnem i drutem.

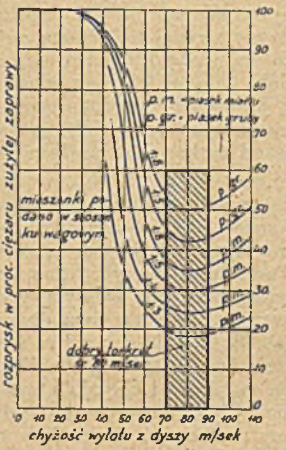


Fig. 290. Rozprysk.

Dysza stanowi zakończenie węża materjałowego. Jest to stożek metalowy (fig. 289), opatrzony głowicą gwintowaną do przykręcenia węża. W pierścieniu wewnętrznym głowicy są otworki, przez które wchodzi woda doprowadzana wężem wodnym.

Zbiornik na wodę jest potrzebny, gdy na budowie niema wodociągu: jest to kocioł żelazny na odpowiedniem podwoziu z arma-

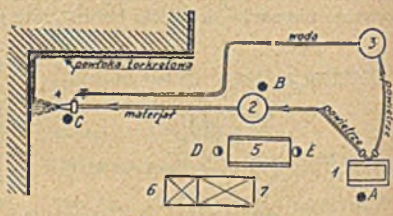


Fig. 291. Plac budowy.

turą dla doprowadzania sprężonego powietrza, oraz nalewania i odprowadzania wody.

Sprężarka do instalacji torkretniczej winna być typu przewoźnego, o silnej konstrukcji a jak najmniejszych wymiarach, z silnikiem spalinowym o mocy dostosowanej do uziarnienia kruszywa i potrzebnej wydajności pracy z sztywną zamykaną osłoną.

Oprócz wyżej opisanej instalacji torkretniczej do robót remontowych potrzebne są narzędzia pomocnicze, mianowicie młot pneumatyczny z kompletem wierteł stalowych.

W tablicy 1. są wymienione różne typy instalacyj stosowanych w zależności od średnicy ziarn kruszywa i potrzebnej wydajności. Do małych robót remontów itp. nadają się najlepiej typy B—O i N—1, do robót większych N—2, wyjątkowo S—3. Większe typy są stosowane wyłącznie do pneumatycznego transportu suchej masy, przyczem samo betonowanie wykonywa się już zwykłym sposobem, nie torkretowym.

Uziarnienie kruszywa musi być ściśle dostosowane do średnicy węża i typu instalacji, gdyż każdy większy kamyk może spowodować zatkanie się przewodów. Wobec tego kruszywo zawsze trzeba na placu budowy przerafowywać.

Powietrze sprężone należy oczyścić od wilgoci, gdyż zawilgocona masa przylepiając się do ścian węża, może powodować zatory. W tym celu torkretnica zaopatrzona jest w odwadniacz zbierający nadmiar wilgoci, a przewody powietrzne między sprężarką i torkretnicą są wykonane ze specjalnych węży metalowych, przyśpieszających skraplanie się pary. Także kruszywo powinno być dostatecznie suche (zawartość wody 3—5% na wagę). Zanadto

wysuszone kruszywo jest również nieodpowiednie, gdyż wtedy duża część cementu rozpyla się przy wylocie.

Szybkość unoszenia mieszanki w wężu wynosi 40—70 *m/sek*, zwiększa się w dyszy do 80—120 *m/sek*, a następnie w stożku wytryskowym spada do 70—90 *m/sek*. Jest to szybkość odpowiednia do otrzymania należycie ubitego torkretu, a zarazem najlepsza ze względu na t. zw. rozprysk, który przy innych szybkościach powoduje ogromną stratę materjału (fig. 290). Odpadki torkretu, które w każdym razie gromadzą się w dużych ilościach, mogą być po stwardnieniu użyte jako kruszywo do betonu zwykłego w podrzędnych konstrukcjach.

Powłoka torkretowa tworzy się w ten sposób, że najpierw

Fig. 292. Torkretnik przy pracy.

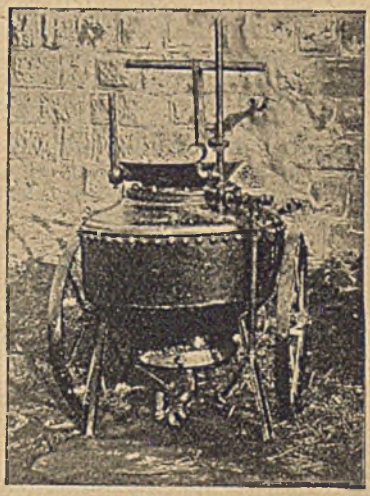


Fig. 293. Wtryskiwacz.

osadza się na murze cienka warstewka mocnej zaprawy cementowej, gdyż początkowo grubsze ziarna odskakują. Ta pierwsza warstwa stanowi zagruntowanie, do którego przylepiają się dalsze partje wyrzucanej z dyszy mieszaniny. Ma ona wielkie znaczenie dla szczelności torkretu. Przez torkretowanie warstwami uzyskujemy materjał wybitnie uszczelniony.

Wytrzymałość torkretu jest bardzo znaczna i przewyższa około 3-krotnie wytrzymałość betonu zwykłego, wykonanego w tych samych warunkach. Powodem tego jest wpływ ubijania pneumatycznego wytworzonego przez dużą szybkość tłoczenia.

Na fig. 291 przedstawione jest schematycznie racjonalne ustawienie instalacji na placu budowy. Skład kruszywa (6, 7) i stół mieszankowy (5) powinien się znajdować w pobliżu torkretnicy (2), aby uniknąć dowozu kruszywa taczkami. Do obsługi instalacji potrzebna jest partja 5 ludzi, w czem 3 fachowców (monter, cieśla i murarz). Drużyna ta musi być tak zorganizowana, aby sama wykonywała wszelkie czynności przygotowawcze i pomocnicze. Właściwym wykonawcą robót torkretniczych jest pracownik *C* (torkretuik), obsługujący dyszę. Odstęp dyszy od powierzchni betonowej powinien wynosić 70—90 *cm*. Do utrzymania dyszy w stałej odległości służy odpowiednio długi kij, na którym opiera się torkretnik (fig. 292).

Torkretowanie nadaje się szczególnie do wykonania cienkościennych ustrojów, np. płyt dachowych, sklepień i kopuł, powłok wzmacniających przy remontach itp. Wielką zaletą tej metody jest, że przy wszelkich pochyleniach nawet dla ścian pionowych wystarcza deskowanie jednostronne.

Przy robotach remontowych torkretowanie musi być poprzedzone czynnościami przygotowawczemi, jak wykruszenie zmurszałych części murów, zastrzyki do rys i szczelin, kotwienie budynków, umocowanie uzbrojenia (najczęściej siatka jednolita), wreszcie obmycie wodą ciśnioną całej powierzchni podlegającej torkretowaniu.

Betonowanie zastrzykowe. Zasadniczą częścią składową instalacji zastrzykowej jest wtryskiwacz. Jest to zbiornik cylindryczny z dnem stożkowem, z grubej blachy żelaznej nitowanej lub spawanej (fig. 293). Dopływ sprężonego powietrza następuje od góry przez przewód w pokrywie, wypływ zaprawy u dołu zbiornika. Zaprawę w stanie płynnym przyrządza się obok w dużych kadziach żelaznych i wiadrami wlewa się ją do wtryskiwacza. Do zamknięcia zbiornika służy zawór dzwonowy, działający samoczynnie. Zaprawę wtłacza się w szczeliny remontowanego muru zapomocą żelaznej rury zastrzykowej, z mosiężną głowicą, z zaworem i naśrubkiem do przymocowania węża. Rurę zastrzykową zapuszcza się wgłąb muru (fig. 293) i mocno w nim osadza, poczem przykręca się wąż i uru-

Fig. 294. Rura zastrzykowa.

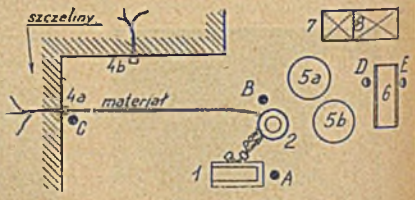


Fig. 295. Schemat urządzenia zastrzykowego.

chamia instalację. Do zaprawy używa się piasku o uziarnieniu odpowiadającem wielkości szczeliny. Dla wąskich szczelin poniżej 2 *cm* daje się piasek miałki. W bardzo drobnych pęknięciach stosuje się samo mleko cementowe z niewielką domieszką miału piaskowego. W długich szczelinach zakłada się kilka rur w odstępach równych, nie przekraczających 1 *m*.

Przebieg prac przy robotach zastrzykowych jest następujący:

1. Oczyszczenie krawędzi szczeliny przy pomocy dłuta i młota, oraz wywiercenie otworów dla rur zastrzykowych. Czasem potrzebne jest również skotwienie części murów rozdzielonych szczeliną.

2. Osadzenie rur w otworach. Rury należy posmarować oliwą, aby po wykonaniu zastrzyku łatwiej dały się wyciągnąć.

3. Zaklinowanie rur i zamknięcie szczeliny od zewnątrz; można to uskutecznić torkretem, a w razie pośpiechu pakułami mocno wbitemi przy pomocy dłuta.

4. Przepłókanie szczelin wodą. W tym celu przyłączamy wąż do najwyższej rury i tłoczymy wodę z wstrzykiwacza, przyczem kolejno od góry ku dołowi otwieramy po jednej rurze do wypuszczania wtłaczanej wody, zamykając jednocześnie pozostałe.

5. Zastrzyk właściwy. Wąż materjałowy przyłączamy do rury najniższej i przy wszystkich rurach otwartych tłoczymy zaprawę tak długo, aż wytryśnie rurą położoną bezpośrednio wyżej, wtedy przyłączamy wąż do następnej rury i postępujemy w ten sam sposób, aż cała szczelina wypełni się zaprawą.

6. Po upływie doby wyciągamy rury, a pozostałe otwory zapełniamy torkretem.

Schemat urządzenia zastrzykowego na placu budowy pokazuje fig. 295.

LITERATURA:

Kałkowski: Torkretnictwo. Warszawa 1934.
Szilard: Das Torkretverfahren. Berlin 1925.
Graf: Versuche mit gespritzten Mörteln. Berlin 1931.

III. Konstrukcje betonowo-żelazne.

Napisał

dr. inż. Alfons Chmielowiec,

docent politechniki, Lwów.

Są to konstrukcje składające się z belek walcowanych, a więc posiadających znaczną sztywność (znaczny moment bezwładności), obetonowanych. Zalety ich są: szybki i łatwy montaż bez rusztowań; ochrona od rdzy, gazów, ognia; oszczędność kosztów konserwacji; sztywność; monumentalność; oszczędność na żelazie.

Obetonowanie odbywa się albo: 1. w trakcie wykonywania konstrukcji żelaznej lub też po jej ukończeniu a przed oddaniem jej do użytku, albo 2. po pewnym okresie eksploatacji.

W pierwszym wypadku budowla jest projektowana jako obetonowana, w drugim obetonowanie nie jest przewidziane w projekcie, tylko jest rodzajem wzmocnienia (rekonstrukcji) albo naprawy.

Dzięki przyczepności betonu i żelaza zespół obu materjałów działa jak monolit i to nietylko w obrębie części budowli, jak słup lub belka, ale całość złożona ze słupów i belek dzięki sztywnym połączeniom jest monolitem odpornym na działanie dynamiczne. Odporność tę powoduje także masywność konstrukcji otulonej. Beton otulający zwiększa pewność przeciw wyboczeniu słupów i zmniejsza ugięcie belek, o czem niżej.

Współdziałanie żelaza i betonu powoduje zmniejszenie naprężeń w konstrukcji żelaznej, względnie zwiększa wytrzymałość jej (udźwig). Stwierdzają to liczne doświadczenia ze słupami i belkami otulonemi. W praktyce jednak z powodu rygoru przepisów przeważnie przestarzałych tego współdziałania się jeszcze często nie uwzględnia. W Polsce uwzględnił je prof. Bryła przy budowie 16-piętrowego gmachu Prudential w Warszawie. Uwzględnienie go w obliczeniu prowadzi do ekonomji. — Beton otulający spełnia swoje zadanie lepiej lub gorzej zależnie od stopnia i sposobu otulenia konstrukcji żelaznej. Można ją otulić: 1. warstewką zaprawy cementowej, która chroni tylko od rdzy i zastępuje malowanie; 2. warstwą grubą ogniochronną betonu, nie uwzględnianą w obliczeniu wytrzymałości; 3. żelbetem; 4. żelbetem uzwojonym.

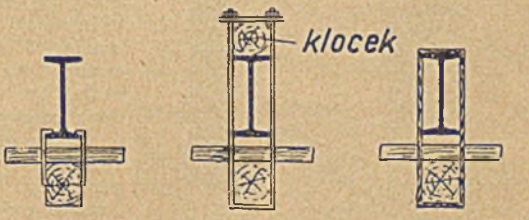


Fig. 296.

Można otulić konstrukcję żelazną betonem *a*) przy zastosowaniu deskowania, *b*) przy pomocy torkretu.

Deskowanie słupów zwykle jak w żelbecie. Deskowanie belek można zawiesić na dźwigarach, które mają być obetonowane. Szczegóły por. fig. 296.

Bauer zastępuje deskowanie płaszczem z blachy dziurkowanej (perforowanej), która stanowi zarazem uzbrojenie podłużne i poprzeczne i niesie wyprawę (fig. 297 *a* i 297 *b*).

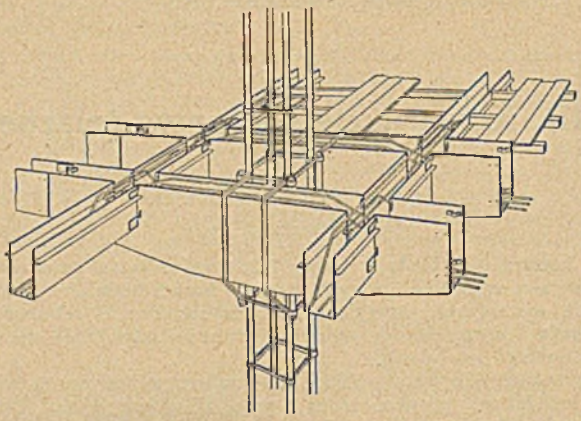


Fig. 297 *a*.

Najważniejsze elementy budowli, które wykonywane bywają jako żelazne obetonowane, są to słupy i belki. Łuki zajmują miejsce pośrednie.

1. Słupy.

Słupy żelbetowe, najodpowiedniejsze i najtańsze dla niższych i średnich budynków, stają się nieekonomiczne dla wyższych, gdyż:

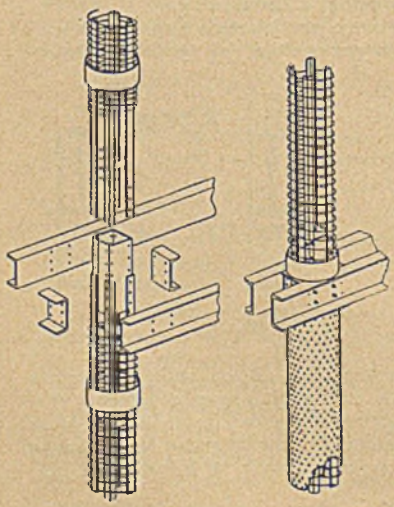


Fig. 297 *b*.

1. zabierają dużo miejsca użytkowego, zwłaszcza w dolnych piętrach; 2. wykonanie ich trwa długo, bo zmieniają się kolejno roboty ciesielskie, układanie i wiązanie drutów i betonowanie; 3. z uwagi na wiatr rusztowania, podtrzymujące deskowanie, muszą być silne i dobrze usztywnione, więc kosztowne.

Słupy żelazne otulone betonem są lżejsze i smuklejsze dzięki większemu procentowi żelaza, mogą być zmontowane prędko w jedną całość wraz z podciągami jako szkielet, który niesie jeszcze przed obetonowaniem dzięki sztywności i jest odporny na wiatr. Beton usztywnia poszczególne części przekroju żelaznego w jedną całość tak, iż mogą one być smuklejsze niż w słupach żelaznych, a łączniki mogą być znacznie zredukowane, zwłaszcza w słupach uzwojonych (Podr. inż., str. 1461). Także wyboczenie słupa jako całości staje się dzięki wypełnieniu i otuleniu betonem utrudnione. Tego się jednak nie uwzględnia w obliczeniu w myśl istniejących przepisów. Można to uwzględnić w słupach uzwojonych

i projektować uzbrojenie tylko tak sztywne, jak tego wymaga obciążenie w czasie budowy, tj. przed stężeniem betonu. Stąd wynika i oszczędność na żelazie.

Wskutek przyczepności betonu do żelaza i sprężystości beton współdziała w dźwiganiu. Przy niewielkich obciążeniach naprężenia w żelazie i betonie są proporcjonalne do modułów sprężystości, jak w żelbecie. Dla $\sigma_b = 40\ kg/cm^2$ i dla $F_ż : F_b = n = 15$ wynika $\sigma_ż = 600\ kg/cm^2$, tj. zaledwie połowa naprężenia dopuszczalnego. Z nadmiaru żelaza ponad 3% wolno (Podręcznik inżynierski, str. 1460 oraz str. 2594) uwzględnić tylko $^1/_3$ część. Dla $p = 9\%$, $3 + \frac{6}{3} = 5\%$. $\sigma_ż = \frac{5}{9} . 600 = 333\ kg/cm^2$. Tymczasem dla żelaza przyjmuje się 1200—1400 kg/cm^2.

Jeżeli $k = \alpha \sigma_b$, to według obowiązujących przepisów słup obetonowany opłaci się liczyć raczej jako żelazny, o ile procent $p = 100 \frac{F_ż}{F_b} > \frac{130}{\alpha - 5}$, więc np. dla $\alpha = 30$, o ile $p > 5{,}2$. W słupach obetonowanych procent uzbrojenia wynosi 8—12%.

Podniesieniu naprężenia $\sigma_ż$ w zwykłych słupach żelbetowych stoi na przeszkodzie: 1. niebezpieczeństwo wyboczenia drutów cienkich, 2. kruchość, względnie mała odkształcalność betonu. Obie te przeszkody odpadają w słupach otulonych żelbetem, zwłaszcza uzwojonym. Przekroje sztywne nie wyboczą się, zaś beton w rdzeniu uzwojonym a nawet i nieuzwojonym ale otoczonym profilami sztywnemi staje się podatny. Można tu więc stosować prawo dodawania udźwigów betonu, żelaza podłużnego i uzwojenia:

$$P = K_{śl} F_r + K F + \gamma K_u F_u \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

przyczem oznacza F przekrój żelaza podłużnego, F_u idealny przekrój uzwojenia (por. str. 1460), F_r przekrój rdzenia netto (z potrąceniem F), K i K_u granica plastyczności żelaza na ściskanie i uzwojenia na rozciąganie, $K_{śl}$ wytrzymałość słupowa betonu.

Z powodu tarcia o podstawy ściskane wytrzymałość kostkowa (względnie walcowa) K_b jest większa od słupowej. $K_{śl}$ = około 0,8 K_b. Kugi przyjmuje $\gamma = 1{,}5$ dla słupów zbrojonych silnemi kątówkami z żelaza o wytrzymałości 3700 kg/cm^2, zaś $\gamma = 2$ dla 5200 kg/cm^2. Emperger rozróżnia 4 typy (fig 298). W typie I rdzeń stanowi beton wewnątrz ceowników, w typie II w obrębie strzemion, w typie IV w obrębie silnego okrągłego uzwojenia. W typie III, gdzie uzwojenie słabe, przyjmuje się przekrój netto F_b wraz ze skorupą, zamiast F_r. W typie IV $\gamma = 1$, w innych $\gamma = 0$. Dla rdzenia okrągłego znalazł Saliger $\gamma = 2{,}8$.

Fig. 298.

Przy przejściu od wytrzymałości do naprężeń dopuszczalnych k_b, k i k_u wzór 1 przechodzi na

$$P_{dop} = F_r k_b + F k + \gamma F_u k_u \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Emperger pierwszy stosował prawo dodawania, najpierw do słupów uzwojonych z duszą żeliwną. Żeliwo ma bardzo wielką wytrzymałość na ściskanie. Chociaż kruche, w betonie uzwojonym staje się podatne. Jeżeli

P_1 oznacza udział żelbetu uzwojonego, zaś P_2 udział żeliwa, to udźwig całkowity słupa $P = P_1 + P_2$. Jeżeli F_2 jest przekrój, zaś K_2 wytrzymałość żeliwa na ściskanie, to $P_2 = \beta F_2 K_2$, przyczem β jest spółczynnikiem zmniejszającym dla żeliwa z uwagi na wyboczenie (Podręcznik inżynierski, str. 1165). Thullie oblicza go jak dla słupa żeliwnego, sprowadzając przekrój betonu i żelaza na żeliwo. Tak przyjmują polskie przepisy (por. str. 1461). Emperger używał najpierw rury żeliwnej (fig. 299), potem wkładek prostokątnych lub kątowych. Stosunek przekrojów stali, żeliwa i betonu był około 1 : 10 : 100. Emperger zbroił żeliwem i łuki mostowe, np. most na Prośnicy w Kostrzyniu na Pomorzu, most na Sprewie w Treptowie ($l = 76$ *m*), most Hindenburga we Wrocławiu ($l = 55.9$ *m*).

Bauer (Austrja) wiąże wkładki żeliwne specjalnemi patentowanemi poprzeczkami, uzwojenia wykonuje maszynowo, dostarczając gotowy szkielet uzbrojenia na budowę, gdzie trzeba go tylko wypełnić i otoczyć betonem (fig. 300). Saliger badał takie słupy i znalazł

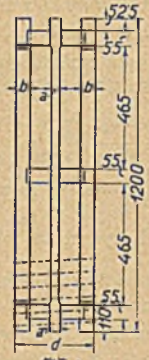


Fig. 300.

Fig. 299.

$$P = F_r K_b + \varphi F_2 K_2 + F_u u \quad \ldots \ldots \ldots (3)$$

przyczem było w kilogramach na centymetr kwadratowy $K_b = 142$, $K_2 = 7560$, $u = 3600$ dla kwadratowych, zaś 5400 dla okrągłych rdzeni. $\varphi = 0{,}63$; dla słupów żeliwnych uzwojonych, ale bez betonu $\varphi = 0{,}40$, bez uzwojenia jeszcze mniej. Według Saligera dopuszczalny udźwig

$$P_{dop} = F_r k_b + k_g F_2 + k_u F_u \quad \ldots \ldots \ldots (4)$$

przyczem $k_g = 2000$, $k_u = 1300$ dla kwadratowych, zaś 2000 dla okrągłych słupów, o ile wysokość l jest mniejsza od $10\,a$ (a = grubość rdzenia).

Kolejność robót na budowie pozwala na wyzyskanie żelaza obetonowanego nawet i wtenczas, kiedy beton nie jest łatwo odkształcalny, tj. gdy nie jest uzwojony. Zmontowany bowiem najpierw szkielet żelazny sam musi dźwigać swój ciężar własny i ciężar belek stropowych, ewentualnie obciążonych deskowaniem, wogóle ciężar G, jaki go może obciążać, zanim beton otulający stężeje. Naprężenie z tego powodu w żelazie jest $\sigma_g = \frac{G}{F}$. Wchodzi tu i naprężenie z powodu skurczu betonu. Dopiero dalsze obciążenie P, w szczególności obciążenie użytkowe, dźwiga żelazo wspólnie z betonem, powodując w żelazie naprężenie $\sigma_p = n\,\sigma_b$. Wtedy jest $P = \sigma_b [F_{br} + (n-1) F]$, przyczem F_{br}, przekrój słupa brutto, względnie F można tak dobrać, żeby

$$\sigma_g + \sigma_p = k \quad \ldots \ldots \ldots \ldots (5)$$

czyli

$$\frac{G}{F} + n \frac{P}{F_{br} + (n-1) F} = k \quad \ldots \ldots \ldots (6)$$

Przedwczesne obciążenie żelaza odciąża beton, co jest korzystne. Dzięki bowiem plastyczności żelaza ewentualne jego przeciążenie nie może być groźne, o ile beton nie wyczerpał swojego udźwigu. O ile się stosuje prawo dodawania, nie potrzeba się troszczyć o rozdział obciążeń na G i P, wystarczy liczyć słup żelazny dla siły G, pamiętając o wpływach przypadkowych jak wiatr, zaś słup otulony dla siły $G + P$.

Najczęściej żelazny szkielet słupa składa się z dwu ceowników (fig. 298 I i fig. 301) ze względu na łatwy montaż i wygodne połączenie z dźwigarami stropowemi. Lepsze teoretycznie są słupy z 4 kątówek rozstawionych (fig. 298 II, III i IV), które jednak odbiegają znacznie od typów używanych w budownictwie żelaznem. W systemie Bauera (patentowanym) grube druty okrągłe powiązane są przy pomocy poprzeczek dospojonych we wiązki sztywne. Połączenie ich z dźwigarami stropowemi odbywa się zapomocą dospojonych podkładek fig. 302 i fig. 297.

Fig. 301.

Fig. 302.

2. Łuki.

Łuki pracują na ściskanie (ciężar własny i ciężar ruchomy zupełny) i na zginanie (ciężar ruchomy częściowy). Uzbrojenie sztywne łuków dźwiga swój ciężar i ciężar deskowania i, częściowo lub całkowicie, ciężar betonu łuku. Ciężar pomostu i ciężar ruchomy dźwiga już łuk żelbetowy. I tu stosuje się dla żelaza równanie (5).

Tak też oblicza Melan łuki żelbetowe swojego systemu (Podr. inż., str. 849 i 859). Uzbrojenie stanowią łuki z dwuteowników, blaszane lub kratowe co ± 1 *m*, stężone poprzeczkami co 5—8 *m*. Na nich zawiesza się deskowanie. Emperger używa do łuków uzbrojenia sztywnego uzwojonego. W tym celu badał on słupy fig. 303 *a*, *b*, *c* na mimośrodowe ściskanie, mimośród 8 *cm*. Słup *a*, przekrój drutów 4 ⌀ 20 *mm* $F = 12{,}4$ *cm*^{2}. Słup *b*, dwie kątówki $F = 9{,}6$ *cm*^{2}, słup *c* żeliwo 12,5 *cm*^{2}. Uzbrojenie słupów *a* i *b* było najpierw *St* 37 o granicy plastyczności 2100 *kg/cm*^{2}, potem *St* 48 *gr. pl.* 3000 *kg/cm*^{2}. Wytrzymałość wynosiła w tonnach:

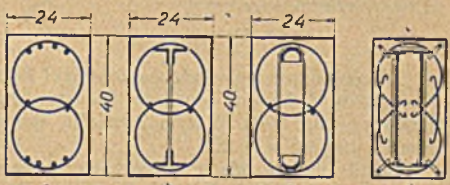


Fig. 303.

Stal	Słup		
St	*a*	*b*	*c*
37	222	237	269 *t*
48	210	270	

Zwiększenie granicy plastyczności żelaza wcale nie zwiększyło udźwigu słupa *a*, zaś zwiększyło udźwig słupa *b*. Zatem uzbrojenie wiotkie jest gorsze od sztywnego, nie może być wyzyskane, wybacza się. Sztywność profilu żelaza pozwala na wyzyskanie większej wytrzymałości. Fig. 303 *d* przedstawia uzwojenie stosowane przez Empergera w łukach.

3. Belki.

Dźwigary obetonowane stosujemy w stropach i mostach. W mostach kolejowych były używane oddawna (Podr. inż., str. 841), przyczem przyjmowano, że przez beton ciężar ruchomy rozkłada się równomiernie na wszystkie dźwigary. Liczono je jako żelazne. Także w stropach nie uwzględniano dotychczas współdziałania betonu z żelazem. Baes, na podstawie doświadczeń znalazł, że obetonowanie zmniejsza ugięcie dźwigarów i naprężenia w nich według zasad żelbetu dla $n = 15$. Wytrzymałość zespołu jest tak wielka, że przy naprężeniu dopuszczalnem 1600 *kg/cm*^{2} istnieje jeszcze pewność więcej niż 5krotna przeciw złamaniu. Toteż prof. Bryła zwiększa dla dźwigarów obetonowanych naprężenie dopuszczalne o $\frac{1}{3}$ i liczy je jako żelbetowe. Teoretycznie da się to uzasadnić tem, że obetonowanie dźwigarów uwalnia ich górną stopkę od przeciążenia na ściskanie, które grozi zwichrzeniem albo zgniotem stopki górnej lub pomarszczeniem ścianki przy tejże stopce.

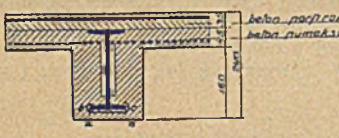


Fig. 304.

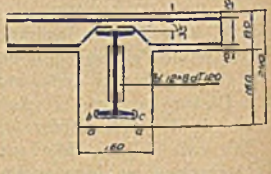


Fig. 305.

W niektórych doświadczeniach użył Baes tylko powyżej górnej krawędzi dźwigarów I betonu lepszego (porfirowego), zresztą beton porowaty, pumeksowy (fig. 304). W tym wypadku okazało się, że dla obliczenia ugięć można przyjąć $n = 30$.

Belki oblicza się z uwagi na wytrzymałość i sztywność (tj. z uwagi na naprężenia i ugięcia). Obetonowanie dźwigarów zwiększa jedno i drugie. Uwzględniając to możemy oszczędzić na żelazie. Dla większych rozpiętości miarodajna jest w obliczeniu dźwigarów żelaznych sztywność a nie wytrzymałość. Przepisy budowlane (Podr. inż., str. 1449 § 14 p. 18) dopuszczają

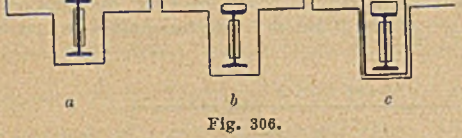


Fig. 306.

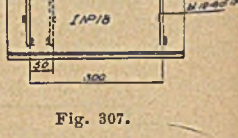


Fig. 307.

ugięcie $f = l : 500$, przepisy mostowe $f = l : 1000$. Niekiedy żądana jest większa sztywność ($f \leq l : 2000$). Jeżeli moment $M = a\,Pl = 2\,\sigma\,\frac{I}{h}$, zaś strzałka ugięcia $f = b\,\frac{Pl^3}{EI}$, to naprężenie

$$\sigma = \frac{1}{2} E \frac{a}{b} \frac{h}{l} \frac{f}{l}.$$

Pod obciążeniem całkowitem dźwigara I *NP* 18, dla $l = 3{,}6\ m$

wynika stąd dla $f : l =$	1 : 2000	1 : 1000	1 : 500	
$\sigma =$	230	460	920	kg/cm^2
$\mu =$	1,04	1,51	2,56	

Przez obetonowanie według fig. 305 sztywność tak się zwiększa, że wymienione ugięcia zostają osiągnięte dopiero przy naprężeniach μ 1600 kg/cm^2.

Zależnie od usytuowania dźwigara względem żebra i płyty (fig. 306) zaleca Baes wzmocnienie przyczepności żeberkami przyspojonemi do ścianki (fig. *a*), do stopki górnej (fig. *b*) i wzmocnienie strzemionami (fig. *c*). Na kilka lat przedtem żeberka z kątówek na stopkach belek zastosował prof. Bryła w projekcie mostu w Równem (r. 1931). Dla lepszego podtrzymania warstwy ochronnej pod dolną stopką służy siatka jednolita (cięta) (fig. 304 i 305).

W systemie patentowanym „Alfa", elementem zabezpieczającym sztywne połączenie płyty żelbetowej z górną stopką dźwigara jest spiralnie zwinięty drut przyspojony do stopki (fig. 308). Dźwigar może być obetonowany (fig. 309) lub nie (fig. 310). Na długości największych momentów (w środku rozpiętości) można przyspoić do dolnej stopki nakładkę. Na długości największych sił

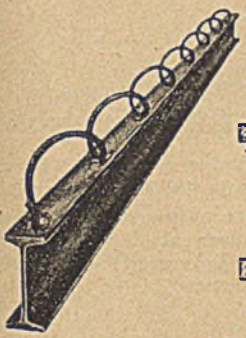


Fig. 308.

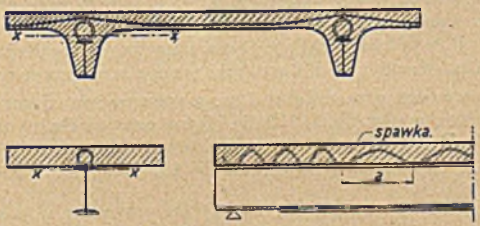


Fig. 309, 310.

poprzecznych (w pobliżu podpór) można zagęścić zwoje (fig. 310). Oblicza się je na siłę ścinającą $\tau = \frac{TS}{I}$. Przekrój drutu $= \frac{\tau}{2}\frac{a}{k}$ (a — odstęp punktów przyspojenia, zwykle krok śruby, k naprężenie dopuszczalne żelaza na rozciąganie). Długość spoiny (fig. 311) $b = \frac{\tau a}{2 t k_s}$, przyczem k_s naprężenie w spoinie (zwykle $2 k_s = k$). Podobnie obliczać należy spoiny żeberek (fig. 307).

Fig. 311.

Sprawdzenie naprężeń odbywa się według wzorów

$$\sigma_b = \frac{M}{I} x \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (7)$$

$$\sigma_z = \frac{n M}{I} (h - x) \quad \ldots\ldots\ldots (8)$$

A. Belka prostokątna (fig. 312)

$$x = \frac{n F}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h'}{n F}}\right) \quad \ldots (9)$$

$$S = \frac{1}{2} b x^2$$

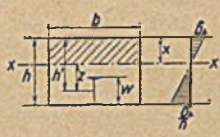


Fig. 312.

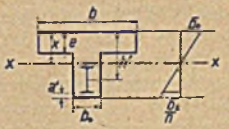


Fig. 313.

$$I = \frac{1}{3} b x^3 + n I_0 + n F (h' - x)^2 \quad \ldots\ldots\ldots (10)$$

B. Belka teowa.

Jeżeli oś obojętna w płycie, obliczenie jak wyżej. Oś obojętna pod płytą (fig. 313).

$$x = \frac{\frac{1}{2} b e^2 + n F h'}{b e + n F}, \quad S = b e \left(x - \frac{e}{2}\right)$$

$$I = \frac{1}{3}[b x^3 + (b - b_0)(x - e)^3] + n I_0 + n F (h' - x)^2.$$

h' liczy się od środka ciężkości dźwigara żelaznego. I_0 = największy moment bezwładności, F przekrój tegoż. Jeżeli dospoimy nakładkę od dołu, to środek ciężkości się obniży, I_0 wzrośnie.

O ile betonujemy bez rusztowania (bez podparcia dźwigarów pomiędzy skrajnemi podporami), to dodatkowe naprężenie w żelazie

$$\sigma_g = \frac{M_g}{W_0} = \frac{M_g}{I_0} \frac{w}{2} \quad \ldots\ldots\ldots (11)$$

M_g moment od ciężaru, jaki dźwigary I *NP* muszą dźwigać, zanim beton stężeje. Wtedy w równaniach 7 i 8 M jest to moment ciężaru, jaki przypada na zespół żelbetowy (już po stężeniu betonu).

Projektowanie: Dane naprężenia dopuszczalne w żelazie i betonie k i k_b. Moment M_0 ciężaru, jaki przypada na pas ustroju stężonego stropu względnie mostu o szerokości 1 m, z potrąceniem ciężaru własnego. Niewiadome: x, b, h, w (por. fig. 312 i 313). Można przyjąć dla dwuteowmika $I_0 = 0{,}158\, F w^2$, $w^2 : F = 10{,}3 + 0{,}08\, w = \omega$ (w w centymetrach). Do znalezienia 4 niewiadomych posłużą 4 równania 7—10. Moment do równań 7 i 8

$$M = M_0 + C h, \text{ przyczem } C = u l^2 \gamma b.$$

l = rozpiętość dźwigara. $\gamma = 2{,}4\ t/m^3$, dla belki wolno podpartej $u = 0{,}125$. Jeżeli betonujemy bez rusztowania, to w równaniu 8 zamiast k należy przyjąć $k = \sigma_g$, przyczem według (11) $\sigma_g = \frac{2 C h}{I_0} w$. Zamiast przyjąć k_b, korzystniej (zwłaszcza w ostatnim wypadku) przyjąć zgóry odstęp dźwigarów b.

4. Wzmocnienie konstrukcyj żelaznych przez otulenie żelbetem.

Można je wykonać w deskowaniu, albo przez torkretowanie. Beton wzmacnia tylko pręty względnie strefy ściskane, należy je uzwoić. Pręty względnie strefy rozciągane należy wzmocnić przez dodanie nowych profilów lub drutów, najłatwiej przy pomocy spawania. Na samą przyczepność ani na zakotwienie hakami nie należy liczyć.

Kolejność robót wzmocnienia mostu: 1. Odciążenie mostu przez podparcie na rusztowaniach i podniesienie o tyle, aby ugięcie z powodu ciężaru stałego znikło. Wtedy i naprężenia stają się równe zeru. — 2. Oczyszczenie powierzchni żelaznej z rdzy. — 3. Obetonowanie prętów ściskanych i ich uzwojenie przy zastosowaniu drutów podłużnych w minimalnej ilości. — 4. Wzmocnienie prętów rozciąganych przez dodanie potrzebnych przekrojów, najlepiej metodą spawania. — 5. Obetonowanie pomostu. — 6. Zdjęcie rusztowań. — 7. Obetonowanie prętów rozciąganych.

W ten sposób beton jest uwolniony od rozciągania z powodu ciężaru własnego. Fig. 314 przedstawia typowe wzmocnienie mostu kratowego, który rozszerzono, przerzucając chodniki nazewnątrz. Odciążenie mostu rusztowaniem

potrzebne jest głównie poto, aby druty dospojone do prętów rozciąganych zmusić do współpracy. O ile naprężenia σ_g od ciężaru własnego są nieznaczne w porównaniu z naprężeniami całkowitemi, to można się obejść bez rusztowania i liczyć przekroje wzmocnienia tylko na różnicę naprężeń $k - \sigma_g$ (por. str. 2708). Zastąpienie pomostu żelaznego z blach lub zorezówek płytą żelbetową powoduje korzystny rozkład ciężarów akupionych i odciąża podłużnice. Dla pewności można jeszcze wykonać drugorzędne poprzecznice

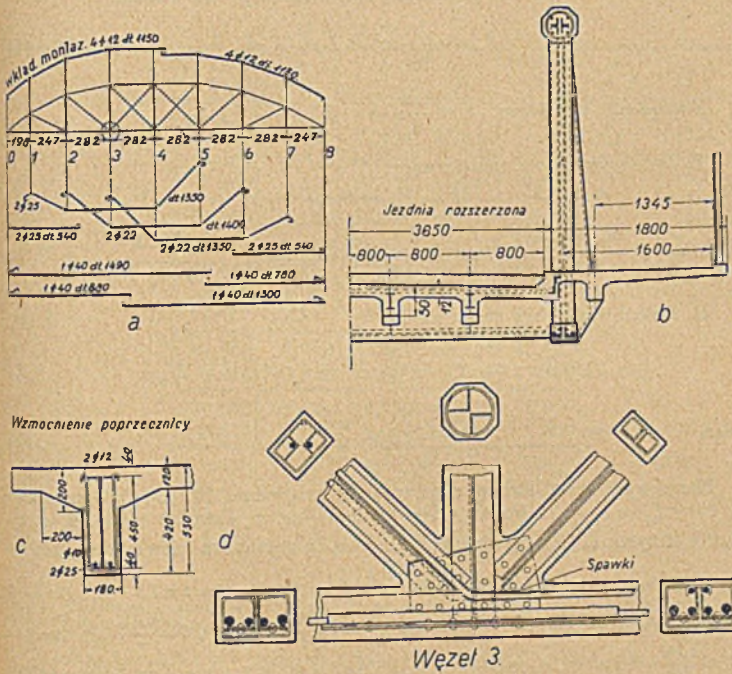


Fig. 314.

żelbetowe wystające z płyty. Przez dospojenie do górnej powierzchni podłużnic lub poprzecznic żeberek lub zwoju można dźwigary I względnie blachownice zmusić do wspólnego ugięcia z płytą, a przez to zwiększyć wydatnie ich udźwig. Wzmocnienie dźwigarów głównych blaszanych i pomostu systemem Alfa por. fig. 315 i 316.

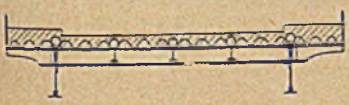


Fig. 315.

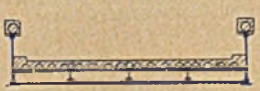


Fig. 316.

Wzmocnienie istniejącego mostu lub stropu z dźwigarów I *NP* przez obetonowanie (por. fig. 312 i równ. 7—10) oblicza się w następujący sposób.

Dane: w, b, M_o, k i k_b, znaleźć h.

Jeżeli $$f = F : b, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (12)$$

to z równania momentów statycznych otrzymamy

$$h - x - \frac{w}{2} = \frac{x^2}{2nf} = z. \quad \ldots \ldots \ldots \quad (13)$$

Moment bezwładności przekroju, sprowadzonego na żelazo:

$$I_n = \frac{b}{3n} x^3 + I_o + F z^2. \quad \ldots \ldots \ldots \quad (14)$$

Naprężenie w żelazie: $\sigma = \frac{M}{I_n}(h - x) = \frac{M}{I_n}\left(z + \frac{w}{2}\right)$.

A. Betonowanie na rusztowaniu:

$$\sigma = k, \qquad M = M_o + C h, \qquad C = u\, b\, \gamma\, l^2.$$

Według (8) $\frac{M_o + Ch}{k}(h - x) = I_n$, albo według (7) $\frac{M_o + Ch}{15 \cdot k_b} x = I_n$. (a)

B. Betonowanie bez rusztowania:

$$\sigma = k - \sigma_g, \quad \sigma_g = \frac{C}{W_o}(h + 4\ cm), \quad M = M_o,$$

więc $$\frac{M_o}{k - \sigma_g}\left(z + \frac{w}{2}\right) = I_n \quad \ldots \ldots \ldots \quad (b)$$

Nazywając lewą stronę równania (a) względnie (b) $L(x)$, otrzymamy $L(x) - I_n = o = X$. Podstawiając kolejno za x dowolne wartości, otrzymamy krzywą X, której przecięcie z osią x wyznacza niewiadomą x.

Przykład: $k = 900\ kg/cm^2$, $k_b = 30\ kg/cm^2$, $M_o = 7{,}912\ tm$, $b = 1\ m$ *I N P* 34, $l = 5{,}0\ m$, $F = 86{,}7\ cm^2$, $I_o = 15\,670\ cm^4$, $\frac{w}{2} = 17\ cm$, $\frac{M_o}{k} = \frac{791200}{900} = 880\ cm^3$, $C = \frac{2{,}4}{8} \cdot 5{,}0^2 \cdot 1{,}0 = 7{,}5\ t$, $\frac{C}{k} = \frac{7500}{900} = 8{,}325\ cm^2$, według równania (12) $2nf = 30 \cdot 86{,}7 : 100 = 26\ cm$, $z : 3n = 1 : 0{,}45$.

A. Betonowanie na rusztowaniu. Podstawiając za x kolejno 10, 20, 30 *cm*, otrzymamy $X = +4490, -11440, -99100\ cm^4$.

Zatem x leży pomiędzy 10 i 20 *cm*. Dla $x = 15\ cm$, $X = 1630$. Dla $x = 16\ cm$, $X = 10$, więc dostatecznie dokładnie $x = 16\ cm$. Obliczenie wykonano tabelarycznie suwakiem (Tabl. *A*). Z tabeli czytamy dla $x = 16\ cm$, $h = 42{,}85\ cm$,

$$\sigma_b = \frac{k}{n}\frac{x}{h - x} = \frac{900}{15} \cdot \frac{16}{26{,}85} = 35{,}8\ kg/cm^2.$$

Ale dopuszczalne jest tylko $k_b = 30\ kg/cm^2$, $15\,k_b = 450$, więc $I' = \frac{M}{450} x$.

Stąd $x = 19{,}5\ cm$
$z = 14{,}61\ n$
$w : 2 = 17\ n$
$h = 51{,}11\ cm$.

$z = 19{,}5^2 : 26 = 14{,}61$.

B. Betonowanie bez rusztowania.

$M_o = 7{,}615\ tm$ (mniejszy, gdyż z potrąceniem warstwy ochronnej betonu $a' = 4\ cm$).

$$\frac{C\,w}{I_o \cdot 2} = \frac{7500 \cdot 17}{15\,670} = 8{,}15\ \frac{kg}{cm^3}$$

$8{,}15\,a' = 8{,}15 \cdot 4 = 32{,}60\ kg/cm^2$

$k' = 900 - 32{,}60 = 867{,}40\ kg/cm^2$.

Tabelarycznie znaleziono $x = 21{,}2$ *cm*,
według równania (13) $z = 17{,}27$ „
$w : 2 = 17$ „
$h = 55{,}47$ *cm*

$\sigma_g = 8{,}15$ $h = 451{,}4$ *kg/cm²*
$k' = 867{,}4$ „
$\sigma_p = 416{,}0$ *kg/cm²*

$$k_b = \frac{\sigma_p}{n}\,\frac{x}{h-x} = \frac{416{,}0}{15}\,\frac{21{,}2}{34{,}27} = 24{,}2\ kg/cm^2.$$

Tablica A.

x	15 *cm*	16 *cm*	17 *cm*	19 *cm*	20 *cm*	19,5 *cm*	21,4 *cm*
z	8,66	9,85	11,11	13,89	15,4	14,61	17,6
Fz^2	6,500	8,410	10,720	16,700	20,550	18,520	26,900
$x^3 : 0{,}45$ . . .	7,500	9,110	10,900	15,240	17,780		21,815
I_n	29,670	33,190	37,290	47,610	54,000		64,380
$17 + z = h - x$	25,66	26,85	28,11	30,89	32,4		34,6
h	40,66	42,85	45,11	49,89	52,4		56,0
$8{,}325\,h$ . . .	338	356	376	415	436		
$M : k$	1218	1236	1256	1295	1316		
L	31,300	33,200	35,350	40.000	42,600		
X	1,630	10	- 1,940	- 2,925	- 11,400	$x = 16{,}0$	
L'	36,540	39,600	42,750	49,200	52,600		
X'	6,870	6,410	5,460	1,590	- 1,400	$x = 19{,}5$	
$8{,}15\,h$	331	349	367	405,5	426		455,4
k'	536,40	518,4	500,4	461,9	441,4		412
L	36,400	39,400	42,820	50,950	55,960		63,980
X_1	6,730	6,210	5,530	3,340	1,960		- 0,400

LITERATURA.

Bryła: Dźwigary obetonowane w świetle doświadczeń Baesa. Wiadomości Drogowe 1934.
Bryła: Obliczenie konstrukcyj betonowych ze sztywnemi wkładkami. Wiadomości Drogowe 1935.
Skopiński: Żelazobetonowe przepusty i małe mosty płytowe z wkładkami sztywnemi. Wiadomości Drogowe 1934.
Thullie: Mosty żelbetowe, Lwów 1921.
Thullie: Wzmacnianie mostów żelaznych kratowych żelbetem i spawaniem. Czasopismo Techniczne 1930.
Thullie: W sprawie obliczania słupów uzwojonych. Przegląd Techniczny 1935.
Thullie i Chmielowiec: Doświadczenia Mensch'a ze słupami uzwojonemi z wkładką żeliwną. Archiwum Towarzystwa Naukowego we Lwowie, tom III 1926 i Beton und Eisen 1926.
Żenczykowski: Wykorzystanie stali przy uzbrojeniu pierścieniowem w ściskanych elementach żelbetowych. Przegląd Techniczny 1931.
Abramowicz: Beton jako czynnik zmniejszający wagę konstrukcji w budownictwie stalowem. Cement 1933.
Sechay: Beton w budownictwie stalowem. Czasopismo Techniczne 1935.
Chmielowiec: Konstrukcje stalowe obetonowane. Przegląd Techniczny 1935.
Chmielowiec: Na pograniczu żelbetu i stali. Czasopismo Techniczne 1935.
Emperger: Armierungen von Bogenrippen aus Eisenbeton. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien 1928.
Saliger: Versuche mit umschnürten Gußeisenbetonsäulen, tamże.
Baner: Neuartige Herstellung von Eisenbetonbauten, Beton und Eisen 1930.
Baes: Poutrelles métalliques enrobées. Ossature Métallique 1933.
Ros: Les constructions acier-béton systeme „Alpha". Ossature Métallique.

Referaty na I. Kongresie Międzynarodowym Towarzystwa Mostów i Konstrukcyj, Association Intern. des Ponts et Charpentes (A. I. P. C.). Paris 1932:
Santarella: Poutrelles en acier enrobées de béton;
Emperger: Verbundsäulen, tamże;

Hawranek: Einbetonierte Stahlsäulen und Träger, ihre Bedeutung im Skelettbau; Lorban: Girders, combined with concrete or reinforced concrete, subject to bending; Campus, Baravalle, Saligor, Enyedi: Colonnes en acier enrobées de béton et leur importance dans l'ossature métallique. A. I. P. C. I. Congress. Rapport Final.

Berger: Berechnung und Bemessung von einbetonierten Stahlstützen. A. I. P. C. Mémoires, tom II. 1933.

Harkanyi: Versteifung mit Eisenbeton des Fahrbahngerippes von eisernen Straßenbrücken in Ungarn, tamże.

IV. Dźwigary sklepieniowe.

Napisał

dr. inż. Wacław Żenczykowski,

zast. prof. politechniki, Warszawa.

Istotę dźwigarów sklepieniowych stanowią cienkie sklepienia-powłoki (p), zakończone na wezgłowiach lekkiemi podłużnicami (B), a w skrajnych

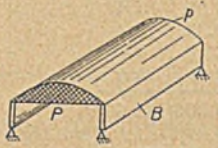


Fig. 317.

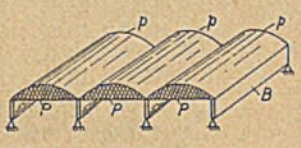


Fig. 318.

przekrojach poprzecznych — usztywnieniami poprzecznemi w postaci przepon lub łuków ze ściągiem (P) (fig. 317 i 318).

A. Teorja pojedyńczego dźwigara sklepieniowego.

Teorja ograniczą się do sklepień o przekroju poprzecznym kołowym; polega ona na obliczeniu naprężeń i odkształceń początkowo według teorji błon, a następnie na określeniu oddziaływań wzajemnych sklepienia i belki sposobem, uwzględniającym zginanie powłoki.

a) Pierwszy wypadek obciążenia.

Obciążenie pionowe rozpostarte w postaci warstwy jednakowej grubości na całej powierzchni sklepienia.

Obciążenie g równomiernie rozłożone na powierzchni powłoki oraz obciążenia q równomiernie rozłożone na długości belki, przedstawione w postaci prostokąta na fig. 319, rozkładamy na cosinusowy szereg Fourier'a w kierunku osi X.

$$\left.\begin{aligned} g &= gp_1 + gp_2 + \dots; \\ q &= qp_1 + qp_2 + \dots; \end{aligned}\right\} \quad p_1 + p_2 + \dots = f(x) = p_o = 1 \quad \dots (1)$$

p_1, p_2 itd. są funkcjami odciętej x.

Obliczenia przeprowadzamy nie dla warstwy obciążenia, mającej stałą wysokość na całej długości, lecz dla poszczególnych składowych warstw gp_1, $gp_2 \dots qp_1$, qp_2, odpowiadających kolejnym składnikom szeregu Fouriera. Rezultaty otrzymane z kolejnych tych obliczeń należy ze sobą zsumować. Praktycznie wystarcza wykonać obliczenia dla 1 i 2 wyrazu, a nawet można uwzględniać tylko I wyraz. To rozłożenie na szereg Fouriera jest konieczne, ponieważ całkę ogólną równania różniczkowego o pochod-

nych cząstkowych (względem spółrzędnych x i ω), wyrażającego zależność naprężeń od warunków brzegowych powłoki, da się określić praktycznie tylko jako sumę składników, zawierających wyrazy cosinusowego szeregu Fouriera.

Skomplikowane równanie o pochodnych cząstkowych przekształca się dzięki temu na równanie linjowe.

Szereg Fouriera dla stałej funkcji p_0 na długości L (fig. 319) wyraża się wzorem:

$$y = f(x) = \frac{4p_0}{\pi}\left[\cos\left(\frac{\pi x}{L} - \frac{1}{3}\cos\frac{3\pi x}{L} + \frac{1}{5}\cos\frac{5\pi x}{L}\right) - \ldots\right] = p_0. \quad (2)$$

Oznaczając (odpowiednio do obciążenia $p_0 = 1$) moment przez M_0 i ugięcie mnożone przez EJ przez δ_0, otrzymamy po scałkowaniu:

$$M_0 = \frac{4}{\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^2\cos\frac{\pi x}{L} - \frac{4}{3^3\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^2\cos\frac{3\pi x}{L} + \\ + \frac{4}{5^3\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^2\cos\frac{5\pi x}{L} - \ldots \quad (3)$$

$$\delta_0 = \frac{4}{\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^4\cos\frac{\pi x}{L} - \frac{4}{3^5\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^4\cdot\cos\frac{3\pi x}{L} + \\ + \frac{4}{5^5\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^4\cos\frac{5\pi x}{L} - \ldots \quad (4)$$

Kolejne wyrazy szeregów oznaczamy ogólnie przez p_k, M_k, δ_k.

b) **Określenie naprężeń i odpowiednich odkształceń w powłoce od obciążeń, działających na jej powierzchni — według teorji błon.**

(T. zw. stan statycznie wyznaczalny.)

Naprężenia. Zamiast określać bezpośrednio naprężenia podamy wzory dla sił wewnętrznych jednostkowych, które się równają naprężeniom, mnożonym przez grubość powłoki h. Składowe obciążenia zewnętrznego (fig. 320):

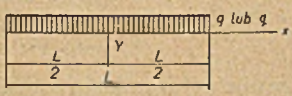


Fig. 319.

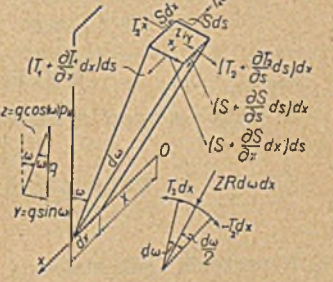


Fig. 320.

$$X = 0; \quad Z = g\,.\,p_k\,.\cos\omega; \quad Y = g\,.\,p_k\,.\sin\omega.$$

Z równań rzutów otrzymujemy:

$$T_2 = -RZ = -gR\cos\omega\,.\,p_k, \quad \frac{\partial S}{\partial x} = -2g\sin\omega\,.\,p_k \quad \ldots (5) \text{ i } (6)$$

$$S = -2g\sin\omega\,.\int p_k\,dx, \quad T_1 = -\frac{2g}{R}\cos\omega\,M_k \quad \ldots (7) \text{ i } (8)$$

Odkształcenia. Oznaczamy wydłużenia na długości ds i dx odpowiednio przez $d\eta$ i $d\xi$, przesunięcia kątowe przez $\frac{d\xi}{ds}$ i $\frac{d\eta}{dx}$ całkowity przyrost promienia krzywizny przez ζ (fig. 321).

Wydłużenia jednostkowe elementu powłoki są:

w kierunku osi X: $$e_x = \frac{d\xi}{dx} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (9)$$

w kierunku obwodu: $$e_y = \frac{1}{R}\frac{\partial\eta}{\partial\omega} - \frac{\zeta}{R} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (10)$$

Przesunięcie kątowe: $$g_z = \frac{d\xi}{R\,d\omega} + \frac{d\eta}{dx} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (11)$$

W założeniu $G = \frac{E}{2}$:

$$E\eta h = 4g\sin\omega \,.\, M_k + \frac{2g}{R^2}\sin\omega \,.\, \delta_k \quad \ldots\ldots (12)$$

$$E\zeta h = gR^2\cos\omega \,.\, p_k + 4g\cos\omega \,.\, M_k + \frac{2g}{R^2}\cos\omega \,.\, \delta_k \quad \ldots (13)$$

Posunięcia lewego wezgłowia dla $\omega = -\varphi$ (fig. 321).

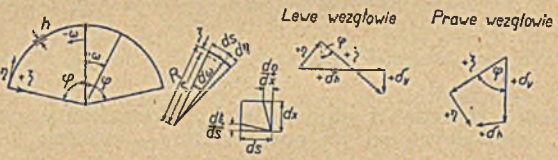


Fig. 321.

$$E\delta_v h = gR^2 \,.\, \cos^2\varphi\, p_k + 4gM_k + \frac{2g}{R^2}\delta_k \quad \ldots\ldots (14)$$

$$E\delta_h \,.\, h = gR^2\sin\varphi\cos\varphi\, p_k \quad \ldots\ldots\ldots (15)$$

Posunięcia prawego wezgłowia dla $\omega = +\varphi$ (fig. 321).

$$\delta_v = \eta\sin\varphi + \zeta\cos\varphi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (16)$$

$$\delta_h = -\eta\cos\varphi + \zeta\sin\varphi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (17)$$

c) Naprężenia i odkształcenia belki podłużnej wynikające z naprężeń powłoki, obliczonych według teorji błon.

Siły wewnętrzne na lewem wezgłowiu powłoki:

$$T_2 = -gR\cos\varphi \,.\, p_k, \text{ oraz } S = 2g\sin\varphi\int_0^x p_k\,dx \text{ lub } \frac{\partial S}{\partial x} = 2g\sin\varphi \,.\, p_k$$

muszą być zrównoważone przez odpowiednie siły odporowe belki podłużnej.

Uwzględniając ciężar własny belki $q\,t/b$, otrzymujemy dla dowolnego punktu belki siły: pionową i poziomą:

$$V_k = (gR\cos\varphi \,.\, \sin\varphi + q)\,p_k \quad \ldots\ldots\ldots (18)$$

$$H_k = -T_2 \cos\varphi - gR\cos^2\varphi p_k \quad \ldots\ldots\ldots (19)$$

oraz siłę rozciągającą, przyłożoną do górnej krawędzi belki.

$$Q_{xk} = \int_x^l S\,dx = 2g\sin\varphi M_k \quad \ldots\ldots\ldots (20)$$

Momenty gnące:

$$M_{yk} = -(gR\cos\varphi\sin\varphi + q)M_k + Hg\sin\varphi M_k^{1}) \quad \ldots\ldots (21)$$

Pierwszy z tych składowych momentów powoduje ściskanie, drugi rozciąganie górnych włókien belki.

$$M_{zk} = g \,.\, R \,.\, \cos^2\varphi \,.\, M_k \quad \ldots\ldots\ldots (22)$$

Ugięcia: W kierunku pionowym:

$$\delta_{vk} = (gR\cos\varphi\sin\varphi + q)\,.\,\frac{\delta_k}{EJ_y} - Hg\sin\varphi\frac{\delta_k}{EJ_y} \quad \ldots\ldots (23)$$

W kierunku poziomym: $\delta_{hk} = gR\cos^2\varphi\,.\,\frac{\delta_k}{EJ_z}$ . . . . . (24)

Naprężenia w górnej i dolnej podstawie belki:

$$\sigma_g = \frac{M_{yk}}{W_y} + \frac{Q_{xk}}{F} \pm \frac{M_{zk}}{W_z},\quad \sigma_d = -\frac{M_{yk}}{W_y} + \frac{Q_{xk}}{F} \pm \frac{M_{zk}}{W_z} \quad \ldots (25)$$

d) Obliczenie naprężeń i wydłużeń pod wpływem oddziaływań jednostkowych belek podłużnych.

Oddziaływania belki podłużnej na powłokę sprowadzamy do 4 rodzajów sił (na jednostkę długości belki podłużnej): odporów poziomego i pionowego V i H; momentu odporowego M_x; siły tnącej S (fig. 323).

Pomijamy momenty M_y (o wektorze stycznym do przekroju powło-

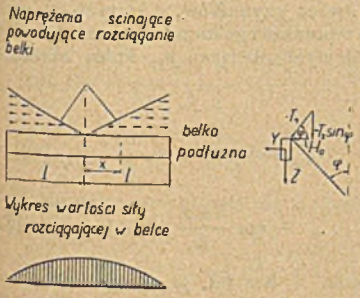


Fig. 322.

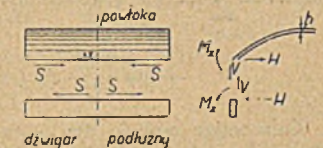


Fig. 323.

ki), oraz odkształcenia skręcające belki. Równania równowagi elementu powłoki pod wpływem sił, powstałych od V, H, M_x i S wynikają z fig. 324. Naprężenia wyprowadzamy w zależności od momentu M_2, którego wektor jest równoległy do wektoru momentu podporowego M_x.

[1]) Przez H oznaczyliśmy wysokość belki.

$$N_2 = \frac{\partial M_2}{R\,\partial \omega}, \quad T_2 = -\frac{\partial N_2}{\partial \omega} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (26) \text{ i } (27)$$

$$\frac{\partial S}{\partial x} = \frac{N_2}{R} - \frac{\partial T_2}{R\,\partial \omega}, \quad \frac{\partial T_1}{\partial x} = -\frac{\partial S}{R\,\partial \omega} \quad . \quad . \quad (28) \text{ i } (29)$$

$$S = \int \left(\frac{N_2}{R} - \frac{\partial T_2}{R\,\partial \omega} \right) dx, \quad T_1 = \int -\frac{\partial S}{R\,\partial \omega}\, dx \quad . \quad . \quad (30) \text{ i } (31)$$

Równanie (26) jest równaniem różniczkowem o pochodnych cząstkowych, ponieważ N_2 jest funkcją całkową od x. Całkę tego równania M_2 przed-

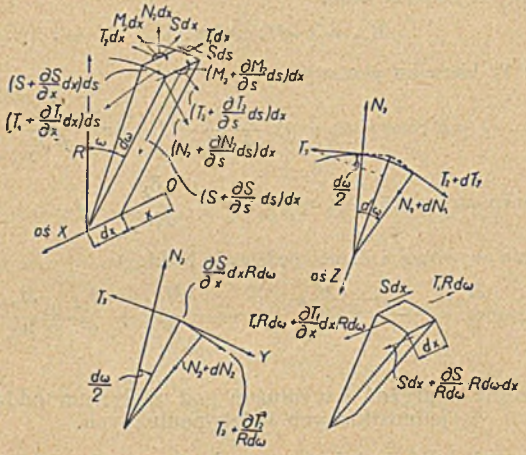


Fig. 324.

stawiamy w postaci sumy iloczynów dwóch czynników, z których pierwszy jest zależnym od x, kolejnym wyrazem cosinusowego szeregu Fouriera, a drugi jest funkcją kąta ω, obliczoną dla kolejnych obciążeń p_k, którą określimy przez całkowanie:

$$M_2 = -\sum_{k=1}^{k=\infty} (-1)^k \cdot \cos \frac{(2k-1)\cdot \pi x}{L} \cdot f_{(k)}(\omega) = -\cos \frac{\pi x}{L} \cdot f_{(1)}(\omega) +$$

$$+ \cos \frac{3\pi x}{L} f_{(2)}(\omega) + \ldots \quad - \cos \frac{5\pi x}{L} f_{(3)}(\omega) + \quad . \quad . \quad (32)$$

Oznaczając ogólnie dla uproszczenia π, 3π itd. przez symbol c, oraz odpowiednio $+f_{(1)}(\omega)$, $-f_{(2)}(\omega)$, $+f_{(3)}(\omega)$ itd. przez $f(\omega)$, możemy dla każdego z następujących po sobie składników napisać, że przypadająca na dany składnik część momentu M_2 wynosi:

$$M_2 = -\cos \frac{cx}{L} f(\omega) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (33)$$

Analogiczne wyrażenia dla naprężeń i odkształceń będą:

$$N_2 = -\frac{1}{R} \cos \frac{cx}{L} \frac{df}{d(\omega)}, \quad T_2 = +\frac{1}{R} \cos \frac{cx}{L} \frac{d^2 f}{d\omega^2} \quad . \quad . \quad (34) \text{ i } (35)$$

$$\frac{\partial S}{\partial x} = -\frac{1}{R^2}\cos\frac{cx}{L}\left(\frac{df}{d\omega}+\frac{d^3f}{d\omega^3}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (36)$$

$$\frac{\partial T_1}{\partial x} = +\frac{L}{cR^3}\sin\frac{cx}{L}\left(\frac{d^2f}{d\omega^2}+\frac{d^4f}{d\omega^4}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (37)$$

$$S = -\frac{L}{cR^2}\sin\frac{cx}{L}\left(\frac{df}{d\omega}+\frac{d^3f}{d\omega^3}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (38)$$

$$T_1 = -\frac{L^2}{c^2R^3}\cos\frac{cx}{L}\left(\frac{d^2f}{d\omega^2}+\frac{d^4f}{d\omega^4}\right) \quad \ldots\ldots\ldots (39)$$

Wydłużenia jednostkowe podłużne i kątowe (patrz fig. 321):

$$e_x = \frac{T_1}{Eh};\quad e_y = \frac{T_2}{Eh};\quad g = \frac{2S}{Eh} \quad \ldots\ldots\ldots (40)$$

Podstawiając do tych równań odpowiednie wartości otrzymujemy:

$$Eh\,\xi = -\frac{L^3}{c^3R^3}\sin\frac{cx}{L}\left(\frac{d^2f}{d\omega^2}+\frac{d^4f}{d\omega^4}\right)+F(\omega) \quad \ldots (41)$$

$$Eh\,.\,\eta = \frac{2L^2}{c^2R^2}\cos\frac{cx}{L}\left(\frac{df}{d\omega}+\frac{d^3f}{d\omega^3}\right)-$$

$$-\frac{L^4}{c^4R^4}\cos\frac{cx}{L}\cdot\left(\frac{d^3f}{d\omega^3}+\frac{d^5f}{d\omega^5}\right)+F_1(\omega) \quad \ldots\ldots (42)$$

$$Eh\,.\,\zeta = \frac{2L^2}{c^2R^2}\cos\frac{cx}{L}\left(\frac{d^2f}{d\omega^2}+\frac{d^4f}{d\omega^4}\right)-$$

$$-\frac{L^4}{c^4R^4}\cos\frac{cx}{L}\left(\frac{d^4f}{d\omega^4}+\frac{d^6f}{d\omega^6}\right)-\cos\frac{cx}{L}\frac{d^2f}{d\omega^2} \quad \ldots (43)$$

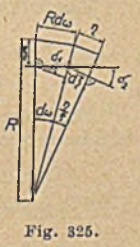


Fig. 325.

Kąt pochylenia stycznej względem jej pierwotnego położenia (fig. 325).

$$\delta_1+\delta_2 = \vartheta = \frac{d\zeta}{Rd\omega}+\frac{\eta}{R}$$

$$EhR\vartheta = \cos\frac{cx}{L}\left[-\frac{d^3f}{d\omega^3}+\frac{2L^2}{c^2R^2}\left(\frac{df}{d\omega}+2\frac{d^3f}{d\omega^3}+\frac{d^5f}{d\omega^5}\right)-\right.$$

$$\left.-\frac{L^4}{c^4R^4}\left(\frac{d^3f}{d\omega^3}+2\frac{d^5f}{d\omega^5}+\frac{d^7f}{d\omega^7}\right)\right] \quad \ldots\ldots (44)$$

Nową zależność określa się z równania na przyrost krzywizny:

$$\frac{1}{\varrho}-\frac{1}{R} = \frac{\zeta}{R^2}+\frac{1}{R^2}\cdot\frac{\partial^2\zeta}{\partial\omega^2}\ ^{1}) \quad \ldots\ldots\ldots (45)$$

Przyrost krzywizny dla prętów krzywych o nieznacznej krzywiźnie:

$$\frac{1}{\varrho}-\frac{1}{R} = -\frac{M_2}{EI},$$

skąd wypływa:

$$\frac{\zeta}{R^2}+\frac{1}{R^2}\cdot\frac{\partial^2\zeta}{\partial\omega^2} = -\frac{M_2}{EI} = -\frac{12M_2}{Eh^3} \quad \ldots\ldots (46)$$

[1]) L. Karasiński: „Wytrzymałość tworzyw", 1921 r. Księga III, str. 52.

Do równania (46) podstawiamy wartości ζ według (43) i M_2 według (33), przyjmując uproszczone oznaczenia:

$$\frac{c^2 R^2}{L^2} = a; \quad \frac{R}{h}\sqrt{3} = b; \quad \frac{df}{d\omega} = f^{(1)}; \quad \frac{d^2 f}{d\omega^2} = f^{(2)} \text{ itd.}$$

Po wykonaniu redukcji i zmianie znaków otrzymujemy równanie różniczkowe 8-go rzędu:

$$f^{(8)} + f^{(6)}(2 - 2a) + f^{(4)}(1 - 4a + a^2) + f^{(2)}.(a^2 - 2a) + 4a^2 b^2 f = 0 \quad (47)$$

$$f = C_1 e^{x_1 \omega} + C_2 e^{x_2 \omega} + C_3 e^{x_3 \omega} + \ldots\ldots C_8 e^{x_8 \omega} \quad (48)$$

$$f^{(1)} = x_1 C_1 e^{x_1 \omega} + x_2 C_2 e^{x_2 \omega} + \ldots\ldots x_8 C_8 e^{x_8 \omega}$$

$$f^{(2)} = x_1^2 C_1 e^{x_1 \omega} + x_2^2 C_2 e^{x_2 \omega} + \ldots\ldots x_8^2 C_8 e^{x_8 \omega} \text{ itd.}$$

Spółczynniki $x_1, x_2 \ldots$ przy ω określamy jako 8 pierwiastków równania:

$$x^8 + 2(1 - a)x^6 + (1 - 4a + a^2)x^4 + a(a - 2)x^2 + 4a^2 b^2 = 0 \quad (49)$$

Zakładając $x^2 = z$, równanie redukujemy do stopnia 4.

$$z^4 + 2(1 - a)z^3 + (1 - 4a + a^2)z^2 + a(a - 2)z + 4a^2 b^2 = 0 \quad (50)$$

Pierwiastki równania 8-go stopnia będą:

$$x_1 = +\sqrt{z_1} \quad x_2 = -\sqrt{z_1} \quad x_3 = +\sqrt{z_2} \quad x_4 = -\sqrt{z_2}$$
$$x_5 = +\sqrt{z_3} \quad x_6 = -\sqrt{z_3} \quad x_7 = -\sqrt{z_4} \quad x_8 = +\sqrt{z_4} \quad (51)$$

Te 8 pierwiastków dadzą się przedstawić w postaci liczb zespolonych, a mianowicie:

$$x_1 = r + q\,i \quad x_2 = -r - q\,i \quad x_3 = r - q\,i \quad x_4 = -r + q\,i$$
$$x_5 = s + t\,i \quad x_6 = -s - t\,i \quad x_7 = s - t\,i \quad x_8 = -s + t\,i \quad (52)$$

Rozwiązanie równania (50) czwartego stopnia.

Przez podstawienie: $$z = r_0 - \frac{1 - a}{2}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (53)$$

założenie: $$r_0 = \frac{1}{2}(u + v + w) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (54)$$

i wprowadzenie ograniczeń: 1) $u^2 + v^2 + w^2 = (1 + a)^2$ $\ldots\ldots$ (55)

2) $u \,.\, v \,.\, w = a^2$ $\ldots\ldots\ldots\ldots$ (56)

wykonywając działania i redukcję dostajemy:

$$u^2 v^2 + v^2 w^2 + w^2 u^2 = 2a^2(1 + a - 8b^2) \quad \ldots\ldots (57)$$

Przyjmując pod uwagę ostatnią zależność i wymienione ograniczenia, zauważymy, że u^2, v^2, w^2 są pierwiastkami równania trzeciego stopnia:

$$(y - u^2)(y - v^2)y - w^2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (58)$$

lub $$y^3 - (1 + a)^2 \; y^2 + 2a^2(1 + a - 8b^2)y - a^4 = 0 \quad \ldots (59)$$

Spółczynnik przy pierwszej potędze niewiadomej równania (59) jest bardzo duży w porównaniu do spółczynników przy sześcianie i kwadracie niewiadomej. Można więc obliczyć jeden pierwiastek równania (59) np. $y_1 = u^2$ metodą kolejnych przybliżeń, poczem v^2 i w^2 określimy jako pierwiastki równania:

$$s^2 - [(1 + a)^2 - u^2].s + \frac{a^4}{u^2} = 0 \quad \ldots\ldots (60)$$

Po zbadaniu znaków pierwiastków y_2 i y_3 wynika, że pierwiastek y_2 jest dodatni, a y_3 ujemny.

Wartości u, v, w wynoszą: $u = \pm\sqrt{y_1}$; $v = \pm\sqrt{y_2}$; $w_3 = \pm\sqrt{y_3}$;
$r_{01} = {}^1/_2(-u+v+w)$; $r_{02} = {}^1/_2(+u+v-w)$; $r_{03} = {}^1/_2(+u-v+w)$;
$r_{04} = {}^1/_2(-u-v-w)$ . . . . . (61)

Wszystkie wartości r_0 są liczbami zespolonemi, podobnie jak i cztery wartości pierwiastków równania (50), które określimy ze wzoru (53). Wszystkie 8 pierwiastków równania (49) muszą być niewątpliwie też liczbami zespolonemi. Te 8 pierwiastków, określone zależnością (51) znajdujemy, korzystając z ogólnego wzoru na pierwiastek z liczby zespolonej:

$$\sqrt{a \pm b\,i} = \sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{a^2+b^2}+a} \pm i\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{a^2+b^2}-a} \quad . \quad (62)$$

Przekształcenie całki ogólnej (48) w postać trygonometryczną.

Całkę ogólną (48) otrzymamy w postaci:

$$f = C_1 e^{(r+qi)\omega} + C_2 e^{-(r+qi)\omega} + C_3 e^{(r-qi)\omega} + C_4 e^{-(r-qi)\omega} +$$
$$+ C_5 e^{(s+ti)\omega} + C_6 e^{-(s+ti)\omega} + C_7 e^{(s-ti)\omega} + C_8 e^{-(s-ti)\omega}.$$

Po przekształceniu zapomocą wzorów Eulera i wprowadzeniu oznaczeń: $C_1 + C_8 = A_2$; $-i(C_1 - C_8) = A_1$; $C_5 + C_7 = A_4$; $-i(C_5 - C_7) = A_3$; $C_2 + C_4 = B_2$; $-i.(-C_2 + C_4) = B_1$; $(C_6 + C_8) = B_4$; $-i(-C_6 + C_8) = B_3$, otrzymujemy:

$$f = e^{r\omega}(A_1 \sin q\,\omega + A_2 \cos q\,\omega) + e^{s\omega}(A_3 \sin t\,\omega + A_4 \cos t\,\omega +$$
$$+ e^{-r\omega}(B_1 \sin q\,\omega + B_2 \cos q\,\omega) + e^{-s\omega}.(B_3 \sin t\,\omega + B_4 \cos t\,\omega) \quad (63)$$

$$\frac{d^n f}{d\omega^n} = e^{r\omega}[A_1(I_n \sin q\,\omega + K_n \cos q\,\omega) + A_2(I_n \cos q\,\omega - K_n \sin q\,\omega)] +$$
$$+ e^{s\omega}.[A_3(I'_n \sin t\,\omega + K'_n \cos t\,\omega) + A_4.(I'_n \cos t\,\omega - K'_n \sin t\,\omega)] +$$
$$+ e^{-r\omega}.[B_1(\mp I'_n \sin q\,\omega \pm K_n \cos q\,\omega) + B_2.(\mp I_n \cos q\,\omega \mp K_n \sin q\,\omega) +$$
$$+ e^{-s\omega}.\ B_3(\mp I'_n \sin t\,\omega \pm K'_n \cos t\,\omega) + B_4.(\mp I'_n \cos t\,\omega \mp K'_n \sin t\,\omega)] \quad (64)$$

gdzie oznaczyliśmy: $I_1 = r$; $K_1 = q$; $I'_1 = s$; $K'_1 = t$.

Znak górny dotyczy pochodnych nieparzystych, znak dolny parzystych.

$$I_n = r\,I_{n-1} - q\,K_{n-1}; \quad K_n = q\,I_{n-1} + r\,K_{n-1}; \quad I'_n = s\,I'_{n-1} - t\,K'_{n-1}$$
$$K'_n = t\,I'_{n-1} + s\,K'_{n-1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (65)$$

Poszczególne funkcje, określone wzorami 33—44, po znalezieniu całki ogólnej można napisać w postaci:

$$F = \{e^{r\omega}[A_1(j \sin q\,\omega + k \cos q\,\omega) + A_2.(j \cos q\,\omega - k \sin q\,\omega) + e^{s\omega}.$$
$$.[A_3(m \sin t\,\omega + n \cos t\,\omega + A_4.(m \cos t\,\omega - n \sin t\,\omega)] + e^{-r\omega}.$$
$$.[B_1(\mp j \sin q\,\omega \pm k \cos q\,\omega) + B_2\ (\mp j \cos q\,\omega \mp k \sin q\,\omega) + e^{-s\omega}.$$
$$.[B_3(\mp m \sin t\,\omega \pm n \cos t\,\omega + B_4.(\mp m \cos t\,\omega \mp n \sin t\,\omega)]\} \cos\frac{c\,x}{L} \quad (66)$$

Znaki przy wyrazach zawierających B należy brać zgodnie ze wzorem (64). Spółczynniki j, k, m i n podajemy w tablicy. Znaki pojedyńcze i znaki górne znaków podwójnych tej tablicy dotyczą wziętych ze wzoru (66) wyrazów j, k, m, n z plusem; znaki dolne podwójnych znaków zawierają w sobie już znak minus tych samych wyrazów.

Funkcje	j	k	m	n
M_2	-1	0	-1	0
N_2	$\mp\frac{1}{R}\cdot r$	$-\frac{1}{R}\cdot q$	$\mp\frac{1}{R}\cdot s$	$-\frac{1}{R}\cdot t$
T_2	$\frac{1}{R}I_2$	$\pm\frac{1}{R}K_2$	$\frac{1}{R}I_2'$	$\pm\frac{1}{R}K_2'$
$\frac{\partial S}{\partial x}$	$\mp\frac{1}{R^2}(I_1+I_3)$	$-\frac{1}{R^2}(K_1+K_3)$	$\mp\frac{1}{R^2}(I_1'+I_3')$	$-\frac{1}{R^2}(K_1'+K_3')$
T_1	$-\frac{1}{aR}(I_2+I_4)$	$\mp\frac{1}{aR}(K_2+K_4)$	$-\frac{1}{aR}(I_2'+I_4')$	$\mp\frac{1}{aR}(K_2'+K_4')$
$Eh\eta$	$\pm\frac{2}{a}(I_1+I_3)\mp\frac{1}{a^2}(I_3+I_5)$	$\frac{2}{a}(K_1+K_3)-\frac{1}{a^2}(K_3+K_5)$	$\pm\frac{2}{a}(I_1'+I_3')\mp\frac{1}{a^2}(I_3'+I_5')$	$\frac{2}{a}(K_1'+K_3')-\frac{1}{a^2}(K_3+K_5')$
$Eh\zeta$	$-I_2+\frac{2}{a}(I_2+I_4)-$ $-\frac{1}{a^2}(I_4+I_6)$	$\mp K_2\pm\frac{2}{a}(K_2+K_4)\mp$ $\mp\frac{1}{a^2}(K_4+K_6)$	$-I_2'+\frac{2}{a}(I_2'+I_4')-$ $-\frac{1}{a_2}(I_4'+I_6')$	$\mp K_2'\pm\frac{2}{a}(K_2'+K_4')\mp$ $\mp\frac{1}{a^2}(K_4'+K_6')$
$EhR\vartheta$	$\mp I_3\pm\frac{2}{a}(I_1+2I_3+I_5)$ $\mp\frac{1}{a^2}(I_3+2I_5+I_7)$	$-K_3+\frac{2}{a}(K_1+2K_3+K_5)$ $-\frac{1}{a^2}(K_3+2K_5+K_7)$	$\mp I_3'\pm\frac{2}{a}(I_1'+2I_3'+I_5')$ $\mp\frac{1}{a^2}(I_3'+2I_5'+I_7')$	$\mp K_3'\pm\frac{2}{a}\cdot(K_1'+2K_3'+K_5')$ $\mp\frac{1}{a^2}(K_3'+2K_5'+K_7')$

Znakowanie sił i posunięć. W obliczeniu mamy do czynienia z siłami i posunięciami jak na fig. 326.

Oddziaływania V i H oraz posunięcia lewego węzgłowia są:

$$V = +T_2 \sin\varphi - N_2 \cos\varphi; \quad H = -T_2 \cos\varphi - N_2 \sin\varphi;$$

$$\delta_V = -\eta \sin\varphi + \zeta \cos\varphi; \quad \delta_H = +\eta \cos\varphi + \zeta \sin\varphi \ . \ . \ . \ (68)$$

Posunięcia prawego węzgłowia — jak według wzorów 16 i 17.

Z założenia kierunku sił wewnętrznych w równaniach równowagi 26—31 i kierunków odkształceń (42—44), zgodnie z fig. 318 wynika:

a) Jeżeli M_2 . T_1 . T_2 i ζ, działające w 2 punktach po przeciwnych stronach pionowej osi, są co do kierunków symetryczne, to znaki tych wielkości w każdej parze muszą być jednakowe.

b) Jeżeli N_2, $\frac{\partial S}{\partial x}$, ϑ i η, działające w punktach po przeciwnych stronach pionowej osi, są co do kierunków symetryczne, to znaki ich są różne (fig. 326).

Przy obliczaniu oddziaływań belki na powłokę mogą zajść 2 wypadki.

Fig. 326.

Fig. 327.

Wypadek 1. Odpory i posunięcia na węzgłowiu są symetryczne.

Musimy znaleźć w powłoce wpływ symetrycznych jednostkowych odporów V, H i $\frac{\partial S}{\partial x}$ oraz obliczyć symetryczne posunięcia δ_V i δ_H (fig. 327).

Niech węzgłowie powłoki ulega wpływowi jednej z sił odporowych lub też posunięć, wogóle wpływowi V_1.

Jeżeli którąkolwiek siłę wewnętrzną lub posunięcie wyrazimy zapomocą pewnej funkcji $f(V_1)$, odtworzonej na fig. 328 w postaci pola $a\,b\,c\,d$, to po odrzuceniu przyczyny V_1 i przyłożeniu zamiast niej na drugiem węzgłowiu przyczyny $V'_1 = V_1$, w powłoce powstaną siły wewnętrzne lub posunięcia skierowane symetrycznie względem osi pionowej z poprzedniemi i wyrażone

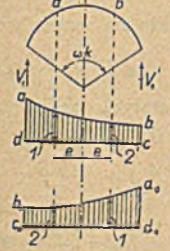


Fig. 328.

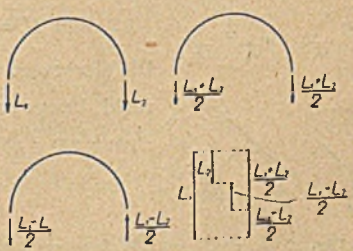


Fig. 329.

w funkcji $f(V'_1)$ w postaci pola $a_0\,b_0\,c_0\,d_0$, skonstruowanego symetrycznie z polem poprzedniem. Pola $a\,b\,c\,d$ i $a_0\,b_0\,c_0\,d_0$ mają znaki takie same dla wielkości M_2 T_1 T_2 i ζ, a znaki różne dla N_2, $\frac{\partial S}{\partial x}$, ϑ i η.

Jeżeli wypadnie obliczyć siłę wewnętrzną lub posunięcie w punkcie a (fig. 328), spowodowane dwoma przyczynami symetrycznemi na względowiach, to zamiast obliczać tę wielkość najprzód w zależności od V_1 a potem od V'_1, określamy ją tylko w funkcji od V_1, jako sumę lub różnicę wartości funkcji (V_1) dla punktu a i dla punktu b, symetrycznie położonego, to znaczy zamiast sumować odcinki $1+2$, sumujemy $1+2'$.

Dla $M_2\ T_1\ T_2$ i ζ należy brać znak sumy, dla N_2, $\frac{\partial S}{\partial x}$, ϑ i η — znak różnicy.

Wypadek 2. Odpory na względowiach nie są symetryczne.

Oznaczając ogólnie jakikolwiek odpór lub posunięcie lewego względowia przez L_1 i analogiczną wielkość prawego względowia przez L_2 (fig. 329), będziemy mogli zamienić oddziaływanie L_1 i L_2 przez 2 stany obciążeń: symetrycznych oddziaływań $\frac{1}{2}(L_1+L_2)$ oraz asymetrycznych $\frac{1}{2}(L_1-L_2)$.

Stąd konieczność znalezienia w powłoce wpływu symetrycznych i asymetrycznych jednostkowych obciążeń lub posunięć na względowiu. Wpływ symetrycznych obciążeń i posunięć omówiony był przy wypadku 1.

W wypadku przyczyn działających na dwu względowiach równych co do wartości bezwzględnych, lecz różnych co do znaków, można również obliczać wartości sił wewnętrznych i posunięć w dowolnym punkcie a (fig. 328) w funkcji jednej tylko z tych przyczyn, działającej na lewem względowiu, jako sumę lub różnicę wartości funkcji dla punktu a i b.

Dla M_2, $T_1\ T_2$ i ζ należy brać znak różnicy, dla N_2, $\frac{\partial S}{\partial x}$, ϑ i η, znak sumy.

Obliczenia stałych całkowania. Ogólna całka nie zależy od spółrzędnej x. Przy określeniu stałych całkowania najwygodniej założyć $x=0$.

1. Siła $V=p_k$ działa na lewem względowiu $k=1, 2, 3\ \ldots$

Dla pierwszego wyrazu szeregu Fourier'a i dla $x=0$.

Siła $V=\frac{4}{\pi}\ t/m$ b.; warunki brzegowe, które dają 8 równań dla określenia stałych całkowania: $A_{1Y}, A_{2Y}, A_{3Y}, A_{4Y}, B_{1Y}, B_{2Y}, B_{3Y}, B_{4Y}$:

Fig. 330.

dla $\omega=-\varphi\quad V=\frac{4}{\pi}\quad H=\frac{\partial S}{\partial x}=\vartheta=0;$

dla $\omega=+\varphi\quad \vartheta=N_2=T_2=\frac{\partial S}{\partial x}=0\ \ldots$ (69)

2. Siła $H=p_k$ działa na lewem względowiu.

Dla pierwszego wyrazu siła $H=\frac{4}{\pi}\ t/m$ b.; warunki brzegowe dla stałych całkowania A_{1H}, $A_{2H}, A_{3H}, A_{4H}, B_{1H}, B_{2H}, B_{3H}, B_{4H}$:

dla $\omega=-\varphi\quad H=\frac{4}{\pi};\ V=\frac{\partial S}{\partial x}=\vartheta=0$

dla $\omega=+\varphi\quad \vartheta=N_2=T_2=\frac{\partial S}{\partial x}=0\ \ldots$ (70)

3. Siła $\frac{\partial S}{\partial x}=X=p_k$ działa na lewem względowiu. Dla pierwszego wyrazu siła $\frac{\partial S}{\partial x}=t/m$ b.; warunki brzegowe dla stałych całkowania A_{1X}, A_{2X}, A_{3X}, A_{4X}, B_{1X}, B_{2X}, B_{3X}, B_{4X}:

$$\text{dla } \omega = -\varphi \quad V = H = \vartheta = 0; \quad \frac{\partial S}{\partial x} = X = \frac{4}{\pi}$$

$$\text{dla } \omega = +\varphi \quad \vartheta = N_2 = T_2 = \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \quad \ldots\ldots (71)$$

Posunięcia od sił $V, H, \frac{\partial S}{\partial x}$ na węzgłowiach powłoki.

W wypadku ogólnym należy obliczyć nast. siły (t. zw. statycznie niewyznaczalne), które powodują zwarcie się szczelin między powłoką i belką:

$$V_1, V_2, H_1, H_2, \frac{\partial S_1}{\partial x}, \frac{\partial S_2}{\partial x}.$$

W celu znalezienia tych sił określamy posunięcia lewego i prawego węzgłowia powłoki i belki w każdym z 3-ch kierunków, kolejno dla wszystkich 6 stanów, sił, każdą z sił dla poszczególnych stanów należy przyjąć równą kolejnemu wyrazowi p_k.

Posunięcia powłoki δ_V i δ_H obliczamy na podstawie wzoru 68. Posunięcia powłoki w kierunku osi X zastępujemy proporcjonalnemi do nich siłami podłużnemi T_1; te ostatnie będziemy jednak nazywali nadal posunięciami w celu uogólnienia metody obliczeń.

e) **Naprężenia i posunięcia od sił na $V, H, \frac{\partial S}{\partial x}$ na górnej podstawie belki podłużnej.**

Każdą z tych sił, przyjmujemy równą kolejnemu wyrazowi p_k.

Siła tnąca $S = \int_0^x p_k \, dx \quad \ldots\ldots (72)$

Siła rozciągająca przyłożona do górnej podstawy belki (fig. 322) (por. wz. 20).

$$Q_{xk} = M_k \quad \ldots\ldots (73)$$

Momenty gnące od obciążenia pionowego $V = p_k$ i siły Q_{xk} będą:

$$M_{yk} = -M_k + M_k \cdot \frac{H}{2}^{1}); \quad M_{zk} = M_k \quad \ldots (74) \text{ i } (75)$$

Odpowiednie ugięcia: w kierunku pionowym

$$\delta_{Vk} = \frac{1}{EI_y}\left(\delta_k - \frac{H}{2}\delta_k\right)^{1}) \quad \ldots\ldots (76)$$

w kierunku poziomym $\quad \delta_{Hk} = \frac{\delta_k}{EI_z} \quad \ldots\ldots (77)$

Naprężenie osiowe w górnej podstawie belki:

$$\sigma_g = \frac{M_{yk}}{W_y} + \frac{Q_{xk}}{F} + \frac{M_{zk}}{W_z} \quad \ldots\ldots (78)$$

f) **Zestawienie i przyrównanie całkowitych posunięć powłoki na węzgłowiu do posunięć górnej podstawy belki i określenie z tego przyrównania hiperstatycznych oddziaływań.**

W ogólnym wypadku należy obliczyć 36 posunięć, które z 6-ma posunięciami określonemi na podstawie teorji błonowej (fig. 321) dadzą możność

[1]) H oznacza wysokość belki podłużnej.

zestawienia 6 następujących równań dla wyznaczenia sił V_1, V_2, H_1, H_2, X_1 i X_2 (przez X_1 i X_2 oznaczyliśmy dla uproszczenia $\frac{\partial S_1}{\partial x}$ i $\frac{\partial S_2}{\partial x}$)

$$\left.\begin{aligned}
&V_1 a_{VV_1} + H_1 a_{VH_1} + X_1 a_{VX_1} + V_2 a_{VV_2} + H_2 a_{VH_2} + X_2 a_{VX_2} + a_V = 0\\
&V_1 b_{VV_1} + H_1 b_{VH_1} + X_1 b_{VX_1} + V_2 b_{VV_2} + H_2 b_{VH_2} + X_2 b_{VX_2} + b_V = 0\\
&V_1 a_{HV_1} + H_1 a_{HH_1} + X_1 a_{HX_1} + V_2 a_{HV_2} + H_2 a_{HH_2} + X_2 a_{HX_2} + a_H = 0\\
&V_1 b_{HV_1} + H_1 b_{HH_1} + X_1 b_{HX_1} + V_2 b_{HV_2} + H_2 b_{HH_2} + X_2 b_{HX_2} + b_H = 0\\
&V_1 a_{XV_1} + H_1 a_{XH_1} + X_1 a_{XX_1} + V_2 a_{XV_2} + H_2 a_{XH_2} + X_2 a_{XX_2} + a_X = 0\\
&V_1 b_{XV_1} + H_1 b_{XH_1} + X_1 b_{XX_1} + V_2 b_{XV_2} + H_2 b_{XH_2} + X_2 b_{XX_2} + b_X = 0
\end{aligned}\right\} \quad (79)$$

W równaniach tych wprowadziliśmy następujące oznaczenia dla posunięć:

a_{VV_1} — różnica posunięć pionowych powłoki i belki w punkcie a pod wpływem sił odporowych $V_1 = p_k$.

b_{HX_2} — różnica posunięć poziomych powłoki i belki w punkcie b pod wpływem sił odporowych $X_2 = p_k$.

a_V — różnica posunięć pionowych powłoki i belki w punkcie a obliczona z teorji błon. Inne posunięcia mają znaczenia analogiczne.

Wszystkie te posunięcia zawierają ten sam cosinusowy czynnik szeregu Fouriera, a zatem równania będą zadość czyniły dowolnej odciętej x na węzgłowiu. Określają one jednocześnie zwarcie szczelin między belką i powłoką na całej długości węzgłowia. Jeżeli węzgłowia dźwigara sklepieniowego są symetryczne, to otrzymujemy:

$$\left.\begin{aligned}
&V a_{VV} + H a_{VH} + X a_{VX} + a_V = 0\\
&V a_{HX} + H a_{HH} + X a_{HX} + a_H = 0\\
&V a_{XV} + H a_{HX} + X a_{XX} + a_X = 0
\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots (80)$$

g) Obliczenie istotnie działających sił wewnętrznych.

Siły wewnętrzne obliczamy dla punktów 0, 1, 2, 3, 4 (fig. 331) sklepienia początkowo według teorji błon.

Następnie dla tych samych punktów określamy M_2, N_2, $T_2 \cdot \frac{\partial S}{\partial x}$ na podstawie wzoru (66) kolejno dla odporów lewego węzgłowia $V = p_k$, $H = p_k$ i $\frac{\partial S}{\partial x} = p_k$.

Po znalezieniu istotnych wartości 6, lub w wypadku symetrji 3 statycznie niewyznaczalnych odporów, obliczamy wywołane przez nie siły wewnętrzne jako odpowiednie sumy iloczynów i sumujemy wartości sił wewnętrznych obliczone według teorji błon i spowodowane statycznie niewyznaczalnemi odporami.

Obliczenie naprężeń w powłoce: podłużnych $\frac{T_1}{h}$, w kierunku obwodu $\frac{T_2}{h}$, gnących $\sigma_g = + \frac{M_2 \cdot 6}{h^2}$ i tnących $\frac{S}{h} = \frac{1}{h} \int_0^x \frac{\partial S}{\partial x} dx$ jest sprawą elementarną.[1])

[1]) h jest grubością powłoki.

B. Dźwigary wielosklepieniowe.

Dla obliczania dźwigarów wielosklepieniowych stosuje się metoda przybliżona. Dźwigar wielosklepieniowy dzielimy na poszczególne dźwigary, przepoławiając belki podłużne W (fig. 332). Do każdego dźwigara skrajnego włączamy belkę zewnętrzną Z i połowę belki wewnętrznej W; do dźwigarów wewnętrznych włączamy połowę belki każdego węzgłowia.

Dla pomyślanych w ten sposób dźwigarów wykonywamy wszystkie omówione poprzednio obliczenia działu A, rozpatrując dźwigar skrajny, jako posiadający niesymetryczne węzgłowia, a dźwigar środkowy jako symetryczny, prócz tego zakładamy zerowe posunięcia poziome węzgłowi wewnętrznych. Tak obliczone naprężenia i posunięcia dźwigara skrajnego i środkowego na wspólnem węzgłowiu nagół nie będą sobie odpowiadały; różnice w siłach H i T, oraz w posunięciu pionowem δ_v powodowałyby szczeliny w węzgłowiach przy tym stanie równowagi. Ponieważ jednak te różnice są praktycznie małe, więc wystarczy skorygować obliczenie w ten sposób, żeby różnice przepołowić, jedną połowę różnic odjąć, a drugą dodać do właściwych dźwigarów. Załóżmy, że wszystkie 3 wielkości lewego dźwigara są większe od odpowiednich wielkości prawego i wprowadźmy oznaczenia:

Fig. 331.

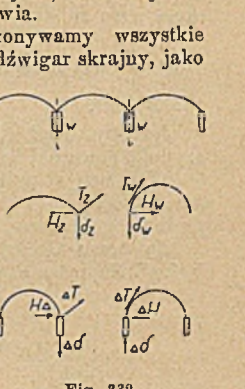


Fig. 332.

$$\Delta H = \frac{1}{2}(H_z - H_w);$$

$$\Delta T = \frac{1}{2}(T_z - T_w); \qquad \Delta \delta = \frac{1}{2}(\delta_z - \delta_w) \ldots\ldots (81)$$

W tem założeniu należy obliczyć dodatkowe siły wewnętrzne i posunięcia w obydwu dźwigarach, spowodowane układem przyczyn jak na fig. 332. Wykonywając to ostatnie obliczenie analogicznie do opisanego w dziale A, należy znaleźć stałe całkowania dla poszczególnych dźwigarów z warunków, że

$$\text{dla } \omega = 0;\ H = \Delta H;\ \delta_v = \Delta\delta;\ \vartheta = 0$$

$$\text{i dla } \omega = \omega_k;\ \vartheta = N_2 = T_2 = \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \ldots\ldots (82)$$

a następnie jak poprzednio, obliczyć naprężenia i posunięcia, uwzględniając wpływ przyczyn działających tylko na jednem węzgłowiu.

C. Rozważania dotyczące stateczności ustroju.

Skomplikowany system naprężeń w powłoce nie pozwala na wyprowadzenie wzorów, określających stateczność ustroju. O stateczności możemy sobie wyrobić pewne pojęcie ze wzorów dla rur, oraz z doświadczeń nad modelami.

a) Wygięcie się powłoki z jej pierwotnej powierzchni. — Ciśnienie krytyczne według wzoru Miesesa dla rury o wymiarach $l = 50\ m$, $r = 7{,}5\ m$, $h = 0{,}06\ m$ wynosi $1{,}5\ t/m^2$; przy obciążeniu powłoki $300\ kg/m^2$, współczynnik pewności wynosiłby 5. Długość $50\ m$ jest największą długością dotychczas zaprojektowanego dźwigara sklepieniowego bez dodatkowych po-

przecznych usztywnień. W najdłuższym wogóle zaprojektowanym dźwigarze sklepieniowym (72 *m*) przewidziane są ze względu na wyboczenie 2 dodatkowe usztywnienia poprzeczne.

b) Zwichrzenie się powłoki w przekroju podłużnym.

Według wzoru Geckelera naprężenia krytyczne (w kierunku tworzącej) rosną wraz ze wzrostem stosunku $\frac{h}{r}$. W hali w Tertre (Belgja), gdzie stosunek $\frac{h}{r}$ jest najmniejszy $\frac{h}{r} = 0{,}0025$ — naprężenie krytyczne wynosiłoby 185 kg/cm^2.

Jeżeliby więc w takiej rurze przyjąć naprężenia 80 kg/cm^2, to spółczynnik pewności byłby 2,3.

W żelazuym próbnym modelu dźwigara sklepieniowego ($r = 33{,}3$ *cm*; $h = 0{,}2$ *cm*; $l = 136$ *cm*) powstała fałda w kierunku tworzącej przy naprężeniu podłużnem 1800 kg/cm^2.

Ze wzoru Geckelera zwichrzenie może powstać przy naprężeniu 2870 kg/cm^2. Naprężenie to jest jednak o 60% większe od otrzymanego z powyższego

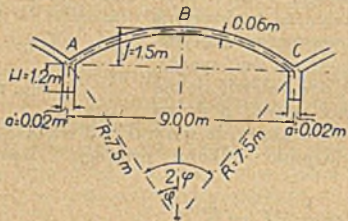


Fig. 333. Przekrój powłoki i belek podłużnych.

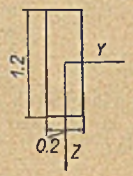


Fig. 334.

doświadczenia, więc zastosowane do dźwigarów sklepieniowych wzory dla rur dają zbyt duże wartości naprężenia krytycznego.

D. Przykład liczbowy — obliczenie naprężeń w dźwigarze sklepieniowym (środkowe przęsło).

Wymiary $R = 7{,}5$ *m*; $h = 0{,}06$ *m*; $L = 25$ *m*; $H = 1{,}2$ *m*; $a' = 0{,}2$ *m*; $\sin\varphi = 0{,}6$; $\cos\varphi = 0{,}8$; $\varphi = 0{,}643501109$; $\omega_k = 2\varphi = 1{,}287002217$.

Długość osi łuku $ABC = R \cdot \varphi\, 2 = 9{,}65252$ *m*. Strzałka $f = 1{,}5$ *m*.

Pole przekroju i momenty bezwładności belki podłużnej.

Pole $P = 0{,}12\ m^2$; moment bezwładności: $J_y = 0{,}0288\ m^4$; $J_z = 0{,}000800\ m^4$.

Obciążenia: Powłoka: $g = 0{,}230\ t/m^2$. Podłużnica $q = 0{,}960\ t/m \cdot b$.

Obliczenie wykonujemy najprzód dla I wyrazu szeregu Fouriera.

Dane liczbowe: $L = 25$ *m*, $R = 7{,}5$ *m*, $h = 0{,}06$ *m*, $c = \pi$;

$$a = \frac{c^2 R^2}{L^2} = 0{,}888264$$

$$b = \sqrt{3} \cdot \frac{R}{h} = 216{,}506.$$

Określenie pierwiastków równania 8-go stopnia (49).

Równanie (59) przedstawi się:

$$y^3 - 3{,}56554093,\ y^2 - 591754{,}803,\ y - 0{,}622541410 = 0;$$

$$y_1 = -\frac{1{,}05202}{1000000};$$

$$y_2 = 771{,}0408, \quad y_3 = 777{,}4753;$$
$$u = \pm \frac{1{,}02568}{1000} i;$$
$$v = \pm 27{,}7676;$$
$$w = \pm 27{,}7033\, i;$$

$$r_1 = +13{,}8838 + 13{,}8521\, i; \qquad z_1 = +13{,}8279 + 13{,}8521\, i;$$
$$r_2 = -13{,}8838 + 13{,}8511\, i; \qquad z_2 = -13{,}9396 + 13{,}8511\, i;$$
$$r_3 = +13{,}8838 - 13{,}8521\, i; \qquad z_3 = +13{,}8279 - 13{,}8521\, i;$$
$$r_4 = -13{,}8838 - 13{,}8511\, i; \qquad z_4 = -13{,}9396 - 13{,}8511\, i;$$

Fig. 335.

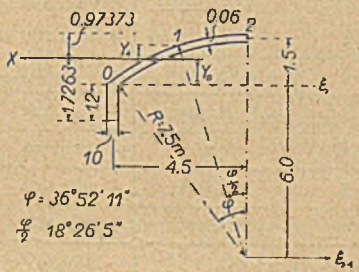


Fig. 336.

$$x_1 = +\sqrt{z_1} = 4{,}0865 + 1{,}6947\, i; \qquad x_2 = -\sqrt{z_1} = -4{,}0865 - 1{,}6947\, i;$$
$$x_3 = +\sqrt{z_2} = 4{,}0865 - 1{,}6947\, i; \qquad x_4 = -\sqrt{z_2} = -4{,}0865 + 1{,}6947\, i;$$
$$x_5 = +\sqrt{z_3} = 1{,}6900 + 4{,}0982\, i; \qquad x_6 = -\sqrt{z_3} = -1{,}6900 - 4{,}0982\, i;$$
$$x_7 = -\sqrt{z_4} = 1{,}6900 - 4{,}0982\, i; \qquad x_8 = +\sqrt{z_4} = -1{,}6900 + 4{,}0982\, i;$$
$$r = 4{,}0865; \quad q = 1{,}6947; \quad s = 1{,}6900; \quad t = 4{,}0982.$$

Spółczynniki liczbowe całki (66) dla 5 punktów przekroju powłoki.

Tablica I.

Punkty	ω	$q\,\omega$	$t\,\omega$	$r\,\omega$	$s\,\omega$	$\sin q\,\omega$	$\cos q\,\omega$
0	−0,6435	−1,0905	−2,6372	−2,6297	−1,0642	−0,8868	+0,4619
1	−0,3217	−0,5452	−1,3186	−1,3148	−0,5321	−0,5186	+0,8549
2	0	0	0	0	0	0	1
3	0,3217	+0,5452	1,3186	1,3148	0,5321	−0,5186	+0,8549
4	0,6435	+1,0905	2,6372	2,6297	1,0642	+0,8868	+0,4619

Punkty	$\sin t\,\omega$	$\cos t\,\omega$	$e^{r\omega}$	$e^{-r\omega}$	$e^{s\omega}$	$e^{-s\omega}$
0	−0,4832	−0,8754	0,0720	13,8697	0,3450	2,8985
1	−0,9683	+0,2495	0,2685	3,7241	0,5873	1,7025
2	0	1	1	1	1	1
3	+0,9683	+0,2495	3,7241	0,2685	1,7025	0,5873
4	+0,4832	−0,8754	13,8697	0,0720	2,8985	0,3450

Wartości spółczynników I_n, K_n, I_n', K_n'.

Tablica II.

Liczba n wyrażająca kolejność pochodnych całki	I_n	K_n	I_n'	K_n'
1	+ 4,0805 = r	+ 1,6947 = q	+ 1,6900 = s	+ 4,0982 = t
2	+ 13,8279	+ 13,8511	— 13,9396	+ 13,8521
3	+ 33,0349	+ 80,0381	— 80,3280	— 33,7182
4	— 0,6426	+ 383,0660	+ 2,4316	— 386,1900
5	— 651,8154	+ 1564,3355	+ 1586,8194	+ 642,6976
6	— 5314,796	+ 5288,115	+ 5315,679	+ 5417,048
7	— 30681,12	+ 12603,14	— 13216,98	+ 30939,91

Obliczenie wartości spółczynników j, k, m, n poszczególnych funkcyj.

Tablica III (według (wz. 67).

	$+j$	$+k$	$+m$	$+n$
M_2	— 1	0	— 1	0
N_2	— 0,5448	— 0,2259	— 0,2253	— 0,5464
T_2	+ 1,8437	+ 1,8468	— 1,8586	+ 1,8469
$\frac{\delta S}{\delta x}$	— 0,6599	— 1,4530	+ 1,3980	+ 0,5265
T_1	— 1,9791	— 59,5794	+ 1,7274	+ 55,8899
$E h \eta$	+ 807,8285	— 1900,0612	— 2086,3968	+ 790,6019
$E h \zeta$	+ 6752,6798	— 6307,8500	— 6752,1797	— 7228,3433
$E h R \vartheta$	+ 39153,12	— 16233,60	+ 16126,06	— 39097,57

Funkcje	Punkty	$a_1 \cdot e^{rw} = e^{rw}$ $(j \sin qw +$ $+ k \cos qw)$	$a_2 \cdot e^{rw} =$ $= -e^{rw}$ $(j \cos qw -$ $- k \sin qw)$	$b_1 e^{-rw} =$ $= e^{-rw}$ $(+j \sin qw +$ $+ k \cos qw)$	$b_2 \cdot e^{-rw} =$ $= e^{-rw}$ $\mp j \cos qw \mp$ $\mp k \sin qw)$	$a_3 \cdot e^{siw} = e^{siw}$ $(m \sin tw +$ $+ n \cos tw)$	$a_4 \cdot e^{siw} = e^{siw}$ $(m \cos tw -$ $- n \sin tw)$	$b_3 \cdot e^{-siw} = e^{-siw}$ $(+m \sin tw +$ $+ n \cos tw)$	$b_4 \cdot e^{-siw} = e^{-siw}$ $(+m \cos tw +$ $+ n \sin tw)$
M_2	0	+ 0,00894	− 0,03330	+ 12,8008	− 6,40775	+ 0,16072	+ 0,30204	+ 1,40069	+ 2,53764
	1	+ 0,19326	− 0,22057	+ 1,93157	− 3,18412	+ 0,56879	− 0,14655	+ 1,04865	− 0,42479
	2	0	− 1	0	− 1	0	− 1	0	− 1
	3	− 1,93157	− 3,18413	− 0,13026	− 0,22957	− 1,64865	− 0,42479	− 0,56879	− 0,14655
	4	− 12,30083	− 6,40774	− 0,06394	− 0,03330	− 1,40069	+ 2,52764	− 0,16671	+ 0,30204
N_2	0	+ 0,02731	− 0,03259	− 8,15033	+ 0,71189	+ 0,20201	− 0,02304	+ 1,07103	− 1,33720
	1	+ 0,02400	− 0,15655	− 1,77195	+ 1,29848	+ 0,04808	− 0,34383	− 0,60362	− 0,80516
	2	− 0,22596	− 0,54487	− 0,22596	+ 0,54487	− 0,54643	− 0,22533	− 0,54643	+ 0,22533
	3	− 1,77195	− 1,29848	+ 0,02400	+ 0,15655	− 0,00362	+ 0,80516	+ 0,04808	+ 0,34383
	4	− 8,15033	− 0,71189	+ 0,02731	+ 0,03259	+ 1,07103	+ 1,33720	+ 0,20201	+ 0,02304
T_2	0	− 0,05637	+ 0,17950	− 34,51333	− 10,00332	− 0,24799	+ 0,86981	+ 7,29029	+ 2,12949
	1	+ 0,16721	+ 0,68047	− 9,44179	+ 2,80339	+ 1,32785	+ 0,77814	+ 2,27065	− 3,83454
	2	+ 1,84682	+ 1,84372	− 1,84682	+ 1,84372	+ 1,84695	− 1,85862	− 1,84695	− 1,85862
	3	+ 9,44179	+ 2,30339	− 0,16721	+ 0,68047	− 2,27065	− 3,83454	− 1,32785	+ 0,77814
	4	+ 34,51333	− 10,00332	+ 0,05637	+ 0,17950	− 7,29029	+ 2,12949	+ 0,24799	+ 0,86931
$\partial S / \partial x$	0	− 0,00620	− 0,11489	− 17,42843	− 13,64475	− 0,39212	− 0,33447	+ 0,02192	− 4,28522
	1	− 0,24167	− 0,35386	− 5,90134	− 0,70530	− 0,71800	+ 0,50440	+ 2,52863	+ 0,27427
	2	− 1,45302	− 0,65993	− 1,45302	+ 0,65993	+ 0,52057	+ 1,39801	+ 0,52657	− 1,39801
	3	− 5,90134	+ 0,70530	− 0,24167	+ 0,35386	+ 2,52863	− 0,27427	− 0,71800	− 0,50440
	4	− 17,42843	+ 13,64475	− 0,00620	+ 0,11489	+ 0,62192	− 4,28522	− 0,39212	+ 0,33447
T_1	0	− 1,85800	− 3,87565	+ 406,11585	+ 720,1953	− 17,10935	+ 8,79621	+ 139,4091	− 82,66854
	1	− 13,4023	− 8,75178	+ 193,5309	+ 108,7799	+ 7,20844	+ 32,0430	− 26,5897	− 91,4097
	2	− 59,5795	− 1,97919	+ 59,5795	− 1,97919	+ 55,8900	+ 1,72742	− 55,8900	+ 1,72742
	3	− 193,5309	+ 108,7799	+ 13,4023	− 8,75178	+ 26,5897	− 91,4097	− 7,20844	+ 32,0430
	4	− 406,1158	+ 720,1953	+ 1,85800	− 3,87565	+ 139,4091	− 82,66854	+ 17,10935	+ 8,79621
$Eh\eta$	0	− 118,7822	− 92,58999	− 1500,091	− 28933,17	+ 109,045	+ 761,997	− 4028,677	− 4187,135
	4	− 1500,091	+ 28933,17	− 118,7822	+ 92,58999	− 4028,677	+ 4187,135	+ 109,0455	− 761,9976
$Dh\zeta$	0	− 641,9027	− 178,4187	− 42644,525	+ 120861,3	+ 3309,017	+ 834,3620	− 8885,188	+ 27259,34
	4	+ 42644,525	+ 120861,3	+ 641,9027	− 178,4187	+ 8885,188	+ 27259,34	− 3309,017	+ 834,3620
$Eh R\vartheta$	0	− 3044,329	+ 266,1348	+ 377595,4	− 450570,3	+ 9120,741	− 11389,16	+ 121803,4	− 13841,68
	4	+ 377595,4	+ 450570,3	− 3044,329	− 266,1348	+ 121803,4	+ 13841,69	+ 9120,741	+ 11389,16

Spółczynniki stałych całkowania dla sił V i H działających na lewem węzgłowiu.

Tablica V.

Spółczynniki	$a_1 e^{rw}$	$a_2 e^{rw}$	$b_1 e^{-rw}$	$b_2 e^{-rw}$	$a_3 e^{sw}$	$a_4 e^{sw}$	$b_3 e^{-sw}$	$b_4 e^{-sw}$
$T_2 \sin \varphi$	−0,03382	+0,10770	−20,70800	−6,54199	−0,14879	+0,52158	+4,37417	+1,22769
$-N_2 \cos \varphi$	−0,02185	+0,02607	+ 6,52026	−0,56951	−0,16209	+0,01843	−0,85682	+1,06976
$-T_2 \cos \varphi$	+0,04510	−0,14360	+27,61066	+8,72265	+0,19839	−0,69545	−5,83223	−1,70359
$-N_2 \sin \varphi$	−0,01638	+0,01955	+ 4,89020	−0,42713	−0,12156	+0,0138	−0,64262	+0,80232
V	−0,05567	+0,13378	−14,18773	−7,11151	−0,31089	+0,54002	+3,51734	+2,34746
H	+0,02871	−0,12404	+32,50086	+8,29552	+0,07682	−0,68162	−0,47485	−0,90216

Równania dla określenia stałych całkowania (69—71). Każda z 3 grup równań daje się ująć w następującą tablicę VI.

Równania		Spółczynniki przy poszczególnych stałych całkowania								Wyraz wolny
		A_1	A_2	A_3	A_4	B_1	B_2	B_3	B_4	
		$e^{rw}(j \sin qw + k \cos qw)$	$e^{rw}(j \cos qw - k \sin qw)$	$e^{sw}(m \sin tw + n \cos tw)$	$e^{sw}(m \cos tw - n \sin tw)$	$e^{-rw}(+j \sin qw + k \cos qw)$	$e^{-rw}(+j \cos qw - k \sin qw)$	$e^{-sw}(+m \sin tw + n \cos tw)$	$e^{-sw}(+m \cos tw + n \sin tw)$	
$-\varphi$	$V=\frac{4}{x}$	− 0,055	+ 0,133	− 0,310	+ 0,540	−14,18	− 7,111	+ 3,517	+ 2,347	Ω_1
$-\varphi$	$H=0$	+ 0,028	− 0,124	+ 0,076	− 0,681	+32,50	+ 8,295	− 6,474	− 0,901	Ω_2
$-\varphi$	$\frac{\partial S}{\partial x}=0$	− 0,006	− 0,114	− 0,392	− 0,334	−17,42	−13,64	+ 0,621	+ 4,285	Ω_3
$-\varphi$	$\vartheta=0$	−3044	+266	+9120	−11389	+377595	−450570	+121803	−13841	0
$+\varphi$	$\vartheta=0$	+377595	+450570	+121803	+13841	−3044	−266,1	+9120	+11389	0
$+\varphi$	$N_2=0$	− 8,150	− 0,711	+ 1,071	+ 1,337	+ 0,027	+ 0,179	+ 0,202	+ 0,023	0
$+\varphi$	$T_2=0$	+34,51	−10,90	− 7,290	+ 2,129	+ 0,056	+ 0,179	+ 0,247	+ 0,869	0
$+\varphi$	$\frac{\partial S}{\partial x}=0$	−17,42	+13,64	+ 0,621	− 4,285	− 0,006	+ 0,114	− 0,392	+ 0,334	0

Wyrazy Ω_1, Ω_2, Ω_3, zamieszczone w powyższej tablicy, mają następujące znaczenie:

dla I-ej grupy równań $\Omega_1 = 1{,}273239$; $\Omega_2 = \Omega_3 = 0$
„ II-ej „ „ $\Omega_2 = 1{,}273239$; $\Omega_1 = \Omega_3 = 0$
„ III-ej „ „ $\Omega_3 = 1{,}273239$; $\Omega_1 = \Omega_2 = 0$

Stałe całkowania obliczone z tych równań podane są w tablicy VII.:

Na lewem węzgłowiu działa siła	A_1	A_2	A_3	A_4	B_1	B_2	B_3	B_4
$V=\frac{4}{\pi}$	+0,0097	−0,0968	+0,2373	−0,2009	+0,0791	+0,2058	+0,5725	+0,8907
$H=\frac{4}{\pi}$	+0,0037	−0,0376	+0,0968	−0,0981	+0,0908	+0,0608	+0,0960	+0,3870
$\frac{\partial S}{\partial x}=\frac{4}{\pi}$	−0,0202	+0,0171	−0,0371	+0,0721	−0,0298	−0,0078	−0,2706	−0,0941

Posunięcia i naprężenia powłoki według teorji błon (wzory 5—15):

$$p_k=\frac{4}{\pi}=1{,}27324; \qquad M_k=\frac{4}{\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^2=80{,}6288; \qquad \delta_k=\frac{4}{\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^4=5105{,}88.$$

Posunięcia węzgłowi:

$$E\delta_v=+2107{,}93; \qquad E\delta_h=131{,}780.$$

Naprężenia dla $\omega=0$ zgodnie ze wzorami (5—8):

$$\frac{T_1}{h}=-65{,}9364\ t/m^2; \qquad \frac{T_2}{h}=-29{,}2845\ t/m^2.$$

Ścinanie (lewe węzgłowie):

$$\frac{\partial S}{\partial x}=0{,}351414\ .\ \cos\frac{\pi x}{L}; \qquad \text{dla } x=0 \quad \frac{\partial S}{\partial x}=+0{,}351414\ t/m\ .\ b,$$

$$S_0=2{,}79646\ .\ \sin\frac{\pi x}{L} \qquad \text{dla } x=0 \quad S_0=0.$$

Wartości: T_1, $Eh\eta$, $Eh\zeta$.

Dane te są potrzebne dla wyznaczenia posunięć węzgłowia powłoki. Obliczamy je jako sumy iloczynów stałych całkowania przez spółczynniki tablicy IV.

Tablica VIII.			T_1, $Eh\eta$, $Eh\zeta$
$V=\frac{4}{\pi}$	T_1	$w=-\varphi$	+ 180,29
		$w=+\varphi$	− 65,71
	$Eh\eta$	$w=-\varphi$	− 12813
		$w=+\varphi$	− 5811,1
	$Eh\zeta$	$w=-\varphi$	+ 41245
		$w=+\varphi$	− 18248
$H=\frac{4}{\pi}$	T_1	$w=-\varphi$	+ 43,342
		$w=+\varphi$	− 29,141
	$Eh\eta$	$w=-\varphi$	− 3986,6
		$w=+\varphi$	− 2268,1
	$Eh\zeta$	$w=-\varphi$	+ 15131
		$w=+\varphi$	− 6174,4
$\frac{\partial S}{\partial x}=\frac{4}{\pi}$	T_1	$w=-\varphi$	− 111,37
		$w=+\varphi$	+ 7,2132
	$Eh\eta$	$w=-\varphi$	+ 4054,5
		$w=+\varphi$	+ 1020,5
	$Eh\zeta$	$w=-\varphi$	− 10780
		$w=+\varphi$	+ 4436,1

Wartości $\frac{T_1}{h}$, $E\delta_v$ i $E\delta_h$ (posunięcia względowia powłoki). Wartości te obliczamy zgodnie z wzorami 68 i na podstawie poprzedniej tablicy.

Tablica IX.			Siła tylko na lewem względowiu	Siła tylko na prawem względowiu względem siły lewego względowia:		Siły symetryczne na obydwóch względowiach	Siły asymetryczne na względowiach
				symetryczna	asymetryczna		
$V=\frac{4}{\pi}$	$\frac{T_1}{h}$	$w=-\varphi$	+ 3004	— 1095	+ 1095	+ 1909,65	+ 4100
		$w=+\varphi$	— 1095	—	—	—	—
	$E\delta_v$	$w=-\varphi$	+ 678075	— 301427	+ 301427	+ 376648	+ 979502
		$w=+\varphi$	— 301427	—	—	—	—
	$E\delta_h$	$w=-\varphi$	+ 241612	— 105004	+ 105004	+ 136608	+ 346616
		$w=+\varphi$	— 105004	—	—	—	—
$H=\frac{4}{\pi}$	$\frac{T_1}{h}$	$w=-\varphi$	+ 722,36	— 485687	+ 485,6	+ 236,6	+ 1208
		$w=+\varphi$	+ 485,08	—	—	—	—
	$E\delta_v$	$w=-\varphi$	+ 241621	$E\delta_v=-$ 105007	+ 105007	+ 136614	+ 346628
		$w=+\varphi$	— 105007	—	—	—	—
	$E\delta_h$	$w=-\varphi$	+ 98160	$E\delta_h=-$ 31502	+ 31502	+ 66558	+ 129662
		$w=+\varphi$	— 31502	—	—	—	—
$\frac{\partial S}{\partial x}=\frac{4}{\pi}$	$\frac{T_1}{h}$	$w=-\varphi$	— 1856,24	+ 120,2	— 120,22	— 1736,02	— 1976,45
		$w=+\varphi$	+ 120,22				
	$E\delta_v$	$w=-\varphi$	— 190281,3	$E\delta_v=+$ 69353	— 69353	— 120928	— 259035
		$w=+\varphi$	+ 69353	—	—	—	—
	$E\delta_h$	$w=-\varphi$	— 45741	$E\delta_h=+$ 30754	— 30754,7	— 14980	— 76495
		$w=+\varphi$	+ 30754	—	—	—	—

Naprężenia i posunięcia belki podłużnej dla środkowego przęsła dźwigara sklepieniowego.

Kierunki dodatnie posunięć i naprężeń przyjęto jak dla powłoki (fig. 320, 324, 3 6).

Tablica X.

		Wypadek działania sił jednostkowych z powłoki (statycznie niewyznaczalny)	Wypadek odpowiadający teorji błonowej (statycznie wyznaczalny)
Obciążenia pionowe V z powłoki dla $x = 0$		$V_{oo} = \frac{4}{\pi} \cos \frac{\pi . x}{L}$	$V_o = \left(-T_2 \sin \varphi + q . \frac{4}{\pi}\right) . \cos . \frac{\pi x}{L} =$ $= 1{,}66540 . \cos \frac{\pi . x}{L}$
Obciążenia poziome H z powłoki dla $x = 0$		$H_{oo} = \frac{4}{\pi} . \cos \frac{\pi . x}{L}$	$H_o = (-T_2 \cos \varphi) . \cos \frac{\pi . x}{L} =$ $= 1{,}40566\ t/m$ b.
Obciążenie poziome tnące S i $\frac{\partial S}{\partial x}$ na górnej podstawie belki dla $x = 0$		Układ sił S i $\frac{\partial S}{\partial x}$ dla lewego węzgłowia	
		$\frac{\partial S_{oo}}{\partial x} = \frac{4}{\pi} \cos . \frac{\pi . x}{L}$; $S_{oo} = \frac{4}{\pi} . \frac{L}{\pi} . \sin \frac{\pi x}{L}$	$\frac{\partial S_o}{\partial x} = 0{,}351414 . \cos \frac{\pi x}{L}$ $S_o = 2{,}79646 . \sin \frac{\pi x}{L}$
Siła rozciągająca górną podstawę belki Q_x		$Q_{x_{oo}} = \int_x^l . S_{oo}\, dx = 80{,}6288 . \cos \frac{\pi . x}{L}$	$Q_{x_o} = \int_x^l . S_o\, dx = 22{,}2536 . \cos \frac{\pi . x}{L}$
Moment gnący M_x spowodowany siłami Q_x		$M_{x_{oo}} = Q_{x_{oo}} . \frac{H}{2} =$ $= -48{,}3773 . \cos \frac{\pi . x}{L}$	$M_{x_o} = Q_{x_o} . \frac{H}{2} =$ $= 13{,}3521 . \cos \frac{\pi . x}{L}$
Naprężenia podłużne przy górnej podstawie belki dla $x = 0$	Od siły pionowej V	$V_{oo} = \frac{4}{\pi} . \cos \frac{\pi . x}{L}$; $M = 80{,}6288$ $\sigma_{oo}' = \frac{M}{W} = +3359{,}53\ t/m^2$	$V_o = 1{,}66540 . \cos \frac{\pi . x}{L}$, $\sigma_o' = -4394{,}27\ t/m^2$
	Od momentu M_x	$M_{x_{oo}} = 48{,}377 . \cos \frac{\pi . x}{L}$; $\sigma_{oo}'' = +2015{,}72\ t/m^2$	$M_{x_o} = 13{,}3521 . \cos \frac{\pi . x}{L}$; $\sigma_o'' = +556{,}84\ t/m^2$
	Od siły osiowej	$Q_{x_{oo}} = 80{,}628 . \cos . \frac{\pi . x}{L}$; $\sigma_{oo}''' = \frac{Q_{x_{oo}}'''}{F} = +671{,}9\ t/m^2$	$Q_{x_o} = 22{,}2536 . \cos \frac{\pi . x}{L}$; $\sigma_o''' = \frac{Q_{x_o}}{F} = +185{,}45\ t/m^2$
	Sumy	Przy działaniu sił $\frac{\partial S}{\partial x} = \frac{4}{\pi}$; $\sigma_{oo} = \sigma_o' + \sigma_o'' + \sigma_o''' = +2687{,}6\ t/m^2$	Całkowite naprężenie: $\sigma_o = \sigma_o' + \sigma_o'' - \sigma_o''' =$ $= -3652{,}48\ t/m^2$
Ugięcia pionowe belki δ_x dla $x = 0$	Od siły pionowej V	$V_{oo} = \frac{4}{\pi}$; $EIy\,\delta_{oo}' = -\frac{4}{\pi}\left(\frac{L}{\pi}\right)^4 = -5105{,}88$; $E\delta_{oo}' = -354\,575$	$V_o = 1{,}66540$; $E\delta_o' = +463\,784\ m$
	Od momentu M_x	$M_{x_{oo}} = 0{,}6 . \frac{4L^2}{\pi^3} . \cos \frac{\pi . x}{L} =$ $= 48{,}377 \cos . \frac{\pi . x}{L}$; $E\delta_{oo}'' = -212\,745\ m$	$M_{x_o} = 13{,}352 . \cos . \frac{\pi . x}{L}$; $E\delta_o'' = -58\,717\ m$
	Sumy		$E\delta_o + E\delta_o'' = +406\,067\ m$
Ugięcia poziome		Ugięcia poziome dla środkowych dźwigarów sklepieniowych = zeru	

Tablica XI.

		Siły $V \cdot \frac{4}{\pi}$	Siły $H \cdot \frac{4}{\pi}$	Siły $X \cdot \frac{4}{\pi} = \frac{\partial S}{\partial x} \cdot \frac{4}{\pi}$	Stan statycznie wyznaczony (według teorji błon)
Posunięcie pionowe $E\,\delta_V$	Powłoka	+ 376048	+ 136614	— 120928	+ 2107
	Belka	— 354575	0	— 212745	+ 405067
	Różnica	+ 731223	+ 136614	+ 91817	— 402959
Posunięcie poziome $E\,\delta_H$	Powłoka	+ 136608	+ 66658	— 14986	+ 131,7
	Belka	0	0	0	0
	Różnica	+ 136608	+ 66658	— 14986	+ 131,7
Naprężenie podłużne	Powłoka	+ 1909	+ 236,6	— 1736	+ 65,93
	Belka	+ 3359	0	+ 2687	— 3652
	Różnica	— 1449	+ 236,6	— 4423	+ 3586

$$(+\,731223\,V + 136614\,H + 91817\,X)\cdot\frac{4}{\pi} - 402959 = 0$$

$$(+\,136608\,V + 66658\,H - 14986\,X)\cdot\frac{4}{\pi} + 131{,}7 = 0$$

$$(-\,1449\,V + 236{,}6\,H - 4423\,X)\cdot\frac{4}{\pi} + 3586 = 0$$

$$V\cdot\frac{4}{\pi} = +\,0{,}7624\ t/m\,.\,b;\quad \frac{4}{\pi}\,.\,H = -\,1{,}4559\ t/m\,.\,b.;\quad \frac{4}{\pi}\,.\,X = +\,0{,}4829\ t/m\,.\,b.$$

Wartości M_2, N_2, T_2, $\frac{\partial S}{\partial x}\,T_1$, powstałe naskutek działania sił $V = \frac{4}{\pi}$, $H = \frac{4}{\pi}$; $\frac{\partial S}{\partial \pi} = \frac{4}{\pi}$ na lewem węzgłowiu.

Tablica XII.

Siły	Punkty	dla $V = \frac{4}{\pi}$	dla $H = \frac{4}{\pi}$	dla $\frac{\partial S}{\partial x} = \frac{4}{\pi}$
M_2	0	+ 2,6732	+ 1,3393	— 0,3434
	1	+ 0,2644	— 0,0245	— 0,1883
	2	— 0,7087	— 0,3121	+ 0,1027
	3	— 0,4926	— 0,1872	+ 0,1744
	4	— 0,4085	— 0,0941	+ 0,1724
N_2	0	— 1,0136	— 0,7639	0
	1	— 0,8090	— 0,3358	+ 0,1357
	2	— 0,0315	+ 0,0468	+ 0,0753
	3	+ 0,0988	+ 0,0531	+ 0,0005
	4	0	0	0
T_2	0	+ 0,7639	— 1,0136	0
	1	— 2,3596	— 1,5806	— 0,1814
	2	— 1,6612	— 0,5779	+ 0,3746
	3	+ 0,5034	+ 0,3124	+ 0,0529
	4	0	0	0
$\frac{\partial S}{\partial x}$	0	0	∽ 0	+ 1,2732
	1	+ 0,5943	— 0,1038	— 0,4073
	2	— 1,1551	— 0,5917	+ 0,0408
	3	— 0,2520	— 0,0314	+ 0,1247
	4	0	0	0
T_1	0	+ 180,29	+ 43,342	— 111,375
	1	— 65,83	— 23,610	+ 1,291
	2	— 13,78	+ 3,359	+ 11,513
	3	+ 44,16	+ 18,584	— 5,941
	4	— 65,71	— 29,141	— 7,213

Siły i naprężenia w powłoce dla obciążenia odpowiadającego I-mu wyrazowi szeregu Fouriera.

Tablica XIII.

Wartości podane są dla $x = o$; dla $x = \frac{1}{2} o$ należy je pomnożyć przez $\cos \frac{\pi . x}{L}$.

Siły	Punkty	Siły według teorji błon	Siły od obciąż. pion. V na węzgłowiach. Otrzymują się z tablicy XII. przez pomnożenie przez 0,76244			Siły od obciąż. poziom. H na węzgłowiach. Otrzymują się z tablicy XII. przez pomnożenie przez — 1,4559			Siły od obciąż. tnących $\frac{\partial S}{\partial x} = X$ na węzgłowiach. Otrzymują z tablicy XII. przez pomnożenie przez 0,48297			Suma sił od obciążeń V, H, $\frac{\partial S}{\partial x}$	Suma sił od obciążeń V, H, $\frac{\partial S}{\partial x}$ i sił według teorji błon	Naprężenia t/m^2
			Siła V na lewem węzgłowiu	Siła V na prawem węzgłowiu	Siły V na obydwu węzgłowiach symetr.	Siła H na lewem węzgłowiu	Siła H na prawem węzgłowiu	Siły H na obydwu węzgłowiach symetr.	Siła X na lewem węzgłowiu	Siła X na prawem węzgłowiu	Siła X na obydwu węzgłowiach symetr.			
M_2	0	0	+ 2,038	— 0,311	+ 1,726	— 1,949	+ 0,137	— 1,812	— 0,165	+ 0,083	— 0,082	— 0,168	— 0,168	— 281,4
	1	0	+ 0,201	— 0,375	— 0,174	+ 0,035	+ 0,199	+ 0,235	— 0,090	+ 0,084	— 0,006	+ 0,054	+ 0,054	+ 91,2
	2	0	— 0,540	— 0,540	— 1,080	+ 0,454	+ 0,454	+ 0,908	+ 0,049	+ 0,049	+ 0,091	— 0,080	— 0,080	— 134,4
	3	0	— 0,375	+ 0,201	— 0,174	+ 0,199	+ 0,035	+ 0,235	+ 0,084	— 0,090	— 0,067	+ 0,054	+ 0,054	+ 91,2
	4	0	— 0,311	+ 2,038	+ 1,726	+ 0,137	— 1,949	— 1,812	+ 0,083	— 0,165	— 0,082	— 0,168	— 0,168	— 281,4
N_2	0	0	— 0,776	0	— 0,776	+ 1,112	0	+ 1,112	0	0	0	+ 0,335	+ 0,335	+ 5,59
	1	0	— 0,616	— 0,076	— 0,692	+ 0,488	+ 0,077	+ 0,566	+ 0,065	— 0,000	+ 0,065	— 0,060	— 0,060	— 0,10
	2	0	— 0,024	+ 0,024	0	— 0,066	+ 0,066	0	+ 0,036	— 0,036	0	0	0	0
	3	0	+ 0,076	+ 0,616	+ 0,692	— 0,077	— 0,488	— 0,566	+ 0,000	— 0,065	— 0,065	+ 0,060	+ 0,060	+ 0,10
	4	0	0	+ 0,776	+ 0,776	0	— 1,112	— 1,112	0	0	0	— 0,335	— 0,335	— 5,59
T_2	0	— 1,757	+ 0,582	0	+ 0,582	+ 1,483	0	+ 1,483	0	0	0	+ 2,065	+ 0,308	+ 5,14
	1	— 2,083	— 1,799	+ 0,383	— 1,415	+ 2,301	— 0,454	+ 1,846	— 0,087	+ 0,025	— 0,062	+ 0,369	— 1,714	— 28,58
	2	— 2,196	— 1,266	— 1,266	— 2,532	+ 0,841	+ 0,841	+ 1,682	+ 0,180	+ 0,180	+ 0,361	— 0,488	— 2,684	— 44,76
	3	— 2,083	+ 0,383	— 1,799	— 1,415	— 0,454	+ 2,301	+ 1,846	+ 0,025	— 0,087	— 0,062	+ 0,361	— 1,714	— 28,58
	4	— 1,757	0	+ 0,582	+ 0,582	0	+ 1,483	+ 1,483	0	0	0	+ 2,065	+ 0,308	+ 5,14
$\frac{\partial S}{\partial x}$	0	+ 0,351	0	0	0	0		0	+ 0,614	0	+ 0,614	+ 0,614	+ 0,966	+ 16,11
	1	+ 0,185	+ 0,605	+ 0,192	+ 0,798	+ 0,150	— 0,045	+ 0,104	— 0,196	— 0,060	— 0,256	+ 0,046	+ 0,831	+ 13,86
	2	0	— 0,880	+ 0,880	0	+ 0,861	— 0,861	0	+ 0,010	— 0,019	0	0	0	0
	3	— 0,184	— 0,192	— 0,605	— 0,798	+ 0,045	— 0,150	— 1,047	+ 0,060	+ 0,196	+ 2,569	— 0,046	— 0,831	— 13,86
	4	— 0,351	0	0		0			0	— 0,614	— 0,614	— 0,614	— 0,966	— 16,11
T_1	0	— 3,96	+ 137	— 50,19	+ 87,36	— 63,19	+ 42,43	— 20,67	— 53,79	+ 3,48	— 50,31	+ 16,38	+ 12,42	+ 207,0
	1	— 4,70	— 50,19	+ 33,67	— 16,52	+ 34,37	— 27,06	+ 7,31	+ 0,62	— 2,87	— 2,25	— 11,46	— 19,16	— 269,4
	2	— 4,05	— 10,51	— 10,51	— 21,02	— 4,89	— 4,89	— 9,78	+ 5,56	+ 5,56	+ 11,12	— 19,68	— 24,63	— 410,6
	3	— 4,70	+ 33,67	— 50,19	— 16,52	— 27,06	+ 34,37	+ 7,31	— 2,87	+ 0,62	— 2,25	— 11,46	— 16,16	— 269,4
	4	— 3,96	— 50,19	+ 137,46	+ 87,36	+ 42,43	— 63,19	— 20,67	+ 3,48	— 53,79	— 50,31	+ 16,38	+ 12,42	+ 207,0

Właściwe obciążenia i naprężenia belki podłużnej przy obciążeniu odpowiadającem I-mu wyrazowi szeregu Fouriera.

Wartości podane dla $x = 0$; dla $x \neq 0$ należy pomnożyć przez $\cos \frac{\pi x}{L}$.

Tablica XIV.

Obciążenia	Od sił statycznie niewyznaczalnych t/m b.	Według teorji błon	Razem
Obciążenia pionowe $V =$	$\uparrow -0{,}7624 \cdot \frac{\pi}{4} = -0{,}5988$	$\downarrow +1{,}665$	$+2{,}2642$
Obciążenia poziome tnące $\frac{\partial S}{\partial x} =$	$0{,}4830 \cdot \frac{\pi}{4} = 0{,}3793$	$+0{,}351$	$0{,}7307$
Obciążenia poziome tnące $S =$	$0{,}4830 \cdot \frac{L}{\pi} \cdot \frac{\pi}{4} \sin \frac{\pi x}{L} = 3{,}019 \sin \frac{\pi x}{L}$	$+2{,}796 \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$	$5{,}816 \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$
Siła rozciągająca belkę $= Q_x$	$80{,}628 \cdot 0{,}483 = 38{,}944$	$22{,}254$	$61{,}198$
Moment gnący od siły Q: $M_Q =$	$\rightarrow\ \leftarrow 38{,}944 \cdot 0{,}6 = 23{,}366$	$\rightarrow\ \leftarrow 13{,}352$	$36{,}718$
Moment gnący od sił pionowych $M_x =$	$\rightarrow\ \leftarrow 80{,}628 \cdot 0{,}7624 = 61{,}475$	$-48{,}282 \cdot \frac{1{,}6054}{0{,}7624} = \rightarrow\ \leftarrow = -105{,}46$	$-43{,}99$

Naprężenie gnące w dolnej podstawie belki:

$$\sigma_d = -\frac{M_Q + M_x}{W} + \frac{Q_x}{F} = +\frac{(43{,}994 - 36{,}718) \cdot 0{,}6}{0{,}0144} + \frac{61{,}198}{0{,}12} = 813{,}2\ t/m^2.$$

Naprężenie w górnej podstawie belki:

$$\sigma_g = -303{,}2 + 510 = \sim 207\ t/m^2.$$

To naprężenie jest oczywiście równe naprężeniu $\frac{T}{h}$ wyliczonemu poprzednio dla powłoki.

Obliczenie naprężeń podłużnych według zwykłej teorji zginania płaskiego i porównanie ich z obliczeniami według teorji dźwigarów sklepieniowych.

Pola $F = F_p + F_b = 0{,}409576\ m^2$.

Środek ciężkości całej figury leży w odległości od osi ξ: $Y_0 = 0{,}526270\ m$.

Moment bezwładności całej figury (Hütte 1923, tom I, str. 212) $I_x = 0{,}2881\ m^4$.

Moment gnący dla $^1/_2$ powłoki i belki ($1{,}2 \cdot 0{,}1\ m$) przy przyjętych wyżej obciążeniach:

$$M_{max} = \frac{25^2}{8}(4{,}826 \cdot 0{,}23 + 0{,}480) = 124{,}2; \qquad \frac{M_{max}}{I_x} = 431{,}16.$$

Odległość punktu 1-go od osi x jest $Y_1 = 0{,}5888\ m$.

Naprężenia w poszczególnych punktach:

w wierzchołku powłoki $\sigma_2 = -420\ t/m^2$ (ścisk.),
w punkcie 1 $\sigma_1 = -253{,}9\ t/m^2$ (ścisk.),
w górnej podstawie belki $\sigma_0 = +226{,}9\ t/m^2$,
w dolnej podstawie belki $\sigma_c = +744{,}4\ t/m^2$.

W następującej tablicy zestawiamy naprężenia podłużne otrzymane według teorji zginania płaskiego i teorji dźwigarów sklepieniowych.

Tablica XV.

Punkty	Naprężenia podłużne			
	teorja płaskiego zginania		teorja dźwigarów sklepieniowych (I-y wyraz Fouriera)	
	t/m^2	%	t/m^2	%
wierzchołek powłoki . . .	— 420	102,3	410,6	100
punkt 1	— 253,9	94,3	269,4	100
węgłowia powłoki	+ 226,9	109,6	+ 207	100
spód belki	+ 744,4	91,5	+ 813,2	100

Naprężenia podłużne obliczone ze zwykłego wzoru $\sigma = \frac{M}{W}$ różnią się mniej niż o 10% od wyliczonych według teorji dźwigarów sklepieniowych dla I-go wyrazu Fourier'a.

Naprężenia rozciągające większe od dopuszczalnych muszą być przeniesione przez wkładki żelazne, zgodnie z ogólnemi zasadami żelazobetonu.

Według teorji dźwigarów sklepieniowych na podstawie tablicy XI.:

$$E\delta_v = 376600 \cdot 0{,}7624 + 136600 \cdot (-1{,}4559) - 120900 \cdot (0{,}4830) + 2100 = 31900$$

$$\delta_v = \frac{31900}{2100000} = 0{,}0152\ m.$$

Według zwykłej teorji zginania:

$$\delta_v = \frac{5}{384}(4{,}826 \cdot 0{,}23 + 0{,}48)\frac{(25)^2}{2100000 \cdot 0{,}2881} = 0{,}0134\ m,$$ więc mniej o 12%.

Wnioski. 1. Niewielkie naprężenia, otrzymane z przeliczonego przykładu, dowodzą, że dźwigary sklepieniowe przy swej lekkości ustroju są konstrukcją ekonomiczną dla przykrycia hal i budynków o znaczonej rozpiętości.

2. Długość dźwigara sklepieniowego, stężonego tylko w przekrojach czołowych, nie powinna przekraczać 40—50 m ze względu na stateczność; przy większej długości należy wykonać dodatkowe usztywnienia poprzeczne w przęśle.

3. Dla sprawdzenia naprężeń podłużnych i ugięć dźwigarów sklepieniowych, nieodkształcających się poziomo na węgłowiach, można stosować teorję zginania płaskiego.

4. Uwzględniając inne niż w tablicach X. i XI. posunięcia węgłowia, można na zasadzie całego poprzedzającego te tablice obliczenia — rozpatrzyć inne szczególne wypadki dźwigara sklepieniowego, np. dźwigara, w którym poziome odkształcenie węgłowia nie jest niczem hamowane, dźwigara, w którym węgłowie oparte jest na niesprężystej ścianie itp.

LITERATURA.

Żenczykowski: Dźwigary sklepieniowe. Warszawskie Towarzystwo Politechniczne. 1934.

Dischingor: Schalen und Rippenkuppeln. Handbuch für Eisenbetonbau. 1928.

Dischinger: Theorie der Vieleckkuppeln, Beton und Eisen. 1929 r.

Finsterwalder: Theorie der zylindrischen Schalengewölbe. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Zürich 1932 r.

Finsterwalder: Die querversteiften zylindrischen Schalengewölbe. Ingenieur-Archiv. 1933 r.

Hering: Etude des toitures incurvées de faible épaisseur. Le Constructeur de Ciment armé. 1932 r.

Lossier: Coupoles et voutes en béton armé. Génie Civil. 1928.

Lotniska i drogi lotnicze[1])

Napisał

inż. dr. Tomasz Kluz

Kierownik budowy lotnisk w Ministerstwie Komunikacji, Warszawa.

I. Lotnisko.

1. Określenia ogólne.

Pod słowem lotnisko rozumiemy zespół urządzeń na odpowiednim terenie lądowym lub wodnym, służących do startu i lądowania statków powietrznych, do przejęcia lotniczego ruchu osobowego, pocztowego i towarowego oraz do przechowania, zaopatrzenia i remontu sprzętu lotniczego.

Dla spełnienia powyższych zadań lotnisko musi składać się z dwóch zasadniczych części, a mianowicie: 1) z pola wzlotów, 2) z portu lotniczego. Pole wzlotów będące najważniejszą częścią składową lotniska ma za zadanie umożliwienie przejścia statków powietrznych ze stanu spoczynku w stan lotu i odwrotnie. Pole wzlotów o odpowiednio dużej powierzchni spełnia tę samą rolę na lotnisku, co w porcie morskim basen zwany *uwantportem*.

Na port lotniczy składa się szereg różnorodnych budowli i urządzeń służących do załadowania i wyładowania osób i towarów do i ze statków powietrznych, do przechowania i zaopatrzenia w materjały pędne taboru lotniczego i do naprawy i remontu statków powietrznych.

Do najważniejszych budowli portu lotniczego należą: dworzec lotniczy wraz z odpowiednią platformą przeddworcową, na której odbywa się odprawa statków lotniczych, hangary lotnicze, w których przechowuje się, konserwuje i kontroluje tabor lotniczy, warsztaty, w których uskutecznia się naprawy i remonty, magazyny materjałów pędnych i części zapasowych oraz budynki administracyjne i mieszkalne.

Często — zwłaszcza na lotniskach o małym ruchu — w hangarach odbywa się remont statków, a nawet odprawa tychże statków powietrznych. Wtedy zwykle port lotniczy nie ma odrębnego dworca lotniczego, magazynów i warsztatów, a cała niemal praca portowa odbywa się w hangarach, które tem samem stają się najważniejszemi, a nieraz jedynemi budowlami portu lotniczego.

Odprawa, zaopatrzenie i przegląd samolotów na małych lotniskach ma niekiedy miejsce na wolnej przestrzeni; lotnisko więc takie nie posiada właściwego portu lotniczego. Na takich lotniskach, składających się tylko z pola wzlotów, samoloty nie mogą być przechowywane.

---

[1]) Do części VII: „Inżynierja miejska" w tomie III „Podręcznika inżynierskiego", str. 1467—1662.

Polskie ustawodawstwo lotnicze[1]) zalicza również do lotnisk prócz wyżej określonych lotnisk o charakterze stałym i lotniska o charakterze tymczasowym lub o ograniczonem użytkowaniu. Są to tak zwane tereny pomocnicze, t. j. tereny lądowe o małych wymiarach, umożliwiające jednak bezpieczny przylot, postój i odlot lekkich samolotów, posiadających krótki wybieg przy starcie i krótkie lądowanie.

W zależności od położenia przeprowadzamy ogólny podział lotnisk na:

1. lotniska lądowe,
2. lotniska wodne, które dzielą się skolei na
   a) lotniska stałe (wodowiska)
   b) lotniska ruchome (wyspy pływające, okręty-lotniska),
3. lotniska lądowo-wodne.

Pod względem administracyjnym lotniska dzielą się w zależności od właściciela na:

1. lotniska publiczne, do których należą lotniska państwowe, samorządowe i t. p.,
2. lotniska prywatne.

Lotniska państwowe mogą być lotniskami cywilnemi, wojskowemi lub lotniskami wspólnemi (wojskowo-cywilne).

Techniczne lotniska lądowe, z któremi mamy niemal wyłącznie do czynienia, dzielą się u nas na kategorje i klasy. Podział naszych lotnisk na kategorje uwzględnia wielkość i stan pola wzlotów, podział na klasy — ilość, stan i jakość budowli portowych oraz urządzeń i udogodnień na lotnisku i obok niego.

Podział lotnisk w Polsce uwzględnia 4-y kategorje:

1. pierwsza — do tej kategorji należą lotniska, posiadające wymiary dla startu i lądowania conajmniej 1000 *m*, a przy odpowiednich sztucznych drogach startowych — conajmniej 900 *m*.
2. druga — o wymiarach najmniej 700 m a przy odpowiednich sztucznych drogach startowych conajmniej — 600 *m*.
3. trzecia — do tej kategorji należą wszystkie inne lotniska stałe, które nie mogą być zaliczone do pierwszej lub drugiej kategorji,
4. czwarta — do tej kategorji należą wszystkie tereny pomocnicze.

W pracy niniejszej omówione zostały tylko zagadnienia związane z budową i utrzymaniem lotnisk lądowych, z któremi mamy u nas do czynienia niemal wyłącznie. Z lotnisk lądowych opisana została budowa lotnisk komunikacyjnych. Analogiczne zasady obowiązują również i lotniska sportowe, a w pewnej mierze — zwłaszcza w odniesieniu do pola wzlotów — również i lotniska wojskowe.

2. Wybór terenu pod lotnisko.

Położenie, usytuowanie i rozplanowanie terenu przeznaczonego pod lotnisko zależy od całego szeregu czynników. Najważniejszym jednak czynnikiem, który zwłaszcza na lotniskach komunikacyjnych odgrywa zasadniczą rolę, jest odległość danego lotniska od centrum (handlowo-gospodarczego) miasta.

[1]) Rozporządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 14 marca 1928 r. o prawie lotniczem (Dz. U. R. P. Nr. 31. poz. 294), oraz Rozporządzenie Ministra Komunikacji z dnia 15. II. 1934 r. o podziale lotnisk na kategorje oraz o warunkach zakładania, urządzania i korzystania z lotnisk (Dz. U. R. P. z 1934 r. Nr. 18, poz. 142).

Odległość lotniska od centrum miasta posiada dla ruchu lotniczego ważniejsze nawet znaczenie niż odległość dworców kolejowych od centrum i to w tym samym mniej więcej stosunku, jak się ma szybkość samolotu do szybkości pociągu. Duża odległość lotniska i długi czas dojazdu do niego może zupełnie zniweczyć lub zmniejszyć poważnie zysk na czasie przewozu lotniczego w stosunku do przewozu kolejowego.

Lotniska budowane w pierwszym okresie rozwoju lotnictwa komunikacyjnego wykazywały odległości dochodzące niekiedy do 20 *km*, a czas dojazdu do nich wynosił niejednokrotnie 1 godzinę. Na trasach średniej długości 300 *km*, czas przelotu samolotu o szybkości 150 *km/g.* wynosił więc 2 godziny, a czas podróży pasażerów lotniczych — 4 godziny. Szybkość handlowa przewozów lotniczych zmniejszała się więc do 75 *km/g.*, a więc o 50% przy godzinnych dojazdach do lotnisk.

Dziś szybkości lotu nowoczesnych samolotów mieszczą się w granicach od 200 do 300 *km/g*. Przy tych szybkościach samolotu wpływ czasu dojazdu do lotniska na zmniejszenie szybkości handlowej jest jeszcze większy (dochodzi do 67%).

Przeciętny czas dojazdu do lotnisk europejskich (poza stolicami Paryż, Londyn, gdzie czas dojazdu wynosi około 1 *g*) wynosi 30 minut. Ze względu na dwukrotne prawie zwiększenie się szybkości nowoczesnych samolotów, zmniejszenie czasu dojazdu znacznie poniżej 30 minut staje się koniecznością.

Obecnie przyjąć należy, że dojazd do lotnisk komunikacyjnych nie powinien trwać dłużej, niż 10 minut. Z tego wynika, że lotnisko winno być odległe od centrum miasta najwyżej 4 *km*, jeśli dojazd do niego ma się odbywać po ulicach i drogach publicznych, a do 10 *km*, jeśli dojazd do lotniska ma się odbywać po specjalnej własnej drodze, autostradzie, łączącej centrum miasta z lotniskiem.

Ponieważ założenie własnej autostrady do lotniska jest niezwykle kosztowne, a dla wielkich miast najczęściej prawie niemożliwe do zrealizowania, więc utrzymanie 10-cio minutowego czasu dojazdu jest — praktycznie biorąc — możliwe tylko w tym wypadku, gdy lotnisko nie jest odległe dalej, niż 4 *km* licząc od centrum miasta.

Poza odległością, jako warunkiem zasadniczym, na usytuowanie lotniska i wybór najodpowiedniejszego terenu wpływa jeszcze bardzo wiele czynników natury technicznej, finansowej i gospodarczej, jak: ukształtowanie terenu, jego położenie wysokościowe, otoczenie terenu lotniska, rodzaj i jakość gleby, warunki meteorologiczne właściwe danemu terenowi, stosunki wodne, istniejące stosunki komunikacyjne w pobliżu lotniska, warunki dostawy prądu elektrycznego, kierunki najczęstszych wiatrów i kierunek położenia lotniska w stosunku do miasta, charakter najbliżej położonej dzielnicy i t. p.

Dla uwzględnienia wszystkich możliwie czynników, konieczne jest przeprowadzenie wyczerpujących studjów w celu uzyskania najlepszego rozwiązania usytuowania lotniska. Badania i dokładne studja nad umieszczeniem lotniska w terenie oraz nad jego rozplanowaniem są tu bardziej potrzebne, niż przy innych zamierzeniach inżynierskich, a to z tego powodu, że lotnisko można często założyć na podstawie pobieżnych tylko badań dla chwilowych potrzeb lotniczych. W następstwie przy dalszej rozbudowie tak założonego lotniska usunięcie wad i braków pociąga za sobą często bardzo znaczne koszta, a nieraz zmusza do opuszczenia takiego lotniska i założenia nowego w innem miejscu, bardziej odpowiedniem.

Poza odległością decydują o wyborze terenu pod lotnisko następujące względy, które uważać należy za ogólne wskazówki przy rozpoczynaniu studjów wstępnych w terenie:

a) Położenie przy dobrych arterjach komunikacyjnych, w sąsiedztwie parków i ogrodów oraz lepszych dzielnic mieszkaniowych miasta.

b) Teren równy, niepofałdowany, o nieznacznych spadkach nie przekraczających 1,5%, o takiem ukształtowaniu, by zbędne były większe roboty niwelacyjne (w specjalnie trudnych warunkach dopuścić można na krańcach terenu pod lotnisko pochylenia większe, nie przekraczające jednak 2%).

c) Gleba urodzajna piaszczysto-gliniasta, o wysokiej kulturze rolnej (np. łąka), zwięzła i wytrzymała na obciążenie, o podłożu przepuszczalnem. Wytrzymałość gruntu winna wynosić najmniej 2,5 kg/cm^2. Nawierzchnia składająca się z lotnego lub czystego piasku wyklucza założenie na niej lotniska. Mniej odpowiednią jest również gleba wybitnie piaszczysta lub wybitnie gliniasta oraz nieużytki rolne. Wytrzymałość i zwięzłość gleby (w stanie naturalnym pokrytej trawą) ocenić można przy pomocy próby samochodowej: — jeśli samochód o wadze do 3 *t*, może poruszać się po terenie z szybkością około trzydziestu kilometrów na godzinę[1]) i nie powoduje poważniejszych, trwałych zniszczeń w szacie roślinnej, to teren uważać należy za dostatecznie zwięzły i wytrzymały.

d) Dobra widoczność. Teren lotniska powinien leżeć w miejscu wzniesionem ponad przylegającemi terenami. Wyklucza się tereny podmokłe i położone nisko w kotlinach, to jest tereny specjalnie nawiedzane przez mgły i opary wodne. Tereny zasnuwane częściej dymami fabrycznemi miasta są również nieodpowiednie pod lotnisko.

e) Otoczenie wolne od przeszkód dla ruchu lotniczego, t. j. bez znaczniejszych wzniesień terenowych, drzew, domów, słupów i przewodów elektrycznych[2]) oraz innych wysokich przedmiotów. Tolerowane być mogą jedynie pojedyńcze przeszkody niezbyt wysokie i niezbyt szerokie. Zwarte przeszkody rozciągające się na dłuższej przestrzeni wzdłuż granic lotniska oraz pojedyńcze przeszkody zbyt gęsto rozmieszczone (np. co kilkadziesiąt metrów) tworzą poważne przeszkody dla ruchu lotniczego. Według prawa lotniczego[3]) otoczenie lotniska winno być wolne od przeszkód na terenach przyległych do lotniska, a położonych w promieniu do 950 *m* dla lotnisk I-ej kategorji, 650 *m* — dla lotnisk II-ej kategorji i 400 *m* — dla lotnisk pozostałych licząc od środka lotniska. Dalsze ograniczenia dotyczą następnych przyległych terenów leżących 500 *m* poza powyżej podanym obrębem, a mianowicie zakazu wznoszenia budowli o wysokości ponad 6 *m*.

---

[1]) Por. przepisy angielskie „Licensing and classification of civil aerodromes" z r. 1934, oraz amer. „Airport Rating Regulations" z 1931 r. gdzie wymaga się szybkości 50 *km/g*.

[2]) Por. „Instrukcja Min. Poczt i Telegrafów z 12. VI. 1931 o budowie i utrzymaniu linij telegraficznych i telefonicznych oraz budowie anten w pobliżu lotnisk" (Mon. Polski Nr. 185, poz. 268), oraz „Rozp. Min. Robót Publ. z 26. IV. 1932 o przepisach techn. na linje elektryczne prądu silnego", Dz. IX. (Mon. P. 116 p. 146).

[3]) „Rozp. Prez. Rzeczypospolitej z 14. III. 1928 o prawie lotniczem" (Dz. U. R. P. Nr. 31. poz. 294).

f) Łatwość i taniość przeprowadzenia odwodnienia i odprowadzenia wód opadowych i gruntowych. Pod tym względem korzystne są tereny nieco wzniesione w części środkowej ponad części skrajne lotniska. Tereny, z których odprowadzenie wód drenowych wymaga urządzeń specjalnych, jak stacje przepompowań, należy wykluczyć.

g) Wielkość terenu potrzebnego pod lotnisko zależy od kategorji lotniska, wybranej figury pola wzlotów, od własności gruntowej, od ukształtowania wysokościowego terenu oraz od zamierzonej rozbudowy portu lotniczego. Najkorzystniejszym kształtem pola wzlotów jest figura trójkątna, gdyż wtedy powierzchnia pola wzlotów jest najmniejsza. Dla lotnisk I i II-ej kategorji powierzchnia terenu pod lotnisko mieści się najczęściej w granicach od 20 do 100 *ha*, dla lotnisk III i IV-ej kategorji — kilkanaście *ha*.

h) Podłoże terenu przeznaczonego pod port lotniczy winno być dostatecznie wytrzymałe dla umożliwienia przeprowadzenia normalnego fundowania budowli portowych. Powierzchnia terenu portu mieści się zwykle w granicach od 2 do 6-ciu *ha*, wyjątkowo tylko przekracza 10 *ha* (dla bardzo wielkich lotnisk).

3. Pole wzlotów.

Zadaniem pola wzlotów jest umożliwienie przeprowadzenia startu i lądowania samolotów wszystkich typów, które mogą korzystać z danego lotniska, i to w czasie tak dobrych jak i złych warunków atmosferycznych.

Warunki jakim winno odpowiadać pole wzlotów zrozumiemy najlepiej, gdy przeprowadzimy analizę przebiegu startu i lądowania samolotu.

a) Analiza przebiegu startu i lądowania.

Zadaniem startu jest nadanie samolotowi szybkości ruchu v umożliwiającemu mu uzyskanie wyporu A o dostatecznej wielkości dla utrzymania się samolotu w powietrzu i poruszania się w tym ośrodku. To przejście samolotu ze stanu spoczynku do stanu lotu odbywa się na lotniskach częściowo na terenie lotniska, częściowo ponad tym terenem. Z chwilą uzyskania pewnej wysokości ponad przeszkodami otaczającemi granice pola wzlotów np. 20 *m* ponad terenem, uważa się start za ukończony.

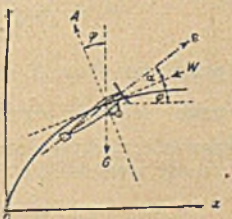


Fig. 337. Siły działające na samolot w locie.

Na samolot w locie działają następujące siły: ciąg śmigła S, opory ruchu W, ciężar G i wypór czyli siła nośna A według fig. 337. Przyśpieszenie potrzebne dla uzyskania szybkości v daje nam różnica ciągu śmigła i oporów ruchu.

Składowa pozioma siły przyśpieszenia ma więc postać:

$$\frac{G}{g}\frac{dv_x}{dt} = S\cos(\alpha+\varphi) - W\cos\varphi - A\sin\varphi \quad \ldots \quad (1)$$

a składowa pionowa siły przyśpieszenia:

$$\frac{G}{g}\frac{dv_z}{dt} = A\cos\varphi - G + S\sin(\alpha+\varphi) \quad \ldots \quad (2)$$

przyczem przez α oznaczono kąt nastawienia, przez φ — kąt natarcia.

Równanie 1 dla „wybiegu", to jest dla ruchu samolotu na terenie lotniska przybiera postać ($\varphi = 0$; $\alpha = \sim 0$):

$$\frac{G \cdot dv_x}{g \cdot dt} = S - W - R \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1a)$$

gdy przez R oznaczymy występujące tu dodatkowo opory tarcia między kołami samolotu a ziemią, opory tarcia w osiach kół i w podwoziu.

Wyznaczenie dokładnych wartości na ciąg śmigła S, opory tarcia R, a nawet wartości na opór powietrza W jest niezwykle trudne. Wartości te zależą skolei od całego szeregu czynników, których nie można ściśle wyznaczyć. Najczęstsze i największe błędy powoduje zwykle nieznajomość dokładnej wartości na spółczynnik „μ" oporów tarcia, dalej — zmienność ciągu śmigła w czasie zmian szybkości i wreszcie „sprawność pilota", który to czynnik nie figuruje we wzorze.

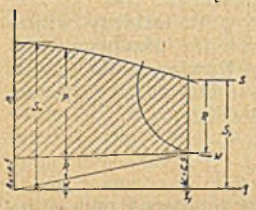


Fig. 338. Zależność między siłami podczas startu.

Dlatego też równania na długość drogi startu, wyprowadzone z równań 1 różnią się u różnych autorów między sobą bardzo znacznie i dają mniej lub więcej zbliżone do rzeczywistości wyniki. Równania drogi startu otrzymuje się najczęściej przez całkowanie równania $1\,a$ po przyjęciu pewnych założeń i uproszczeń.

Całkowity tor drogi startu l podzielić można na 3 części, według oznaczeń fig. 341, to jest na wybieg l_1, przejście l_2 i wznoszenie l_3.

Dla obliczenia długości wybiegu l_1 Schrenk używa równania energji zamiast równania siły przyśpieszenia w postaci:

$$P \cdot dl = \frac{G}{g} \cdot d\left(\frac{v}{2}\right)^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

przyczem $P = S - W - R$. Po wprowadzeniu w równ. 3 tak zwanego *ciśnienia prędkości* q ($q = m \frac{v^2}{2}$; przyczem $m = \frac{\gamma}{g}$, gęstość powietrza, czyli iloraz ciężaru właściwego powietrza przez przyśpieszenie ziemskie) otrzymuje się równanie:

$$dl = \frac{G}{\gamma} \frac{dq}{P} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Dla ciągu śmigła przyjąć można założenie Aleyrac'a o linjowym spadku (jako przybliżenie na krzywą fig. 338).

Dalszem założeniem będzie przyjęcie, że wybieg odbywa się na tym samym kącie natarcia. Wstawiając w równ. 4 wartości na P zgodnie z oznaczeniami fig. 338 i całkując to równanie otrzymujemy:

$$l_1 = \frac{G}{\gamma} \cdot \frac{q_1}{P_0 - P_1} \cdot ln \frac{P_0}{P_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

Dla dalszego uproszczenia przyjmiemy, że zamiast linjowego spadku z P_0 do P_1 działa średnia siła przyśpieszenia

$$P_m = \frac{P_0 + P_1}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (6)$$

Wtedy otrzymamy uproszczone równanie

$$l_1 = \frac{G}{P_m} \cdot \frac{v_1^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5a)$$

Dla celów praktycznych stosować można wzór następujący, powstały po wstawieniu przybliżonych wartości na $\frac{v_1^2}{2g}$

$$l_1 = \frac{G}{P_m} \cdot \frac{G}{\gamma F} \cdot \frac{1}{c_m} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5b)$$

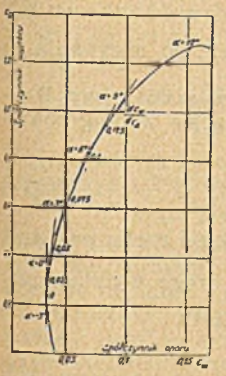


Fig. 339. Wykres biegunowy dla profilu nośnego samolotu.

γ (kg/m^3) .. ciężar powietrza, F (m^2) .. powierzchnia nośna samolotu, c_m .. spółczynnik wyporu w czasie wybiegu, który otrzymuje się z biegunowej danego samolotu (por. fig. 339) znając kąt nastawienia w czasie wybiegu).

Przybliżona wartość na l_1 według równania 5 *b* różni się praktycznie o około 3% od wartości dokładnej określonej równaniem 5.

Siłę przyśpieszenia P_0 w początkowem stadjum startu oblicza się z równania

$$P_0 = S_0 - \mu G \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (7)$$

(S_0 .. ciąg śmigła w miejscu, μ .. spółczynnik tarcia).

Ciąg śmigła w miejscu S_0 oblicza się zwykle z wzoru

$$S_0 = \sqrt{\frac{\frac{m}{2} \cdot D^2}{(0{,}74 \cdot N \cdot 75)^2}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (8)$$

(m .. gęstość powietrza, N .. minimalna moc unoszenia, D .. średnica śmigła) przyczem

$$N = \frac{v_y \cdot G}{75} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (9)$$

(v_y .. minimum szybkości opadania).

Minimalna szybkość jest zwykle znana dla każdego płatowca. Obliczyć ją zresztą można z równania

$$v_y = \frac{v_1}{E} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (10)$$

przyczem szybkość jednostkową po torze v_1 otrzymuje się z wzoru

$$v_1 = 4 \sqrt{\frac{G}{F}} = 4 \sqrt{\frac{m}{2} \cdot v_1^2 \cdot C_{y\,max}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (11)$$

Siłę przyśpieszenia P_1 przy końcu rozbiegu otrzymujemy z równania

$$P_1 = G \frac{w}{v_1} \quad \ldots\ldots\ldots\

Wpływ spadku terenu na skrócenie wybiegu osiąga również znaczne wartości. Dlatego też w pierwszych przelotach transatlantyckich stosowano niekiedy do startu duże sztuczne platformy o znacznem pochyleniu dla ułatwienia startu ciężkich i przeciążonych samolotów. Dla skrócenia wybiegu samolotu Byrda „America" zastosowano na końcu drogi startowej długości 620 *m* sztuczną rampę 30 *m* długą, o spadku 10% co skrócić miało wybieg o 400 *m*. Siła ciężkości wykonywa w tym wypadku pewną pracę, która wpływa dodatnio na skrócenie drogi. W przybliżeniu drogę wybiegu l_1 z uwzględnieniem pracy siły ciężkości obliczyć możemy według równania

$$l_1 = \frac{\frac{m}{2} \cdot v_1^2 - Gh}{S - W} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(5 f)}$$

(*h* . . różnica wysokości)

Dla ciężkiego samolotu zmniejszenie wybiegu może być bardzo znaczne. Pröll oblicza, że dla pewnego samolotu o ciężarze G = = 7000 *kg* ($v_1 = 40$ *m/s*, S = ∾ 1350 *kg*, W = ∾ 650 *kg*) długość wybiegu wyniosła:

$$l_1 = \frac{560.000 - 7000 \cdot h}{1350 - 650} = 800 - h$$

Długość wybiegu na polu wzlotów o spadku maksymalnym (u nas stosowanym) 2%, wyniesie więc ($h = 2.8 = 16$ *m*):

$$l_1 = 800 - 10.16 = 800 - 160 = 640 \text{ m}.$$

Spadek więc 2% skraca przy tym samolocie długość wybiegu o około 20%. Równocześnie jednak start na takim terenie w przeciwnym kierunku utrudnia i przedłuża długość wybiegu w większym stopniu, niż skrócenie przy starcie po linji spadku (tarcie ziemi μ przy starcie w kierunku przeciwnym do spadku jest znacznie większe). Dlatego też staramy się zakładać pola wzlotów o możliwie jak najmniejszych spadkach.

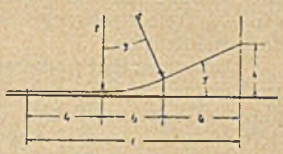


Fig. 341. Tor drogi startu.

Po ukończeniu wybiegu l_1, samolot przejść musi do wznoszenia się. Przejście to wykonywa samolot na drodze l_2 aż do uzyskania kąta wznoszenia φ (fig. 341). Drugi ten etap drogi startu obliczamy według równania:

$$l_2 = \varphi \cdot r = \frac{P_1}{\gamma F} \cdot \frac{1}{c_{z\,max} - c_{a1}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(14)}$$

gdzie $c_{z\,max}$ wyraża spółczynnik wyporu przy końcu drogi l_2, c_{a1} spółczynnik wyporu w czasie wybiegu.

W sumie droga $l_1 + l_2$ jest najkrótszą, gdy na początku i końcu łuku przejściowego leci się z $c_{z\,max}$.

Długość drogi wznoszenia się l_3 aż do osiągnięcia wysokości *h* obliczamy z równania:

$$l_3 = \frac{h}{tg\varphi} = \infty\ h \cdot \frac{G}{P_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(15)}$$

Równanie całej drogi startu posiada więc postać:

$$l = l_1 + l_2 + l_3 = \frac{G}{P_m} \cdot \frac{G}{\gamma F} \cdot \frac{1}{c_{a1}} + \frac{P_1}{\gamma F} \cdot \frac{1}{c_{z\,max} - c_{a1}} + h \cdot \frac{G}{P_1} \quad \text{(16)}$$

Długość wybiegu l_1 przy starcie oraz dobiegu przy lądowaniu mieści się zwykle w granicach 70 do 300 *m*, długość przejścia l_2 — 50 do 150 *m*, długość wznoszenia l_3 na wysokość 20 *m* — 100 do 300 *m*.

b) Wielkość i kształt pola wzlotów.

Wielkość wymiarów pola wzlotów określa się w zależności od największej długości drogi startu, która może mieć miejsce na danem lotnisku. Największą długość startu wykazują ciężkie samoloty oraz samoloty o dużej szybkości (ekspresowe), następnie samoloty przestarzałych typów.

Samoloty lekkie i nowoczesne typu sportowego potrzebują do startu nieznacznej długości w granicach od 300 do 400 *m* (długości wybiegu l_1 naszych RWD 8 i RWD 5 wynoszą 70 i 96 *m*, długości dobiegu przy lądowaniu — 100 i 155 *m*).

Jeden z największych samolotów lądowych, a mianowicie Junkers G. 38 D o ciężarze całkowitym 24 t (4 silniki á 650 KM, szybkość przelotu 185 *km/g*, na 34 pasażerów) wykazuje całkowitą długość startu (do wysokości 20 *m* ponad terenem) 576 *m*, a długość lądowania — 456 *m*. Ten sam samolot, ale starszego typu posiadał 765 *m* długości startu oraz 615 *m* długości lądowania.

Jako minimalny wymiar pola wzlotów przyjąć należy 400 *m*, jako maksymalny — 1000 *m*. Wymiary większe, niż 1000 *m* stosuje się obecnie jedynie tylko wyjątkowo (np. gdy okolice lotniska są gęsto zabudowane, lub gdy na danem lotnisku mają startować specjalnie ciężkie, a zwłaszcza przeciążone samoloty). Również i poniżej 400 *m* zejść można tylko wyjątkowo, a to, gdy otoczenie lotniska jest wolne od przeszkód i gdy długość pola wzlotów umożliwia conajmniej przeprowadzenie wybiegu i przejścia ($l_1 + l_2$) największego z tych samolotów, które lądować będą na danem lotnisku.

Jak z poniżej podanego *Zestawienia I* wynika, lotniska o wymiarach przewyższających 1000 *m* stosuje Francja oraz Stany Zjedn. dla wielkich samolotów. Z wymiarami minimalnemi schodzi poniżej 400 *m* tylko Anglja, dopuszczając dla lotnisk V-ej i VI-ej kategorji wymiary 366 i 274 *m*.

U nas wszystkie lotniska podzielone są tylko na 4 kategorje. Lotniska pierwszej kategorji posiadają 1000 *m*, a przy sztucznej, twardej nawierzchni (drogi startowe) — 900 *m*. Lotniska drugiej kategorji — 700 *m*, a przy twardej nawierzchni — 600 *m*. Wszystkie inne lotniska o charakterze stałym o wymiarach poniżej 600 *m* zalicza się u nas do trzeciej kategorji. Jako najmniejszy wymiar stosuje się u nas 400 *m*, ale tylko w tym wypadku, gdy pole wzlotów posiada swobodne podejścia ze wszystkich stron. Do czwartej kategorji zaliczane są tereny pomocnicze, to jest lotniska o charakterze tymczasowym lub ograniczonem użytkowaniu dla pewnej tylko kategorji lekkich samolotów. Poniżej 400 *m* z wymiarami terenu pomocniczego można u nas zejść tylko w tym wypadku, gdy wymiary pola pozwalają na przeprowadzenie nad nim całkowitego startu do wysokości 20 *m*. W wyjątkowych wypadkach, gdy naokoło terenu pomocniczego brak jest przeszkód lotniczych zezwolić można na zastosowanie wymiarów pozwalających na przeprowadzenie dwóch pierwszych etapów startu (droga $l_1 + l_2$).

Przyjęte jako minimalne dla danego lotniska wymiary winny być zastosowane dla wszystkich kierunków wiatrów, które istnieją w oko-

Zestawienie I.

Wymiary i podział na kategorje lotnisk polskich i niektórych zagranicznych.

Kategorje / Państwa	1	2	3	4	5	6	UWAGI
Polska	1000 i 900 *m*	700 i 600 *m*	poniżej 600 *m*	tereny pomocnicze	—	—	900 i 600 *m* dla twardych nawierzchni
Anglja	(800 *y*) 730 *m*	(700 *y*) 640 *m*	(600 *y*) 550 *m*	(500 *y*) 457 *m*	(400 *y*) 366 *m*	(300 *y*) 274 *m*	Szerokość pasów 200 *y* t. j. 183 *m* dla pierwszych 5-ciu kat.. 150 *y* =137 *m* dla 6 kat.
Stany Zj.	(3500st.) 1067 *m*	(2500st.) 763 *m*	(2000st.) 610 *m*	(1600st.) 488 *m*	(1320st.) 403 *m*	—	
Francja	1500 *m*	1300 *m*	900 *m*	700 *m*	poniżej 700 *m*	—	
Niemcy	1000 *m*	do	600 *m*	(400 *m* *min.*)			Brak podziału na kategorje. Wymiar 1000 *m* wymagany dla lotniska otoczonego przeszkodami

licy lotniska. U nas, gdzie niemal bez wyjątku mamy do czynienia z wszystkiemi kierunkami wiatrów, pole wzlotów winno mieć teoretycznie kształt koła, dla zadośćuczynienia powyższemu warunkowi. Zagranicą, tam gdzie występują pewne tylko kierunki wiatrów (np. lotniska w dolinach górskich, u podnóża gór, nad brzegami morza i t. p.), lotniska posiadają inne kształty, jak np. wydłużonego prostokąta, litery T i t. p.

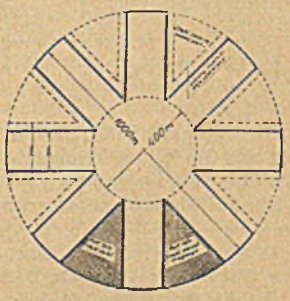


Fig. 342. Projekt lotniska-parku.

Dla zmniejszenia kosztów budowy lotniska stosuje się obecnie inne figury pola wzlotów, umożliwiające start w kilku tylko ściśle określonych kierunkach, tak jednak, by start ten mógł się odbywać zawsze pod wiatr, lub z pewnym nieznacznym bocznym wiatrem. W Stanach Zjedn. lotnisko o 4-ch drogach startowych, umożliwiające start w 8-miu kierunkach, uważane jest za równoznaczne z lotniskiem kołowem (fig. 342). Maksymalne odchylenie toru drogi samolotu startującego lub lądującego wynosi na takiem lotnisku 22,5°. Odchylenie to zmniejsza dodatnie dla startu działanie wiatru o około 7,6% (*os.* 22,5° = 0,924). Dla najsilniejszych u nas

wiatrów dochodzących — zresztą bardzo rzadko — do 20 *m/s* (t. j. 72 *km/g.*) zmniejszenie długości startu samolotu lądującego ściśle w kierunku przeciwnym do wiatru dochodzi do 40% (por. równ. 5 d). W porównaniu z długością startu ściśle pod wiatr, droga startu z bocznym wiatrem 22,5° zwiększa długość startu o około 40 . 0,076 = = 3%. Ponieważ tak silne wiatry są u nas rzadkie, więc zwiększenie długości startu w stosunku rocznym będzie znacznie mniejsze. Dla Gdyni naprzykład wynosi około 1%.

Pole wzlotów złożone z 4-ch pasów jak na rysunku 342[1] posiada powierzchnię 49 *ha* zamiast 78,5 *ha* pola o kształcie kołowym. Uzyskana oszczędność wynosi więc 38%. Lotnisko złożone z 4-ch pasów może mieć również i inny układ, jak np. na fig. 343 e.

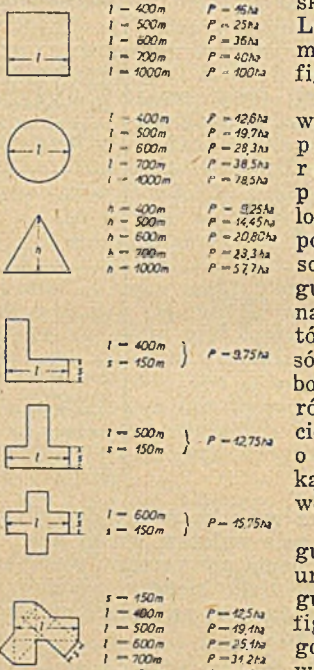


Fig. 343. Typowe figury pola wzlotów i ich powierzchnie.

W praktyce, do najczęściej stosowanych figur pola wzlotów należy prostokąt, koło, trójkąt równoboczny i wielobok przy układzie w pasy, dla lotnisk mniejszych, lądowisk i terenów pomocniczych również i układy dwupasowe w kształcie litery L, T i + (figura 343). Jak z fig. 342 i 343 wynika, najkorzystniejszą figurą dla pola wzlotów jest wielobok złożony z układu pasów (fig. 342 i fig. 343 e), trójkąt równoboczny (fig. 343 c), wreszcie koło. W porównaniu z kwadratem, pole o kształcie pasowym wykazuje powierzchnię o 51% mniejszą, pole o kształcie trójkątnym — o 42% mniejszą, pole kołowe — o 21,5% mniejszą.

Zaleca się specjalnie stosowanie figury trójkątnej, jako łatwej do urzeczywistnienia w praktyce, oraz figury t. zw. trójłukowej (por. fig. 360) zbliżonej do trójkąta, wreszcie gdzie to jest możliwe — układu pasowego. Ostatni układ nadaje się szczególnie przy zakładaniu lotniska łącznie z parkiem publicznym, czyli t. zw. lotniska-parku[2]) fig. 342).

Spadki terenu pola wzlotów nie powinny przekraczać u nas 1,5%, na krańcach pola wzlotów oraz na lotniskach położonych w terenie górzystym — 2%, ale tylko na krótkich partjach. Spadki stosowane zagranicą podaje *Zestawienie II.*

---

[1]) Por. autora „Zagadnienie centralnego lotniska komunikacyjno-sportowego w Warszawie", Skrzydlata Polska Nr. 5. r. 1935.

[2]) Por. autora „Z dziedziny nowszych kierunków usytuowania i rozplanowania lotniska", Skrzydlata Polska Nr. 3, r. 1935, oraz inż. Ziembińskiego „Parki — Lotniska w miastach" S. P. Nr. 1, r. 1935.

Zestawienie II.

Maksymalne spadki pól wzlotów na niektórych lotniskach zagran.

Kraj	Maksym. spadek %	Maks. spadek dop. wyjątkowo %	Uwagi do spadku wyjątkowego
Polska	1,5	2,0	Stosowany na krańcowych partjach pola i na krótkich partjach lotn. w terenie górzystym
Anglja	2,0	2,5	Dozwolony tylko na krótkich partjach pola wzlotów
Stany Zjedn.	2,0	2,5	
Francja	1,0—2,0	3,0—4,0	Dopuszczalny jako spadek poprzeczny na pasach startu i lądowania
Niemcy	1,35	1,5	.

4. Nawierzchnie pola wzlotów.

a) Nawierzchnia darniowa.

Najbardziej rozpowszechnioną, zwłaszcza w Europie, nawierzchnią pola wzlotów jest nawierzchnia darniowa. Dobra nawierzchnia darniowa jest na lotnisku o niezbyt silnym ruchu lotniczym bezwzględnie najlepszą oraz najtańszą nawierzchnią. Jeśli chodzi o lądowanie, to jest to nawierzchnia wprost idealna.

Darń nawierzchni pola wzlotów winna być utworzoną z traw i strączkowych niskopiennych o silnie rozkrzewiających się korzeniach. Tak utworzona gęsta i trwała darń łączy poszczególne cząsteczki gleby do pewnej głębokości i tworzy tem samem pewnego rodzaju jednolitą, sprężystą poduszkę, która chroni podłoże przed niszczącemi wpływami atmosferycznemi, łagodzi uderzenia kół samolotu i przenosi obciążenia na większą powierzchnię podłoża.

Taka darń może być utworzona jedynie tylko na bardzo dobrej, czynnej glebie, posiadającej dostateczny zapas pokarmów dla roślin, oraz uregulowane stosunki wodne. Stworzenie czynnej, urodzajnej gleby na ziemi nieurodzajnej jest bardzo trudne, kosztowne i długotrwałe. Wymaga bowiem nietylko kilkuletniej uprawy i nawożenia, lecz nieraz i dodania brakujących glebie składników fizycznych takich, jak glina i piasek. Stosunkowo najłatwiej można jeszcze uregulować stosunki wodne na terenie odpowiednio wybranym pod lotnisko. Stosuje się w tym celu drenowanie terenu oraz plantowanie i wyrównanie dla stworzenia dobrych warunków dla spływu powierzchniowego wód opadowych.

Do naturalnych fizykalnych własności gleby, należy zdolność przewodzenia wody i zatrzymywania tejże w ilości potrzebnej dla roślin do głębokości, dosięganej przez korzenie rosnących traw. Taka gleba posiada również zdolność wciągania (kapilarność) w razie potrzeby wody z głębszych warstw do wysokości skąd może być pobierana jeszcze przez rośliny.

Gleba wybitnie piaszczysta lub czysto piaszczysta nie posiada dobrych własności fizykalnych. Gleba ta nie ma budowy gruzełkowatej, istotnej dla dobrej gleby, nie potrafi zatrzymywać większej ilości wody.

Ażeby na powierzchni tego luźnego piasku utworzyć zbitą darń, musi się w pierwszym rzędzie poprawić fizykalne własności w kierunku przedewszystkiem zdolności akumulowania w górnych warstwach wilgoci. W tym celu musi się do górnej warstwy piasku dodać taki rodzaj ziemi, który zatrzymuje wodę. Do tego rodzaju ziemi należy glina. Glina zmieszana z górną warstwą piasku tworzy glebę gliniasto-piaszczystą, w której przez odpowiednią uprawę da się już uzyskać strukturę gruzełkowatą.

Nawierzchnia z czystej niemal gliny posiada wybitną zdolność przyjmowania i zatrzymywania wody, a po przesyceniu tworzy się warstwa nieprzepuszczalna dla przepływu wody i powietrza. Po wypełnieniu wodą wszystkich porów w glinie ustają normalne procesy chemiczne z braku dopływu tlenu, a przez rozkład resztek roślinnych bez obecności tlenu wywiązują się szkodliwe dla roślin kwasy. W razie posuchy tworzy się na powierzchni twarda skorupa, która pęka i rozrywa darń. Powstaje nierówna, niejednostajna i spękana powierzchnia pola wzlotów.

Tak więc na nawierzchni czysto piaszczystej jak i czysto gliniastej nie da się utworzyć dobrej darni bez bardzo kosztownych robót. Natomiast gleba składająca się z piasku i gliny posiada odpowiednie własności w kierunku zatrzymywania potrzebnej dla roślin wody i odprowadzenia nadmiaru tejże. Wysycha łatwo i szybko, procesy organiczne postępują w niej szybko dzięki swobodnemu dopływowi powietrza. Taka gleba przedstawia więc typ gleby czynnej w kierunku fizyko-chemicznym, warunkującym czynne życie organiczne roślin.

Do zasadniczych błędów popełnianych w pierwszych latach po wojnie przy budowie lotnisk należał wybór pod pole wzlotów różnych nieużytków, placów ćwiczeń wojskowych i t. p. terenów wybitnie piaszczystych. Utworzenie darni na takim terenie okazało się niewykonalne w inny sposób jak tylko przez nawożenie warstwą gliny. Ilość nawiezionej gliny koloidalnej na piaszczyste pole wzlotów powinna być taką by po zmieszaniu stworzona warstwa wynosiła 20 do 30 cm. Warstwa ta powinna zawierać przeciętnie 20 do 25% gliny i 80 do 75% piasku. Grubość zmieszanej warstwy na lotniskach o słabym ruchu i na brzegach lotniska może wynosić 10 cm. Glinę przywozi się jesienią na teren lotniska, rozrzuca w warstwie około 15 cm i pozostawia tak na zimę dla kruszącego działania mrozów. Na wiosnę następuje skolei wymieszanie gliny z piaskiem przy pomocy orki i kilkakrotnego nieraz bronowania. W końcu waluje się całą nawierzchnię lekkim walcem.

Nawiezienie gliną piaszczystego pola wzlotów jest ze względu na bardzo dużą powierzchnię tegoż pola niezwykle kosztowne. Koszt nawiezienia pola wzlotów o powierzchni 100 *ha* wyniesie w najlepszym wypadku kilkaset tysięcy złotych, a przekroczyć może miljon zł, gdy glinę trzeba dowozić z nieco większej odległości. Dlatego też wybór piaszczystego terenu pod lotnisko, wymagającego nawiezienia gliną, uważa się obecnie za kardynalny błąd. Jedynie tylko w tym wypadku założenie lotniska na piaskach można uznać za uzasadnione, gdy niema w bliższej i dalszej odległości od

miasta żadnego innego nadającego się pod lotnisko terenu (miasta w okolicach górzystych).

W przeciwieństwie do terenu piaszczystego, teren gliniasty tylko wyjątkowo wymaga nawiezienia piaskiem. Zwykle przekształcenie ciężkich nieczynnych i zakwaszonych ziem gliniastych na ziemię urodzajną da się najczęściej uskutecznić w inny sposób, a mianowicie przez dokładne odwodnienie i osuszenie terenu, przez nawożenie i staranną uprawę rolną. Dlatego też z dwojga złego lepszem rozwiązaniem będzie założenie lotniska na gruntach wybitnie gliniastych, ciężkich, niż na lekkich gruntach wybitnie piaszczystych.

Gęsta darń pola wzlotów potrzebuje dla swego rozwoju i umożliwienia czerpania z gleby pożywienia rozpuszczonego w wodzie specjalnie dużych ilości wody. Dlatego też unikać należy lekkich gruntów o bardzo niskim poziomie wody gruntowej, na których utrzymanie darni możliweby było jedynie przez sztuczne nawodnienie. Sztuczne zaś nawodnienie, zwłaszcza gdy odbywać się musi przez zraszanie przy pomocy hydrantów, jest bardzo kosztowne.

Do głównych rodzai pożywienia zużywanego w dużych ilościach przez rośliny wchodzące w skład darni należy: azot, fosfor, potas i wapno. Pierwiastki te doprowadza się glebie w trzech postaciach, a to: 1) w nawozie stajennym, 2) w nawozie zielonym i 3) w nawozach sztucznych.

Z powyższych najczęściej tylko nawozy sztuczne mogą być używane do nawożenia pola wzlotów. Na stosowanie nawozu zielonego zwykle niema czasu, a nawozu naturalnego nie można otrzymać w dostatecznej ilości. Nawozy zielone i naturalne stosować można tylko częściowo, gdy zaistnieją ku temu odpowiednie warunki.

Ilość i rodzaj nawozów sztucznych potrzebnych dla normalnego rozwoju roślin na lotniskach należy zawsze ustalać na podstawie specjalnego badania gleby. Najczęściej zachodzi potrzeba użycia soli potasowej (np. 300 *kg* soli 30-procentowej na 1 *ha*), tomasyny (200—300 *kg*), saletry chilijskiej (50—100 *kg*) oraz ewentualnie produktów chorzowskich. Na gruntach ciężkich i kwaśnych należy użyć palonego wapna mielonego w ilości od 500 do 2000 *kg* na 1 *ha*.

Rośliny hodowane na polu wzlotów muszą być niskopienne, gdyż nie chodzi tu o uzyskanie jak największych ilości paszy roślinnej, ale o utworzenie gęstej, zwartej darni jako ochrony gleby. Do danej gleby należy więc dobierać starannie nasiona i zasiać niemi całą powierzchnię pola wzlotów. Trawy na lotnisku winny posiadać gęste ulistnienie, rozrastające się wszerz korzenie i zdolność wypuszczania nowych pędów. Całość stworzyć winna pokrywę z korzeni i pędów.

Nasiona wchodzące w skład mieszanek dla pola wzlotów winny być pochodzenia krajowego. Nasiona te należy kupować w firmach hodowlano-nasiennych, posiadających plantacje traw i koniczyn. Pochodzenie traw winno być udowodnione świadectwem pochodzenia, poświadczonem przez sekcje nasienne Towarzystwa lub Izby rolnicze.

Dla przykładu podajemy poniżej najważniejsze rodzaje mieszanek, których jednak nie należy szablonowo stosować.

Trawy należy zasiewać najlepiej wiosną na uprawioną i wyrównaną glebę przy użyciu specjalnych siewników do traw i koniczyn. Nasiona okrągłe należy wysiewać osobno, osobno wydłużone. Siane najlepiej przeprowadzić dwukrotnie w dwu poprzecznych kierunkach.

Nazwy roślin	Na grunta ciężkie gliniaste		Na grunta piaszczysto-gliniaste		Na grunta lekkie	
	%	kg/ha	%	kg/ha	%	kg/ha
Motylkowe						
Koniczyna biała trwała (Trifolium repens perenne)	15	2,5	9	1,5	20	3,3
Koniczyna czerwona trwała (Trifolium pratense perenne) .	5	1,5	3,5	1,0	—	—
Komonica rożkowata (Lopus corniculatus)	2,5	0,5	2,5	0,5	—	—
Motylkowe razem	22,5	4,5	15	3	20	3,3
Trawy.						
Rajgras angielski (Lolium perenne)	30	20	40	27	5	3,2
Wiechlina łąkowa (Poa pratensis)	10	3	8	2,4	—	—
Kostrzewa czerwona rozłogowa (Festuca rubra stolonifera) . .	10	4	8	3,2	15	6
Kostrzewa owcza (Festuca ovina)	5	2,5	5	2,5	20	10
Grzebienica (Cynosurus cristatus)	10	3,5	8	2,8	15	5
Mietlica rozłogowa (Agrostis alba, stolonifera)	12,5	2,5	8	1,5	15	3
Stokłosa bezostna (Bromus inermis	—	—	8	5,5	5	3,5
Stokłosa wyniosła (Bromus erectus)	—	—	—	—	5	5
Trawy razem	77,5	35,5	85	44,9	80	35,7
Ogółem	100%	40 kg	100%	47,9 kg	100%	39 kg

b) Smołowane nawierzchnie pola wzlotów.

Nawierzchnie smołowane różnią się tem od nawierzchni darniowej, że życie roślinne na niej jest wyeliminowane. Odpływ wody opadowej odbywa się tu nie przy pomocy drenów, lecz przez spływ po powierzchni terenu. W związku z tem odprowadzeniem powierzchniowem muszą być odpowiednio wykonane spadki.

Nawierzchnie smołowane są szeroko stosowane na lotniskach amerykańskich. W Europie dzięki dobrym warunkom dla nawierzchni darniowej nie znalazły one zastosowania. Nawierzchnie te mogą jednak oddać doskonałe usługi i u nas, a to na terenach wybitnie piaszczystych lub też na drogach i pasach startowych.

Nawierzchnie smołowane są niezwykle różnorodne. Podzielić je można — analogicznie jak na drogach kołowych — na nawierzchnie: 1) smołowane powierzchniowo, 2) smołowane wgłębnie.

Smołowanie powierzchniowe polega na polaniu odpowiednio wyrównanej i zwłóczonej ziemi (gleby piaszczystej, gliniastej lub — żwirowo-piaszczystej) kompozycją asfaltową w ilości od 1,7 do 2,3 *l* na 1 m^2 i na powtórnem zwłóczeniu. Ziemia tak smołowana wykazuje dwie zalety w porównaniu z glebą niesmołowaną, a to: brak kurzu i pyłu w czasie startu i lądowania, oraz pewną odporność na rozmiękczenie podczas mniejszych deszczów.

Jak z powyższego wynika, nawierzchnia smołowana powierzchniowo nigdy nie zastąpi dobrej nawierzchni darniowej. Smołowanie powierzchniowe nie daje zresztą dobrych wyników na nawierzchni zbyt luźnej, niezdolnej do zatrzymania na wierzchu napojonej warstewki (p. lekki piasek).

System właściwego wgłębnego smołowania polega na przepojeniu nawierzchni lotniska bituminami na większej głębokości, najczęściej w granicach od 10 do 20 *cm*. Odpowiedniej grubości warstwę ziemi miesza się z olejem asfaltowym, układa na terenie i waluje, lub też wciska się daną kompozycję w nawierzchnię. Warstwa tego „asfaltu ziemnego" jest wolna od kurzu i nie przepuszcza wody. Potrzebna do wgłębnego smołowania ilość kompozycji asfaltowej wynosi około 9 l/m^2.

W Stanach Zjednoczonych stosuje się też smołowanie wgłębne naturalnego podłoża żwirowo-piaszczystego z dodaniem pewnej ilości gliny. Wtedy potrzebna ilość kompozycji asfaltowej spada do 2,5 l/m^2.

Smołowanie wgłębne jest u nas bardzo kosztowne (koszt od 4 do 10 *zł* m^2). Dlatego też może być stosowane wyjątkowo i to tylko na pewnych partjach pola wzlotów (drogi i pasy startowe).

5. Drogi startowe i twarde nawierzchnie.

Drogi startowe są to pasy o sztucznej twardej nawierzchni ułożone odpowiednio do kierunków startów na terenie pola wzlotów i przystosowane specjalnie dla ułatwienia startu samolotów.

Budowa dróg startowych na lotnisku staje się konieczną, gdy: 1) ruch lotniczy na lotnisku staje się tak silny, że utrzymanie nawierzchni darniowej nie jest możliwe, 2) teren naturalnej darniowej nawierzchni rozmaka w czasie złych warunków atmosferycznych tak silnie, że jego użytkowanie staje się niemożliwe (roztopy jesienne a zwłaszcza wiosenne, gdy podłoże jeszcze nie rozmarzło), 3) zachodzi potrzeba skrócenia drogi startu samolotu (np. na lotnisku o nieco małych wymiarach z chwilą gdy wchodzą w użycie samoloty, dla których istniejące wymiary są za małe).

Przyjąć można, że drogi startowe zmniejszają od 10 do 20% długości startu, a więc i conajmniej w tym samym stosunku zmniejszają i powierzchnię pola wzlotów. Dlatego też nasze przepisy o podziale lotnisk na kategorje ustalają, że pole wzlotów

I-ej kategorji o wymiarach conajmniej 1000 *m* może być zmniejszone do 900 *m* w razie założenia na lotnisku odpowiednich dróg startowych, a pole wzlotów II-ej kategorji — zmniejszone z 700 do 600 *m*[1]).

Wymagania stawiane dobrej nawierzchni startowej są różnorodne i w pewnej mierze odbiegają od wymagań stawianych drogom kołowym o silnym ruchu. Dobra droga startowa winna posiadać:

1. gładką i równą powierzchnię,
2. nawierzchnię sprężystą, podatną, niepękającą i wytrzymałą na uderzenia,
3. nawierzchnię chropowatą,
4. nawierzchnię nieprzepuszczalną dla wody,
5. przekrój poprzeczny o małych spadkach,
6. powierzchnię drogi na jednej płaszczyźnie z przyległemi partjami terenu pola wzlotów,
7. nawierzchnię wolną od kurzu,
8. nawierzchnię odcinającą się wyraźnie od przyległego terenu i dobrze widoczną z większych odległości z powietrza,
9. dokładnie przeprowadzone odwodnienie,
10. nawierzchnię, którą można łatwo i szybko naprawić w razie potrzeby,
11. nawierzchnię o możliwie najmniejszych kosztach budowy i utrzymania.

S p r ę ż y s t o ś ć i p o d a t n o ś ć dróg startowych jest sprawą zasadniczą. W chwili odrywania się od ziemi samolotu wystąpić mogą silne uderzenia, które może nie tyle są szkodliwe dla samej nawierzchni, ile dla podwozia samolotu. Sprężystość więc ma tu znacznie większe znaczenie, niż na drogach samochodowych.

Odpowiednia c h r o p o w a t o ś ć nawierzchni startowej jest również ważniejszem zagadnieniem, niż na innych drogach, a to z powodu wielkiej szybkości samolotu przy starcie i lądowaniu, szybkości przekraczającej nieraz 100 *km/g*.

S p a d e k p o d ł u ż n y drogi startowej ustalony jest spadkiem terenu pola wzlotów, a więc mieści się w granicach od 0 do 1,5%, bardzo często wynosi około 0%. Tem większe więc znaczenie dla odprowadzenia wody posiada spadek poprzeczny. Ponieważ jednak droga nie może wznosić się wyraźnie ponad bezpośrednio przyległy teren, ze względu na możliwość lądowania, a nawet startu w kierunku poprzecznym do drogi, więc spadki poprzeczne muszą być z konieczności znacznie mniejsze, niżby to dyktowały dobre warunki dla odwodnienia. S p a d e k p o p r z e c z n y nie powinien przekraczać 0,5%, a więc znacznie poniżej spadku dopuszczalnego dla pola wzlotów. Starać się jednak należy o ile możności o stosowanie spadków poprzecznych ¼ do $^1/_3$%. Z powyższego wynika, że spadki poprzeczne dróg startowych są kilkakrotnie mniejsze, niż spadki na drogach kołowych (żwirówka 7 i 5%, beton 4%, asfalt 2 i $1^1/_2$%). Dlatego też nawierzchnia dróg startowych winna być wykonana niezwykle starannie (bardzo równa, gładka powierzchnia, staranne odwodnienie podłoża). Ze względu na znaczną szerokość dróg startowych przekraczających często 30 *m* stosować należy w miarę możności spadki obustronne.

Wodę spływającą z powierzchni i z podłoża należy ująć z o b u s t r o n d r o g i r o w a m i, wypełnionemi odpowiednim, grubym

[1]) Por. Rozporządzenie Min. Komunikacji, Dz. U. R. P. z 1934 r. Nr. 18, poz. 142.

materjałem kamiennym i odprowadzić drenem zbiorczym ułożonym na dnie tegoż rowu fig. 344.

Nie wolno zapominać o złagodzeniu przejścia samolotu lądującego w kierunku poprzecznym do drogi z miękkiej nawierzchni darniowej na twardą nawierzchnię drogi. W tym celu na pewnej partji (najmniej 1 m szerokości z obu stron drogi należy stosować przejściową nawierzchnię, jak warstwę żwiru, żużlu, nawierzchnię złożoną ze żwiru i gliny) smołowaną wgłębnie i t. p.

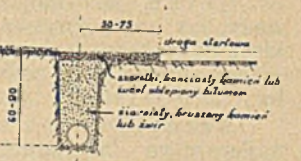


Fig. 344. Odwodnienie i nawierzchnia przejściowa drogi startowej.

Obciążenia przenoszone za pośrednictwem kół samolotów na nawierzchnię dróg startowych są bardzo znaczne, często znacznie większe, niż to ma miejsce na drogach kołowych. Jest to zrozumiałe, gdy weźmiemy pod uwagę ogólną wagę największych samolotów lądowych (np. sowiecki „Maksym Gorkij" ważący 42 t., niemiecki Junkers G. 38 — 24 t., a przenoszenie za pośrednictwem 2 lub maksimum 4 kół) oraz występujące nieraz uderzenia.

Natomiast częstotliwość ruchu na drogach startowych jest bardzo nieznaczna w porównaniu z drogami kołowemi. Ciężary, które przenieść musi w ciągu doby droga startowa wynoszą kilka lub kilkadziesiąt, a zupełnie wyjątkowo (na największych lotniskach amerykańskich) — kilkaset ton, co w porównaniu z kilku tysiącami ton, jakie normalnie przenosi droga kołowa, jest cyfrą bardzo nieznaczną.

Ze względu na konieczność łatwego zorjentowania pilota lądującego w układzie dróg startowych, kolor nawierzchni dróg startowych winien odcinać się wyraźnie od tła pola wzlotów. Najlepszym jest kolor biały (beton), następnie czarny (asfalt), który przedstawia prócz tego doskonałe tło dla białych napisów i znaków orjentujących pilota. Nawierzchnia nie powinna być jednak tego rodzaju, by przy oświetleniu nocnem olśniewała wzrok pilota.

Stosowane nawierzchnie do dróg startowych podzielić można na następujące grupy:

1. bruki z kamieni naturalnych i sztucznych,
2. nawierzchnie z makadamu i żużli,
3. nawierzchnie z betonu, makadamu smołowego i warstwy żużli smołowanych wgłębnie,
4. nawierzchnie asfaltowe i z betonu asfaltowego.

Powyżej wymienione kategorje nawierzchni startowych zestawiono od najmniej odpowiednich pod względem technicznym do najlepszych.

Bruki (z cegły, klinkieru, kamienia, z płyt betonowych) układane na podkładzie betonowym są najmniej odpowiednie dla małej sprężystości, znacznego kosztu i trudności w odprowadzeniu wody. Używane są natomiast bardzo często na t. zw. nawierzchnie manipulacyjne (rampy przedhangarowe na lotnisku w Warszawie na Okęciu wykonano z płytek klinkierowych 4 *cm* ułożonych na 20 *cm* podkładzie betonowym).

Nawierzchnie z makadamu i żużli posiadają również bardzo znaczne wady, jak: a) obecność kurzu, b) trudności w odwodnieniu, c) powstawanie bruzd i zagłębień. Mimo tego są chętnie stosowane, jako jedne z najtańszych i jako pierwszy typ przy stop-

niowej rozbudowie (a mianowicie jako podkład pod nawierzchnie z betonu i asfaltu).

Nawierzchnia z makadamu i żużli, napojona asfaltem daje już dobrą nawierzchnię startową bez wad wyżej wymienionych. Grubość uwałowanego makadamu lub żużli nie powinna być mniejsza, niż 20 *cm*.

Beton, jako nawierzchnia do dróg startowych posiada także wady, jak: małą sprężystość, skłonność do pękania, a przedewszystkiem duży koszt wykonania i trudność naprawy. Stosowany bywa jednak chętnie, jako podkład pod asfalt, który w chwili obecnej należy do najwyższego typu nawierzchni dróg startowych.

Asfaltowe nawierzchnie startowe są bezwzględnie najlepsze na drogi startowe i dlatego są tak chętnie stosowane

Fig. 345. Układ gwiaździsty dróg startowych.

Fig. 346. Układ równoległy, ośmiokierunkowy dróg startowych.

Fig. 347. Układ równoległy, czterokierunkowy dróg startowych.

w Ameryce, tembardziej, że są tam tańsze niż betonowe. Ogólnemu ich zastosowaniu w Europie stoi na przeszkodzie bardzo znaczny ich koszt. Pozatem pewną wadą ich jest śliskość, którą usuwa się zresztą względnie łatwo przez warstewkę żwiru, którym posypuje się świeży asfalt i wciska nieco w masę asfaltową. Wykonywane drogi startowe w Ameryce wykazują grubość warstwy asfaltowej 5 *cm* ułożonej na makadamie o grubości około 15 *cm*.

Układ dróg startowych na danem lotnisku powinien być tak zaprojektowany, by start mógł się odbywać z odchyleniem conajwyżej 22,5° od kierunku każdorazowo wiejącego wiatru. Temu założeniu odpowiada osiem kierunków układu tychże dróg (por. fig. 342). Często wykonuje się układ złożony z 3-ch lub 2-ch dróg na 6 lub 4 kierunki, a to wtedy, gdy dane lotniska mają do czynienia niemal wyłącznie z dwoma, czterema lub sześcioma kierunkami wiatrów (por. fig. 347).

Drogi startowe zaliczyć można do trzech grup pod względem układu, a mianowicie do: 1) układu gwiaździstego (fig. 345), 2) układu równoległego podwójnego (fig. 346 i 347), 3) układu wiązkowego (fig. 360).

Układ równoległy, jako wykazujący dwa razy większą przelotność i możliwość równoczesnego startu i lądowania dwóch samolotów stosowany bywa chętnie na lotniskach o bardzo silnym ruchu przy użyciu wielkich i ciężkich samolotów.

Układ wiązkowy posiada może najwięcej zalet, a to dużą przelotność (jak układ równoległy o tej samej ilości dróg: start może się odbywać na dwóch drogach o kierunkach zbliżonych do kierunku wiejącego wiatru), dobry rozkład ruchu, mniejszą ogólną powierzchnię układu dróg w porównaniu z układem równoległym, dzięki przecinaniom się w wielu punktach (conajmniej o kilkanaście procent).

Szerokość dróg startowych jest uzależniona od tego, czy droga startowa ma służyć równocześnie do startu i lądowania, czy tylko jedynie do startu. Dla samego startu żąda się szerokości conajmniej 20 *m*, w Ameryce stosuje się najmniej 30 *m* (100 stóp). Poniżej z szerokością 20 *m* można zejść tylko w tym wypadku, gdy przylegający do dróg startowych teren jest dostatecznie zwięzły i nie rozmaka podczas najgorszych nawet warunków atmosferycznych. W razie gdy droga startowa ma służyć również i do lądowania w tych nielicznych wypadkach, gdy lądowanie na terenie darniowym pola wzlotów jest zbyt utrudnione należy zwiększyć szerokość dróg z 20 conajmniej do 30 *m*.

6. Plantowanie pola wzlotów.

Wielkość robót plantowania na terenie pola wzlotów zależy od: 1) ogólnych, przeciętnych spadków terenu, 2) dopuszczalnych spadków na splantowanym terenie pola wzlotów, 3) pofałdowania powierzchni pola wzlotów, 4) grubości warstwy urodzajnej i rodzaju podglebia, 5) projektu plantowania.

Dopuszczalne u nas spadki na terenie pola wzlotów mieszczą się w granicach od 0 do $1^1/_2\%$. Spadki poniżej $1^1/_2\%$ nie wywołują poważniejszych utrudnień w przebiegu startu i lądowania. Jedynie tylko w okolicach górzystych lub tylko wyjątkowo w specjalnie ciężkich warunkach powiększyć można nieznacznie powyższy spadek dopuszczalny. Spadki dochodzące do 2% stosować można tylko na niezbyt dużych partjach i to na granicach pola wzlotów.

Stosowanie w Ameryce spadków powyżej 2% uzasadnione jest powszechnem niemal stosowaniem dróg startowych i to najczęściej asfaltowych oraz stosowaniem silniejszych motorów lotniczych.

Przeciętny spadek terenu wybranego pod lotnisko nie może więc w żadnym wypadku przekraczać $1^1/_2\%$, o ile chcemy uniknąć poważniejszych robót ziemnych. Roboty plantowania winny się ograniczyć tylko do wyrównania miejscowych wzniesień i zagłębień, a nie do zmniejszenia spadku na całym terenie dla uzyskania spadku dopuszczalnego dla terenu pola wzlotów.

Nieraz duże miejscowe tylko wzniesienia i zagłębienia wywołać mogą znaczne roboty ziemne. Dlatego też unikać należy przy wyborze terenu pod lotnisko miejscowych wzniesień i zagłębień przekraczających 1 m.

Na wielkość robót ziemnych i ich koszt wpływa bardzo poważnie układ i grubość warstw. Przez plantowanie nie wolno zniszczyć urodzajnej gleby i istniejących na terenie meljoracyj wodnych (np. drenaż rolniczy). Plantowanie więc winno być tak zaprojektowane, by w czasie robót ziemnych nie odsłaniać nieurodzajnego, zwłaszcza piaszczystego, podglebia. W razie gdy warunku tego nieda się zachować w terenie o cienkiej warstwie urodzajnej, to odsłonięte podglebie należy pokryć dodatkowo warstwą urodzajnej gleby lub odpowiednio zadarniować.

Przy projektowaniu i wykonywaniu robót plantowania należy kierować się następującemi wskazówkami:

a) projekt plantowania należy wykonywać na podstawie zdjęć siatki niwelacyjnej o oczkach 20 m (samo zdjęcie tachymetryczne jest do tego celu mniej odpowiednie),

b) przy projektowaniu należy możliwie ściśle dostosować się do spadków terenu wybranego pod pole wzlotów; roboty plantowania na terenie równym i niepofałdowanym o spadku do $1^1/_2\%$ wykonywane tylko dla zmniejszenia tego spadku są nietylko bezcelowe, lecz nieraz wręcz szkodliwe ze względu na pogorszenie warunków odpływu wód opadowych i pogorszenie struktury gleby,

c) wyrównanie mas ziemnych winno odbywać się na małych partjach terenu nie przekraczających 1 *ha* lub kilku hektarów, a to dla zmniejszenia długości przewozów do kilkudziesięciu, maksimum — stukilkudziesięciu metrów i dla umożliwienia wykonywania robót stopniowo bez potrzeby zamykania lotniska lub ograniczenia ruchu,

d) należy bezwzględnie unikać wykopów i nasypów poniżej 10-ciu centymetrów grubości zwłaszcza na większych partjach (kilku *ha*), a to ze względu na zniszczenie gleby i podrożenie kosztów robót,

e) w razie gdy przy robotach odsłonięte zostaje podglebie nieurodzajne, a zwłaszcza piaszczyste, należy roboty wykonywać w ten sposób, by górna, urodzajna warstwa zebrana w przekopach ułożona została jako górna warstwa i w nasypach; odsłonięte podglebie w przekopach (po odpowiedniem obniżeniu) należy pokryć warstwą urodzajnej ziemi, lub darnią,

f) unikać należy przy projektowaniu częstszych zmian spadku, a zwłaszcza spadków odwrotnych; w razie konieczności stosowania zmiennych spadków należy się starać zachować dany spadek na jak najdłuższej przestrzeni, na długości równej długości wybiegu samolotów najczęściej używanych na danem lotnisku (u nas 70 do 300 *m*); należy stosować dłuższe nieco spadki przejściowe między spadkami odwrotnemi oraz między spadkami różniącemi się znacznie między sobą.

7. Odwodnienie pola wzlotów.

Odwodnienie lotniska ma za zadanie:

1) uregulowanie stosunków wodnych na terenie pola wzlotów dla poprawy struktury i warunków fizycznych gleby,

2) obniżenie wysokiego poziomu zwierciadła wody gruntowej dla osuszenia podmokłych części terenu i uzyskania większej zwięzłości i wytrzymałości gleby,

3) szybkie odprowadzenie najkrótszą drogą wód opadowych zwłaszcza o charakterze gwałtownym,

4) ochronę terenu pola wzlotów od napływu wód gruntowych i opadowych z terenów przyległych do lotniska.

Dla odwodnienia lotniska wchodzi w grę zasadniczo jedynie tylko drenowanie. Rowy otwarte stosować można tylko wzdłuż granic lotniska dla odcięcia lotniska od wyżej położonych, podmokłych terenów przyległych i odprowadzenia obcych wód napływowych.

Drenowanie potrzebne jest, gdy poziom wody gruntowej znajduje się stale lub w czasie dłuższych deszczów na głębokości mniejszej, niż 60 *cm* od poziomu terenu. Tak wysoki poziom wody gruntowej uniemożliwia wegetację roślin wchodzących w skład traw i motylkowych hodowanych na polu wzlotów. Również i tereny silnie lub częściowo podmoknięte stale lub choćby w ciągu krótkich okresów w ciągu roku wymagają drenowania. Bez drenowania start i lądo-

wanie na takim terenie pola nie mogłyby odbywać się nieprzerwanie w ciągu całego roku.

Gleba ciężka, gliniasta wymaga niemal bez wyjątku drenowania. U nas raczej do wyjątków należy teren pola wzlotów o uregulowanych stosunkach wodnych w sposób naturalny. Do tych należą tereny o dobrej glebie piaszczysto-gliniastej, o podłożu przepuszczalnem, piaszczystem lub żwirowem przy odpowiednich spadkach.

Głównem, bezpośredniem zadaniem drenowania jest obniżenie poziomu wody gruntowej i szybkie odprowadzenie wody opadowej. To drugie zadanie posiada dla lotniska kapitalne znaczenie. W czasie silnych lub dłuższych deszczów, teren choćby normalnie zdrenowany, rozmaka bardzo silnie choć zwykle nie na długo. Dla rolnictwa to rozmiękczenie i niemożność wejścia na teren w ciągu kilku dni niema większego znaczenia, na polu wzlotu natomiast sprowadza to kilkudniową przerwę w ruchu lotniczym, co na lotnisku komunikacyjnem nie jest dopuszczalne.

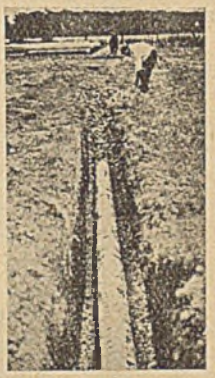


Fig. 348. Fotografja fragmentu drenowania lotniska w Stanach Zj.

Stosowane są w praktyce dwa systemy drenowania lotniska, a mianowicie: 1) drenowanie o dwu sieciach rurociągów drenarskich, z których jedna sieć ma za zadanie obniżenie poziomu wody gruntowej i uregulowanie stosunków wodnych w glebie, druga — szybkie i natychmiastowe odprowadzenie wody opadowej, 2) drenowanie złożone z jednej sieci rurociągów, która równocześnie ma obniżyć poziom wody gruntowej i odprowadzić szybko wody opadowe.

Pierwszy system jest szeroko stosowany w Stanach Zjednoczonych. Dla obniżenia poziomu wody gruntowej stosuje się drenaż używany w kulturze rolnej, dla szybkiego zaś odprowadzenia wód opadowych wykonywuje się niezależną od drenowania rolniczego sieć rurociągów o wielkich średnicach i większych rozstawach. Ze względu na to, że w Stanach Zjednoczonych duże lotniska komunikacyjne o nawierzchni darniowej należą raczej do wyjątków, a przeważają lotniska z drogami startowemi oraz półtwardemi nawierzchniami (np. maziowane wgłębnie), więc drenowanie dla utrzymania kultury roślinnej zwykle niema miejsca lub nie jest potrzebne ze względu na przepuszczalne podłoże. Odwodnienie lotnisk amerykańskich ogranicza się więc w większości wypadków do odprowadzania wód opadowych.

W tym celu stosowane tam są bardzo duże średnice drenów (od 20 do 100 *cm*) z betonu, z gliny wypalanej, z porowatych materjałów (betony porowate) oraz z żelaznej blachy falistej z otworami na całej górnej powierzchni (fig. 348). Rurociągi te układane są przy pomocy odpowiednich maszyn na niewielkich stosunkowo głębokościach. Resztę rowu ponad drenami wypełnia się w całości gruboziarnistym materjałem kamiennym. Odstępy tych rurociągów uwarunkowane są szerokościami dróg startowych, i miejscowemi spadkami terenu i wynoszą zwykle kilkadziesiąt metrów. Średnice drenów obliczane są na spływ około 2 *l* na *ha* i sekundę.

W Europie natomiast stosowany jest niemal wyłącznie system drugi, to jest sieć założona dla kultury rolnej odprowadza równocześnie wodę opadową z powierzchni. Dlatego też drenowanie takie różni się znacznie od drenowania czysto-rolniczego. W drenowaniu pola wzlotów stosuje się: 1) większe średnice drenów, niż w drenowaniu rolniczem, 2) gęstsze ułożenie ciągów drenarskich, 3) wypełnienie rowów nad sączkami materjałem przepuszczalnym, gruboziarnistym (piasek gruboziarnisty, tłuczeń i żwir kamienny, gruboziarnisty żużel) na całych długościach sączków lub też na pewnych tylko partjach, 4) stosowanie nieco większych spadków, niż w drenażu rolniczym.

Średnice sączków winny wynosić najmniej 6 cm, odstęp ciągów zależnie od gruntu i opadów kilkanaście metrów, a nawet mniej (najczęściej używa się u nas odstępów od 8 do 15 *m*). Średnice zbieraczy winny wynosić conajmniej 12,5 *cm*, a główne ciągi zbiorcze od 17,5 *cm*. Sączki winno się układać na głębokościach od 80 do 100 *cm* zależnie od głębokości zamarzania. Spadek drenów zbiorczych winien wynosić conajmniej 0,2%. Przekroje drenów i zbieraczy należy obliczać na spływ conajmniej 1 *l* na *ha* i sekundę.

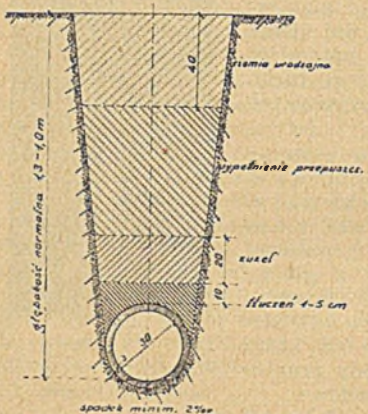


Fig. 349. Przekrój i wypełnienie rowka zbieracza.

Na zasypanie rowków drenarskich przepuszczalnym materjałem należy zwrócić specjalną uwagę. Wypełnienie, jak w fig. 349 można stosować w terenie niezbyt ciężkim. W glebach bardzo ciężkich (glina) należy wypełniać rowy gruboziarnistym materjałem (tłuczeń, piasek lub żużel gruboziarnisty i t. p.) aż do poziomu czynnej gleby urodzajnej (do 15 *cm* poniżej górnego poziomu darni).

Przy drenowaniu torfów pod lotnisko należy ciągi drenarskie zakładać możliwie płytko dla uniknięcia przesuszenia torfów. Dla uniknięcia osadzania się w drenach strąconych związków żelaza (które są zwykle w torfach) należy: a) stosować specjalne studzienniki rewizyjno-oksydacyjne (fig. 351) na zbieraczach w odstępach nie większych, niż 100 *m*, b) stosować zbieracze o średnicy conajmniej 15 *cm* dla umożliwienia przeczyszczania, c) stosować sączki o średnicy minimalnej 7,5 *cm*, d) stosować większe spadki minimalne, a mianowicie 0,3%—0,25% dla zbieraczy, 0,4%—0,35% dla drenów. Ponadto styki zbieraczy należy przy układaniu obłożyć papą.

Drenowanie torfów wykonane według powyższych wskazówek umożliwia przeprowadzenie procesów strącania tych niebezpiecznych tlenków żelaza w studzienkach oksydacyjnych z umożliwionym dostępem, skąd te osady mogą być co pewien czas usunięte. W powyższy sposób przeprowadzone drenowanie torfowej części lotniska w Rumji pod Gdynią dało doskonałe rezultaty.

Często lotnisko wymagać będzie n a w o d n i e n i a. Gdy teren pola wzlotów jest zdrenowany, nawodnienie go w okresie posuchy nie nasuwa większych trudności. Należy tylko przewidzieć doprowadzenie wody rowem do wylotów drenów zbiorczych u granic lotniska i założyć odpowiednie zasuwy w poszczególnych studzienkach rewizyjnych. Przez częściowe lub całkowite zatopienie sieci drenarskiej uzyskuje się potrzebne nawodnienie.

W wypadku, gdy drenażu niema na lotnisku, nawodnienie może być wykonane tylko przy pomocy założonego w tym celu wodociągu

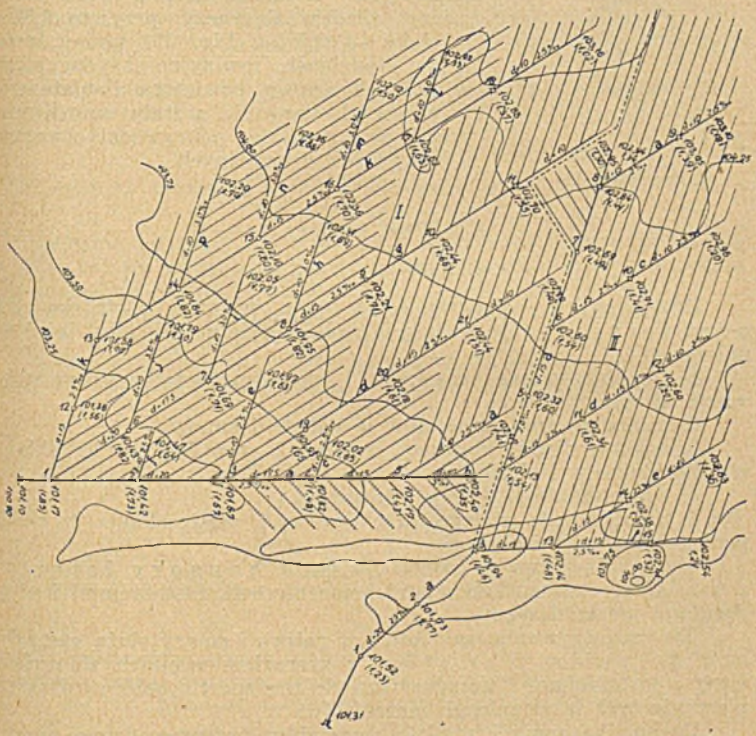


Fig. 350. Drenowanie lotniska w Spale.

z całą siecią rur i hydrantów do polewania i skrapiania terenu. Jako niezwykle kosztowne nawodnienie tego rodzaju może być stosowane tylko zupełnie wyjątkowo.

Wykonane w latach 1932/33 drenowanie lotniska w Katowicach w bardzo ciężkiej glebie gliniastej składa się z ciągów drenarskich o średnicy 6 *cm* w odstępach co 10 *m*, ułożonych na głębokości 90—100 *cm*. Na każdym ciągu drenarskim wykonano pewnego rodzaju „szyby" o długości 1 *m*, w odstępach co 10 *m* wypełnione aż do poziomu około 10 *cm* od terenu tłuczniem kamiennym. Uzyskano bardzo dobre rezultaty.

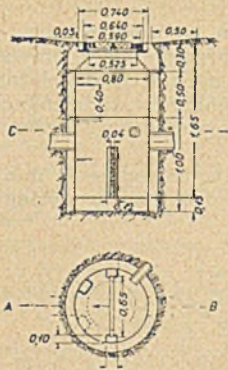


Fig. 351. Studzienka rewizyjno-oksydacyjna.

Przytoczono jako przykład (fig. 350) projekt drenowania lotniska w Spale. Jest to typowy przykład drenowania łąk torfowych dla celów lotniczych. Zastosowano tu sączki o przekroju 7,5 *cm*, zbieracze 10 do 20 *cm*, studzienki rewizyjno-oksydacyjne na ciągach zbiorczych maksimum co 100 *m*, oraz przekroje zbieraczy między studzienkami minimum 15 *cm* dla umożliwienia częstszego przeczyszczania zbieraczy z osadów strąconych związków żelaza. Jako minimalny spadek zbieraczy przyjęto 2,5‰, sączków — 3,5‰. Fig. 351 podaje przekroje studzienek rewizyjno-oksydacyjnych, w których dostęp powietrza i ułatwienia w procesach strącania zostały umożliwione przez zastosowanie pokryw z otworami i przegródek drewnianych.

8. Port lotniczy.

a) Określenia ogólne.

Drugą częścią składową (obok pola wzlotów) lotniska jest port lotniczy. Do głównych zadań, jakie spełnia port lotniczy, należy:

1. przechowywanie samolotów i ich zabezpieczenie przed wpływami atmosferycznemi,
2. zaopatrywanie samolotów w paliwo i smary,
3. uskutecznianie naprawy, rewizji i wymiany części składowych płatowców i silników,
4. odprawa osób, poczty i towarów,
5. umożliwienie stałego przebywania i zamieszkania w porcie personelu nadzoru i obsługi.

Do przechowywania samolotów służą hangary lotnicze z wszelkiego rodzaju budowlami pomocniczemi, instalacjami i urządzeniami mechanicznemi.

Do zaopatrywania samolotów w paliwo i smary służą specjalne stacje paliw i smarów z szeregiem wielkich zbiorników wraz z instalacjami i urządzeniami do transportu, ochrony i zabezpieczenia tych łatwopalnych materjałów.

Drobne naprawy i rewizje samolotów przeprowadzane są częściowo w hangarach, częściowo obok tychże hangarów na wolnem powietrzu. Większe naprawy, dokładna, okresowa rewizja wraz z wymianą części zużytych lub uszkodzonych odbywają się w specjalnie do tego urządzonych warsztatach i stoczniach. W stoczniach wykonywane są również części składowe samolotów i silników, ich montaż, a nieraz nawet całkowita budowa płatowców.

Do odprawy osób, poczty i towarów przybywających lub odchodzących drogą powietrzną z danego lotniska służą: dworzec lotniczy, restauracja i hotel, budynek administracyjny i garaże samochodowe oraz szereg urządzeń o charakterze sportowym wraz z pewnemi urządzeniami parkowemi.

Kolonja mieszkalna umożliwia stałe przebywanie personelu portowego na lotnisku.

Wszystkie zabudowania i urządzenia portu lotniczego podzielić można na cztery zasadnicze grupy, które pod względem charakteru pracy i przeznaczenia tworzą odrębne niemal, zamknięte w sobie jednostki tak, że najczęściej odgraniczone są od siebie specjalnemi plotami. Są to:

1. część techniczno-gospodarcza, hangarowo-warsztatowa (hangary, warsztaty, stocznia, stacje paliwa i smarów, kotłownie, wieża wodna, elektrownia i t. p.),
2. część dworcowo-administracyjna, (dworzec lotniczy, budynek administracyjny),
3. część publiczna (hotel, restauracja i kawiarnia, garaże ,trybuny sportowe, park dla gier sportowych i zabaw i t. p.),
4. część mieszkalna (kolonja mieszkalna z ogródkami).

Wszystkie te części zabudowań mogą być zgrupowane razem lub też niektóre z nich mogą leżeć oddzielnie, w nieznacznej jednak odległości od siebie.

b) Systemy zabudowy portu lotniczego a ogólne rozplanowanie lotniska.

Zależnie od tego, czy zabudowania portowe tworzą zamkniętą w sobie całość portu, czy też poszczególne zasadnicze części portu leżą oddzielnie, mamy do czynienia:

1. z zabudową jednogrupową portu lotniczego,
2. z zabudową wielogrupową portu.

Nowoczesne lotniska, zwłaszcza komunikacyjne projektuje się obecnie i wykonywuje najczęściej z rozplanowaniem jednogrupowem

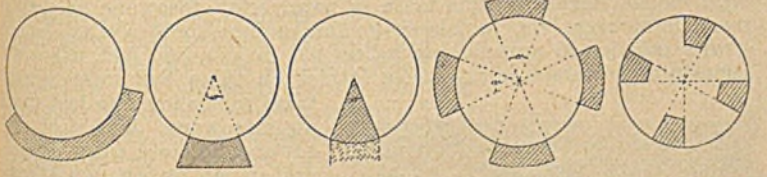


Fig. 352. Zabudowa jednogrupowa lotniska, stosowana dawniej. — Fig. 353. Zabudowa jednogrupowa lotniska, stosowana obecnie. — Fig. 354. Zabudowa jednogrupowa „w kącie". — Fig. 355. Zabudowa czterogrupowa, zewnętrzna lotniska. — Fig. 356. Zabudowa czterogrupowa, wewnętrzna lotniska.

portu. Fig. 352 przedstawia system jednogrupowego zabudowania portu lotniczego wzdłuż granicy pola wzlotów na większej najczęściej długości. W ten sposób zabudowywano lotniska podczas wojny oraz w pierwszych latach po wojnie. Wadami tego rodzaju zabudowania są utrudnienia przy starcie i lądowaniu, jakie wywołują budowle rozmieszczone nieprzerwanie na dłuższej przestrzeni u granic pola wzlotów.

Fig. 353 przedstawia również jednogrupową zabudowę, ale nie utrudniającą ruchu lotniczego. Ograniczenie szerokości zabudowanego terenu portu do jednej ósmej granicy pola wzlotów umożliwia zachowanie ośmiu zasadniczych kierunków startu, co uważane jest za równoznaczne z dowolną ilością kierunków startu.

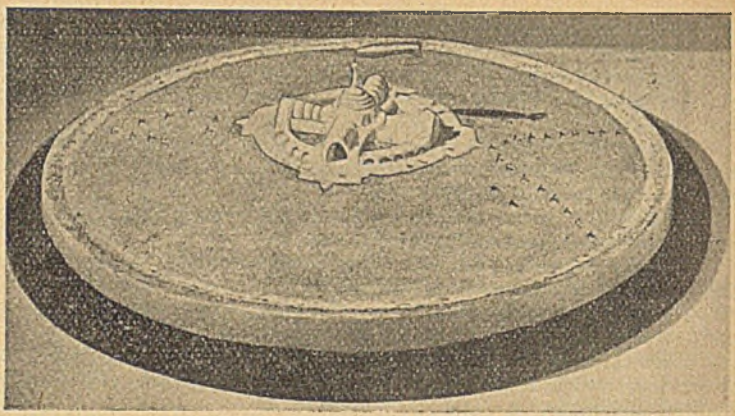


Fig. 357. Model projektowanego portu w środku terenu pola wzlotów.

Najwięcej jednak zalet posiada założenie portu w t. zw. „kącie" według fig. 354. Jest to system zabudowy bezwzględnie najtańszy oraz najkorzystniejszy, jeśli chodzi o długość i czas rolowania do startu i po starcie zwłaszcza na lotniskach przelotowych.

Fig. 357 przedstawia model lotniska z portem lotniczym założonym w jednej grupie w środku lotniska. Dojazd do tego portu odbywa się drogą podziemną. Jest to system kosztowny niepozbawiony jednak poważnych zalet, jeśli chodzi o ruch lotniczy.

Figury 355 i 356 przedstawiają schematy założeń wielogrupowych portu. Rozplanowania takie są najczęściej stosowane na wspólnych lotniskach, np. wojskowo-komunikacyjno-sportowych. Każda grupa zabudowań ograniczona kątem 45° maksimum, jest właściwie odrębnym portem lotniczym. Na lotniskach tylko komunikacyjnych takie rozplanowanie jest rzadko stosowane. Jeśli jest stosowane, to ilość grup ogranicza się do dwóch, wyjątkowo do trzech. W razie rozmieszczenia jednego portu w dwu grupach, w jednej grupie umieszcza się zwykle część hangarowo - warsztatową, w drugiej grupie zaś pozostałe części portu (części: dworcowa, publiczna i mieszkalna). Przy rozmieszczeniu portu w trzech grupach jedna z nich obejmuje stocznię lub kolonję mieszkalną, druga — hangary, trzecia — pozostałe części portu.

Fig. 358. Wiązkowy układ dróg startowych na lotnisku o jednogrupowej zabudowie portowej (I. nagroda konkursu w Stanach Zj.).

Wzajemne rozmieszczenie i usytuowanie budowli portowych winno być tak zaprojektowane na da-

nem lotnisku, by odprawa samolotów trwała jak najkrócej.

Do czynności związanych z przyjęciem i odprawą samolotów lądujących na lotnisku przelotowem należy: a) rolowanie samolotu po wylądowaniu do peronu przed dworcem, b) wyładowanie towarów i osób, c) rolowanie samolotu na rampę przedhangarową do odprawy technicznej, d) uzupełnienie paliwa i smarów, e) rewizja techniczna silników, f) powrót samolotu na peron przed dworcem, g) przyjęcie osób i poczty i załadowanie poczty i towarów, h) rolowanie samolotu na miejsce startu. Wykonanie wszystkich tych czynności zabiera 20 do 40 minut.

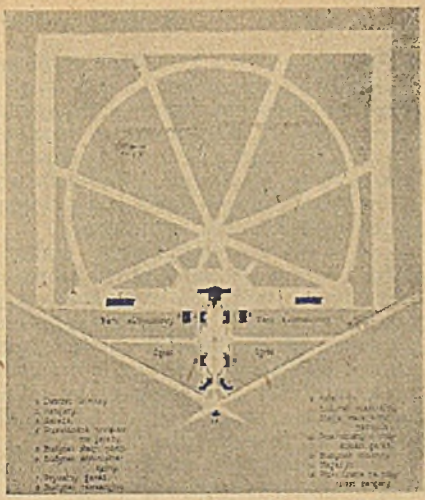


Fig. 359. Rozplanowanie lotniska z układem gwiaździstym dróg startowych (II. nagroda konkursu w Stanach Zjednoczonych).

Przez dobre i odpowiednie rozplanowanie portu wyeliminować można czynności wymienione pod c) i f) (wtedy wyładowanie i załadowanie, odprawa techniczna i pobór paliwa odbywa się na jednem miejscu), zmniejszyć czas trwania czynności pod a) i h) a odprawę techniczną i pobór paliwa (d i e) wykonać równocześnie. Obecnie w ekspresowej komunikacji lotniczej żąda się, by międzylądowanie trwało 10 do 5 minut, a więc by i wszystkie czynności odprawy były uskutecznione w tym samym czasie.

Na figurach 358 i 359 podano projekty rozplanowania lotnisk, które na konkursie w Stanach Zjednoczonych uzyskały dwie pierwsze nagrody.

Figura 360 podaje przykład lotniska o t. zw. „trójłukowej" figurze pola wzlotów i dwunastokierunkowym, wiązkowym układzie dróg startowych.

Fig. 360. Wiązkowy układ dróg startowych na „trójłukowej figurze" pola wzlotów i o jednogrupowej zabudowie portowej.

Figura 361 podaje wreszcie fotografję modelu lotniska zaprojektowanego dla nowego lotniska w Croydon (Londyn).

Fig. 361. Model nowego lotniska w Croydon (Londyn).

9. Hangary lotnicze.

Hangary w portach lotniczych zaliczyć należy do najważniejszych budowli portowych. Często hangary są jedynemi budowlami portu lotniczego. W nich bowiem przechowywane są samoloty, utrzymywane, naprawiane i przygotowywane do lotu. Ponadto hangary należą do najkosztowniejszych budowli portowych: koszt ich na większych lotniskach wynosi 20 do 30% ogólnych kosztów założenia lotniska (pole wzlotów i port), a 30 do 50% — ogólnych kosztów portu lotniczego.

Ilość i wymiary hangarów zależą oczywiście od ilości i wymiarów samolotów, które mają znaleźć w tych hangarach schronienie. Ilość samolotów sportowych, które korzystać będą z hangarów, ustala się na podstawie istniejącej i przewidywanej w najbliższych latach ilości samolotów klubów i stowarzyszeń lotniczych danego okręgu lotniczego. Ilość samolotów komunikacyjnych oblicza się z natężenia i rozkładu ruchu lotniczego. Nieprzewidziany wzrost ilości samolotów sportowych i komunikacyjnych w przyszłości należy uwzględnić w wysokości 20 do 50%.

Pod względem wielkości dzieli się samoloty na 3 klasy według poniższego zestawienia.

Zestawienie.

	I. kl.	II. kl.	III. kl.
Rozpiętość skrzydeł, *m*	8 — 15	15—25	25—35
Długość, *m*	6 — 8	8—15	15—25
Wysokość, *m*	2 — 3	3— 5	4— 6
Ciężar w locie, *t*	0,3—1,5	1,5— 5	5—10

W zestawieniu nie uwzględniono samolotów bardzo wielkich o rozpiętościach sporadycznie tylko stosowanych w samolotach lądowych na linjach komunikacyjnych. Do takich samolotów należą np. *Maksym Gorkij* o rozpiętości 72 *m* i ciężarze 42 *t*., *Junkers G. 38* o ciężarze 24 *t*., *Handley Page T. 42*. Sprawa przechowania tych olbrzymich samolotów tworzy już odrębne zagadnienie. Prawdopodobnie samoloty tego rodzaju nie będą mogły być przechowywane w przyszłości w hangarach jak samoloty innych typów, lecz podobnie jak okręty pozostawać będą na wolnem powietrzu. Koszt budowy tak ogromnych hangarów byłby bowiem niezwykle wysoki.

Ze względu na kształt samolotów można w danym hangarze pomieścić więcej samolotów niżby to wynikało z podzielenia powierzchni hali hangarowej przez powierzchnię samolotu otrzymaną z pomnożenia rozpiętości przez długość danego samolotu. Dokładną ilość samolotów danego typu, czy też kilku typów, która zmieścić się może w hali hangarowej przy swobodnem lub ścisłem ustawieniu, otrzymuje się na podstawie obrysów w małej skali tychże samolotów i prób ich rozmieszczenia na planie rzutu poziomego hangaru w tej samej skali.

Przybliżoną ilość samolotów, którą pomieścić może hangar, oblicza się zwykle na podstawie rozpiętości samolotów, a mianowicie mnożąc rozpiętość samolotu I-ej klasy przez spółczynniki od 8 do 12, samolotu II-ej klasy przez spółczynniki od 12 do 16, samolotu III-ej klasy przez spółczynniki od 16—24 zależnie od mniej lub więcej ścisłego ustawienia.

Samoloty I-ej klasy ustawić można ściślej w hangarze, niż cięższe znacznie samoloty II-ej i III-ej klasy. Samoloty III-ej klasy

ustawia się dla większego wykorzystania miejsca w hangarze razem z mniejszemi samolotami I-ej klasy.

Najmniejsze rozpiętości hangarów stosuje się 20 do 25 *m*, największe dochodzą do 100 *m*. Najczęściej jednak stosowane rozpiętości mieszczą się w granicach od 30 do 60 *m*. Rozpiętości te są najzupełniej wystarczające dla obecnie budowanych największych nawet samolotów komunikacyjnych lądowych (o ile wyłączymy samoloty-olbrzymy sporadycznie tylko wykonywane i to nie tyle dla celów komunikacyjnych, jak dla celów specjalnych). Przy ustalaniu rozpiętości budowanego hangaru kierować się należy największemi rozpiętościami samolotów, które po ukończeniu budowy i w ciągu najbliższych lat (2 do 5), — a nie w dalekiej przyszłości — mogą znaleźć schronienie w hangarze.

Ze względów ruchowych głębokość hal hangarowych *b* winna być mniejszą niż rozpiętość hangaru *l*. W większości dotychczas wykonanych hangarów komunikacyjnych i sportowych głębokość hangarów mieści się w granicach 0,5 *l* do 1,0 *l*.

Wysokość użyteczna wykonywanych hangarów jest zwykle znacznie większa, niż wysokość samolotów w tych hangarach przechowywanych, a to dla umożliwienia wprowadzenia samolotów z antenami, na ruchomych podwoziach, dla podnoszenia silników lub całych samolotów na pewną wysokość dźwigami przy remoncie i t. p. Wysokości dotychczas wykonywanych hangarów mieszczą się zwykle w granicach od 4 do 12 a nawet 16 m (hangar w Dessau o rozpiętości 100 *m*).

Uznać należy za zupełnie wystarczającą wysokość wynoszącą około ⅙ rozpiętości hangaru. Zgodnie z tem wysokość budowanych w Polsce hangarów wynosi dla małych hangarów o rozpiętości 25 *m* około 4 *m*, średnich hangarów o rozpiętości 40 *m* — około 6.5 *m*, wielkich hangarów o rozpiętości 53 *m* — około 8,5 *m*. Wysokość tak określona odnosi się do wysokości bram hangarowych.

Hangar składa się zasadniczo z 2 części, a to: hali hangarowej i przybudówki hangarowej. Hala służy do przechowywania, konserwowania i uskuteczniania drobnych napraw. W przybudówce (lub przybudówkach) znajdują się pomieszczenia na warsztaty i magazyny podręczne oraz najkonieczniejsze pomieszczenia dla nadzoru i obsługi technicznej. Przybudówki hangarowe są zwykle parterowe lub piętrowe, rzadko dwupiętrowe.

Wielkość przybudówek zależy od wielkości hali hangarowej przez nie obsługiwanej. W hangarach komunikacyjnych i sportowych powierzchnia użyteczna przybudówek hangarowych mieści się najczęściej w granicach od 15 do 30% powierzchni rzutu hali hangarowej (hangary w Berlinie 15%, w Stuttgardzie 25%, w Monachjum 27%, w Warszawie-Okęciu 32%). Średnio powierzchnię rzutu użytecznego przybudówki hangarowej określić można na ¼ powierzchni rzutu hali hangarowej.

Hale hangarowe wykonywane są najczęściej ze stali, następnie z żelbetu, wreszcie z drzewa. Hale o konstrukcji drewnianej stosuje się tylko do hangarów małych, o charakterze prowizorycznym. Wszystkie inne hale o charakterze stałym wykonuje się wyłącznie z konstrukcji stalowej, żelbetowej lub mieszanej (konstrukcja żelazna obetonowana).

Wybór odpowiedniej konstrukcji nośnej hali hangarowej jest czynnikiem decydującym w ogólnych kosztach budowy hangaru. Przy zastosowaniu konstrukcji żelaznej koszt samej konstrukcji nośnej

mieści się w granicach od 35 do 65% ogólnego kosztu robót hali hangarowej (bez robót instalacyjnych) zależnie od projektu konstrukcji, wyposażenia i t. p. Średnio więc połowa kosztu hali przypada na konstrukcję nośną.

Ze względu na bardzo znaczne rozpiętości hal hangarowych (od 30 do 100 m) i brak poważniejszych obciążeń ruchomych o ciężarze konstrukcji decyduje poza przyjętym systemem konstrukcji ciężar własny pokrycia dachowego, oraz ciężar własny konstrukcji nośnej.

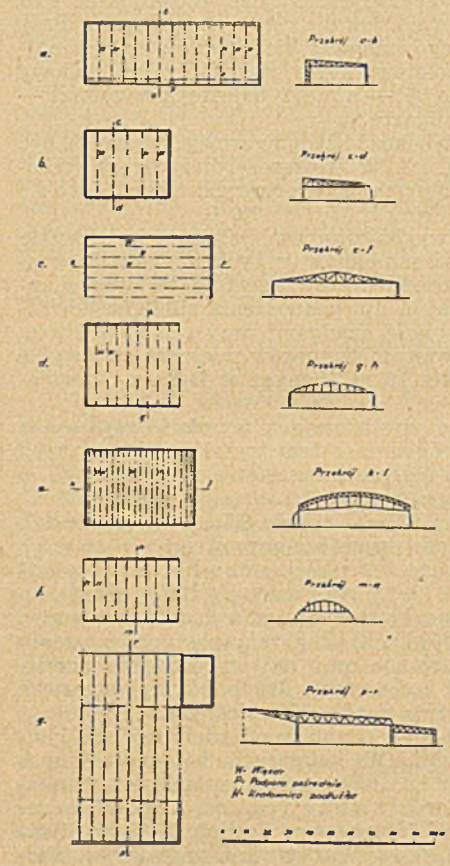


Fig. 362. Konstrukcje dachowe hal hangarowych.

W fig. 362 podanych jest kilka przykładów typowych konstrukcyj hal hangarowych, stosowanych zwykle na lotniskach.

Dachy systemu wspornikowego (fig. 362 a, b) nadają się najlepiej dla hangarów o znacznej rozpiętości w stosunku do głębokości. Więzary „W" spoczywają tu z jednej strony na ścianie tylnej hali, z drugiej strony na podciągu-kratownicy K, która jest nieco cofnięta od lica bramy tak, że więzary wystają wprzód o około $^1/_{10}$ swej rozpiętości. Kratownica spoczywa na odpowiednich słupach narożnych, a przy większych rozpiętościach na jednym lub dwu słupach pośrednich. Te słupy pośrednie zmniejszają oczywiście rozpiętość wolną hali. Na więzarach spoczywają płatwie dachowe, przez które przenosi się bezpośrednio obciążenie pokrycia. Tężniki poziome leżą najczęściej w płaszczyźnie pasu dolnego więzarów równolegle do bramy i do ścian bocznych. Czasem opuścić można tężniki boczne, jeśli parcie wiatru może być przeniesione przez omurowanie ściany i przez dach o charakterze monolitowym (tak wykonano hangary w Gdyni i Wilnie według fig. 362 *b*).

Dachy siodłowe według fig. 362 *c* nadają się raczej dla hangarów o głębokości większej niż rozpiętość. Mogą być jednak i są często stosowane i do hangarów płytkich, o ile zostały odpowiednio zaprojektowane.

Dachy siodełkowe jak i łukowe (fig. 362 *d, f*) stosowane chętnie na rzutach zbliżonych do kwadratu są trudne do ogrzania dla naszych stosunków atmosferycznych, zwłaszcza dachy łukowe. Dlatego też dla wielkich hangarów zastosowanych na głównych lotniskach polskich znaleziono odpowiedniejsze rozwiązanie dachowej konstrukcji łukowej przez opuszczenie samego dachu i podwieszenie go za pośrednictwem wieszaków na kilku łukach stalowych wystających nazewnątrz (fig. 362 *e*). Uzyskano w ten sposób poważne zmniejszenie przestrzeni ogrzewanej. Dachy łukowe wykonywane są bardzo często nietylko ze stali ale i z żelbetu. W większości wypadków są to łuki ze ściągnami.

Figura 362 *g* przedstawia specjalny projekt wielkiego hangaru zaprojektowanego przez firmę Junkers, o rozpiętości około 90 *m*, jako hala stoczniowa dla bardzo wielkich samolotów.

Dotychczas wykonane hangary lotnicze wykazują od 40 do 125 *kg* żelaza konstrukcji nośnej na 1 m^2 rzutu poziomego hali zależnie od projektu i rodzaju krycia. Dobrze zaprojektowany średniej wielkości hangar winien wykazywać żelaza 50 do 75 kg/m^2 rzutu hali, jeśli krycie ma być ciepłochronne, a 40 do 50 kg/m^2 rzutu, jeśli ogrzewanie nie jest przewidziane a hangar jest wykonywany w sposób jak ajprostszy i najtańszy. Wyjątkowo tylko uda się zejść do 30 kg/m^2.

Wykonane u nas duże hangary o wymiarze 53×37,5×8,5 *m* mają około 92 kg/m^2 rzutu, hangary średniej wielkości o wymiarach 40×32×6,5 — około 71 kg/m^2, oraz małe hangary o wymiarach 25×20×4 *m* — około 40 kg/m^2 oraz 30 kg/m^2 rzutu. Pierwsze dwa typy ,t. j. hale o rozpiętości 53 i 40 *m* zostały wykonane jako ciepłochronne, hangary zaś małe — jako nieogrzewane o pokryciu 2 warstwami papy bitumicznej na deskowaniu. Zniżenie ciężaru jednostkowego z 40 na 30 *kg* uzyskano przez zastosowanie prostej konstrukcji stalowej całkowicie spawanej (jak fig. 362 *d*).

Jednem z najważniejszych i równocześnie u nas najtrudniejszych zagadnień jest sprawa pokrycia dachowego. Zagranicą, a zwłaszcza w Niemczech stosowane są szeroko lekkie płyty betonowe z naturalnych porowatych tufów wulkanicznych, jako kruszywa, którego to materjału u nas niema. Ponadto stosowane są płyty z lekkich betonów zbrojonych (np. celolit, gazobeton) oraz lekkie stropy ceglanobetonowe z pustaków z dodatkową izolacja.

Zastosowane u nas stropy wykonane zostały z płyt gazobetonowych i celolitowych oraz ostatnio z dobrymi wynikami ze specjalnych, lekkich pustaków ceglanych. Ciężar własny stropu celolitowego i gazobetonowego o grubości 12 *cm* (o ciężarze 950 kg/m^3) wyniósł 100 kg/m^2 a wraz z wyprawą i kryciem podwójnem papą 130 kg/m^2. Ciężar własny stropów ceglano-betonowych (fig. 363) z pustaków wys. 10 *cm* (o wymiarach: 30×25 *cm*, o grubości ścianek 10 i 12 *mm*, z żeberkami betonowemi grub. 2 *cm* zbrojonemi φ 10 *mm* co 25 i 30 *cm*) wyniósł wraz z dodatkową izolacją z 3 *cm* warstwy korka lub 4,5 cm celolitu izolacyjnego, z wyprawą i podwójną warstwą papy bitumicznej — 145 kg/m^2. Dobrze zaprojektowane pokrycie dachowe nie powinno więc ważyć więcej, jak 150 kg/m^2 (w Niemczech ciężar własny pokrycia ze śniegiem około 200 kg/m^2).

Ściany hal hangarowych wykonywuje się z konstrukcji żelaznej ryglowej lub żelbetowej wypełnionej murem ceglanym (najczęściej z cegły pustakowej), murem z pu-

Fig. 363. Wykonywanie krycia hangaru stropem ceglano-betonowym.

staków żużlobetonowych lub betonowych, celolitowych lub gazobetonowych. W ostatnich czasach zastosowano w Niemczech do wypełnienia częściowego szklane pustaki dla oświetlenia wnętrza hangaru, a to specjalnie do ścian szczytowych (fig. 364). W Ameryce używa się również do wypełnienia ścian małych hangarów blachy falistej.

Ze względu na prace przeprowadzane w hangarze przy remoncie i rewizji płatowców i silników, należy zapewnić dopływ dostatecznej ilości światła do wnętrza hali hangarowej. W tym

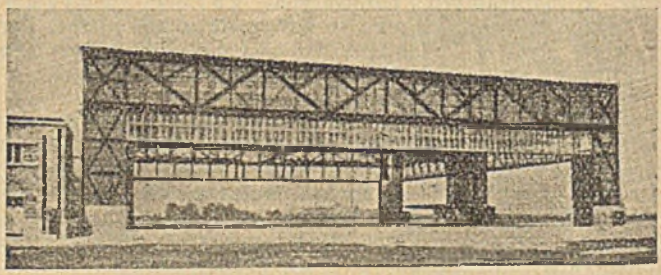


Fig. 364. Hangar lotniczy w Monachjum.

celu stosuje się otwory okienne w ścianie przedniej, ponad bramami, w ścianie tylnej oraz w ścianach bocznych, jeśli na to pozwala wysokość hali i przybudówek. Gdy oświetlenie przy pomocy okien w ścianach jest niewystarczające należy stosować świetliki dachowe. W Ameryce stosowane są również okienka w taflach bram hangarowych.

Ogólna powierzchnia okien i otworów świetlnych winna wynosić ⅛ do ¼ powierzchni rzutu hali.

Dla umożliwienia wprowadzenia do hangaru największych nawet samolotów, które może pomieścić dany hangar należy stosować bramy o możliwie największej wysokości na jaką pozwala konstrukcja hangaru oraz o szerokości równej rozpiętości użytecznej hali. Bramy te winny być szczelne i pewne w działaniu. Konstrukcja bram winna umożliwiać szybkie ich otwarcie i zamknięcie bez większego wysiłku.

Z całego szeregu systemów bram znalazły najliczniejsze zastosowanie dwa systemy, a to: 1) system bram taflowych przesuwanych, 2) system bram taflowych składanych.

Brama taflowa przesuwana składa się z kilku tafli o szerokości do 6 *m*. Poszczególne tafle bramowe są przesuwane po szynach na jeden lub obydwa boki hangaru. Tafle te po stronie dolnej i górnej posiadają odpowiednie rolki, z których jedne lub drugie spełniają rolę prowadzenia. Mamy więc do czynienia z prowadzeniem górnem lub dolnem. Przy prowadzeniu dolnem tafle wiszą na szynach podtrzymywanych przez odpowiedni więzar bramowy. Ten ostatni system prowadzenia jest rzadziej stosowany, jako kosztowniejszy.

Tafle bramy o górnem prowadzeniu przesuwane są na szynach umieszczonych na dole bramy na odpowiednim fundamencie. Tafle te muszą być wysunięte poza halę hangarową i pozostają na wolnej przestrzeni podtrzymywane przez specjalnie w tym celu wykonaną konstrukcję, lub też chowane są do specjalnych omurowanych schronów maskowanych zarysem przybudówek hangarowych. System bram przesuwanych znalazł powszechne niemal zastosowanie w naszych hangarach lotniczych.

System bram składanych polega na ułożeniu poszczególnych tafel na jednej szynie (prowadzenie górne) i na odpowiedniem wzajemnem złączeniu tafel przy pomocy zawiasów. Płaszczyzna bramy przy przesuwaniu składa się jak harmonijka (fig. 365) w pomieszczeniu na bramę lub w samej hali przy ścianach bocznych.

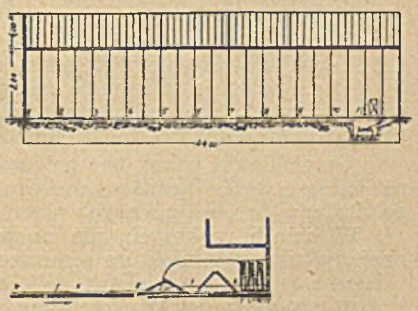


Fig. 365. Brama składana.

Otwieranie bram złożonych z tafli uskutecznia się ręcznie lub maszynowo przy pomocy silnika elektrycznego (od 2 do 6 HP). Zawsze jednak i w tym ostatnim wypadku winno być przewidziane otwieranie ręczne jako rezerwa. Szybkość ruchu liny bez końca poruszającej tafle bramy winna być taka, by otwarcie całkowite bramy nie wyniosło więcej niż 2 do 4 minut (szybkość liny ca 10 *m*/min.).

W Stanach Zjednoczonych stosowane są również bramy podnoszone, jak na fig. 366. Brama taka składa się również z tafel, które kolejno podnoszone są do góry przy pomocy odpowiedniej konstrukcji.

W hangarach prowizorycznych o najprostszej konstrukcji spo-

tyka się również bramy kładzione (obracane około osi poziomej wzdłuż dolnego naroża bramy i kładzione na ziemię).

Podłogę w hangarze wykonywuje się najczęściej z betonu o grubości 10 do 15 *cm*, jako podkład i silnie prasowanych płytek cementowych trzywarstwowych (hangary komunikacyjne w Polsce), płytek klinkierowych lub szlichty cementowej, jako wierzchniej warstwy.

Przed hangarem, jako dalsze przedłużenie podłogi w hali, wykonywuje się dużą rampę przedhangarową o powierzchni równej najczęściej powierzchni rzutu hali z betonu 15—20 *cm* i pokrycia, jak w hali. W Polsce stosuje się obecnie z powodzeniem pokrycie z płytek klinkierowych, zagranicą również asfalt lub bruk kamienny.

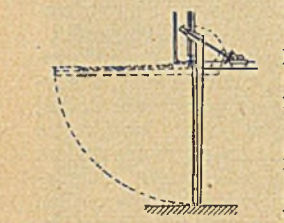


Fig. 366 Brama podnoszona hangaru.

Drugą częścią składową hangaru jest przybudówka hangarowa. Przybudówka ta najczęściej przylega bezpośrednio do hangaru od strony bocznej lub tylnej. Niekiedy przybudówka hangarowa stanowi oddzielny budynek położony z tyłu poza hangarem.

W przybudówce hangaru znajdują się najczęściej następujące pomieszczenia:

1. warsztaty silnikowe,
2. warsztaty płatowcowe dla napraw podwozia zespołów sterowniczych i kierowniczych,
3. warsztaty dla napraw przyrządów pokładowych,
4. magazyny części zapasowych i podręcznych materjałów i przyrządów,
5. skład materjałów gumowych,
6. biura technicznego kierownictwa i nadzoru,
7. pomieszczenia odpoczynkowe dla pracowników zatrudnionych w hangarze, restauracja, palarnia, umywalnia i t. p.

Wielkość poszczególnych pomieszczeń zależy od wielkości i ilości obsługiwanych samolotów i od ilości zatrudnionego personelu.

Wzajemne rozmieszczenie pomieszczeń winno być dostosowane do programu pracy. Dostęp do poszczególnych miejsc pracy winien odbywać się na możliwie najkrótszej drodze.

Przybudówki winny być połączone z halą hangarową dostateczną ilością otworów drzwiowych i bramowych dla umożliwienia łatwego dostępu do obsługiwanych samolotów.

W halach większych, niż na to wskazują chwilowe potrzeby, znajdują się często niektóre pomieszczenia warsztatowe, składy i t. p. Gdzie na to pozwala wielkość hali, wszystkie prace remontu, rewizji i wymiany mogą być wykonywane w hali hangarowej bez konieczności budowy osobnych pomieszczeń w przybudówce. Oczywiście takie rozwiązanie nie jest ekonomiczne, gdyż koszt budowy przybudówki jest znacznie tańszy, niż koszt przeznaczonej do tej pracy części wysokiej hali. Dlatego też wykonywanie wszystkich prac warsztatowych w hali jest uzasadnione, jako rozwiązanie chwilowe, w pierwszym etapie budowy hangaru.

Jednostkowy koszt budowy hali hangarowej o średniej i dużej rozpiętości waha się obecnie w granicach od 125 do 200 *zł/m*^{2} rzutu, a najprostszej hali o małej rozpiętości, nieprzystosowanej do ogrzewania od 70 do 100 *zł/m*^{2}.

10. Dworce lotnicze.

Dworzec lotniczy ma do spełnienia dla ruchu lotniczego analogiczne zadania, jak dworzec kolejowy dla ruchu kolejowego. W dworcu lotniczym mieści się służba ruchu, kierownictwo ruchu, zarząd lotniska oraz wszelkie pomieszczenia niezbędne dla odprawy osób, towarów i poczty oraz pomieszczenia dla chwilowego i czasowego pobytu pasażerów lotniczych i personelu latającego.

Ponieważ przewozy osób, poczty i towarów są nawet na dużych lotniskach nieznaczne w porównaniu z ilością przewozów kolejowych (w najlepszym wypadku 0,1 do 1% przewozów kolejowych), więc dworce lotnicze winny być nieduże i dostosowane ściśle do potrzeb ruchu lotniczego. Zauważyć jednak można, że większość dworców lotniczych wznoszonych w Europie grzeszy pod tym względem bardzo znacznie: dworce są niewspółmiernie duże do odprawianych i przyjmowanych transportów. Z drugiej strony bardzo wiele lotnisk nie posiada wcale dworców; trudno bowiem za takie uważać kilka małych drewnianych pomieszczeń wznoszonych jako prowizorjum w hali hangarowej.

Największą trudność przy budowie dworca sprawia wykonanie projektu, któryby uwzględniał potrzeby ruchu lotniczego w chwili budowy, a równocześnie umożliwiał przyszłe znaczne powiększenie dworca z chwilą poważniejszego wzrostu przewozów lotniczych. Na każdem więc lotnisku dworzec winien być zaprojektowany na dwa etapy budowy, a na lotniskach większych — na conajmniej trzy etapy.

Powiększenie dworca w przyszłości uzyskuje się przez nadbudowę lub przez budowę nowych skrzydeł dworca. W projekcie przewidującym przyszłą nadbudowę, fundamenty i mury wznoszone w pierwszym etapie budowy muszą być odpowiednio wzmocnione.

Wszystkie pomieszczenia w dworcu dają się ująć w następujące grupy:

a) pomieszczenia dla ruchu osobowego: hala dworcowa, poczekalnie, umywalnie, garderoby,

b) pomieszczenia dla ruchu towarowego: hala do odprawy przesyłek pocztowych i towarowych, magazyny,

c) biura służby ruchu: kierownictwo ruchu, pomieszczenia służby radjo, meteorologji, policji, cła, urząd pocztowy z telefonem i telegrafem, sprzedaż biletów i przyjmowanie bagażu podróżnego,

d) biura zarządu: centralny zarząd lotniska, biura towarzystw lotniczych,

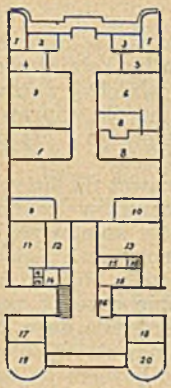
e) restauracja i pokoje hotelowe: restauracja z kuchnią i pomieszczeniami gospodarczemi, sklepy lub kioski ze sprzedażą papierosów, dzienników, pokoje hotelowe dla podróżnych i dla personelu latającego.

Przy projektowaniu rozkładu poszczególnych pomieszczeń należy się trzymać następujących wskazówek:

1. ruch pasażerów, poczty i towarów odchodzących, winien się odbywać na innej drodze, niż ruch osób i przesyłek przychodzących drogą lotniczą na dane lotnisko,

2. podobnie należy uniezależnić ruch pasażerski od ruchu przesyłek pocztowych i towarowych,

3. należy udostępnić korzystanie z restauracji, poczty i miejsc sprzedaży nietylko publiczności biorącej udział w komunikacji lotniczej, lecz również i publiczności obcej odwiedzającej lotnisko.



1. Rozdzielnia pary
2. Portjernia
3. Policja
4. Automatyczna stacja telefoniczna
5. Dział przewozowy P. L. L. „Lot"
6. Poczta
7. „Lot" Kasy
8. C. I. D. N. A.
9. Cienie
10. Przechowalnia bagażu
11. Magazyn cłowy
12. Kierownik cła
13. Magazyn poczty
14. W. C. męskie
15. W. C. damskie
16. Kiosk
17. Radjo
18. Cło, odprawa
19. Zawiadowca portu
20. Kierownik lotu.

1. Meteorologja
2. Pokój dzierżawcy bufetu
3. Śpiżarnia
4. Kredens
5. Zmywak
6. Kuchnia
7. Szatnia
8. W. C.
9. Pokój kelnerski
10. Sala restauracyjna.

Fig. 367. Rzuty poziome dworca lotniczego Warszawa-Okęcie.

Fig. 368. Dworzec lotniczy Warszawa-Okęcie, fotografja od strony pola wzlotów.

4. hala pasażerska, dworcowa winna znajdować się możliwie w miejscu centralnem dworca,

5. biura kierownictwa ruchu, meteorologji, radja, policji, cła, pomieszczenia pilotów winny być umieszczone od strony pola wzlotów i miejsca postoju samolotów,

6. biura zarządu należy umieścić na górnych piętrach,

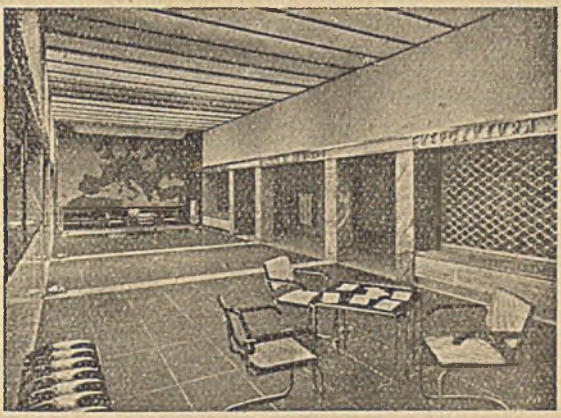


Fig. 369. Poczekalnia dworca lotniczego Warszawa-Okęcie.

Fig. 370. Dworzec lotniczy w Monachjum.

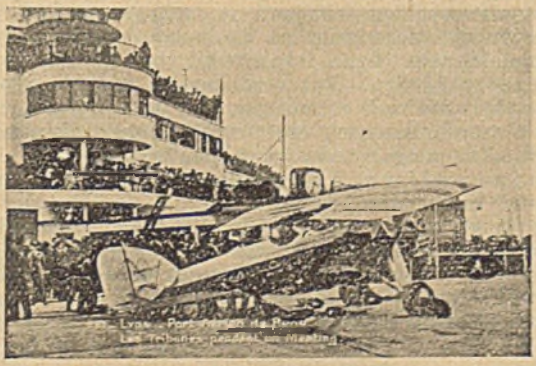


Fig. 371. Dworzec lotniczy w Lyonie.

7. restauracja winna mieć dobry widok na pole wzlotów, a w razie umieszczenia na piętrze — również i obszerny taras z widokiem na całe lotnisko,

8. na najwyższym tarasie dworca lub na szczycie wieży należy przewidzieć odpowiednie pomieszczenie obserwacyjne na przyrządy meteorologiczne z łatwym doń dostępem obsługi.

W figurach od 367 do 371 podano kilka przykładów dworców lotniczych. Fig. 367 podaje rzuty poziome parteru i pierwszego piętra dworca na lotnisku Warszawa-Okęcie. Fig. 368 i 369 podają fotografje w widoku od strony pola wzlotów oraz poczekalnie tegoż dworca. Wreszcie na fig. 370 i 371 przytoczone fotografje dworców lotniczych w Monachjum i Lyonie.

11. Inne zabudowania portu.

Poza hangarami lotniczemi i dworcem w skład portu lotniczego wchodzi jeszcze szereg innych budowli i urządzeń. Do najważniejszych należą: kotłownia centralnego ogrzewania, stacja paliwa i smarów, stocznia, budynki magazynowe, budynki mieszkalne, garaże.

W nowoczesnych wielkich portach lotniczych przeprowadza się ogrzewanie całego portu centralnie przy pomocy kotłowni centralnego ogrzewania, wykonywanej zwykle jako osobna budowla. Ogrzewanie olbrzymich nieraz hal hangarowych o objętości kilku lub kilkunastu tysięcy m^3 nie da się przeprowadzić przy pomocy zwykłych grzejników. Jedno bowiem otwarcie bramy hangarowej dla wprowadzenia lub wyprowadzenia samolotu choćby w ciągu krótkiego okresu czasu oziębia bardzo znacznie wnętrze hali. Nagrzanie więc hali do pożądanej temperatury musi się odbyć w sposób jak najszybszy.

To szybkie nagrzewanie hali uskutecznia się przy pomocy szeregu specjalnych nagrzewnic, które rzucają strumienie ogrzanego powietrza do wewnątrz hali. Uzyskana w ten sposób wymiana oziębionego powietrza hali na ciepłe trwa tylko kilka lub kilkanaście minut. Ten przepływ powietrza przez nagrzewnice uzyskuje się przy pomocy słabych silników elektrycznych (0,8 HP w nagrzewnicach stosowanych w naszych hangarach) lub też ostatnio przy pomocy specjalnych silniczków poruszanych parą. Do ogrzewania używa się wyłącznie pary wysokiego ciśnienia. Para ta wytwarzana jest w kotłach parowych wysokiego ciśnienia w osobnym, oddzielnym zwykle budynku kotłowni i doprowadzona do hangarów rurociągiem ułożonym w kanale przełazowym. Odpowiedni ciąg w kotłowni uzyskuje się przy pomocy komina. Wysokość komina nie może przekraczać 25 *m* ze względu na ruch samolotów. Gdy ta wysokość nie wystarcza należy stosować sztuczny częściowy lub całkowity podmuch lub trzeba stawiać w miejsce jednego, więcej kominów.

Stacja paliwa lotniczego musi zawierać bardzo znaczną ilość materjałów pędnych. Silniki samolotowe zużywają w ciągu godziny lotu od 100 do 600 *lt*/godz. zależnie od ich mocy i ilości. Jeśli więc na danem lotnisku startuje dziennie n samolotów zużywających średnio A litrów paliwa na godzinę i latających na trasie średniej długości d kilometrów z szybkością średnią lotu s, to zużywana dziennie ilość paliwa P wyniesie:

$$P = \frac{n \cdot A \cdot d}{s} a$$

jeśli przez a oznaczymy pewien spółczynnik większy od jedności uwzględniający zwiększenie zużycia wywołane przeciwnym wiatrem. Jeśli dla warunków zbliżonych do polskich (lotnisko Warszawy) wstawimy wartości: $n = 6$, $A = 300$ *lt*; $d = 300$ *km*; $s = 180$ *km*; $a = 1{,}15$, otrzymamy przykładowo dzienne zużycie paliwa na lotnisku:

$$P = \frac{6.300.300}{180} \cdot 1{,}15 = 3450 \text{ } lt \text{ dziennie}$$

Przyjmując, że dostawa benzyny do zbiornika ma miejsce dwa razy w ciągu tygodnia, teoretyczna pojemność zbiornika wyniesie $\frac{7 \cdot 3450}{2} = 12075$ *lt*, a praktyczna — conajmniej 20.000 *lt*, jeśli chcemy mieć pewną rezerwę na chwilowe zwiększenie ruchu, opóźnioną dostawę paliwa i t. p.

Paliwo lotnicze, do którego należą różne gatunki benzyn, benzol, spirytus i mieszanki z powyższych gatunków, magazynuje się więc w dużych zbiornikach żelaznych (o pojemności conajmniej 20.000 *lt*). Paliwo to dostarcza się przy pomocy podziemnych rurociągów do specjalnych studzienek wydawania, znajdujących się obok miejsc postoju samolotów przed rampami hangarowemi. Ruch benzyny ze zbiornika do studzienek wywołany jest przy pomocy specjalnych pomp lub przez zastosowanie ciśnienia w rurociągach.

Te specjalne instalacje muszą dostarczać i wydawać benzynę oczyszczoną w sposób możliwie najdokładniejszy od różnych zanieczyszczeń, zwłaszcza wody. Instalacja ta winna być zaopatrzona ponadto w bardzo dokładne przyrządy pomiarowe do mierzenia ilości przyjmowanej i wydawanej benzyny. Wydawanie benzyny w studzienkach przed hangarami winno odbywać się bardzo szybko, a mianowicie conajmniej 100 *lt*/minutę, tak by napełnienie baku samolotu nie trwało dłużej, jak 2 do 4 minut.

Istnieją 3 zasadnicze systemy stacyj benzynowych, a mianowicie:

1. system hydrauliczny, w którym woda dopływająca z wieży ciśnień wypycha lżejszą od siebie benzynę ponad górny poziom swego zwierciadła, skąd rurociągami pod ciśnieniem zostaje doprowadzona do studzienek odbiorczych,

2. system gazu ochronnego, w którym gaz nieutleniający (najczęściej azot) wypełniający wszystkie wolne miejsca w zbiornikach chroni paliwo przed wybuchem lub pożarem i przez swoje ciśnienie powoduje ruch benzyny w rurociągach,

3. system bez gazu ochronnego, w którym paliwo ze zbiorników zabezpieczonych przed wybuchem i pożarem jest dostarczane do studzienek wydawania za pomocą pomp uruchamianych ręcznie lub odpowiedniemi silnikami elektrycznemi lub benzynowemi.

Pierwszy system zastosowany został na lotnisku w Wiedniu (Aspern) i na kilku lotniskach angielskich. System drugi znalazł szerokie zastosowanie w Niemczech (lotnisko Berlin-Tempelhof) podobnie jak i system trzeci. Ten ostatni system jako najbardziej nowoczesny i najtańszy znalazł szerokie zastosowanie i na naszych lotniskach.

Na lotniskach amerykańskich dostawa paliwa do samolotów nie odbywa się rurociągami lecz przy pomocy ruchomych małych zbiorników umieszczonych na podwoziach typu samochodowego, które pobierają paliwo w samej stacji benzynowej wprost ze zbiorników i dowożą do miejsc postoju samolotów lub też do małych zbiorników umieszczonych w studzienkach w terenie pola wzlotów, gdzie następuje ładowanie benzyny do baku samolotów.

12. Konserwacja lotniska.

Konserwacja lotniska obejmuje zasadniczo:

1. Konserwację nawierzchni i urządzeń pola wzlotów,
2. Konserwację budowli i urządzeń portu lotniczego.

W konserwacji pola wzlotów mieści się przedewszystkiem utrzymanie i konserwacja: a) nawierzchni pola wzlotów, następnie b) drenowania i innych urządzeń odwadniających, c) znaków granicznych i sygnalizacyjnych, d) innych urządzeń, jak instalacyj świetlnych (świateł granicznych), dróg manipulacyjnych i t. p.

a) Do najważniejszych stałych robót na terenie pola wzlotów po uruchomieniu lotniska należą roboty i prace związane z konserwacją i utrzymaniem nawierzchni pola wzlotów, a więc z uprawą rolną nawierzchni darniowej. Są to roboty przeprowadzane w ciągu niemal całego roku w sposób ciągły i stały, o ile pole wzlotów ma być racjonalnie utrzymywane odpowiednio do wzrastającego ciągle ruchu lotniczego.

Zadaniem więc uprawy pola wzlotów jest nietylko jednorazowe wyhodowanie gęsto rosnącej i zwartej trawy, lecz i stałe utrzymywanie jej w tym stanie.

Czynności przy corocznej uprawie i konserwacji pola wzlotów podzielić można na stałe i perjodyczne. Do czynności stałych przy uprawie i konserwacji pola wzlotów należą następujące prace:

1. Wyrównywanie i zasypywanie bróżd i dziur (wywołanych działaniem kół i płóz startujących i lądujących samolotów, zapadaniem się miejscowych nasypów po rowkach drenarskich i t. p.) natychmiast po powstaniu tych uszkodzeń, przykrywanie tych odsłoniętych miejsc darniną i ubijanie ręczne lub wałowanie, ewentualnie obsiewanie uszkodzonych miejsc terenu mieszankami traw; dosiewanie to może mieć miejsce od kwietnia do lipca. Mieszanki te należy dosiewać zwłaszcza na większych partjach możliwie przy użyciu specjalnych siewników do traw i koniczyn.

2. Częste wałowanie terenu pola wzlotów tak na wiosnę, jak latem i jesienią. Wałowanie to jest czynnością prawie że najważniejszą przy konserwacji pola wzlotów. Przez wałowanie usuwa się nieznaczne miejscowe wzniesienia, wzmacnia wytrzymałość nawierzchni darniowej, usuwa kępy traw i przyśpiesza proces rozkrzewiania się traw. Walec do wałowania pola wzlotów winien być szybki i zwrotny. Do ziem piaszczystych używa się walców lekkich (o ciężarze 2 do 4 tonn), do gruntów ciężkich gliniastych i torfiastych używa się natomiast walców cięższych (od 4 do 6 tonn). Używane są na lotniskach walce tandemowe, to jest dwukołowe napędzane silnikiem benzynowym lub ropnym, lub też walce jednokołowe, typu rolniczego, poruszane szybkim traktorem, najlepiej gąsienicowym. Specjalnie zbudowany do lotnisk i trawników walec trójkołowy angielski o wadze 3 t posiada bardzo znaczną szybkość ruchu, dochodzącą do 16 *km/g.* (fig. 372). Walec ten poruszany ropą wykonuje również i niektóre inne czynności, jak koszenie, oranie i t. p. po dołączeniu do niego kosiarki lub pługa (fig. 373).

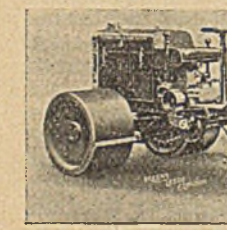


Fig. 372. Trójkołowy walec lotniskowy ropny f. ang. Green.

3. Wielokrotne koszenie i ścinanie traw w ciągu roku, podobnie jak to się wykonuje w parkach publicznych. Koszenie to winno być uskuteczniane specjalnemi kosiarkami (fig. 373) wielokrotnie w ciągu roku przed początkiem kwitnięcia. Suszenie siana i gromadzenie go w kopce uznać należy za niedopuszczalne ze względu na niebezpieczeństwo dla ruchu samolotów. Trawe bardzo młodą i nie-

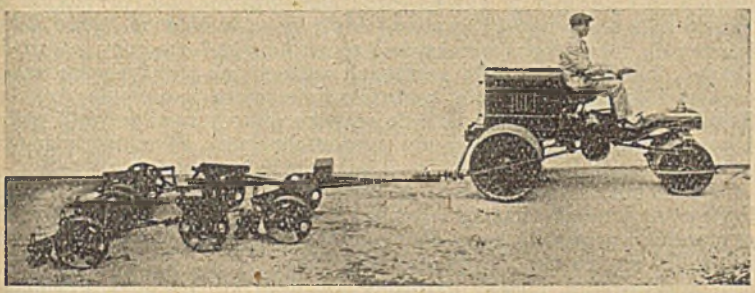


Fig. 373. Specjalna kosiarka do traw na lotniskach, ciągniona przez walec lotniskowy.

wysoką pozostawia się często po skoszeniu na miejscu bez zbierania, służy ona wtedy jako nawóz.

4. Polewanie sztuczne lub skrapianie darniny w czasie posuchy lub też nawadnianie przy pomocy przewidzianych do tego celu urządzeń. Polewanie przy pomocy hydrantów jest bardzo kosztowne, stosowane więc bywa tylko wyjątkowo na wielkich lotniskach, jeśli tego polewania nie da się uniknąć. Nawodnienie zaś przy pomocy rowów doprowadzających wodę lub przy pomocy systemu drenowania jest względnie łatwe i niekosztowne. U nas na średniej wielkości i małych lotniskach nie stosuje się specjalnych urządzeń do doprowadzenia wody lub polewania, gdyż najczęściej nie jest to konieczne, jeśli lotnisko zostało wybrane i założone na odpowiednim terenie.

Do perjodycznych czynności konserwacyjnych pola wzlotów należy:

1. Zasilanie gleby sztucznemi nawozami co 3 lub 4 lata w czasie wiosny i jesieni lub nawożenie kompostem, o ile to jest możliwe.

2. Bronowanie co kilka lat w miarę potrzeby, przyczem bronowanie to wykonać należy 2—3 razy w ciągu roku. Do bronowania używać należy brony łąkowej łańcuszkowej. Gwiazdki brony powinny być ostre tak, by rozcinały darń, a nie wyrywały roślin z korzeniami.

3. Niszczenie co jakiś czas kretów i myszy.

4. Obsiewanie całego pola wzlotów odpowiednią mieszanką traw, raz na kilka lat, zależnie od potrzeby i miejscowych warunków.

Ponieważ zbronowanie i zasianie całego lotniska w ciągu jednego roku jest niemożliwe bez zamknięcia na ten okres lotniska, więc powyżej wymienione prace perjodyczne należy wykonywać rok rocznie, ale na pewnych tylko częściach terenu (których wyłączenie z użytkowania w ciągu danego roku nie wywołuje przerwy w ruchu

lotniczym). W tym celu, jak również dla umożliwienia dokładnej ewidencji i kontroli robót konserwacyjnych należy podzielić cały teren pola wzlotów na pasma o powierzchni kilku hektarów, następnie ułożyć dokładny plan robót konserwacyjnych z wyszczególnieniem rodzai robót, następstwa tych robót, rodzaju gleby (o ile gleba pola wzlotów nie jest jednolita) i t. p.

b) Konserwacja drenowania i urządzeń odwadniających polega na corocznem sprawdzaniu (przynajmniej raz do roku), czy wyloty drenów i odpływy są w dobrym stanie. Zwykle raz do roku trzeba przeczyścić rowy, kanały i osadniki, poprawić skarpy, kaskady i t. p. Po roztopach wiosennych i dużych deszczach sprawdzić należy, czy nie nastąpiło miejscowe zamulenie drenów. Zamulenie można poznać po miejscowem silnem zawilgoceniu gleby i bardzo słabym odpływie wody powierzchniowej. W takim wypadku należy zarządzić natychmiastowe odkopanie i przełożenie drenów.

c) Znaki graniczne (wzdłuż granic pola wzlotów), koło lotniskowe i napis (nazwa lotniska) trzeba zwykle co roku pobielić, poprawić i uzupełnić oraz dbać o dobry stan rękawów lotniczych, litery T i innych znaków sygnalizacyjnych.

Konserwacja innych urządzeń na lotnisku (światła graniczne i t. p.) oraz konserwacja budowli i urządzeń portowych polega na ciągłem i stałem utrzymywaniu tych urządzeń nietylko w stanie zdatnym do użytku, lecz również w stanie jak najlepszym.

13. Oświetlenie i sygnalizacja lotniska.

Dla ułatwienia lotnikowi znalezienia i rozpoznania lotniska tak w dzień, jak i w nocy, lotnisko musi być odpowiednio oznakowane i oświetlone.

Oświetlenie wymagane jest na każdem lotnisku, na którem przewidziany jest lotniczy ruch nocny. Wskazane jest również oświetlenie choćby w zmniejszonym zakresie również i lotniska utrzymującego tylko ruch dzienny dla umożliwienia lądowania samolotów opóźnionych, przylatujących na lotnisko z nastaniem zmroku.

W skład oświetlenia lotniska dla ruchu nocnego wchodzą następujące instalacje świetlne uznawane w chwili obecnej za konieczne:

1. latarnia lotniskowa,
2. lotniskowe światła przeszkodowe,
3. światła graniczne,
4. reflektory lotniskowe,
5. oświetlony wskaźnik wiatru lub linje świateł lądowania.

Ponadto wskazane jest naświetlenie zabudowań portowych, zwłaszcza przedpola hangarów wraz z przednią częścią hangaru.

Latarnia lotniskowa służy do znalezienia i rozpoznania danego lotniska. Jest to latarnia obrotowa o sile od kilkuset tysięcy świec do 2 miljonów (najczęściej analogicznie jak latarnia szlakowa.[1]) Najczęściej stosowane są w tych latarniach systemy soczewkowe, soczewkowo-lustrzane i lustrzane, rzadziej — neonowe. Latarnia winna być umieszczona na wysokości przewyższającej pobliskie domy, drzewa i inne wzniesienia; najczęściej wystarcza w tym celu wysokość od 15 do 20 *m*. Latarnię należy umieścić na terenie portu lecz nie na granicy pola wzlotów, gdyż mogłaby wtedy wywo-

[1]) Por. „Oświetlenie trasy lotniczej", str. 3002.

łać olśnienie pilota lądującego. Przepisy Stanów Zjednoczonych żądają, by odległość umieszczenia latarni nie przekraczała 1 mili (1609 m) od granicy pola wzlotów. W Europie umieszcza się latarnię lotniskową najczęściej na wieży ciśnień, na wieży dworca lub na dachu jednego z hangarów.

Lotniskowe światła przeszkodowe mają za zadanie oznaczenie w sposób dobrze widoczny dla pilota wszelkich przeszkód dla ruchu lotniczego. Za przeszkodę lotniczą zaś uważa się zabudowania, drzewa, linje niskiego i wysokiego napięcia, maszty i inne objekty położone w pasie 1000 *m* szerokości wokół granic pola wzlotów i znajdujące się na drodze lądowania samolotu.

Znakowaniu podlegają przeszkody, których wysokość *h* jest równa lub większa od wysokości h_1, określonej w sposób następujący:

$h_1 = {}^1/_{20}$ odległości przeszkody od granicy pola wzlotów, o ile ta odległość jest mniejsza niż 500 *m*,

$h_1 =$ 25, o ile odległość przeszkody od granicy pola wzlotów przekracza 500 *m*.

Przeszkody te znakuje się przez umieszczenie na szczycie każdej poszczególnej przeszkody podwójnych lamp świetlnych (żarówki elektryczne) o kolorze czerwonym (druga żarówka służy jako rezerwa w razie przepalenia się pierwszej żarówki). Minimum siły świetlnej tych świateł winno mieć wartość 5 świec światła czerwonego. Najczęściej wystarczają więc żarówki 60 lub 100 W. Światła przeszkodowe winny być widzialne w dowolnej płaszczyźnie pionowej w kącie rozwartym przynajmniej 120°, licząc od zenitu w dół.

Światła graniczne rozmieszczone na granicy pola wzlotów wokół lotniska mają za zadanie umożliwić pilotowi rozpoznanie z powietrza zarysów pola wzlotów i zorjentować go co do wymiarów lotniska. W tym celu pojedyńcze światła koloru pomarańczowego lotniczego — dla odróżnienia od świateł przeszkodowych — rozmieszcza się wzdłuż granic pola wzlotów w odległościach mniej więcej co 100 *m* na odpowiednich podstawkach o wysokości między 0,65 a 1,30 *m* nad terenem. Minimum siły świetlnej — jak w światłach przeszkodowych.

Reflektor lotniskowy ma za zadanie oświetlenie terenu pola wzlotów dla umożliwienia pilotowi lądowania nocnego w sposób jak najbardziej zbliżony do lądowania dziennego. Oświetlenie to winno być możliwie silne, a równocześnie dostatecznie rozproszone dla uniknięcia zbyt wielkich kontrastów w oświetleniu. Jasność oświetlenia mierzona w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku strumienia świetlnego reflektora nie powinna być mniejsza w żadnym punkcie oświetlonego pola wzlotów od 1,5 luxa.

Wskazane jest oświetlanie reflektorem lub kilku reflektorami całej powierzchni pola wzlotów. Jako minimum żąda się oświetlenia powierzchni pola wzlotów o takiej wielkości i kształcie, by we wszystkich kierunkach przyjętych dla nocnego lądowania można było na tym terenie wpisać prostokąt 300×600 *m*, w którym to prostokącie strona dłuższa leżałaby równolegle do kierunku lądowania.

Oświetlenie reflektorem lotniska winno być tak wykonane, by pilot lądujący był dostatecznie zabezpieczony od olśnienia.

Rozróżnia się 3 systemy oświetlenia powierzchni pola wzlotów: 1. oświetlenie bezcieniowe stałe przy pomocy szeregu reflektorów rozmieszczonych wokół pola wzlotów, 2. oświetlenie o równomiernem natężeniu, stałe lub ruchome uzyskane przy pomocy jednego lub dwu reflektorów.

Przykład oświetlenia według pierwszego systemu przedstawia fig. 374 zastosowany na wielu lotniskach europejskich, a składający się z ośmiu reflektorów o kącie rozwarcia zbliżonym do 90°. Uzyskane w ten sposób oświetlenie jest równomierne, bez kontrastów i bezcieniowe. W Ameryce znalazło powszechne niemal zastosowanie oświetlenie przy pomocy stałej baterji reflektorów (figura 375). W Anglji stosuje się ostatnio układ jak w fig. 376.

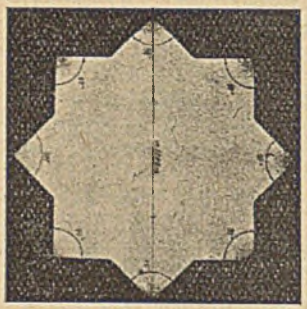


Fig. 374. Przykład bezcieniowego oświetlenia pola wzlotów przy pomocy 8-miu reflektorów lotniskowych.

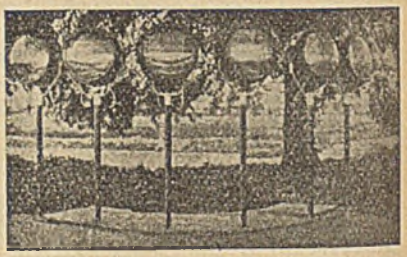


Fig. 375. Baterja reflektorów lotniczych używana na lotniskach amerykańskich.

Oświetlenie drugiego systemu składa się zwykle z jednego silnego reflektora o kącie rozwarcia zbliżonym do 180° i sile conajmniej 10 KW (istnieją już reflektory o sile 50 KW). Reflektor ten może mieć charakter ruchomy i wtedy wbudowany jest na podwoziu samochodowem lub też — charakter stały. Jako system optyczny stosowane są optyki o szkłach soczewkowo-lustrzanych lub (częściej) o szkłach soczewkowych (dioptrycznych).

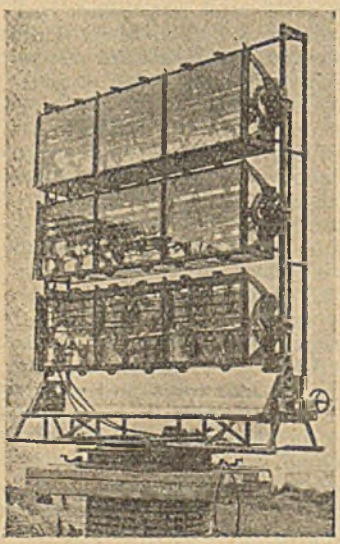


Fig. 376. Reflektor lotniskowy mocy 9 KW.

W fig. 377 podano przykład całkowitego oświetlenia lotniska według norm stosowanych powszechnie w Stanach Zjednoczonych.

Oświetlony wskaźnik wiatru podaje kierunek wiejącego w danej chwili wiatru i wyznacza tem samem samolotowi kierunek lądowania. Jako wskaźniki kierunków wiatru używane są zwykle naświetlone w kolorze białym lub niebieskim ruchome płaszczyzny o kształcie litery T, lub też tak zwane linje świetlne oraz rękawy lotnicze.

Długość prostokątnych płaszczyzn, z których składa się wskaźnik T powinna wynosić najmniej 5 *m*. Wskaźnik ten oświetla się przy pomocy szeregu żarówek, podających za-

rysy T, lub też przy pomocy odpowiednich reflektorów naświetlających obydwie płaszczyzny wskaźnika.

Oświetlenie rękawa lotniczego obracającego się swobodnie pod wpływem wiatru a wykonanego z płótna (kształtu stożka ściętego o średnicach od 30 do 80 *cm* i długości 4 *m*) wykonuje się zwykle przy pomocy reflektorków rzucających strumień świetlny na rękaw od strony górnej lub do wnętrza rękawa.

Linja świateł lądowania składa się z 6-ciu świateł białych (elektrycznych, gazowych lub nawet naftowych) ułożonych na terenie pola wzlotów w odstępach co 50 *m* oraz dwóch części skrajnych, składających się jedna z dwu lub więcej świateł zielonych, druga zaś — z dwu lub więcej świateł czerwonych. Lądowanie odbywa się po prawej stronie linji świetlnej w kierunku od świateł zielonych do czerwonych.

W razie gdy lotnisko prócz linji świetlnej posiada i inne wskaźniki wiatru obowiązuje lądowanie na linję świetlną.

Na większych lotniskach używany jest również dodatkowo reflektor chmurowy, którego zadaniem jest określenie wysokości podstawy chmur, oraz niekiedy określenie wysokości zbliżającego się do lotniska samolotu.

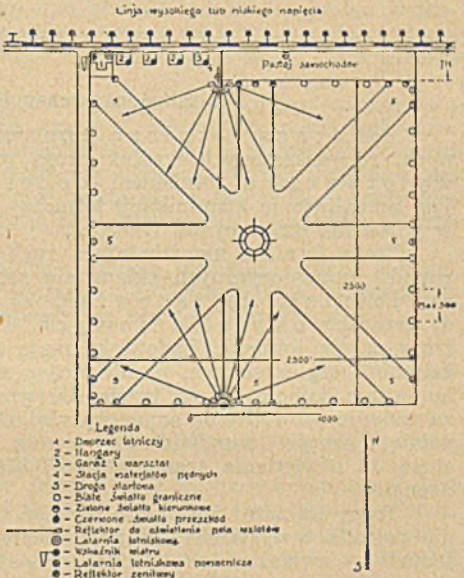


Fig. 377. Schemat całkowitego oświetlenia do lotów nocnych lotniska w Stanach Zjedn.

W skład sygnalizacji dziennej każdego lotniska wchodzą następujące znaki lotnicze i urządzenia:

a) koło lotniskowe w kolorze białym umieszczone w środku pola wzlotów, o średnicy 30 do 50 *m* i grubości pasa 2 do 3 *m*.

b) nazwa lotniska w kolorze białym umieszczona po zewnętrznej stronie koła od strony południowej w kierunku zachód — wschód; wysokość liter 6 *m*, szerokość 4,80 *m*, odstęp liter 4,80 *m*, grubość kresek liter 0,90 *m*.

c) oznaczenie granic pola wzlotów białemi pasami dług. 6 *m* a szerokości 1 *m*, rozmieszczonemi wzdłuż granic co 100 *m* (około), oraz w narożach i załamaniach — narożnikami o tych samych wymiarach; teren niebezpieczny do lądowania a leżący w bezpośredniej bliskości granic pola oznacza się białemi krzyżami (o wymiarze 6×1 *m*),

d) wskaźniki kierunku wiatru, to jest litera T lub rękaw lotniczy; rękaw umieszcza się na wysokości conajmniej 6 *m* (na specjalnych słupach lub na budynkach, widzialnych ze wszyst-

kich stron lotniska), literę T zaś — wprost na terenie w okolicy środka pola wzlotów.

Oznakowanie wykonuje się z białego lub pobielonego materjału kamiennego, z betonu lub przy pomocy białych pasów traw (np. lotnisko Gdynia-Rumja). Jako wskaźników kierunku wiatru używa się również ogniska wydającego duże ilości dymu białego koloru.

II. DROGA LOTNICZA.

1. Elementy trasy lotniczej.

Pod trasą lotniczą rozumiemy zespół urządzeń naziemnych, rozmieszczonych wzdłuż drogi przelotów między lotniskiem wylotowem a lotniskiem docelowem, których zadaniem jest umożliwienie komunikacji lotniczej w sposób stały i bezpieczny w porze tak dziennej jak i nocnej.

Trasa lotnicza umożliwiająca ruch lotniczy niezależny od warunków atmosferycznych składa się zasadniczo z 4-ch elementów: a) lotnisk, b) lądowisk, c) urządzeń radjowych, d) urządzeń oświetleniowych. Do najważniejszych urządzeń trasy należą lotniska. Lądowiska mają za zadanie zapewnienie maksimum bezpieczeństwa, umożliwiając w razie koniecznej potrzeby lądowanie samolotów na trasie. Urządzenia radjoelektryczne mają za zadanie prowadzenie samolotu wzdłuż ustalonej trasy i utrzymywanie łączności samolotów z ziemią. Urządzenia oświetleniowe służą do oświetlenia trasy lotniczej dla umożliwienia komunikacji nocnej.

Trasy lotniczej nie można uważać za całkowicie urządzoną, gdy nie posiada wszystkich wyżej wymienionych urządzeń. W praktyce jednak — zwłaszcza na terenie europejskim — trasy lotnicze wyposażone we wszystkie te urządzenia należą jeszcze do nielicznych. Główne braki w trasach europejskich dotyczą lądowisk i oświetlenia, które nie są jeszcze dostatecznie rozbudowane. Natomiast trasy lotnicze na terytorjum Stanów Zjednoczonych są w większości dobrze wyposażone we wszystkie urządzenia wyżej wymienione.

Budowa trasy lotniczej postępuje zazwyczaj w następującej kolejności. Najpierw wykonywuje się lotniska na trasie, których liczba na trasach krótkich może być ograniczona do 2, to jest do lotniska wylotowego i lotniska docelowego. Ruch lotniczy na trasie wyposażonej w lotniska może być prowadzony ale tylko w porze dziennej i w czasie dobrych warunków atmosferycznych. Ruch lotniczy na takiej trasie ogranicza się zwykle do pory letniej. W porze zimowej, a częściowo również i w porze wiosennej lub jesiennej ruch lotniczy na takiej trasie bywa zamykany.

Następnie buduje się dla danej trasy najkonieczniejsze urządzenia radjowe, to jest duże radjostacje nadawczo-odbiorcze do korespondencji międzylotniskowej, dla przekazywania komunikatów meteorologicznych i do komunikowania się z samolotami na trasie. Następnie wykonywuje się radjostacje goniometryczne do wyznaczania położenia samolotu na trasie i do kierowania samolotu wzdłuż trasy lotniczej, lub też — radjolatarnie trasowe, wreszcie — radjolatarnie lotniskowe do ślepego lądowania. Trasa posiadająca prócz lotnisk odpowiednie urządzenie radjowe może prowadzić ruch lotniczy również

i w czasie nieodpowiednich warunków atmosferycznych w sposób nieprzerwany, ale tylko w porze dziennej.

Zkolei buduje się na trasie instalacje oświetleniowe, w pierwszym rzędzie oświetlenie samych lotnisk, co pozwala na lądowanie opóźnionych w przylocie samolotów z nastaniem nocy. Równolegle z oświetleniem trasy lotniczej urządza się wzdłuż trasy lądowiska. Trasa oświetlona ale nie wyposażona w lądowiska, umożliwia wprawdzie utrzymanie stałego ruchu lotniczego dziennego i nocnego w czasie dobrych i złych warunków atmosferycznych, ale wykazuje mniejsze bezpieczeństwo ruchu, niż trasa, która posiada lądowiska.

Niezwykle ważnem w budowie drogi lotniczej jest zagadnienie usytuowania lotnisk trasy w stosunku do miast i okręgów przez nie obsługiwanych. Lotnisko[1]) zbytnio oddalone od centrum miasta zmniejsza poważnie przewozy lotnicze, przedewszystkiem zaś zmniejsza tak znacznie szybkość handlową na trasie, że niweczy niekiedy szybkość ruchu samolotu, tę najważniejszą i zasadniczą cechę komunikacji lotniczej.

Związek między szybkością handlową, szybkością ruchu samolotu, długością trasy i czasem dojazdów do lotnisk (wraz z ewentualnemi międzylądowaniami) wyraża się prostem równaniem:

$$v_h = \frac{d}{t_1 + t_0} = \frac{d}{\frac{d}{v} + t_0}$$

v_h = szybkość handlowa, v = szybkość lotu, d = długość trasy, t_0 = czas dojazdów i międzylądowań).

Jak z równania wynika zmniejszenie szybkości handlowej jest tem większe, im większa jest szybkość lotu samolotu oraz, im krótsza jest trasa lotnicza. Szybkość handlowa komunikacji lotniczej na naszych trasach lotniczych krajowych, o długości średniej 300 km przy 30-minutowych dojazdach do każdego lotniska (wylotowego i docelowego) wynosi np.:

a) dla samolotu o szybkości $v = 150$ *km/g* (jak w r. 1927):

$$v_h = \frac{300}{\frac{300}{150} + 1} = 100 \text{ km/g}, \text{ czyli zmniejszenie o } 33\%,$$

b) dla samolotu o szybkości $v = 180$ *km/g* (lata 1933/34):

$$v_h = \frac{300}{\frac{300}{180} + 1} = 112 \text{ km/g}, \text{ czyli zmniejszenie o } 37{,}5\%,$$

c) dla samolotu o szybkości $v = 300$ *km/g* (Douglasy wprowadzone na polskie linje komunikacyjne w r. 1935)

$$v_h = \frac{300}{\frac{300}{300} + 1} = 150 \text{ km/g}$$ czyli zmniejszenie szybkości handlowej o 50%, a więc dokładnie do połowy szybkości własnej samolotu.

Z powyższych przykładów wziętych z naszych krajowych linij komunikacyjnych wynika, że zwiększenie dwukrotne szybkości własnej samolotu w okresie ostatnich 10-ciu lat zwiększyło szybkość handlową komunikacji ze 100 *km/g* tylko na 150 *km/g*, czyli tylko zaledwie o 50%. Dla dwukrotnego zwiększenia szybkości handlowej to jest do 200 *km/g* należy zmniejszyć czas dojazdu do każdego lotniska

[1]) Por. „Wybór terenu pod lotnisko", str. 2948.

z 30 na 15 minut, jak to wynika z równania, lub też zwiększyć szybkość własną samolotu z 300 na 600 *km/g*.

Dziś uważa się niemal za zasadę usytuowanie lotniska na nowoczesnej trasie lotniczej w takiej odległości od centrum miasta, by czas dojazdu do lotniska nie przekraczał 10 minut. W naszych warunkach jest to równoznaczne mniej więcej z umieszczeniem lotniska w odległości maksimum 4 *km* jeśli dojazd ma się odbywać po drogach publicznych lub ulicach, lub maksimum 10 *km*, gdy dojazd ma się odbywać po własnej drodze dojazdowej, autostradzie.

Przy takich odległościach lotnisk od centrum miasta szybkość handlowa na trasach lotniczych wyniesie 225 *km/g* przy użyciu samolotów ekspresowych o szybkości 300 *km/g*.

Konieczny czas dojazdu do lotnisk ogranicza w praktyce dolną długość trasy lotniczej. W podanych poniżej dwu wykresach

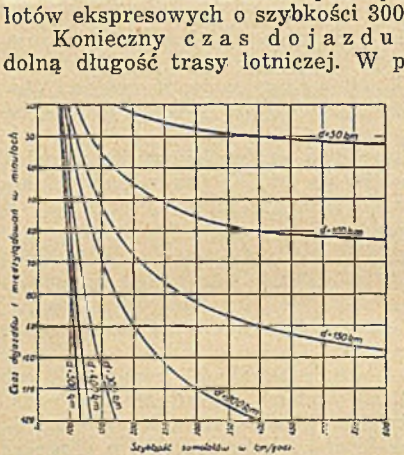


Fig. 378. Krzywe minimalnych długości tras lotniczych dla szybkości handlowej 80 *km/godz.*

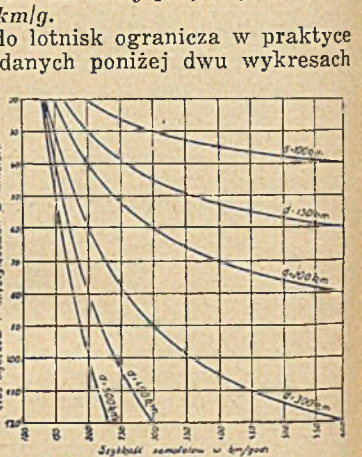


Fig. 379. Krzywe minimalnych długości tras lotniczych dla szybkości handlowej 120 *km/godz.*

zestawiono minimalne długości tras lotniczych dla szybkości handlowych 80 i 120 *km/g*, a więc szybkości osiąganych dziś na niektórych trasach kolejowych w komunikacji kolejowej pośpiesznej oraz przy użyciu specjalnych pociągów aerodynamicznych.

Jak z figury 378 i 379 wynika, na naszych istniejących trasach lotniczych wykazujących 60 minut czasu dojazdu (do lotniska wylotowego i docelowego razem) minimalna długość trasy lotniczej przy użyciu samolotów o szybkości własnej 300 *km/g* wynosi 110 *km*, jeśli chcemy uzyskać szybkość handlową 80 *km/g* oraz 200 *km* (fig. 379) jeśli szybkość handlowa ma wynieść 120 *km/g*. Odpowiednia długość trasy w razie zmniejszenia czasu dojazdu do każdego lotniska o połowę to jest do 15 minut wyniesie 100 *km* przy zachowaniu 120-*km/g* szybkości handlowej.

Z powyższego wynika, że minimalna długość tras lotniczych na terenie europejskim, gdzie czas dojazdu do każdego istniejącego lotniska wynosi najmniej 30 minut lub wynieść może w najlepszym wypadku 15 minut, nie powinna być mniejsza, niż 100 *km*, jeśli komunikacja lotnicza ma mieć szybkość handlową większą niż kolej.

To ograniczenie długości tras lotniczych wynikające z konieczności posiadania dużych pól wzlotów dla startu i lądowań — których zwykle niema w obrębie dużych miast — będzie miało miejsce, aż do czasu rozwiązania zagadnienia startu ciężkich nawet maszyn komunikacyjnych na długościach nie przekraczających 100 *m*.

Właściwem polem działania komunikacji lotniczej są d ł u g i e t r a s y o długościach przekraczających 1000 *km*. Są to t. zw. trasy k o n t y n e n t a l n e, t r a n s k o n t y n e n t a l n e oraz t r a n s o c e a n i c z n e łączące ze sobą poszczególne kontynenty. Na trasach długości kilku tysięcy kilometrów szybkość handlowa samolotu pocztowego o szybkości własnej 300 *km/g* dojść może do 250 *km/g* przy 20 minutowych lądowaniach po 3 lub 4-ch godzinach lotu, a na trasach długości kilkunastu tysięcy kilometrów — ponad 270 *km/g*. Na tak długich trasach dochodzi do głosu szybkość samolotu, ta główna i najważniejsza zaleta komunikacji lotniczej.

2. Urządzenia radjowe trasy.

Zadania, jakie spełnia radjo w komunikacji lotniczej są bardzo rozległe i różnorodne. Radjo p r o w a d z i samolot na trasie lub w y t y c z a d r o g ę przelotu w powietrzu, zapewnia b e z p i e c z e ń s t w o i regularność ruchu na trasie oraz u m o ż l i w i a k o r e s p o n d e n c j ę pasażerów z ziemią. Radjo spełnia więc w lotnictwie komunikacyjnem niemal te same zadania, jak szyny, telegraf i telefon oraz zabezpieczenia elektryczne na kolei.

Do najważniejszych urządzeń radjowych trasy lotniczej należą:

1. radjostacje nadawcze i odbiorcze, naziemne i pokładowe,
2. radjostacje goniometryczne,
3. radjolatarnie,
4. radjolatarnie lotniskowe do ślepego lądowania.

R a d j o s t a c j e n a d a w c z e naziemne utrzymują stałą korespondencję wzajemną między lotniskami, między lotniskami a samolotami oraz pośredniczą w określaniu położenia samolotów na trasie, uskutecznianem przy pomocy radjostacyj goniometrycznych naziemnych. Cała więc służba międzylotniskowa, samolotowa i meteorologiczna jest obsługiwana przez te radjostacje. Dlatego też radjostacje te muszą być dostosowane do pracy na kilku długościach fal oraz do szybkiej zmiany poszczególnych długości fal.

Regulamin „Międzynarodowej Służby Radjoelektrycznej" przewiduje dla polskiej komunikacji lotniczej pracę radjostacyj naziemnych na falach 1167, 1154, 1136 i 1119 dla korespondencji międzylotniskowej krajowej i zagranicznej, na falach 1087, 1071, 1056 i 1042 dla komunikatów meteorologicznych, na falach 879, 883, 888 i 893 dla korespondencji z samolotami oraz pracę radjostacyj samolotowych na falach 900, 918 i 932.

Lotnicza centralna radjostacja nadawczo-odbiorcza w Warszawie posiada 5 KW mocy w antenie a radjostacje we Lwowie, Katowicach, Poznaniu, Wilnie i Gdyni całkowicie zautomatyzowane (zmiana fali odbywa się automatycznie w ciągu kilkunastu sekund) po 1,5 KW. Stacje te należą do najlepszych i najsilniejszych radjostacyj lotniczych w Europie. Radjostacja centralna pokrywa swym zasięgiem całą Europę, wszystkie inne — całą Polskę.

R a d j o s t a c j e g o n j o m e t r y c z n e służą do pomiaru położenia samolotu i do kierowania nim na trasie w czasie lotu. Po-

miar kierunkowy stacji gonjo opiera się na kierunkowem nadawaniu fal elektromagnetycznych lub na kierunkowym odbiorze.

Rozróżniamy dwa zasadnicze rodzaje pomiarów położenia, a mianowicie: pomiar *na pokładzie samolotu* i pomiar *na ziemi*.

W pierwszym wypadku — na samolocie znajduje się odbiorcza radjostacja gonjometryczna przy której pomocy załoga sama wykonuje pomiary położenia przez odbiór dwu radjostacyj nadawczych naziemnych, z których jedna jest zwykle radjostacją lotniska docelowego. W drugim wypadku — sygnały stacji nadawczej samolotowej odbierane są kierunkowo przez dwie stacje naziemne, z których jedna po otrzymaniu wyniku pomiarów drugiej stacji określa na mapie położenie samolotu w chwili pomiaru, jako punkt przecięcia dwu kierunków pomiaru odniesionych do południka magnetycznego i podaje załodze samolotu wyniki pomiarów za pośrednictwem radjostacji nadawczej.

Drugi sposób pomiaru położenia „*na ziemi*" znalazł powszechne niemal zastosowanie na terenie europejskim. Znany jest cały szereg systemów tych radjostacyj gonjometrycznych, jak system *ramy obrotowej*, system *Bellini-Tossi*, *Robinson* i *Adcock'a*.

Radjostacje z *antenami ramowemi* posiadają tę własność, że natężenie odbioru czy też nadawania w płaszczyźnie ramy jest największe, a w położeniu prostopadłem do płaszczyzny ramy — jest najmniejsze. Przez obrót ramy aż do zaniku odbieranego sygnału otrzymuje się kierunek do odbieranej stacji nadawczej.

Systemy Bellini-Tossi i Adcock'a w miejsce ramy obrotowej posiadają dwie stałe ramy przecinające się pod kątem prostym oraz specjalną obrotową szpulę, która ma za zadanie odtworzenie ze składowych odbieranych przez obydwie anteny pierwotnego pola elektromagnetycznego i ustalenie kierunku najsłabszego odbioru podobnie jak w systemie ramy obrotowej.

System Bellini-Tossi i ramy obrotowej posiada tak zwane „*błędy nocne*", które w godzinach wieczornych dają zupełnie fałszywe pomiary kierunków, dochodzące nieraz do 90°. W systemie Adcock'a zastosowanym w naszym kraju błędy nocne zostały wyeliminowane przez odpowiedni układ umożliwiający odbiór tylko normalnie polaryzowanych składowych pola elektromagnetycznego. Pomiary gonjometrem Adcock'a wykazują nieznaczne błędy pomiarów nie przekraczające zwykle 5°.

W Polsce zostało zainstalowanych dotychczas dla linij lotniczych 5 stacyj gonjometrycznych (w Warszawie, Krakowie, Lwowie, Poznaniu i Wilnie).

Latarnie radjowe, czyli *radjolatarnie* wyznaczają kierunek trasy lotniczej na podobnych zasadach, jak latarnie świetlne. Niewidzialne dla oka fale elektromagnetyczne skupione zostają przy pomocy układu anten lub też reflektorów w jedną lub kilka wiązek promieni i wysłane w kierunku przebiegu trasy.

Najważniejsze systemy radjolatarń lotniczych ująć się dadzą w następujące grupy: 1. radjolatarnie o stałych wiązkach skupionych promieni. 2. radjolatarnie o obrotowej wiązce skupionych promieni, 3. radjolatarnie o dwu antenach promieniujących naprzemian, 4. radjolatarnie o dwu lub kilku antenach promieniujących równocześnie na różnych częstotliwościach modulacji. Ostatnie dwa systemy jako najbardziej udoskonalone znalazły niemal powszechne zasto-

sowanie. Zasada działania pierwszej z nich polega na następującem: każda z anten nadaje określony znak Morse'a (np. A t. j. ·— oraz N t. j. —·) naprzemian w ten sposób, że w okresy przerw pierwszego znaku wchodzi znak wypromieniowywany przez drugą antenę tak, że samolot znajdujący się na dwusiecznej kąta zawartego między

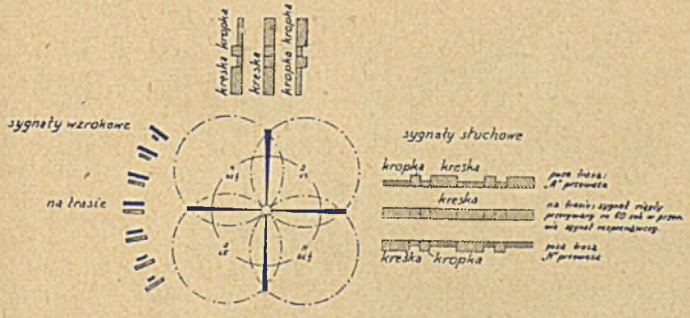


Fig. 380. Sygnały wzrokowe i słuchowe radjolatarni szlakowej w Stanach Zjednoczonych (szerokość „trasy" = sygnał ciągły wynosi w odległości 160 *km* od 1,1 do 1,6 *km*.

obydwu antenami odbieru ciągły nieprzerwany znak. Punkty, w których obydwa znaki zlewają się w jeden wyznacza kierunek trasy (fig. 380).

Radjolatarnie tego systemu znalazły powszechne zastosowanie na linjach lotniczych Stanów Zjednoczonych. Radjolatarnie o sile 2 kilowatów rozmieszczone są na trasie co 200 do 300 *km*. Są one przystosowane również i do radjofonicznego nadawania komunikatów meteorologicznych. Po 15 minutach nadawania sygnałów Morse'a dla odbioru kierunku, stacja zmienia emisję telegraficzną na radjofoniczną i zawiadamia samoloty znajdujące się na trasie o stanie lub zmianach pogody wzdłuż całej trasy. Pilot odbiera komunikat meteo na te same słuchawki i na tej samej długości fali, na jakiej odbiera znaki Morse'a.

Radjolatarnia lotniskowa ma za zadanie umożliwienie przeprowadzenia ślepego lądowania w czasie zmniejszonej widoczności lub zupełnego jej braku. Różne urządzenia radjoelektryczne do ślepego lądowania są obecnie w stadjum prób. Największe może nadzieje pokładane są w radjolatarniach ultrakrótkofalowych.

Radjolatarnia systemu Telefunken pracuje na fali 9 *m* i na wysokości modulacji 1150 *Hz*. Latarnia posiada 3 pionowe anteny dipolowe długości 4,5 *m* umieszczone w jednej płaszczyźnie w równych od siebie odległościach (fig. 382). Z tych anten, tylko środkowa wypromieniowuje energję elektromagnetyczną, podczas gdy dwie pozostałe spełniają rolę reflektorów, które są włączane i wyłączane naprzemian. Charakterystyka emisji wskazana jest na fig. 383. Ponieważ przerwy w działaniu reflektorów następują po sobie w rytmie kreska — punkt (litery *t* i *e*) więc w linji symetrji D—A—E (fig. 384) zlewają się kreski i punkty w jeden ciągły znak wyznaczający pilotowi kierunek podchodzenia do lądowania.

Dzięki zastosowaniu ultrakrótkiej fali wypromieniowywana energja elektromagnetyczna rozchodzi się w przestrzeni w sposób

podobny do rozchodzenia się fal świetlnych, to znaczy w sposób prostolinijny. Równocześnie promienie w miarę odległości doznają odchylenia od ziemi, tworząc krzywe zbliżone do krzywej wzdłuż której samolot podchodzi do lądowania (fig. 383). Radjolatarnia ta o sile

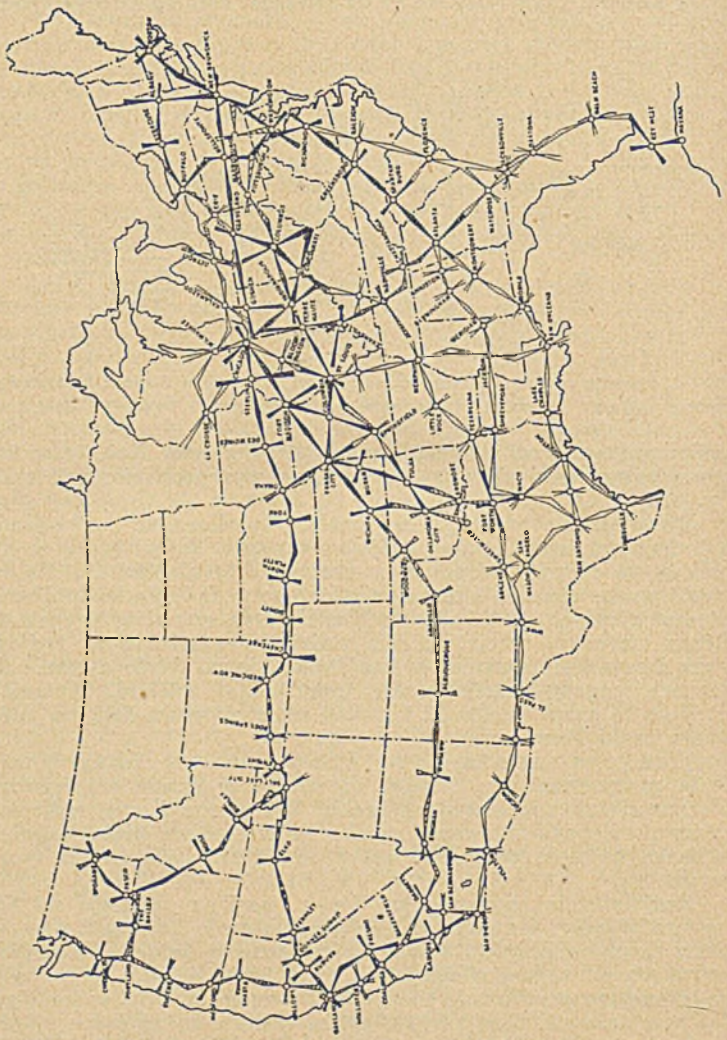


Fig. 381. Sieć radjolatarń na trasach lotniczych w Stanach Zjednoczonych (r. 1931).

700 W posiada zasięg na wysokości 200 *m* około 30 *km*. Samolot zbliżający się do lotniska na wysokości 200 *m* napotyka więc na krzywe równego natężenia pola w odległości około 30 *km* od lotniska. Z szeregu krzywych tylko jedna posiada najlepsze warunki dla przepro-

wadzenia lądowania. Rozpoznaje ją pilot (znajdujący się na 200 *m* wys.) po sygnale wstępnym nadawanym na fali 7,9 *m* przez małą stację nadawczą o mocy modulowanej (1700 *Hz*) 7 W. Po usłyszeniu sygnału wstępnego i równoczesnem zapaleniu się specjalnej żarówki samolot zniża swój lot tak, by siła odbioru sygnału radjolatarń pozostała niezmieniona. Znajdująca się na granicy pola wzlotów druga mała radjostacja, t. zw. sygnał główny nadający sygnały dla odróżnienia o niższym tonie (700 *Hz*) zawiadamia pilota o tem, że znajduje się na granicy lotniska i na nieznacznej wysokości i że należy przeprowadzić ostatni etap lądowania na terenie pola wzlotów.

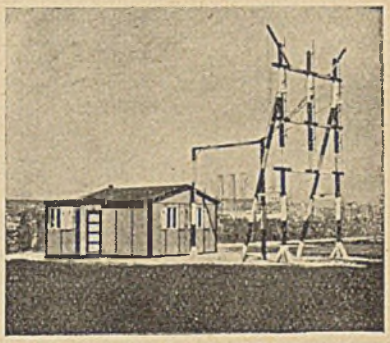


Fig. 382. Radjolatarnia lotniskowa ultrakrótkofalowa.

W stosunku do kierunku zbliżania się samolotu do lotniska radjolatarnia umieszczona być musi poza lotniskiem w odległości 0 do 100 *m* od granicy pola wzlotów. Sygnał wstępny znajduje się zwykle w odległości 3 do 4 *km* od radjolatarni, sygnał główny — w odległości 100—300 *m* od granicy lotniska (fig. 383).

Radjolatarnia lotniskowa systemu opisanego nie rozwiązuje jeszcze w sposób wyczerpujący zagadnienia ślepego lądowania. Umożliwia bowiem ślepe lądowanie tylko w jednym kierunku. Ponieważ

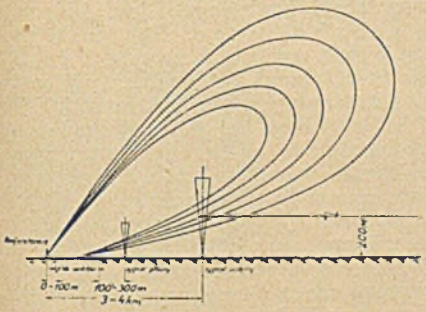


Fig. 383. Diagram pionowy emisji 9 m anteny radjolatarni lotniskowej.

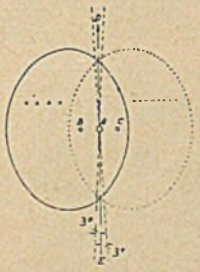


Fig. 384. Diagram poziomy emisji 9 *m* anteny radjolatarni lotniskowej.

jednak silniejsza mgła przyziemna nie idzie w parze z silniejszym wiatrem, więc radjolatarnia oddaje dobre usługi w większości wypadków konieczności ślepego lądowania.

Kilka radjolatarń typu wyżej opisanego ma być zakupione dla naszych głównych lotnisk komunikacyjnych.

3. Oświetlenie trasy lotniczej.

W skład oświetlenia trasy wchodzą latarnie świetlne oraz światła przeszkodowe. Latarnie umieszcza się na trasie możliwie w linji prostej tak, by pilot przelatujący nad latarnią widział conajmniej jedną latarnię następną. Latarnie w ten sposób rozłożone na trasie wytyczają drogę przelotu samolotu w czasie lotów nocnych. Latarnie świetlne są uzupełnieniem i rezerwą latarni radjowych.

Światła przeszkodowe umieszcza się na przeszkodach lotniczych położonych w pasie 5 km po każdej stronie trasy o wysokości przekraczającej 60 *m* celem zwrócenia uwagi pilota na przeszkodę.

Stosowane na trasach lotniczych latarnie szlakowe podzielić można na 4 rodzaje:

1. na latarnie lustrzane (katoptryczne),
2. na latarnie soczewkowe (dioptryczne),
3. na latarnie soczewkowo-lustrzane (katadioptryczne),
4. na latarnie neonowe (o jarzącem się źródle światła).

Konstrukcja latarń pierwszych trzech rodzai polega na: a) skupieniu promieni świetlnych źródła światła w jedną, wąską wiązkę promieni, b) na skierowaniu ich w przestrzeń w sposób umożliwiający jak największy zasięg.

Latarnie neonowe wysyłają promienie świetlne we wszystkich kierunkach. Zpowodu dużych wymiarów tego źródła światła (rury) skupienie wysyłanych promieni jest tu praktycznie niewykonalne. Dlatego też zasięg latarń neonowych jest bardzo ograniczony. Obecnie są one bardzo rzadko stosowane.

Zasadniczą częścią składową latarń lustrzanych jest lustro szklane lub metalowe, paraboliczne. Kąt wiązki promieni skupionych wynosi tu zwykle 7 do 12°. Wadą tego typu latarni jest mniejsze niż w latarniach soczewkowych wyzyskanie źródła światła (do 50%) oraz trudność tworzenia kilku wiązek świetlnych, co ze względu na zasięg i na odróżnienie poszczególnych latarń posiada duże znaczenie. W nowszych konstrukcjach uzyskuje się grupy błysków przez podział lustra paraboliczego na kilka segmentów (figura 385). Zaletą latarni lustrzanej jest możność większego nieco skupienia wiązki świetlnej, niż w innych latarniach oraz mniejszy koszt budowy. Jako źródła stosuje się żarówki elektryczne o mocy 1 do 3 KW. Siła świetlna wiązki dochodzi do 2,000.000 świec Hefnera. Zasięg takiej latarni lustrzanej dochodzi do 80 *km* przy bardzo dobrych warunkach atmosferycznych.

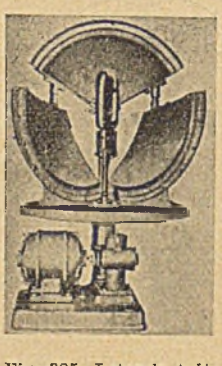


Fig. 385. Latarnia trójbłyskowa o lustrach szklanych.

Główną częścią składową systemu optycznego latarń soczewkowych są soczewki lub układy soczewek (soczewki wklęsło-wypukłe, pryzmatyczne, pryzmatyczno-cylindryczne i t. p.). Światło źródła świetlnego nie zostaje tu odbite i skupione jak w latarniach lustrzanych, lecz załamane i skupione (a tylko częściowo odbite i załamane w pryzmatach)

(fig. 386). W latarniach soczewkowych, zwanych również dioptrycznemi, dzięki odpowiedniemu układowi systemu optycznego zostaje wyzyskana cała niemal ilość światła źródła świetlnego, a tem samem zasięg jest większy, niż latarń lustrzanych o tej samej sile źródła świetlnego. Ponadto latarnie dioptryczne posiadają znaczną wyższość nad innemi pod względem zużywania się, konserwacji i obsługi. Elementy systemu optycznego nie tracą na wartości z biegiem czasu pod wpływem warunków atmosferycznych, jak to ma miejsce z lustrami, rozbite elementy dają się łatwo wymienić i t. p. Fig. 387 przedstawia latarnię dioptryczną firmy światowej Barbier-Benard, zakupioną dla naszych linij lotniczych i zmontowaną we Lwowie, Poznaniu, Katowicach i Dęblinie. Latarnia ta daje 4 strumienie świetlne, o sile około pół miljona świec, o zasięgu do 100 *km* przy dobrej pogodzie.

Fig. 386. Skupienie promieni latarni soczewkowej.

W latarni soczewkowo-lustrzanej światło zostaje skupione w jeden stożek świetlny, przy pomocy lustra parabolicznego i odpowiedniej soczewki lub układu soczewek. Latarnie tego typu są specjalnie szeroko rozpowszechnione w Ameryce (fig. 388). Latarnia przedstawiona na fig. 388 składa się ze szklanego zwierciadła parabolicznego o średnicy 61 *cm* od strony tylnej i soczewki wklęsło-wypukłej na stronie przedniej, która skupia większą ilość światła i odchyla o 2° ponad poziom, a 15% światła skierowuje w górę pod 25°, jako promień poboczny przeznaczony dla pilota przelatującego bezpośrednio nad latarnią.

Fig. 388. Latarnia (otwarta) stosowana w Stanach Zjedn.

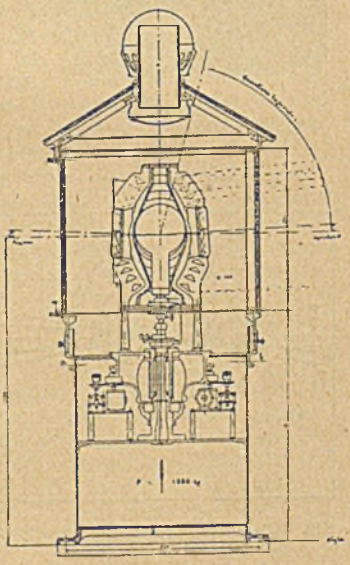


Fig. 387. Latarnia dioptryczna f. Barbier-Benard.

Wszystkie powyższe systemy latarń wykonywuje się obecnie wyłącznie jako latarnie obrotowe. Występujące w czasie obrotu błyski poszczególnych wiązek świetlnych winny działać na oko obserwatora conajmniej 0,4 do 0,7 sekundy. Wtedy bowiem zasięg widzialności latarni jest taki sam, jak latarni stałej o nieruchomym

systemie optycznym. Opierając się na powyższem oraz na charakterystyce rozsyłu wiązki świetlnej oraz ich ilości w latarni, ustalić można szybkość obrotu latarni najkorzystniejszego dla zasięgu. Z drugiej strony czas trwania przerw między poszczególnemi błyskami nie powinien być zbyt długi, gdyż czasy obserwacji pilota w czasie prowadzenia maszyny są siłą rzeczy bardzo krótkie. Przerwy te nie powinny być krótsze niż 3 do 4 sekund, wyjątkowo do 5 sekund.

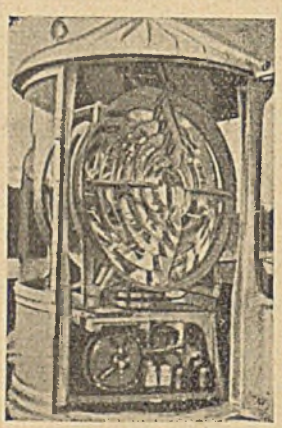


Fig. 389. Latarnia f. Aga o nierównomiernej szybkości obrotu.

Z powyższego wynika, że zmniejszenie przerw między poszczególnemi błyskami przez zwiększenie szybkości obrotu zmniejsza czas trwania błysku, a temsamem i zasięg. Dlatego też latarnie o jednej wiązce świetlnej, jak latarnie lustrzane i soczewkowo-lustrzane są pod tym względem w gorszem położeniu, niż latarnie dioptryczne, posiadające 2, 3 lub 4 wiązki świetlne. Czas trwania błysku latarń lustrzanych wynosi zwykle od 0,06 do 0,1 sekundy, w latarniach dioptrycznych — powyżej 0,1 sekundy. W latarni dioptrycznej najnowszego typu firmy Aga (fig. 389, 390) czas trwania błysku w kącie 20 do 30° wzdłuż kierunku trasy wynosi 0,51 sekundy przy następstwie błysków co 5 sekund, co uzyskano przez zmniejszenie szybkości ruchu obrotowego latarni w kącie 20 do 30° wzdłuż kierunku trasy, a przez zastosowanie ruchu wahadłowego w tym samym kącie uzyskano trzy błyski 0,31 sekundy w następstwie co jedna sekunda.

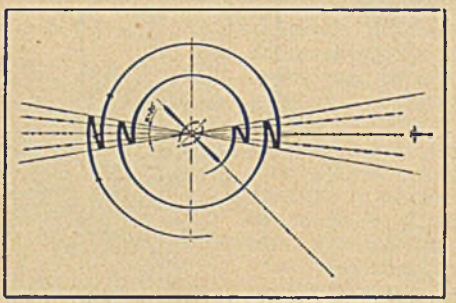


Fig. 390. Działanie latarni wahadłowej f. Aga.

Podany przy opisie poszczególnych latarń zasięg odnosił się do bardzo dobrych warunków atmosferycznych. W czasie złych warunków atmosferycznych zasięg widzialności latarni zmniejsza się gwałtownie dochodząc niekiedy praktycznie do zera. To zmniejszanie się zasięgu wywoływane jest absorbcją atmosfery oraz rozproszeniem, wywoływanem cząsteczkami pary wodnej, mgły, dymami fabrycznemi.

Dla normalnych warunków kontynentu europejskiego t. j. przy dobrej pogodzie można przyjąć w przybliżeniu, że straty promienia świetlnego wynoszą na 1 *km* średnio 10%. Straty te wzrastają bardzo znacznie wraz z pogorszeniem się pogody. Przy t. zw. czarnej mgle liczyć się trzeba z całkowitą absorbcją promienia świetlnego. Przyjmując minimalną jasność dostrzegalną przez oko obserwatora w czasie ciemności na 0,3 luksa (według wyniku badań przeprowadzonych w Niemczech) zasięg latarni obliczyć możemy z wzoru:

$$I = \frac{0{,}3\ k^2}{(1 - 0{,}01\ p)^k}$$

gdzie I wyraża siłę światła strumienia świetlnego w świecach, p stopień pochłaniania światła przez atmosferę w procentach, k odległość w kilometrach. Zestawiony obok na podstawie tego równania wykres ułatwi obliczenie zasięgu w zależności od siły świetlnej i absorbcji (fig. 391).

Jak z fig. 391 wynika, latarnie spełniają swe zadanie w zupełności tylko przy bardzo dobrej (absorbcja do 5%) i średniej pogodzie (absorbcja do 15%). W czasie gorszych warunków atmosferycznych latarnie już zawodzą. Wtedy dochodzą do głosu urządzenia radjowe trasy lotniczej. Na zasięgu latarń świetlnych w czasie dobrej i średniej pogody opieramy rozmieszczenie wzajemne latarń na trasie, które wynosi najczęściej 50 do 60 *km*. W Ameryce latarnie o mniejszym zasięgu ustawiane są w mniejszych odległościach, a mianowicie od 16 do 30 *km*.

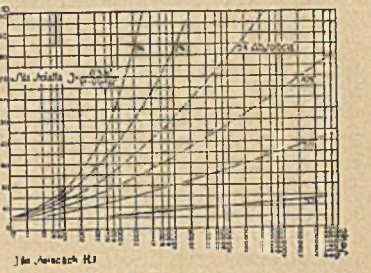


Fig. 391. Krzywe zasięgu latarni lotn.

Latarnie ułożone na linji przebiegu trasy umieszcza się na wieżach o wysokości przewyższającej pobliskie drzewa, domy i inne wzniesienia, najczęściej 15 do 25 *m*.

4. Lądowiska trasy.

Lądowiska trasy są to małe lotniska, których zadaniem jest umożliwienie samolotowi przeprowadzenia bezpiecznego lądowania w tym wypadku, gdy samolot nieprzewidzianie z jakichkolwiekbądź powodów nie może kontynuować swego lotu. Do najczęstszych przyczyn zmuszających pilota do lądowania jest zepsucie się silnika samolotu, nieregularna praca silników, nagła gwałtowna niepogoda, nieprzewidywane wyczerpanie się paliwa lub smarów.

Wzajemny odstęp „d" dwu lądowisk jest uzależniony od normalnej czy też najczęstszej wysokości lotu płatowca na danej trasie. Samolot znajdujący się w chwili defektu silnika w środku odcinka trasy między dwoma lądowiskami winien mieć możność dotarcia do jednego lub drugiego lądowiska przy pomocy lotu ślizgowego. Jeśli przyjmiemy, że pochylenie przy locie ślizgowym wynosi (około) 10%, to odległość dwu lądowisk, która ma zadośćuczynić powyższemu warunkowi winna wynosić

$$d = 2 \cdot 10\ h = 20\ h$$

Ponieważ normalna wysokość lotu odbywa się na wysokości od 500 do 2.500 *m* zależnie od warunków atmosferycznych, średnio 1500 *m*, więc odległość lądowisk określić możemy na

$$d = 20 \cdot 1500 = 30\ km$$

Odległość między lądowiskami wykonywanemi tak w Europie, jak i w Ameryce jest zwykle większa, a mianowicie wynosi około 60 *km*, a to dla zmniejszenia znacznych nieraz kosztów budowy sieci lądowisk. Wzamian za to stosuje się ze względów bezpieczeństwa coraz częściej samoloty wielosilnikowe (dwu- i trójsilnikowe), w któ-

rych w razie konieczności jeden tylko silnik umożliwia dotarcie do najbliższego lądowiska.

Ze względu na sporadyczne tylko korzystanie z lądowiska trasy, lądowiska winne być wykonywane w skromnych rozmiarach, w sposób jak najtańszy. Przy wyborze terenu pod lądowisko należy się kierować następującemi zasadami:

a) teren pod lądowisko powinien być równy, o dobrej i zwięzłej glebie, o wielkości umożliwiającej start i lądowanie możliwie w 4-ch kierunkach, na długości najmniej 400 m; w bezpośredniej bliskości terenu nie powinny się znajdować przeszkody lotnicze (jak drzewa, budynki) i wzniesienia,

b) pod lądowisko winny być wybierane tereny możliwie tanie i o takiej konfiguracji, by bez robót plantowania i drenowania można było założyć pole wzlotów po przeprowadzeniu tylko uprawy rolnej i miejscowego wyrównania,

c) lądowisko winno znajdować się możliwie w pobliżu miasta, lub większej miejscowości, blisko stacji kolejowej i przy dobrej drodze,

d) lądowisko należy umieszczać możliwie niedaleko linij prądu elektrycznego oraz linij telegraficznych i telefonicznych,

e) lądowisko winno być położone w pobliżu latarni trasy lotniczej, możliwie ściśle na trasie lotniczej lub z boku w odległości najwyżej kilku kilometrów (do 6 *km*) od trasy.

f) na wybranym pod lądowisko terenie winna znajdować się woda.

Dla uzyskania jak największych oszczędności, lądowiska składają się często z dwu pasów kształtu litery T, L i +, szerokości 150—200 i długości 500—600 *m* (np. w Stanach Zjedn.). Ogólna powierzchnia takiego lądowiska wynosi 14 do 20 ha. Przez zastosowanie kształtu trójkątnego uzyskuje się równie małą powierzchnię. Gdy wzdłuż granic takiego lądowiska kształtu trójkąta równobocznego niema przeszkód, wystarcza wymiar 400 *m* mierzony po wysokości trójkąta. Powierzchnia wynosi wtedy około 10 *ha*. W razie przeszkód na granicach, należy wysokość trójkąta zwiększyć najmniej do 500 *m*. Ponadto stosowane są figury mniej ekonomiczne, analogicznie jak przy budowie lotnisk, to jest lądowiska kołowe, kwadratowe i prostokątne.

Na lądowisku znajdować się winny conajmniej następujące budowle i urządzenia portowe:

a) domek strażnika z telefonem,

b) studnia,

c) mały skład na benzynę i smary,

d) najważniejsze instalacje oświetleniowe, jeśli lądowisko leży na trasie utrzymującej ruch nocny, to jest światła graniczne, przeszkodowe, linje świetlne lub wskaźnik wiatru i ewetualnie mały reflektor lotniskowy.

III. Studja ekonomiczne.

Studja i badania ekonomiczne mają za zadanie określenie choćby w przybliżeniu przewidywanego ruchu lotniczego na danej trasie lotniczej, a tem samem i na poszczególnych lotniskach tej trasy. Ze względu na początkowy okres rozwoju lotnictwa — za jaki uznać należy dzisiejszy stan — badania te dotyczyć winny nie chwili obecnej, ale bliższej i dalszej przyszłości. Określenie przy-

szłego rozwoju lotnictwa jest zagadnieniem bardzo trudnem, głównie z powodu postępującego ciągle rozwoju technicznego samolotów. Dlatego też wnioski, jakie możemy wyciągnąć z dzisiejszego stanu techniki lotniczej co do przyszłego rozwoju handlowego tego najnowszego środka komunikacyjnego mogą mieć wartość jedynie tylko

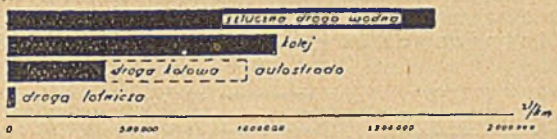


Fig. 392. Koszta budowy dróg komunikacyjnych.

orjentacyjną. Orjentacyjne choćby dane pozwolą nam jednak na ustalenie technicznych założeń co do obecnej budowy lotnisk i urządzeń lotniczych oraz co do ich przyszłej rozbudowy.

Główną podstawą dla określenia ruchu na lotnisku są ilości przewozów lotniczych, a więc przewozów osób, poczty i towarów.

Z porównania dzisiejszej komunikacji lotniczej z innemi rodzajami komunikacji w odniesieniu do: a) kosztów budowy trasy, b) kosztów budowy pojazdów, c) oporów ruchu — wysnuć możemy pewne wnioski ogólne, które pozwolą nam na określenie miejsca, jakie zajmie lotnictwo w całej dziedzinie komunikacji i przewozów.

Koszt budowy 1 *km* trasy lotniczej, w której zawarte

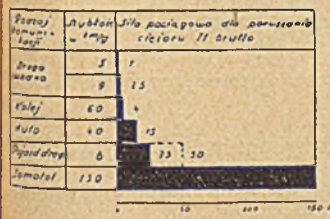


Fig. 393. Opory ruchu na drogach komunikacyjnych.

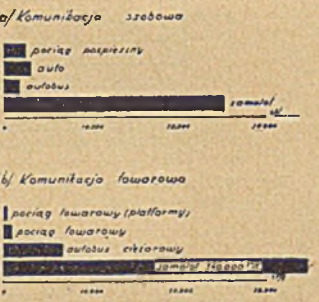


Fig. 394. Koszta budowy pojazdów komunikacyjnych odniesione do jednostki ciężaru użytecznego.

są tak koszta budowy lotnisk i lądowisk jak i urządzeń radjowych i oświetleniowych, jest w porównaniu z kosztami budowy tras kolejowych, drogowych i wodnych niezwykle niski (fig. 392). Określić, go można mniej więcej na $^1/_{100}$ kosztu budowy trasy kolejowej, sztucznej drogi wodnej lub autostrady.

Natomiast koszt budowy pojazdów lotniczych jest niezwykle wysoki (fig. 394). Przyjąć można, że koszt jednostkowy (w odniesieniu do ciężaru użytecznego) budowy samolotu towarowego jest 100 do 200 razy wyższy od jednostkowego kosztu budowy pociągu towarowego a około 10 razy wyższy od pociągu pośpiesznego.

Opory ruchu samolotu są prawie 40 razy większe, niż opory ruchu kolejowego (fig. 393). Nowoczesne samoloty w komuni-

kacji ekspresowej (np. Douglas C — 2) wykazują wprawdzie opory znacznie mniejsze, o zmniejszeniu jednak w przyszłości oporów do norm oporów innych środków komunikacyjnych nie może być mowy, a to choćby z tego względu, że w komunikacji lotniczej opory te związane są z utrzymaniem samolotu w stanie lotu.

Z powyższych charakterystycznych cech technicznych komunikacji lotniczej wysnuć możemy ogólny wniosek, że zakres przewozów lotniczych w chwili obecnej i w przyszłości jest

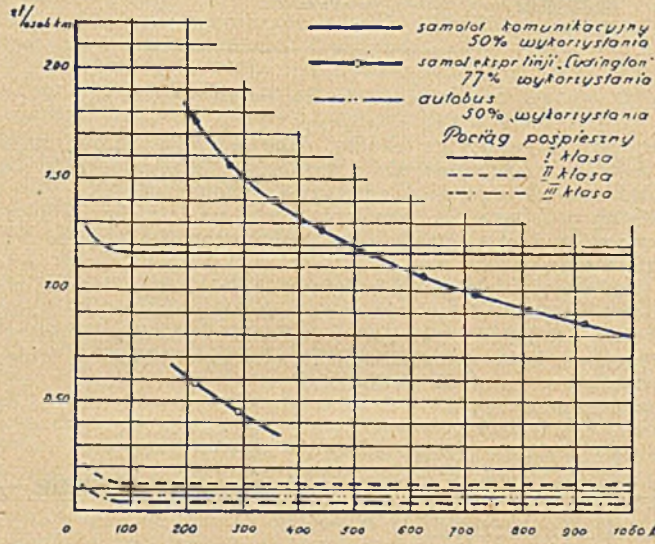


Fig. 395. Koszt własny przewozu pasażera na 1 *km* na trasach komunikacyjnych.

ograniczony do nieznacznej ilości w porównaniu z ilościami przewozów kolejowych, wodnych i samochodowych. Przewozy lotnicze o charakterze masowym, jak to ma miejsce w komunikacji kolejowej i wodnej, nie wchodzi tu zupełnie w rachubę.

Wysoki koszt budowy pojazdów lotniczych, bardzo znaczne opory ruchu i związana z tem wielka siła pociągowa samolotu, sprawiają, że koszta własne komunikacji lotniczej są bardzo znaczne. Jak z fig. 395 i 396 wynika, koszt własny osobokilometra i tonnokilometra w komunikacji lotniczej jest wielokrotnie razy wyższy od kosztu osobokilometra czy tonnokilometra w komunikacji kolejowej, czy autobusowej. Przyjmując, że koszt osobokilometra w komunikacji kolejowej wynosi 5,07 grosza[1]) oraz tonnokilometra — 3,08 grosza, a koszt osobokilometra na drodze lotniczej na odległościach 300 km — około 1,50 zł, zaś tonnokilometra — około 19,5 zł, to koszt przewozu lotniczego określić możemy jako około 30 razy wyższy dla osób oraz około 600 razy wyższy dla towarów. Stosunek

[1]) Średnia wszystkich klas według badań inż. A. Krzyżanowskiego, podanych w książce p. t. „Obrachunek kosztów własnych przewozów na kolejach żelaznych" Warszawa 1931, str. 458 i dalsze.

ten zmniejsza się znacznie ze wzrostem długości przewozów i wynosi około 16 dla osób a około 300 dla towarów.

Tak znaczne koszta własne przewozów lotniczych nie mogą być w czasach obecnych pokryte w całości z wpływów za opłaty przewozowe. W roku 1932 wpływy za opłaty pokryły transporty lotnicze w wysokości (średnia dla Europy) 24,7%[1]). Najlepsze rezultaty osiągnęły z państw europejskich: Finlandja (61,4%), Anglja (64,2%) oraz Holandja (58,9%), a to głównie dzięki bardzo długim przewozom lotniczym (Anglja — połączenie z Indjami, Holandja — z Ba-

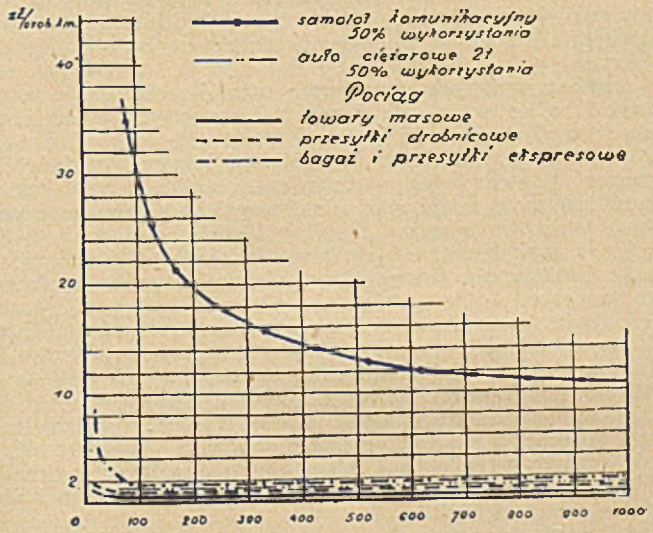


Fig. 396. Koszt własny tonnokilometra towaru na trasach komunikacyjnych.

tavią)lub przebiegom linij lotniczych częściowo nad lądem ,częściowo nad wodą (Finlandja). Najniższe wpływy wykazały linje lotnicze włoskie (6,4%).

Z powyższego wynika, że średnio około 75% kosztów własnych przewozów lotniczych pokrywają poszczególne państwa w formie subwencyj.

Wszystkie powyższe daty i cyfry wskazują na to, że w przyszłości z komunikacji lotniczej korzystać mogą tylko towary i produkty wysokocenne, które z jednej strony opłacić mogą wysokie koszta transportu lotniczego, z drugiej zaś strony wymagają i żądają szybkiego przewozu. Drogą lotniczą przewożone będą również i niektóre towary łatwopsujące się.

Do grupy towarów cennych w krajach wysoko uprzemysłowionych zaliczyć można około 4,5% towarów przewożonych koleją[2]). Z nich zaledwie pewna część może być zdatna do przewozu lotniczego.

---

[1]) Według badań przeprowadzonych przez Ligę Narodów, por. H. Bouché „L'Economie du transport aérien en Europe". 1933 r.

[2]) „Vorschungsergebnisse des verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt", Dr. C. Pirath, zesz. 1, str. 13.

Pirath podaje, że tylko 0,1 do 1% wszystkich towarów przewożonych koleją może w przyszłości korzystać z przewozu drogą lotniczą.

Wartość towarów, które w przyszłości korzystać mogą z komunikacji lotniczej określić można na podstawie wyników eksploatacyjnych towarzystw lotniczych[1]) w sposób następujący:[2])

a) towary, których wartość sprzedażna przekracza 100 *zł* za 1 *kg*, korzystać będą w całości z komunikacji lotniczej,

b) towary, których wartość przekracza 25 *zł* za 1 *kg* korzystać będą tylko częściowo z komunikacji lotniczej,

c) towary o wartości niższej, niż 25 *zł* za 1 *kg* korzystać mogą z komunikacji lotniczej tylko wtedy, gdy z jakichkolwiek względów wymagają wielkiej szybkości lub gdy należą do łatwopsujących się produktów.

W myśl powyższych wytycznych ustalić można ilość towarów „lotniczych", o ile ma się do dyspozycji statystykę przewozów zestawionych według wartości.[3])

P r z e w o z y o s ó b w komunikacji lotniczej ważniejsze są od przewozów towarowych. I tu również tylko pewna kategorja osób korzystać może z transportu lotniczego. Ilość osób w przyszłym przewozie lotniczym określa „Instytut Badań Lotnictwa" w Stuttgardzie[4]) na maksimum 1% ogólnego kolejowego przewozu pasażerskiego. Praktycznie jednak liczyć się należy tylko z ułamkiem jednego procentu.

Jeżelibyśmy przyjęli 1% jako maksymalny stosunek możliwy do osiągnięcia w dalekiej przyszłości, to ogólna ilość pasażerów lotniczych dla naszego kraju moglibyśmy określić na 1,7 miljona osób (w r. 1928/29 przewieziono koleją 172,699.000 osób). Ponieważ w komunikacji lotniczej bierze udział prawie wyłącznie tylko ludność miejska wynosząca u nas według ostatniego spisu 6,986.000 osób, więc 1 podróż lotnicza wypada na 4 mieszkańców miasta (w komunikacji kolejowej przypada około 6,5 podróży w ciągu roku na każdego mieszkańca miasta i wsi).

Ilość pasażerów lotniczych dla danego miasta określić możemy według równania

$$L_o = 0{,}25 \cdot \alpha \cdot S$$

jeżeli przez S oznaczymy ilość ludności miejskiej, przez α — spółczynnik uwzględniający czynniki wpływające na zapotrzebowanie przewozów lotniczych, jak stopień uprzemysłowienia, rodzaj zakładów przemysłowych, stosunki komunikacyjne i t. p. (przyjąć możemy, że α waha się w granicach od 0,5 do 2, przyczem górna cyfra odnosiłaby się do miast wybitnie uprzemysłowionych, dolna — do okolic rolniczych).

Najcenniejszym jednak ładunkiem dla komunikacji lotniczej jest p o c z t a. Niektóre przesyłki pocztowe, jak listy i kartki już dziś opłacić mogą wysokie koszta transportu lotniczego. Towarzystwa

[1]) Statystyka towarów według wartości przewiezionych drogą lotniczą w latach 1927/28 na linjach szwajcarskich, oraz w l. 1922/27 — na linjach angielskich.

[2]) Por. autora „Zasadnicze cechy i stan obecny komunikacji lotniczej oraz przewidywany jej rozwój w przyszłości", Lwów 1933, str. 16.

[3]) U nas pełna statystyka według wartości prowadzona jest tylko dla handlu zagranicznego i podawana jest w „Rocznikach Handlu Zagranicznego", wydawnictwie Gł. Urzędu Statystycznego.

[4]) Por. Pirath „Vorschungsergebnisse ..." zesz. 1.

lotnicze amerykańskie z przesyłek pocztowych otrzymują lwią część swych wpływów. Dlatego też przyjąć możemy, że w przyszłości w komunikacji lotniczej międzynarodowej wezmą udział wszystkie listy (i kartki pocztowe) oraz przesyłki (paczki) wartościowe, w komunikacji wewnętrznej 10—15% wszystkich przesyłek pocztowych, a w tranzycie — od 25 do 50%.[1])

Powyżej podane wskazówki dają nam pewne wytyczne przy ustalaniu ilości przewozów lotniczych. Wskazówki te należy stosować przy orjentowaniu się co do zakresu przewidywanych przewozów lotniczych na danem lotnisku, uwzględniając:

1) że na lotniskach wielkich miast i na lotniskach leżących w centrach przemysłowo-gospodarczych, transporty osób, poczty i towarów dojdą znacznie silniej do głosu w ogólnych przewozach lotniczych, niż na lotniskach miast mniejszych lub położonych w okolicach słabo uprzemysłowionych,

2) że udział wsi w komunikacji lotniczej będzie minimalny i ograniczy się raczej tylko do przewozów pocztowych,

3) że lotniska miast znaczniej oddalonych od głównych centrów przemysłowych i od stolicy oraz upośledzone pod względem komunikacji naziemnej zdradzają silniejsze zapotrzebowanie przewozów lotniczych, niż lotniska miast innych o tej samej liczbie mieszkańców.

Na podstawie szczegółowych studjów i badań dotyczących komunikacji lotniczej wewnętrznej[2]) ustaliłem dla całego naszego kraju t. zw. „okręgi ciążenia lotniczego", to znaczy okręgi, które w przyszłości dać mogą pewną ilość transportów lotniczych, dostateczną dla uruchomienia komunikacji lotniczej. W wyniku otrzymałem 50 okręgów ciążenia (fig. 397). W badaniach tych uwzględniono możliwie wszystkie czynniki, które wpływają w mniejszym lub większym stopniu na wzrost komunikacji lotniczej, jak: ludność miejską ze specjalnem uwzględnieniem miast większych, rodzaj i rozmieszczenie centrów przemysłowych i gospodarczych, rozmieszczenie i rodzaj posiadanych skarbów kopalnianych, gęstość zaludnienia i wzrost liczby ludności, kulturę ludności, rozmieszczenie uzdrowisk i letnisk, istniejące stosunki komunikacyjne i t. p.

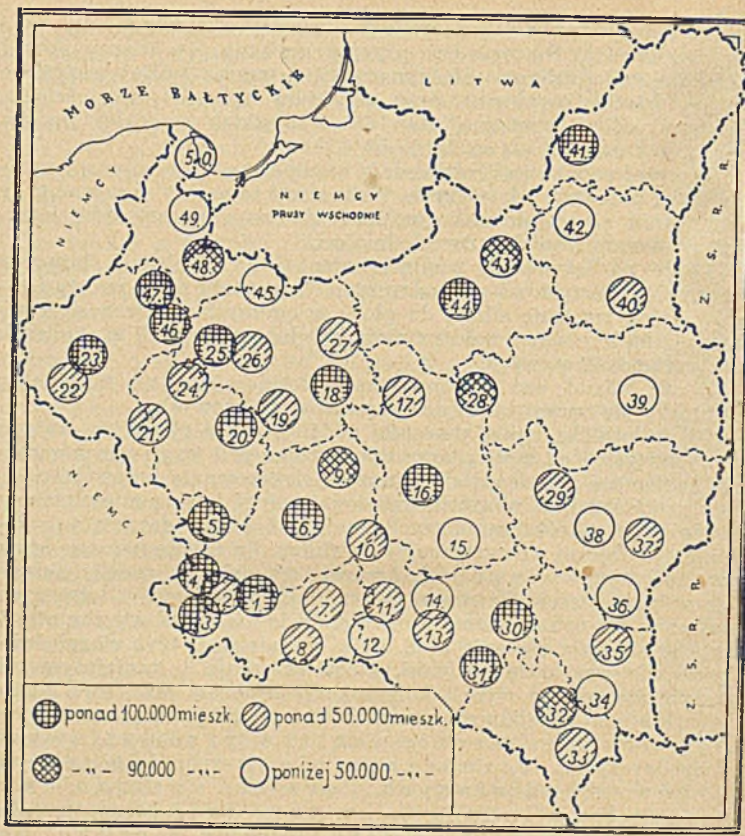
Ustalone w ten sposób okręgi ciążenia lotniczego ograniczone są kołami o promieniu 30 *km*. Wszystkie okręgi posiadają lub posiadać będą w przyszłości ponad 100.000 mieszkańców ludności miejskiej lub też liczba tych mieszkańców będzie niewiele niższa niż 100.000. Z tych 50-ciu okręgów, 16 okręgów wykazuje w chwili obecnej ponad 100.000 mieszkańców miast, 5 okręgów — ponad 90.000, 18 okręgów — ponad 50.000, a pozostałe 11 okręgów — nieco poniżej 50.000 mieszkańców.

Powyższe okręgi ciążenia lotniczego obejmują ogółem około 58% wszystkich miast kraju oraz około 80% całej ludności miejskiej, z czego 94% ludności miast większych liczących ponad 10.000.

---

[1]) Pirath przewiduje, że w komunikacji lotniczej międzynarodowej o charakterze światowym weźmie udział około 15% przesyłek pocztowych (por. „Die Hochstrassen des Weltluftverkehrs" 1932) a w komunikacji krajowej około 10%.

[2]) Dr. T. Kluz „Studja ekonomiczne do budowy lotnisk i okręgi ciążenia lotniczego w Polsce".



1. Kraków, 2. Chrzanów, 3. Bielsko, 4. Katowice, 5. Częstochowa, 6. Kielce, 7. Tarnów, 8. Nowy Sącz, 9. Radom, 10. Sandomierz, 11. Rzeszów, 12. Krosno, 13. Przemyśl, 14. Jarosław, 15. Zamość, 16. Lublin, 17. Siedlce, 18. Warszawa, 19.. Skierniewice, 20. Łódź, 21. Kalisz, 22. Kościan, 23. Poznań, 24. Koło, 25. Włocławek, 26. Płock, 27. Pułtusk, 28. Brześć n. B., 29. Kowel, 30. Lwów, 31. Drohobycz, 32. Stanisławów, 33. Kołomyja, 34. Buczacz, 35. Tarnopol, 36. Krzemieniec, 37. Równe, 38. Łuck, 39. Pińsk, 40. Baranowicze, 41. Wilno, 42. Lida, 43. Grodno, 44. Białystok, 45. Działdowo, 46. Inowrocław, 47. Bydgoszcz, 48. Grudziądz, 49. Starogard, 50. Gdynia.

Fig. 397. Okręgi ciążenia lotniczego w Polsce.

Ponadto okręgi obejmują niemal w całości te główne rodzaje przemysłów, które w komunikacji lotniczej biorą lub będą brały największy udział, a mianowicie: przemysł włókienniczy w 99,7%, odzieżowy w 97%, skórzany w 91%, chemiczny w 90%, elektrotechniczny w 93%, porcelanowy i fajansowy w 85%, poligraficzny w 99%, oraz przemysł maszynowy w 93%.

W okręgach mieści się 97% górnictwa kraju.

Ponad $^2/_3$ całej ludności kraju mieści się w okręgach ciążenia lotniczego. Wynika z tego, że w razie założenia w każdym z powyżej podanych okręgów lotniska komunikacyjnego i uruchomienia na tych lotniskach komunikacji lotniczej, przeważająca część ludności kraju oraz niemal w całości ludność miejska, przemysł i górnictwo będą mogły korzystać z komunikacji lotniczej.

Przykład
obliczenia przewozów lotniczych dla miasta Warszawy.

Ilość pasażerów.

Liczba mieszkańców stolicy wraz z miastami leżącemi w okręgu ciążenia lotniczego, to znaczy leżącemi w promieniu do 30 km wynosi według ostatniego spisu 1,244.000 osób. Dla spółczynnika α przyjmiemy wartość mniejszą od jedności ze względu na bardzo dobre połączenia kolejowe stolicy, a mianowicie $\alpha = 0{,}75$.

Według równania otrzymamy:

$Lo = 0{,}25 \cdot \alpha \cdot S = 0{,}25 \cdot 0{,}65 \cdot 1244.000 = \sim 233{,}000$ pasażerów na rok, czyli około 233.000:360 = 650 pasażerów dziennie. Cyfra ta choć bardzo wysoka jak na dzisiejsze stosunki w komunikacji lotniczej, zbliża się do przewidywanych przewozów pasażerskich na niektórych lotniskach zagranicznych. Budowane np. obecnie wielkie lotnisko w Miami w Stanach Zjednoczonych zaprojektowane zostało na 500 do 600 pasażerów dziennie; osiągnięcie tych cyfr, spodziewane jest w latach najbliższych.

Przewozy poczty.

W ogólnej ilości 7188 t. przesyłek zagranicznych[1]) (za r. 1928) przypada na listy i przesyłki wartościowe 2030 t, czyli około 28%. W 2376 t przesyłek pocztowych tranzytowych[1]) mieści się 746 t przesyłek wartościowych i listów, czyli około 31%. Z tych ilości odnoszących się do całego kraju przypada około 20% poczty zagranicznej czyli $0{,}20 \cdot 7188 = 1440$ t dla Warszawy oraz prawie 50% poczty przechodzącej przez Warszawę tranzytem, czyli $0{,}50 \cdot 2376 = \sim 1200$ t.

Ogólna ilość przesyłek pocztowych krajowych[2]) dla okręgu ciążenia lotniczego Warszawy obliczono orjentacyjnie na 5742 t. Przyjmując, że 15% poczty krajowej, 25% poczty zagranicznej i 50% poczty tranzytowej weźmie udział w komunikacji lotniczej przechodząc przez lotnisko Warszawy, otrzymamy:

a) poczta w ruchu krajowym	$0{,}15 \cdot 5742 =$	861 t
b) poczta w ruchu zagranicznym	$0{,}25 \cdot 1440 =$	360 „
c) poczta w ruchu tranzytowym	$0{,}50 \cdot 1200 =$	600 „
razem . .		1821 t/rok

Przewóz poczty lotniczej dziennie wynosi więc $1821 : 360 = \sim 5$ t/dziennie.

Przewozy towarów.

Ogólna ilość towarów cennych importowanych do kraju obliczono na 4687 t[3]). Około 30% tych towarów przechodzi przez Warszawę, czyli $0{,}30 \cdot 4687 = \sim 1400$ t. Ogólną ilość towarów cennych przechodzących przez Polskę tranzytem obliczono na 2084 t, a przez Warszawę 625 t (30% ogólnej ilości).

---

[1]) Obliczonych na podstawie „Relevé des Tableaux statistiques du service postale international".

[2]) Obliczone według statystyki pocztowej, telegraficznej i telefonicznej Rzeczypospolitej Polskiej za rok 1925 Minist. Poczt i Telegr. po przeliczeniu ilości z pocztowych okręgów dyrekcyjnych na okręg lotniczy.

[3]) Według „Rocznika handlu zagranicznego" za r. 1928 i wskazówek, podanych na str. 3010.

Z powodu braku odpowiedniej statystyki towarów cennych w ruchu kolejowym krajowym oprzeć się musimy z konieczności na przesyłkach bagażowych i ekspresowych, jako na przesyłkach drobnicowych, kosztowniejszych od towarów masowych i wymagających szybkiego transportu. Ogólną ilość tych przesyłek dla Warszawy obliczono na 67900 t (cyfra tylko orjentacyjna). Z tych przesyłek tylko nieznaczna część wziąć może udział w przewozach lotniczych, maksimum 5%, czyli 0,05 . 67900 = ~ 3400 t. W porównaniu z 74 miljonami ton wszystkich towarów przewiezionych w r. 1929 koleją wewnątrz kraju przyjęta cyfra 3400 t przedstawia 0,0046%, a po uwzględnieniu, że w ogólnym ruchu towarowym Warszawa bierze udział w około 10% — w 0,046% czyli około $^1/_{20}$ jednego procentu.

Towarów cennych w obrocie zagranicznym nie zaliczono w całości do towarów lotniczych, lecz tylko 25%, z tem, że w przyszłości eksport towarów cennych dorówna importowi i że również w 25% będzie korzystał z komunikacji lotniczej.

Dla tranzytu przyjęto, że 50% przejdzie drogą lotniczą.

Ogólna ilość lotniczych przewozów towarowych, która w przyszłości może przejść przez lotnisko stolicy wyniesie więc:

a) w ruchu zagranicznym	0,25 . 2 . 4687	= 2344 t
b) w ruchu tranzytowym	0,50 . 625	= 312 ,,
c) w ruchu wewn. krajowym . . .	0,05 . 67900	= 3400 ,,
	razem . .	6056 t

czyli około 6000 t rocznie.

Dzienny przewóz towarowy wyniesie więc 6000 : 360 = ~ 16,6 t/dziennie.

Obliczony według poczynionych założeń ogólny przewóz lotniczy osób, towarów i poczty wyniesie więc w stosunku dziennym i przeliczeniu na ciężar (ciężar 1 pasażera wynosi z bagażem ręcznym 80 kg):

1. przewóz pasażerów 650 . 0,08 = ...	52,0 t
2. przewóz towarów	16,7 ,,
3. przewóz poczty	5,0 ,,
Razem . .	73,7 t/dz.

W tej ogólnej ilości przewóz pasażerów wynosi 70,6%, przewóz towarów 22,6%, przewóz poczty 6,8. Jest to taki sam niemal stosunek poszczególnych rodzaji przewozów, jaki miał miejsce w r. 1932 w komunikacji lotniczej całej Europy (przeciętne wartości 71% dla pasażerów, 22% dla towarów i 7% dla poczty)[1]).

[1]) Por. M. H. Bouché, „L'Economie du Transport Aérien en Europe", r. 1933.

Literatura.

Kluz: Budowa lotnisk i dróg lotniczych, Lwów 1930.

Kluz: Zasadnicze cechy i stan obecny komunikacji lotniczej oraz przewidywany jej rozwój w przyszłości, Lwów 1933.

Kluz: Zasadnicze kierunki rozwoju latarń od najprostszych morskich do ostatnich lotniczych w ciągu stu lat, Warszawa 1934.

Kluz: Z dziedziny nowszych kierunków usytuowania i rozplanowania lotnisk (Skrzydlata Polska Nr. 3), Warszawa 1935.

Kluz: Zagadnienie centralnego lotniska komunikacyjno-sportowego w Warszawie (Skrzydlata Polska Nr. 5), Warszawa 1935.

Mises: Podstawy lotnictwa, Warszawa 1929.

Beyer-Desimon: Flughafenanlagen, Berlin 1931.

Pirath: Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt an der technischen Hochschule Stuttgart, zesz. 1 do 6, Monachjum.

Pröll: Der Start schwer belasteter Flugzeuge, ZFM. 1928.

Blenk: Startformeln für Landflugzeuge, ZFM, 1927.

Müller: Aufzeichnen des Rollweges u. Aufsteigens beim Start eines Flugzeuges, Verk.-Woche 1932.

Schrenk: Abflug u. Schraubenschub, ZFM, 1932.
Beyer-Desimon: Grundlagen für die Projektierung von Flughäfen u. Verkehrslandeplätzen, Flug, Wiedeń 1928.
Sauernheimer: Die Wirtschaftlichkeit der Flughäfen, Verk.-Woche, 1929.
Construction of Airports, Department of Commerce Washington, Aeronautics Bulletin, Nr. 2, 1928.
Wood: Airports, Flight, 1929.
15. Jahre Flugzeughallenbau, Stahlbau 1928.
Schmuckler: Hallenbauten in Stahl, Stahlbau 1928.
Schäfer: Die grossen Flugzeughallen am Zentralflughafen Berlin, Bauingenieur 1925.
Leo: Flugzeughallen A u. B in Hamburg — Fühlsbüttel, Bautechnik 1927.
Gsell: Technische Einrichtungen der Flugplätze, Schweiz. Bauzeitung 1928.
Fassbender: Hochfrequenztechnik in der Luftfahrt, Berlin 1932.
Walter: Flughafenbeleuchtungsanlagen, AEG, 1928.
Polving: The problem of Fog Flying, N. York, 1929.
Tankanlagen für den Luftverkehr, DLH, 1930.
Air Commerce Bulletins, wydawane przez U. S. Department of Commerce Aeronautics Branch, Washington.
Airports, miesięcznik, Washington.

Żelazne budynki szkieletowe.[1]

Napisał

dr. inż. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Warszawa.

1. Uwagi ogólne.

Budynki szkieletowe są to budynki, w których części dźwigające (słupy, belki stropowe, podciągi, tężniki wiatrowe i t. d.) tworzą same w sobie całość, niejako szkielet konstrukcyjny, natomiast ściany stanowią tylko wypełnienie i osłonięcie tegoż szkieletu, a nie są elementem dźwigającym.

Szkielet wykonuje się z żelaza lub z żelbetu (Podręcznik Inżynierski, tom III, str. 2170). Konstrukcja żelbetowa jest wogóle tańsza dla domów niewysokich, konstrukcja żelazna dla wyższych. W naszych obecnych warunkach konstrukcje żelazne nitowane opłacają się począwszy od 7—10 pięter, natomiast konstrukcje spawane już od 5—8 pięter. Spawana konstrukcja wymaga bowiem znacznie mniej żelaza (o 15—25% mniej) i jest tańsza. Dla budynków niższych niż 5 pięter raczej opłaca się konstrukcja żelbetowa, aczkolwiek zajść mogą inne czynniki, które mogą i tu zadecydować o wyborze konstrukcji żelaznej.

Wchodzą bowiem w grę jeszcze następujące względy:

Przy krótkim terminie robót, zwłaszcza, jeżeli rozpoczynają się one późno, np., gdy do robót przystępuje się w czerwcu lub lipcu, warto zastosować konstrukcję żelazną, nawet, gdy cena jej jest wyższa. Uzyskuje się bowiem szybsze tempo robót, a także możność montażu w porze zimnej, nawet do —20° C, co pozwala doprowadzić budowę „pod dach" jeszcze w tym samym sezonie budowlanym, ewentualnie wykańczać ją w miesiącach zimowych.

Przygotowanie konstrukcji żelaznej następuje w warsztacie, a zatem można ją rozpocząć w chwili oddania rysunków i prowadzić podczas robót wstępnych, jak np. wykopów i fundamentów, a następnie poprowadzić szybko montaż. Szybkość montażu w naszych warunkach wynosi średnio 1 piętro na około 10 dni, w Ameryce nawet do 1 piętra dziennie. Rysunki szczegółowe jednak muszą już wtedy być gotowe, podczas, gdy dla konstrukcji żelbetowej mogą być dostarczane w trakcie robót. Wogóle jednak wykonanie konstrukcji żelaznej postępuje w znacznie krótszym czasie.

Szkielet żelazny pozwala dalej na łatwą możliwość przeróbek, tak małych, jakoteż i zasadniczych, np. wbudowania w istniejący budynek kinoteatru i t. d. Wogóle wszelkie zmiany podczas, a nawet po wykonaniu budowy są tu najłatwiejsze.

---

[1]) Do części VIII: Budownictwo w tomie III „Podręcznika inżynierskiego", str. 1763—2208.

Wypełnianie szkieletu ścianami może nastąpić natychmiast po zmontowaniu danego piętra, i to w dowolnem miejscu, niezależnie od tego, czy dolne ściany są już wykonane.

Dla większych budynków ciężary filarów są mniejsze, co powoduje w konstrukcji również zmniejszenie fundamentów. Według Hawranka dla 7 piętrowego domu dochodzi to zmniejszenie do 14%. Wymiary poprzeczne słupów są znacznie mniejsze niż w żelbecie, co pozwala na uzyskanie większej powierzchni użytkowej, oraz na lepszy kształt pomieszczeń. Przy niewielkich wymiarach słupów, jakie zawsze możemy uzyskać w konstrukcji żelaznej, dochodzi się do normalnych kształtów pokoi (por. fig. 398); podczas gdy większe wymiary słupów powodują kształty wedle fig. 399, co jest bardzo niemiłe.

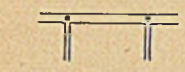


Fig. 398

Fig. 399

Ogniotrwałość należycie osłoniętej konstrukcji żelaznej nie przedstawia wątpliwości. Ewentualności rdzewienia unika się również przez odpowiednie powłoki i środki, oraz należytą konstrukcję. Obecnie wyrabia się nadto gatunki żelaza nierdzewiejące (por. niżej).

Budynki szkieletowe stosuje się nieraz już od 3—5 pięter w górę, dla wysokości około 5—7 pięter powinny być one stosowane zawsze, chociażby ze względu na najlepsze możliwie warunki oświetleniowe w najniższych kondygnacjach. Zazwyczaj buduje się szkielet tak w ścianach zewnętrznych jakoteż i wewnętrznych. Przy niewysokich jednak budynkach, gdy filary ceglane międzyokienne mogą być jeszcze niewielkie z uwagi na niezbyt wielkie ciężary, jakie na nie się przenoszą, stosuje się nieraz konstrukcję mieszaną: wykonywując słupy wewnętrzne i stropy żelazne (żelbetowe), pozostawiając zaś murom i filarom zewnętrznym rolę nietylko ochronną, ale i dźwigającą. Filary muszą być wykonane podówczas na cemencie, aby się nie osiadały; osiadanie ich bowiem przy równoczesnej niezmienności słupów środkowych żelaznych (żelbetowych) prowadzić może do rys i pęknięć. Dla wyższych budynków konstrukcja mieszana się nie opłaca. Niekiedy, gdy chodzi o możliwą oszczędność budynku, wykonywa się niższe piętra jako konstrukcję szkieletową, a dwa lub trzy najwyższe jako konstrukcję czyto, jak właśnie wspomniano, mieszaną, czyto murowaną. Przy szkielecie spawanym konstrukcja mieszana opłaca się w mniejszym stopniu, gdyż wogóle nie pozwala ona na uzyskanie utwierdzenia dźwigarów stropowych.

Budynki wielopiętrowe spotyka się za przykładem Ameryki w Europie coraz częściej. W Ameryce dochodzą one do 100 pięter i 380 m wysokości. Opłacają się one w gęściej zabudowanych dzielnicach miast amerykańskich do 40 pięter, czasem nawet do 60 pięter. U nas granica ta leży znacznie niżej. Największą rentowność wykazują u nas budynki na drogich gruntach w centrum Warszawy o wysokości 8—10 pięter. Jeśli zaś konstrukcja wykonana jest oszczędnie, a dom bez luksusu, to wysokość ta wzrasta do 12 pięter i więcej. Poniżej rentowność jest mniejsza, z uwagi na drogie place, powyżej też się zmniejsza, nietyle ze względu na koszt konstrukcji szkieletu, co z uwagi na specjalne instalacje. Jednakowoż niejednokrotnie idzie się znacznie wyżej (w Warszawie dom Tow. Prudential ma 16 pięter), jeżeli bowiem rentowność nieco spada, to zato gmach taki staje się atrakcją i reklamą dla danego towarzystwa, nie powodującą później żadnych wydatków, znacznie lepszą, pewniejszą

i trwalszą, niż jakikolwiek inny sposób reklamy. Domy wysokie posiadają też duży walor, że w miastach, gdzie powietrze jest zazwyczaj zanieczyszczone, pozwalają na mieszkanie i pracę w większych wysokościach ponad ulicą, a więc w powietrzu bardzo czystem. Również warunki oświetleniowe są tu bez porównania lepsze, a wpływ hałasu ulicznego mniejszy, tak, że w wielkich miastach zachodu, zaznacza się wybitna tendencja do ich budowy, a mieszkania w rozstawionych domach wieżowych propagują w miastach najwybitniejsi urbaniści współcześni.

Najczęściej część wieżową wyprowadza się nie na całym budynku, ale tylko na jego części, tak ze względu na uzyskanie lepszego światła dla reszty budynku i budynków sąsiednich, jakoteż ze względu z uwagi na lepsze możliwości architektoniczne. Tak np. wieża gmachu Prudential w Warszawie zajmuje około 20% powierzchni zabudowanej, a 15% parceli, wysoka część gmachu Izby Skarbowej w Katowicach 30% (23%). W Ameryce przy budowie wyższych drapaczy chmur przyjmuje się często zasadę, że wieża nie powinna zajmować więcej niż 25% rzutu. Zasada ta nie dotyczy przeważnie budynków niższych, mieszczących po kilkanaście pięter. Z drugiej strony, jeżeli część wieżowa ma być możliwie wykorzystana, to nie może ona być zbyt małą, tembardziej, że posiada stosunkowo dużo przestrzeni straconej na schody, windy i t. d. Wogóle jednak decydują tu momenty architektoniczne.

W Ameryce biura mieszczą się nawet na najwyższych piętrach, o ile gmach nie jest w całości przeznaczony na mieszkania. U nas raczej niższe piętra są użytkowane na biura, wyższe na mieszkania. Liczyć się jednak trzeba ze zmianą stosunków w przyszłości, i dlatego projekt kondygnacyj górnych, mieszkalnych, wykonywa się odrazu tak, by ewentualnie mogły być zamienione bez trudności na pomieszczenia biurowe. Wogóle późniejsze przeróbki w konstrukcji szkieletowej żelaznej są zresztą łatwe do przeprowadzenia.

Przy projektowaniu budynku szkieletowego musi od pierwszej chwili nastąpić ścisła współpraca inżyniera z architektem. Racjonalne rozmieszczenie bowiem ustroju niosącego z uwagi na właściwości konstrukcji w ogromnym stopniu decyduje o późniejszych kosztach budowy. Dotyczy to racjonalnego wyboru systemu fundamentów, rozmieszczenia słupów, zwłaszcza w wysokich budynkach, podciągów i wiatrownic, co jest bardzo ważne zwłaszcza w budynkach wieżowych, umieszczenia klatek schodowych i komunikacyj, przyjęcia materjału ścian, stropów i t. d.

Przy projektowaniu musi się następnie zwrócić uwagę na następujące względy:

Rozkład budynku powinien być jasny i przejrzysty. Komunikacja wygodna, możliwie krótkie dojścia do każdej ubikacji i do klatek schodowych. Jak najmniejsza ilość przestrzeni straconej. Momenty te powodują konieczność skoncentrowania klatek schodowych, wind i ubikacyj pobocznych możliwie obok siebie. Klatki schodowe powinny być tak rozmieszczone, aby odległość każdego punktu powierzchni od klatki wynosiła najwyżej 20 m. Dalej powodują one konieczność założenia korytarzy w linjach możliwie prostych. Wogóle stosuje się w budynkach mieszkalnych korytarze możliwie wąskie (poniżej 2 m); w budynkach biurowych szersze, nieraz znacznie szersze, zależnie od potrzeby i dobrze oświetlone. Pomieszczenia właściwe powinny mieć dobre oświetlenie i wygodny rozkład. W domach

biurowych należy przewidzieć możliwość łatwego przemieszczania ścianek działowych.

O ile chodzi o względy konstrukcyjne, to należy dążyć do możliwie prostej konstrukcji, a zatem do największej ilości takich samych słupów, belek i podciągów (znormalizowanie konstrukcji). W konsekwencji odstępy słupów i belek powinny być równe możliwie na jak największej przestrzeni (fig. 400). Należy zgóry przewidzieć miejsce umieszczenia i system wiatrownic. Wogóle każda nieregularność rzutu odbija się w cenie konstrukcji, i to tak w ilości pracy przygotowawczej, jakoteż w wadze i cenie konstrukcji żelaznej. Na fig. 401 pokazano lokalne zwiększenia odstępu słupów. Na fig. 402 słupy cofnięte są ku wnętrzu, a ściana spoczywa na wspornikach belek.

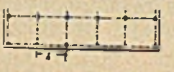


Fig. 400

Fig. 401

Fig. 402

Przykłady rzutów poziomych budynków szkieletowych por. fig. 403—408.

Z drugiej strony pamiętać trzeba, że konstrukcja szkieletowa, zwłaszcza żelazna, umożliwia wielkie występy i nieregularności, ja-

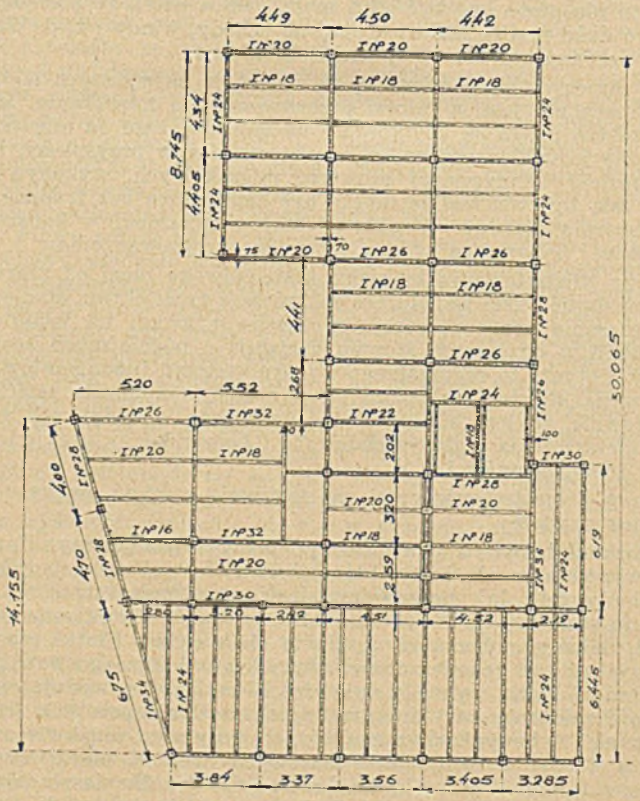


Fig. 403. Rzut niższej części gmachu Izby Skarbowej w Katowicach

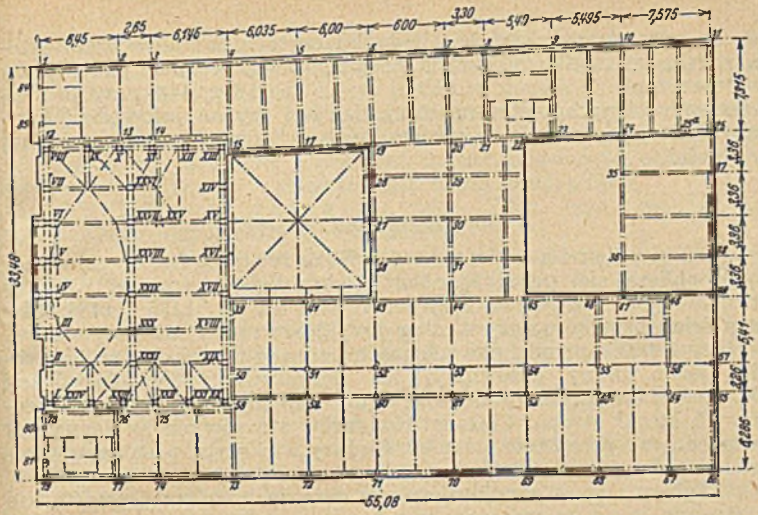


Fig. 404. Rzut gmachu Prudential w Warszawie

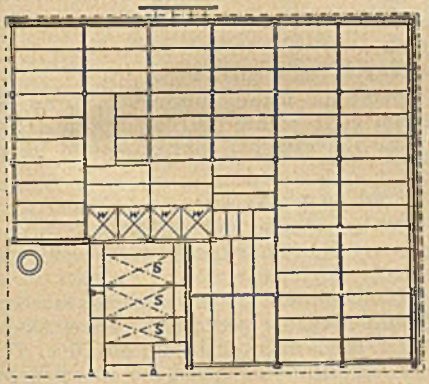


Fig. 405

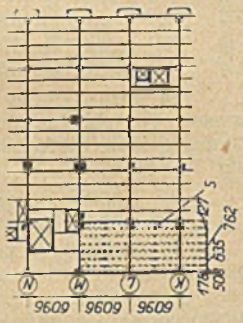


Fig. 406

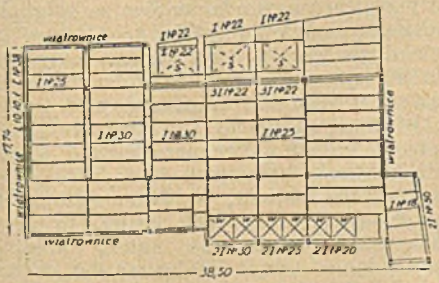


Fig. 407

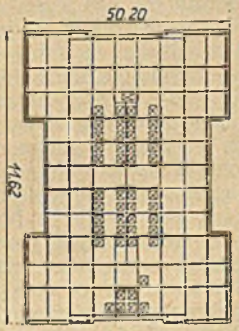


Fig. 408

kie są potrzebne w kształcie budynku czyto z powodów architektonicznych, czy z jakiegokolwiek innego powodu. Możliwe jest np. czy to rozszczepienie słupów w dolnej części (por. fig. 443), czy to nadwieszenie górnych pięter na całej elewacji czy na jej części (figura 410), czy wykonanie w każdem miejscu balkonu i t. d. bez żadnej trudności.

2. Obciążenia obliczeniowe.

Obciążenia pionowe: Konstrukcję gmachu szkieletowego oblicza się, poczynając od kondygnacji najwyższej. Ciężary stropów: por. Podręcznik Inżynierski tom II, str. 1435 i 1436. Ciężary ścian przyjąć należy według przyjętego materjału i wymiarów. Ciężary ścianek przedziałowych można odrazu uwzględnić w obliczeniu, jeżeli plany przewidują ich definitywne położenie. Jeżeli nie, można uwzględnić je dodając ogólnie do ciężaru ruchomego stropów 75 kg/m² stropu. Ciężary dźwigarów stropowych są zazwyczaj uwzględnione w ciężarze stropów. Ciężary większych podciągów trzeba dodać do ciężaru stropów.

Ciężary słupów przyjmuje się w okrągłych cyfrach, a następnie kontroluje je po wyznaczeniu wymiarów.

Obciążenia ruchome podane są w tomie II Podr. Inż. str. 1437. Należy przyjmować zatem:

125 kg/m² — dla strychów,
200 kg/m² — dla mieszkań,
300 kg/m² — dla sal szkolnych, gimnastycznych itp.

Tę samą cyfrę podaje rozp. dla lokali biurowych, oraz restauracyjnych. Jest to niesłuszne, gdyż lokale biurowe (poza archiwami), oraz restauracyjne (poza tanecznemi) można śmiało liczyć na 200 kg/m².

400 kg/m² — lokale handlowe na piętrach,
500 kg/m² — lokale handlowe (sklepy) na parterze.

Tę samą cyfrę podają przepisy dla lokali fabrycznych, o ile nie przewiduje się większych obciążeń.

Przy obliczeniu słupów i fundamentów należy jednak zastosować redukcję, obniżając obciążenia ruchome poszczególnych stropów od góry, co każdą kondygnację o 10%, aż dojdzie się do 60%. Dla zwykłego obciążenia ruchomego 200 kg/m² dochodzi się zatem ostatecznie do 120 kg/m² i tę cyfrę wprowadza następnie stale w rachunek. Redukcja ta jest wskazana dla słupów, celem uzyskania odp. oszczędności, a konieczna przy obliczeniu fundamentów ze względu na racjonalne ich założenie. Nieuwzględnienie byłoby tu błędem.

Dla domów wysokich redukcja ta jest zbyt mała; można ją doprowadzić do 40%, t. j. do 80 kg/m². O ile w budynku mieszczą się ubikacje z innem obciążeniem użytkowem należy również wprowadzić tę redukcję; jedynie w kondygnacjach, zawierających magazyny, składy, bibljoteki i t. d., należy cyfry przyjmować w całości, bez redukcji. Np. jeżeli budynek 8-piętrowy posiada w czterech najwyższych kondygnacjach mieszkania, w dwu następnych biura, a w dwu najniższych magazyny o c. 500 kg/m². to przy obliczaniu słupów i fundamentów przyjmować należy kolejno następujące obciążenia ruchome (idąc od góry) 200 kg/m², 0,9 . 200 = 180 kg/m², 0,8 . 200 = 160 kg/m², 0,7 . 200 = 140 kg/m², 0,6 . 300 = = 180 kg/m², 0,5 . 300 = 150 kg/m², 500 kg/m², 500 kg/m².

Fundamenty należy wogóle obliczać dla średniego obciążenia, jakie w budynku rzeczywiście występuje, a nie dla teoretycznych lub przypadkowych ciężarów.

Obciążenie tarasów 250 kg/m², dotyczy tych tarasów, na których może przebywać tłum ludzi; obciążenie balkonów 500 kg/m².

Dźwigary stropowe i podciągi należy oczywiście obliczać na cały ciężar użytkowy, wymagany dla danej kondygnacji.

Obciążenie śniegiem (por. Podr. Inż. Tom II, str. 1442) należy przyjmować w wysokości:

$s = 60$ kg/m² w województwach: pomorskiem, poznańskiem, warszawskiem, łódzkiem, kieleckiem, lubelskiem, krakowskiem i śląskiem;

$s = 80$ kg/m² w województwach: nowogrodzkiem, wileńskiem, białostockiem, poleskiem, wołyńskiem, lwowskiem, tarnopolskiem i stanisławowskiem;

$s = 80 + 0{,}12(h - 400)$ kg/m² w okolicach górskich ponad 400 m wysokości nad poziomem morza.

Schody: Poszczególne elementy konstrukcyjne schodów (stopnie, policzki) oblicza się na ciężar ruchomy 400 kg/m² dla schodów prywatnych, zaś 500 kg/m² dla publicznych. Przy obliczeniu konstrukcji słupów schodowych można również zastosować redukcję, obniżając tę wielkość, poczynając od góry o 10% co każdą kondygnację (piętro najwyższe 400 kg/m², piętro drugie z góry 360 kg/m² i t. d., aż dojdzie się do 60%, wzgl. do 40% (por. wyżej), t. j. do 240, wzgl. 160 kg/m², którą to wielkość należy już zachować niezmienioną, aż do najniższej kondygnacji. O ile chodzi o wielkość stóp fundamentowych odpowiednich słupów, to wystarczy je liczyć na obciążenie ruchome schodów, równe obciążeniu stropów (por. str. 3019). Długość dźwigarów schodowych przyjmuje się równą ich rzutowi poziomemu l (fig. 409 i 410).

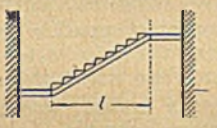


Fig. 409

Fig. 410

Parcie wiatru na budynki wielopiętrowe przyjmuje się u nas wedle przepisów b. Ministerstwa Robót Publicznych, t. j. 100 kg/m² do wysokości 15 m, 130 kg/m² powyżej 30 m, pomiędzy 15 a 30 m należy interpolować wedle prostej (por. fig. 411). W miejscach zasłoniętych można przyjmować 50 kg/m². W miastach można przyjąć zupełne zasłonięcie do wysokości 22 m, a w takim razie parcie wiatru przyjmować wedle fig. 412). Niektóre budynki wieżowe, oblicza się u nas w wysokości ponad 30 m na 150 kg/m² (tak był obliczony gmach Prudential w Warszawie), przepisy jednak tego nie wymagają.

Fig. 411

Fig. 412

Dla budynków, stojących na wybrzeżu morskiem lub położonych wysoko, należy przyjmować parcie wiatru o 50% większe.

Obliczanie szkieletu na wiatr wystarczy wykonywać dopiero wtedy, gdy stosunek wysokości budynku do jego podstawy b (fig. 413) jest równy lub większy niż 4 ($h:b \geq 4$) przy budynkach częściowo

obudowanych, zaś równy lub większy niż 3 dla budynków wolnostojących. Należy wtedy obliczyć dodatkowe naprężenie konstrukcji budynku, celem zaś należytego przeniesienia wiatru wprowadza się w konstrukcji odpowiednie tężniki czyli wiatrownice (por. str. 3044).

Fig. 413

Wogóle jednak kwestja parcia wiatru na wielkie konstrukcje nie jest jeszcze należycie wyświetlona. Jeżeli weźmie się pod uwagę katastrofalne wichry, huragany i orkany, które zdarzają się jednak u nas niezmiernie rzadko, to cyfry podane powyżej będą zbyt niskie; jednakowoż spółczynnik bezpieczeństwa jest w konstrukcjach żelaznych tak znaczny, że można je w obliczeniu pominąć. Jednakże z tego samego powodu cyfry u nas normalnie przyjmowane, są raczej zbyt wysokie. Np. rozporządzenie miasta N. Jorku mówi:

„W budynkach o wysokości mniejszej niż 30 m:

a) jeżeli $h:b \leq 2{,}5$, należy przyjmować w górnej połowie budynku 100 kg/m², zaś w połowie dolnej wiatru nie uwzględniać;

b) jeżeli $h:b \leq 2{,}5$ można zupełnie wiatru nie uwzględniać.

W budynkach wyższych niż 30 m należy przyjmować 100 kg/m² powyżej 30 m, poniżej tej wysokości można wiatru nie uwzględniać".

Z drugiej strony przepisy pruskie żądają 150 kg/m², zaś francuskie idą nawet jeszcze wyżej; zresztą niepotrzebnie, o ile chodzi o budynki szkieletowe, a nie o wieże antenowe, kominy itp. budowle.

Oczywiście nie można traktować wielkości parcia wiatru niezależnie od naprężeń dopuszczalnych.

Nie wystarczy jednak obliczyć stałości budynku już gotowego, trzeba też sprawdzić ją i w okresie montażu. Szkielet sam, włącznie ze znajdującemi się na nim dźwigarami, musi być mianowicie zabezpieczony od wywrócenia i przesunięcia. Zdarzały się wypadki, że wiatr przesuwał wysokie szkielety z ich łożysk nawet o tyle, że przedsiębiorcy nie podejmowali się już rekonstrukcji. Niekiedy zachodziło też wygięcie słupów, a nawet zawalenie się całych szkieletów podczas montażu. Najczęściej jednak ponosiło tu winę niefachowe wykonanie.

Przy konstruowaniu niskich budynków stosuje się tymczasowe zakotwienia i dodatkowe pręty usztywniające (por. niżej). Wysokie budynki powinny być odrazu liczone na wywrócenie bez zastosowywania tymczasowych urządzeń, jak zakotwienia i t. d. Można jednak przyjąć bez obawy podczas montażu naprężenie żelaza do 2000 kg/m², a nawet wyżej.

3. Ściany.

Ściany budynków szkieletowych powinny należycie izolować wnętrze od niepożądanych wpływów zewnętrznych (zmiany temperatury, zmiany atmosferyczne, wilgoć), powinny być ogniotrwałe, lekkie, nie odkształcać się (odciążenia, skurczu i t. d.), pozwalać łatwo na wprowadzenie zmian (kucie bróżd, wbijanie gwoździ, haków), a wreszcie być należycie wytrzymałe.

Izolacja cieplna dotyczy złego przewodniczenia ciepła, oraz należytej zdolności akumulacji ciepła. Spółczynnik przewodnictwa ciepła K w kal/m² wynosi (z uwzględnieniem obustronnej wyprawy po 1½ cm):

Ściana	Spółcz. K dla ściany	
	zewnętrz.	wewnętrz.
Z cegły normalnej o grub. $1^1/_2$ cegły . .	1,16	0,99
„ „ „ „ „ 2 „ . .	0,93	0,80
„ „ wapienno-cement. 2 „ . .	1,13	0,98
„ „ normalnej-dziur. $1^1/_2$ „ . .	0,96	0,83
Betonu żwirowego 60 cm	1,38	1,22
Z lekkiego żużlobetonu	—	0,55
Z drzewa sosnowego 9 cm.	1,14	0,93
„ „ „ 12 cm.	0,91	0,75

Spółczynniki K dla ścian zewnętrznych są większe, t. j. są one lepszemi przewodnikami ciepła, gdyż są zwykle bardziej wilgotne.

Zdolność akumulacji ciepła czyli zdolność zatrzymywania ciepła po zaprzestaniu ogrzewania pomieszczenia jest tem większa, im większe jest ciepło właściwe materjału i im większa masa ściany. Ściany z różnych materjałów o grubości takiej, by ich przewodnictwo ciepła było takie same, posiadają nieraz zupełnie różne zdolności akumulacji ciepła. Np. ściana ceglana o grub. $1^1/_2$ cegły i korek o grub. około 4 cm są mniej więcej równowarte co do przewodnictwa ciepła, t. j. ochrony od zimna, ale zdolność akumulacyjna jest dla ściany ceglanej w danym wypadku 12 razy większa niż dla korka. Jeżeli zatem będziemy ogrzewać budynek ceglany przez kilka godzin dziennie, to temperatura będzie się obniżała potem powoli, natomiast w pomieszczeniach o cienkich ścianach korkowych, izolujących dobrze od zewnętrznych zmian temperatury, spadnie bezpośrednio po zaprzestaniu ogrzewania.

Izolacja akustyczna omówiona jest szczegółowo w „Podręczniku inżynierskim" (tom IV str. 2344).

Ściany muszą być tak wykonane i chronione, aby nie dopuścić do zawilgocenia ich. Wilgoć może się do nich dostać w rozmaity sposób, a mianowicie:

a) Woda może przenikać od gruntu, wskutek włoskowatości materjału; aby zabezpieczyć się od tego, należy zastosować izolację poziomą nad terenem (por. Podr. inż. t. III, str. 1873), względnie poziomą i pionową w podziemiu.

Podziemia o ścianach betonowych (żelbetowych), można zabezpieczyć od wody przez dodanie do betonu odpowiednich środków, wzgl. zastosowania odpowiednich cementów, zapewniających wodoszczelność.

b) Świeży mur zawiera 10—15% wody (na wagę), gdy ilość ta dla budynków mieszkalnych nie powinna przekraczać 2—3%. Można go zatem tynkować dopiero po wyschnięciu, zwłaszcza, jeżeli stosuje się zaprawy szlachetne, uniemożliwiające dalsze schnięcie muru. W budynkach zatem, które mają być wykonane szybko, należy stosować taki materjał ścian i taką konstrukcję, przy których wprowadza się wodę w ściany w jak najmniejszej ilości (konstrukcja żelazna duże pustaki ceglane, beton osłaniający konstrukcję możliwie suchy). Pod tym względem szkieletowa konstrukcja żelazna jest korzystniejsza od żelbetowej.

c) Przesiąkanie wody z opadów atmosferycznych (deszcz zacinający ukośnie, niektóre miejsca specjalnie narażone). Aby się uchronić od niego, należy zastosować szlachetne tynki cementowe, wodoszczelne oblicowanie płytkami ceramicznemi, a także pokrywanie nieprzepuszczalnemi powłokami, odpornemi na działanie wilgoci i pary, jak szkło wodne i t. d.

d) T. zw. przemarzanie ścian, wogóle kondensacja wilgoci, występuje jako rosa na wewnętrznej powierzchni ściany, gdy powietrze jest przesycone parą wodną, a powierzchnia ściany zimna i mało hydroskopijna. Pod tym względem cegła i wyprawa wapienna są znacznie korzystniejsze niż beton lub kamień.

e) Wreszcie woda może się przedostać wskutek wadliwej konstrukcji rynien, dachów, tarasów, balkonów, nieszczelności przewodów i t. d.

Ogniotrwałość ścian normują przepisy amerykańskie w ten sposób, że żądają, aby ściany zewnętrzne i mury ogniotrwałe mogły przetrwać w ogniu conajmniej 3 godziny, ściany działowe conajmniej godzinę.

Wymogi, dotyczące łatwej możliwości zmian w ścianach dotyczą głównie wbijania gwoździ, haków i t. d. (materjał ściany nie powinien być twardy), kucia bróżd i t. d.

Wytrzymałość materjału ścian odgrywa w budowlach szkieletowych rolę znacznie mniejszą, niż w ceglanych, gdyż dźwigają się tu one wogóle tylko na wysokość jednego piętra. Tylko w kondygnacjach podziemnych ściany muszą przenosić także parcie ziemi (por. Podr. Inż., tom III, str. 2175). Najlepiej wykonać je wtedy jako żelbetowe.

Łatwość wykonania jest wogóle tem większa, im materjał dany jest lżejszy, oraz w im większych przychodzi blokach, oczywiście w granicach łatwej manipulacji niemi.

Odkształcalność ścian w budynku szkieletowym nie odgrywa większej roli przy murze ceglanym, natomiast w materjałach cementowych, mniej w murze z cegły cementowej, występuje skurcz, który czasem jest znaczny i powoduje rysy i pęknięcia, zwłaszcza wzdłuż słupów i podciągów szkieletu. Bardzo podlegają skurczowi betony lekkie, np. gazobeton, celolit, dimabeton i t. d. Dlatego ściany z takich materjałów powinny być wykonane z poszczególnych bloków, które są starsze (przynajmniej 4—6 miesięcy), w miejscach zabezpieczonych od wpływów atmosferycznych, a nie wykonywane w deskowaniach na miejscu. Niedopuszczalne są również materjały, które odkształcają się wskutek reakcyj chemicznych, np. żużlobeton, zawierający dużo siarki, który łatwo zwiększa objętość, zwłaszcza tam, gdzie do niego dochodzi łatwo woda lub wilgoć, a więc w ścianach zewnętrznych, tarasach i t. d.

Lekkość ścian jest bardzo ważna, gdyż ciężar ich odgrywa bardzo wielką rolę w obciążeniu słupów i fundamentów.

Jako rezultat tych rozważań dochodzi się wogóle do przeświadczenia, że najkorzystniejsze są mury ceglane.

Cegły pełnej używa się w ścianie szkieletowej wyjątkowo, z powodu znacznego ciężaru muru z niej (1600 kg/m³ na zaprawie wapiennej, 1700 kg/m³ na cementowej), używana jest natomiast w piętrach niższych ścian zewnętrznych, gdy dźwigają one same siebie, (t. j. gdy szkielet jest tylko wewnętrzny), również w kondygnacjach podziemnych.

Grubość ścian dźwiganych przez szkielet stosuje się zwykle równą we wszystkich piętrach, mianowicie 41 cm dla cegły normalnej.

Cegła pusta posiada mniejszy ciężar, a nadto większe walory termiczne. Ciężar muru z cegły takiej o wymiarach normalnych 1300 kg/m³, a jeżeli zastosuje się specjalne pustaki ceglane, nawet znacznie mniej. Pustaki takie jednak trzeba wogóle specjalnie zamawiać, co może się opłacić przy większych budynkach, zwłaszcza z uwagi na postęp robót. Pustaki takie mogą mieć wymiary 3—4-krotnie większe od cegły normalnej, a nawet jeszcze większe. Korzystny, choć kosztowniejszy kształt pustaków por. fig. 414.

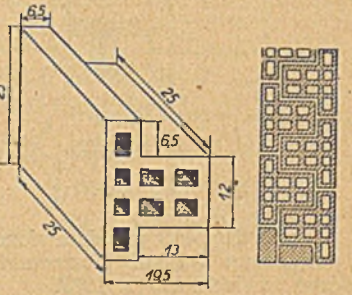


Fig. 414

Przy budowie gmachu Prudential w Warszawie używano cegieł pustych o wymiarach 27×27×13 cm, przyczem ten ostatni wymiar okazał się najkorzystniejszy. Zastosowano tu ściany o grubości 1½ cegły, przyczem na wyższych piętrach wieży wprowadzono dodatkowo izolację korkową o grubości 2 cm, z uwagi na oziębiający wpływ wiatru na tej wysokości. Również w parapetach podokiennych, gdzie grubość mogła wynosić tylko 1 cegłę, zastosowano izolację korkową. Szczegół tej ściany por. fig. 415.

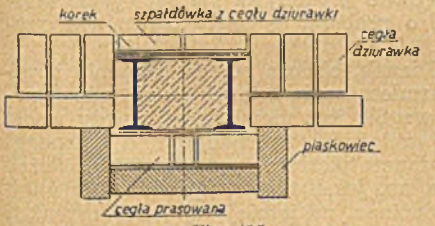


Fig. 415

Ściany 14 piętrowego gmachu w Katowicach wykonano z cegły dziurawki o wymiarach 30×15×10 cm, o czterech otworach. Zdolność izolacyjna ściany wykonanej z takiej cegły, odpowiada izolacji termicznej muru z cegły pełnej o grubości 55 cm. Ciężar tej cegły wynosi w stanie suchym około 2,3 kg, zaś w stanie wilgotnym około 2,6 kg. Ciężar muru wynosił tu 550 kg/m³.

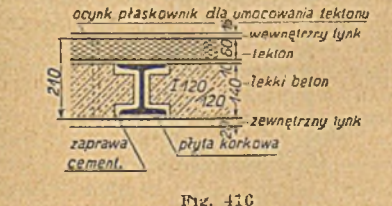


Fig. 416

Fig. 417

Inne przykłady ścian por. fig. 416—418; zarazem widać tu osłonę szkieletu żelaznego.

Cegła pusta jest o tyle niekorzystna, że pochłania podczas budowy dużo wody, oraz, że kucie bróżd w niej jest niewygodne, zwłaszcza, jeżeli ściany z cegieł są cienkie.

W razie wykonywania muru na cemencie, korzystne są fugi przestawione ze względu na przemarzanie, co jednak stosowane jest stosunkowo rzadko z uwagi na kłopotliwsze wykonanie.

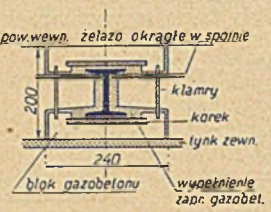


Fig. 418

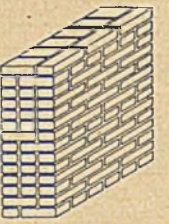


Fig. 419

Na fig. 419 przedstawiona jest ściana z cegieł pełnych z niezapełnionemi fugami pionowemi, bardzo korzystna według doświadczeń sowieckich z r. 1932.

Pustaki betonowe są niekorzystne, gdyż przemarzają, dlatego też nie mogą przechodzić przez całą grubość ściany. Również nie zawsze mamy dotychczas korzystne rezultaty ze ścianami z betonów lekkich (celolit, gazobeton, por. Podr. Inż., tom III, str. 1885), głównie z uwagi na ich zmiany objętości.

Ścianki przedziałowe wykonywa się zazwyczaj możliwie lekkie z cegły dziurawki o grubości ¼ cegły trocinówki, rzadziej z innych materjałów.

Znając zgóry położenie ścianek, oblicza się odpowiednie dźwigary na ich ciężar. Jeżeli w rozmieszczeniu ścianek mogą jednak nastąpić zmiany, lub jeżeli ono wogóle jest niewiadome, należy wedle przepisów polskich dodać do obciążenia zmiennego (użytecznego) stropów 75 kg/m² stropu pod danem piętrem (por. str. 3022). Jeżeli ściana nie ma obciążać stropu, np. jeżeli trzeba ją ustawić w miejscu, w którem nie była przewidziana, na istniejącej już konstrukcji stropu, wykonywuje się ściany samodźwigające się, a więc drewniane,

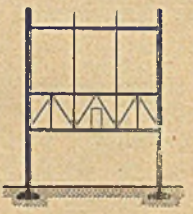


Fig. 420

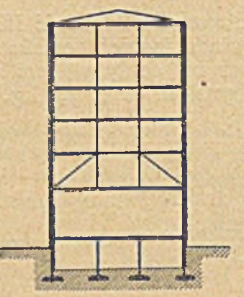


Fig. 421

ewentualnie ceglane na cemencie z zastosowaniem wkładek z małych płaskówek (t. zw. bednarki) w fugach.

Ścianki drewniane, obite celotexem, doskonale izolują dźwiękowo. Można też zastosować ścianki z lekkich betonów z wkładkami. W razie konieczności zastosowania cięższej ściany w nieprzewidzianem

zgóry miejscu można w danem piętrze zastosować dodatkową belkę kratową, najlepiej dospojoną, nawet w konstrukcji zasadniczo nitowanej. Otwory drzwiowe w ściankach drewnianych umieszcza się dowolnie, otwory w ścianach ceglanych lub betonowych wykonywa się, zakładając wkładki bezpośrednio nad otworami.

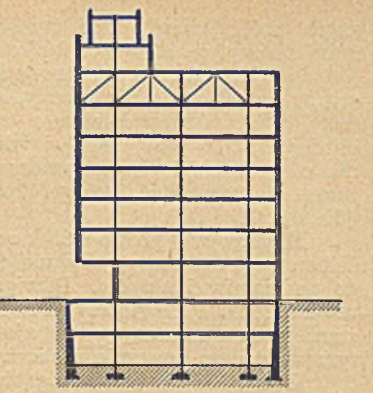


Fig. 422

Jeżeli w dolnych kondygnacjach mają być ubikacje szersze niż rozstaw słupów pięter wyższych, to umieszcza się nad niemi podciągi żelazne. Podciągi te mogą mieć wysokość całej kondygnacji i wtedy wykonywa się je jako kratowe lub ramowe. Kształt kraty może być zawsze dostosowany do wymaganych otworów w danej ścianie (por. fig. 420—421). Podciąg kratowy na fig. 422 umieszczony górą, spełnia nieco inne zadanie, mianowicie dźwiga podwieszoną na nim wystającą część budynku.

4. Stropy.

Stropy budynków szkieletowych żelaznych powinny być ogniotrwałe, możliwie nieakustyczne, lekkie, łatwe i szybkie w wykonaniu i posiadać małą wysokość konstrukcyjną.

O g n i o t r w a ł o ś ć posiadają wszystkie stropy żelbetowe, oraz stropy, oparte na belkach żelaznych, jeżeli dolna stopka tych belek będzie należycie zasłonięta. W domach, w których mało jest palnych przedmiotów, można uważać wogóle wszystkie stropy na dźwigarach żelaznych za ogniotrwałe. Jeżeli chodzi w bardzo wysokim stopniu o ogniotrwałość, to należy stopki dźwigarów osłonić dołem materjałem ogniotrwałym, np. zastosować pustaki ceglane o odpowiednich nosach lub zaprawą cementową na siatce.

A k u s t y c z n o ś ć stropów jest bardzo niemiła, gdyż hałasy najłatwiej przenikają właśnie przez stropy. Sprawa ta omówiona jest w Podr. inż. (tom IV, str. 2344). Najbardziej akustyczne są stropy żelbetowe z podłogą na lepiku. Warstwa podsypki zmniejsza bardzo akustyczność. Stropy ceglane z podsypką są pod tym względem najkorzystniejsze. Dobrze jest założyć na podłogach akustycznych stropów dywany, które tłumią odgłosy.

Ł a t w o ś ć w y k o n a n i a dotyczy tak samego wykonywania, jakoteż oddania ich przedewszystkiem do tymczasowego użytku. Korzystne są stropy, których wykonanie nie wymaga rusztowań i szalowań, zabierających miejsce i uniemożliwiających wykonywanie innych robót, jak np. wypełnianie ścian szkieletu. Korzystne są zatem stropy na belkach żelaznych lub na gotowych beleczkach żelbetowych, a zatem np. stropy Kleina i podobne, oraz Isteg i podobne. Natomiast nie są korzystne stropy żelbetowe, betonowane na miejscu.

Równie ważne jest, by strop wykonany mógł być możliwie prowizorycznie s z y b k o u ż y t k o w a n y, t. j. by można było go obciążać, oraz by na nim nie było potrzeba stawiać rusztowań wyż-

szych kondygnacyj. Pod tym względem również większe walory mają stropy na gotowych belkach.

Najlżejsze są stropy z pustaków ceglanych, oraz niektóre stropy żelbetowe. Można przy ich zastosowaniu osiągnąć ciężar ok. 200 kg/m². Stropy Kleina z cegły pełnej między dźwigarami są bardzo ciężkie (350 kg/m² i więcej) i dlatego w tej formie ich się nie używa, ale tylko z zastosowaniem cegieł pustych. Wogóle staramy się stosować stropy, których ciężar własny wynosi 200—300 kg/m².

Małą wysokość konstrukcyjną posiadają stropy żelbetowe, oraz stropy ceglane oparte na dźwigarach przyspawanych do podciągów i słupów. Dźwigary takie dają bowiem możliwość utwierdzenia i ciągłości (por. niżej), a tem samem odpowiednie zmniejszenie momentów zginających. Konstrukcja nitowana jest pod tym względem znacznie niekorzystniejsza.

Wysokość dźwigarów ograniczona jest grubością stropu; w normalnym wypadku grubość ta wynosi g = 30 —40 cm, wobec czego maksymalna wysokość dźwigarów stropowych jest h = g — s — p, gdzie s jest grubością wyprawy sufitu, zaś p grubością potrzebną na ułożenie podłogi, zwykle p = 7—9 cm.

Po uwzględnieniu powyższych rozważań dochodzi się do następującego wniosku:

Zazwyczaj stosuje się stropy ceglane między dźwigarami (figura 423). Posiadają bowiem następujące zalety: są mniej akustycz-

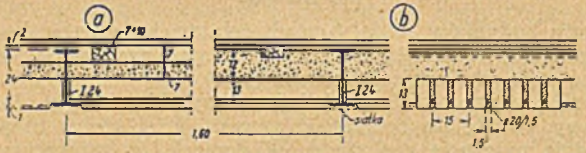


Fig. 423

ne, wygodne w wykonaniu, przyczem wykonanie to jest niezależne od pory roku i od temperatury, pozwalają na użytkowanie ich dla celów budowlano-komunikacyjnych już nawet po ułożeniu samych belek, przy ich wykonaniu zbyteczne są deskowanie i rusztowanie, jakie przy stropach żelbetowych zajmują przez jakiś czas poszczególne piętra, wreszcie w razie późniejszej rozbiórki domu można belki żelazne użytkować nieraz prawie w całości.

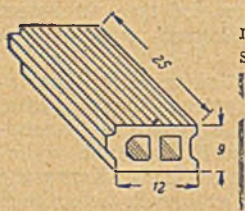


Fig. 424

Stropy z cegieł pełnych między dźwigarami, t. zw. Kleina (Podr. inż., t. III, str. 1908), są używane wyjątkowo z powodu ich wielkiego ciężaru. Odstępy dźwigarów wynoszą tu 1—2 m. Korzystniejsze są takież stropy z cegieł pustych, a jeszcze lepsze stropy wykonane na tej samej zasadzie z pustaków ceglanych o specjalnych kształtach, jeżeli poszczególne cegły wspierają się na sobie przy pomocy zębów, jak np. pustaki Foerstera (fig. 423) i t. d. Odstępy dźwigarów są tu większe i wynoszą 1,5—2,5 m. Jeżeli odstęp dźwigarów jest większy

(ponad 2,0 m), to należy na sklepieniu ceglanem dodać warstwę 3—5 cm betonu.

Stropy zazębione samodźwigające się, jak np. stropy Pomorze (fig. 425), posiadają pustaki o wymiarach znacznie większych od normalnych cegieł, zęby ich zachodzą na siebie lepiej, a nadto sąsiednie cegły przesunięte są względem siebie, co powoduje, że łącznie działają jako płyta. Rozpiętości tych stropów dochodzą do 5 m.

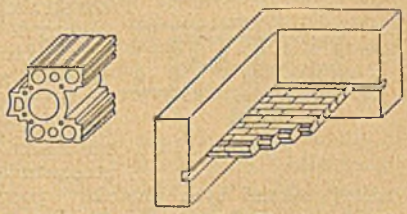


Fig. 425

Stropy żelbetowe, w szkieletowym budynku żelaznym zwykle gęsto żebrowane, posiadają większe walory ogniotrwałości, oraz są często lżejsze.

Ze stropów żelbetowych, stosowanych u nas, nadają się do żelaznych budynków szkieletowych przedewszystkiem następujące systemy:

Strop Isteg wykonywany na gotowych beleczkach żelbetowych; — zastosowany był on w wieży gmachu Prudential w Warszawie

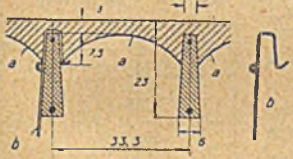


Fig. 426

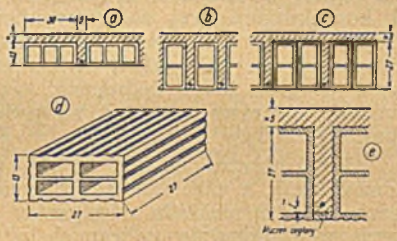


Fig. 427

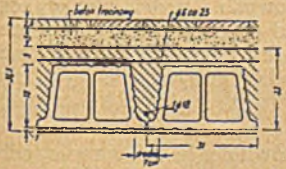


Fig. 428

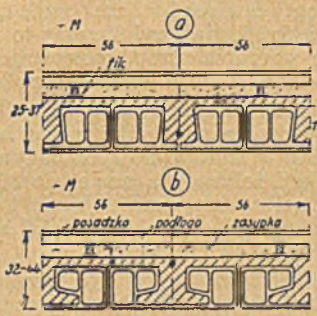


Fig. 429

z powodu lekkości i łatwości wykonania (fig. 426). Strop Polonja żeberkowy żelbetowy między pustakami ceglanymi (fig. 427), oraz stropy podane na fig. 428 i 429 wymagają dołem już większego rusztowania, więc są mniej korzystne. Strop na figurze 430 przedstawia jeden z systemów amerykańskich.

Fig. 430

Przegląd stropów por. Podręcznik inżynierski tom III, str. 1902 do 1908, oraz Nechay: Beton w budownictwie mieszkaniowem.

Ze względu na izolację akustyczną wskazane jest umieszczenie podłogi nie na lepiku, ale na podsypce (zagruzowaniu), co jest zato konstrukcją cięższą. Aby uniknąć dołem ciemnych smug w miejscach, gdzie znajdują się dźwigary żelazne pomiędzy cegłą lub żeberka stropów żelbetowych, między np. pustakami ceglanemi, należy stopki dźwigarów dołem przesłonić warstwą zaprawy na siatce, gruzem ceglanym, lub w razie stosowania specjalnych pustaków odpowiedniemi nosami tych pustaków podchodzących pod stopkę (używane zwłaszcza w Ameryce i w Niemczech) (fig. 431).

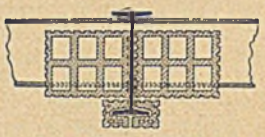


Fig. 431

5. Dźwigary i podciągi żelazne.

Stropy żelaznych budynków szkieletowych są rozpięte pomiędzy dźwigarami. Odstęp dźwigarów tych wynosi: dla stropów ceglanych typu Kleina i podobnych (j. w.) 1,30—2,00 m; dla żelbetowych oraz dla ceglanych zazębionych samodźwigających się więcej, do 4—5 m. W konsekwencji przy zastosowaniu typu pierwszego w polu, zamkniętem 4 słupami, znajdują się dźwigary pośrednie, opierające się na podciągach (fig. 432), natomiast przy typie drugim żebra żelbetowe, względnie pustaki, spoczywają wprost na podciągach (por. fig. 433).

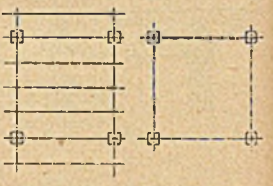


Fig. 432 Fig. 433

Jako główną zasadę należy przyjąć normalizację, a więc zastosowanie możliwie jednostajnego rozkładu dźwigarów stropowych w racjonalnie dobranych odstępach od siebie. Konstrukcja jest tem tańsza, im dostęp dźwigarów zastosujemy większy, z drugiej jednak zwiększenie to wymaga wyższych profili, a tem samem pogrubia strop, który najczęściej dołem musi być gładki. Dlatego zwykle idzie się drogą pośrednią.

Przy projektowaniu stropów żelaznych należy starać się bardzo o oszczędność, gdyż ciężar belek stropowych i podciągów wynosi zwykle w kilkupiętrowych budynkach ponad 60% całego ciężaru konstrukcji żelaznej, a nawet do 80%, jeżeli ściany zewnętrzne są murowane, a słupy znajdują się tylko w środku budynku. Oczywiście, w budynkach wysokich udział słupów w wadze ogólnej konstrukcji jest odpowiednio większy.

Dźwigary mogą być rozmieszczone równolegle lub prostopadle do linji frontu. Zależy to przedewszystkiem od dwu czynników: od odstępu słupów i od szerokości traktu, a także od tego, czy i jak szeroki korytarz przechodzi środkiem traktu. Najczęściej na pytanie to odpowiada się przy pomocy prób, mianowicie obliczając jedno normalne pole (od słupa do słupa) w obu warjantach i przyjmując ustrój korzystniejszy. Wogóle przy stosowaniu nitowania oszczędniejszy jest nieco układ dźwigarów równoległy do linji frontu; przy stosowaniu spawania różnica ta w konstrukcji czysto szkieletowej zaciera się znacznie. Dla stężenia budynku lepszy jest układ prostopadły.

Dość znaczną ekonomję uzyskuje się przez wprowadzenie belek ciągłych, zwłaszcza, jeżeli liczy się sam profil belki ze względu na moment w środku pola, zaś na podporach, t. j. w miejscu największych momentów, zastosuje się dospojone nakładki.

Zastosowanie belek ciągłych pozwala na zmniejszenie ciężaru konstrukcji żelaznej stropów o 8—10%, w poszczególnych wypadkach nawet do 20%. Również utwierdzenie całkowite lub częściowe dźwigarów pozwala na podobne oszczędności. Uwzględnienia plastyczności materjału pozwala na uzyskanie ekonomji nawet bez zastosowania nakładek.

Ciągłość belek nad podciągami można uzyskać także w konstrukcji nitowanej, aczkolwiek znacznie trudniej, gdyż połączenie jest wtedy bardziej skomplikowane. Mianowicie dźwigary, dochodzące obustronnie do podciągów, łączy się przy pomocy nakładki, przynitowanej do górnych stopek dźwigarów, przyczem dobiera się jej przekrój tak, aby przeniosła całą siłę rozciągającą C. Siłę ściskającą D przenosi się przy pomocy klinów żelaznych k umieszczonych w szczelinie w wysokości dolnej stopki dźwigarów. Otrzymujemy wtedy:

$$M = Ce = De$$

gdzie e jest odstępem między siłami C i D (fig. 434).

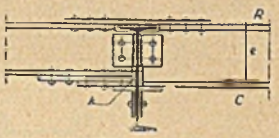


Fig. 434

Nakładkę górną najwygodniej przeprowadzić bezpośrednio nad stopką górną podciągu (fig. 434 i 435). Jeżeli podciąg jest wysoki, to zwykle trzeba wyciąć w podciągu odpowiednią szczelinę dla przeprowadzenia nakładki (figura 436). Połączenia takie wymagają bardzo starannego i dokładnego montażu.

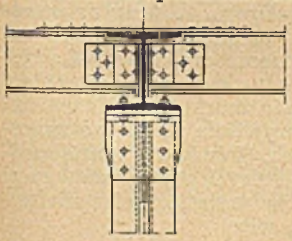


Fig. 435

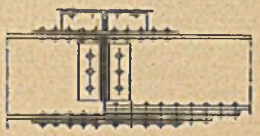


Fig. 436

Znacznie prostsze są analogiczne połączenia spawane, przy których nakładkę dospaja się do górnej stopki dźwigarów, a nadto stopkę dolną i ściankę utwierdza do podciągu przy pomocy spoin.

Przy dobrem wykonaniu spawania można opuścić nakładki, a siły ciągnące przenieść przez spoiny górne.

Dźwigary przytwierdzone do podciągów lub słupów przy pomocy kątówek i nitów w sposób normalnie stosowany oblicza się jako wolnopodparte. W rachunek możemy jednak wprowadzić utwierdzenie belek, jeżeli naroża zostaną specjalnie usztywnione albo, jeżeli zastosujemy połączenia przy pomocy klinów (fig. 437 i 438) zabezpieczając zupełnie utrzymanie kąta utwierdzenia.

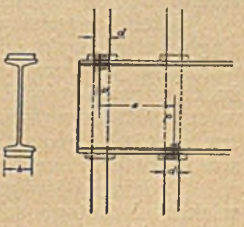


Fig. 437

Zasada połączenia klinowanego polega na tem, że podciąg ustawia się w słup z dwu ceówek, połączonych blachami i kątówkami, tak, aby po usunięciu dźwigara pozostawał górą i dołem luz, w które to miejsce wciska się następnie żelazne kliny o grubości około 20 mm. Po szczelnem wstawieniu klinów ustala się połączenie, przeprowadzając śruby przez kliny, oraz przez kątówki i dźwigary. Rozkład sił w takiem połączeniu por. fig. 437. Ciśnienie σ na szerokości d można przyjąć równomiernie. Otrzymujemy tu:

$$F = \frac{M}{a}, \text{ oraz } \sigma = \frac{P}{bd} = \frac{M}{abd}$$

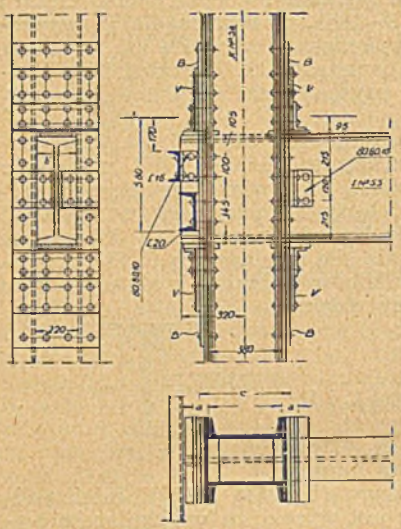


Fig. 438

Pierwszy ustrój dopuszczalny jest jednak tylko bardzo rzadko, zaś drugi jest kłopotliwy i kosztowny. Natomiast połączenia spawane pozwalają na uzyskanie utwierdzenia zawsze i to bez trudności. Stopień utwierdzenia zależy zaś dla danego dźwigara od wielkości spoin. Można tu przy najprostszem połączeniu uzyskać utwierdzenie częściowe ($M = 0{,}8\ M_0$, gdy M_0 jest momentem belki wolnopodpartej), zaś przy odpowiednio mocnych spoinach nawet utwierdzenie całkowite. Prowadzi to oczywiście do bardzo znacznej redukcji ciężaru dźwigarów stropowych. Dźwigary wolno podparte bardzo silnie obciążone lub też takie, których rozpiętość wynosi więcej niż 6 m, należy obliczyć też na najw. ugięcie, które nie powinno wynosić więcej niż $^1/_{500}$ rozpiętości, więc

$$f = \frac{5}{384}\,\frac{p\,l^4}{EJ} \leq \frac{1}{500\,l}$$

Przy belkach częściowo lub całkowicie utwierdzonych lub ciągłych należy uwzględnić ich kształt linji ugięcia i odpowiednio do tego przyjąć rozpiętość, dla której uwzględniać trzeba strzałkę ugięcia.

Jeżeli pragniemy belkę wykonać jako ciągłą, a mamy trudności przy przeprowadzeniu jej przez słup podczas montażu, to w razie stosowania konstrukcji spawanej możemy wykonać w dowolnem miejscu styk, np. wedle fig. 439, i w ten sposób ułatwić montaż.

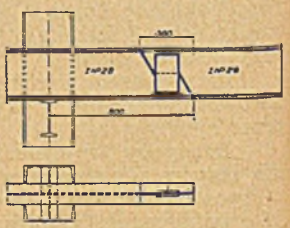


Fig. 439

Podciągi dźwigają ciężar znacznie większy i dlatego zazwyczaj będą wystawać w dół z płaszczyzny stropu. Możliwe jest to jednak zazwyczaj tylko wtedy, gdy mogą być one ukryte w ściankach działowych lub przy stropach kantonowych. W przeciwnym razie kryje się je zwykle w stropie, a to, albo stosując na dźwi-

garach przyspojone nakładki albo dając podwójne lub nawet czasem potrójne dźwigary, ewentualnie również z nakładkami, albo wreszcie stosując odpowiednio niskie blachownice, pojedyńcze lub podwójne, najlepiej również spawane, gdyż najłatwiej je wtedy wykonać (fig. 440).

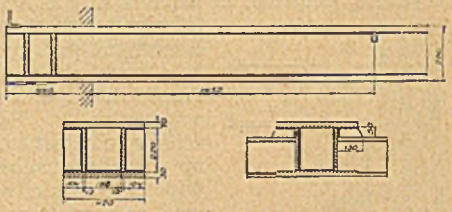


Fig. 440

Podciągi ścienne zewnętrzne mogą być pojedyńcze tylko przy odpowiednio cienkich ścianach ze specjalnych cegieł, normalnie jednak ścianę lepiej jest podeprzeć na dźwigarze podwójnym, gdyż mur nie powinien wystawać poza stopki dźwigara więcej niż 5 cm. Podciągi z ceówek są mniej ekonomiczne od podciągów z dwuteówek, pozwalają jednak na lepsze wykorzystanie przestrzeni między niemi

Fig. 441

na przewody, a nadto często są łatwiejsze w połączeniach, dlatego też stosuje się je chętnie (fig. 441).

Dla większych rozpiętości i ciężarów podciągi mogą być blachownicami lub kratownicami, czasem nawet podwójnemi.

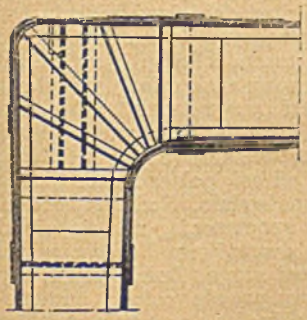


Fig. 442

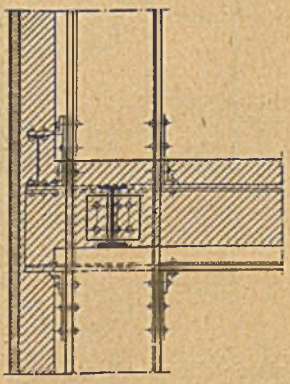


Fig. 443

Podciągi wchodzą niekiedy w poszczególnych miejscach również w skład wiatrownic i w takim razie stanowią rozporę kratownicy.

W tym ostatnim wypadku podciąg najczęściej wystaje dołem, a nadto posiada skosy proste lub wyokrąglone w narożach (fig. 442).

Na fig. 443 widzimy słup obciążony ścianą zewnętrzną centrycznie, pomimo, że ściana ta nie znajduje się w osi tego słupa.

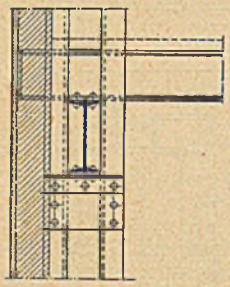


Fig. 444

Dźwigary stropowe, położone na podciągu, są tu wysunięte, a ściana frontowa wspiera się na wsporniku. Podciąg ścienny nie jest tu skryty w ścianie, należy go więc oddzielnie obudować, co powiększa koszt wykonania. Usztywnienie podłużne budynku jest dość słabe. Fig. 444 podaje rozwiązanie o tyle lepsze, że podciągi (poprzeczne) przeprowadzone są przez słup. Dźwigary ścienne pojedyńcze lub lepiej podwójne, ułożone są na wspornikach.

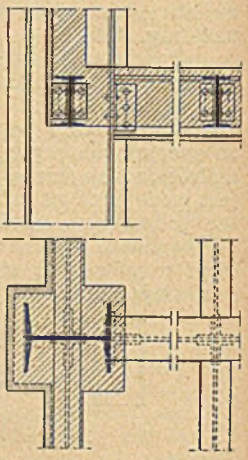


Fig. 445

Na fig. 445 widać bezpośrednie połączenie dźwigara ściennego ze słupem. Słup ściany frontowej jest wówczas na zewnątrz widoczny, co zresztą jest nieraz nawet pożądane ze względów architektonicznych. Podciąg ścienny jest równocześnie dźwigarem stropowym. Ujemną stroną jest mimośrodkowe obciążenie słupa stropem.

Słup fig. 446 składa się również z dwóch ceowników wzmocnionych w dolnych kondygnacjach nakładkami. Jest on obciążony ekscentrycznie od strony sąsiada podciągami podtrzymującemi ścianę szczytową. Aby zmniejszyć moment zginający w słupie, przepuszczono przezeń podciągi do ściany sąsiada i na wystającym końcu oparto zewnętrzne belki podciągów podtrzymujących ścianę szczytową. Belki wewnętrzne, które trafiają w ścianę ceówki słupa w niewielkiej (80 mm) odległości od osi, połączono ze słupem bezpośrednio. Podciągi podłużne spoczywają na siodełkach z dwuteówek umocowanych w osi słupa. Dzięki temu uzyskano prawie osiowe przeniesienie obciążenia na słup. Mały moment zginający powstaje skutkiem ekscentrycznego przytwierdzenia wewnętrznych belek podciągów ściennych.

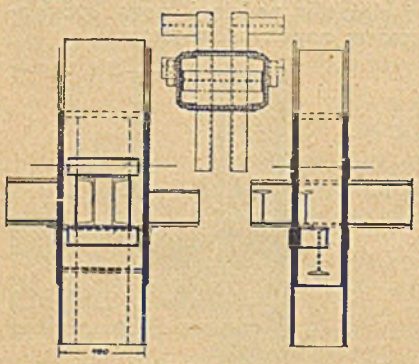


Fig. 446

Fig. 447 i 448 przedstawiają szczegóły konstrukcji spawanej na warsztacie, a nitowanej na budowie.

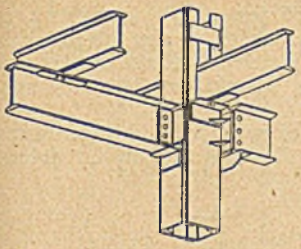


Fig. 447

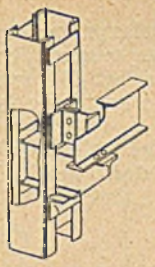


Fig. 448

Fig. 449

Jeżeli konstrukcja jest częściowo szkieletowa, a częściowo murowana, to dźwigary należy co kilka metrów zakotwić w murze (np. wedle fig. 449).

6. Słupy.

Najczęściej stosowane przekroje słupów podane są na fig. 450—466.

Najwygodniej stosować słupy złożone z dwu ceówek zwróconych do siebie (fig. 450 i 451), gdyż tu otrzymuje się ze wszystkich stron

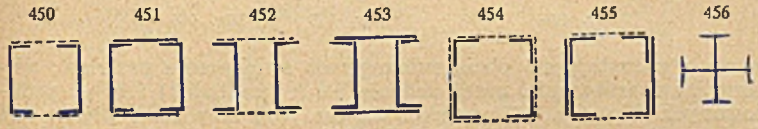


Fig. 450—456

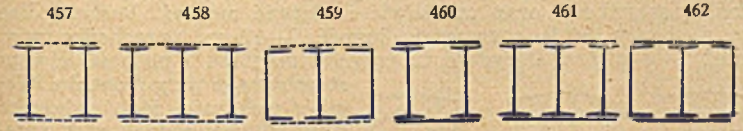


Fig. 457—462

płaszczyzny wygodne do przytwierdzenia belek i podciągów. Słupy wedle fig. 450 i 452 należy zwrócić w tym kierunku, w którym przez słup przebiegać będzie podciąg. Słupy z nakładką wedle fig. 451, 461, 462 są możliwe tylko do elementów spawanych, wedle fig. 453 też dla nitowanych. Dla większych obciążeń korzystne są słupy z dwuteówek (fig. 456 i nast.). Słupy z pojedyńczych dwuteówek nadają się u nas tylko na małe domki lub — zresztą rzadko — w najwyższych kondygnacjach domów wielopiętrowych. Zagranicą, gdzie walcuje się profile szerokostopowe, spotykamy je także i w większych budowlach. Są one o tyle wygodne, że wymagają mało robocizny. Jeżeli przy dużych obciążeniach trzeba zmieścić się w obrębie stosunkowo niegrubej ściany, to dla konstrukcyj spawanych korzystny jest przekrój wedle fig. 462, dla konstrukcyj nitowanych wedle fig. 455.

Fig. 463

Słup wedle fig. 463 (spawany) jest bardzo wygodny, gdy słup musi mieć wymiary określone, o kształcie długiego a wąskiego prostokąta, np. w bibljotekach.

Słup o kształcie podanym na fig. 456 jest o tyle korzystny, że posiada duży i ten sam moment bezwładności w obu kierunkach. Wykonywa go się wedle fig. 464 wycinając odpowiednio dwuteówki, zasuwając je na siebie i następnie łącząc ścianki przy pomocy spawania.

Jako zasadę przyjąć należy na całej wysokości danego słupa ten sam zasadniczy kształt przekroju. Zmienia się on ku dołowi

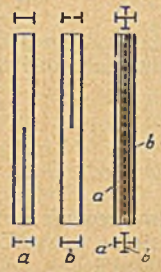


Fig. 464

Fig. 465

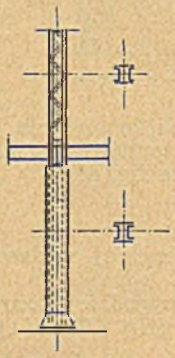


Fig. 466

wraz z wzrastającem obciążeniem przez zwiększenie profilów, większe ich rozstawienie, przez dodanie blach (nakładek) i belek profilowanych. Np. fig. 465 przedstawia ten sam słup na 6 piętrze, na 3 piętrze i na parterze. Por. też fig. 466.

Styki słupów. Styk słupa powinien mu zapewnić ciągłość i sztywność, oraz umożliwić i ułatwić montaż. Poszczególne części słupów mają zazwyczaj długość 7—12 m, przechodzą więc przez 2—3 piętra. Decyduje tu wygoda montażu i nośność dźwigu stosowanego przy montażu. Wogóle wskazane jest, zwłaszcza przy słupach o większych przekrojach, zastosowanie dźwigów o jak największej nośności, ewentualnie nawet łącznie dwu dźwigów. Najczęściej dla wygody styki wszystkich słupów umieszcza się w tych samych piętrach (fig. 467), aczkolwiek styki przedstawione wedle fig. 468 i 469 nadają konstrukcji większą sztywność. Styki umieszcza się też zawsze w miejscu, w którem następuje zmiana profilu kształtówek słupa.

Fig. 467

Fig. 468

Fig. 469

Styki wprowadza się zazwyczaj na wysokości 0,30—1,00 m nad podłogą. Wysokość 1,00 m odpowiada mniej więcej miejscu zerowego momentu w słupach. Gdy słupy wchodzą w skład tężników kątowych, stosuje się nieraz styk w środku wysokości piętra (por. fig. 455). Rzadziej umieszcza się styk w poziomie podłogi (fig 470), najczęściej jako styk poprzeczny.

Styki mogą być podłużne, poprzeczne, mieszane i pośrednie.

Styk podłużny (fig. 471 i nast.) polega na tem, że części łączone pokrywa się odpowiedniemi przykładkami, które mają przenieść siły

występujące w tych częściach. Przy tym styku nie trzeba obrabiać stykających się profilów; stosuje się go, gdy profile górne i dolne są równo rozstawione, a jest bardzo wygodny, gdy mają nadto te

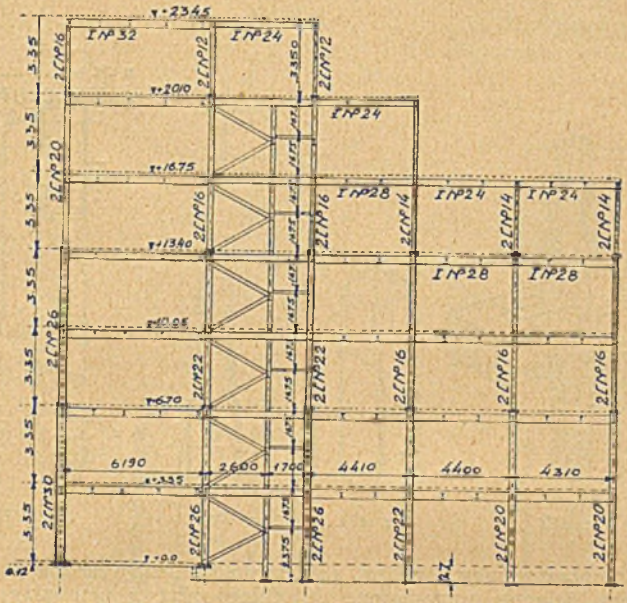


Fig. 470

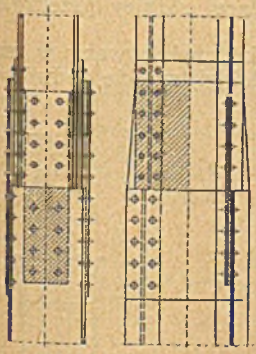


Fig. 471

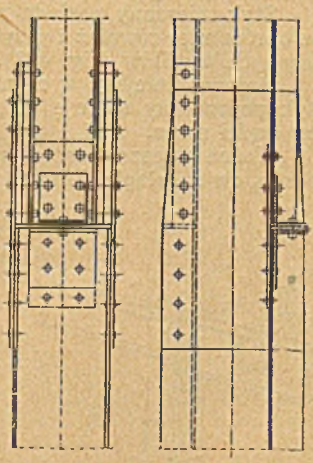


Fig. 472

same wymiary. Przy konstrukcji spawanej można zastosować styk podłużny nawet przy rozmaitych profilach przez odp. rozszerzenie profilu mniejszego lub zwężenie większego (fig. 475).

Styk poprzeczny (fig. 477) wykonywa się, kończąc obie części zetknięte, dolną i górną, poziomemi prostokątnemi płytami (blachami). Blachy te zaopatrzone są w otwory, przez które przeprowadza

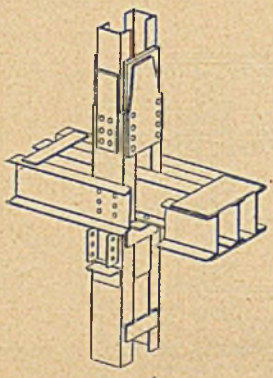


Fig. 473

Fig. 474

Fig. 475

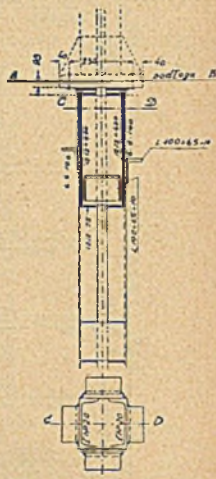


Fig. 476

się na montażu śruby. Zamiast połączenia na śruby można zastosować zęby żelazne przyspojone do dolnej płyty, pomiędzy które wchodzi płyta górnej części słupa (fig. 478).

Styk mieszany posiada poziomą płytę (może być tylko jedna), ale oprócz niej również i przykładki pionowe, łączące ze sobą ścianki łączonych profilów (fig. 478).

Najwygodniejszy w montażu jest styk podłużny lub mieszany. Styk poprzeczny stosuje się przy daleko idącej różnicy przekroju obu części słupa.

Można wreszcie zastosować styk pośredni, wykonywany w ten sposób, że na słupie dolnym ustawia się podciągi, zwykle podwójne

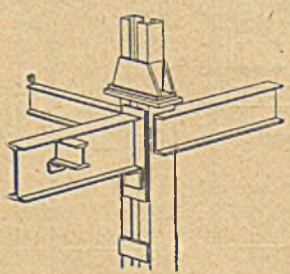


Fig. 477

Fig. 478

Fig. 479

lub potrójne, a na nich podstawę słupa górnego (fig. 479). Styk ten jest i mało sztywny i niewygodny, chociażby dlatego, że niejednokrotnie poszczególne dźwigary mają różną wysokość (nawet w gra-

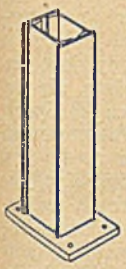


Fig. 480

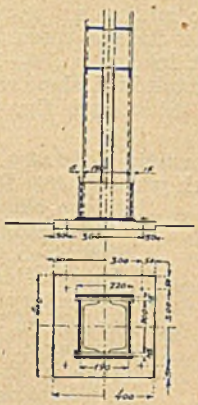


Fig. 481

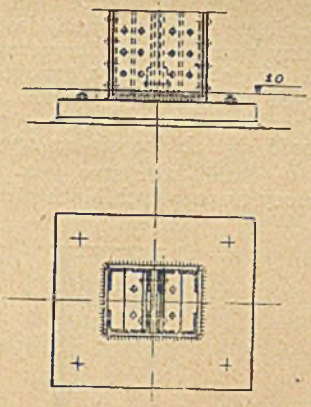


Fig. 482

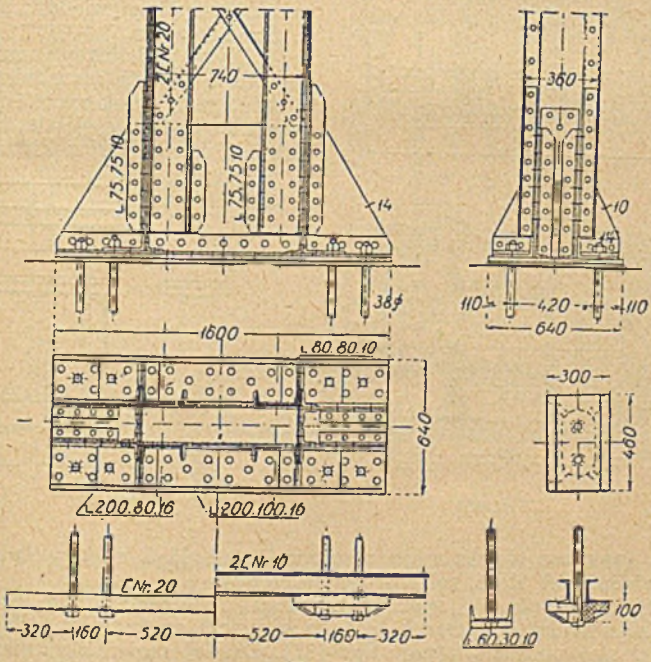


Fig. 483

nicach tolerancji) i dlatego, że trudniejsze jest tu należyte scentrowanie słupa.

Podstawy słupów wykształca się przy pomocy blach, względnie płyt poziomych, których wymiar zależy od dopuszczalnego ciśnienia

na beton (względnie inny materjał podstawy). W budynkach szkieletowych zazwyczaj jest mało miejsca na wytwarzanie podstaw przy pomocy blach trapezowych i dlatego coraz bardziej wchodzą w użycie podstawy z grubych płyt żelaznych (30—100 mm), na których bezpośrednio ustawia się kształtówki słupów i łączy spoinami (nawet w konstrukcjach pozatem nitowanych fig. 480 i nast.). Grubość płyt oblicza się na zginanie.

Mniej korzystne jest wytworzenie podstawy słupów przy pomocy trapezowych blach pionowych por. fig. 483. Przykład podstawy ciężkiego słupa podany jest na fig. 484. Stopy składają się tu z dwu blach, czterech kątówek i ośmiu nakładek. Siła przenosi się na cztery ceówki częściowo bezpośrednio, częciowo zapomocą kątówek. Na końcach umieszczone w kierunku poprzecznym podwójne dźwigary w celu zakotwienia słupów. W płycie podstawowej pozostawiono dziury, przez które zalano ołowiem szczelinę między płytą a fundamentem.

Płyty podstawowe osadza się na 1—2 cm warstwie cementu, przy większych ciśnieniach na warstwie ołowiu, lanej lub też utworzonej z kilku ar-

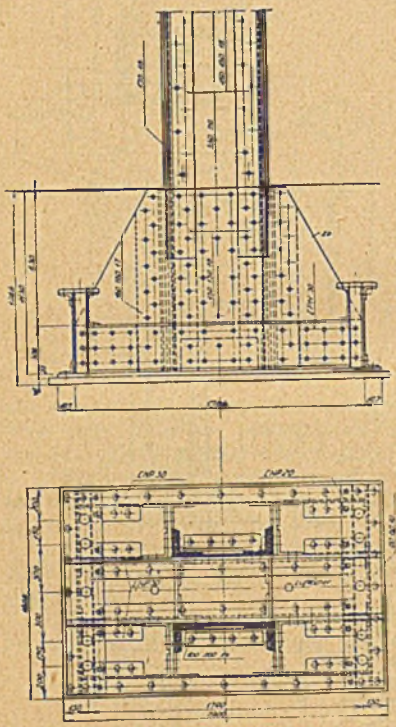


Fig. 484

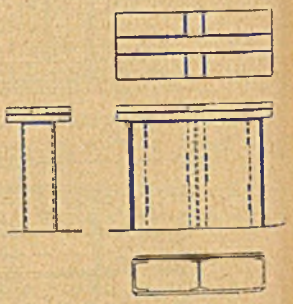


Fig. 485

kuszy (arkusze ołowiu mają zazwyczaj grubość 3 mm, zakłada się odpowiednią ich ilość, zależnie od potrzeby).

Słupy ustala się podczas montażu najczęściej przy pomocy dwu lub (rzadziej) czterech śrub do kamienia osadzonych w betonie (lub ciosie) podstawy (por. fig. 482). Dzisiaj niejednokrotnie osadza się je przy pomocy nie śrub, ale żeber z przyspojonych dołem płaskówek, co jest wygodniejsze w wykonaniu (fig. 485).

Celem zmniejszenia wymiarów płyty podstawowej stosuje się, zwłaszcza w Ameryce, przy bardzo znacznych obciążeniach ruszty z dwuteówek, których zadanie polega na odpowiedniem przeniesieniu oddziaływania słupa na fundament. Odstęp pomiędzy dwuteówkami

musi być taki, aby można było przestrzeń między niemi zabetonować. Rusztów takich może być parę, jeden na drugim (fig. 486).

Wysunięcie lub cofnięcie lica ściany wykonywuje się przy pomocy odpowiednich podciągów. Fig. 487 podaje takie rozwiązanie tego zagadnienia w prostym przypadku. Na wsporniku szerokostopowego dźwigara wysuniętym nazewnątrz, spoczywa tu słup ściany, również z dźwigara szerokostopowego.

Podobnie rozwiązano ten sam szczegół przy budowie North Western Mutual Life Insurance Building w Milwaukee. Podtrzymano ścianę zapomocą potrójnego podciągu (fig. 488) o rozpiętości 7,35 m i wspornika o długości 2,62 m. Na końcu

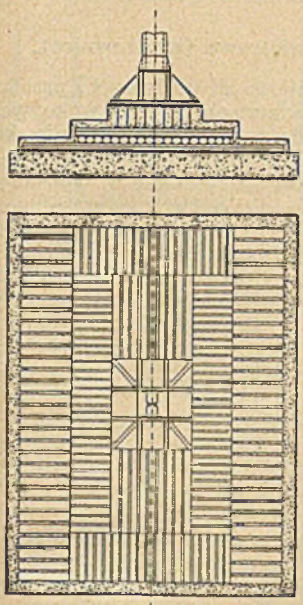


Fig. 486

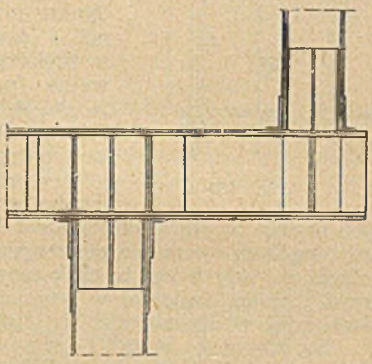


Fig. 487

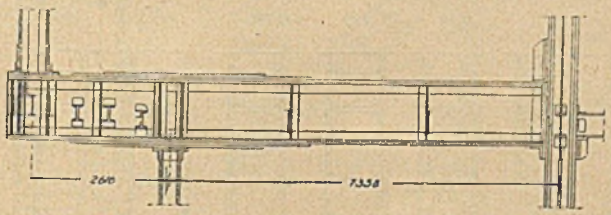


Fig. 488

wspornika słup konstrukcyjny ściany. Obudowa części wystającej powoduje tu pewne trudności.

Gmach tow. Prudential w Warszawie posiada frontowe słupy w najniższych kondygnacjach częściowo rozdwojone i rozsunięte. Na tej podwójnej dolnej części spoczywa słup 14 górnych kondygnacyj przy pomocy poprzecznej krótkiej blachownicy podwójnej spawanej (fig. 489).

Wogóle przy projektowaniu konstrukcji żelaznej słupów i podciągów główną zasadą jest jak najdalej idąca normalizacja. Nadzwyczaj ważne jest unormowanie profilów słupów jak również

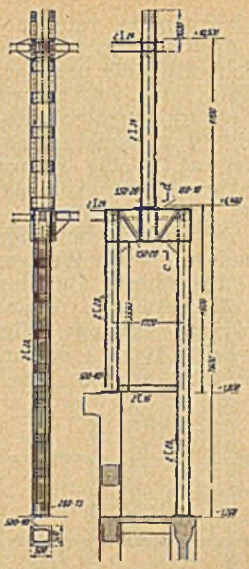


Fig. 489

powtarzających się wielokrotnie podciągów. Normalizacja ta ułatwi tak projektowanie, jak i wykonanie, a także zmniejszy koszty budowy. Należy również unormować podpory podciągów, starając się dążyć do centrycznego obciążenia wszystkich słupów.

7. Tężniki wiatrowe (wiatrownice).

Celem przejęcia sił poziomych, przedewszystkiem od wiatru, oraz przypadkowych wstrząśnień podczas montażu, stosuje się wiatrownice czyli tężniki wiatrowe. Umieszcza się je przedewszystkiem w płaszczyznach pionowych, ale także i w poziomych. Wiatrownice należy wprowadzić w szkielecie budynku, gdy stosunek wysokości budynku do jego podstawy h:b jest większy niż 4 dla budynków dołem obudowanych, a większy niż 3 dla budynków stojących wolno (por. wyżej). Zazwyczaj przyjmuje się, że parcie wiatru przenosi się w całości na szkielet (z wiatrownicami), pomimo, że i mury również ścianę usztywniają.

Wiatrownice pionowe są pionowemi dźwigarami kratowemi lub ramowemi, których pasami są słupy szkieletowe. Umieszcza się je zazwyczaj w dwu prostopadłych (w rzucie poziomym) do siebie kierunkach i to w tych polach, w których jest to najkorzystniejsze z uwagi na rozkład ścian, drzwi i okien, najlepiej w ścianach i ściankach pełnych (bez otworów), gdyż wtedy nie jest się skrępowanym w wyborze systemu.

S y s t e m y w i a t r o w n i c. Wogóle najkorzystniejsze są wiatrownice k r a t o w e (trójkątne) p o j e d y n c z e (fig. 489),

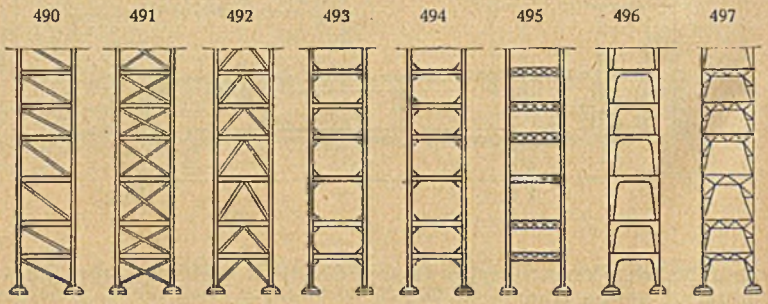


Fig. 490—497

częściej p o d w ó j n e (fig. 491), zwane też przekątnemi, możliwe jednakowoż tylko wtedy, gdy w danej płaszczyźnie jest ściana bez otworów. Gdy w ścianie są otwory, można zastosować stężenia półprzekątniowe (K) (fig. 492), n a r o ż n e czyli k ą t o w e b l a s z a n e (fig. 493) lub z a s t r z a ł o w e (fig. 494), r o z p o r o w e (fig. 495), a wreszcie r a m o w e, tak b l a s z a n e (fig. 496), jako-

też kratowe (fig. 497). Najwygodniejsze w wykonaniu, wymagające najmniej materjału i najtańsze są tężniki trójkątne kratowe i dlatego stosowanie ich jest regułą, gdzie to jest tylko możliwe.

Wiatrownice kątowe stosuje się najczęściej w ścianach, w których znajdują się otwory okienne. Styki słupów przeprowadza się

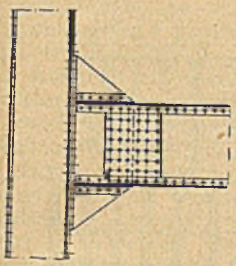


Fig. 498

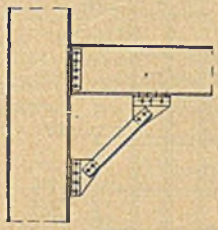


Fig. 499

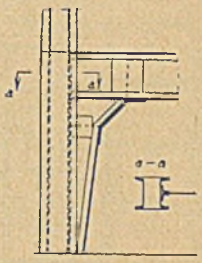


Fig. 500

przy nich nieraz w połowie wysokości kondygnacji ze względu na wygodę przy montażu (por. fig. 503)..

Wiatrownice ramowe wymagają wogóle większej ilości materjału od innych, zwłaszcza, gdy są wykonane jako blaszane, z dru-

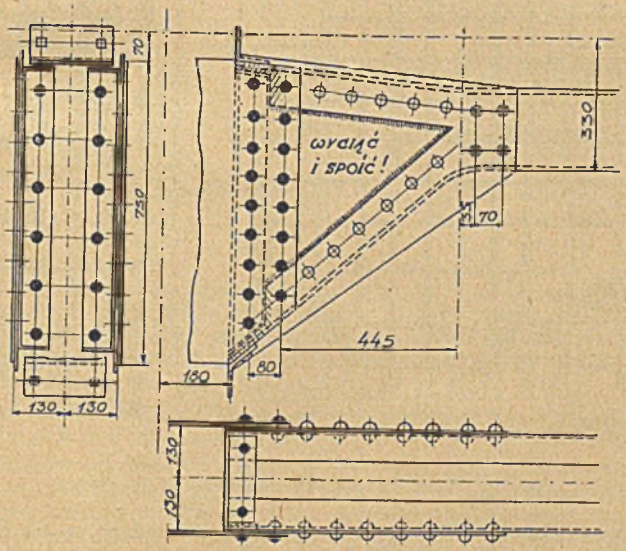


Fig. 501

giej strony pozwalają one na uzyskanie najmniejszej możliwej wysokości, dlatego łatwo je umieszczać nawet tam, gdzie w danem przęśle niema zupełnie ściany, a więc nawet w dużych salach. W razie,

jeżeliby ramy te musiały wystawać ze stropu, można je odpowiednio ukształtować architektonicznie (fig. 500, 501, oraz 442).

Wiatrownice ramowe kratowe wykazują mniejszą ilość materjału od blaszanych, zato mają większą wysokość konstrukcyjną. Kształty ich mogą być rozmaite. Właściwie wiatrownice kątowe ustrojem swoim należą również do wiatrownic kratowych ramowych.

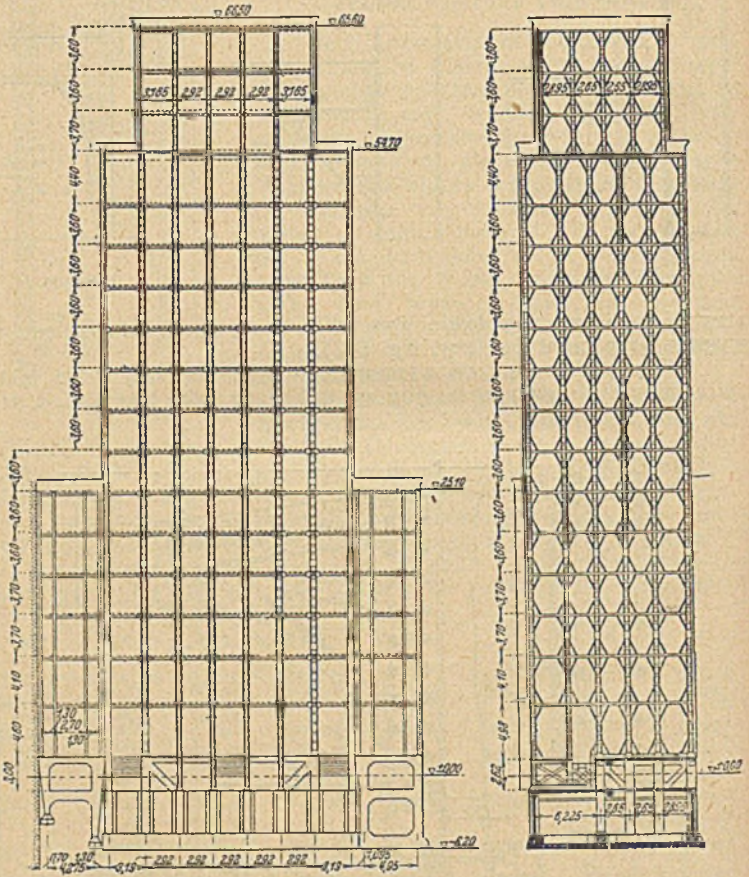


Fig. 502. Wieża gmachu tow. Prudential w Warszawie

Tężniki gmachu Prudential w Warszawie podane są na fig. 502. Wprowadzenie okien w dowolnem polu ścian przeszkadzało tu zastosowaniu tężników kratowych, tak, że najwłaściwszem rozwiązaniem okazały się wiatrownice kątowe. Wiatrownice takie powodują znaczne naprężenia zginające w słupach. Aby je zmniejszyć, przeprowadzono tu osie stężeń kątowych tak, że przecinają się one w osi słupów. Element montażowy tych wiatrownic przedstawia fig. 503. Przeniesienie ciśnienia wiatru z szerokich ścian wieży na powyższe tęż-

niki odbywa się w każdem piętrze przez wiatrownice poziome, oraz przez stropy.

W 14-to piętrowym gmachu w Katowicach nie można było zastosować jednolitego typu tężników. Trzeba było zmieniać je zależnie od warunków (fig. 504 i 505). Tężniki założono w obu kierunkach, równoległym i prostopadłym do frontu. Umieszczono je przedewszystkiem w ścianach nieposiadających żadnych otworów, gdyż tam można było zastosować najwygodniejsze tężniki przekątne. W miejscach, w których wymiary otworów są zbyt wielkie, użyto tężników ramowych, zaś w ścianach zewnętrznych, gdzie okna uniemożliwiały zastosowanie konstrukcji innego rodzaju, umieszczono tężniki narożne (kątowe).

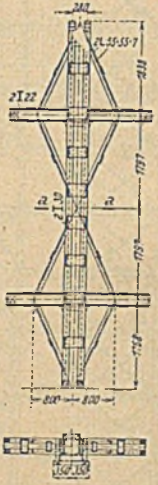


Fig. 503

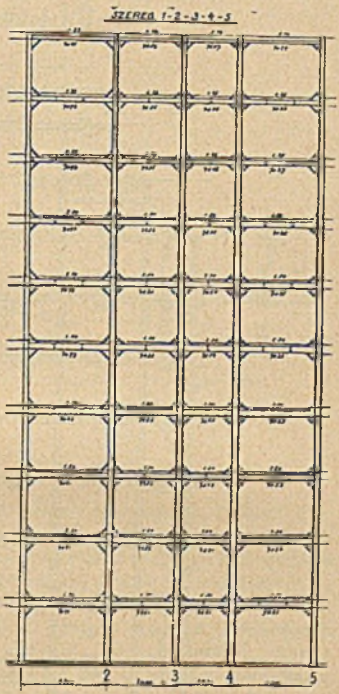


Fig. 504

8. Obliczenie wiatrownic.

Obliczenie wiatrownic kratowych odbywa się wedle znanych zasad, wykreślnie lub analitycznie. Jeżeli krata znajduje się w kilku polach (fig. 506), to oblicza się całość w sposób przybliżony, rozkładając siły na słupy proporcjonalnie do odstępu ich od osi pionowej (zboczenie od równomiernego rozkładu słupów pomija się z uwagi na to, że obliczenie jest przybliżone). Całość pracuje na wiatr jako wspornik pionowy utwierdzony w fundamentach. Siły w przekątniach oblicza się również w przybliżeniu.

Obliczenie ramownic można przeprowadzić dokładniej wedle zasad podanych w Podręczniku inżynierskim tom II, str. 1304, też 1392.

Wiatrownice kątowe można liczyć wedle tych samych wzorów. Zazwyczaj jednak liczy się je w przybliżeniu w następujący sposób: Ścianę rozpatrujemy jako jednolity zespół składający się z ram prostokątnych utworzonych przez słupy i podciągi. W słupach występują siły podłużne, rozciągające i ściskające, proporcjonalne do odległości od osi obojętnej (fig. 507), zaś siły poprzeczne przenoszą się na podciągi. Ponadto w węzłach poszczególnych ram prostokątnych powstają momenty, co do których przyjmujemy, że są sobie równe, że przeto zerowe punkty momentów wypadają na słupach w połowie wysokości piętra, a na podciągach w połowie odległości sąsiednich słupów (fig. 508). Jeżeli szerokość ściany oznaczymy przez s, odległości po-

między słupami przez a, b ... t, ilość słupów przez m (fig. 509) to położenie osi obojętnej określa się ze wzoru:

$$s_1 = \frac{a + (a+b) + (a+b+c) + \ldots + s}{m} = \frac{(m-1)\,a + (m-2)\,b + (m-3)\,c + \ldots + p}{n_1}$$

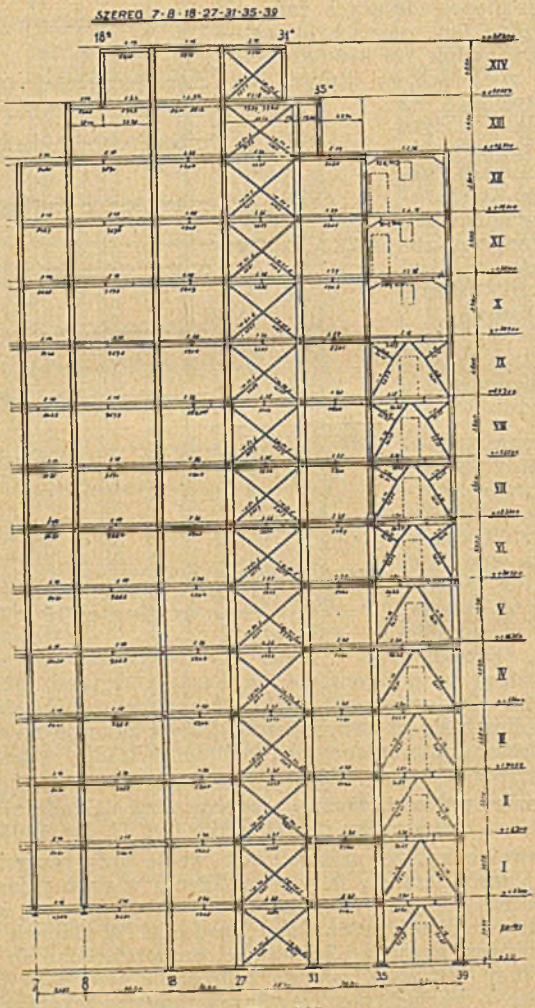


Fig. 505

albo

$$s_m = \frac{s + (b+c+\ldots+t) \ldots + t}{m} = \frac{a + 2\,b + 3\,c + \ldots + (m-1)\,t}{m}$$

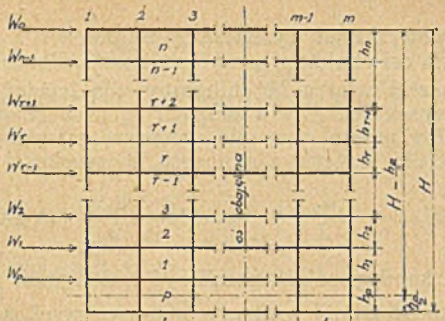


Fig. 506

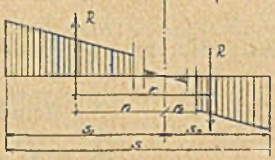


Fig. 507

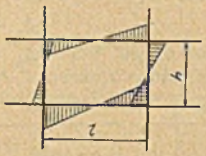


Fig. 508

W wypadku symetrycznego rozmieszczenia słupów:

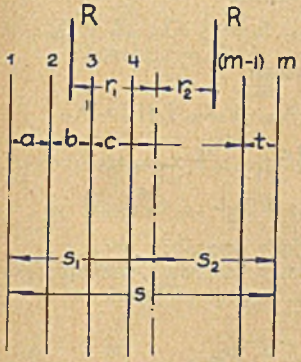


Fig. 509

$$s_1 = s_2 = \frac{s}{2}$$

Siły podłużne w słupach tworzą parę sił o momencie równym momentowi zginającemu wywołanemu przez parcie wiatru. Oznaczając przez M moment zginający od parcia wiatru, przez R wypadkową sił w grupie słupów położonych po jednej stronie osi obojętnej, przez r_1 i r_2 odległości sił R od osi obojętnej, przez $r = r_1 + r_2$ odległość wzajemną sił R, przez S_1, S_2, S_3 ..... S_m siły w poszczególnych słupach, począwszy od słupa po stronie wiatru, otrzymamy (m+5) równań:

$$R = \frac{M}{r} = \frac{M}{r_1 + r_2}$$

$$S_1 + S_2 + \ldots\ldots = S_m + S_{m-1} \ldots\ldots = R$$

$$S_2 = S_1 \cdot \frac{s_1 - a}{s_1}$$

$$S_3 = S_1 \cdot \frac{s_1 - (a+b)}{s_1}$$

.....

$$S_{m-1} = S_m \cdot \frac{s_1 - t}{s_1}$$

$$S_m = S_1 \cdot \frac{s_2}{s_1}; \qquad s_2 = s - s_1$$

$$S_1 \cdot s_1 + S_2 \cdot (s_1 - a) + \ldots\ldots = Rr_1$$

$$S_m s_2 + S_{m-1} (s_2 - t) + \ldots\ldots = Rr_2$$

Z równań powyższych wyznaczamy najpierw r_1 i r_2, potem R, S_1 i S_2 (położenie osi obojętnej), a potem resztę niewiadomych.

Moment parcia wiatru M obliczamy dla każdej kondygnacji w połowie jej wysokości. Siły w słupach są proporcjonalne do momentu M. Możemy przeto równania powyższe rozwiązać dla jednej kondygnacji, np. dla parteru, z momentu w wysokości parteru:

$$M_p = W_n\left(H - \frac{h_p}{2}\right) + W_{n-1}\left(H - \frac{h_p}{2} - h_n\right) + \ldots$$

a siły w innych kondygnacjach przeliczyć w stosunku $\frac{M_r}{M_p}$, przyczem M_r oznacza moment parcia wiatru w połowie wysokości r-tego piętra. Będzie zatem

$$S_{1r} = \frac{M_r}{M_p} S_{1p} \qquad S_{2r} = \frac{M_r}{M_p} S_{2p} \ldots\ldots \text{ i t. d.}$$

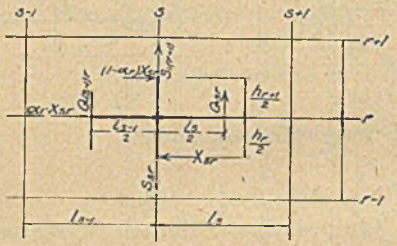


Fig. 510

Momenty węzłowe obliczamy z warunków równowagi węzła (fig. 510). Na węzeł (s,r) s-tego rzędu słupów w stropie nad r-tem piętrem działają siły pionowe

S_{sr}, $S_{s(r+1)}$, $Q_{(s-1)r}$ i Q_{sr}

i poziome

X_{sr}, $\alpha_r X_{sr}$ i $(1-\alpha_r)X_{sr}$

$$Q_{(s-1)r} = \left\{S_{1r} + S_{2r} + \ldots + S_{(s-1)r}\right\} - \left\{S_{1(r+1)} + \ldots . S_{(s-1)(r+1)}\right\}$$

$$Q_{sr} = \left\{S_{1r} + S_{2r} + \ldots\ldots S_{sr}\right\} - \left\{S_{1(r+1)} + \ldots . S_{s(r+1)}\right\}$$

Spółczynnik α_r obliczamy w następujący sposób:

Oznaczmy przez W_p, W_1, W_2 ..... W_n, siły wiatrowe, zaczepiające w poziomie stropów nad parterem, 1, 2 ..... n-tem piętrem, to

$$\alpha_r = \frac{W_r}{W_r + W_{r+1} + \ldots\ldots + W_n}$$

X_{sr} obliczamy z równania momentów względem środka węzła s r:

$$X_{sr}\frac{h_r}{2} + (1-\alpha_r)X_{sr}\frac{h_r+1}{2} = Q_{(s-1)r}\frac{l_{s-1}}{2} + Q_{sr}\frac{l_s}{2}$$

$$\text{stąd } X_{sr} = \frac{Q_{(s-1)r}\,l_{s-1} + Q_{sr}\,l_s}{h_r + (1-\alpha_r)\,h_{r+1}}$$

W 1. rzędzie słupów (fig. 511):

$$Q_{(s-1)r} = 0$$

$$Q_{sr} = S_{1r} - S_{1(r+1)}$$

$$l_s = a$$

$$\text{przeto } X_{1r} = \frac{[S_{1r} - S_{1(r+1)}]\,a}{h_r + (1-\alpha_r)\,h_{r+1}}$$

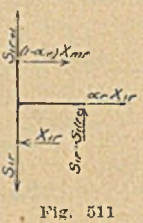


Fig. 511

Na najwyższem n-tem piętrze $S_{1(n+1)} = 0$, oraz $\alpha_n = 1$.

$$X_{1r} = \frac{S_{1n} \cdot a}{h_n}$$

W n-tym rzędzie słupów (fig. 512):

$$Q_{(s-1)r} = S_{mr} - S_{m(r+1)}$$

$$Q_{sr} = 0$$

$$X_{mr} = \frac{(S_{mr} - S_{m(r+1)}) \cdot t}{h_r + (1 - \alpha_r)\, h_{r+1}}$$

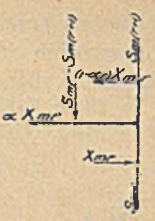


Fig. 512

na n-tem piętrze $S_{m(n+1)} = 0$, $\alpha_r = 1$.

$$X_{mn} = \frac{S_{mn} \cdot t}{h_r}$$

Łatwo sprawdzić, że $(1 - \alpha_r) X_{sr} = X_{s(r+1)}$.

Dobrze jest zatem rozpocząć obliczenie w górnym węźle od strony wiatru, gdzie wzory są najprostsze, a po przejściu kolejno wszystkich słupów, przystąpić do następnej kondygnacji i w ten

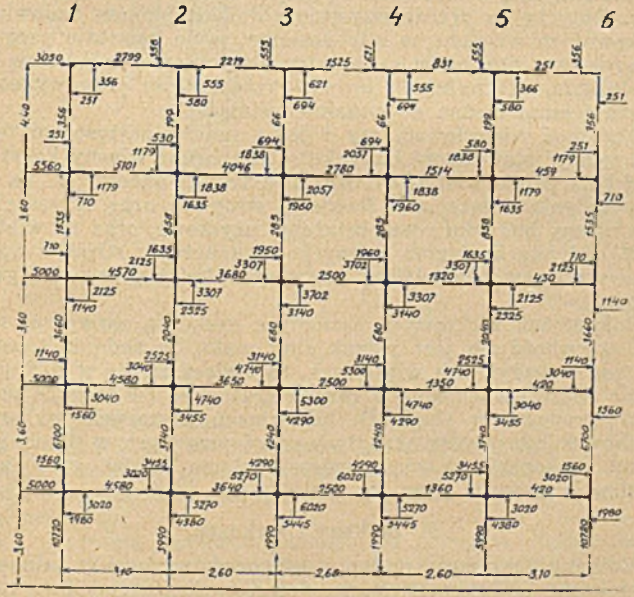


Fig. 513

sposób posuwać się aż do dołu. Wtedy każdą siłę można obliczyć bardzo łatwo z poprzedniej. Na fig. 513 podane są wyniki obliczenia dla 5 górnych pięter ściany o 6 słupach.

Po wyznaczeniu w powyższy sposób sił pionowych i poziomych w ramach, obliczamy przekroje słupów i podciągów. Słupy obliczamy na moment zginający $X_{sr} \cdot \frac{h_r}{2}$ i siłę podłużną równą sumie algebraicznej obciążenia pionowego i siły S_{sr}, zaś podciągi na siłę

podłużną ściskającą $\alpha_r X_{sr}$ i na moment zginający równy sumie algebraicznej momentu od obciążenia wiatrem $\left(Q_{sr} \cdot \frac{1}{2} l_s\right)$ i momentu od obciążenia pionowego.

W razie zastosowania w narożach zastrzałów o szerokości x i wysokości y (fig. 514), moment zginający w słupach zmniejsza się o $X_{sr}y$ do wartości $X_{sr}\left(\frac{1}{2} h_r - y\right)$; podobnie w podciągach największy moment od wiatru wynosi $Q_{sr}\left(\frac{1}{2} l_s - x\right)$. Zastrzały natomiast pracują na siłę podłużną rozciągającą, względnie ściskającą, o wielkości: $Z = \frac{X_{sr} h_r + Q_{sr} l_s}{4 \cdot z}$

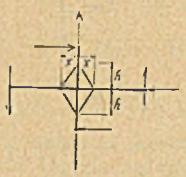


Fig. 514

we wzorze tym $z = \frac{x \cdot y}{\sqrt{x^2 + y^2}}$

Budynki bez tężników. W budynkach niewysokich, kilkupiętrowych, zwłaszcza zasłoniętych od parcia wiatru przez inne sąsiednie budynki, wiatrownice są niepotrzebne, o ile chodzi o wpływ wiatru. Dotyczy to przedewszystkiem dużych bloków budowlanych. Jednakowoż ze względu na siły poziome, jakie powstają przy montażu, oraz inne przypadkowe wpływy, dobrze jest umieścić w szkielecie stężenia, przynajmniej prowizoryczne, które przy wypełnianiu szkieletu ścianą, można ewentualnie usunąć.

Aby móc zdecydować, czy i jakie należy zastosować tężniki, trzeba zważyć stateczność budynku: 1. na ciężar własny konstrukcji żelazej i na parcie wiatru w różnych okresach budowy; 2. na ciężar własny budynku, włącznie ze ścianami, stropami, oraz na wiatr; 3. na ciężar własny budynku i na obciążenie użytkowe, oraz na wiatr.

W budynkach długich należy po wykończeniu stropów wykonać przedewszystkiem pełne ściany poprzeczne, które dobrze usztywniają budynek.

Rolę stężeń wiatrowych poziomych spełniają zazwyczaj stropy. Jeżeli sztywność ich jest jednak zbyt mała, by zadanie to spełnić, zwłaszcza w budynkach wieżowych, to umieszcza się w nich jeszcze stężenie wiatrowe poziome w formie kratownic (w których podciągi i belki stropowe są słupami), lub wiązań wiszących, wykonanych z płaskówek lub prętów okrągłych zabetonowanych w płycie stropu. Tak np. wykonane są wiatrownice poziome wieży gmachu Prudential w Warszawie (por. fig. 404).

9. Balkony i wykusze.

Balkony i wykusze najlepiej wykonać, wysuwając odpowiednie wspornikowe dźwigary stropowe. Jeżeli to jest niemożliwe z uwagi na układ dźwigarów, można przy mniejszych obciążeniach utwierdzić je do podciągów ściennych, co najłatwiej uzyskuje się przy pomocy spawania. W konstrukcjach nitowanych można takie wsporniki dołączyć do podciągów przy pomocy górnych przykładek (fig. 515).

Przy konstruowaniu okrągłych wykuszów, balkonów i galeryj stosuje się dźwigary koliste, które przejmują ciężar ściany lub obciążenie balkonów. Różne kształty tych dźwigarów por. fig. 516—519. Na takie dźwigary działają momenty zginające i momenty skręcające, przyczem zwłaszcza momenty skręcające powodują znaczne zwiększenie przekroju podciągu. Wskazane jest wówczas połączenie kilku dźwigarów tak, żeby wspólnie przejęły te momenty.

Ze względu na brak miejsca przytaczam tylko za Hawrankiem wyniki obliczeń i wykresy pomocnicze.

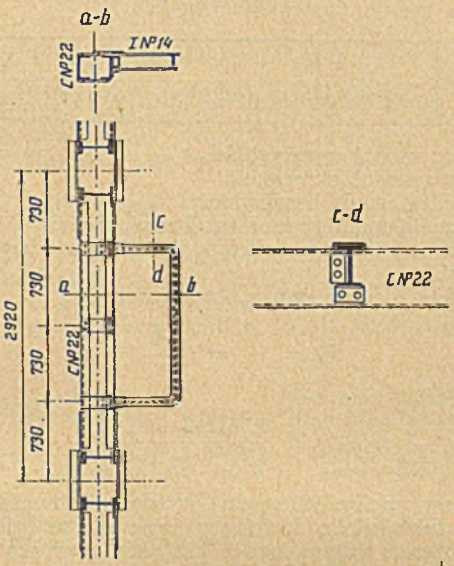


Fig. 515

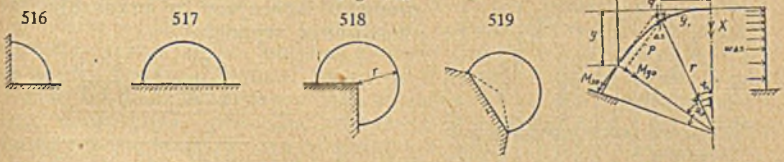


Fig. 516—519

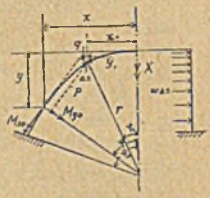


Fig. 520

Na fig. 520 oznacza:

w — równomiernie rozłożone obciążenie dźwigara,

M_{go} — moment gnący systemu stat. wyznaczalnego,

M_{so} — moment skręcający systemu stat. wyznaczalnego w badanym przekroju,

p — ramię momentu gnącego dla elementu obciążenia,

q — ramię momentu skręcającego dla elementu obciążenia,

X — moment skręcający w przekroju środkowym,

$M_g = \cos\varphi$ — moment gnący w badanym przekroju wywó-momentem $X = 1$,

$M_s = \sin\varphi$ — moment skręcający w badanym przekroju wywołany momentem $X = 1$.

Wtedy równania momentów statycznie niewyznaczalnego systemu są:

$$M_g = M_{go} + X\cos\varphi$$

$$M_s = M_{so} + X\sin\varphi$$

$$X = \frac{\int M_{go}\cos\varphi\,ds + v\int M_{so}\sin\varphi\,ds}{\int\cos\varphi\,ds + v\int\sin^2\varphi\,ds},$$

Wartość spółczynnika $v = \frac{EI}{GI_1}$ dla różnych numerów dwuteówek walcowanych podaje następująca tablica:

Dwuteówki	I 12	I 16	I 20	I 24	I 28	I 32	I 40	I 50
v =	0,0227	0,0193	0,0173	0,0161	0,0161	0,0160	0,0159	0,159

przyczem E = moduł sprężystości,
G = moduł skręcania,
= moment bezwładności,
I_1 = biegunowy moment bezwładności.

Spółczynnik v zależy od przekroju, lecz wpływa bardzo nieznacznie na wartość X.

Dla półkola o promieniu r otrzymujemy

$$X = - wr^2 \left(\frac{4}{\pi} - 1\right)$$

Dla ćwiartki koła zaś

$$X = - w r^2 \frac{0{,}1287 + 0{,}0132\, v}{1{,}2854 + 0{,}2854\, v}$$

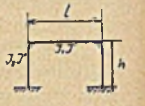


Fig. 522

Z wykresu na fig. 521 można wyznaczyć moment X (przy średniem v) dla łuku koła o dowolnym kącie w granicach od 0 do 140°.

Dla dźwigara załamanego o kształcie prostokątnym (fig. 522) moment gnący w narożu, a zarazem moment skręcający w przekroju zamocowania wynosi

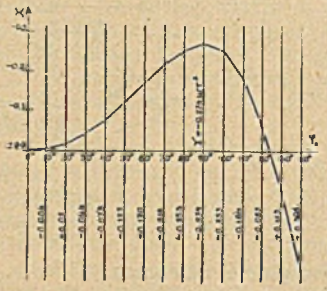


Fig. 521

$$X = - \frac{\frac{wl^2}{48\,EI_1} + \frac{wl^2\,h}{8\,GI''}}{\frac{l}{2\,EI_1} + \frac{h}{GI''}}$$

Moment gnący w narożu, a zarazem moment skręcający w przekroju zamocowania, wynosi:

$$M = X + \frac{wl^2}{8}$$

10. Przeguby.

W budowlach szkieletowych rzadko spotyka się belki z przegubami, gdyż konstrukcja powinna być zazwyczaj możliwie sztywna, przeguby zaś sztywność tę zmniejszają. Ostre załamanie linji ugięcia w przegubie również nie jest korzystne dla stropów, które w tych miejscach łatwo pękają, o ile nie umieści się szwów dylatacyjnych, które tu są zwykle niepożądane. Niekorzyść ta zwiększa się jeszcze na przegubie ruchomym. Z tych powodów pożądane jest stosowanie sztywnych połączeń.

Przeguby mają tylko wówczas znaczenie, i zastosowanie, gdy z pewnych określonych powodów trzeba oddzielić od siebie poszczególne części budynku, przedewszystkiem ze względu na osiadanie

gruntu np. w terenach kopalnianych, na gruncie o nierównomiernem dopuszczalnem ciśnieniu, a także dla części budynku o bardzo różnej temperaturze wewnętrznej.

11. Dylatacje.

Budynki szkieletowe wykonywa się przeważnie bez fug dylatacyjnych, gdyż zmiana temperatury nie ma dużego wpływu na konstrukcję żelazną, obudowaną i izolowaną. Dylatacje stosuje się jednak dla bardzo długich budynków, mających ponad 60—80 m długości.

W razie, gdy nie wykonywuje się fug dylatacyjnych, dobrze jest przy wykończeniu montażu pozostawić w niektórych miejscach dźwigary niepołączone, aby w ten sposób uniknąć naprężeń i odkształceń od działania temperatury, dopóki konstrukcja żelazna nie zostanie zasłonięta. Dopiero po obudowaniu szkieletu, lecz przed ułożeniem podłogi i przed tynkowaniem stropów, łączy się dźwigary te ostatecznie.

12. Waga żelaznych konstrukcyj szkieletowych.

Koszt konstrukcji żelaznej zależy przedewszystkiem od wagi użytego żelaza. Waga ta zależy znów od wysokości gmachu, jego wymiarów poziomych, ciężaru stropów i ścian, oraz obciążeń użytecznych. Wogóle przyjmuje się dla konstrukcyj spawanych wagę od 14—18 kg/m^3, dla nitowanych od 18—22 kg/m^3 obudowanej przestrzeni dla budynków szkieletowych wielopiętrowych, w granicach do 10—15 pięter. Dla niewielkich domów mieszkalnych przyjąć można 8—12 kg/m^3 dla konstrukcyj spawanych, zaś 10 —14 kg/m^3 dla nitowanych. Jeżeli budynek posiada ciężkie tężniki ramowe, wagę należy podnieść jeszcze, nawet do 2 kg/m^3; również zwiększa się ona w budynkach o znacznych obciążeniach użytecznych stropów (np. magazyny), oraz dla znacznych wysokości wież. Natomiast zmniejsza się waga żelaza w granicach do 20%, jeżeli zastosuje się stropy samodźwigające (por. fig. 433).

Konstrukcje spawano-nitowane (spawane w warsztacie, a nitowane na budowie) są lżejsze od wyłącznie nitowanych mniej więcej o 10%.

W tych warunkach konstrukcja spawana jest, tak u nas jak i zagranicą, zawsze tańsza od nitowanej lub nitowano-spawanej, nawet przy nieco wyższych cenach jednostkowych. Z tego też powodu niemal wszystkie budowle żelazne wznoszone ostatnio w Polsce, wykonane są jako spawane. Nitowanych nie opłaca się wznosić, są bowiem zawsze droższe.

Budynki przemysłowe szkieletowe, których hale posiadają znaczne wysokości, jak hale fabryczne i t. d., posiadają znacznie mniejszy ciężar szkieletu od mieszkalnych.

Aby ułatwić sporządzenie kosztorysu orjentacyjnego podaję sposób obliczenia ilości żelaza według pisma „Der Stahlbau" 1931.

We wzorach poniższych podano ciężary konstrukcji w *kg/m*^{2}.

l = rozpiętość podciągów w *metrach*;

l, e = rozpiętość, wzgl. odstęp dźwigarów w *metrach*;

h = wysokość piętra w *metrach*,

n = ilość kondygnacyj,

k = naprężenie dopuszczalne żelaza w kg/cm^2:
q = ciężar własny stropu wraz z obciążeniem użytkowem w kg/m^2

a) Ciężar dźwigarów stropowych w kg/m^2:

$$g_1 = 4{,}3\sqrt{\left(\frac{q}{k}\right)^2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}}$$

b) Ciężar podciągów w kg/m^2:

$$g_2 = 4{,}3\sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2}\cdot\sqrt[3]{\frac{L^4}{l}}$$

c) Ciężar słupów w kg/m^2 stropu:

$$g_3 = \frac{q\,x\,h}{k} + \frac{0{,}7\,h^3}{l\,L}$$ (x jest ilością pięter, licząc od góry)

d) Potrzebna ilość żelaza x-tego piętra:

$$g_1 + g_2 + g_3 = 4{,}3\sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2}\left\{\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}}\right\} + \frac{q\,x\,h}{k} + \frac{0{,}7\,h^3}{l\,L}$$

e) Potrzebna ilość żelaza dla n kondygnacyj o jednakowych obciążeniach użytkowych na m^2 rzutu:

$$g_n = n\left[4{,}3\sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2}\left\{\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}}\right\} + \frac{q}{k}\,\frac{(n+1)}{2}\cdot h + \frac{0{,}7\,h^3}{l\,L}\right]$$

f) Potrzebna ilość żelaza na 1 m^3 budynku:

$$g = \frac{4{,}3}{h}\cdot\sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2}\left\{\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}}\right\}\frac{q}{k}\,\frac{(n+1)}{2} + \frac{0{,}7\,h^3}{l\,L}$$

Przy oszczędnie zaprojektowanej konstrukcji można wyniki otrzymane z tych wzorów zmniejszyć o 10—15%, zaś przy zastosowaniu konstrukcji spawanej jeszcze o 20—30%.

Przykład: Ilość pięter $n = 20$, ciężar własny stropów wraz z obciążeniem użytkowem $q = 800\ kg/m^2$, napręż. dopuszcz. $k = 1200\ kg/cm^2$, wysokości pięter $h = 3{,}3\ m$; odstępy dźwigarów stropu $e = 1{,}5\ m$, rozpiętości dźwigarów stropu $l = 6{,}0\ m$; rozpiętość podciągów $L = 6{,}0\ m$.

$$= \frac{4{,}3}{3{,}3}\cdot\sqrt[3]{\left(\frac{800}{1200}\right)^2}\left\{\sqrt[3]{\frac{6{,}0^4}{1{,}5}} + \sqrt[3]{\frac{6{,}0^4}{6}}\right\} + \frac{800}{1200}\cdot\frac{(20+1)}{2} + \frac{0{,}7\cdot 3{,}3^3}{6{,}0\times 6{,}0} =$$

$$= 1{,}3\ .\ 0{,}165\left\{9{,}53 + 6{,}0\right\} + 7{,}0 + 0{,}21 = \sim 23\ kg/m^3$$

Mając stropy o różnych obciążeniach q, należy przyjąć średnią wartość we wszystkich piętrach.

13. Urządzenia komunikacyjne.

Wszystkie urządzenia komunikacyjne, schody, windy i t. d. powinny być skupione obok siebie. W domach wielopiętrowych windy są główną arterją komunikacyjną przy wjeździe w górę, a dla budynków od około 6—8 pięter i przy zjeździe w dół. Schody służą przedewszystkiem dla komunikacji wewnętrznej z jednej kondygnacji na drugą w biurach zajmujących kilka pięter, oraz na wypadek, gdy winda stanie. W budynkach publicznych o dość dużym ruchu

międzypiętrowym umieszcza się czasem t. zw. paternostry, t. j. dźwigi poruszające się bez przerwy, ale i bez przystanków.

Klatka schodowa musi być zamknięta ogniotrwale, a więc albo otoczona ścianami o grubości conajmniej 1 cegły, albo cieńszą (10—15 cm) odpowiednio uzbrojoną ścianę żelbetową, otulającą należycie słupy, podciągi i policzki, zamknięte w niej. W budynkach publicznych należy klatki schodowe wykorzystać na ewentualne schrony przeciwgazowe; musi być ona podówczas górą przykryta płytą żelbetową o grubości min. 70 cm, silnie zbrojoną (por. Podr. Inż. t. IV, str. 2861). Przykład klatki schodowej, por. fig. 523.

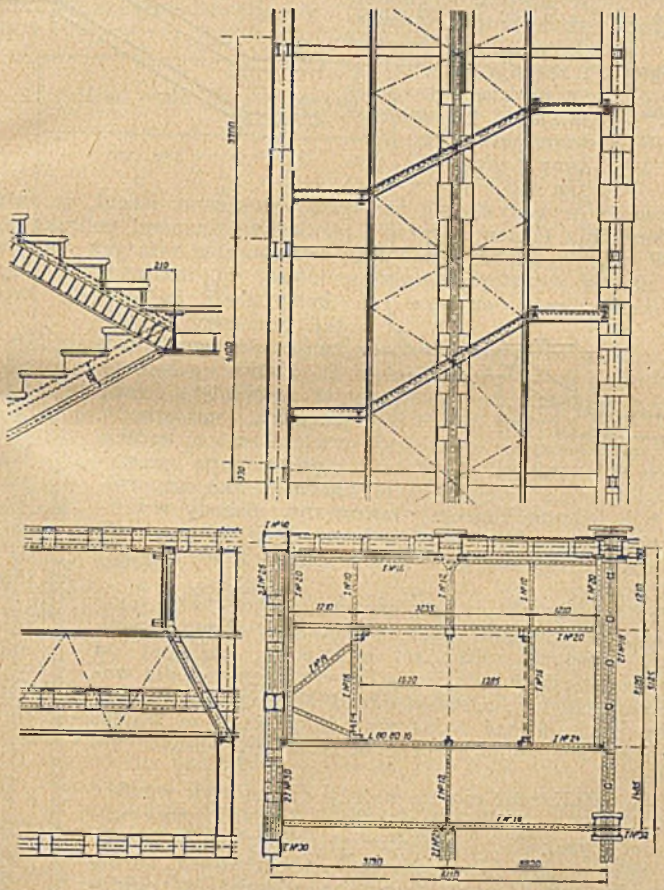


Fig. 523. Klatka schodowa w gmachu Prudential w Warszawie

Przy budowie schodów wskazane jest zastosowanie takich materjałów, aby można było oddać je jak najprędzej do użytku, gdyż konstrukcja schodów prowizorycznych połączona jest z niewygodą i niepotrzebnemi kosztami.

Przy wykonaniu szkieletu żelaznego celowa jest konstrukcja schodów żelazna, możliwie lekka i w miarę możności bez specjalnych dodatkowych słupów; rzadko stosuje się małe dodatkowe słupki dla podparcia dźwigarów podestowych (figura 254), porównaj też figurę 470. Dźwigary policzkowe można dopasować do zaokrąglonych biegów. Przy większych wygięciach można uzyskać każdy kształt przy pomocy spawania; uzyskuje się to w ten sposób, że dźwigar wygina się aż do stopki odpowiednim klinem, wygina i zespaja; klin wycięty można wstawić w miejscu rozsuniętego przecięcia (fig. 525). Inny przykład por. fig. 526.

Fig. 524

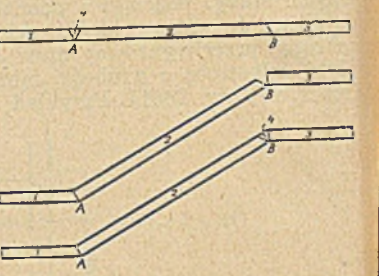


Fig. 525

Schody wykonywa się zazwyczaj kamienne, ewent. ze sztucznego kamienia (beton, tarazzo), pomiędzy żelaznemi policzkami.

W głównej klatce schodowej, zwłaszcza w niższych kondygnacjach układa się stopnie kosztowniejsze, np. marmurowe. Najczęściej umieszczone są one na konstrukcji żelbetowej, rozpiętej pomiędzy policzkami żelaznemi. Jeżeli klatka schodowa jest zamknięta ścianą ceglaną, to schody, zwłaszcza boczne, węższe, mogą być wykonane jako wspornikowe t. j. jednym końcem wmurowane. Schody wspornikowe można zastosować i w konstrukcji żelaznej, ale zazwyczaj stosuje się je w tym wypadku tylko dla lekkich schodów.

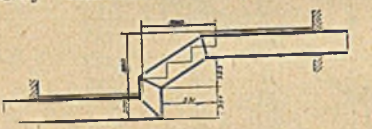


Fig. 526

Dźwigi osobowe umieszcza się przeważnie obok schodów, ze względu na bezpieczeństwo komunikacji. Dźwigi ciężarowe natomiast oddzielnie, najlepiej od strony podwórza, w miejscach łatwo dostępnych dla wozów i samochodów, odsuniętych od ubikacyj, w których mógłby przeszkadzać hałas wywołany przez te windy. Dźwigi osobowe, umieszczone obok siebie, oddziela się ścianką.

Fig. 527

Na najniższem piętrze należy dołem szyb wpuścić na 1,0 do 1,25 m pod podłogę (fig. 527). Na piętrze najwyższem wysokość od powierzchni podłogi najwyższego przystanku windy do stropu nad szybem wynosi od 3,5 do 4,0 m. Grubość tego stropu, który musi być ogniotrwały, min. 25 cm.

Celem umieszczenia motoru należy na górze wyprowadzić szyb około 2,5—3,0 m ponad poziom stropu. Rama pod motor, złożona zazwyczaj z ceówek, powinna znajdować się na poziomie 70—80 cm ponad stropem. Dźwigary ramy dla motoru wymiarować należy na podstawie naprężenia $k = 400$ kg/cm²

aby uniknąć ugięć, utrudniających ruch. Pomieszczenie maszynowe górą powinno mieć wymiary min. 5 m², lepiej więcej, np. 2,4 × 2,4 m, zaś wysokość conajmniej 1,80 m.

Dla zapewnienia cichego ruchu dźwigu należy pod dźwigarami motoru położyć izolację o dużej wytrzymałości na ciśnienie. W tym celu stosuje się np. płytę z korka prasowanego o naprężeniu dopuszczalnem około 15 kg/cm² o grub. ok. 3 cm, płyty Antivibrit o dop. napr. 200 kg/cm², a o grub. 1—2 cm. Potrzebna jest również izolacja między prowodnicą (szyną kierującą) a ścianą szybu.

W nast. tablicy podane są stosowane w Europie powierzchnie kabin dźwigów osobowych, — w rubryce (a) powierzchnia minimalna, w rubryce (b) powierzchnia normalna:

Ilość osób przewożonych	(a)	(b)
1	0,4 m^2	0,5 m^2
2	0,7 „	0,8 „
3	0,9 „	1,1 „
4	1,1 „	1,6 „
6	1,5 „	2,2 „
10	3,1 „	3,0 „
15	3,0 „	4,2 „

Kształt kabiny może być kwadratowy lub nieco podłużny. Np. kabina o pow. 2,20 m² może mieć wymiary 1,5×1,5 m (wymiary zaokrąglone) albo 1,3 × 1,75 m. Windy służące do przewożenia chorych powinny mieć wymiar conajmniej 1,75 × 2,75 m.

Obok kabiny powinna być w szybie wolna przestrzeń 200 do 400 mm ze strony przeciwwagi, zaś 100—200 mm z innych stron.

Szybkości dźwigów stosowane w Europie są mniej więcej następujące:

Dla wysokości	h = 20	25	30	35	m
wynosi szybkość wind osobowych conajmniej	= 0,8	0,8	1,2	1,5	$m/sek.$
„ dla chorych	= 0,4	0,5	0,6	0,6	„
„ towarowych ciężkich	= 0,3	0,4	0,5	0,6	„
„ „ lekkich	= 0,5	0,6	0,8	1,2	„

Dźwigi towarowe lekkie mają udźwig ok. 1 tonny, ciężkie około 3 tonn i wyżej.

Dla wysokości większych, powinno się stosować dźwigi szybsze do 2 i 3 m/sek dla budynków ok. 100 m. Magistrat Warszawski dopuszcza jako zasadę 1,5 m/sek., co dla budynków kilkunastopiętrowych jest zbyt mało. Szybkość dźwigów amerykańskich jest znacznie większa i wynosi: 2,5—4 m/sek, a nawet jeszcze więcej.

W obliczeniu przyjmuje się zazwyczaj, że obciążenie ścian szybu równa się dziesięciokrotnemu udźwigowi windy. Np. dla windy o udźwigu 300 kg, przyjmuje się ciężar 3000 kg; ciężar ten rozdziela się na 2 przeciwległe ściany (nie na cztery) i to nie w równych częściach, dlatego obciążenie na jedną ścianę należy przyjąć tu 2000 kg.

Jeżeli maszynownia jest na dole, to obciążenie na ściany szybu zwiększa się o 50—60%, — wtedy przy obciążeniu użytecznem 300 kg, otrzymamy obciążenie na ściany szybu 5000 kg, a na jedną ścianę 3000—3500 kg.

W budynkach wyższych ponad 10 pięter, czasem i w niższych, umieszcza się zazwyczaj dźwigi dwojakie: jedne, obsługujące piętra niższe, drugie piętra wyższe. Pierwsze („lokalne") zatrzymują się na każdem piętrze i dochodzą czasem tylko do najwyższego, częściej tylko do któregoś pośredniego piętra, drugie („ekspresowe") podnoszą się bez zatrzymania do jednego z wyższych pięter, a potem dopiero zatrzymują na każdem. Np. 9 piętrowy gmach Powsz. Zakładu Ubezp. Wzaj. w Warszawie posiada jedną windę obsługującą 5 niższych pięter, a drugą, idącą normalnie od parteru do 5 piętra, a obsługującą kolejno każde z tych pięter. W przeciętnym amerykańskim gmachu 40-piętrowym przyjąć można jako zasadę normalną: a) windy obsługujące kolejno aż do piętra 15, b) windy idące odrazu na piętro 15, a potem zatrzymujące się na każdem od 15 do 25, c) windy pośpieszne (ekspresowe) idące odrazu na piętro od 25 do 40.

Paternostry są to dźwigi pozostające w stałym, powolnym ruchu, najwyżej 0,25 m/sek. Kabiny ich połączone w szereg, doszedłszy do góry jednym szybem, przesuwają się poprzecznie i sąsiednim szybem poruszają się w dół, skąd znów powracają szybem pierwszym do góry. Wysokość kabiny powinna być conajmniej 2 m, szerokość kabiny jednoosobowej 75 cm, dwuosobowej 1,00 m; szerokość wejścia musi być taka sama. Dołem i górą należy przedłużyć szyb na odpowiednią wysokość, zwykle 2,00 m.

14. Fundamenty.

Fundamenty budowli szkieletowych, mogą być wykazane we wszystkich nieomal typach stosowanych dla innych budowli, poczynając od płyt i ław żelbetowych, a kończąc na kesonach (por. Podr. Inż., tom I, str. 702, oraz tom III, str. 2174).

Płyty żelbetowe mogą być założone tak pod jednym, jak łącznie pod kilku słupami, przyczem środek ciężkości zarysu poziomego płyty powinien schodzić się z wypadkową ciśnień odpowiednich słupów. Stąd wynikają kształty trapezowe, wieloboczne i t. d.

Zarysy poziome płyty jak najprostsze, bez wklęsłych kątów. Jeżeli płyty zbliżają się bardzo do siebie, lepiej zamiast kilka płyt założyć jedną o odpowiedniej powierzchni. Np. zamiast 3 płyt a lepiej założyć jedną ławę b (fig. 528). Sąsiadujące z sobą płyty mogą leżeć na rozmaitych wysokościach, jednak linja ab nie powinna być stromsza niż kąt tarcia danego gruntu (fig. 529).

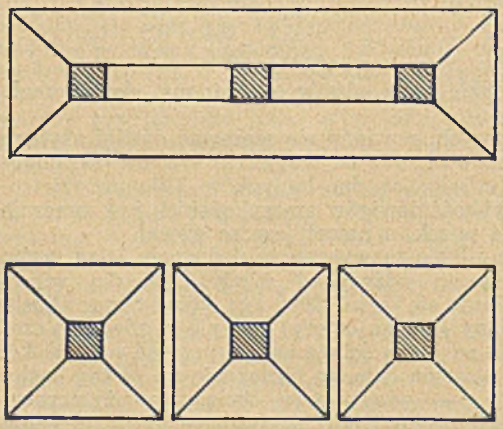


Fig. 528

Należy, o ile tylko możliwe, eliminować fundamenty jednostronne (t. III, str. 2175), zamieniając je na konstrukcje lub fundamenty trapezowe wedle fig. 678 lub

wspornikowe (fig. 678 — na tejże str., t. III). Konstrukcje wspornikowe przedstawiają również fig. 530 i 531.

Przy większych obciążeniach wykonywa się nieraz fundament jako płytę żelbetową pod całym budynkiem lub pod jego częścią; mimośród środka ciężkości i wypadkowej ciężarów będzie wtedy nieraz nie do uniknięcia, czego zresztą nie trzeba przeceniać. Przy większych wymiarach i obciążeniach płytę taką wykonywuje się jako żebrowaną, przyczem żebra mogą być dołem lub górą (por. fig. 532 i 533). W każdym razie płyta fundamentowa musi być możliwie sztywna, dlatego wykonywanie jej jako odwróconej płyty grzybkowej, której grubość jest zwykle bardzo mała, jest niewskazana. (Pozatem por. Podr. Inż., tom III, str. 2174 i 2175).

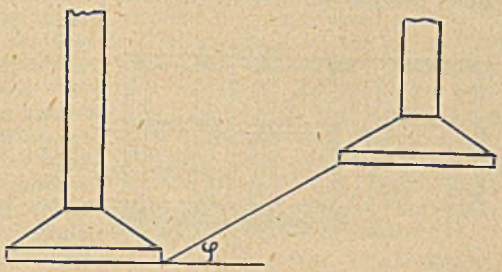


Fig. 529

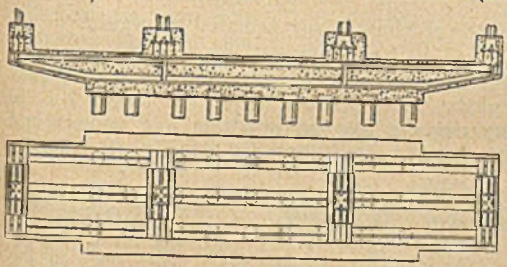


Fig. 530

Fundamenty na palach por. t. I, str. 707 i n. oraz tom III, str. 2167 i n. Należy zwrócić uwagę na to, że wbijanie pali w grunt wywołuje wstrząsy, które zkolei mogą spowodować pęknięcia w sąsiednich budynkach. Z tego powodu nieraz musi zastosować się pale wkręcane lub zapuszczane w inny sposób (por. Podr. inż. tom III, str. 2167 i nast.).

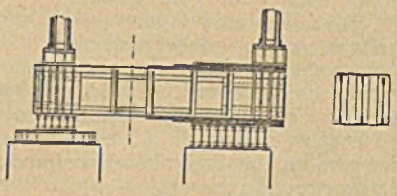


Fig. 531

Fundamenty na studniach zdarzają się u nas rzadko, jeszcze rzadziej fundamenty na kesonach. Jednak w Ameryce przy budowie drapaczów chmur nieraz trzeba się do nich uciekać. Co do wykonania por. t. I, str. 711 i nast. Niekiedy potrzeba zapuścić keson tylko w jednem miejscu, t. j. tam, gdzie kondygnacje podziemne muszą lokalnie zejść pod wodę nisko.

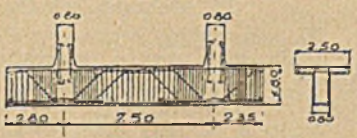


Fig. 532

Przy obliczaniu fundamentów pamiętać należy zawsze o redukcji obciążeń ruchomych w myśl wytycznych podanych na str. 3022.

Przy projektowaniu kondygnacyj podziemnych, należy sobie zdać sprawę odrazu z jakości gruntu, upadu warstw, (uprzednio należy przeprowadzić możliwie dokładne badanie), oraz z poziomu wód podziemnych, w których praca jest zawsze bardzo utrudniona. Lepiej przeprojektować ewentualne kondygnacje podziemne i np. zamiast w dwu, starać się pomieścić w jednej, niż wchodzić w drogie roboty podwodne.

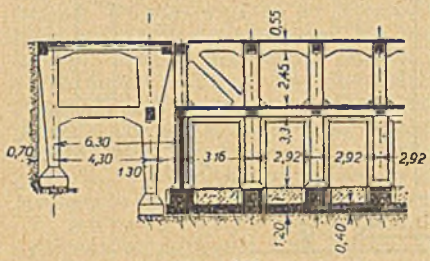


Fig. 533

Kondygnacje podziemne muszą nadto przejąć parcie ziemi na ściany zewnętrzne i dlatego też ściany te powinne być wykonane jako mury oporowe, utwierdzone w słupach, w podciągach i ewent. płytach fundamentowych. Mogą być wykonane z betonu, żelbetu lub nawet z cegły na cemencie. O ile są z żelbetu, można je ewentualnie wykonać jako płyty krzyżowe zbrojone. Jeżeli uzbrojenie całe lub częściowo jest poziome, to na odpowiednią część słupów przenosi się moment zginający.

15. Ochrona szkieletowej konstrukcji żelaznej od ognia.

Ochrona szkieletowej konstrukcji żelaznej od ognia polega na osłonięciu jej odpowiednią warstwą ogniotrwałą. Taką warstwą jest dobra cegła, pełna lub pusta, na cemencie, beton na siatce i t. p. Przestrzeń (fuga) między cegłą a słupem powinna być wypełniona dokładnie zaprawą cementową. Przykłady por. fig. 415 i nast., a także fig. 534 i 535. Można też zastosować torkretowanie na siatce (gmach Izby Skarbowej w Katowicach). W obu wypadkach warstwa ta spełnia zarazem rolę ochrony od rdzy.

Fig. 534

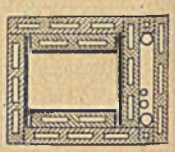


Fig. 535

Sposoby ochrony od ognia podane są w Podr. inż. tom IV.

Niezależnie od tego w budynkach o dużem niebezpieczeństwie pożaru, w których zbiera się wielka ilość ludzi, stosuje się zagranicą często urządzenia, które przy pewnej temperaturze działają automatycznie, zraszając miejsce zagrożone. Urządzenia takie są dosyć kosztowne, ale dają bardzo dodatnie wyniki, a składki do ubezpieczalni są dla budynków, posiadających taki aparat, znacznie niższe od normalnych.

16. Ochrona konstrukcji żelaznej od rdzy.

Na konstrukcję żelazną działają szkodliwie, powodując rdzewienie: woda, gips, wapno, wszystkie ciała, które zawierają siarkę i kwasy. Najbardziej narażone są oczywiście części zewnętrzne, stykające się bezpośrednio z wilgotnem powietrzem.

Ochronę od rdzy przeprowadzano dawniej przy pomocy powłok olejnych lub minjowych. Rezultaty tej ochrony były wogóle wystarczające. Przy rozbiórce Madison Square Building po 35 latach istnienia nie znaleziono na żelazie śladów rdzy, a konstrukcja była tak dobrze zachowana, że 90% dźwigarów zużyto do innej budowli.

Wewnątrz wypełnia się zazwyczaj słupy betonem. Aby ten beton, wlewany zazwyczaj z góry, mógł dojść wszędzie, powinna przestrzeń wewnętrzna być możliwie pusta, a więc bez takich usztywnień, któreby utrudniały należyte wypełnienie wnętrza betonem.

Części odsłonięte konstrukcji żelaznej, np. dachy, świetliki i t. d. pokrywa się minją, farbami olejnemi, oraz powłokami terowemi, asfaltowemi i innemi. Dzisiaj wchodzi coraz częściej w użycie powłoka natryskowa cynkowa, bardzo trwała i dobra, ale dość droga. W częściach osłoniętych najlepsza jest powłoka betonowa lub cementowa, wykonana j. w. Gorsze są natomiast osłony z betonów lekkich. Powłoka będzie niedostateczna, jeżeli zastosowany zostanie beton chudy. Powłokę betonową stosuje się na czystem żelazie, niepowleczonem żadną farbą, która tylko może zmniejszyć przyczepność betonu do konstrukcji. Bardzo korzystne jest zastosowanie na ścianie zewnętrznej wyprawy cementowej.

W ostatnich czasach zaczęto wyrabiać żelazo (stal) trudno rdzewiejące i nierdzewiejące, co uzyskuje się przez dodanie pewnych metali, jak chromu, niklu, kobaltu, miedzi i t. d. Najtańsze jest dodanie miedzi w ilości 0,25 do 0,5% miedzi. Większy jej dodatek zmniejsza jednak wytrzymałość żelaza.

Dla konstrukcyj bez ochrony na powietrzu nadaje się nierdzewiejąca stal specjalna V 2 A—Nirosta, wyrabiana przez zakłady Kruppa; jest ona jednak jeszcze bardzo droga; u nas nie wyrabia się jej.

17. Ochrona od wstrząsów.

Najskuteczniejszym środkiem dla zmniejszenia wstrząsów od ruchu kołowego na ulicy, jest zastosowanie odpowiedniej, jak najgładszej nawierzchni na przylegającej ulicy.

Jeżeli to nie da się uzyskać, albo jeżeli nie wystarcza ze względu na zbyt silny ruch ciężarowy na ulicy, to można zaizolować podstawy słupów. Najlepiej umieścić je na warstwie ołowiu, która jednocześnie spełnia funkcję izolatora dźwięków, a przedewszystkiem najlepiej rozkłada ciśnienie słupa na stopę betonową.

Jako ochronę od dużych wstrząsów spowodowanych tramwajami i kolejkami nadziemnemi stosuje się czasem w N. Jorku pod stopami słupów w bloku fundamentowym 5 warstw izolacyjnych, składających się kolejno z 3 mm ołowiu, 9 mm azbestu, 2 mm galwanizowanego żelaza i znów 9 mm azbestu i 3 mm ołowiu. Na tej warstwie izolacyjnej umieszcza się ruszt z dźwigarów. Przy izolowaniu od wstrząsów bowiem obowiązuje również zasada, że kilka materjałów o bardzo różnem przewodnictwie, połączonych razem, działa najlepiej.

W razie wielkich wstrząsów ulicznych, dobrze jest zastosować kanały, okrążające budynek, a tem samem izolujące go od nich.

Najgorsze są wstrząsy, spowodowane przez przejazd kolei żelaznej nadziemnej lub podziemnej w pobliżu budynku lub niekiedy wprost przez budynek.

Przytaczam przykład, wzięty z nowojorskiego budynku dziennika Times. Ma on w rzucie poziomym kształt wydłużonego trapezu; w celu uzyskania większych ubikacyj piwnicznych, wystąpiono jednak poniżej terenu znacznie poza lica ściany budynku. Trudnością do pokonania była podziemna kolej elektryczna, która skręcając z 42 ulicy

w Broadway, podchodzi ostrym łukiem pod budynek (fig. 536). Zarząd kolejowy zgodził się na przeprowadzenie fundamentu przez tunel pod tym tylko warunkiem, by w żaden sposób nie przeszkodzić swobodnemu ruchowi kolejowemu. Słupy nie wchodzące w tunel przeprowadzono więc wprost do fundamentów (do głębokości 10 *m*), natomiast w części tunelowej wprowadzono słupy inne *S*, rozłożone między torami, opie-

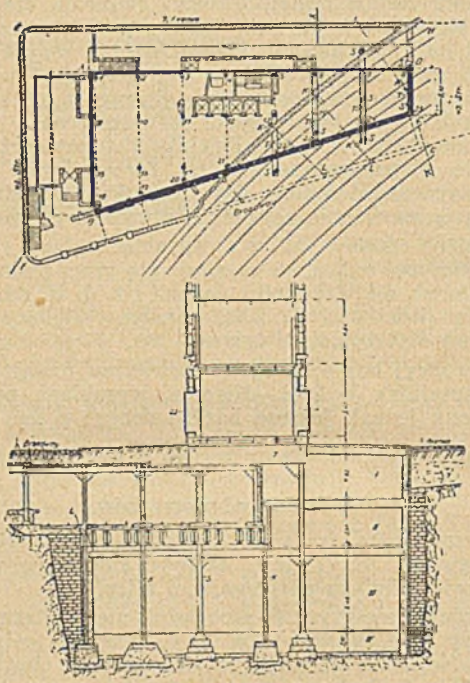


Fig. 536

rając na nich silne żelazne podciągi skrzynkowe *TT*, przejmujące ciężar wyeliminowanych słupów nadziemnej części budowy. Dla podparcia ścian tunelu i torów kolejowych zastosowano osobne podciągi, zaznaczone na fig. 530. linją „kreska-kropka", aby wstrząśnień z powodu przejazdu pociągów nie przenosić na fundamenty budynku. Dążność ta przejawiła się i w samem wykształtowaniu płyt fundamentowych. Ciężar słupów budynku przenosi się przez słupy żelazne, cios granitowy i blok betonowy bezpośrednio na skałę; natomiast fundament betonowy słupów podstawowych, wzmocniony rusztem żelaznym, spoczywa na ławie piaskowej, łagodzącej znacznie wstrząśnienia. W ten sposób rozwiązano to trudne zadanie w zupełnie zadowalający sposób.

18. Ochrona od dźwięków (por. „Podr. Inż." tom IV, str. 18)

Jeżeli chodzi o głosy z zewnątrz lub z ubikacyj sąsiednich, to najlepsze są osłony i ściany ceglane, też betonowe, zwłaszcza z betonów lekkich. Materjały, izolujące dobrze od ciepła i zimna, a więc złe przewodniki ciepła, izolują wogóle równie dobrze od dźwięków. Aby zmniejszyć przenoszenie się dźwięków przez konstrukcję żelazną, stosowano w poszczególnych wypadkach przełożenie styków papą,

azbestem, korkiem, antivibritem i innemi materjałami, które również mają izolować od przenoszenia się wstrząsów. Daje to pewne korzystne rezultaty, jednakże wogóle nie jest potrzebne. Rolę tę spełnia w dużym stopniu podkładka ołowiana pod żelazną podstawę słupów. Dobre rezultaty daje warstwa celotexu, azbestu i t. d. Najlepsze rezultaty daje kilka materjałów umieszczonych na sobie w odpowiednich warstwach.

Aby uchronić się od hałasów pochodzących z innych kondygnacyj, należy stosować stropy możliwie nieakustyczne. Niekorzystne są stropy na lepiku, zwłaszcza żelbetowe; natomiast korzystne stropy ceglane rozmaitych systemów z odpowiednią podsypką. Podsypka daje zresztą dobre rezultaty i przy stropach żelbetowych. Stosowanie mastewalu, celolitu i t. d. zamiast podsypki, jest już mniej celowe.

Literatura.

Boguckі: Rozwój budownictwa żelaznego i wpływ jego na architekturę. Czas. Techn. 1908.

Boguckі: Współczesne budownictwo żelazne. Czas. Techn. 1930.

Bryła: Amerykańskie wysokie domy t. zw. drapacze chmur. Przegląd Techniczny 1914 i odb.

Bryła: Podręcznik budownictwa żelaznego. Lwów 1924.

Bryła: Budowa 16 piętrowego gmachu tow. Prudential w Warszawie. Przegląd Techn. 1932, też po franc., ang. i niem.

Bryła: Budowa gmachu P. K. O. w Warszawie. Przegląd Budowlany 1933, też po francusku i angielsku.

Bryła: Spawane konstrukcje stalowe gmachu F. K. W. w Warszawie. Spawanie i Cięcie Metali. 1935.

Bryła i Griffel: Budowa 14 piętrowego gmachu o szkielecie stalowym w Katowicach. Czas. Techn. 1932.

Stal w budownictwie. Wykłady urządzone przez Radę Stalową w Politechnice Warszawskiej. Czas. Techn. 1935 i odb.

Bonhomme et Silvestre. Constructions métalliques. Paryż 1921.

Le gratte-ciel américain. Paryż 1932.

Godard: Régles pratiques pour la construction des charpentes métalliques. Paryż 1925.

Milo S. Ketchum: Structural engineer's handbook. Londyn 1918.

Hauf: Design of steel buildings. N. Jork 1933.

Rappold: Bau der Wolkenkratzer. Monachjum i Berlin 1913.

Gregor: Der praktische Eisenhochbau. Berlin 1923.

Hawranek: Der Stahlskelettbau. Berlin i Wiedeń 1931.

Bleich: Stahlhochbauten. Berlin 1932 i 1934.

Grüning: Der Eisenbau. Berlin 1929.

Pisma: Czasop. Techniczne, Przegląd Techniczny, Spawanie i Cięcie Metali, Génie Civil, Ossature Métallique, Engineering News Record, Stahlbau, Bauingenieur.

Zdjęcia miast.*)

Napisał
Inż. Władysław Wojtan,
profesor politechniki lwowskiej.

I. Wstęp.

Zdjęcia wielkich i średnich miast wykonywa się zwykle oddzielnie od pomiaru całego kraju (państwa). Czynności te przeprowadzają osobne biura pomiarów miast, które są nawet wtedy potrzebne, gdy zdjęcie miasta wykonywa państwo[1]).

Dobrze wykonane zdjęcie miasta ułatwia w wysokim stopniu techniczną administrację miasta i jest dla większych miast niezbędne. Miasta, nieposiadające dokładnych planów tak poziomych jak i wysokościowych, powinny przystąpić do wykonania tychże. Czynniki państwowe mogą przyjść z pomocą miastu przez wykonanie triangulacji ewentualnie także poligonizacji, a zdjęcie szczegółów wykonywa miasto (biuro pomiarowe miejskie). Wyniki tych pomiarów mogą być wzajemnie odstąpione za odpowiedniem wynagrodzeniem.

Zadaniem biura pomiarowego miejskiego jest wykonanie dokładnych zdjęć poziomych miasta w skali większej i mniejszej oraz planów wysokościowych, przedstawiających ukształtowanie terenu, ulic i dróg miejskich. Plany miast należy tak wykonać, by na ich podstawie można było projektować wszelkie roboty techniczne miejskie: regulację i rozbudowę miasta, odwodnienie (kanalizację), wodociągi i t. d. Plany te trzeba stale uzupełniać zmianami zaszłemi na terenie.

Przy pomiarach miast potrzebna jest znacznie większa dokładność niż przy zdejmowaniu innych obszarów, ze względu na większą wartość (cenę) gruntów i budynków miejskich. Występują tu trudności w pracach pomiarowych z przyczyny zabudowania terenu i ruchu miejskiego.

II. Triangulacja miasta.

Rodzaje triangulacji. Główną podstawą pomiaru miasta jest sieć triangulacyjna. Triangulacja miasta może być albo nawiązana do triangulacji państwowej II-go ewentualnie III-go rzędu, albo jest samoistna (lokalna), oparta na osobnej podstawie (bazie) i orjentacji względem stron świata. Jako przykłady triangulacji podajemy sieci triangulacyjne miast Brna (fig. 537), Charlottenburga (fig. 538) i Hannoveru (fig. 539), które nawiązane są do trian-

[1]) Por. Göbel, Das kommunale Vermessungswesen Deutschlands . . . Zeitschrift für Vermessungswesen 1930, str. 92.

*) Do części VII: Inżynierja miejska w tomie III „Podręcznika inżynierskiego", str. 1467—1762.

gulacji państwowej lub krajowej, oraz sieci triangulacyjne miast Warszawy (fig. 540a i 540b), Wilna (fig. 541) i Lwowa (fig. 542a i 542b), sieci samoistne, oparte na własnej podstawie i orjentacji względem stron świata[1]).

Nawiązując sieć triangulacyjną miasta do sieci triangulacyjnej państwowej II-go rzędu, z pominięciem punktów sieci III-go rzędu (możliwe tylko w wielkich miastach), nie przenosimy na nią błędów

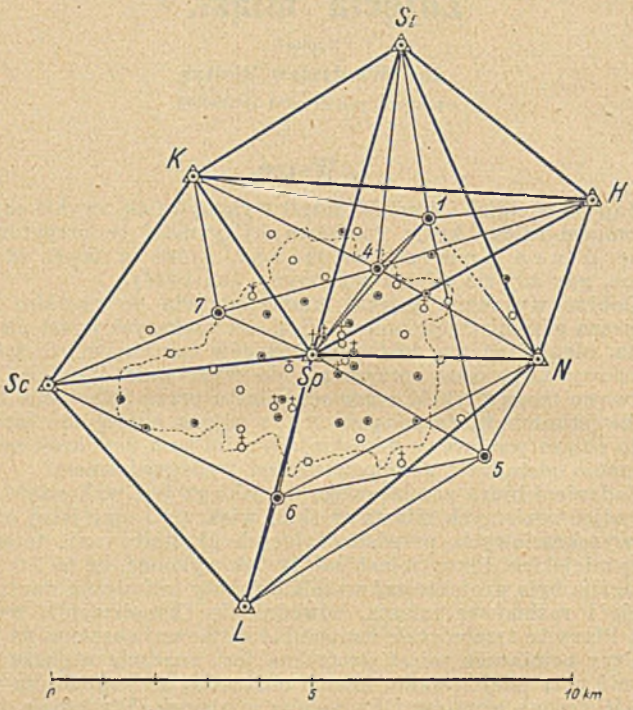


Fig. 537. Sieć triangulacyjna miasta Brna.

triangulacji państwowej III-go rzędu i możemy dowolnie rozszerzać sieć triangulacyjną miasta. Położenie punktów triangulacji miejskiej względem punktów triangulacji państwowej wyznaczamy prawie zawsze zapomocą wcinań obustronnych (fig. 537 i 538).

Jeżeli są tylko 2 punkty triangulacji państwowej, do których można nawiązać się (fig. 539), to włączamy je do sieci triangulacyjnej miasta jako podstawę (bazę). Azymut i długość tej podstawy obliczamy z danych spółrzędnych obu punktów triangulacji państwowej.

Sieć triangulacyjną samoistną (lokalną) zakładamy wtedy, jeżeli niema punktów triangulacji państwowej lub dokładność ich jest za mała. W naszych warunkach stosujemy najczęściej sieci samoistne.

[1]) Na fig. 537 i 538 oznaczono punkty sieci triangulacji państwowej trójkącikami punkty sieci triangulacji miejskiej kółkami, granice miasta linją kreskowaną.

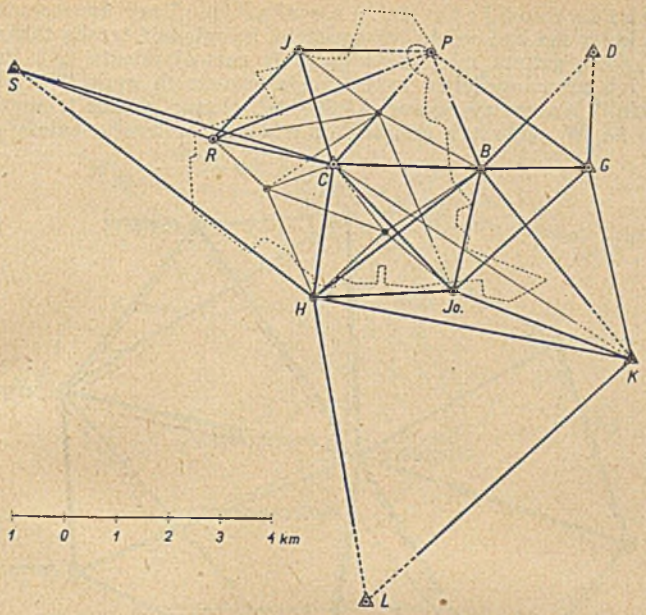


Fig. 538. Sieć triangulacyjna miasta Charlottenburga.

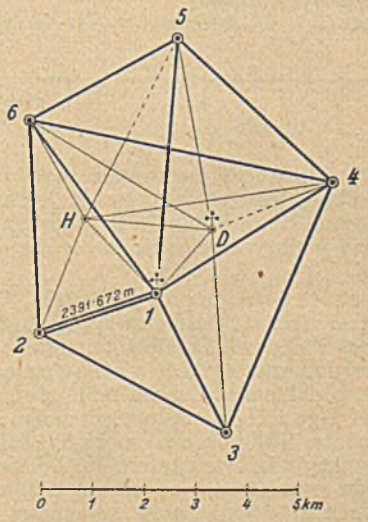


Fig. 539. Sieć triangulacyjna główna miasta Hannoveru. *1, 2* punkty triangulacji kraju o danych spółrzędnych. *1, 2 . . . 6* punkty triangulacji miasta I-go rzędu, *H, D* punkty triangulacji miasta II-go rzędu.

Obszar objęty triangulacją. Przy oznaczaniu obszaru, który ma być objęty triangulacją, uwzględnić trzeba także niezabudowane grunta miejskie i przyszły rozwój miasta t. j. zamierzone lub prawdopodobne przyłączenia sąsiednich gmin. Np. obszar „wielkiej" Warszawy wynosi 15 000 *ha*, obszar objęty triangulacją 20 000 *ha*. W większych miastach, z widokami rozwoju, należy umie-

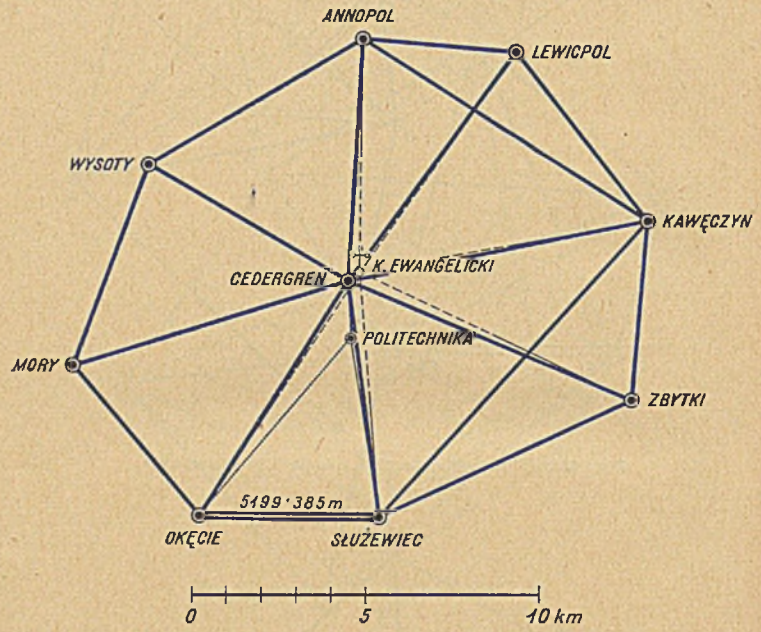


Fig. 540a. Sieć triangulacyjna I-go rzędu miasta Warszawy.

ścić skrajne punkty triangulacyjne wogóle poza miastem, na obwodzie o promieniu kilku kilometrów i połączyć je zapomocą trójkątów z punktem środkowym, który jest zwykle punktem triangulacji państwowej. Te skrajne punkty nawiązuje się także do punktów triangulacji państwowej.

Rzędy sieci triangulacyjnych. Odróżniamy sieć główną, w postaci sieci trójkątów związanych ze sobą, która pod względem dokładności odpowiada sieci triangulacyjnej państwowej II-go lub III-go rzędu, oraz sieć poboczną, złożoną z pojedynczych punktów, o dokładności nieco mniejszej. Sieć główną dzielimy wogóle na sieć I-go i II-go rzędu,wierzchołki jej muszą być stanowiskami instrumentu. Sieć poboczna może być III-go i IV-go rzędu, punktami jej są punkty wieżowe i terenowe. Położenie punktów sieci głównej II-go rzędu wyznaczamy zapomocą wcinania obustronnego. Punkty sieci pobocznej wyznaczamy zapomocą wcinania wprzód (punkty III-go rzędu), wcinania wstecz (punkty IV-go rzędu), wyjątkowo zapomocą wcinania obustronnego, zawsze z wyrównaniem. Z punktów terenowych sieci pobocznej wychodzą poligony, obieramy je podczas zakładania sieci poligonowej. Czasem (w mniejszych mia-

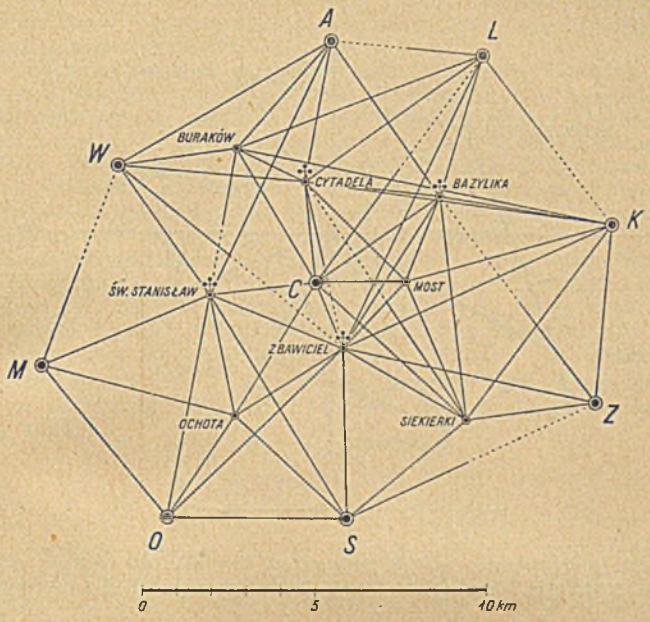


Fig. 540b. Sieć triangulacyjna II-go rzędu miasta Warszawy. Punkty sieci I-go rzędu oznaczono literami.

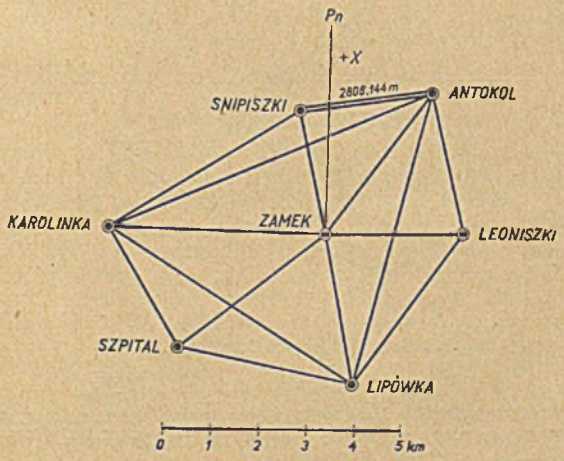


Fig. 541. Sieć triangulacyjna główna miasta Wilna.

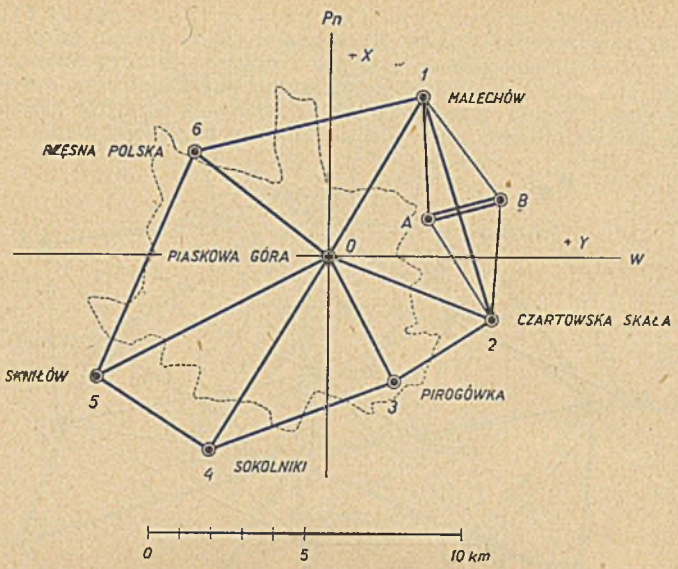


Fig. 542a. Sieć triangulacyjna I-go rzędu miasta Lwowa[1]). *AB* podstawa zmierzona, długości 2377,978 *m*. Granice „wielkiego" Lwowa oznaczono linją kreskowaną.

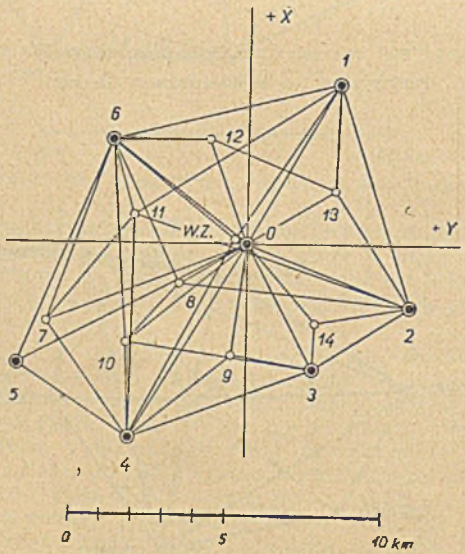


Fig. 542b. Sieć triangulacyjna II-go rzędu miasta Lwowa. *0, 1, 2, 3, 4, 5, 6* punkty I-go rzędu, *W.Z., 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14* punkty II-go rzędu.

[1]) Założona przez II. Katedrę Miernictwa Politechniki Lwowskiej, pod kierownictwem Prof. W. Wojtana.

stach) odróżniamy tylko sieć główną i poboczną, bez dalszego podziału na rzędy. Najprostszą postacią sieci głównej jest trójkąt albo czworokąt z przekątniami.

Sieć triangulacyjna I-go rzędu miasta Warszawy (fig. 540a) składa się z 8 punktów, położonych poza obrębem terenów miejskich i 1 punktu centralnego, znajdującego się w środku miasta. Oprócz tego włączono do tej sieci jeszcze 2 punkty miejskie: kościół Ewangelicki (początek układu spółrzędnych dawnej triangulacji Warszawy, do którego odniesione są wszystkie poprzednie pomiary miejskie) oraz obserwatorjum astronomiczne Politechniki (punkt, na którym wykonano obserwacje astronomiczne w celu wyznaczenia azymutu jednego boku sieci triangulacyjnej). Sieć triangulacyjna II-go rzędu Warszawy (fig. 540b) składa się z 8 punktów, położonych wewnątrz ośmiokąta sieci I-go rzędu. Sieć triangulacyjna III-go i IV-go rzędu obejmuje razem przeszło 300 punktów (sieć III-go rzędu przeszło 120, sieć IV-go rzędu około 180 punktów)[1]).

Dokładność triangulacji. Przy triangulacji Berlina przyjęto następujące granice błędów względnych długości boków sieci:

Sieć	I-go rzędu	1 : 50 000
„	II-go „	1 : 30 000
„	III-go „	1 : 15 000
„	IV-go „	1 : 5 000.

Średnio wynosi granica błędów względnych 1 : 25 000, przyczem triangulacja I-go do III-go rzędu Berlina odpowiada triangulacji katastralnej (pruskiej) III-go i IV-go rzędu, a triangulacja IV-go rzędu posiada boki z reguły mniejsze od 1 000 *m*. W rzeczywistości osiągnięto dokładność znacznie większą od przyjętej. Przy triangulacji I-go rzędu Warszawy otrzymano dokładność przeszło 2 razy większą od powyższej. Wogóle przyjąć można granice błędów 2 razy mniejsze od wartości podanych powyżej. W celu otrzymania żądanej dokładności triangulacji należy tak punkty sieci głównej jak i pobocznej wyznaczyć z jak największą starannością.

Czynności przy triangulacji: 1. zakładanie sieci triangulacyjnej; 2. pomiar sieci; 3. orjentacja sieci; 4. wyrównanie i obliczenie sieci.

1. Zakładanie sieci triangulacyjnej.

Obejmuje ono: a) wybór podstawy (bazy) i wierzchołków sieci; b) zaznaczenie (utrwalenie) wierzchołków podstawy i sieci; c) uwidocznienie ich; d) topograficzne opisanie wierzchołków.

Ad a). Podstawę obiera się wogóle zewnątrz miasta, na terenie równym, poziomym lub w małem pochyleniu, suchym, dogodnym do mierzenia. Długość podstawy, nie krótsza od ¼ długości boku sieci triangulacyjnej, wynosi zwykle 1 do 2 *km*. Z podstawy przechodzi się do boku trójkąta sieci triangulacyjnej zapomocą sieci podstawowej. Najkorzystniejsza sieć podstawowa rombowa pojedyncza (fig. 543) składa się z dwóch przystających trójkątów równoramiennych, leżących po obu stronach podstawy zmierzonej *AB*, w których kąty leżące naprzeciw podstawy wynoszą 33° 32′. Przykład stanowić może sieć podstawowa triangulacji Lwowa (fig. 542a).

[1]) Por. Warchałowski, Triangulacja Warszawy. Przegląd Mierniczy 1928. Nr. 3, str. 1.

Czasem podstawą bywa bok sieci triangulacyjnej, np. podstawa triangulacji Warszawy (bok Okęcie-Służeniec na fig. 540a). Wyjątkowo zakłada się drugą podstawę sprawdzającą, położoną jednak w innej części sieci triangulacyjnej niż podstawa pierwsza. Jeżeli triangulacja miasta jest nawiązana do triangulacji państwowej, to wybór podstawy odpada.

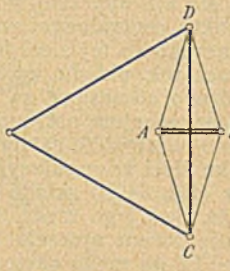


Fig. 543. Sieć podstawowa rombowa pojedyncza. *AB* podstawa zmierzona, *CD* bok sieci triangulacyjnej.

Wierzchołki sieci triangulacyjnej głównej obiera się na miejscach wyniosłych z otwartym widokiem (na wzgórzach) tak, by kształt sieci był najodpowiedniejszy (trójkąty zbliżone do równobocznych) i wymagał najmniej pracy przy zdejmowaniu i obliczaniu. Grunt, na którym obieramy wierzchołki sieci, powinien być stały, suchy, dozwalać na odpowiednie utrwalenie i utrzymanie wierzchołków sieci. Wierzchołki sieci głównej obieramy także na wieżach kościołów lub innych budynków, na tarasach i t. d. Obieranie punktów triangulacyjnych na stałych budynkach jest bardzo wskazane, gdyż odpada potrzeba stawiania piramid triangulacyjnych lub wież obserwacyjnych, a punkty triangulacyjne istnieją długi czas; jedyną ujemną stronę stanowi ewentualna potrzeba budowy rusztowań do ustawiania teodolitu. Wybór wierzchołków sieci głównej poprzedza studjum na mapach topograficznych i wywiady na terenie. Studjując na mapach, należy nakreślić profile wzdłuż projektowanych boków sieci, aby przekonać się o możliwości celowych, ewentualnie ustalić wysokości wież obserwacyjnych. Należy narysować szkic wierzchołków sieci głównej wraz z wszystkiemi możliwemi celowemi, który uzupełniamy następnie punktami triangulacyjnemi sieci pobocznej.

Zakładając sieć triangulacyjną poboczną, staramy się, by jej punkty dały się najodpowiedniej wyznaczyć. Każdy punkt powinien znajdować się ile możności w środku ciężkości układu punktów, z których go wyznaczamy. Przy wyznaczaniu punktów zapomocą wcinania wprzód kąty przecięcia się promieni wcinających mają być zawarte w granicach od 60^0 do 120^0. Punktami triangulacyjnemi na budynkach bywają tu środki kul pod krzyżami lub masztami, środki podstaw odgromników i t. p. Punkty sieci IV-go rzędu obieramy tak, by między niemi można było założyć poligony odpowiedniego kształtu, długości około 1 km.

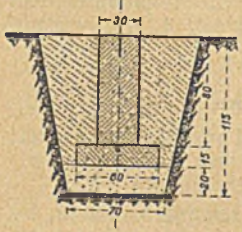


Fig. 544. Znak triangulac. (Triangulacja Lwowa.)

Ad b). Zaznaczenie punktów triangulacyjnych należy wykonać bardzo starannie i trwale. Składa się ono z płyty i słupka, wykonanych z kamienia lub betonu (fig. 544). Punkt triangulacyjny zaznaczony jest na płycie zapomocą krzyżyka, wyrytego na walcu wpuszczonym w płytę, na słupku zaś zapomocą wyciętego krzyżyka lub wpuszczonego pręta żelaznego. Do zaznaczenia wierzchołków podstawy można użyć znaku przedstawionego na fig. 545. Jeżeli nad obranym punktem triangulacyjnym ma być zbudowana piramida triangulacyjna lub wieża obserwacyjna,

to znak triangulacyjny osadza się po wybudowaniu piramidy lub wieży, po upływie czasu ich prawdopodobnego osiadania się. Na ulicach osadzamy znaki stosowane do zaznaczania punktów poligonowych; na tarasach, gankach lub dachach betonowych używa się słupków murowanych z wpuszczonym trzpieniem metalowym, rur żelaznych odpowiednio założonych i t. p.[1]).

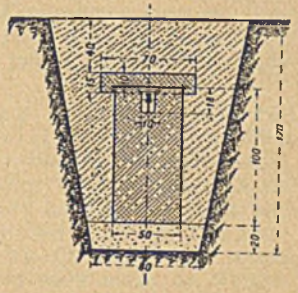


Fig. 545. Znak wierzchołka podstawy. (Triangulacja Lwowa.)

Ad c). Do uwidocznienia punktów triangulacyjnych służą: a) Piramidy triangulacyjne (fig. 546), złożone z trzech lub czterech pochylonych belek (zastrzałów), podtrzymujących słup pionowy (świecę), do którego celujemy z punktów sąsiednich. Świeca powinna znajdować się w linji pionowej nad punktem triangulacyjnym. W celu lepszego uwidocznienia przybija się do świecy na krzyż deszczułki pomalowane. b) Wieże obserwacyjne drewniane (figura 547) składają się z dwóch oddzielnych konstrukcyj, zewnętrznej, stanowiącej znak do celowania i wewnętrznej, służącej do ustawiania teodolitu. Teodolit ustawiamy na stoliku na słupie obserwacyjnym, nad punktem znajdującym się w linji pionowej nad znakiem triangulacyjnym. Pomost dla obserwatora połączony jest z konstrukcją zewnętrzną wieży, aby jego ruchy nie udzielały się instrumentowi. Konstrukcje wieży wykonane są jako słupy kratowe z okrąglaków połączonych ze sobą śrubami. Buduje się także wieże obserwacyjne żelazne, stalowe i żelaznobetonowe.

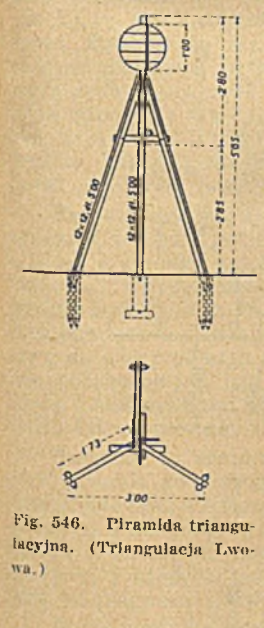


Fig. 546. Piramida triangulacyjna. (Triangulacja Lwowa.)

Ad d). Opisy topograficzne punktów triangulacyjnych zawierają szkice z wymiarami, określającemi położenie poszczególnych punktów triangulacyjnych względem sąsiednich punktów i granic stałych (najlepiej względem granicznków i budynków), oraz opisy ich położenia. Dla punktów triangulacyjnych wieżowych pożądane są nadto szkice lub fotografje z zaznaczeniem położenia punktu triangulacyjnego na wieży.

2. Pomiar sieci triangulacyjnej.

Pomiar sieci triangulacyjnej obejmuje: a) pomiar podstawy; b) pomiar kątów sieci triangulacyjnej; c) pomiar kątów sieci podstawowej.

[1]) Opisy znaków triangulacyjnych Warszawy podał Kołanowski w Przeglądzie Mierniczym 1925, Nr. 10, str. 6 i Nr. 12, str. 7.

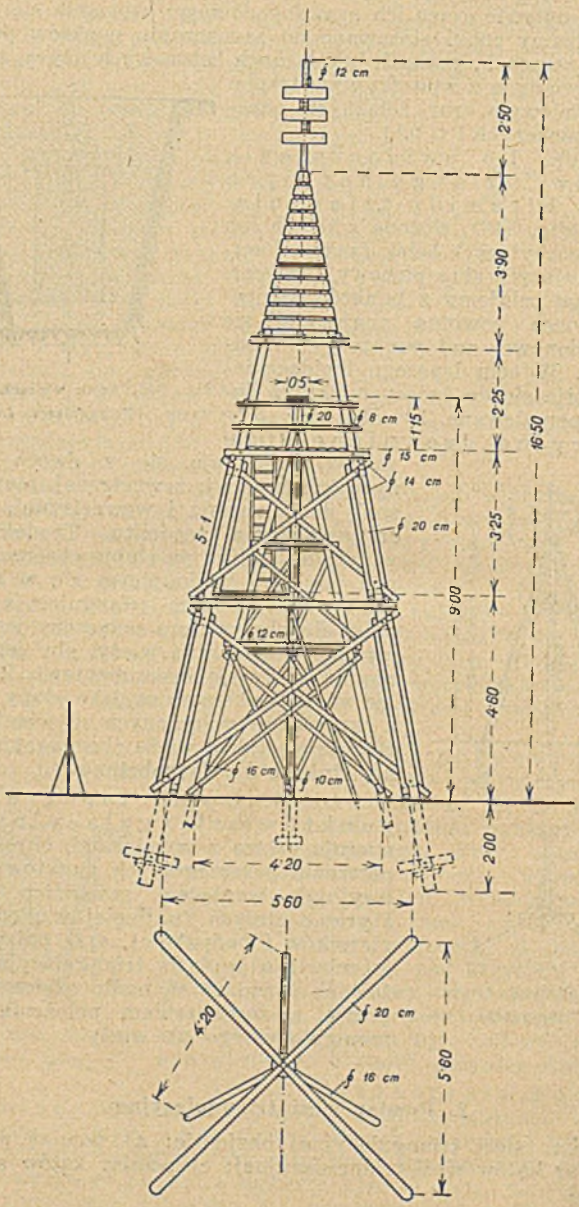


Fig. 547. Wieża obserwacyjna drewniana. Wysokość stolika do ustawiania teodolitu wynosi 9 *m*, wysokość całkowita wieży 16,5 *m*.

a) Pomiar podstawy (bazy).

Pomiar podstawy powinien być jak najdokładniej wykonany, gdyż na wyniku tego pomiaru opiera się obliczenie długości wszystkich boków sieci. Przy zdejmowaniu wielkich miast mierzymy podstawy drutami inwarowemi, przy zdejmowaniu średnich i małych miast dokładnemi łatami mierniczemi lub specjalną taśmą stalową. Przyrządy te należy sprawdzać na komparatorze.

Pomiar podstawy zapomocą drutów inwarowych aparatem Benoita i Guillaume'a, wyrobu firmy Carpentiera w Paryżu[1]). Inwar, stop stali (64%) i niklu (36%), ma bardzo mały spółczynnik rozszerzalności (0,000 001), wskutek tego wpływ temperatury na wynik pomiaru jest nieznaczny. Długość drutu wynosi 24 *m*, grubość 1,65 *mm*. Są zwykle 4 takie druty, prócz tego drut inwarowy długości 8 *m* i taśma inwarowa długości 4 *m*. Ostatnie dwa przyrządy służą do wymierzania końcowego odcinka podstawy, krótszego od 24 *m*. Na obu końcach każdego drutu znajdują się podziałki milimetrowe i uszka do zawieszania ciężarów. Drut zawieszony na statywach do napinania, ustawionych w kierunku podstawy, obciążamy na obu końcach siłą 10 *kg*. Odstęp punktów zerowych podziałek jest wtedy długością drutu. Statywy do odczytywania posiadają trzpień z dwiema prostopadłemi kreskami na główce, który można ustawiać pionowo zapomocą śrub ustawczych oraz obracać i przesuwać w kierunku poziomym zapomocą śrub poziomych. Statywów do odczytywania powinno być najmniej 12 (ze względu na szybszy postęp pracy). Długości drutów należy sprawdzić w Głównym Urzędzie Miar w Warszawie przed pomiarem podstawy i po pomiarze.

Przed pomiarem trzeba podstawę podzielić na odcinki, dające się zmierzyć w ciągu jednego dnia (około 1,5 *km*), długości wielokrotnej z 24 *m*, a odnośne punkty podziału zaznaczyć zapomocą słupków betonowych z trzpieniami. Na każdym odcinku wytyczyć teodolitem punkty pośrednie co 24 *m* i zaznaczyć je palikami z gwoździami. Podczas pomiaru ustawia się nad temi punktami zapomocą pionów statywy do odczytywania. Najstaranniej ustawia się statywy nad punktem początkowym, nad punktem końcowym dziennego odcinka podstawy i nad punktem końcowym podstawy, używając w tym celu teodolitu lub pionownika optycznego.

Personal do pomiaru podstawy: 1 kierownik, 4 techników (2 do odczytywania podziałek na drutach, 1 do zapisywania odczytów, 1 do niwelacji), oraz 12 figurantów (4 do ustawiania statywów do odczytywania, 4 do drutów, 2 do statywów do napinania drutów i do ciężarów, 2 do łat niwelacyjnych). Pracownicy podzieleni są na dwie drużyny, z których jedna mierzy długość podstawy, a druga postępuje za pierwszą i niweluje podstawę.

Rozpoczynając pomiar, rozwijamy 3 druty i zawieszamy je na przeciąg pół godziny na dwóch tyczkach, zaopatrzonych w odpowiednie haczyki. Sposób wykonania pomiaru podstawy przedstawiono na fig. 548. Po zawieszeniu i napięciu drutu w pierwszym odstępie 24-metrowym odczytuje się równocześnie stan obu jego podziałek

[1]) Por. Benoit et Guillaume, La mesure rapide des bases géodésiques, Paris 1917.

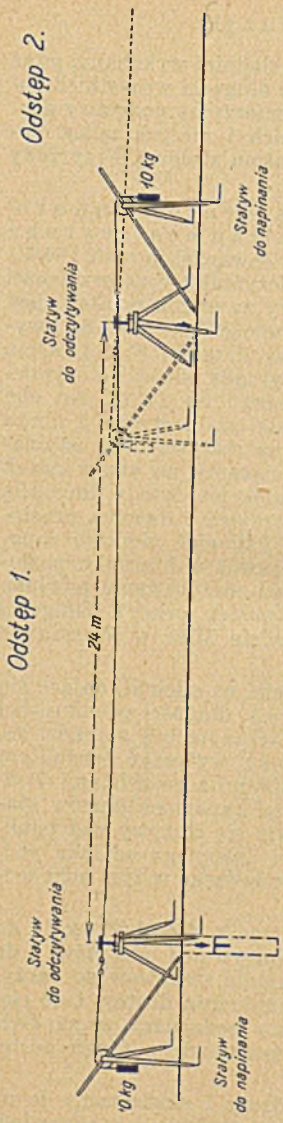


Fig. 548. Pomiar podstawy drutami inwarowemi.

z dokładnością 0,1—0,05 *mm* i zapisuje w dzienniku, następnie przesuwa się cokolwiek drut i odczytuje powtórnie podziałki. Zwykle wykonywamy to 4 razy, sprawdzając zarazem różnice odczytów. Potem odczepia się ciężary i zdejmuje drut. Tak samo wykonywa się pomiar drugim drutem. Następnie mierzy się drugi odstęp 24-metrowy i t. d. Do pomiaru używa się zwykle dwóch tych samych drutów, a trzecim sprawdza się tylko ich długości. W tym celu osadza się w pobliżu podstawy dwa słupy betonowe z odpowiedniemi trzpieniami, w odstępie np. 120 *m* (podstawa sprawdzająca) i porównywa codziennie 2 razy długości trzech drutów z odstępem tych dwóch punktów. Jest to ważne ze względu na zmianę długości drutów pod wpływem wstrząśnień i nagłych zmian temperatury. Z drutami należy obchodzić się ostrożnie i delikatnie. Wpływ jednostronnych (systematycznych) błędów odczytów usuwamy przez zmianę miejsc obserwatorów odczytujących podziałki. Na początku pomiaru i po zmierzeniu każdych 5-ciu odstępów 24-metrowych odczytujemy termometr.

Gdy pierwsza drużyna zmierzy kilka odstępów 24-metrowych, przystępuje druga drużyna do niwelowania czopków niwelacyjnych, znajdujących się na spodarkach statywów do odczytywania. Do niwelowania używa się instrumentu niwelacyjnego i dwóch łat niwelacyjnych 1-metrowych. Podstawę mierzy się 2 razy w kierunkach przeciwnych. Używając dwóch drutów, z których każdy odczytujemy 4 razy, otrzymamy 16 spostrzeżeń. Przy obliczaniu długości podstawy należy uwzględnić długości drutów wyznaczone na komparatorze, wpływ temperatury i redukcję na poziom, a obliczoną długość podstawy zredukować na poziom morza. Przy triangulacji Warszawy zmierzono podstawę długości 5 199,385 *m* dwa razy, dwoma drutami inwarowemi. Średni błąd pomiaru wynosi $\pm$ 1,8 *mm*, błąd względny $^1/_{3\,000\,000}$[1]).

[1]) Opis pomiaru bazy triangulacji Warszawy podał Warchałowski w Przeglądzie Mierniczym 1926, Nr. 6, str. 3. Por. także Miedźwiedzki, Pomiar bazy grodzieńskiej . . ., Wiadomości Służby Geograficznej 1928, str. 5.

Pomiar podstawy łatami mierniczemi. Używa się dwóch lub trzech łat precyzyjnych 5-metrowych z końcami klinowemi, które styka się w ten sposób, by ostrze jednej łaty było poziome, a drugiej pionowe. Łaty układa się na słupach, wbitych w kierunku podstawy co 5 *m* tak, by głowy ich znajdowały się na znaczniejszych długościach w tym samym poziomie lub w jednostajnem pochyleniu. Łaty przykłada się do gwoździ wbitych poprzednio w słupy. Punkt początkowy pierwszej łaty wprowadza się w pionową punktu początkowego podstawy zapomocą teodolitu, ustawionego na prostopadłej do podstawy w punkcie początkowym. Na ostatnią łatę rzutuje się punkt końcowy podstawy także zapomocą teodolitu.

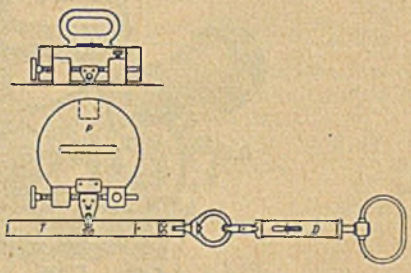


Fig. 549. Znacznik Löschnera. *P* płyta, *W* wskazówka, *T* taśma, *D* dynamometr.

Pomiar podstawy taśmą stalową. Długość 20 *m* lub 50 *m* zaznaczona jest na taśmie zapomocą dwóch kresek, za któremi znajdują się podziałki milimetrowe długości 10 *cm*. Taśmę układa się na słupach, wbitych w kierunku podstawy co 5 *m* i napina się ją ciężarami 20 *kg*, zawieszonemi na odpowiednich statywach. Każde przyłożenie taśmy zaznaczamy, używając stosownych wskazówek i odczytujemy 2 razy położenie wskazówek na podziałkach taśmy, przesunąwszy nieznacznie taśmę po pierwszym odczycie. Układając taśmę wprost na terenie lub na deskach, napinamy ją siłą 10 *kg* zapomocą dynamometru, a do zaznaczania poszczególnych przyłożeń taśmy używamy znaczników Löschnera (fig. 549).

Pomiar łatami lub taśmą należy wykonać bardzo starannie 6 razy (3 razy tam i zpowrotem), a ze spostrzeżeń obliczyć średnią. Następnie uwzględnić długości łat lub długość taśmy, wyznaczone na komparatorze, wpływ temperatury i redukcję na poziom, a długość otrzymaną zredukować na poziom morza. Dwie ostatnie redukcje obliczamy, używając wyników wykonanej niwelacji podstawy. Jako granicę błędów dozwolonych można przyjąć błąd względny 1 : 50 000[1]).

b) Pomiar kątów sieci triangulacyjnych.

Przy zdejmowaniu wielkich miast używa się do pomiaru kątów sieci triangulacyjnych teodolitów z mikroskopami śrubowemi (fig. 550), dozwalającemi odczytywać bezpośrednio 1″ lub 2″, albo teodolitów z mikrometrami optycznemi[2]): teodolitu precyzyjnego Wilda (fig. 551 i 552) lub teodolitu Zeissa II

[1]) Por. Przepisy pomiarowe triang. i poligon. Min. Robót Publicznych 1928, str. 13.

[2]) W teodolitach z mikrometrami optycznemi obrazy diametralnie przeciwległych miejsc podziału koła poziomego lub pionowego, utworzone zapomocą układu pryzmatów i soczewek, widzimy w okularze do odczytywania, znajdującym się obok okularu lunety i doprowadzamy je do zgodności (koincydencji), używając mikrometru optycznego, po-

(fig. 553 i 554) z odczytami wprost 0,2″ i 1″. Przy zdejmowaniu średnich i małych miast mierzymy kąty sieci triangulacyjnych teodolitem uniwersalnym Wilda (fig. 555, 556 i 557), na którym odczytujemy wprost 1″, albo teodolitem Zeissa III (fig. 558) z odczytami

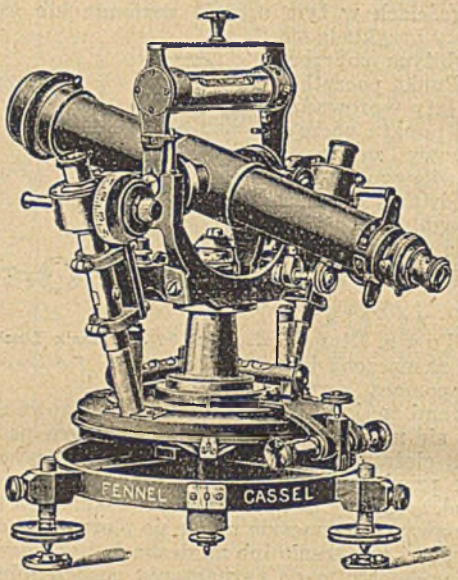


Fig. 550. Teodolit Fennela z mikroskopami śrubowemi do triangulacji wielkich miast. Limbus do obracania o średnicy 250 *mm*. Odczyt wprost 2″, przez ocenę 0,2″. Luneta do przekładania, o powiększeniu 45 ×.

przez ocenę 2″ lub 12″, ewentualnie teodolitami z mikroskopami z podziałką, dozwalającemi odczytywać przez ocenę 6″ lub 12″.

Kąty sieci triangulacyjnych głównych w miastach wielkich mierzy się metodą Schreibera pomiaru kątów we wszystkich kombinacjach. Przyjmując zgóry wagę kierunku wyrównanego 12, obliczamy liczbę pomiarów na poszczególnych stanowiskach w zależności od ilości promieni na danem stanowisku[1]), przyczem dla każdego stanowiska należy ułożyć plan spostrzeżeń.

---

czem odczytujemy wprost średnią arytmetyczną z diametralnie przeciwległych miejsc podziału koła.

Por. Präzisions-Theodolit Wild für Triangulationen I. u. II. Ordnung. Gebrauchs-Anweisung.

Universal-Theodolit Wild. Gebrauchs-Anweisung.

Ollivier, Le théodolite universel Henri Wild, Revue d'optique 1927, str. 193.

Gebrauchs- u. Justier-Anweisung zum Zeiss Theodolit II. Geo 121/I.

Zeiss, Theodolite u. Tachymeter. Geo 145/II.

[1]) Por. Weigel, Rachunek wyrównawczy wedle metody najmniejszych kwadratów . . . 1923, str. 195.

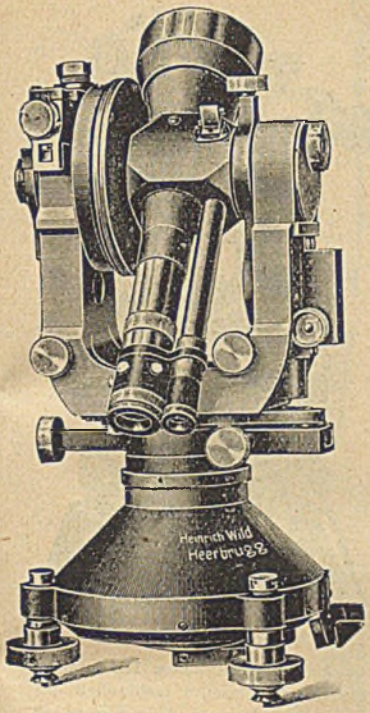


Fig. 551. Teodolit precyzyjny Wilda do triangulacji wielkich miast. Oba koła odczytujemy zapomocą okularu, umieszczonego obok okularu lunety. Odczyt jest średnią z diametralnie przeciwległych miejsc podziału. Średnica koła poziomego 140 *mm*, koła pionowego 95 *mm*, odczyty wprost 0,2″. Luneta posiada objektyw o średnicy 60 *mm* i 3 okulary o powiększeniu 24, 30 i 40 ×.

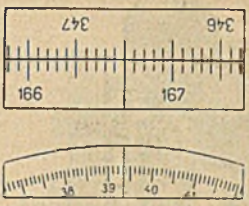


Fig. 552. Pole widzenia mikroskopu do odczytywania kątów (podział 360°) w teodolicie precyzyjnym Wilda.

	Odczyt koła	166° 40′	
1.	„ mikrometru		39,3″
2.	„ „		39,4″
	Odczyt całkowity	166° 41′	18,7″.

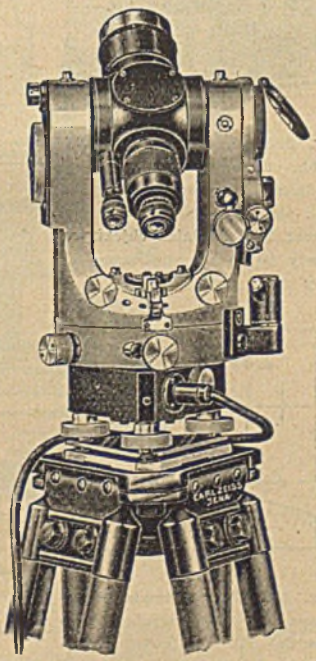


Fig. 553. Teodolit Zeissa II do triangulacji miast. Średnica koła poziomego 95 *mm*, koła pionowego 48 *mm*, odczyty wprost 1″. Uproszczone urządzenie repetycyjne z pojedynczym sprzęgłem i pojedynczą śrubą mikrometryczną. Powiększenie lunety 28 ×. Oświetlenie elektryczne kół, linii i pola widzenia.

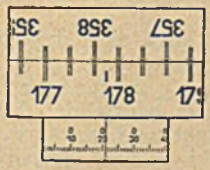


Fig. 554. Pole widzenia mikroskopu do odczytywania kątów (podział 360°) w teodolicie Zeissa II. Odczyt 177° 50′ 21″.

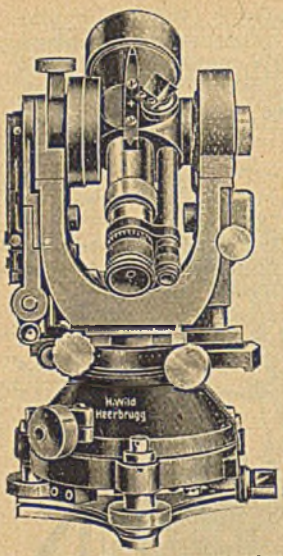


Fig. 555. Teodolit uniwersalny Wilda do triangulacji miast. Średnica koła poziomego 90 *mm*, koła pionowego 50 *mm*, odczyty wprost 1″. Średnica objektywu lunety 40 *mm*, powiększenie lunety 24 × lub 28 ×.

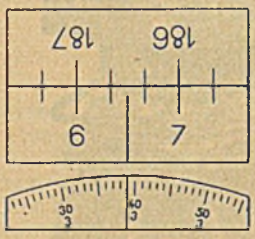


Fig. 557. Pole widzenia mikroskopu do odczytywania kątów (podział 360°) w teodolicie uniwersalnym Wilda.

Odczyt koła 6° 30′
„ wałeczka 3′ 39,0″
Odczyt całkowity 6° 33′ 39,0″.

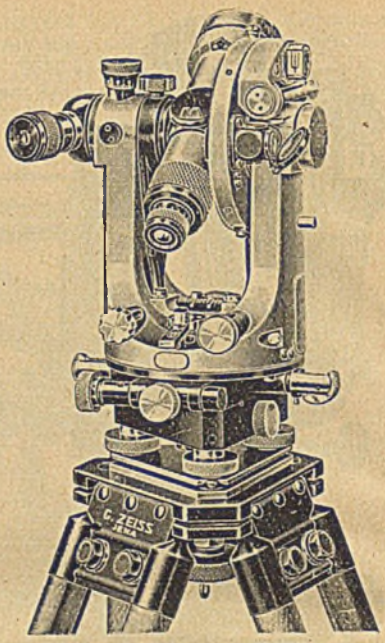


Fig. 558. Teodolit Zeissa III do triangulacji, poligonizacji i tachymetrji. Kąty poziome odczytuje się zapomocą mikroskopu podwójnego z podziałką, przez ocenę 12″, albo mikrometru z przesuwalną kreską podwójną, przez ocenę 2″. Uproszczone urządzenie repetycyjne z pojedynczym sprzęgłem i pojedynczą śrubą mikrometryczną. Powiększenie lunety 28 ×. Teodolit ten można uzupełnić optycznym odległościomierzem dwuobrazowym oraz urządzeniem do precyzyjnego pomiaru kątów poligonu.

Zastosowanie tej metody wskazane jest zwłaszcza przy pomiarze teodolitem Wilda.

Wogóle kąty sieci triangulacyjnych mierzy się metodą kierunkową lub repetycyjną[1]), w każdej sieci oddzielnie. Używając metody kierunkowej, staramy się mierzyć kierunki pełnemi serjami, gdyż wtedy wyrównanie stacyjne sprowadza się do obliczenia średnich arytmetycznych z wszystkich seryj. W sieci głównej I-go i II-go rzę-

[1]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 384.

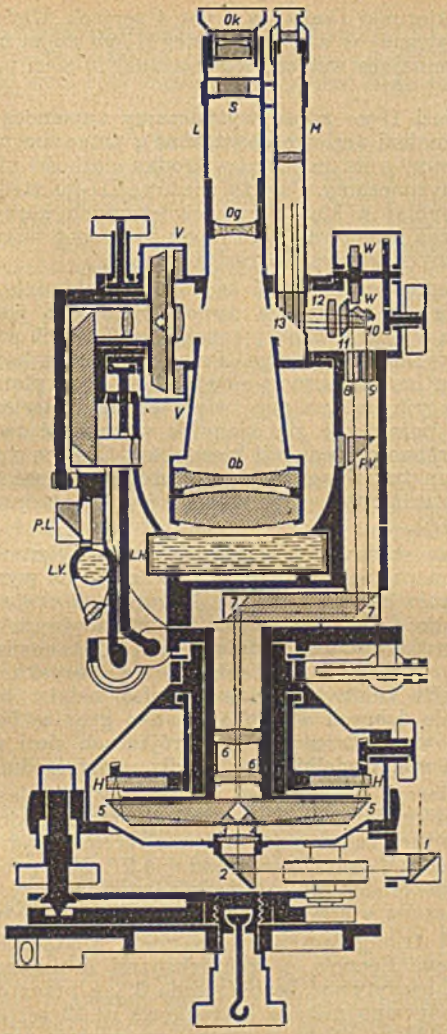


Fig. 556. Przekrój pionowy teodolitu uniwersalnego Wilda. *L* luneta o stałej długości, z soczewką ogniskującą *Og*. *M* mikroskop do odczytywania podziałów obu kół *H* i *V* (wykonanych ze szkła). Promienie światła, padające na pryzmat *1*, przechodzą przez układ optyczny *2*, *3*, *4*, *5* do koła poziomego *H*. W dalszym ciągu przenoszą one obrazy przeciwległych miejsc podziału koła poziomego przez pryzmaty *5*, układ soczewek *6*, pryzmat *7* i mikrometr optyczny (złożony z dwóch płytek równoległościennych *8* i *9*) do pryzmatu rozdzielczego *10*, w którym oba obrazy koła ułożone zostają wzdłuż jednej linji (fig. 557). Dalej promienie przechodzą przez układ optyczny *11*, *12* i *13* do mikroskopu *M*. Pryzmat *11* przenosi także obraz podziału wałeczka sekundowego *W* (który obraca płytki mikrometru *8* i *9*) do mikroskopu *M*. Chcąc odczytać koło pionowe *V*, włączamy pryzmat *P. V.*

du mierzymy kierunki (kąty) w 6 i w 4 serjach. Kierunki wcinające wprzód (zewnętrzne) w sieci pobocznej III-go rzędu mierzymy 4 razy, kierunki wcinające wstecz (wewnętrzne) w sieci pobocznej IV-go rzędu 3 razy.

Punkty sieci II-go rzędu wyznaczamy zapomocą przecięcia się najmniej 3 promieni (celowe obustronne), przyczem punkty te znajdować się powinny o ile możności w środku ciężkości układu punktów, z których je wyznaczamy. Punkty wieżowe III-go rzędu wyznaczamy zapomocą najmniej 4 kierunków zewnętrznych korzystnie rozłożonych, punkty zaś terenowe IV-go rzędu zapomocą najmniej 5 kierunków wewnętrznych korzystnie rozłożonych[1]).

Pomiar kątów wykonywać teodolitem dokładnie zrektyfikowanym[2]) w dobrych warunkach atmosferycznych: powietrze czyste i spokojne, bez wibracji, punkty (znaki), do których celujemy, dobrze oświetlone i wyraźnie widoczne. Przed pomiarem kątów sprawdzić, czy stanowisko instrumentu znajduje się w linji pionowej nad znakiem triangulacyjnym oraz pod świecą piramidy (wieży obserwacyjnej). W razie pojawienia się odchyłek wyznaczyć ze sprawdzeniem elementy potrzebne do redukcji kierunków. Czasem z przyczyny niedostępności punktu triangulacyjnego musimy obrać mimośrodkowe stanowisko instrumentu, wtedy należy również przeprowadzić redukcję spostrzeżeń[3]).

Na każdem stanowisku wybrać starannie kierunki, które mają być spostrzegane, najkorzystniejsze ze względu na wyznaczenie i wyrównanie punktów (opuścić zbędne kierunki przekątne i poprzeczne oraz kierunki do dalekich punktów triangulacyjnych). Dalej ustalić metodę pomiaru kątów, uwzględniając stałość stanowiska, liczbę spostrzeżeń i ich wzajemną zależność. W celu uzyskania spostrzeżeń równodokładnych (ułatwione wyrównanie) należy wykonywać pomiary w równie dobrych warunkach. Jako granicę błędów dozwolonych sum kątów spostrzeganych w trójkątach sieci głównej można przyjąć 5″ dla miast wielkich, a 10″ dla miast średnich i małych.

Jordan mierzył główną sieć triangulacyjną miasta Hannoveru teodolitem z mikroskopami śrubowemi 2″, metodą kierunkową w 12 serjach i po wyrównaniu sieci otrzymał średni błąd kierunku sieci I-go rzędu ± 1,04″, sieci II-go rzędu ± 1,9″. Sieć poboczną zaś mierzył mniejszym teodolitem mikroskopowym 4 razy. Mniej ważne punkty wyznaczono z trzech i dwóch seryj kierunków[4]).

Kąty sieci triangulacyjnej I-go rzędu miasta Warszawy mierzono teodolitem Fennela z mikroskopami śrubowemi (fig. 550), dozwalającemi odczytywać bezpośrednio 2″, a przez ocenę 0,2″. Obserwacje wykonywano metodą kierunkową w 12 serjach. Kąty sieci triangulacyjnej II-go rzędu mierzono przeważnie teodolitem Hilde-

---

[1]) Por. Abendroth. Die Praxis des Vermessungsingenieurs, Berlin 1912, str. 602.

[2]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 379.

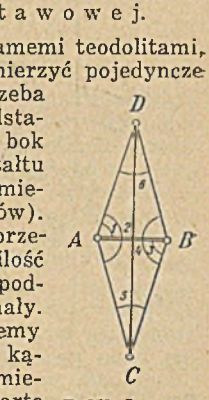
[3]) Por. Jordan-Reinhertz-Eggert, Handbuch der Vermessungskunde, tom II/1, 1931, str. 396.

[4]) Por. Jordan, Triangulierung des Stadtbezirks Hannover . . . . Zeitschrift für Vermessungswesen 1892, str. 1.

branda z mikroskopami śrubowemi z odczytami 2″, również metodą kierunkową, w 6 serjach. Z ogólnego wyrównania otrzymano średni błąd kierunku sieci I-go rzędu ± 1,02″, sieci II-go rzędu ± 1,7″[1]).

c) Pomiar kątów sieci podstawowej.

Kąty sieci podstawowej mierzy się takiemi samemi teodolitami, jak kąty sieci triangulacyjnej głównej. Należy mierzyć pojedyncze (niezależne) kąty. Przed pomiarem kątów trzeba zbadać wpływ, jaki wywierają kąty sieci podstawowej na przeniesienie się długości podstawy na bok sieci triangulacyjnej. Wpływ ten zależy od kształtu trójkątów sieci podstawowej i od dokładności pomierzonych kątów (od dokładności i ilości pomiarów). Kąty, wywierające większy wpływ na dokładność przeniesienia, należy mierzyć dokładniej (większą ilość razy) od innych kątów. Wpływ błędu długości podstawy na bok sieci triangulacyjnej jest bardzo mały.



F. 559. Sieć podstawowa rombowa. *AB* podstawa zmierzona, *CD* bok sieci triangul acyjnej.

Mierząc kąty w sieci rombowej (fig. 559), możemy postępować według następujących wskazówek: a) kąty 5 i 6, leżące naprzeciw podstawy *AB*, należy mierzyć najdokładniej, np. 12 razy; b) kąty rozwarte rombu 2 i 4 mierzyć z cokolwiek mniejszą dokładnością, np. 8 razy; c) kąty 1 i 3, leżące przy podstawie, mierzymy stosunkowo najmniej dokładnie, np. 3 razy; d) kątów leżących przy dłuższej przekątni rombu *CD* (boku sieci triangulacyjnej) nie uwzględniamy wcale w wyrównaniu i obliczeniu; kąty te mierzymy jednak, aby otrzymać sprawdzenie ich obliczenia z kątów wymienionych pod a), b) i c).

3. Orjentacja sieci triangulacyjnej.

W celu zorjentowania sieci triangulacyjnej samoistnej, nienawiązanej do sieci triangulacyjnej państwowej, należy wyznaczyć azymut prawdziwy jednego boku sieci, t. j. kąt, jaki tworzy ten bok z linją południkową, liczony od jej północnego kierunku zgodnie z ruchem wskazówki zegarowej.

Wyznaczenie linji południkowej zapomocą obserwacyj słońca w równych wysokościach opiera się na zasadzie przepołowienia kąta poziomego, jaki tworzy celowa do słońca, znajdującego się w pewnej wysokości przed południem, z celową do słońca, znajdującego się w tej samej wysokości po południu i na wprowadzeniu poprawki, uwzględniającej zmianę deklinacji słońca, zaszłą między temi obserwacjami. Na kilka godzin przed górowaniem słońca ustawiamy teodolit do triangulacji, z kołem pionowem, dokładnie zrektyfikowany, centrycznie i jego oś pionowo, na jednym wierzchołku *A* boku sieci *AB*, którego azymut mamy wyznaczyć (fig. 560). Celujemy do punktu *B* i odczytujemy stan obu nonjuszów (mikroskopów) koła poziomego, z których średnią oznaczmy β. Potem przysłaniamy okular ciemnikiem, celujemy do słońca (celowa *I*,) i odczytujemy czas na zegarku oraz stan obu nonjuszów (mikroskopów)

[1]) Por. Warchałowski. Triangulacja Warszawy, Przegląd Mierniczy 1928, Nr. 3, str. 1.

koła poziomego. Następnie czekamy, aż słońce po górowaniu znajdzie się w tej samej wysokości, w jakiej znajdowało się przed górowaniem w chwili obserwacji (co nastąpi w przybliżeniu w takim samym odstępie czasu po południu, jaki upłynął od obserwacji słońca do południa). Bieg słońca obserwujemy lunetą przy sprzęgniętej osi obrotu lunety (luneta w stałem pochyleniu do poziomu), używając tylko sprzęgu i śruby mikrometrycznej alidady. Gdy słońce znajdzie się w tej samej wysokości co przed południem (celowa I_2), odczytujemy znowu czas na zegarku i stan obu nonjuszów (mikroskopów) koła poziomego. Wreszcie w celu sprawdzenia celujemy jeszcze raz do punktu B i odczytujemy stan obu nonjuszów (mikroskopów) koła poziomego. Celując do słońca, nastawiamy nitki (kreski) siatki na brzegi słońca (figura 561), nitkę poziomą przed południem i po południu stale na górny lub stale na dolny brzeg słońca; nitkę zaś pionową nastawiamy przed południem na prawy (lewy), po południu na lewy (prawy) brzeg słońca (w lunecie widzimy odwrotnie). Odczyty zapisujemy w odpowiednim dzienniku.

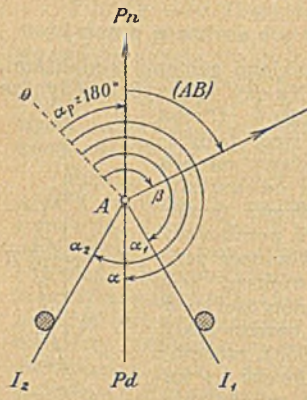


Fig. 560. Wyznaczenie azymutu zapomocą obserwacji słońca w równych wysokościach.

Jeżeli średnia z obu nonjuszów (mikroskopów) przed górowaniem słońca jest α_1, a po górowaniu α_2, to

$$\alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$$

jest kątem kierunkowym, odpowiadającym w przybliżeniu linji południkowej. Kąt kierunkowy, odpowiadający dokładnie linji południkowej, wynosi

przed górowaniem po górowaniu

Fig. 561. Sposób wycelowania do słońca.

$$\alpha_p = \alpha - k.$$

k jest poprawką ze względu na zmianę d e k l i n a c j i s ł o ń c a w czasie między spostrzeżeniami α_1 i α_2, którą obliczamy z równania

$$k = \frac{t \,.\, D}{\cos \varphi \,.\, \sin 15\,t}.$$

φ oznacza szerokość geograficzną miejsca obserwacji, t połowę czasu między spostrzeżeniami α_1 i α_2, wyrażoną w minutach czasowych, $15\,t$ połowę czasu między temi spostrzeżeniami, wyrażoną w mierze kątowej, D zmianę deklinacji słońca w odnośnym dniu na minutę czasową, wyrażoną w sekundach kątowych, k jest wyrażone w sekundach kątowych. Szerokość geograficzną φ odczytać można z dostateczną dokładnością z mapy topograficznej. Czas t oznacza się

zapomocą zwykłego zegarka, dobrze idącego. Zmianę deklinacji słońca na minutę czasową otrzymamy z tablic astronomicznych[1]).

Otrzymany kierunek α_p jest kierunkiem południowym, kierunek północny będzie

$$\alpha_p \pm 180^0.$$

Azymut boku sieci

$$(AB) = \beta - \alpha_p \pm 180^0.$$

Aby powiększyć dokładność wyniku, wykonywa się zawsze większą ilość par spostrzeżeń i to w obu położeniach lunety, lecz odpowiadające sobie spostrzeżenia — w tem samem położeniu lunety. W tym celu nastawia się przed południem 4 lub 8 razy lunetę (przy poziomej osi libeli koła pionowego) na kąty pionowe okrągłe (wielokrotności całkowitych stopni lub ich połówek) i po wycelowaniu do słońca odczytuje dla każdego pochylenia czas i kąt poziomy, po południu zaś nastawiamy lunetę w pochyleniach tych samych co przed południem, lecz w porządku odwrotnym i powtarzamy obserwacje. Uważać, aby położenie teodolitu (statywu) w czasie obserwacyj nie uległo zmianie. Nie wykonywać spostrzeżeń w pobliżu górowania słońca (obserwacje przedpołudniowe zakończyć najpóźniej na 2 godziny przed górowaniem). Liczba spostrzeżeń zależy od wymaganej dokładności. Średni błąd azymutu nie powinien przekraczać $\pm 15''$[2]).

4. Wyrównanie i obliczenie triangulacji.

Wyrównanie triangulacji obejmuje: a) wyrównanie stacyjne, b) wyrównanie sieci podstawowej, c) wyrównanie sieci triangulacyjnej głównej, d) wyrównanie sieci triangulacyjnej pobocznej.

a) Wyrównanie stacyjne[3]) przeprowadzamy stosownie do metody pomiaru kątów na stanowisku. Jeżeli kąty mierzono we wszystkich kombinacjach (metodą Schreibera), to wyrównanie kątów lub kierunków opiera się na zasadzie średniej arytmetycznej ogólnej[4]). Jeżeli kąty mierzono metodą kierunkową pełnemi serjami, to obliczamy średnie arytmetyczne poszczególnych kierunków z wszystkich seryj. Serje niepełne (przychodzące zresztą wyjątkowo) wyrównywamy metodą przybliżoną. Przy pomiarze kątów metodą repetycyjną występuje warunek stałej sumy (warunek kołowy lub warunek nawiązania do stałych kierunków).

b) Sieć podstawową wyrównywamy metodą spostrzeżeń zawarunkowanych, w szczególności wyrównanie sieci rombowej pojedynczej (fig. 559 na str. 3085) polega na wyrównaniu dwóch trójkątów, których kąty posiadają wagi różne[5]). Po wyrównaniu sieci podstawowej należy obliczyć długość boku sieci triangulacyjnej głównej.

c) Sieć triangulacyjną główną, nawiązaną do sieci triangulacyjnej państwowej zapomocą wcinań obustronnych, wyrównywamy metodą spostrzeżeń pośrednich[6]). Przedmiotem wyrównania są spółrzędne punktów triangulacyjnych. Wyrównywać mo-

[1]) Np. Berliner Astronomisches Jahrbuch.

[2]) Szczegółowy opis wyznaczania azymutu z przykładem podany jest w „Przepisach pomiarowych triang. i poligon." 1928, str. 15 i 155.

[3]) Por. Weigel, Rachunek wyrównawczy . . . 1923, str. 188.

[4]) Por. przykład na str. 3090.

[5]) Por. przykład na str. 3091.

[6]) Por. Weigel, Rachunek wyrównawczy . . . 1923, str. 229.

żemy albo pojedyncze punkty albo grupy, złożone z dwóch lub więcej punktów. Przed wyrównaniem należy kąty lub kierunki zredukować na płaszczyznę, stosując Gaussowskie odwzorowanie wiernokątne[1]). Przykład może stanowić wyrównanie sieci triangulacyjnej miasta Charlottenburga (fig. 538 na str. 3069), t. j. równoczesne wyrównanie spółrzędnych 6 punktów triangulacji miejskiej, nawiązanych do 6 punktów triangulacji państwowej[2]).

Jeżeli do sieci triangulacyjnej głównej włączone są tylko 2 punkty triangulacji państwowej (fig. 539 na str. 3069) albo jeżeli mamy sieć samoistną (lokalną) (fig. 540a na str. 3070 i 542a na str. 3072), to odpada potrzeba dostosowania sieci triangulacyjnej miejskiej do sieci triangulacji państwowej, a sieć triangulacyjna miejska nie ulega zniekształceniu. Sieć taką wyrównywamy zwykle metodą spostrzeżeń zawarunkowanych, bez uwzględnienia krzywizny ziemi, gdyż ekscesy sferyczne wypadają bardzo małe[3]). Przedmiotem wyrównania mogą być kąty lub kierunki. Przedewszystkiem oblicza się ogólną liczbę równań warunkowych oraz liczby równań poszczególnych rodzajów (kątowych, sinusowych i podstawowych). Równania warunkowe należy tak ułożyć, by praca rachunkowa była jak najmniejsza, a równania korelat dały się rozwiązać najkrótszym sposobem. Jako przykład służyć może wyrównanie sieci triangulacyjnej miasta Warszawy[4]) lub Lwowa[5]).

Po wyrównaniu sieci oblicza się długości i azymuty boków sieci oraz spółrzędne prostokątne płaskie wierzchołków sieci. Obliczenie wykonywa się ze sprawdzeniem.

d) Sieć triangulacyjną poboczną wyrównywamy metodą spostrzeżeń pośrednich, stosując wyrównanie wcinania wprzód lub wstecz, ewentualnie wcinania obustronnego. Z wyrównania otrzymujemy spółrzędne punktów triangulacji pobocznej[6]).

Tak przy wyrównaniu jak i obliczaniu sieci triangulacyjnych wskazane jest używanie w najszerszym zakresie maszyny do rachowania[7]) oraz tablic trygonometrycznych[8]).

---

[1]) Por. Jordan-Reinhertz-Eggert, Handbuch der Vermessungskunde, tom III, 1923, str. 495.

[2]) Por. Hegemann, Die Haupttriangulation der Stadt Charlottenburg, Zeitschrift, für Vermessungswesen 1898, str. 401.

[3]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 407.

Weigel. Rachunek wyrównawczy ... 1923, str. 267.

Weigel. Uwagi dotyczące sieci triangulacyjnych, wyrównywanych metodą spostrzeżeń zawarunkowanych. Czasopismo Techniczne 1923, str. 383.

Jordan-Reinhertz-Eggert, Handbuch der Vermessungskunde, tom I, 1920, str. 230.

[4]) Por. Warchałowski, Triangulacja Warszawy. Przegląd Mierniczy 1928, Nr. 3, str. 1.

[5]) Por. przykład na str. 3093.

[6]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 407.

Weigel, Rachunek wyrównawczy ... 1923, str. 229.

Jordan-Reinhertz-Eggert, Handbuch der Vermessungskunde, tom I, 1920, str. 365.

[7]) Por. Koll-Eggert, Geodätische Rechnungen mittels der Rechenmaschine, Stuttgart 1927.

[8]) Ważniejsze tablice trygonometryczne dla podziału 360^0 są:

Brandenburg, Siebenstellige trigonometrische Tafel für Berechnungen mit der Rechenmaschine, Leipzig 1923.

Wyrównania i obliczenia wykonywa się na odpowiednich schematach. Dokładność obliczeń triangulacyjnych przyjmujemy: 0,1″ i 0,001 *m*.

Po wyrównaniu i obliczeniu sieci należy zestawić wykaz punktów triangulacyjnych, obejmujący oznaczenia punktów oraz ich spółrzędne. Plan triangulacji rysuje się w skali 1 : 20 000 lub 1 : 25 000, ewentualnie na planie miasta. Należy na nim odróżnić rzędy punktów i nakreślić sieć główną. Rysuje się także linje sekcyjne oraz granice katastralne miasta.

5. Przykłady z wyrównania i obliczenia triangulacji.

W dalszym ciągu podajemy typowe przykłady z wyrównania i obliczenia sieci triangulacyjnej miasta Lwowa, założonej przez II. Katedrę Miernictwa Politechniki Lwowskiej, pod kierownictwem prof. W. Wojtana. Jest to sieć samoistna, oparta na własnej podstawie i orjentacji względem stron świata. Sieć triangulacyjna I-go rzędu (fig. 542a na str. 3072), składa się z sześciu trójkątów, schodzących się w punkcie centralnym 0. Piaskowa Góra. *AB* jest podstawą triangulacji, długości 2377,978 *m*, zmierzoną drutami inwarowemi, z której przy pomocy sieci rombowej pojedynczej wyznaczono długość boku sieci triangulacyjnej 1,2. Kąty sieci triangulacyjnej I-go rzędu oraz kąty sieci podstawowej zmierzono teodolitem uniwersalnym Wilda, metodą pomiaru kątów we wszystkich kombinacjach. Azymut boku 0,1 wyznaczono zapomocą obserwacyj słońca w równych wysokościach. Położenie wszystkich wierzchołków sieci triangulacyjnej wyznaczone jest zapomocą spółrzędnych prostokątnych płaskich, odniesionych do układu północnego, którego początkiem jest punkt 0. Piaskowa Góra. Sieć triangulacyjna II-go rzędu składa się z 9 punktów, wyznaczonych zapomocą wcinań obustronnych.

Niżej podane są:

1. Wyrównanie stacyjne kątów mierzonych we wszystkich kombinacjach na stanowisku 0. Piaskowa Góra.
2. Wyrównanie sieci podstawowej i obliczenie długości boku sieci triangulacyjnej.
3. Wyrównanie i obliczenie sieci triangulacyjnej głównej I-go rzędu.
4. Obliczenie spółrzędnych punktu, wyznaczonego zapomocą wcinania wprzód.
5. Obliczenie spółrzędnych punktu, wyznaczonego zapomocą wcinania wstecz.
6. Wyrównanie spółrzędnych punktu triangulacyjnego II-go rzędu W. Z. Wysoki Zamek, wyznaczonego zapomocą wcinania obustronnego.

Obliczenia wykonano przy użyciu maszyny do rachowania Nova Brunsviga Model IV a oraz tablic: Brandenburg, Siebenstellige trigonometrische Tafel für Berechnungen mit der Rechenmaschine i Peters, Siebenstellige Logarithmentafel der trigonometrischen Funktionen für jede Bogensekunde des Quadranten.

Peters, Sechsstellige Tafel der trigonometrischen Funktionen, Berlin 1929.

Gauss, Fünfstellige vollständige trigonometrische u. polygonometrische Tafeln für Maschinenrechnen, Stuttgart 1925.

Peters, Siebenstellige Logarithmentafel der trigonometrischen Funktionen für jede Bogensekunde des Quadranten, Leipzig 1911.

Przykład 1. Wyrównanie stacyjne kątów mierzonych we wszystkich kombinacjach (metodą Schreibera) (fig. 562).

Ilość kierunków $k_r = 6$, ilość kombinacyj (kątów zmierzonych)

$$n = \frac{k_r(k_r - 1)}{2} = 15.$$

Kąty zmierzone zestawiono w kolumnie 1-szej poniższego schematu.

Jako niewiadome niezależne przyjmujemy 5 kątów zawartych między promieniem 1 a promieniami 2, 3, 4, 5, 6 i wyznaczamy ich wartości wyrównane, obliczając średnie arytmetyczne ogólne z następujących wzorów:

$$\underline{1,2} = \frac{2.1,2 + (1,3 - 2,3) + (1,4 - 2,4) + (1,5 - 2,5) + (1,6 - 2,6)}{6}$$

$$\underline{1,3} = \frac{2.1,3 + (1,2 + 2,3) + (1,4 - 3,4) + (1,5 - 3,5) + (1,6 - 3,6)}{6}$$

$$\underline{1,4} = \frac{2.1,4 + (1,2 + 2,4) + (1,3 + 3,4) + (1,5 - 4,5) + (1,6 - 4,6)}{6}$$

$$\underline{1,5} = \frac{2.1,5 + (1,2 + 2,5) + (1,3 + 3,5) + (1,4 + 4,5) + (1,6 - 5,6)}{6}$$

$$\underline{1,6} = \frac{2.1,6 + (1,2 + 2,6) + (1,3 + 3,6) + (1,4 + 4,6) + (1,5 + 5,6)}{6}.$$

Z różnic tych kątów obliczamy następnie wartości wyrównane pozostałych 10 kątów. Wyniki zestawiono w kolumnie 2-giej schematu.

Kąt zmierzony				Kąt wyrównany				δ
	°	'	"		°	'	"	"
1,2	80	57	17,70	1,2	80	57	16,47	− 1,23
1,3	122	09	47,98	1,3	122	09	47,18	− 0,80
2,3	41	12	31,52	2,3	41	12	30,71	− 0,81
1,4	181	20	05,00	1,4	181	20	06,46	+ 1,46
2,4	100	22	51,12	2,4	100	22	49,99	− 1,13
3,4	59	10	19,42	3,4	59	10	19,28	− 0,14
1,5	212	24	28,20	1,5	212	24	27,12	− 1,08
2,5	131	27	09,40	2,5	131	27	10,65	+ 1,25
3,5	90	14	40,82	3,5	90	14	39,94	− 0,88
4,5	31	04	19,82	4,5	31	04	20,66	+ 0,84
1,6	277	42	11,55	1,6	277	42	13,22	+ 1,67
2,6	196	44	57,30	2,6	196	44	56,75	− 0,55
3,6	155	32	26,62	3,6	155	32	26,04	− 0,58
4,6	96	22	07,42	4,6	96	22	06,76	− 0,66
5,6	65	17	45,98	5,6	65	17	46,10	+ 0,12

Sprawdzenie: $\underline{1.2} + \underline{2,3} + \underline{3,4} + \underline{4,5} + \underline{5.6} = \underline{1.6}$.

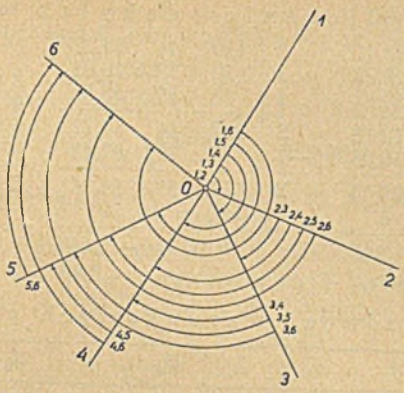


Fig. 562.

Błąd średni pomiaru kąta przed wyrównaniem (wagi kątów równe):

$$\mu = \sqrt{\frac{[\delta\delta]}{n-k}} = \sqrt{\frac{14{,}3238}{15-5}} = \pm 1{,}20'',$$

k = ilość niewiadomych niezależnych = 5.

Przykład 2. Wyrównanie sieci podstawowej i obliczenie długości boku sieci triangulacyjnej.

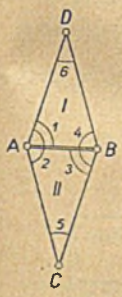


Fig. 563.

Kąty z wyrównania stacyjnego.

1 =	77°	37′	02,41″	z wagą	p_1 =	1[1])
2 =	150	44	55,22	„	p_2 =	1
3 =	70	32	10,03	„	p_3 =	1
4 =	138	40	20,20	„	p_4 =	1
5 =	36	19	53,52	„	p_5 =	2
6 =	34	14	50,57	„	p_6 =	2.

Długość podstawy AB = 2377,978 m ± 1,3 mm.

Ilość warunków.

W sieci tej (fig. 563) ilość punktów p = 4, ilość kątów k_t = 6, ilość linij obserwowanych obustronnie l = 5.
Ilość warunków wogóle $w = k_t - 2p + 4 = 2$,
„ „ trójkątowych $w_t = l - p + 1 = 2$.

Równania warunkowe.

1) $1 + \delta_1 - 3 - \delta_3 + 4 + \delta_4 + 6 + \delta_6 - 180^0 = 0$,
2) $-1 - \delta_1 + 2 + \delta_2 + 3 + \delta_3 + 5 + \delta_5 - 180^0 = 0$.

Równania odchyłek.

1) $1 - 3 + 4 + 6 - 180^0 = \omega_1$,
2) $-1 + 2 + 3 + 5 - 180^0 = \omega_2$.

[1]) Wagi wynikły z planu spostrzeżeń kątów sieci podstawowej.

Obliczenie odchyłek ω.

1	77°	37′	02,41″	2	150°	44′	55,22″					
4	138	40	20,20	3	70	32	10,03	2	150°	44′	55,22″
6	34	14	50,57	5	36	19	53,52	4	138	40	20,20
Σ	250	32	13,18	Σ	257	36	58,77	5	36	19	53,52
−3	70	32	10,03	−1	77	37	02,41	6	34	14	50,57
Σ	180	00	03,15	Σ	179	59	56,36	Σ	359	59	59,51
—	180	0	0	—	180	0	0	—	360	0	0
	$\omega_1 = +3{,}15''$				$\omega_2 = -3{,}64''$				$\omega_{1+2} = -0{,}49''$.			

Sprawdzenie: $\omega_1 + \omega_2 = \omega_{1+2} = -0{,}49''$.

Schemat równań warunkowych poprawek.

	δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	ω
a	+1		−1	+1		+1	+3,15
b	−1	+1	+1		+1		−3,64
$\frac{1}{p}$	1	1	1	1	0,5	0,5	

Spółczynniki równań korelat.

$$\left[\frac{aa}{p}\right] = +3{,}5, \quad \left[\frac{ab}{p}\right] = -2{,}0, \quad \left[\frac{bb}{p}\right] = +3{,}5.$$

Równania korelat.

1) $+3{,}5\,k_1 - 2{,}0\,k_2 + 3{,}15 = 0,$
2) $-2{,}0\,k_1 + 3{,}5\,k_2 - 3{,}64 = 0.$

$k_1 = -0{,}454, \quad k_2 = +0{,}781.$

Wartości te, wstawione do równań korelat, sprawdzają je w przybliżeniu do zera: 1) −0,001, 2) +0,001.

Poprawki δ i kąty wyrównane.

$$\delta = \frac{1}{p}(a\,k_1 + b\,k_2).$$

	Kąt z wyrównania stacyjnego			Poprawka δ	Kąt z wyrównania sieci			
1	77°	37′	02,41″	−1,23″	77°	37′	01,18″	1
2	150	44	55,22	+0,78	150	44	56,00	2
3	70	32	10,03	+1,23	70	32	11,26	3
4	138	40	20,20	−0,45	138	40	19,75	4
5	36	19	53,52	+0,39	36	19	53,91	5
6	34	14	50,57	−0,23	34	14	50,34	6

Wartości kątów wyrównanych, wstawione do równań warunkowych, sprawdzają je w przybliżeniu do zera: 1) +0,01″, 2) −0,01″.

Średni błąd jednostkowy $\mu_0 = \sqrt{\frac{[p\delta\delta]}{w}}$,

$[p\delta\delta] = 4{,}2467$, $w = 2$,

sprawdzenie: $[p\delta\delta] = -[\omega k] = 4{,}2729$,

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{4{,}2467}{2}} = \pm 1{,}46''.$$

Obliczenie długości boku sieci triangulacyjnej *CD* (fig. 564)[1]).

Kąty x i y obliczamy przy użyciu kąta pomocniczego λ.

$$tg\,\lambda = \frac{sin\ \underline{4}\ .\ sin\ \underline{1}}{sin\ \underline{2}\ .\ sin\ (\underline{4}-\underline{3})} = \frac{0{,}660\,3667\ .\ 0{,}976\,7359}{0{,}488\,6381\ .\ 0{,}928\,0684} = 1{,}422\,3124$$

$$\lambda = 54^0\ 53'\ 22{,}91''$$

$$45^0 - \lambda = -9^0\ 53'\ 22{,}91''$$

$$\frac{1}{2}\ .\ \underline{5} = 18^0\ 09'\ 56{,}95''$$

$$tg\ \frac{x-y}{2} = tg\ \frac{1}{2}\ .\ \underline{5}\ .\ tg\ (45^0 - \lambda) =$$

$$= 0{,}328\,1223\ .\ (-\,0{,}174\,3426) = -\,0{,}057\,2057$$

$$\frac{x-y}{2} = -3^0\ 16'\ 26{,}67''$$

$$\frac{x+y}{2} = \frac{1}{2}\ .\ \underline{5} = 18^0\ 09'\ 56{,}95''$$

$$x = 14^0\ 53'\ 30{,}28''$$

$$y = 21^0\ 26'\ 23{,}62''.$$

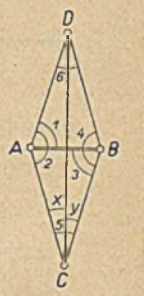


Fig. 564.

Długość *CD* obliczamy 2 razy zapomocą twierdzenia sinusowego z trójkątów *ADB*, *ADC* i *BCD*.

1) $CD = AB\ \frac{sin\ \underline{2}\ .\ sin\ (\underline{4}-\underline{3})}{sin\ x\ .\ sin\ \underline{6}} = 2377{,}978\ \frac{0{,}488\,6381\ .\ 0{,}928\,0684}{0{,}256\,9935\ .\ 0{,}562\,7663} =$

$= 7456{,}327\ m,$

2) $CD = AB\ \frac{sin\ \underline{4}\ .\ sin\ \underline{1}}{sin\ y\ .\ sin\ \underline{6}} = 2377{,}978\ \frac{0{,}660\,3667\ .\ 0{,}976\,7359}{0{,}365\,5250\ .\ 0{,}562\,7663} =$

$= 7456{,}328\ m.$

Przykład 3. Wyrównanie sieci triangulacyjnej I-go rzędu.

W sieci tej (fig. 565), złożonej z 7-miu punktów 0,1,2,...6, zmierzono kąty 1,2,...18, metodą Schreibera pomiaru kątów we wszystkich kombinacjach, przyczem przy układaniu planu spostrzeżeń przyjęto wagę kierunku wyrównanego 12. Długość boku 1,2 = 7456,328 *m* obliczono z sieci podstawowej.

Kąty z wyrównania stacyjnego.

1 =	47°	33'	49,44''	5 =	82°	43'	59,90''
2 =	51	28	51,97	6 =	38	05	42,26
3 =	53	41	39,07	7 =	88	17	31,87
4 =	85	05	55,60	8 =	60	38	02,28

[1]) Bok *CD* odpowiada bokowi Czartowska Skała — Malechów (fig. 542a na str. 3072).

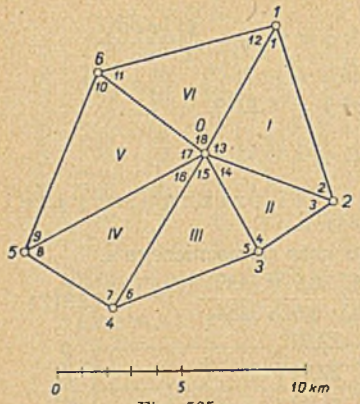


Fig. 565.

$9 = 39^0\ 15'\ 21{,}83''$
$10 = 75\ 26\ 52{,}05$
$11 = 51\ 35\ 18{,}60$
$12 = 46\ 06\ 58{,}29$
$13 = 80\ 57\ 16{,}47$
$14 = 41\ 12\ 30{,}71$
$15 = 59\ 10\ 19{,}28$
$16 = 31\ 04.\ 20{,}66$
$17 = 65\ 17\ 46{,}10$
$18 = 82\ 17\ 46{,}78.$

Ilość warunków.

W sieci powyższej ilość punktów $p = 7$, ilość kątów $k_l = 18$, ilość linij obserwowanych obustronnie $l = 12$.

Ilość warunków wogóle $w = k_l - 2p + 4 = 8$
„ „ trójkątowych $w_l = l - p + 1 = 6$
„ „ stacyjnych $w_s = k_l - 2l + p = 1$
„ „ bocznych $w_b = l - 2p + 3 = 1.$

Sprawdzenie: $w_l + w_s + w_b = w = 8.$

Równania warunkowe.

1) $1 + \delta_1 + 2 + \delta_2 + 13 + \delta_{13} - 180^0 = 0$
2) $3 + \delta_3 + 4 + \delta_4 + 14 + \delta_{14} - 180^0 = 0$
3) $5 + \delta_5 + 6 + \delta_6 + 15 + \delta_{15} - 180^0 = 0$
4) $7 + \delta_7 + 8 + \delta_8 + 16 + \delta_{16} - 180^0 = 0$
5) $9 + \delta_9 + 10 + \delta_{10} + 17 + \delta_{17} - 180^0 = 0$
6) $11 + \delta_{11} + 12 + \delta_{12} + 18 + \delta_{18} - 180^0 = 0$
7) $13 + \delta_{13} + 14 + \delta_{14} + 15 + \delta_{15} +$
$+ 16 + \delta_{16} + 17 + \delta_{17} + 18 + \delta_{18} - 360^0 = 0$

8) $$\frac{\sin(1+\delta_1)\cdot\sin(3+\delta_3)\cdot\sin(5+\delta_5)}{\sin(2+\delta_2)\cdot\sin(4+\delta_4)\cdot\sin(6+\delta_6)}\cdot\frac{\sin(7+\delta_7)\cdot\sin(9+\delta_9)\cdot\sin(11+\delta_{11})}{\sin(8+\delta_8)\cdot\sin(10+\delta_{10})\cdot\sin(12+\delta_{12})} = 1.$$

Ostatnie równanie sprowadzamy przez logarytmowanie do postaci linjowej.

8') $d_1\delta_1 - d_2\delta_2 + d_3\delta_3 - d_4\delta_4 + d_5\delta_5 - d_6\delta_6 +$
$+ d_7\delta_7 - d_8\delta_8 + d_9\delta_9 - d_{10}\delta_{10} + d_{11}\delta_{11} - d_{12}\delta_{12} +$
$+ \lg\sin 1 + \lg\sin 3 + \lg\sin 5 + \lg\sin 7 +$
$+ \lg\sin 9 + \lg\sin 11 - (\lg\sin 2 + \lg\sin 4 +$
$+ \lg\sin 6 + \lg\sin 8 + \lg\sin 10 + \lg\sin 12) = 0,$

przyczem $d_1, d_2, \ldots d_{12}$ są to różnice logarytmiczne sinusów poszczególnych kątów 1, 2, ... 12, odpowiadające 1''.

Równania odchyłek.

1) $1 + 2 + 13 - 180^0 = \omega_1$
2) $3 + 4 + 14 - 180^0 = \omega_2$
3) $5 + 6 + 15 - 180^0 = \omega_3$
4) $7 + 8 + 16 - 180^0 = \omega_4$
5) $9 + 10 + 17 - 180^0 = \omega_5$
6) $11 + 12 + 18 - 180^0 = \omega_6$
7) $13 + 14 + 15 + 16 + 17 + 18 - 360^0 = \omega_7$
8) $\lg \sin 1 + \lg \sin 3 + \lg \sin 5 + \lg \sin 7 + \lg \sin 9 + \lg \sin 11 - (\lg \sin 2 + \lg \sin 4 + \lg \sin 6 + \lg \sin 8 + \lg \sin 10 + \lg \sin 12) = \omega_8$.

Obliczenie odchyłek ω.

Z 7-miu początkowych równań odchyłek otrzymujemy następujące odchyłki kątowe: $\omega_1 = -2{,}12''$, $\omega_2 = +5{,}38''$, $\omega_3 = +1{,}44''$, $\omega_4 = -5{,}19''$, $\omega_5 = -0{,}02''$, $\omega_6 = +3{,}67''$, $\omega_7 = 0{,}0''$.

Odchyłkę boczną ω_8 obliczamy z poniższego zestawienia:

	Kąt			lg sin kąta	d na 1"
1	47°	33′	49,44″	9,868 0730	19
3	53	41	39,07	9,906 2640	16
5	82	43	59,90	9,996 4977	2
7	88	17	31,87	9,999 8071	1
9	39	15	21,83	9,801 2578	26
11	51	35	18,60	9,894 0771	17
	lg licznika L			59,465 9767	
2	51°	28′	51,97″	9,893 4304	16
4	85	05	55,60	9,998 4091	2
6	38	05	42,26	9,790 2628	27
8	60	38	02,28	9,940 2697	12
10	75	26	52,05	9,985 8390	6
12	46	06	58,29	9,857 7829	20
	lg mianownika M			59,465 9939	

$\omega_8 = L - M = -172$ w jednostkach 7-go miejsca lg.

UWAGA. Schemat równań warunkowych poprawek podano na str. 3096 i 3097.

Równania korelat.

1) $3k_1 + \ldots + k_7 + [ah]\,k_8 + \omega_1 = 0$
2) $3k_2 + \ldots + k_7 + [bh]\,k_8 + \omega_2 = 0$
3) $3k_3 + \ldots + k_7 + [ch]\,k_8 + \omega_3 = 0$
4) $3k_4 + \ldots + k_7 + [dh]\,k_8 + \omega_4 = 0$
5) $3k_5 + \ldots + k_7 + [eh]\,k_8 + \omega_5 = 0$
6) $3k_6 + k_7 + [fh]\,k_8 + \omega_6 = 0$
7) $k_1 + k_2 + k_3 + k_4 + k_5 + k_6 + 6k_7 + \ldots + \omega_7 = 0$
8) $[ah]\,k_1 + [bh]\,k_2 + [ch]\,k_3 + [dh]\,k_4 + [eh]\,k_5 + [fh]\,k_6 + \ldots + [hh]\,k_8 + \omega_8 = 0$.

Schemat równań

		δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	δ_6	δ_7	δ_8	δ_9
1)	*a*	+ 1	+ 1							
2)	*b*			+ 1	+ 1					
3)	*c*					+ 1	+ 1			
4)	*d*							+ 1	+ 1	
5)	*e*									+ 1
6)	*f*									
7)	*g*									
8)	*h*	+ 19	− 16	+ 16	− 2	+ 2	− 27	+ 1	− 12	+ 26

Schemat równań korelat.

	k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	k_7	k_8	ω	
1	+ 3						+ 1	+ 3	− 2,12	= 0
2		+ 3					+ 1	+ 14	+ 5,38	= 0
3			+ 3				+ 1	− 25	+ 1,44	= 0
4				+ 3			+ 1	− 11	− 5,19	= 0
5					+ 3		+ 1	+ 20	− 0,02	= 0
6						+ 3	+ 1	− 3	+ 3,67	= 0
7	+ 1	+ 1	+ 1	+ 1	+ 1	+ 1	+ 6		0,0	= 0
8	+ 3	+ 14	− 25	− 11	+ 20	− 3		+ 3156	− 172,0	= 0

Rozwiązanie równań korelat sposobem Schleiermachera[1]).

Mnożąc równanie 7-me przez 3 i odejmując od niego sumę 6-ciu początkowych równań, otrzymamy równanie:

$$\text{I)}\quad 12\,k_7 - ([ah] + [bh] + [ch] + [dh] + [eh] + [fh])\,k_8 + 3\,\omega_7 - (\omega_1 + \omega_2 + \omega_3 + \omega_4 + \omega_5 + \omega_6) = 0.$$

Mnożąc równanie 8-me przez 3 i odejmując od niego równanie 1-sze pomnożone przez [ah], 2-gie przez [bh], ... 6-te przez [fh], otrzymamy równanie:

$$\text{II)}\quad -([ah] + [bh] + [ch] + [dh] + [eh] + [fh])\,k_7 + \{3[hh] - ([ah]^2 + [bh]^2 + [ch]^2 + [dh]^2 + [eh]^2 + [fh]^2)\}\,k_8 + 3\,\omega_8 - ([ah]\omega_1 + [bh]\omega_2 + [ch]\omega_3 + [dh]\omega_4 + [eh]\omega_5 + [fh]\omega_6) = 0.$$

Po wstawieniu wartości szczegółowych otrzymamy:

$$\text{I)}\quad + 12\,k_7 + 2\,k_8 - 3{,}16 = 0,$$
$$\text{II)}\quad + 2\,k_7 + 8108\,k_8 - 594{,}64 = 0.$$

[1]) Por. Weigel, Uwagi dotyczące sieci triangulacyjnych, wyrównywanych metodą spostrzeżeń zawarunkowanych, Czasop. Techn. 1923, str. 333.

warunkowych poprawek.

δ_{10}	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_{14}	δ_{15}	δ_{16}	δ_{17}	δ_{18}	ω
			+ 1						− 2,12
				+ 1					+ 5,38
					+ 1				+ 1,44
						+ 1			− 5,19
+ 1							+ 1		− 0,02
	+ 1	+ 1						+ 1	+ 3,67
			+ 1	+ 1	+ 1	+ 1	+ 1	+ 1	0,0
− 6	+ 17	− 20							− 172,0

Poprawki δ i kąty wyrównane.

$\delta = a\,k_1 + b\,k_2 + \ldots + h\,k_8$.

	Kąt z wyrównania stacyjnego			Poprawka δ	Kąt z wyrównania sieci			
1	47°	33′	49,44″	+ 1.94″	47°	33′	51,38″	1
2	51	28	51,97	− 0,62	51	28	51,35	2
3	53	41	39,07	− 1.05	53	41	38 02	3
4	85	05	55,60	− 2,37	85	05	53,23	4
5	82	43	59,90	+ 0,19	82	44	00,09	5
6	38	05	42,26	− 1,93	38	05	40,33	6
7	88	17	31,87	+ 1,99	88	17	33,86	7
8	60	38	02,28	+ 1,04	60	38	03,32	8
9	39	15	21,83	+ 1,34	39	15	23,17	9
10	75	26	52,05	− 1,01	75	26	51,04	10
11	51	35	18,60	+ 0,01	51	35	18,61	11
12	46	06	58,29	− 2,70	46	06	55,59	12
13	80	57	16,47	+ 0,80	80	57	17,27	13
14	41	12	30,71	− 1,97	41	12	28,74	14
15	59	10	19,28	+ 0,30	59	10	19,58	15
16	31	04	20,66	+ 2,17	31	04	22,83	16
17	65	17	46,10	− 0,32	65	17	45,78	17
18	82	17	46,78	− 0,98	82	17	45,80	18

Z równań I) i II) obliczamy korelaty k_7 i k_8, a wstawiając je do 6-ciu początkowych równań, wyznaczamy 6 pozostałych korelat.

Na podstawie powyższego otrzymamy:

$k_1 = +0{,}550$ $\quad k_5 = -0{,}566$
$k_2 = -2{,}219$ $\quad k_6 = -1{,}234$
$k_3 = +0{,}047$ $\quad k_7 = +0{,}251$
$k_4 = +1{,}915$ $\quad k_8 = +0{,}0733.$

Wartości te, wstawione do równań korelat, sprawdzają je w przybliżeniu do zera:

1) $+0{,}0009$, 2) $+0{,}0002$, 3) $-0{,}0005$, 4) $-0{,}0003$,
5) $-0{,}0010$, 6) $-0{,}0009$, 7) $-0{,}0010$, 8) $+0{,}0608$.

Następnie obliczamy poprawki δ i kąty wyrównane, zestawione na str. 3097.

Wartości wyrównane kątów, wstawione do równań warunkowych, sprawdzają je w przybliżeniu do zera: 1) 0,00", 2) $-0{,}01$", 3) 0,00", 4) $+0{,}01$", 5) $-0{,}01$", 6) 0,00", 7) 0,00", 8) -1 na 7-mem miejscu lg.

Średni błąd jednostkowy $\mu = \sqrt{\frac{[\delta\delta]}{w}}$,

$[\delta\delta] = 40{,}1585$, $w = 8$,

sprawdzenie: $[\delta\delta] = -[\omega k] = 40{,}1004$,

$$\mu = \sqrt{\frac{40{,}1585}{8}} = \pm 2{,}24".$$

Po wyrównaniu sieci triangulacyjnej obliczono długości i azymuty boków oraz spółrzędne prostokątne płaskie wierzchołków sieci, w schematach poniższych.

Obliczenie długości boków.

Trójkąt	Kąt	°	′	″	sin kąta	Bok	
I[1])	13	80	57	17,27	0,987 5646	7456,328	1—2
	2	51	28	51,35	0,782 4009	5907,297	0—1
	1	47	33	51,38	0,738 0347	5572,323	0—2
	Σ	180	00	00,00			

W powyższy sposób obliczono długości pozostałych boków i otrzymano następujące wartości:

0—3 = 4507,026 *m* 0—6 = 5433,618 *m* 4—5 = 4291,591 *m*
0—4 = 7246,533 2—3 = 3684,491 5—6 = 7800,870
0—5 = 8311,252 3—4 = 6273,057 6—1 = 7470,918.

[1]) Por. fig. 565 na str. 3094.

Obliczenie spółrzędnych.

Bok	Azymut boku α °	'	"	sin α długość boku b cos α	b sin α b cos α	y m	x m	Punkt
						0,000	0,000	0
0—1	29	51	05,80	0,497 7554 5907,297 0,867 3174	+2940,389 +5123,501			
						+2940,389	+5123,501	1

Spółrzędne obliczono 2 razy, raz — od punktu środkowego do obwodu, drugi raz — postępując po obwodzie, a z obliczonych wartości otrzymano średnie następujące:

0. $x =$ 0,000 $y =$ 0,000
1. $x = +5123,502$ $y = +2940,389$
2. $x = -1979,354$ $y = +5208,929$
3. $x = -3979,999$ $y = +2114,920$
4. $x = -6199,310$ $y = -3752,440$
5. $x = -3868,619$ $y = -7355,998$
6. $x = +3311,956$ $y = -4307,570$.

Przykład 4. Obliczenie spółrzędnych punktu, wyznaczonego zapomocą wcinania wprzód.

Dane są spółrzędne punktów A i B oraz azymuty (AP) i (BP) (fig. 566).

Szukane spółrzędne punktu P obliczamy zapomocą wzorów:

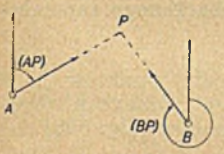


Fig. 566.

$$x_P - x_A = \frac{(y_B - y_A) - (x_B - x_A)\,tg\,(BP)}{tg\,(AP) - tg\,(BP)},$$

$$x_P - x_B = \frac{(y_B - y_A) - (x_B - x_A)\,tg\,(AP)}{tg\,(AP) - tg\,(BP)},$$

$$y_P - y_A = (x_P - x_A)\,tg\,(AP),$$

$$y_P - y_B = (x_P - x_B)\,tg\,(BP)\,^1).$$

---

[1]) Jeżeli wartości $tg(AP)$ i $tg(BP)$ są duże, to do obliczenia różnic $y_P - y_A$ i $y_P - y_B$ używamy wzorów:

$$y_P - y_A = \frac{(x_B - x_A) - (y_B - y_A)\,ctg\,(BP)}{ctg\,(AP) - ctg\,(BP)},\quad y_P - y_B = \frac{(x_B - x_A) - (y_B - y_A)\,ctg\,(AP)}{ctg\,(AP) - ctg\,(BP)}.$$

Jeżeli zamiast azymutów (AP) i (BP) dane są kąty α i β (fig. 567), to do obliczeń używamy następujących wzorów:

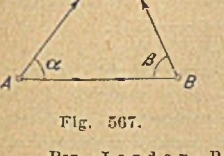


Fig. 567.

$$x_P - x_A = \frac{(x_B - x_A)\,ctg\,\alpha + (y_B - y_A)}{ctg\,\alpha + ctg\,\beta},$$

$$y_P - y_A = \frac{(y_B - y_A)\,ctg\,\alpha + (x_B - x_A)}{ctg\,\alpha + ctg\,\beta},$$

$$x_P - x_B = \frac{-(x_B - x_A)\,ctg\,\beta - (y_B - y_A)}{ctg\,\alpha + ctg\,\beta},$$

$$y_P - y_B = \frac{-(y_B - y_A)\,ctg\,\beta - (x_B - x_A)}{ctg\,\alpha + ctg\,\beta}.$$

Por. Jordan-Reinhertz-Eggert, Handbuch der Vermessungskunde. tom II/1, 1931, str. 425 i 427.

A: 6. Rzęsna Polska. *B*: 1. Malechów. *P*: W.Z. Wysoki Zamek.

(AP)	$129^0\ 06'\ 33''$	$tg\,(AP)$	$-1{,}230\ 10$
(BP)	$213\ \ 48\ \ 19$	$tg\,(BP)$	$+0{,}669\ 58$
		$tg\,(AP)-tg\,(BP)$	$-1{,}899\ 68$
y_B	$+2940{,}39$	x_B	$+5123{,}50$
y_A	$-4307{,}57$	x_A	$+3311{,}96$
y_B-y_A	$+7247{,}96$	x_B-x_A	$+1811{,}54$
y_B-y_A	$+7247{,}96$	y_B-y_A	$+7247.96$
$-(x_B-x_A)\,tg\,(BP)$	$-1212{,}97$	$-(x_B-x_A)\,tg\,(AP)$	$+2228{,}38$
suma	$+6034{,}99$	suma	$+9476{,}34$
x_A	$+3311{,}96$	x_B	$+5123{,}50$
x_P-x_A	$-3176{,}85$	x_P-x_B	$-4988{,}39$
x_P	$+135{,}11$	x_P	$+135{,}11$
y_A	$-4307{,}57$	y_B	$+2940{,}39$
y_P-y_A	$+3907{,}84$	y_P-y_B	$-3340{,}13$
y_P	$-399{,}73$	y_P	$-399{,}74$

Sprawdzenie: $(x_P-x_A)-(x_P-x_B)=x_B-x_A=+1811{,}54$

$(y_P-y_A)-(y_P-y_B)=y_B-y_A=+7247{,}97.$

Do dalszych obliczeń wprowadzono: $x_P=+135{,}11$, $y_P=-399{,}73$.

Przykład 5. Obliczenie spółrzędnych punktu, wyznaczonego zapomocą wcinania wstecz.

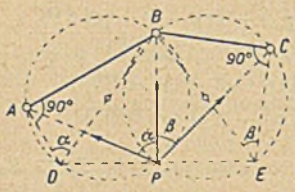


Fig. 568.

Dane są spółrzędne punktów *A*, *B* i *C* oraz kąty α i β, otrzymane z różnic spostrzeganych kierunków (fig. 568).

Do obliczenia wprowadzamy punkty pomocnicze *D* i *E*[1]).

Szukane spółrzędne punktu *P* obliczamy zapomocą wzorów:

$$x_B-x_D=(x_B-x_A)+(y_B-y_A)\,ctg\,\alpha, \qquad y_B-y_D=(y_B-y_A)-(x_B-x_A)\,ctg\,\alpha,$$
$$x_B-x_E=(x_B-x_C)-(y_B-y_C)\,ctg\,\beta, \qquad y_B-y_E=(y_B-y_C)+(x_B-x_C)\,ctg\,\beta,$$
$$x_E-x_D=(x_B-x_D)-(x_B-x_E),$$
$$y_E-y_D=(y_B-y_D)-(y_B-y_E),$$
$$N=\frac{(x_B-x_D)(y_B-y_E)-(x_B-x_E)(y_B-y_D)}{(x_E-x_D)^2+(y_E-y_D)^2},$$
$$x_P=x_B+N(y_E-y_D), \qquad y_P=y_B-N(x_E-x_D).$$

[1]) Obliczenie to oparte jest na następującej konstrukcji geometrycznej Cassiniego. Przy boku *AB* rysujemy trójkąt *ABD* z kątami 90^0 i $(90^0-\alpha)$ w punktach *A* i *B*, przy boku zaś *BC* trójkąt *BCE* z kątami 90^0 i $(90^0-\beta)$ w punktach *C* i *B*. Prostopadła z punktu *B* do prostej łączącej punkty *D* i *E* wyznacza szukany punkt *P*. Leży on na przecięciu się kół, wykreślonych przez punkty *A*, *B*, *D* i *B*, *C*, *E*.

Sprawdzenie:

$$tg\,(PA) = \frac{y_A - y_P}{x_A - x_P},\quad tg\,(PB) = \frac{y_B - y_P}{x_B - x_P},\quad tg\,(PC) = \frac{y_C - y_P}{x_C - x_P},$$

$$\alpha = (PB) - (PA),\quad \beta = (PC) - (PB).$$

A: 6. Rzęsna Polska. $\alpha = 84^0\ 41'\ 49''$

B: 1. Malechów. $\beta = 76\ 51\ 07$

C: 2. Czartowska Skała. $ctg\,\alpha = +0{,}092\,821$

P: W.Z. Wysoki Zamek. $ctg\,\beta = +0{,}233\,592$

x_B	+5123,50	y_B	+2940,39	x_B	+5123,50	y_B	+2940,39
x_A	+3311,96	y_A	−4307,57	x_C	−1979,35	y_C	+5208,93
$x_B - x_A$	+1811,54	$y_B - y_A$	+7247,96	$x_B - x_C$	+7102,85	$y_B - y_C$	−2268,54

$x_B - x_A$	+1811,54	$y_B - y_A$	+7247,96
$+(y_B - y_A)\ ctg\,\alpha$	+ 672,76	$-(x_B - x_A)\ ctg\,\alpha$	− 168,15
$x_B - x_D$	+2484,30	$y_B - y_D$	+7079,81
$x_B - x_C$	+7102,85	$y_B - y_C$	−2268,54
$-(y_B - y_C)\ ctg\,\beta$	+ 529,91	$+(x_B - x_C)\ ctg\,\beta$	+1659,17
$x_B - x_E$	+7632,76	$y_B - y_E$	− 609,37
$x_E - x_D$	−5148,46	$y_E - y_D$	+7689,18

$$(x_B - x_D)(y_B - y_E) - (x_B - x_E)(y_B - y_D) = -55\,552\,348{,}5$$

$$(x_E - x_D)^2 + (y_E - y_D)^2 = +85\,630\,129{,}4$$

$$N = -0{,}648\,7477$$

x_B	+5123,50	y_B	+2940,39
$+ N\ (y_E - y_D)$	−4988,34	$- N\ (x_E - x_D)$	−3340,05
x_P	+ 135,16	y_P	− 399,66

Sprawdzenie:

$y_A - y_P$	− 3907,91	$y_B - y_P$	+ 3340,05	$y_C - y_P$	+ 5608,59
$x_A - x_P$	+ 3176,80	$x_B - x_P$	+ 4988,34	$x_C - x_P$	− 2114,51
$tg\,(PA)$	− 1,230 140	$tg\,(PB)$	+ 0,669 571	$tg\,(PC)$	− 2,652 430
(PA)	$309^0\ 06'\ 30''$	(PB)	$33^0\ 48'\ 18''$	(PC)	$110^0\ 39'\ 26''$

$\alpha = (PB) - (PA) = 84^0\,41'\,48'',\quad \beta = (PC) - (PB) = 76^0\,51'\,08''.$

Podajemy tu jeszcze obliczenie spółrzędnych punktu W.Z. Wysoki Zamek sposobem D e l a m b r e'a[1]), który polega na wyznaczeniu azymutu promienia średniego $(PB) = \varphi$ (fig. 569) zapomocą wzoru:

$$tg\ \varphi = \frac{(y_A - y_B)\ ctg\,\alpha + (y_C - y_B)\ ctg\,\beta - (x_C - x_A)}{(x_A - x_B)\ ctg\,\alpha + (x_C - x_B)\ ctg\,\beta + (y_C - y_A)} = \frac{L}{M}$$

[1]) Por. J o r d a n - R e i n h e r t z - E g g e r t. tom II/1, 1931, str. 446.

Wyrażenia L, M, L_1 i L_2 obliczono na maszynie do rachowania, bez wypisywania wartości ich składników.

oraz na obliczeniu różnic spółrzędnych z wzorów:

$$x_P - x_B = \frac{(y_A - y_B) - (x_A - x_B)\,tg\,(\varphi - \alpha)}{tg\,\varphi - tg\,(\varphi - \alpha)} = \frac{L_1}{M_1}$$

$$x_P - x_B = \frac{(y_C - y_B) - (x_C - x_B)\,tg\,(\varphi + \beta)}{tg\,\varphi - tg\,(\varphi + \beta)} = \frac{L_2}{M_2}$$

$$y_P - y_A = (x_P - x_A)\,tg\,(\varphi - \alpha)$$

$$y_P - y_C = (x_P - x_C)\,tg\,(\varphi + \beta).$$

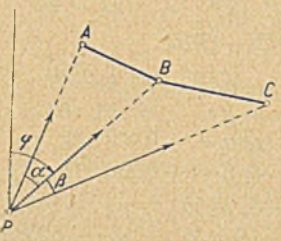


Fig. 569.

A: 6. Rzęsna Polska.
B: 1. Malechów.
C: 2. Czartowska Skała.
P: W.Z. Wysoki Zamek.
$\alpha = 84^0\,41'\,49''$
$\beta = 76\ 51\ 07$

$y_A = -4307{,}57$	$y_B = +2940{,}39$	$y_C = +5208{,}93$
$x_A = +3311{,}96$	$x_B = +5123{,}50$	$x_C = -1979{,}35$

$ctg\ \alpha$	0,092 8210		$ctg\ \beta$	0,233 5916
$y_A - y_B$	−7247,96		$x_A - x_B$	− 1811,54
$y_C - y_B$	+2268,54		$x_C - x_B$	− 7102,85
$y_C - y_A$	+9516,50		$x_C - x_A$	− 5291,31
L	+5148,46		M	+ 7689,18
$tg\,\varphi = L : M$	+0,669 5720		φ	33° 48′ 18,6″
$tg\,(\varphi - \alpha)$	−1,230 1390		α	84 41 49
$tg\,(\varphi + \beta)$	−2,652 4262		β	76 51 07
$M_1 = tg\,\varphi - tg\,(\varphi - \alpha)$	+1,899 7110		$\varphi - \alpha$	309 06 29,6
$M_2 = tg\,\varphi - tg\,(\varphi + \beta)$	+3,321 9982		$\varphi + \beta$	110 39 25,6
L_1	−9476,41		L_2	−16571,25
$x_P - x_B = L_1 : M_1$	−4988,34	$x_P - x_B = L_2 : M_2$		− 4988,34
x_B	+5123,50		x_B	+ 5123,50
x_P	+ 135,16		x_P	+ 135,16
x_A	+3311,96		x_C	− 1979,35
$x_P - x_A$	−3176,80		$x_P - x_C$	+ 2114,51
$(x_P - x_A)\,tg\,(\varphi - \alpha) =$			$(x_P - x_C)\,tg\,(\varphi + \beta) =$	
$= y_P - y_A$	+3907,91		$= y_P - y_C$	− 5608,58
y_A	−4307,57		y_C	+ 5208,93
y_P	− 399,66		y_P	− 399,65

Do dalszych obliczeń wprowadzono:

$$x_P = +135{,}16, \quad y_P = -399{,}66.$$

Przykład 6. Wyrównanie spółrzędnych punktu triangulacyjnego II-go rzędu, wyznaczonego zapomocą wcinania obustronnego.

Dane są spółrzędne punktów triangulacyjnych I-go rzędu: O. Piaskowa Góra, 1. Malechów, 2. Czartowska Skała, 3. Pirogówka, 4. Sokolniki, 5. Skniłów, 6. Rzęsna Polska (fig. 570).

W celu wyznaczenia spółrzędnych punktu W.Z. Wysoki Zamek spostrzegano ogółem 13 kierunków, a to na stanowiskach:

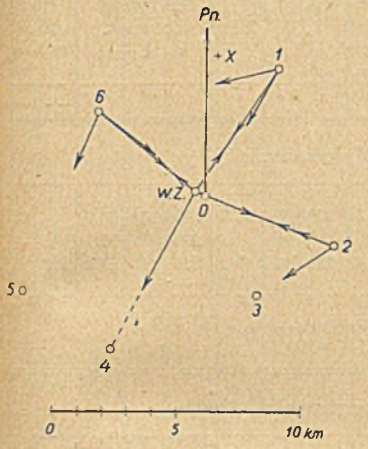


Fig. 570.

1. Malechów
1 kierunek zewnętrzny
2 kierunki nawiązujące,

2. Czartowska Skała
1 kierunek zewnętrzny
2 kierunki nawiązujące,

6. Rzęsna Polska
1 kierunek zewnętrzny
2 kierunki nawiązujące,

W. Z. Wysoki Zamek
4 kierunki wewnętrzne.

Pomiar kierunków wykonano w trzech serjach i z tych spostrzeżeń wyznaczono kierunki średnie k_s.

Na stanowiskach 1, 2 i 6 przeprowadzono orjentowanie kierunków zewnętrznych, przyczem azymuty boków sieci triangulacyjnej α obliczono ze znanych spółrzędnych jej wierzchołków (schemat I na str. 3104).

Spółrzędne przybliżone x_P i y_P punktu W. Z.[1]) wyznaczono zapomocą wcinania wprzód z punktów 1 i 6 (por. przykład 4-ty na str. 3099).

Ze spółrzędnych przybliżonych x_P i y_P punktu P oraz ze znanych spółrzędnych punktów triangulacyjnych 1, 2, 4 i 6 obliczono azymuty przybliżone: (P1), (P2), (P4) i (P6), według wzoru:

$$tg\,(PN) = \frac{\Delta y_{PN}}{\Delta x_{PN}}.$$

Długości boków P1, P2, P4 i P6 obliczono z wzoru:

$$s^2_{PN} = \Delta y^2_{PN} + \Delta x^2_{PN}.$$

Spółczynniki równań błędów, odpowiadające tym kierunkom, są następujące:

$$a = + \frac{\varrho}{s^2_{PN}} \Delta y_{PN}, \quad b = - \frac{\varrho}{s^2_{PN}} \Delta x_{PN}.$$

[1]) Dla uproszczenia punkt W.Z. oznaczono w schematach literą P, a punkty triangulacyjne dane literą N.

I. Orjentowanie kierunków zewnętrznych.

Punkt	Kierunek średni k_s			Azymut z danych spółrz. α			Różnica $\alpha - k_s$			Kierunek zorjent. $k_0 = k_s + z_0$			Różnica $\alpha - k_0$	
	0	′	″	0	′	″	0	′	″	0	′	″	+	−
Stanowisko: 1. Malechów.														
O. Piask. Góra	0	0	0,0	209	51	05,8	209	51	05,8	209	51	08,0		2,2
W.Z. Wys. Zam.	3	57	11,3							213	48	19,3		
6. Rzęsna Pol.	46	06	51,2	255	58	01,4	209	51	10,2	255	57	59,2	2,2	
$z_0 = \frac{[\alpha - k_s]}{2} = 209^0\,51'\,08{,}0''$														
Stanowisko: 2. Czartowska Skała.														
3. Pirogówka	0	0	0,0	237	06	45,0	237	06	45,0	237	06	45,1		0,1
W.Z. Wys. Zam.	53	32	40,0							290	39	25,1		
O. Piask. Góra	53	41	37,9	290	48	23,1	237	06	45,2	290	48	23,0	0,1	
$z_0 = \frac{[\alpha - k_s]}{2} = 237^0\,06'\,45{,}1''$														
Stanowisko: 6. Rzęsna Polska.														
O. Piask. Góra	0	0	0,0	127	33	20,0	127	33	20,0	127	33	17,9	2,1	
W.Z. Wys. Zam.	1	33	14,6							129	06	32,5		
5. Skniłów	75	26	55,3	203	00	11,1	127	33	15,8	203	00	13,2		2,1
$z_0 = \frac{[\alpha - k_s]}{2} = 127^0\,33'\,17{,}9''$														

Sprawdzenie obliczenia azymutów oraz spółczynników a i b otrzymujemy z wzoru:

$$ctg\,(PN) = -\frac{b}{a}.$$

Powyższe obliczenia, dotyczące azymutów przybliżonych, długości boków i spółczynników równań błędów, zestawiono w schemacie II na str. 3105[1]).

Zkolei przeprowadzono orjentowanie kierunków wewnętrznych na stanowisku W.Z. (schemat III na str. 3106).

[1]) Por. Koll-Eggert, Geodätische Rechnungen mittels der Rechenmaschine, Stuttgart 1927, str. 68.

II. Obliczenie azymutów ze spółrzędnych, oraz spółczynników a i b.

Punkt dany N	y_N x_N	$\Delta y_{PN} = y_N - y_P$ $\Delta x_{PN} = x_N - x_P$ $tg\,(PN) = \frac{\Delta y_{PN}}{\Delta x_{PN}}$ (PN)	$s^1_{PN} = \Delta y^1_{PN} + \Delta x^1_{PN}$ $\frac{\varrho}{s^1_{PN}}$ $\varrho = 206\,265''$	$a = +\frac{\varrho}{s^1_{PN}}\Delta y_{PN}$ $b = -\frac{\varrho}{s^1_{PN}}\Delta x_{PN}$ $ctg\,(PN) = -\frac{b}{a}$ (PN)	$\Delta y_{PN} = y_N - y_P$ $\Delta x_{PN} = x_N - x_P$ $tg\,(PN) = \frac{\Delta y_{PN}}{\Delta x_{PN}}$ (PN)
$y_P = -399{,}73$	$x_P = +135{,}11$			$y_P = -399{,}70$	$x_P = +135{,}17$
1. Malechów	+ 2940,39 + 5123,50	+ 3340,12 + 4988,39 0,669 579 33° 48′ 19,6″	36 040 436 0,005 723	+ 19,115 51 − 28,548 56 1,493 476 33° 48′ 19,5″	+ 3340,09 + 4988,33 0,669 581 33° 48′ 19,8″
2. Czartowska Skała	+ 5208,93 − 1979,35	+ 5608,66 − 2114,46 2,652 526 110° 39′ 23,0″	35 928 008 0,005 741	+ 32,199 32 + 12,139 11 0,376 999 110° 39′ 23,0″	+ 5608,63 − 2114,52 2,652 436 110° 39′ 25,3″
4. Sokolniki	− 3752,44 − 6199,31	− 3352,71 − 6334,42 0,529 284 207° 53′ 29,6″	51 365 541 0,004 016	− 13,464 48 + 25,439 03 1,889 344 207° 53′ 29,6″	− 3352,74 − 6334,48 0,529 284 207° 53′ 29,6″
6. Rzęsna Polska	− 4307,57 + 3311,96	− 3907,84 + 3176,85 1,230 099 309° 06′ 32,9″	25 363 589 0,008 132	− 31,778 55 − 25,834 14 0,812 943 309° 06′ 32,9″	− 3907,87 + 3176,79 1,230 132 309° 06′ 30,2″

Równania błędów mają postać następującą:

1. Dla kierunków zewnętrznych:

$$\delta = a\,dx + b\,dy + l, \quad \text{z wagą } \tfrac{1}{2}\,^{1}),$$

przyczem l obliczamy z wzoru:

$$l = (PN) - (k_0 \pm 180^0).$$

2. Dla kierunków wewnętrznych:

$$\delta' = a'\,dx + b'dy + l', \quad \text{z wagą 1,}$$

przyczem

$$a' = a - \frac{[a]}{n_w},\ b' = b - \frac{[b]}{n_w},\ l' = l - \frac{[l]}{n_w},$$

n_w oznacza ilość kierunków wewnętrznych,
l obliczamy z wzoru:

$$l = (PN) - k'_0.$$

---

1) W praktyce przyjmujemy zazwyczaj wagi kierunków zewnętrznych równe $\frac{1}{2}$, jeżeli ilość kierunków nawiązujących wynosi od 1 do 4, zaś równe 1, jeżeli ilość kierunków nawiązujących jest większa od 4; wagi kierunków wewnętrznych przyjmujemy równe 1. Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 414.

III. Orjentowanie kierunków wewnętrznych.

Punkt	Kierunek średni k_s			Kierunek zorjent. $k'_0 = k_s + z'_0$		
	0	′	″	0	′	″
Stanowisko W. Z.						
1. Malechów	0	0	0,0	33	48	19,6
2. Czartowska Skała	76	51	07,4	110	39	27,0
4. Sokolniki	174	05	09,8	207	53	29,4
6. Rzęsna Polska	275	18	10,7	309	06	30,3
$z'_0 = (\text{W. Z.}, 1) - k_{s1} = 33^0\,48'\,19{,}6''$						

Z równań błędów, odpowiadających kierunkom zewnętrznym i wewnętrznym, tworzymy równania normalne postaci następującej:

$$[pAA]\,dx + [pAB]\,dy + [pAL] = 0,$$
$$[pAB]\,dx + [pBB]\,dy + [pBL] = 0,$$

przyczem

$$[pAA] = [paa] + [a'a'], \quad [pAB] = [pab] + [a'b'],$$
$$[pAL] = [pal] + [a'l'], \quad [pBB] = [pbb] + [b'b'],$$
$$[pBL] = [pbl] + [b'l'].$$

Z równań tych otrzymujemy wartości dx i dy, a następnie spółrzędne wyrównane punktu P z wzorów:

$$x_P = x_P + dx, \qquad y_P = y_P + dy.$$

Ze spółrzędnych wyrównanych x_P i y_P punktu P i znanych spółrzędnych punktów 1, 2, 4 i 6 obliczono azymuty wyrównane $(P1)$, $(P2)$, $(P4)$ i $(P6)$ (schemat II, kolumna 6), a następnie poprawki δ i δ' dla kierunków zewnętrznych i wewnętrznych z wzorów:

$$\delta = (PN) - (k_0 \pm 180^0),$$
$$\delta = (PN) - k'_0, \quad \delta' = \delta - \frac{[\delta]}{n_w}.$$

które muszą być równe poprawkom obliczonym z wzorów:

$$\delta = a\,dx + b\,dy + l,$$
$$\delta' = a'\,dx + b'\,dy + l',$$

co stanowi sprawdzenie obliczenia (schemat VII, kolumny 2 i 7).

Jednostkowy błąd średni μ_0 obliczono z wzoru:

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{[p\delta\delta] + [\delta'\delta']}{n - 3}},$$

przyczem $n = n_z + n_w$ = suma kierunków zewnętrznych i wewnętrznych, a błędy średnie spółrzędnych punktu P wyznaczono z wzorów:

$$\mu_y = \mu_0 \sqrt{\frac{1}{[pBB.1]}}, \quad \mu_x = \mu_y \sqrt{\frac{[pBB]}{[pAA]}}.$$

Wszystkie obliczenia, dotyczące równań błędów, równań normalnych, spółrzędnych wyrównanych oraz błędów średnich, zestawiono w schematach IV, V, VI i VII.

IV. Obliczenie wyrazów wolnych l i l'.

Punkt dany N	(PN)			$k_0 \pm 180^0$ k'_0			$l = (PN) - k'_0$	$l = (PN) - (k_0 \pm 180^0)$ $l' = l - \frac{[l]}{n_w}$
	0	'	"	0	'	"		
1	33	48	19,6	33	48	19,3		+ 0,3
2	110	39	23,0	110	39	25,1		− 2,1
6	309	06	32,9	309	06	32,5		+ 0,4
1	33	48	19,6	33	48	19,6	0,0	+ 0,3
2	110	39	23,0	110	39	27,0	− 4,0	− 3,7
4	207	53	29,6	207	53	29,4	+ 0,2	+ 0,5
6	309	06	32,9	309	06	30,3	+ 2,6	+ 2.9
							− 1,2	0,0
							− 0,3	

V. Spółczynniki i wyrazy wolne równań błędów.

Punkt dany N	a	a a'	b	b b'	p	$a\sqrt{p}$ a'	$b\sqrt{p}$ b'	$l\sqrt{p}$ l'
1		+ 19,1		− 28,5	0,5	+ 13,5	− 20,2	+ 0,2
2		+ 32,2		+ 12,1	0,5	+ 22,8	+ 8,6	− 1,5
6		− 31,8		− 25,8	0,5	− 22,5	− 18,2	+ 0,3
1	+ 19,1	+ 17,6	− 28,5	− 24,3	1	+ 17,6	− 24,3	+ 0,3
2	+ 32,2	+ 30.7	+ 12,1	+ 16,3	1	+ 30,7	+ 16,3	− 3,7
4	− 13,5	− 15,0	+ 25,4	+ 29,6	1	− 15,0	+ 29,6	+ 0,5
6	− 31,8	− 33,3	− 25,8	− 21,6	1	− 33,3	− 21,6	+ 2,9
	+ 6,0	0,0	− 16,8	0,0				
	+ 1,5		− 4,2					$[pll] + [l'l'] = 24,8$

VI. Rozwiązanie równań normalnych i obliczenie spółrzędnych wyrównanych.

$[pAA]$	+ 3794	$[pAB]$	+ 681	$-\frac{[pAB]}{[pAA]}$	− 0,179
$[pAL]$	− 250,6	$[pBB]$	+ 3012	$[pBL]$	− 137,8
$-\frac{[pAL]}{[pAA]}$	+ 0,066	$-\frac{[pAB]}{[pAA]}[pAB]$	− 122	$-\frac{[pAB]}{[pAA]}[pAL]$	+ 44,9
$-\frac{[pAB]}{[pAA]}dy$	− 0,006	$[pBB.1]$	+ 2890	$[pBL.1]$	− 92,9
dx	+ 0,060	$dy=-\frac{[pBL.1]}{[pBB.1]}$	+ 0,032	$\sqrt{\frac{1}{[pBB.1]}}$	0,019
x_P	+ 135,11	y_P	− 399,73	$\sqrt{\frac{[pBB]}{[pAA]}}$	0,891
x_P	+ 135,17	y_P	− 399,70		

$\Sigma=[pAL]\,dx+[pBL]\,dy=-19{,}4$; $\Sigma=-\frac{[pAL]}{[pAA]}[pAL]-[pBL.1]\,dy=-19{,}5$

VII. Obliczenie δ i δ', błędów średnich μ_0, μ_y i μ_x oraz sprawdzenie δ i δ' [1]).

Punkt dany N	$\delta=adx+bdy+l$ $\delta'=a'dx+b'dy+l'$	$\delta\sqrt{p}$	(PN) '	(PN) "	$k_0\pm180^0$ k'_0 '	$k_0\pm180^0$ k'_0 "	$\delta=(PN)-k'_0$	$\delta=(PN)-(k_0\pm180^0)$ $\delta'=\delta-\frac{[\delta]}{n_w}$
1	+ 0,5	+0,4	48	19,8	48	19,3		+ 0,5
2	+ 0,2	+0,1	39	25,3	39	25,1		+ 0,2
6	− 2,3	−1,6	06	30,2	06	32,5		− 2,3
1	+ 0,6		48	19,8	48	19,6	+ 0,2	+ 0,6
2	− 1,3		39	25,3	39	27,0	− 1,7	− 1,3
4	+ 0,5		53	29,6	53	29,4	+ 0,2	+ 0,6
6	+ 0,2		06	30,2	06	30,3	− 0,1	+ 0,3
	0,0						− 1,4 − 0,4	+ 0,2

$[p\delta\delta]+[\delta'\delta']=5{,}1$

Sprawdzenie:

$[p\delta\delta]+[\delta'\delta']=[pll]+[l'l']+\Sigma=5{,}4$

$\mu_0^2=\frac{[p\delta\delta]+[\delta'\delta']}{n-s}=1{,}28$ $\quad\mu_0=\pm1{,}1''$

$\mu_y=\mu_0\sqrt{\frac{1}{[pBB.1]}}=\pm0{,}021$ $\quad\mu_x=\mu_y\sqrt{\frac{[pBB]}{[pAA]}}=\pm0{,}019$

[1]) W kolumnie 4-tej i 5-tej tego schematu opuszczono dla uproszczenia stopnie (°).

III. Poligonizacja miasta.

Poligonizacja stanowi przejście od triangulacji do zdjęcia szczegółów. Na sieci poligonowej opieramy sieć linij pomiarowych, która wraz z siecią poligonową jest podstawą zdjęcia szczegółów. Odróżniamy poligony pierwszorzędne, łączące ze sobą punkty triangulacyjne, zwykle IV-go rzędu i poligony drugorzędne, które wogóle łączą wierzchołki poligonów pierwszorzędnych. Poligony pierwszorzędne wychodzą bezpośrednio z punktów triangulacyjnych terenowych albo nawiązane są do niedostępnych punktów triangulacyjnych wieżowych zapomocą małych trójkątów. Sieć poligonowa miejska

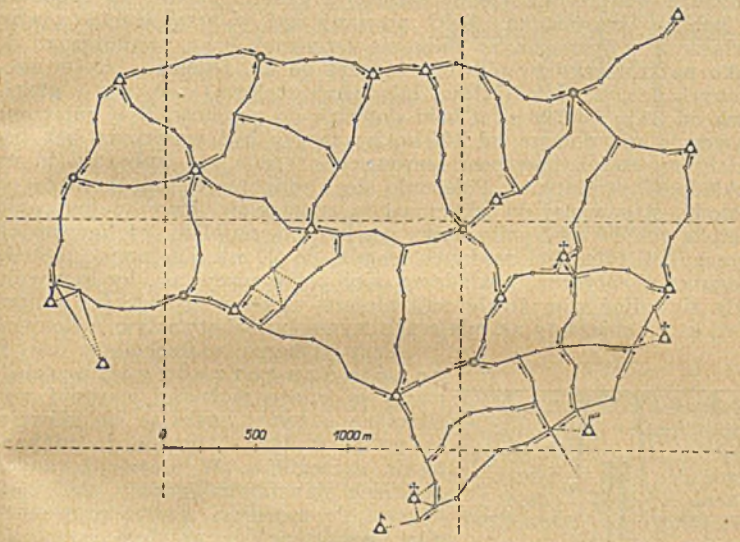


Fig. 571. Część sieci poligonowej miasta Brna.

składa się z poligonów otaczających poszczególne bloki budowlane, wyjątkowo mogą poligony ograniczać dwa lub więcej bloków budowlanych. Jako przykład podajemy część sieci poligonowej miasta Brna (fig. 571).

Czynności przy poligonizacji: 1) zakładanie sieci poligonowej, 2) pomiar i nawiązanie sieci do punktów triangulacyjnych, 3) wyrównanie i obliczanie sieci.

1. Zakładanie sieci poligonowej.

Przy zakładaniu poligonów pierwszorzędnych staramy się przedewszystkiem o należyte nawiązanie ich do punktów triangulacyjnych oraz by wzajemne położenie wierzchołków poligonów dało się jak najdokładniej wyznaczyć. Poligony drugorzędne zakładamy tak, by zdjęcie szczegółów można jak najdokładniej wykonać.

Przy wyborze wierzchołków poligonów pierwszorzędnych uwzględnić następujące warunki: 1. Poligony powinny jak najmniej odchylać się od kierunków prostych (kąty od 150° do

210°), a długości poligonów wynosić 800 *m* do 1 000 *m*. Jeżeli odległości punktów triangulacyjnych są większe od powyższych wielkości, staramy się sieć triangulacyjną zagęścić lub utworzyć między niemi punkt węzłowy. 2. Wierzchołki poligonów zakładamy przedewszystkiem na skrzyżowaniach, odgałęzieniach i załomach ulic, a w razie potrzeby także między temi punktami. Wierzchołki powinny być dogodne do pomiaru kątów (z każdego wierzchołka widoczny spód tyczki ustawionej na wierzchołkach sąsiednich), obrane na terenie stałym i w miejscach spokojnych (nie nad przewodami kanalizacyjnemi, wodociągowemi, gazowemi i t. d., gdyż w razie naprawy tychże mogłyby łatwo ulec zniszczeniu). 3. Boki poligonów zakładać wzdłuż ulic (jedną stroną) i granic placów, na chodniku w pobliżu krawężnika. Boki powinny być w przybliżeniu równe, zwłaszcza w tym samym poligonie (stosunek boku najdłuższego do boku najkrótszego wogóle nie większy od 2). Długości boków mierzonych bezpośrednio (łatami lub taśmą stalową) zawarte w granicach od 80 *m* do 300 *m*, a boki dogodne do pomiaru. Boki mierzone optycznie nie dłuższe od 150 *m*, by mogły być zmierzone bez podziału na części, przyczem nierówności terenu nie wpływają tu na dokładność pomiaru. 4. Położenie sieci poligonowej zależy także od metody, stosowanej do zdejmowania szczegółów. Przy zdejmowaniu metodą rzutów sieć poligonowa ma być jak najbliżej zdejmowanych szczegółów (długości rzędnych wogóle do 20 *m*). Zdejmując metodą biegunową optyczną, zakładamy sieć poligonową tak, by szczegóły dały się zdjąć z możliwie najmniejszej ilości wierzchołków poligonów, które obieramy na miejscach wyniosłych z otwartym widokiem.

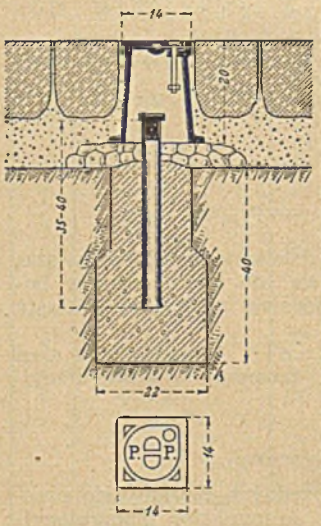


Fig. 572. Znak poligonowy miejski. Rura żelazna obetonowana z pokrywą żelazną.

Przy wyborze wierzchołków poligonów drugorzędnych uwzględniamy w miarę możności warunki wymienione powyżej, starając się głównie, by poligony były dogodne do zdejmowania szczegółów. W niezabudowanych częściach miasta zakładamy sieć poligonową ile możności wzdłuż przyszłych ulic, posługując się przytem ewentualnie planem regulacyjnym (zabudowania) miasta. Sieć poligonową projektuje się wprost na terenie, po obejrzeniu terenu z mapą katastralną.

Wierzchołki poligonów zaznacza się w sposób trwały: zapomocą słupków kamiennych, rur żelaznych obetonowanych z pokrywą żelazną (fig. 572), a tylko wyjątkowo zapomocą rur żelaznych nieobetonowanych (sposób najprymitywniejszy). Na fig. 573 i 574 przedstawiono znaki poligonowe miasta Lwowa i Warszawy[1]). Znaki poligonowe, wykonane z materjału trwałego, powinny być łatwe do odszukania i tak założone, by wskutek zmian w położeniu nawierzchni ulicy nie mogły ulec przesunięciu.

[1]) Opis poligonizacji Warszawy podał Piotrowski w Przeglądzie Miernicz ym 1929, str. 207.

Zaznaczenie wierzchołków sieci poligonowej należy wykonać przed pomiarem kątów i boków sieci. W celu ewentualnego odtworzenia wierzchołków poligonu obieramy w odpowiednich miejscach na bokach poligonu 2 lub 3 punkty (mogą to być punkty pomiarowe) albo wyznaczamy przecięcia się przedłużeń boków z sąsiedniemi domami lub ogrodzeniami stałemi. Punkty te utrwalamy zapomocą trzpieni żelaznych i mierzymy ich odległości od odnośnych wierzchołków poligonu.

Wierzchołki poligonów oznacza się liczbami porządkowemi arabskiemi jako dalszy ciąg liczb punktów triangulacyjnych. Porządek liczbowania odpowiada zwykle następstwu zakładania wierzchołków sieci poligonowej. Każdy wierzchołek poligonu należy opisać topograficznie, by można łatwo punkt odnaleźć, a w razie zniszczenia znaku położenie punktu dokładnie oznaczyć. Opis topograficzny składa się ze szkicu sytuacyjnego i opisu położenia punktu. Przykłady schematów szkiców topograficznych punktów poligonowych podano na fig. 575. Szkic sieci poligonowej, narysowany w skali 1:5 000 lub 1:10 000, zawiera punkty triangulacyjne, do których poligony nawiązano, wierzchołki i boki poligonów oraz celowe do punktów triangulacyjnych. Szkic ten daje przegląd założonych poligonów i służy do orjentacji przy wyrównaniu i obliczaniu poligonów.

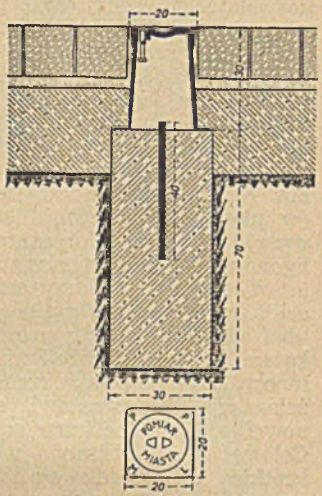


Fig. 573. Znak poligonowy m. Lwowa.

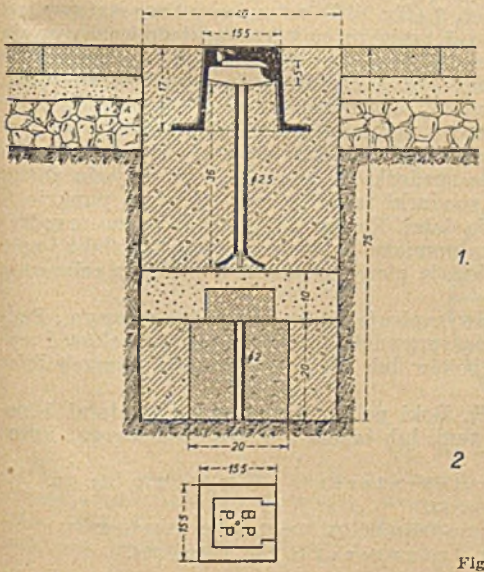


Fig. 574. Znak poligonowy miasta Warszawy.

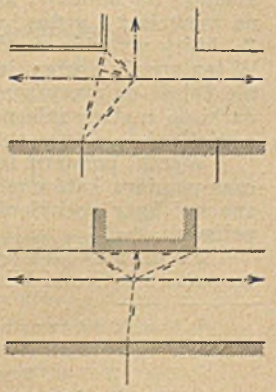


Fig. 575. Schematy szkiców topograficznych punktów poligonowych.

2. Pomiar i nawiązanie sieci poligonowej.

Pomiar sieci poligonowej obejmuje: a) pomiar kątów, b) pomiar boków.

Pomiar kątów. Kąty sieci poligonowej mierzy się teodolitem nonjuszowym 20″[1]), teodolitem z mikroskopami z podziałką, dozwalającemi odczytywać przez ocenę 6″ lub 12″[2]), teodolitem repetycyjnym Wilda T1[3]) (fig. 576 i 577) albo teodolitem Zeissa IV (fig. 578 i 579), z odczytami wprost 1′, przez ocenę 0,1′. Najlepiej używać teodolitu, który da się scentrować definitywnie przed pionowem ustawieniem jego osi. Pożądany jest także pion optyczny. Pomiar kątów wykonywa się metodą kierunkową 2 razy, w dwóch położeniach lunety, z odczytami na obu nonjuszach (mikroskopach)[4]). Po pierwszym pomiarze ustawia się na nowo teodolit i znaki do celowania. Należy mierzyć kąty leżące po jednej (lewej) stronie poligonu (w pierwszem położeniu lunety celować najpierw wstecz, potem wprzód). Z szczególną starannością mierzy się kąty nawiązania poligonów do punktów triangulacyjnych (np. kąty β_A i β_B na fig. 583).

Teodolit ustawiamy centrycznie w wierzchołku kąta zapomocą dokładnego pionu. Do pionowego ustawiania osi teodolitu używa się libel alidadowych, gdy celowe są nachylone do poziomu pod małemi kątami, natomiast libeli niwelacyjnej lub nasadkowej na oś obrotu lunety, gdy celowe są strome[5]). Używać cienkich tyczek (ewentualnie żelaznych), które ustawia się centrycznie zapomocą pionu lub pionownika. Najszkodliwsze są poprzeczne odchyłki względem poligonu. Celować do najniższego widocznego punktu tyczki. Przy bardzo krótkich bokach celować do sznurka pionu, zawieszonego nad punktem na żelaznym trójnogu.

Postępując w sposób powyższy, zmniejszymy ekscentryczność ustawienia instrumentu lub tyczki do 0,5 *cm*. Większą dokładność otrzymamy zapomocą następującego urządzenia do centrowania. Nad wierzchołkami poligonu *1*, 2, *3* (fig. 580) ustawiamy trzy statywy, na statywach w punktach *1* i *3* umieszczamy spodarki do centrowania oraz znaki do celowania Z_1 i Z_2, a na statywie w punkcie 2 ustawiamy teodolit, którego górna część da się wyjąć ze spodarki. Teodolit i spodarki ustawiamy centrycznie, ich osi pionowo i mierzymy kąt β_2. Po skończonym pomiarze przenosi się statyw ze znakiem Z_1 na punkt *4*, górną część teodolitu wyjmuje się ze spodarki na punkcie 2 i wstawia do spodarki na punkcie *3*, po wyjęciu znaku Z_2, który wstawia się do spodarki teodolitu pozostałej na punkcie 2. W ten sposób postępuje się dalej. Na fig. 581 przedstawiono urządzenie Zeissa do precyzyjnego pomiaru kątów poligonów. Teodolit i spodarki do centrowania posiadają piony optyczne, a znaki do celowania oświetlenie elektryczne.

Wyniki pomiaru kątów zapisuje się w dzienniku kątowym. Podczas pomiaru kątów można sprawdzić optycznie pomiar boków i wyznaczyć kąty pochylenia boków lub różnice wysokości wierzchołków poligonu.

Pomiar boków[6]). Boki poligonów mierzy się łatami 5-metrowemi z końcami klinowemi lub taśmą stalową 20-metrową. Przed

---

[1]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 378, fig. 59.

[2]) Por. tamże, str. 379, fig. 61.

[3]) Por. Wild, Repetitions-Theodolit T1, Druckschrift Th43 i Th44.

[4]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 384.

[5]) Por. tamże, str. 383.

[6]) Por. tamże, str. 341.

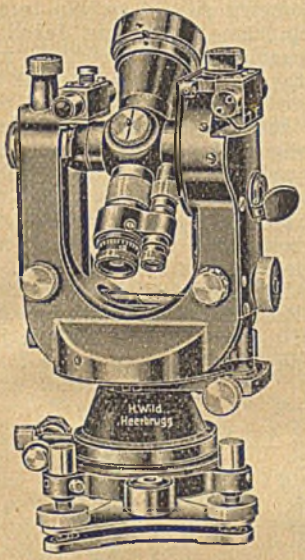


Fig. 576. Teodolit repetycyjny Wilda T1 do poligonizacji i tachymetrji. Odczyt obu kół zapomocą mikrometru optycznego, wprost 1′, przez ocenę 0,1′. Powiększenie lunety 28 ×. Teodolit może być zaopatrzony w urządzenie do precyzyjnego pomiaru kątów poligonów i w optyczny odległościomierz dwuobrazowy.

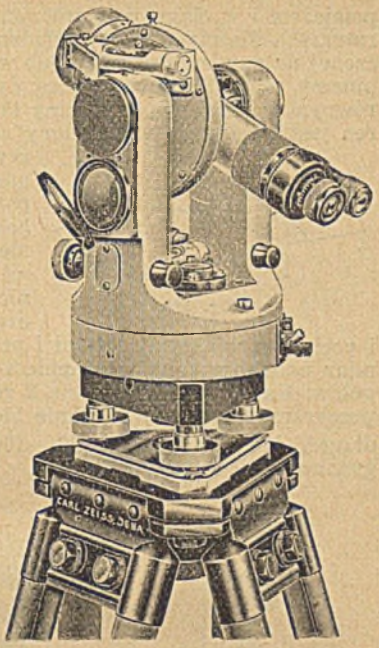


Fig. 578. Teodolit Zeissa IV do poligonizacji i tachymetrji. Odczyty na obu kołach zapomocą mikroskopów z podziałką, wprost 1′, przez ocenę 0,1′. Powiększenie lunety 28 ×. Teodolit posiada ulepszone urządzenie repetycyjne.

Fig. 577. Pole widzenia okularu do odczytywania kątów (podział 360°) w teodolicie Wilda T1.
Odczyt koła poziomego 122° 22,4′.

Fig. 579. Pole widzenia okularu do odczytywania kątów (podział 360°) w teodolicie Zeissa IV.
Odczyty: koło poziome 327° 24,3′
„ pionowe 271° 54.5′.

pomiarem i w ciągu pomiaru sprawdza się te przyrządy na komparatorze[1]). Mierząc łatami, układamy je wzdłuż linji kredowej, zaznaczonej na nawierzchni ulicy, lub wzdłuż napiętego sznura. Taśmę napinamy jednostajnie zapomocą dynamometru siłą 10 *kg*. Na terenie równym i poziomym układamy łaty lub taśmę na terenie. Jeżeli teren jest jednostajnie pochylony na znaczniejszych długościach, mierzymy także po terenie, a wynik pomiaru redukujemy na poziom przy pomocy zmierzonego kąta pochylenia boku poligonu lub zaniwelowanej różnicy wysokości między wierzchołkami poligonu, uwzględniając ewentualnie tę redukcję dla poszczególnych części boku. Na terenie nierównym i pochyłym mierzymy łatami i pochyłomierzem automatycznym. Pomiar należy wykonać starannie i niezależnie od zdejmowania szczegółów. Każdy bok mierzy się 2 razy. Różnica wyników nie powinna przekraczać poniższych granic błędów:

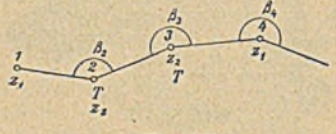


Fig. 580.

długość boku	0,	50,	100,	150,	200,	250,	300 *m*
granica błędów	3,	4,	5,	6,	7,	8 *cm*	

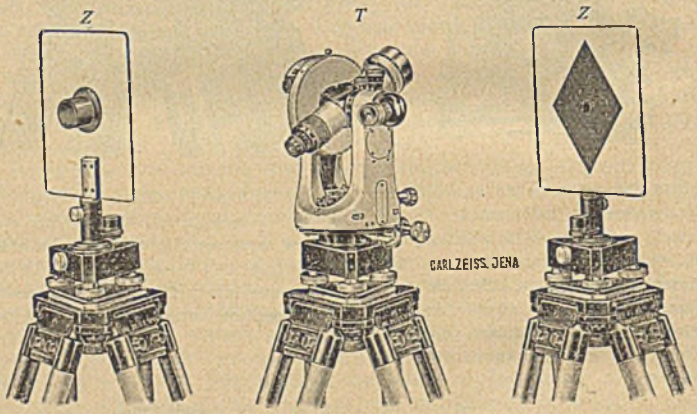


Fig. 581. Urządzenie Zeissa do precyzyjnego pomiaru kątów poligonów. *T* teodolit, *Z*, *Z* znaki do celowania.

Podług „Przepisów pomiarowych triang. i poligon." granica błędów dozwolonych dla terenu średniego: $\Delta b = 0{,}0002\sqrt{b^2 + 1000\,b}$, b jest długością boku poligonu.

---

[1]) Pojedynczy komparator do łat składa się z dwóch stalowych ostrzy klinowych, osadzonych na drewnianej belce, w odstępie cokolwiek większym od 5 *m*. Odstęp tych ostrzy wymierzamy dokładnie zapomocą dwóch metrów normalnych i klina mierniczego. Sprawdzając łatę, przysuwamy ją jednym końcem do jednego ostrza komparatatora i mierzymy zapomocą klina odstęp drugiego końca łaty od drugiego ostrza komparatora. Łaty należy sprawdzać, zwłaszcza przy zmianach stanu wilgotności. Taśmę stalową sprawdzamy przez porównanie jej z precyzyjną taśmą stalową o znanem równaniu długości, najlepiej na posadzce korytarza, napinając obie taśmy zapomocą dynamometru siłą 10 *kg*. Przy sprawdzaniu łat i taśmy uwzględnić należy wpływ temperatury.

Przeszkody w pomiarze boku AB (fig. 582) omijamy w sposób następujący: 1) Tyczymy kąt prosty CED i mierzymy długości AC, CE, ED i DB. $AB = AC + \sqrt{CE^2 + ED^2} + DB$. 2) Zamiast boku $AB = c$ mierzymy długości a, b i kąt γ, albo kąty α i β; $c = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab\cos\gamma} = b\cos\alpha + a\cos\beta$. 3) Mierzymy długość b oraz kąty α, β, ewentualnie dla sprawdzenia jeszcze kąt γ.

$$AB = b\,\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin\beta} = b\,\frac{\sin\gamma}{\sin\beta}.$$

Boki poligonów można także mierzyć optycznie zapomocą tachymetrów dwuobrazowych i poziomej łaty tachymetrycznej.

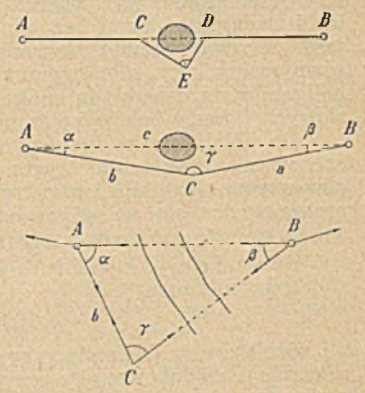


Fig. 582. Omijanie przeszkód przy pomiarze boków poligonu.

Nawiązanie poligonów do punktów triangulacyjnych. a) W poligonie łączącym dwa punkty triangulacyjne A i B (fig. 583) mierzymy kąty nawiązania β_A i β_B do punktów triangulacyjnych C i D. b) Jeżeli poligonu nie można wyprowadzić z punktu triangulacyjnego, lecz kończy się on w punkcie triangulacyjnym lub odwrotnie, to nawiązujemy go na początku (na końcu) do sąsiednich punktów triangulacyjnych (wogóle wieżowych) zapomocą wcinania wstecz, zadania Hansena lub w sposób podany na fig. 584. Z wierzchołków poligonu 1, 2 nawiązujemy się do punktów triangulacyjnych M i N zapomocą kątów α, β i γ. Z czworokąta $1MN2$ możemy wtedy obliczyć spółrzędne wierzchołków 1 i 2. Gdy z wierzchołka 3 widoczny jest także punkt M i zmierzymy kąty $M23$ i $23M$, to odległość $2M$ da się wyznaczyć ze sprawdzeniem z trójkątów $1M2$ i $2M3$. Jeżeli z wierzchołków poligonu 1 i 2 widoczny jest tylko jeden punkt triangulacyjny M i zmierzono kąty α i β, to poligon jest nawiązany tylko zapomocą długości $1M$ i $2M$, które obliczamy z trójkąta $1M2$. c) Jeżeli poligonu nie można wyprowadzić z punktu triangulacyjnego, ani zakończyć w punkcie triangulacyjnym, to nawiązujemy go na początku i na końcu jednym ze sposobów podanych pod b). d) Jeżeli punkty triangulacyjne widoczne są także z pośrednich wierzchołków poligonu, należy zmierzyć odnośne kąty nawiązania.

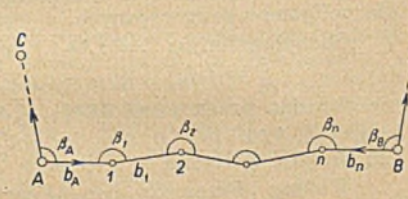


Fig. 583. Nawiązanie poligonu do punktów triangulacyjnych.

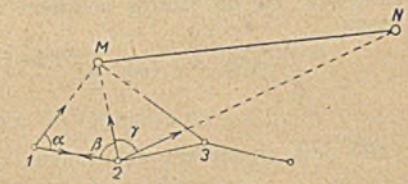


Fig. 584. Nawiązanie poligonu do punktów triangulacyjnych wieżowych.

3. Wyrównanie i obliczanie sieci poligonowej.

Przedmiotem wyrównania i obliczania są poligony między punktami triangulacyjnemi bez punktów węzłowych i z punktami węzłowemi. Do wyrównania używamy metody przybliżonej. Najpierw wyrównywamy kąty, albo azymuty węzłowe i kąty, potem rzuty boków poligonów na osi układu spółrzędnych, albo spółrzędne punktów węzłowych i rzuty boków poligonów na osi układu spółrzędnych[1]).

Do obliczania poligonów najekonomiczniej używać maszyny do rachowania oraz tablic trygonometrycznych[2]). W braku tych środków używa się tablic logarytmicznych 6-cio cyfrowych[3]). Obliczenia przeprowadza się na odpowiednich schematach. Wartości $\Delta y = b \sin \alpha$ i $\Delta x = b \cos \alpha$ oraz y i x obliczamy z dokładnością 0,01 m.

Granice błędów dozwolonych. Odchyłka kątowa, obliczona z wzoru

$$\omega = \{[\beta] - n.\,180^0\} - \{(BD) - (CA)\},$$

t. j. różnica sumy $[\beta]$ zmierzonych kątów poligonu (wraz z kątami nawiązania), zredukowanej o wartość $n.\,180^0$ i różnicy azymutów kierunków nawiązania końcowego (BD) i początkowego (CA) (fig. 583), obliczonych z danych spółrzędnych punktów nawiązania, nie powinna przekraczać $20''\sqrt{n}$ dla poligonów pierwszorzędnych, a $40''\sqrt{n}$ dla poligonów drugorzędnych, n jest liczbą kątów zmierzonych.

Odchyłka linijna $f = \sqrt{f_y^2 + f_x^2}$, przyczem

$$f_y = [\Delta y] - (y_B - y_A),\quad f_x = [\Delta x] - (x_B - x_A),$$

nie powinna przekraczać $0{,}005\sqrt{[b]} + 0{,}05\ m$ dla poligonów pierwszorzędnych, $0{,}01\sqrt{[b]} + 0{,}10\ m$ dla poligonów drugorzędnych, $[b]$ oznacza długość poligonu w metrach.

Według „Przepisów pomiarowych triang. i poligon." dozwolona odchyłka kątowa ω nie powinna być większa od $40''\sqrt{n}$ ($+20\%$ w razie niekorzystnych warunków pomiaru), dozwolone odchyłki zaś, odnoszące się do rzutów poligonu na osi układu spółrzędnych, wynoszą:

$$(AB) - (AB)' \leqq \frac{1{,}4\,([b] + 100)}{L}\ \text{(w minutach)},$$

$$L - L' \leqq 0{,}008\sqrt{[b]} + 0{,}04\ \text{(w metrach)},$$

(AB) jest azymutem obliczonym z danych spółrzędnych punktów A i B, $(AB)'$ azymutem obliczonym z równania $tg\,(AB)' = \frac{[\Delta y]}{[\Delta x]}$, L odległością AB obliczoną z danych spółrzędnych punktów A i B, L' odległością obliczoną z równania $L' = \frac{[\Delta y]}{\sin (AB)'} = \frac{[\Delta x]}{\cos (AB)'}$.

---

[1]) Por. Jordan-Reinhertz-Eggert, Handbuch der Vermessungskunde, tom II/1, 1931, str. 506.

Gauss, Die trigonometrischen u. polygonometrischen Rechnungen in der Feldmesskunst, tom II, 1922.

[2]) Gauss, Fünfstellige vollständige trigonometrische u. polygonometrische Tafeln für Maschinenrechnen. Teilung des Quadranten in 90° zu 60'. Stuttgart 1925.

[3]) Bremiker, Logarithmisch-trigonometrische Tafeln mit sechs Dezimalstellen, Stuttgart.

Przy starannym pomiarze otrzymujemy odchyłki znacznie mniejsze od ostatnio podanych granic błędów dozwolonych.

Kąty poligonu wyrównywamy, dając im równe poprawki $c = \frac{-\omega}{n}$. Rzuty boków poligonu $\Delta y = b\sin\alpha$ i $\Delta x = b\cos\alpha$ wyrównywamy przez rozdział odchyłek f_y i f_x na poszczególne Δy i Δx, proporcjonalnie do długości boków poligonu. Odnośne poprawki:

$$c_y = \frac{-f_y}{[b]}\,b, \quad c_x = \frac{-f_x}{[b]}\,b.$$

Przy wyrównaniu punktu węzłowego przyjmujemy wagi azymutów dowolnego boku, wychodzącego z punktu węzłowego (którego azymut wyrównany obliczamy), odwrotnie proporcjonalne do liczb kątów zmierzonych w odnośnych poligonach. Wagi spółrzędnych punktu węzłowego, obliczonych z poszczególnych poligonów, przyjmujemy odwrotnie proporcjonalne do długości poligonów między punktami triangulacyjnemi a punktem węzłowym.

Podług „Przepisów pomiarowych triang. i poligon." przyjmować należy wagi azymutów: $p = \frac{10}{n}$, wagi spółrzędnych: $p_y = \frac{C}{[b](1+\sin^2\varphi)}$, $p_x = \frac{C}{[b](1+\cos^2\varphi)}$, przyczem n oznacza liczbę kątów zmierzonych, $C = 5000$, $[b]$ jest długością poligonu od punktu triangulacyjnego do punktu węzłowego, φ azymutem prostej łączącej te dwa punkty.

Na podstawie obliczonych spółrzędnych punktów poligonowych należy zestawić odpowiedni wykaz oraz narysować plan sieci poligonowej w skali 1:5000 lub 1:10000, który zawiera punkty triangulacyjne i poligonowe, boki poligonów, nawiązania do punktów triangulacyjnych oraz porządek i tok obliczania.

Przykład wyrównania i obliczenia poligonu I-go rzędu zapomocą maszyny do rachowania[1]).

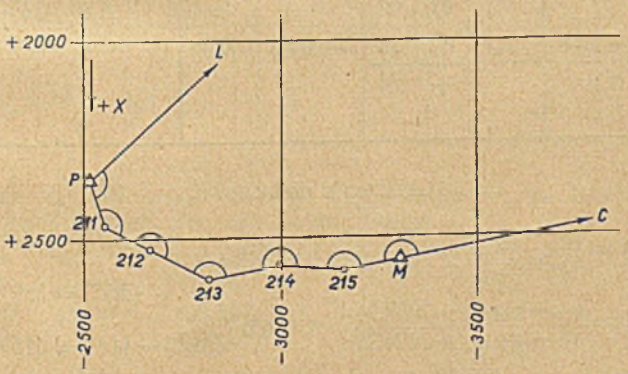


Fig. 585.

1) Do obliczenia użyto maszyny Nova Brunsviga Model IVa.

Schemat wyrównania i obliczenia poligonu zapomocą maszyny do rachowania.

Nr. poligonu	Punkt	Kąt poligonu β °	′	″	Azymut α °	′	″	Długość boku b	$\sin\alpha$ / $\cos\alpha$ ±	
27	$\triangle L$									
				−3	48	24	36			
	$\triangle P$	112	18	12					−	0,33 031
				−4	340	42	45	117,52	+	0,94 388
	211	137	07	03					−	0,88 435
				−3	297	49	44	131,21	+	0,46 683
	212	178	59	46					−	0,89 239
				−4	296	49	27	168,58	+	0,45 126
	213	142	29	03					−	0,98 264
				−3	259	18	26	181,82	−	0,18 554
	214	196	10	41					−	0,99 542
				−4	275	29	04	163,74	+	0,09 558
	215	163	06	32					−	0,98 024
				−3	258	35	32	147,17	−	0,19 779
	$\triangle M$	180	56	51						
					259	32	20			
	$\triangle C$									
	$[\beta]$	1111	08	08						
	$7\times180^0=$	1260								
					$[b]$ =			910,04	$[\Delta y]$ =	
		211	03	08					$y_M - y_P$ =	
	ma być	211	07	44	$=(MC)-(LP)$				f_y =	
	ω =		+	24						

Rzut boku na oś Y $\Delta y = b\sin\alpha$ ±		Rzut boku na oś X $\Delta x = b\cos\alpha$ ±		Rzędna y ±		Odcięta x ±		Punkt
				−	3603,20	+	1386,67	$\triangle L$
	+1			−	2513,66	+	2353,66	$\triangle P$
−	38,82	+	110,92					
	+1		−1	−	2552,47	+	2464,58	211
−	116,04	+	61,25					
	+2		−1	−	2668,50	+	2525,82	212
−	150,44	+	76,07					
	+2		−1	−	2818,92	+	2601,88	213
−	178,66	−	33,73					
	+1		−1	−	2997,56	+	2568,14	214
−	162,99	+	15,65					
	+1		−1	−	3160,54	+	2583,78	215
−	144,26	−	29,11					
				−	3304,79	+	2554,66	$\triangle M$
				−	5602,75	+	2130,37	$\triangle C$
−	791,21	+	201,05		$=[\Delta x]$			
−	791,13	+	201,00		$=x_M - x_P$			
−	0,08	+	0,05		$=f_x$			

$f = \sqrt{f_y^2 + f_x^2} = 0{,}09\ m$

Obliczenia dodatkowe.

$$tg\,(LP) = \frac{y_P - y_L}{x_P - x_L} = \frac{+1089{,}54}{+966{,}99} = 1{,}12673 \qquad (LP) = 48^0\,24'\,36''$$

$$tg\,(MC) = \frac{y_C - y_M}{x_C - x_M} = \frac{-2297{,}96}{-424{,}29} = 5{,}41601 \qquad (MC) = 259^0\,32'\,20''$$

$$(MC) - (LP) = 211^0\,07'\,44''$$

$\omega \leqq 20''\sqrt{n} = 53''$

$f \leqq 0{,}005\sqrt{[b]} + 0{,}05 = 0{,}20\ m.$

Dane są spółrzędne punktów triangulacyjnych, odniesione do układu południowego (fig. 585 na str. 3117):

L	$y_L = -3603{,}20\ m$	$x_L = +1386{,}67\ m$
P	$y_P = -2513{,}66$	$x_P = +2353{,}66$
M	$y_M = -3304{,}79$	$x_M = +2554{,}66$
C	$y_C = -5602{,}75$	$x_C = +2130{,}37,$

do których nawiązano obustronnie poligon P, 211, . . . 215, M. Wyniki pomiaru kątów i boków poligonu zestawiono w powyższym schemacie.

Tok obliczania: a) Obliczenie azymutów (LP) i (MC) kierunków nawiązania LP i MC oraz ich różnicy $(MC)-(LP)$. b) Obli-

czenie sumy kątów poligonu $[\beta]$ oraz odchyłki kątowej ω i porównanie jej z dozwoloną granicą błędów. c) Wyrównanie kątów. d) Obliczenie azymutów α boków poligonu. e) Wypisanie wartości $\sin\alpha$ i $\cos\alpha$ z tablic funkcyj trygonometrycznych[1]). f) Obliczenie rzutów boków $\Delta y = b\sin\alpha$ i $\Delta x = b\cos\alpha$. g) Obliczenie odchyłek f_y i f_x, odchyłki linjowej f i porównanie jej z dozwoloną granicą błędów. h) Wyrównanie rzutów Δy i Δx (ewentualnie w kolumnach y i x wypisuje się wyrównane rzuty boków, sprawdzając ich sumy z różnicami spółrzędnych końcowego i początkowego punktu nawiązania). i) Obliczenie spółrzędnych wierzchołków poligonu.

IV. Zdjęcie szczegółów[2]).

Linje pomiarowe są podstawami zdjęcia szczegółów. Są to linje proste lub łamane (poligony pomiarowe), których położenie względem sieci poligonowej wyznacza się przez pomiar długości albo długości i kątów. Zakładamy je wewnątrz poligonów blokowych t. j. poligonów zamkniętych, otaczających poszczególne bloki budowlane (fig. 586), w których szczegóły zdejmujemy oddzielnie, niezależnie od bloków sąsiednich. Linje pomiarowe mogą wychodzić z wierzchołków poligonu lub z punktów pomiarowych, leżących na bokach poligonu i kończyć się w takich punktach. Jednostronne nawiązanie linij pomiarowych jest gorsze od nawiązania obustronnego. Linje pomiarowe nawiązane jednostronnie staramy się złączyć w stałym punkcie, jak np. punkt 92 na fig. 586 (założony na murze granicznym). Wierzchołki poligonów pomiarowych mogą się znajdować w różnych poziomach, np. na podwórzu i gankach pięter lub na dachach (fig. 587) (poligony przestrzenne). Do osobliwości należą odosobnione punkty pomiarowe na tarasach, dachach lub murach ogniowych, wyznaczone zapomocą wcinania wstecz do punktów triangulacyjnych lub zapomocą wcinania wprzód z punktów wciętych wstecz.

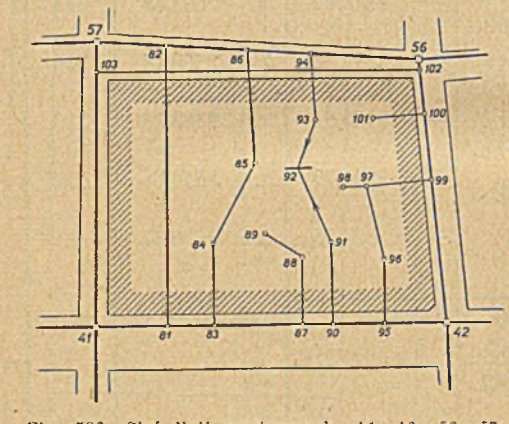


Fig. 586. Sieć linij pomiarowych. *41, 42, 56, 57* punkty poligonowe. *81, 82, . . .* punkty pomiarowe.

Linje pomiarowe zakładać tak, by: a) dały się należycie związać z siecią poligonową i innemi linjami pomiarowemi, b) były dogodne do zdejmowania szczegółów. Wogóle obieramy linje pomiarowe blisko punktów zdejmowanych. Punkty pomiarowe, leżące na bokach

[1]) Gauss, Fünfstellige vollständige trigonometrische u. polygonometrische Tafeln für Maschinenrechnen. Teilung des Quadranten in 90^0 zu 60'. Stuttgart 1925.

[2]) Por. Stadtvermessung Leipzig. Anweisung für die Blocknetzarbeiten, Anweisung für die Stückvermessung, Leipzig 1906.

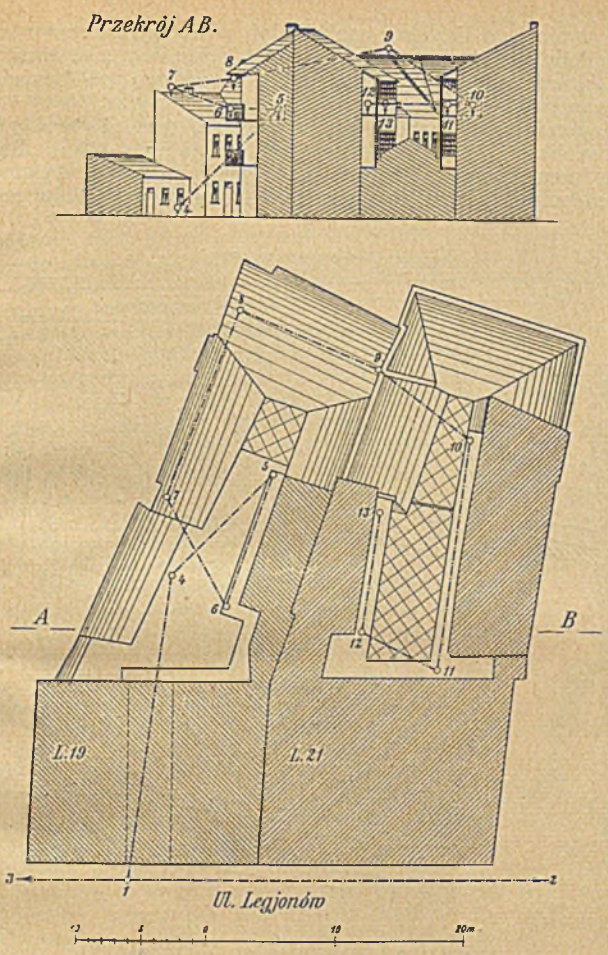


Fig. 587. Zdjęcie poligonowe realności przy ul. Legjonów 19 i 21 we Lwowie. (Stan z r. 1909.) Punkty *1*, *2*, *3* znajdują się na ulicy, *4* na podwórzu, *5* i *6* na ganku II. p., *7*, *8*, *9* na dachu, *10*, *11*, *12*, *13* na galerji II. p.

poligonu, wytyczyć teodolitem z wierzchołków poligonu i sprawdzić ich położenie podczas pomiaru kątów na punktach pomiarowych. Punkty pomiarowe zaznacza się na ulicach i brukowanych podwórzach zapomocą dużych gwoździ lub krzyżyków wyrytych w nawierzchni, na zwykłym terenie zaś zapomocą palików dębowych z gwoździami lub rurek drenowych. Należy także zaznaczyć pionową kreską przecięcia się linij pomiarowych albo ich przedłużeń ze ścianami sąsiednich budynków lub murami granicznemi i zmierzyć odległości przecięć od najbliższych krawędzi tychże. Sieć linij pomiarowych każdego bloku budowlanego kreśli się na osobnym szkicu w skali 1:500. Bloki budowlane oznacza się liczbami rzymskiemi,

punkty pomiarowe liczbami arabskiemi, w dalszym ciągu numeracji wierzchołków poligonów. Jako przykład podajemy sieć linij pomiarowych bloku budowlanego Katedry Ormiańskiej we Lwowie (fig. 588). Zabudowanie bloku tego jest zwarte i dawne.

Do pomiaru poligonów pomiarowych używa się zrektyfikowanego teodolitu 1' i sprawdzonej taśmy stalowej 20 *m*. Położenie punktów pomiarowych, leżących na bokach poligonu, wyznacza się zapomocą odległości każdego punktu od obu wierzchołków poligonu.

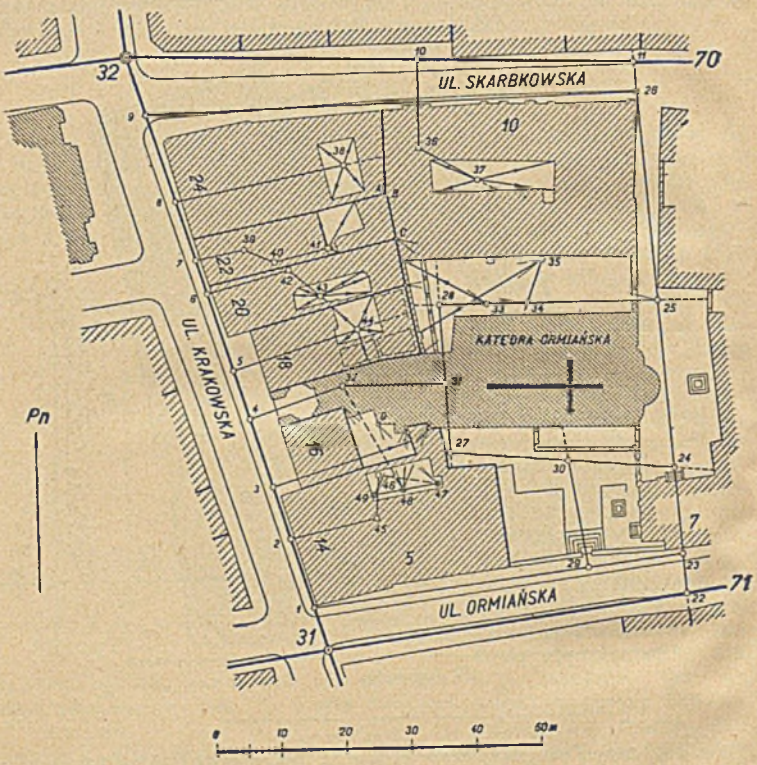


Fig. 588. Sieć linij pomiarowych bloku budowlanego Katedry Ormiańskiej we Lwowie. Punkty pomiarowe 47, 48 i 49 znajdują się na ganku II. piętra.

Kąty poligonów pomiarowych mierzy się 1 raz w dwóch położeniach lunety, a boki mierzy się 2 razy. Linje pomiarowe zdejmuje się wogóle równocześnie ze zdejmowaniem szczegółów. Należy obliczyć spółrzędne punktów pomiarowych, wychodząc ze spółrzędnych punktów poligonowych.

Przedmiotem zdjęcia szczegółowego są: 1. Granice własności i użytkowania gruntów (granicznіki, mury graniczne, ogrodzenia i t. d.). 2. Budynki w przekroju poziomym przez cokół, z uwzględnieniem świetlni piwnicznych oraz wystających stopni schodowych. 3. Drogi i ulice z podziałem na jezdnię, chodniki i skwery,

koleje miejskie, pokrywy dostępów do przewodów podziemnych (wodociągowych, kanalizacyjnych, elektrycznych, gazowych i t. d.), latarnie, studnie, pomniki, rzędy drzew, mury oporowe, mosty. 4. Place i ogrody publiczne, z uwzględnieniem pasów komunikacyjnych i skwerów. 5. Koleje z uwzględnieniem granic własności kolejowej. 6. Rzeki, potoki, kanały, rowy oraz odnośne objekty: bulwary, mosty, śluzy i t. d.

Ze szczególną starannością i dokładnością należy zdjąć granice własności. W tym celu przed rozpoczęciem zdjęcia ustalić położenie tych granic i spisać protokoły graniczne, ewentualnie utrwalić te granice. Czynności powyższe wykonywa się w porozumieniu z odnośnymi właścicielami gruntów, używając przytem map katastralnych, ewentualnie szkiców polowych, na podstawie których mapy zostały wykonane, oraz planów budowlanych domów.

Szczegóły zdejmuje się przeważnie metodą rzutów, używa się także metody biegunowej, zwłaszcza do zdejmowania wewnętrznych granic realności i podwórz oraz niezregulowanych części miasta. Punkty niedostępne zdejmuje się zapomocą wcinania wprzód. Przy rzutowaniu szczegółów należy boki poligonów i linje pomiarowe znaczyć na ulicach linją kredową (zapomocą pokredowanego sznura). Do tyczenia prostopadłych najlepiej używać węgielnicy pryzmatowej ze sztywnym pionem. Rzutowanie należy wykonać dokładnie. Odcięte mierzy się taśmą stalową 20 *m*, rzędne małą taśmą stalową lub taśmą płócienną. Przyrządy te należy sprawdzać co pewien czas. Do tyczenia prostopadłych oraz optycznego pomiaru długości odciętych i rzędnych można także używać instrumentu „lodis"[1]) (fig. 589). Zdjęcie granic własności i budynków należy sprawdzić przez pomiar odległości punktów zdejmowanych, zarazem podać długości frontów parcel i wszystkie wymiary budynków (z ryzalitami). Wyraźne załomy granic własności i naroża budynków, położone blisko dwóch boków poligonów lub linij pomiarowych, należy odrzutować na obie proste. Do sprawdzenia pomiaru używać także przecięć granic własności lub ich przedłużeń z linjami pomiarowemi. Wyniki pomiaru (wogóle z uwzględnieniem centymetrów) zapisuje się z reguły wprost na szkicu, czarnym atramentem lub tuszem, w sposób przyjęty (fig. 590). Różnica wyników dwóch pomiarów tej samej długości l nie powinna przekraczać $0{,}007\sqrt{l}$.

Fig. 589. Instrument „lodis" do optycznego zdejmowania szczegółów metodą rzutów.

Do zdejmowania szczegółów metodą biegunową używać teodolitu 1′ i taśmy stalowej. Punkty zdejmowane otrzymują liczby porządkowe, zgodne na szkicu i w dzienniku kątowym. Kąty kierunkowe promieni zapisujemy w dzienniku kątowym, długości promieni na szkicu. Zdjęcie granic własności i budynków sprawdzamy, mierząc odległości punktów zdejmowanych lub zdejmując punkty dwa razy.

Przed rozpoczęciem zdejmowania szczegółów, ewentualnie podczas zakładania linij pomiarowych, należy wykonać dokładny szkic

[1]) Por. Przegląd Mierniczy 1931, str. 219.

szczegółowy zdejmowanego bloku budowlanego, który w razie potrzeby uzupełniamy podczas zdejmowania szczegółów. Zmniejszenie (przybliżona skala) szkicu wynosi dla części miasta gęsto zabudowanych 1:200, dla innych części miasta 1:500, wyjątkowo 1:1000. Drobne szczegóły rysuje się osobno w większej skali przybliżonej. Szkic rysujemy na gładkim papierze rysunkowym, formatu 60 *cm*

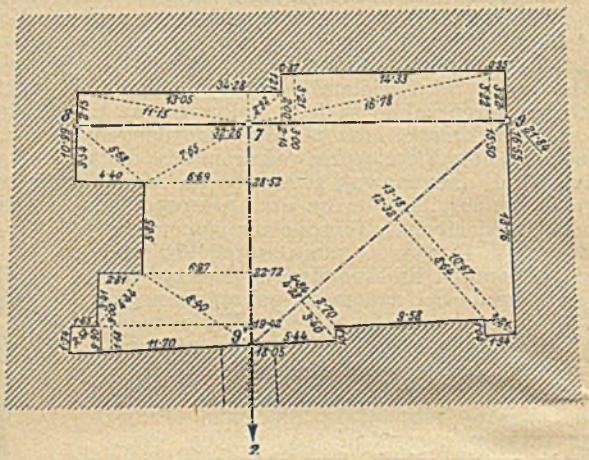


Fig. 590. Sposób zapisywania wymiarów przy zdejmowaniu szczegółów metodą rzutów.

× 50 *cm*, na stoliku szkicowym. W razie potrzeby używamy dla jednego bloku budowlanego kilku formatów. Na szkicu należy najpierw nanieść poligon blokowy zapomocą spółrzędnych lub kątomierza, następnie rysuje się sieć linij pomiarowych i szczegóły na podstawie wymiarów krokowych. Szkic rysuje się twardym ołówkiem, starannie, by parcele i inne zdejmowane przedmioty miały możliwie podobny kształt, a wszystkie wymiary można było wyraźnie zapisać. Należy uwidocznić wszystkie zdejmowane szczegóły (wymienione poprzednio), używając przytem znaków przyjętych. Granice własności oznacza się grubszemi linjami. Na szkicu oznaczyć kierunek północny, podać nazwę miasta zdejmowanego, liczbę bloku budowlanego, liczbę szkicu i zmniejszenie (przybliżoną skalę), wypisać nazwy ulic, placów, rzek i t. d., liczby orjentacyjne domów, liczby katastralne parcel, imiona i nazwiska właścicieli, specjalne przeznaczenia budynków, oznaczyć sposoby użytkowania parcel niezabudowanych, podać datę wykonania i nazwisko mierniczego, który wykonał zdjęcie. Wykończenie szkicu, t. j. wyciągnięcie tuszem podstawy zdjęcia (czerwono), granic własności i innych zdjętych przedmiotów (czarno) oraz opisanie, wykonywa się bezpośrednio po pomiarze. Szkice zdjęcia szczegółowego należy powielić np. drogą fotograficzną, celem otrzymania kilku kopij, których używa się do rysowania zdjęcia i obliczania powierzchni parcel.

V. Zdjęcie poligonowe metodą biegunową optyczną.

Przy tej metodzie podstawami zdjęcia szczegółów nie są boki poligonów ani linje pomiarowe, lecz wierzchołki poligonów. Wierzchołki te należy tak obrać, by każdy punkt zdejmowany był widoczny przynajmniej z jednego wierzchołka poligonu i znajdował się w odległości nie większej od dalekości zasięgu tachymetru, która wynosi 130 *m* do 150 *m* i określa największą długość boków poligonów, mierzonych optycznie bez podziału na 2 części, z jednego wierzchołka poligonu. Obieranie długich boków poligonów nie jest wskazane ze względu na trudności w przeglądzie terenu i dysponowaniu siłami pomocniczemi oraz na warunki atmosferyczne. Najodpowiedniejsza długość boku poligonu wynosi około 100 *m*. Boki poligonów mogą przechodzić w dowolnem pochyleniu ponad przeszkodami do pomiaru długości (ogrodzeniami, jarami i t. d.) lub przecinać ruchliwe ulice. Wierzchołki poligonów zakładamy w miejscach panujących nad zdejmowanym terenem, spokojnych i łatwo dostępnych, by z najmniejszej ilości wierzchołków wszystkie szczegóły dały się łatwo i dokładnie zdjąć, bez pomiarów dodatkowych.

Stosując metodę biegunową optyczną, mierzymy równocześnie kąty i boki poligonów oraz zdejmujemy szczegóły, łączymy więc razem 3 czynności, które przy zwykłej metodzie poligonowej wykonywa się oddzielnie, wskutek tego pracujemy ekonomiczniej. Zarazem otrzymać możemy wysokości punktów zdejmowanych. Ilość punktów poligonowych jest tu wogóle mniejsza niż przy zwykłej metodzie poligonowej. Oszczędność w pracy polowej dochodzi do 50%. Używanie metody biegunowej optycznej wskazane jest zwłaszcza na terenie trudnym. Zastosowano ją już kilka razy do zdejmowania miast[1]).

Używamy tu tachymetrów precyzyjnych dwuobrazowych oraz odpowiedniej poziomej łaty tachymetrycznej (łaty odległości)[2]). W tachymetrach tych umieszczony jest przed objektywem lunety pryzmat lub układ pryzmatów. Wskutek tego powstają dwa obrazy łaty, przesunięte względem siebie o stały kąt odległości. Odległość jest funkcją odstępu tych obrazów, otrzymamy ją, odczytawszy położenie punktu zerowego jednego obrazu na drugim obrazie. Aby dokładniej wyznaczyć odległość, wymierzamy odstęp obrazów zapomocą nonjusza albo mikrometru optycznego, stosując metodę zgodności (koincydencji) kresek podziału. Tachymetry dwuobrazowe zwykłe (Areggera i Kerna, Fennela, Hidebranda, Wilda, Breithaupta) dają odległość ukośną (w pochyleniu), którą redukujemy na poziomą, na podstawie kąta pochylenia osi celowej do poziomu, odczytanego na kole pionowem. Tachymetry redukcyjne (Bosshardta i Zeissa oraz Areggera i Kerna[3])) dają wprost odległość poziomą.

Dokładność optycznego wyznaczenia odległości zapomocą tachymetrów dwuobrazowych dorównywa dokładności bezpośredniego po-

---

[1]) Por. Schubert, Neuzeitliche Stadtvermessung mit dem Bosshardt-Zeiss-Tachymeter, Allgemeine Vermessungs-Nachrichten 1932, str. 337.

[2]) Por. Bosshardt, Optische Distanzmessung u. Polarkoordinatenmethode, Stuttgart 1930.

Bychawski, Optyczny pomiar długości w zastosowaniu do poligonizacji i zdjęć szczegółowych, Przegląd Mierniczy 1933, str. 126.

[3]) Por. Aregger, Der reduzierende Doppelbild-Tachymeter Kern, Schweizerische Zeitschrift für Vermessungswesen u. Kulturtechnik 1931, str. 275.

miaru długości zapomocą łat mierniczych lub taśmy stalowej, pomiar zaś niemi odbywa się łatwiej i prędzej (ruch uliczny mniej przeszkadza).

W tachymetrze redukcyjnym Bosshardta i Zeissa[1]) (fig. 591, 592, 593 i 594) powstają dwa obrazy różnych części łaty, położone nad sobą, utworzone przez górną i dolną część objektywu. Obraz górny odpowiada osi celowej lunety, obraz dolny zaś celowej odchylonej zapomocą dwóch pryzmatów achromatycznych, umieszczonych przed dolną częścią objektywu, o kąt odległości, odpowiadający stałej tachymetrycznej $K = 100$. W obrazie górnym widzimy punkt zerowy łaty z nonjuszem, w obrazie dolnym łatę przesuniętą. Dokładną zgodność kreski nonjusza z kreską obrazu dolnego otrzymujemy przez obrót płytki równoległościennej (umieszczonej przed górną częścią objektywu), zapomocą wałeczka do uzgadniania kresek. Na łacie odczytujemy, używając nonjusza, metry i decymetry, na wałeczku do uzgadniania kresek centymetry. Podczas pochylania lunety pryzmaty, znajdujące się przed objektywem, obracają się automatycznie w przeciwnych kierunkach koło prostej równoległej do osi geometrycznej lunety. Wskutek tego kąt odległości zostaje pomnożony przez cosinus kąta pochylenia osi celowej, a na łacie odczytujemy odległość poziomą.

Przy pomiarze kątów poziomych używa się górnej połowy pola widzenia lunety, w której widzimy kreskę pionową (pierścień na okularze obracamy na lewo). Przy optycznym pomiarze odległości nie używamy wcale kreski pionowej (pierścień na okularze obracamy na prawo). W okularze, umieszczonym obok okularu lunety, otrzymać można obraz przeciwległych miejsc podziału koła poziomego (fig. 592, 1) lub obraz koła pionowego (kąty zenitowe) i wielkości tangensów kątów pochylenia osi celowej (fig. 592, 2). W okularze tym odczytujemy kąty zapomocą mikroskopów z podziałką, które dają przez ocenę 12″. Koło poziome jest repetycyjne, z pojedynczym sprzęgiem i pojedynczą śrubą mikrometryczną. Łata tego tachymetru (fig. 593), długości 1,7 *m* lub 2,2 *m*, posiada podział 2 *cm* i dwa stałe nonjusze 2 *mm*, z których czerwony służy do wyznaczania odległości krótkich, czarny zaś do długich. Łatę umieszcza się na odpowiednim statywie. Używa się zwykle dwóch łat. Tachymetr i łaty należy przed pomiarem sprawdzić, a w razie potrzeby zrektyfikować[2]).

W celu optycznego pomiaru boku poligonu *AB* ustawiamy w punkcie *A* tachymetr centrycznie i jego oś pionowo, a w punkcie *B* układamy łatę odległości poziomo i prostopadle do boku zapomocą dioptra i kolimatora. Lunetę tachymetru nastawiamy na „obraz podwójny" i celujemy do łaty tak, by prosta oddzielająca oba obrazy wyraźnie wystąpiła, a kreska pionowa lunety znajdowała się w pobliżu nonjusza, na którym będziemy odczytywali. Następnie układamy poziomo oś libeli koła pionowego i nastawiamy zgadzającą się w przybliżeniu kreskę nonjusza dokładnie na kreskę podziału, po-

[1]) Por. Bosshardt, Optische Distanzmessung u. Polarkoordinatenmethode. Stuttgart 1930.

Reduktions-Tachymeter Bosshardt-Zeiss „Redta", Geo 88/1.

Gebrauchs- u. Justieranweisung zum Reduktions-Tachymeter Bosshardt-Zeiss, Geo 120/1.

[2]) Por. Geo 88/1 i Geo 120/1.

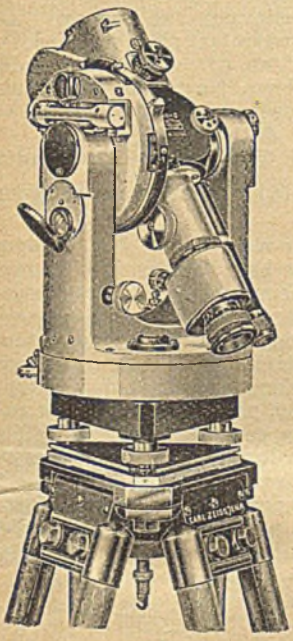


Fig. 591. Tachymetr redukcyjny Bosshardta i Zeissa do pomiaru kątów i boków poligonów oraz do zdejmowania szczegółów metodą biegunową optyczną.

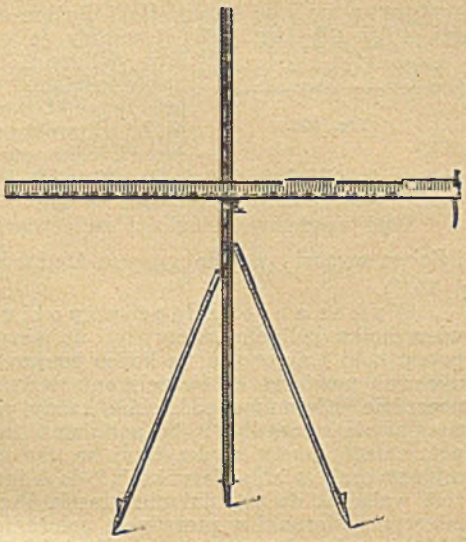


Fig. 593. Łata tachymetru Bosshardta i Zeissa z podziałem 2 *cm*. Długość łaty 2,2 *m*.

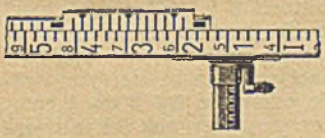


Fig. 594. Odczyt na łacie na zewnętrznym (czarnym) nonjuszu 120,6 *m* + *cm* na wałeczku do uzgadniania kresek.

Fig. 592. Pole widzenia mikroskopu do odczytywania kątów tachymetru Bosshardta i Zeissa (podział 360°). Na lewo przeciwległe miejsca podziału koła poziomego. Na prawo podział koła pionowego oraz wielkości tangensów kątów pochylenia.

Koło poziome:

odczyt I.	60°	14,6′ p
„ II.		+14,5′ p
średnia	60°	29,1′

Koło pionowe:

kąt zenitowy z	= 83° 07,5′ p
	= 83° 15′
$tg\ (90^0 - z)$	= +0,1184.

czem odczytujemy łatę i wałeczek do uzgadniania kresek. Nastawienie wykonywa się 2 do 4 razy. Boki dłuższe od 150 *m* dzieli się na 2 części *AC* i *CB* (fig. 595) i mierzy je optycznie z obu wierzchołków poligonu. Chcąc wykonać pomiar ze sprawdzeniem, obieramy na prostej *AB* jeszcze punkt *D*, znajdujący się w znanej odległości od punktu *C*, np. $CD = a = 5$ *m*, zmierzonej taśmą stalową. Następnie mierzy się optycznie odległości *AC* i *AD*, *BC* i *BD*. Powinno być: $AD - AC = BC - BD = a$, $AB = AC + CB = AD + DB$.

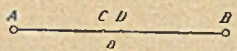


Fig. 595.

Błąd względny odległości zmierzonej tachymetrem Bosshardta i Zeissa wynosi $\frac{1}{5000}$ do $\frac{1}{4000}$, a średni błąd pomiaru kąta poligonu $\pm 19''$[1]).

Wykonanie zdjęcia poligonowego. Na każdym wierzchołku poligonu mierzymy najpierw kąty 2 razy lub 1 raz, potem boki poligonu, a na końcu zdejmujemy szczegóły. Przy pojedynczym pomiarze kątów poligonu można mierzyć kąty i boki równocześnie, zdejmując oddzielnie każdy punkt poligonowy, a potem zdejmować szczegóły. Kąty poligonów mierzy się zawsze w dwóch położeniach lunety z odczytami na obu mikroskopach, boki mierzymy optycznie w obu kierunkach 2 do 4 razy, nastawiając każdym razem wałeczek do uzgadniania kresek. Przy zdejmowaniu szczegółów mierzymy kierunki w pierwszem położeniu lunety, odczytując pierwszy mikroskop i wyznaczamy odległości 1 raz.

Stosując pojedynczy pomiar kątów, postępujemy następująco. Po ustawieniu tachymetru w wierzchołku poligonu *B* i ułożeniu łat w punktach *A* i *D* (fig. 596) nastawiamy limbus tak, by przy celowaniu do punktu *A* odczyt na pierwszym mikroskopie był 0° 0′ 0″, następnie: a) Mierzymy optycznie odległość *BA* 2 do 4 razy. b) Mierzymy kierunek *BA* w dwóch położeniach lunety (1-szy figurant przechodzi z łatą z punktu *A* na punkt *1*). c) Mierzymy kierunek *BD* w dwóch położeniach lunety. d) Mierzymy odległość *BD* 2 do 4 razy (2-gi figurant przechodzi z punktu *D* na punkt 2). Zkolei zdejmujemy szczegóły, poczem powtórnie celujemy do punktu *A* i odczytujemy oba mikroskopy, aby sprawdzić, czy położenie tachymetru nie zmieniło się podczas zdejmowania szczegółów. Gdy z punktu *B* wychodzą 3 lub 4 boki poligonów, należy zdjąć odnośne punkty poligonowe przed zdejmowaniem szczegółów. W podobny sposób postępujemy na stanowiskach następnych.

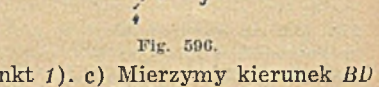


Fig. 596.

Wyniki pomiaru odległości i kątów zapisuje się w dzienniku polowym, podanym na str. 3130. Zamiast kątów można mierzyć azymuty boków, nastawiając odpowiednio limbus tachymetru na każdem stanowisku (fig. 597). Pierwsze nastawienie otrzymujemy z azymutu początkowego promienia nawiązania *AC*, obliczonego z danych spółrzędnych punktów *A* i *C*. Każde następne nastawienie wynika z azymutu pomierzonego na stanowisku poprzedniem. Na ostatniem stanowisku sprawdzamy, czy pomierzony azymut końcowego pro-

[1]) Por. Ackerl, Versuchsmessungen mit dem selbstreduzierenden Distanzmesser Bosshardt-Zeiss, Zeitschrift für Instrumentenkunde 1929, str. 64.

Ulrich, Genauigkeit u. Erfahrungen bei Messungen mit dem Reduktions-Tachymeter Bosshardt-Zeiss, Allgemeine Vermessungs-Nachrichten 1934. str. 237.

mienia nawiązania *BD* zgadza się z azymutem obliczonym z danych spółrzędnych punktów *B* i *D* w dozwolonej granicy błędów. Długości promieni do punktów zdejmowanych mniejsze od 20 *m* mierzymy taśmą stalową (o ile teren na to pozwala). Do zdejmowania szczegółów używa się także łaty odległości na stojaku, trzymanej ręcznie.

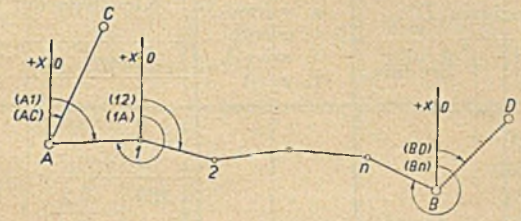


Fig. 597. Pomiar azymutów boków poligonu.

Przed rozpoczęciem zdjęcia narysować szkic szczegółowy (fig. 598), używając w tym celu map lub zdjęć lotniczych odpowiednio powiększonych. Na szkicu naznaczyć, które punkty będą zdejmowane z każdego wierzchołka poligonu, np. przez nakreślenie odcinków odnośnych promieni. Punkty należy policzbować bieżąco. Na szkicu wpisuje się wszystkie wymiary, otrzymane z bezpośredniego pomiaru długości. Punkty, których nie można zdjąć z wierzchołków poligonów, zdejmujemy z punktów pomiarowych, związanych z siecią poligonową. Jeżeli na punkcie zdejmowanym *Z* nie można umieścić łaty (fig. 599, 1), zdejmuje się punkt pomocniczy *P*, leżący na promieniu do punktu

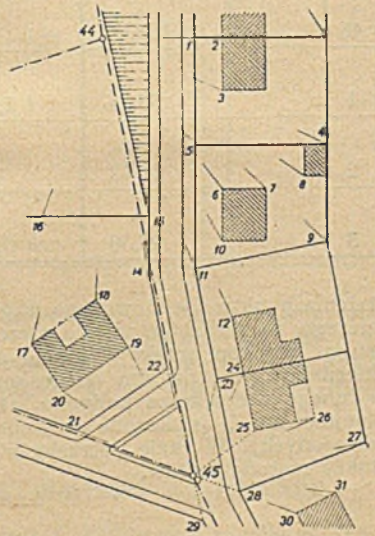


Fig. 598. Szkic do zdjęcia metodą biegunową optyczną. Zaznaczono tu tylko sposób zdjęcia punktów metodą biegunową, z pominięciem punktów zdjętych w inny sposób oraz sprawdzeń pomiarów.

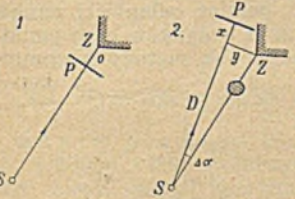


Fig. 599. Zdejmowanie punktu, na którym nie można ułożyć łaty lub do którego nie można wycelować.

Z (przed nim lub za nim) i mierzy odstęp łaty *o* od niego. W razie przeszkody w celowaniu do punktu zdejmowanego *Z* (fig. 599, 2) zdejmujemy punkt pomocniczy *P*, położony w pobliżu punktu *Z* i na promień do punktu *P* rzutujemy punkt *Z* (mierzymy *x* i *y*). Przesunięcia *o*, *x* i *y* są małe, mierzymy je zapomocą metra. Odnośne wymiary zapisuje się na szkicu albo w dzienniku z oznaczeniem po-

Dziennik polowy do tachymetru

Stanowisko 45. Wysokość stanowiska 301,67.

Punkt	Odległość pozioma D		Przesunięcie p: w prawo l: w lewo n: naprzód t: w tył	Kierunek lub azymut			
	Odczyt	Średnia		Odczyt		Średnia	
				°	′	°	′
	120,30			0	0,0		
	32				0,2		
	34			180	0,2		
44	32	120,32			0,4	0	0,2
	105,57			157	27,4		
	55				27,4		
	56			337	27,6		
46	56	105,56			27,6	157	27,5
1		33,25	l 1,02			315	14
2		34,72				329	59
3		23,50	n 0,35			345	37

łożenia punktu zdejmowanego względem promienia do punktu pomocniczego. Sprawdzenie zdjęcia szczegółów otrzymać możemy: a) zdejmując ten sam punkt w innem pochyleniu lunety i odczytując kąt kierunkowy na drugim mikroskopie, b) zdejmując ten sam punkt z innego wierzchołka poligonu, c) przez pomiar odległości punktów zdejmowanych (wskazane przy zdejmowaniu budynków oraz punktów skupionych). W razie potrzeby stosujemy obok metody biegunowej także metodę rzutów.

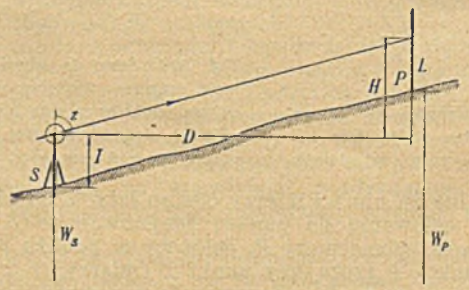


Fig. 600. Wyznaczenie wysokości punktu zdejmowanego.

redukcyjnego Bosshardta i Zeissa.

Wysokość instrumentu I = 1,60.

Kąt zenitowy z		$tg\,(90^0 - z)$ $H = Dtg\,(90^0 - z)$	Wysokość łaty L	$I - L$	Wysokość punktu[1])	Uwagi i małe szkice
°	′					
		+ 0,0533				
86	57	+ 6,41	1,80	−0,20	307,88	
		− 0,0843				
94	49	− 8,90	1,60	0,0	292,77	

Wysokość W_P punktu zdejmowanego P (fig. 600) otrzymujemy z równania $W_P = W_S + I + H - L$, przyczem W_S jest wysokością stanowiska, I wysokością instrumentu, $H = Dtg\,(90^0 - z)$, L wysokością ułożenia łaty, D odległością poziomą, z kątem zenitowym.

VI. Rysowanie zdjęć miast i obliczanie powierzchni.

Skale planów. Plany miast wykonywamy wogóle w skalach: 1:500, 1:1 000, ewentualnie 1:250. Plany małych miast (poniżej 10 000 mieszkańców) rysujemy w skali 1:1 000, plany średnich i wielkich miast w dwóch skalach: 1:500 i 1:1 000. Skalę 1:250 stosuje się wyjątkowo do planów gęsto zabudowanych dzielnic starego miasta. Prócz tego potrzebne być mogą plany w skalach mniejszych: 1:2 000, 1:5 000 i 1:10 000. Np. dla Lwowa powinny być wykonane plany w skalach 1:500, 1:1 000 i 1:5 000, a warstwice nakreślone na planach w skalach 1:1 000 i 1:5 000. Plany główne w skalach 1:500,

[1]) Jeżeli nie wyznaczamy wysokości punktów, to odpadają kolumny 5-ta i następne z wyjątkiem ostatniej.

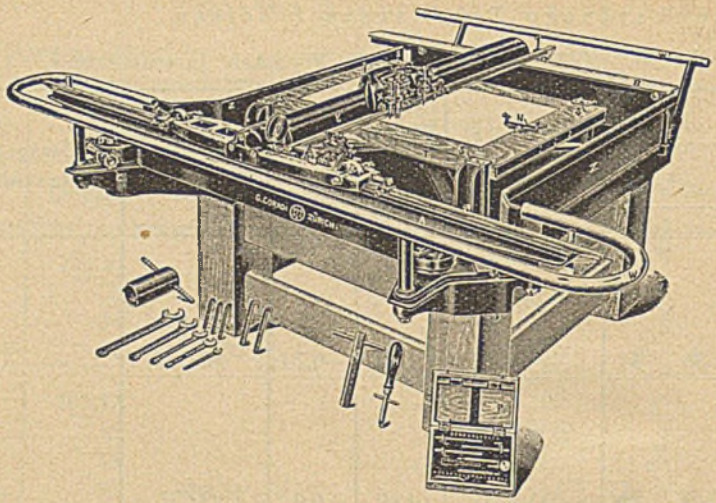


Fig. 601. Spółrzędnik Coradiego do nanoszenia punktów triangulacyjnych, poligonowych i pomiarowych.

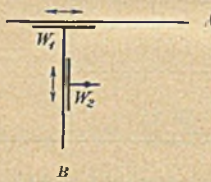


Fig. 602. Schemat spółrzędnika Coradiego do nanoszenia punktów danych zapomocą spółrzędnych prostokątnych.

Fig. 603. Schemat spółrzędnika biegunowego Coradiego. W_1 wózek obrotowy, W_2 wózek odległości.

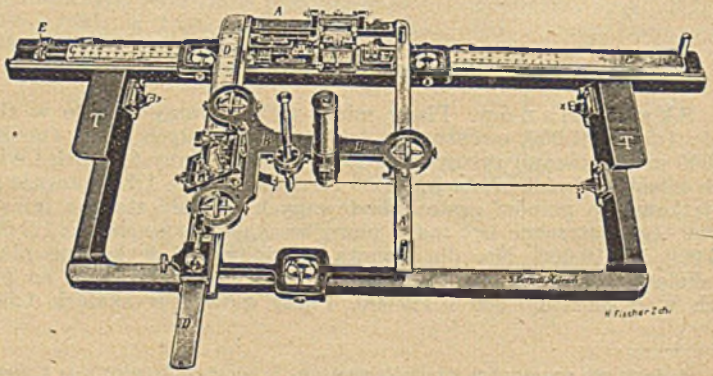


Fig. 604. Spółrzędnik Coradiego do nanoszenia punktów zdjętych metodą rzutów.

1:1 000 i 1:250 rysuje się w ten sposób, że najpierw nanosi się podstawę zdjęcia (punkty triangulacyjne, poligonowe i pomiarowe) zapomocą spółrzędnych, potem szczegóły na podstawie szkiców polowych. Plany w skalach mniejszych otrzymuje się przez zmniejszenie planów głównych, np. zapomocą pantografu precyzyjnego lub drogą fotomechaniczną.

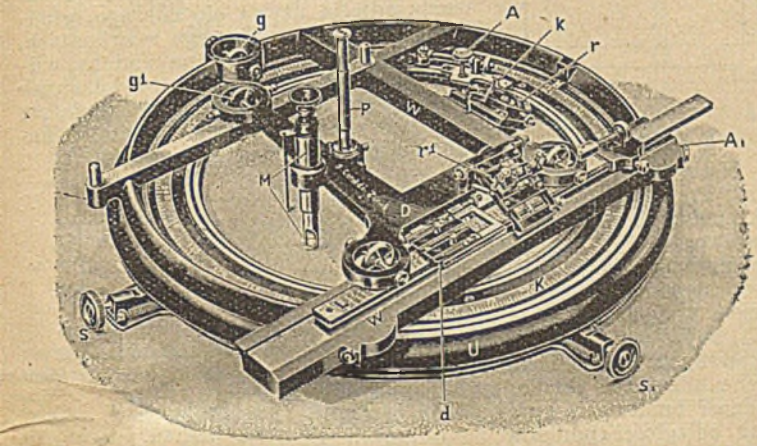


Fig. 605. Spółrzędnik biegunowy Coradiego.

Format arkusza planu. Jako sekcję planu przyjmuje się prostokąt o wymiarach 60 *cm* i 50 *cm*. Podług „Przepisów pomiarowych triang. i poligon." wymiary sekcji wynoszą 62,5 *cm* i 50 *cm*.

Spółrzędniki (koordinatografy). Duże spółrzędniki Coradiego (schemat fig. 602, konstrukcja fig. 601) służą do odkluwania z dokładnością bardzo wielką (0,01 *mm*) wierzchołków prostokąta sekcyjnego i siatki kwadratów oraz punktów o danych spółrzędnych t. j. punktów triangulacyjnych, poligonowych i pomiarowych. Spółrzędnik taki składa się zasadniczo z lineału odciętych *A*, który przytwierdzamy do płaszczyzny stołu i linenału rzędnych *B*, prostopadłego do lineału odciętych, który zapomocą wózka W_1 można przesuwać wzdłuż lineału odciętych. Drugi wózek W_2 przesuwać można wzdłuż lineału rzędnych *B*. Każdy wózek posiada sprzęg i śrubę mikrometryczną. Na lineałach *A* i *B* znajdują się podziałki, służące do przybliżonego oznaczania położeń wózków. Dokładnie oznaczamy położenia wózków zapomocą dwóch kółek mierniczych, zazębiających się delikatnemi ząbkami z zębatkami umieszczonemi wzdłuż lineałów *A* i *B*. Na wózku W_2 znajdują się trzy ostrza do odkluwania. Małe spółrzędniki Coradiego (schematy na fig. 602 i 603, konstrukcje na fig. 604 i 605) służą do nanoszenia szczegółów zdjętych metodą rzutów lub metodą biegunową.

Rama sekcyjna (fig. 606) służy do odkluwania wierzchołków prostokąta sekcyjnego i siatki kwadratów. Jest to rama metalowa prostokątna, posiadająca w rogach 4 małe otworki kołowe, odpowiadające wierzchołkom prostokąta sekcyjnego, a wzdłuż boków tego prostokąta takie same otworki w odstępach co 10 *cm* lub 5 *cm*.

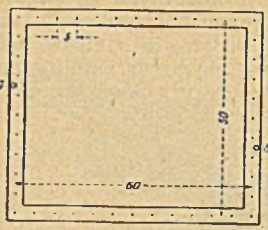


Fig. 606. Rama sekcyjna. (Wymiary w centymetrach.)

Uwagi ogólne do rysowania zdjęć. Rysowanie zdjęcia poligonowego wymaga największej staranności, by wyniki pomiarów przedstawić z dokładnością zbliżoną do dokładności wykonania zdjęcia na terenie. Do rysowania zdjęcia używa się dobrego, gładkiego papieru rysunkowego w arkuszach, możliwie niewrażliwego na zmiany wilgotności, oraz dokładnych i sprawdzonych przyrządów rysunkowych. Najmniejsze zmiany wykazują papiery rysunkowe, naklejone na płytach aluminjowych.

Nanoszenie podstawy zdjęcia. Punkty o wiadomych spółrzędnych, t. j. punkty triangulacyjne, poligonowe i pomiarowe, można najdokładniej narysować zapomocą spółrzędnika Coradiego. W braku tego instrumentu nanosimy wymienione punkty przy użyciu siatki kwadratów (fig. 607), używając spółrzędnych Δx i Δy, zredukowanych na boki kwadratu siatki położone bliżej osi układu spółrzędnych. Dokładność naniesienia sprawdzamy przez pomiar odległości punktów naniesionych na rysunku i porównanie z odległościami, obliczonemi ze spółrzędnych lub zmierzonemi na terenie. Granice błędów dozwolonych podane są w „Przepisach pomiarowych triang. i poligon.".

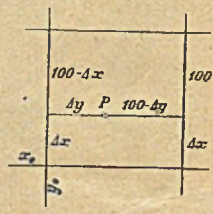


Fig. 607. Sposób nanoszenia punktów poligonowych w siatce kwadratów.

Nanoszenie szczegółów t. j. granic własności i użytkowania gruntów, budynków i t. d. wykonywa się przy użyciu odpowiednich przyrządów do nanoszenia. Punkty zdjęte metodą rzu-

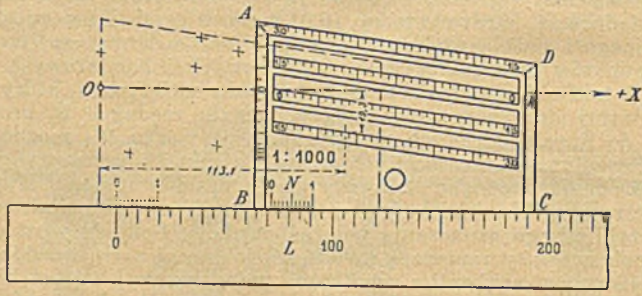


Fig. 608. Przyrząd Pappa do nanoszenia szczegółów zdjętych metodą rzutów.

tów można nanosić np. zapomocą przyrządu Pappa (fig. 608), składającego się z lineału z podziałką L i z nanośnika $ABCD$. Nanosząc punkty zdjęte metodą biegunową, używamy kątomierza pełnego z alidadą (fig. 609). Do odkluwania punktów używa się igły z lupą (fig. 610). Najdokładniej nanosi się punkty zapomocą spółrzędników Coradiego, opisanych poprzednio.

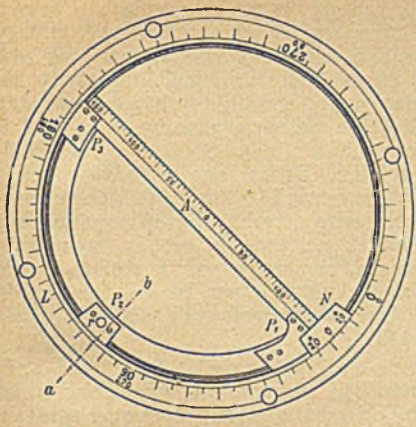


Fig. 609. Kątomierz pełny z alidadą.

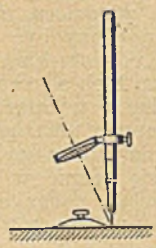


Fig. 610. Igła do odkłuwania z lupą.

Wykończanie planu. Po narysowaniu zdjęcia i obliczeniu powierzchni wyciąga się granice, budynki i zdjęte przedmioty cienko czarnym tuszem. Granice własności można narysować grubiej. Punkty triangulacyjne, poligonowe i pomiarowe zaznacza się czerwono trójkącikami lub kółkami. Boki poligonów wyciąga się na długości 1 *cm* od punktów poligonowych czerwoną linją kreska-kropka. Przy wykończaniu rysunku uwzględnić znaki przyjęte. Plan opisać pojedynczem pismem jednostajnej grubości, podając nazwy ulic, placów, ważniejszych budynków, liczby katastralne parcel, ewentualnie liczby orjentacyjne realności i t. d. Na każdej sekcji podać skalę planu. Plany miasta należy powielić[1]).

Obliczanie powierzchni[2]). Należy: 1) Obliczyć powierzchnię każdego bloku budowlanego lub powierzchnię każdego zbioru parcel (działek) 2 razy. 2) Obliczyć powierzchnię każdej parceli również 2 razy. Przy obliczaniu powierzchni staramy się ile możności używać wymiarów otrzymanych na terenie lub wartości obliczonych z wymiarów zmierzonych na terenie.

Obliczanie powierzchni bloków budowlanych. Powierzchnię poligonu zamkniętego, otaczającego blok budowlany, obliczamy ze spółrzędnych jego wierzchołków zapomocą wzoru L'Huiliera (Gaussa): $2P = \sum_{r=1}^{r=n} x_r (y_{r+1} - y_{r-1})$. Jeżeli cały blok budowlany narysowany jest na jednym planie i nie obejmuje więcej niż 50 parcel, to drugie obliczenie powierzchni przeprowadzamy również dla całego poligonu zapomocą wzoru L'Huiliera (Gaussa): $2P = \sum_{r=1}^{r=n} y_r (x_{r-1} - x_{r+1})$. Jeżeli blok budowlany narysowany jest na kilku arkuszach, to przy drugiem obliczeniu powierzchni poligonu oblicza się z każdego arkusza części ograniczone linjami sekcyjne-

[1]) Por. Rohleder, Kommunales Vermessungswesen, Frankfurt a. M. 1930. str. 65.

[2]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 352.

mi, używając przytem spółrzędnych punktów przecięcia się boków poligonu z linjami sekcyjnemi, które trzeba wpierw obliczyć. Dalszy podział poligonu na części może być potrzebny wtedy, jeżeli na jednym arkuszu jest więcej niż 50 parcel. Jako linij podziału używa się wtedy linij lub poligonów pomiarowych, znajdujących się wewnątrz odnośnych części poligonu. Obliczenie przeprowadzamy metodą Ellinga zapomocą maszyny do rachowania[1]). Oba powyższe obliczenia powinny być zupełnie zgodne. Prócz tego należy obliczyć 2 razy powierzchnię skrawków, zawartych między poligonem otaczającym blok a granicami bloku. Jedno z tych obliczeń powinno być wykonane z wymiarów otrzymanych na terenie, albo z wymiarów otrzymanych przeważnie na terenie, częściowo zaś z planu, drugie obliczenie można wykonać zapomocą planimetru. Te dwa obliczenia mogą się różnić w granicach błędów dozwolonych dla obliczania powierzchni, podanych na str. 3137.

Obliczanie powierzchni parcel. Pierwsze obliczenie powierzchni parcel powinno być wykonane z wymiarów zmierzonych na terenie. W szczególności odnosi się to do parcel małych, mniejszych od 200 m^2 oraz do parcel podłużnych, których długość jest większa od czterokrotnej szerokości. Drugie obliczenie wykonywamy graficznie na podstawie wymiarów zmierzonych na planie albo zapomocą planimetru (o ile nie można użyć wymiarów otrzymanych na terenie). Parcel mniejszych od 100 m^2 albo takich, których długość jest większa od dziesięciokrotnej szerokości, nie można obliczać z wymiarów wziętych z planu ani planimetrem, lecz należy je tak zdjąć, by można obliczyć ich powierzchnie z wymiarów otrzymanych na terenie.

Jeżeli oba obliczenia wykonano na podstawie wymiarów zmierzonych na terenie, albo zmierzonych częściowo na terenie, częściowo zaś na planie, należy wykonać jeszcze trzecie obliczenie, graficzne, służące tylko do sprawdzenia, czy przy rysowaniu planu nie popełniono błędu w naniesieniu odnośnej parceli (tego obliczenia nie uwzględniamy dalej). Oba poprzednie obliczenia powierzchni powinny być wykonane niezależnie, ile możności przez różne osoby. Mnożenia wykonywa się maszyną do rachowania lub przy użyciu tablic do rachowania[2]).

Do planimetrowania powierzchni używa się planimetru biegunowego kompensacyjnego Coradiego[3]). Powierzchnie obwodzi się wyłącznie z biegunem zewnątrz. Przed planimetrowaniem należy sprawdzić działanie planimetru i przekonać się, przez obwodzenie koła zapomocą linijki próbnej, czy wartości stałej c_1, podane w pudełku planimetru, odpowiadają odnośnym nastawieniom ramienia wodzącego. Do sprawdzenia stałej c_1 można użyć także siatki kwadratów narysowanej na planie i uwzględnić w ten sposób zarazem zmianę papieru. Długość, na którą nastawiamy ramię wodzące, powinna być tem krótsza, im mniejsza jest powierzchnia obliczana. Powierzchnie obwodzi się 4 razy, po dwa razy w dwóch symetrycznych położeniach planimetru. Różnica obliczenia powierzchni P sposobem geometrycznym i zapomocą plani-

[1]) Por. odnośny ustęp na str. 3137, także Przegląd Mierniczy 1930, str. 25.

[2]) Np. H. Zimmermann, Rechentafeln nebst Sammlung häufig gebrauchter Zahlenwerte, Berlin 1922.

[3]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 356.

metru nie powinna przekraczać następującej granicy błędów ΔP:

dla skali
$$1:250 \quad \Delta P = 0{,}07\sqrt{P}$$
$$1:500 \quad \Delta P = 0{,}14\sqrt{P}$$
$$1:1000 \quad \Delta P = 0{,}28\sqrt{P}.$$

Z obliczenia sposobem geometrycznym i zapomocą planimetru (o ile zgadzają się ze sobą w dozwolonych granicach błędów) oblicza się średnią. Następnie zestawia się powierzchnie parcel, wchodzących w skład danego bloku budowlanego i oblicza ich sumę. Obliczone powierzchnie parcel i skrawków, zawartych między poligonem otaczającym blok a granicami bloku, wyrównywamy do powierzchni poligonu otaczającego lub jego części, proporcjonalnie do powierzchni parcel lub skrawków. Po wyrównaniu powierzchni zestawia się powierzchnie wszystkich parcel bloku, których suma powinna równać się powierzchni bloku.

Obliczanie powierzchni wielokąta ze spółrzędnych sposobem Ellinga[1]) polega na tworzeniu na maszynie do rachowania iloczynów: $x_r(y_{r+1} - y_{r-1})$ i $y_r(x_{r-1} - x_{r+1})$, bez obliczania różnic spółrzędnych. Poszczególne iloczyny maszyna dodaje automatycznie tak, że wynik otrzymujemy wprost ze spółrzędnych.

Używając wzoru $2P = \sum_{r=1}^{r=n} x_r(y_{r+1} - y_{r-1})$, nastawiamy na liczydle obrotów korby (L) y_n, w części maszyny służącej do nastawiania (N) x_1 i obracając korbą, zmieniamy y_n na y_2. W części wynikowej maszyny (W) otrzymamy w ten sposób iloczyn $x_1(y_2 - y_n)$. Pozostawiając ten iloczyn i y_2, usuwamy x_1, nastawiamy x_3 i obrotami korby zmieniamy y_2 na y_3, otrzymując teraz w części wynikowej maszyny sumę iloczynów: $x_1(y_2 - y_n) + x_3(y_3 - y_2)$. Postępując dalej w ten sposób, otrzymamy sumę iloczynów dla nieparzystych wskaźników x. Następnie: a) jeżeli ilość wierzchołków wielokąta jest nieparzysta, po utworzeniu iloczynu $x_n(y_1 - y_{n-1})$ usuwamy x_n, nastawiamy x_2 i tworzymy podobnie iloczyny dla parzystych wskaźników x, otrzymując ostatecznie sumę wszystkich iloczynów $= 2P$; b) jeżeli ilość wierzchołków jest parzysta, po utworzeniu iloczynu $x_{n-1}(y_n - y_{n-2})$ usuwamy y_n i x_{n-1}, nastawiamy y_1 oraz x_2 i tworzymy iloczyny dla parzystych wskaźników x, dodając je w dalszym ciągu.

Sprawdzenie obliczenia otrzymamy, używając wzoru $2P = \sum_{r=1}^{r=n} y_r(x_{r-1} - x_{r+1})$, przyczem tok obliczania jest przeciwny (od n do 1), gdyż porządek wskaźników w różnicach odciętych jest odwrotny.

Celem ułatwienia obliczania na maszynie w przypadku, gdy nie wszystkie odcięte lub rzędne mają jednakowe znaki, zmieniamy odcięte na wyłącznie dodatnie lub wyłącznie ujemne przez dodanie do nich pewnej liczby okrągłej np. 50, 100, 1000 i t. p. Tak samo postępujemy z rzędnemi.

---

[1]) Por. Kolanowski, Nowy sposób obliczenia powierzchni ze spółrzędnych, Przegląd Mierniczy 1930, str. 25.

Dla uniknięcia błędów w zachowaniu kolejności przy tworzeniu iloczynów sporządzamy odpowiedni szablon, wycinając w kartce papieru 3 okienka (fig. 611). Gdy używamy wzoru

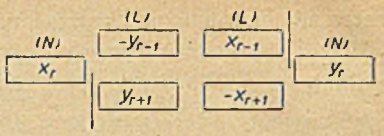


Fig. 611.

$$2P = \sum_{r=1}^{r=n} x_r(y_{r+1} - y_{r-1}),$$

układamy szablon na wykazie spółrzędnych tak, by w okienku (N) otrzymać każdorazowe x_r, w okienku górnem (L) y_{r-1}, w dolnem (L) y_{r+1}. Używając wzoru $2P = \sum_{r=1}^{r=n} y_r\,(x_{r-1} - x_{r+1})$, nastawiamy okienko (N) na każdorazowe y_r, okienko górne (L) na x_{r-1}, dolne (L) na x_{r+1}.

Przykład obliczenia powierzchni ze spółrzędnych sposobem Ellinga.

Punkt	Spółrzędne dane		Spółrzędne zmienione		(W)	(W)
	x	y	x	y	$x_r(y_{r+1} - y_{r-1})$	$y_r(x_{r-1} - x_{r+1})$
1	0,00	0,00	100,00	20,00	6810,0000	7 6657,9694
2	60,20	55,36	160,20	75,36	5 3906,6231	3 9051,2771
3	126,38	92,73	226,38	112,73	4 2184,1388	7 9307,7694
4	90,04	211,62	190,04	231,62	9 0021,8247	4 8575,2739
5	−13,05	282,77	86,95	302,77	3 9350,4383	8 2671,6326
6	−45,56	179,03	54,44	199,03	7 8762,5439	1 6280,4973
7	−98,44	75,95	1,56	95,95	3 9051,2771	4 1616,0206
8	−72,29	−12,74	27,71	7,26	7 6657,9694	9999 9285,3256
					2P=7 6657,9694	2P=7 6657,9694
					P=3 8329,0	

W kolumnach (W) podane są kolejne sumy iloczynów, które otrzymujemy w części wynikowej maszyny podczas obliczania. W praktyce ich nie wypisujemy, a tylko ostateczne sumy iloczynów $2P$.

VII. Pomiary wysokości.

1. Sieć niwelacyjna.

Podstawę wszelkich pomiarów wysokości w mieście stanowi sieć znaków wysokości, założonych w odpowiedni sposób i zaniwelowanych dokładnie, z nawiązaniem do punktów o znanych wysokościach bezwzględnych (morskich). Odróżniamy zwykle sieć niwelacyjną I-go i II-go rzędu. Sieć I-go rzędu składa się z szeregu zamkniętych i przylegających do siebie ciągów niwelacyjnych, łączących znaki wysokości. Wewnątrz tych ciągów znajdują się ciągi II-go rzędu. Najpierw zakłada się, niweluje, wyrównywa i oblicza sieć I-go rzędu, według wymagań i z dokładnością państwowych sieci

niwelacji ścisłej I-go rzędu, potem zaś opracowuje sieć II-go rzędu, z dokładnością nieco mniejszą[1]).

Znaki wysokości I-go rzędu[2]) są to trzpienie żelazne z otworkiem (fig. 612), osadzone poziomo na bardzo stałych budynkach, w wysokości około 1,8 *m* nad terenem i uwidocznione zapomocą tabliczek. Środek otworka stanowi punkt wysokościowy. Podczas nawiązania wsadzamy w otworek odpowiedni pręcik, na którym zawieszamy lineał niwelacyjny długości 1 *m*. Znaki te zakładamy w punktach węzłowych ciągów oraz w niektórych ważniejszych miejscach, w odstępach około 2 *km*. Ponieważ nawiązanie do tych znaków jest do pewnego stopnia utrudnione i niewskazane w niwelacji zwykłej, przeto w pobliżu każdego znaku I-go rzędu osadzamy znak wysokości II-go rzędu.

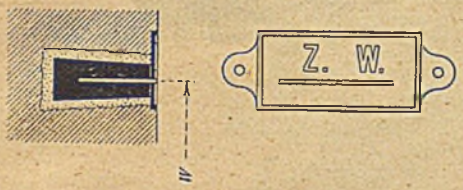


Fig. 612. Znak wysokości I-go rzędu m. Lwowa. Długość trzpienia 100 *mm*, średnica otworka 4 *mm*.

Znaki wysokości II-go rzędu[2]) są to trzpienie żelazne z głową, opatrzoną z boku liczbą (fig. 613), osadzone poziomo w cokołach stałych budynków, w wysokości około 0,6 *m* nad terenem. Powierzchnia głowy trzpienia ma kształt kulisty, najwyższy jej punkt jest punktem wysokościowym, na którym ustawiamy pionowo łatę niwelacyjną podczas wykonywania niwelacji. Znaki wysokości II-go rzędu zakłada się w odstępach 200 *m* do 300 *m* w zabudowanych częściach miasta, w niezabudowanych częściach zaś w odstępach 500 *m* do 1 000 *m*.

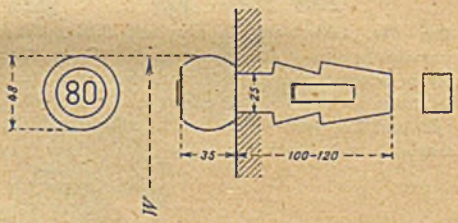


Fig. 613. Znak wysokości II-go rzędu. (Wymiary w millimetrach.)

Sieć niwelacyjną I-go rzędu w dużych miastach należy zaniwelować w sposób ścisły, używając instrumentów Zeissa (fig. 614 i 615) lub Wilda (fig. 618) do niwelacji ścisłej i dwóch łat z podwójnym podziałem ½ *cm* na wstędze inwarowej (fig. 616) oraz podstawek niwelacyjnych pod łaty (fig. 617). Przed rozpoczęciem niwelacji sprawdza i rektyfikuje się instrument niwelacyjny. Należy również sprawdzić łaty niwelacyjne i wyznaczyć ich błędy. Instrument i łaty powinno się sprawdzać także w czasie pomiaru. Niwelację wykonywa się ciągami między znakami wysokości, każdy ciąg niweluje się 2 razy. Niwelację wykonywać przy spokojnem powietrzu i przy najmniejszym ruchu na ulicach, w godzinach porannych i wieczornych, zachowując równe długości celowych wstecz i wprzód. Postępować należy w myśl przepisów wykonania niwelacji ścisłej[3]). Średni błąd

[1]) Por. Abendroth, Der Landmesser im Städtebau, Berlin 1909, str. 77.
[2]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 372.
[3]) Por. Raniecki, Niwelacja precyzyjna w Polsce, Przegląd Mierniczy 1932, str. 21.

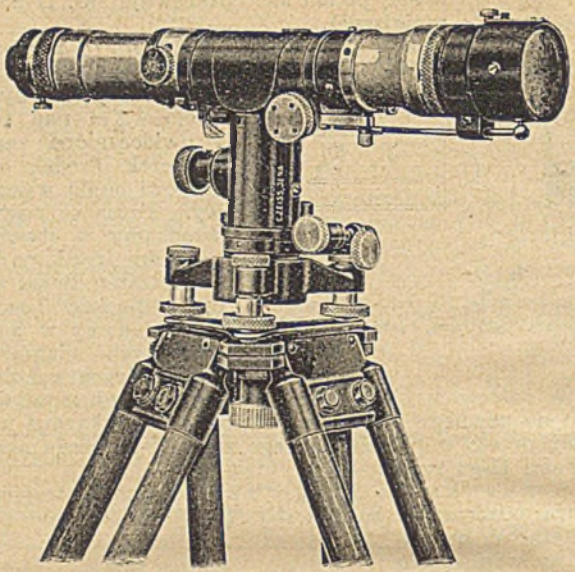


Fig. 614. Instrument do niwelacji ścisłej Zeissa III. Powiększenie lunety 36 ×, wartość kątowa libeli niwelacyjnej 10″ na 2 *mm*. Przed objektywem znajduje się płytka szklana równoległościenna, przez pochylanie której nastawiamy, przy poziomej osi libeli niwelacyjnej, oś celową na kreskę podziału łaty niwelacyjnej z dokładnością 1/20 *mm*. Do obserwowania położenia końców bańki libeli służy układ pryzmatów, umieszczonych nad libelą.

Fig. 615. Pole widzenia lunety instrumentu do niwelacji ścisłej Zeissa III. Odczyt: Łata 56,7 + wałeczek 830 = 56,7830

$$\frac{56{,}7830}{20} = 2{,}83915\,m.$$

Fig. 616.

Fig. 617. Podstawka niwelacyjna.

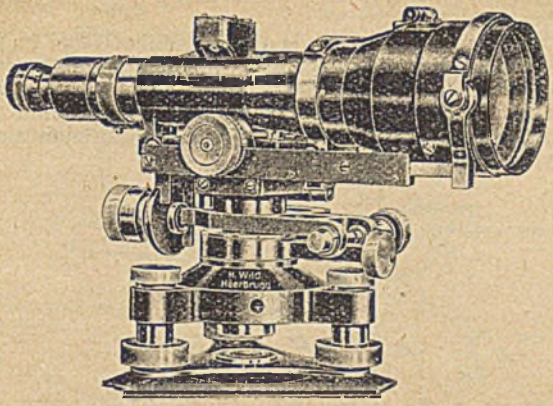


Fig. 618. Instrument Wilda do niwelacji ścisłej, ze stałą lunetą i libelą oraz z płytką równoległościenną przed objektywem do przesuwania osi celowej. Powiększenie lunety 36 ×, wartość kątowa libeli 6″ do 7″ na 2 *mm*.

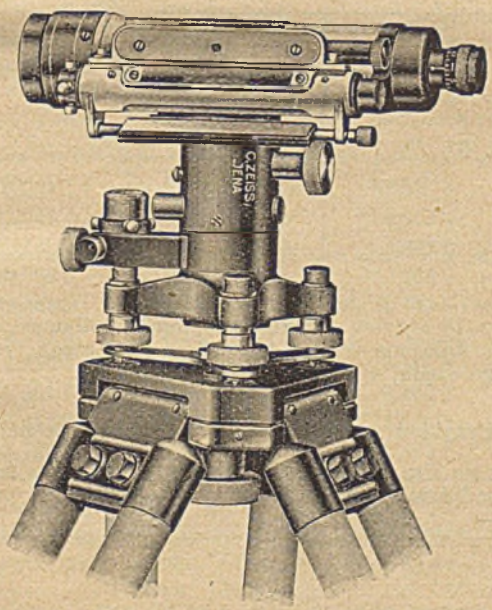


Fig. 619. Instrument niwelacyjny Zeissa II do dokładnej niwelacji zwykłej. Powiększenie lunety 31 ×, wartość kątowa libeli 20″ na 2 *mm*.

różnicy wysokości nie powinien przekraczać 1 *mm* na długości 1 *km* ciągu.

Sieć niwelacyjną II-go rzędu można zaniwelować instrumentem Zeissa II (fig. 619). Każdy ciąg niweluje się również 2 razy. Należy wyrównać obie sieci według zasad rachunku wyrównawczego[1]) i obliczyć wysokości znaków wysokości, odniesione do poziomu bezwzględnego (poziomu morza). Wynikiem tej pracy jest plan sieci niwelacyjnej i wykaz znaków wysokości.

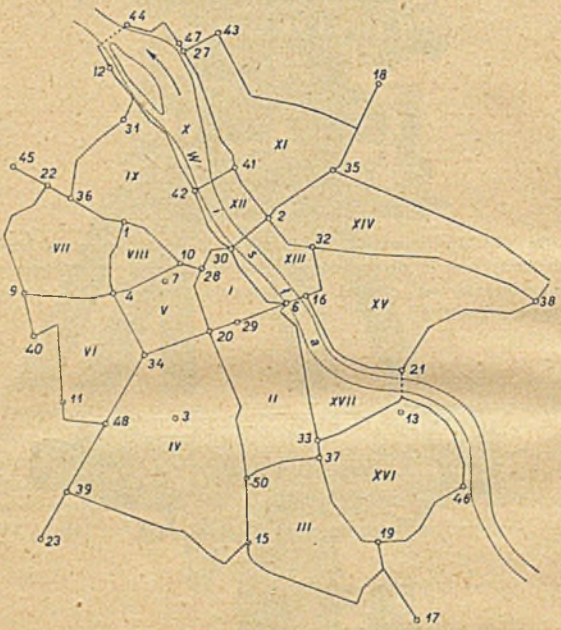


Fig. 620. Szkic sieci niwelacji ścisłej miasta Warszawy[2]).

Sieć niwelacji ścisłej I-go rzędu miasta Warszawy (fig. 620) składa się z 17 ciągów zamkniętych, ogólna długość obwodów wynosi 150 *km*. Założono w niej 44 znaków I-go rzędu oraz około 2000 znaków II-go rzędu, w odległości około 250 *m*.

Przykład wyrównania sieci niwelacji ścisłej[3]).

Podana na fig. 621 sieć niwelacyjna, stanowiąca środkową część sieci niwelacji ścisłej miasta Lwowa, składa się z 16 punktów, przy-

[1]) Por. Weigel, Rachunek wyrównawczy . . . 1923, str. 176.
Jordan-Reinhertz-Eggert, Handbuch der Vermessungskunde, tom II/2, 1933, str. 95.

[2]) Opis niwelacji ścisłej Warszawy podał Warchałowski w Przeglądzie Mierniczym 1927, Nr. 7, str. 1.

[3]) Sieć niwelacyjną wyrównywa się wogóle jako całość. W celu zmniejszenia rozmiarów przykładu podano tu jednak wyrównanie tylko części sieci niwelacyjnej.

czem wysokość jednego z nich (Ratusza) jest znana. W sieci tej zaniwelowano 20 różnic wysokości.

Fig. 621. Szkic środkowej części sieci niwelacji ścisłej „wielkiego" Lwowa. Strzałki oznaczają kierunki wzniesień.

Zestawienie spostrzeżeń.

Nr. linji	Różnica wysokości h	Długość linji L	Nr. linji	Różnica wysokości h	Długość linji L
	m	*km*		*m*	*km*
1	8,231 5	5,09	22	47,371 6	3,25
2	22,945 4	2,95	23	0,968 4	2,87
3	16,190 2	1,13	24	6,845 4	0,73
8	20,982 8	1,88	25	52,105 9	2,97
12	55,348 3	2,31	26	2,413 6	1,64
13	6,217 9	1,35	27	8,426 0	7,62
16	2,488 6	1,00	28	3,889 6	0,75
19	48,401 5	1,78	29	9,163 2	1,20
20	37,421 9	4,94	31	15,650 2	1,10
21	11,159 5	0,90	32	1,394 8	0,91

Wysokość punktu Ratusz: $W_R = 286{,}1689\ m$.

Wyrównanie przeprowadzono metodą spostrzeżeń zawarunkowanych.

Ilość warunków.

Ilość zaniwelowanych różnic wysokości $n = 20$
„ punktów sieci $p = 16$
„ „ „ o znanej wysokości $p' = 1$
„ warunków $w = n - p + p' = 5$.

Schemat równań wa-

	δ_1	δ_2	δ_3	δ_8	δ_{12}	δ_{13}	δ_{16}	δ_{19}	δ_{20}	δ_{21}
1) a	.	.	+1	+1	−1	+1	−1	.	.	.
2) b	.	.	.	.	.	.	+1	.	+1	−1
3) c	.	.	.	.	.	.	.	+1	.	+1
4) d	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
5) e	−1	−1	−1	.	.	.	.	.	.	.
$\frac{1}{p} = L$	5,09	2,95	1,13	1,88	2,31	1,35	1,00	1,78	4,94	0,90

Równania warunkowe poprawek[1]).

1) $+\delta_8 - \delta_{12} + \delta_{13} + \delta_{32} - \delta_{16} + \delta_{28} + \delta_{29} + \delta_3 + \omega_1 = 0$
2) $-\delta_{31} + \delta_{20} - \delta_{21} - \delta_{23} - \delta_{24} - \delta_{28} + \delta_{16} - \delta_{32} + \omega_2 = 0$
3) $+\delta_{19} - \delta_{27} - \delta_{25} + \delta_{23} + \delta_{21} + \omega_3 = 0$
4) $-\delta_{26} - \delta_{22} - \delta_{29} + \delta_{24} + \delta_{25} + \omega_4 = 0$
5) $-\delta_1 - \delta_2 - \delta_3 + \delta_{22} + \omega_5 = 0.$

Obliczenie odchyłek ω.

$\omega_1 = +h_8 - h_{12} + h_{13} + h_{32} - h_{16} + h_{28} + h_{29} + h_3 = +1{,}6\,mm$
$\omega_2 = -h_{31} + h_{20} - h_{21} - h_{23} - h_{24} - h_{28} + h_{16} - h_{32} = +2{,}6$
$\omega_3 = +h_{19} - h_{27} - h_{25} + h_{23} + h_{21} = -2{,}5$
$\omega_4 = -h_{26} - h_{22} - h_{29} + h_{24} + h_{25} = +2{,}9$
$\omega_5 = -h_1 - h_2 - h_3 + h_{22} = +4{,}5$
$\Sigma\omega = +9{,}1\,mm.$

Sprawdzenie: $\Omega = \Sigma\omega =$
$= -h_2 + h_8 - h_{12} + h_{13} - h_{31} + h_{20} + h_{19} - h_{27} - h_{26} - h_1 = +9{,}1\,mm.$

UWAGA. Schemat równań warunkowych poprawek podany jest powyżej.

Spółczynniki równań korelat.

	$\frac{a}{p}]$	$\frac{b}{p}]$	$\frac{c}{p}]$	$\frac{d}{p}]$	$\frac{e}{p}]$	ω $[\omega\omega]$	Σ
1) [a	+10,53	− 2,66	.	− 1,20	− 1,13	+ 1,6	=+ 7,14
2) [b	− 2,66	+13,20	− 3,77	− 0,73	.	+ 2,6	=+ 8,64
3) [c	.	− 3,77	+16,14	− 2,97	.	− 2,5	=+ 6,90
4) [d	− 1,20	− 0,73	− 2,97	+ 9,79	− 3,25	+ 2,9	=+ 4,54
5) [e	− 1,13	.	.	− 3,25	+12,42	+ 4,5	=+12,54
ω	+ 1,6	+ 2,6	− 2,5	+ 2,9	+ 4,5	+44,23	=+53,33

[1]) Tok zestawiania różnic wysokości w poszczególnych ciągach przyjęto zgodny z ruchem wskazówki zegarowej.

runkowych poprawek.

δ_{22}	δ_{23}	δ_{24}	δ_{25}	δ_{26}	δ_{27}	δ_{28}	δ_{29}	δ_{31}	δ_{32}	ω
.	.	.	.	.	.	+ 1	+ 1	.	+ 1	+ 1,6
.	− 1	− 1	.	.	.	− 1	.	− 1	− 1	+ 2,6
.	+ 1	.	− 1	.	− 1	.	.	.	.	− 2,5
− 1	.	+ 1	+ 1	− 1	.	.	− 1	.	.	+ 2,9
+ 1	.	.	.	.	.	.	.	.	.	+ 4,5
3,25	2,87	0,73	2,97	1,64	7,62	0,75	1,20	1,10	0,91	

Na str. 3146—3149 podano ogólne i szczegółowe rozwiązanie równań korelat[1]), oznaczając dla uproszczenia

$$\left[\frac{aa}{p}\right] = [AA], \left[\frac{ab}{p}\right] = [AB], \ldots, \left[\frac{ee}{p}\right] = [EE].$$

Poprawki δ, wyrównane różnice wysokości i wysokości punktów.

Z równań kształtu $\delta = \frac{1}{p}(ak_1 + bk_2 + \ldots + ek_5)$ otrzymujemy następujące wartości poprawek δ:

$\delta_1 = +2{,}73$ *mm*	$\delta_{13} = -0{,}47$ *mm*	$\delta_{22} = +0{,}03$ *mm*	$\delta_{27} = +0{,}12$ *mm*
$\delta_2 = +1{,}58$	$\delta_{16} = +0{,}05$	$\delta_{23} = +0{,}82$	$\delta_{28} = -0{,}03$
$\delta_3 = +0{,}21$	$\delta_{19} = -0{,}03$	$\delta_{24} = -0{,}18$	$\delta_{29} = +0{,}24$
$\delta_8 = -0{,}65$	$\delta_{20} = -1{,}49$	$\delta_{25} = -1{,}57$	$\delta_{31} = +0{,}33$
$\delta_{12} = +0{,}80$	$\delta_{21} = +0{,}26$	$\delta_{26} = +0{,}89$	$\delta_{32} = -0{,}04$,

które wstawione do równań warunkowych, sprawdzają je w przybliżeniu do zera:

1) + 0,01, 2) 0,00, 3) 0,00, 4) — 0,01, 5) + 0,01 w *mm*.

Wyrównane różnice wysokości obliczamy z wzoru: $h = h + \delta$, a z nich i ze znanej wysokości punktu Ratusz wyznaczamy wysokości poszczególnych punktów.

Średni błąd jednostkowy $\mu_0 = \sqrt{\frac{[p\delta\delta]}{w}}$,

$[p\delta\delta] = 5{,}2861$, $w = 5$,

sprawdzenie: $[p\delta\delta] = -[\omega k] = 5{,}2874$,

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{5{,}2861}{5}} = \pm 1{,}03 \text{ } mm \text{ na długości 1 } km.$$

[1]) Por. Gruber, Ein vereinfachtes Rechenschema zur Auflösung der Normalgleichungen für Rechenmaschine, Zeitschrift für Vermessungswesen 1925, str. 133.

[AA]	[AB]	[AC]	[AD]	[AE]	ω_1	$-\Sigma_1$	$=0{,}0$
$\frac{[AB]}{[AA]}=M_1$	[BB] $-M_1$ [AB]	[BC] $-M_1$ [AC]	[BD] $-M_1$ [AD]	[BE] $-M_1$ [AE]	ω_2 $-M_1\,\omega_1$	$-\Sigma_2$ $+M_1\,\Sigma_1$	
$(S_1 . 1)$	[BB . 1]	[BC . 1]	[BD . 1]	[BE . 1]	$(\omega_2 . 1)$	$-(\Sigma_2 . 1)$	$=0{,}0$
$\frac{[AC]}{[AA]}=M_2$ $-M_2\,(S_1 . 1)$	$\frac{[BC . 1]}{[BB . 1]}=M_3$	[CC] $-M_2$ [AC] $-M_3$ [BC . 1]	[CD] $-M_2$ [AD] $-M_3$ [BD . 1]	[CE] $-M_2$ [AE] $-M_3$ [BE . 1]	ω_3 $-M_2\,\omega_1$ $-M_3\,(\omega_2 . 1)$	$-\Sigma_3$ $+M_2\,\Sigma_1$ $+M_3\,(\Sigma_2 . 1)$	
$(S_1 . 2)$	$(S_2 . 2)$	[CC . 2]	[CD . 2]	[CE . 2]	$(\omega_3 . 2)$	$-(\Sigma_3 . 2)$	$=0{,}0$
$\frac{[AD]}{[AA]}=M_4$ $-M_5\,(S_1 . 1)$ $-M_6\,(S_1 . 2)$	$\frac{[BD . 1]}{[BB . 1]}=M_5$ $-M_6\,(S_2 . 2)$	$\frac{[CD . 2]}{[CC . 2]}=M_6$	[DD] $-M_4$ [AD] $-M_5$ [BD . 1] $-M_6$ [CD . 2]	[DE] $-M_4$ [AE] $-M_5$ [BE . 1] $-M_6$ [CE . 2]	ω_4 $-M_4\,\omega_1$ $-M_5\,(\omega_2 . 1)$ $-M_6\,(\omega_3 . 2)$	$-\Sigma_4$ $+M_4\,\Sigma_1$ $+M_5\,(\Sigma_2 . 1)$ $+M_6\,(\Sigma_3 . 2)$	
$(S_1 . 3)$	$(S_2 . 3)$	$(S_3 . 3)$	[DD . 3]	[DE . 3]	$(\omega_4 . 3)$	$-(\Sigma_4 . 3)$	$=0{,}0$

$\frac{[AE]}{[AA]}=M_7$ $-M_8\,(S_1 . 1)$ $-M_9\,(S_1 . 2)$ $-M_{10}\,(S_1 . 3)$	$\frac{[BE . 1]}{[BB . 1]}=M_8$ $-M_9\,(S_2 . 2)$ $-M_{10}\,(S_2 . 3)$	$\frac{[CE . 2]}{[CC . 2]}=M_9$ $-M_{10}\,(S_3 . 3)$	$\frac{[DE . 3]}{[DD . 3]}=M_{10}$	[EE] $-M_7$ [AE] $-M_8$ [BE . 1] $-M_9$ [CE . 2] $-M_{10}$ [DE . 3]	ω_5 $-M_7\,\omega_1$ $-M_8\,(\omega_2 . 1)$ $-M_9\,(\omega_3 . 2)$ $-M_{10}\,(\omega_4 . 3)$	$-\Sigma_5$ $+M_7\,\Sigma_1$ $+M_8\,(\Sigma_2 . 1)$ $+M_9\,(\Sigma_3 . 2)$ $+M_{10}\,(\Sigma_4 . 3)$	
$(S_1 . 4)$	$(S_2 . 4)$	$(S_3 . 4)$	$(S_4 . 4)$	[EE . 4]	$(\omega_5 . 4)$	$-(\Sigma_5 . 4)$	$=0{,}0$
$\frac{\omega_1}{[AA]}=M_{11}$ $-M_{12}\,(S_1 . 1)$ $-M_{13}\,(S_1 . 2)$ $-M_{14}\,(S_1 . 3)$ $-M_{15}\,(S_1 . 4)$	$\frac{(\omega_2 . 1)}{[BB . 1]}=M_{12}$ $-M_{13}\,(S_2 . 2)$ $-M_{14}\,(S_2 . 3)$ $-M_{15}\,(S_2 . 4)$	$\frac{(\omega_3 . 2)}{[CC . 2]}=M_{13}$ $-M_{14}\,(S_3 . 3)$ $-M_{15}\,(S_3 . 4)$	$\frac{(\omega_4 . 3)}{[DD . 3]}=M_{14}$ $-M_{15}\,(S_4 . 4)$	$\frac{(\omega_5 . 4)}{[EE . 4]}=M_{15}$	$[\omega\omega]$ $-M_{11}\,\omega_1$ $-M_{12}\,(\omega_2 . 1)$ $-M_{13}\,(\omega_3 . 2)$ $-M_{14}\,(\omega_4 . 3)$ $-M_{15}\,(\omega_5 . 4)$	$-\Sigma_6$ $+M_{11}\,\Sigma_1$ $+M_{12}\,(\Sigma_2 . 1)$ $+M_{13}\,(\Sigma_3 . 2)$ $+M_{14}\,(\Sigma_4 . 3)$ $+M_{15}\,(\Sigma_5 . 4)$	
$(S_1 . 5)=-k_1$	$(S_2 . 5)=-k_2$	$(S_3 . 5)=-k_3$	$(S_4 . 5)=-k_4$	$(S_5 . 5)=-k_5$	$[\omega\omega . 5]$	$-(\Sigma_6 . 5)$	$=0{,}0$

+ 10,53	− 2,66	.	− 1,20	− 1,13	+ 1,6	− 7,14	= 0,00
	+ 13,20	− 3,77	− 0,73	.	+ 2,6	− 8,64	
− 0,253	− 0,67	.	− 0,30	− 0,29	+ 0,40	− 1,81	
− 0,253	+ 12,53	− 3,77	− 1,03	− 0,29	+ 3,00	− 10,45	= − 0,01
		+ 16,14	− 2,97	.	− 2,5	− 6,90	
0,0		.	.	.	.	.	
− 0,076	− 0,301	− 1,13	− 0,31	− 0,09	+ 0,90	− 3,15	
− 0,076	− 0,301	+ 15,01	− 3,28	− 0,09	− 1,60	− 10,05	= − 0,01
			+ 9,79	− 3,25	+ 2,9	− 4,54	
− 0,114			− 0,14	− 0,13	+ 0,18	− 0,81	
− 0,021	− 0,082		− 0,08	− 0,02	+ 0,25	− 0,86	
− 0,017	− 0,066	− 0,219	− 0,72	− 0,02	− 0,35	− 2,20	
− 0,152	− 0,148	− 0,219	+ 8,85	− 3,42	+ 2,98	− 8,41	= 0,00

				+ 12,42	+ 4,5	− 12,54	
− 0,107				− 0,12	+ 0,17	− 0,76	
− 0,006	− 0,023			− 0,01	+ 0,07	− 0,24	
− 0,000	− 0,002	− 0,006		− 0,00	− 0,01	− 0,06	
− 0,059	− 0,057	− 0,085	− 0,386	− 1,32	+ 1,15	− 3,25	
− 0,172	− 0,082	− 0,091	− 0,386	+ 10,97	+ 5,88	− 16,85	= 0,00
					+ 44,23	− 53,33	
+ 0,152					− 0,24	+ 1,09	
+ 0,060	+ 0,239				− 0,72	+ 2,50	
− 0,008	− 0,032	− 0,107			− 0,17	− 1,08	
+ 0,051	+ 0,050	+ 0,074	+ 0,337		− 1,00	+ 2,83	
+ 0,092	+ 0,044	+ 0,049	+ 0,207	+ 0,536	− 3,15	+ 9,03	
+ 0,347	+ 0,301	+ 0,016	+ 0,544	+ 0,536	+ 38,95	− 38,96	= − 0,01

Z rozwiązania równań korelat otrzymujemy następujące wartości:

$k_1 = -0{,}347$, $k_2 = -0{,}301$, $k_3 = -0{,}016$, $k_4 = -0{,}544$, $k_5 = -0{,}536$.

Wartości te, wstawione do równań korelat, sprawdzają je w przybliżeniu do zera: 1) + 0,01, 2) + 0,01, 3) − 0,01, 4) 0,00, 5) 0,00.

2. Niwelacja ulic.

Do niwelowania ulic można używać instrumentu niwelacyjnego ze stałą lunetą i libelą, np. instrumentu Zeissa IV (fig. 622). Instrument powinien być dokładnie zrektyfikowany[1]). Niwelację wykonywamy ciągami o równych w przybliżeniu długościach celowych wstecz i wprzód, nawiązując ją do wszystkich znaków wysokości, jakie znajdują się na niwelowanej ulicy. Stanowiska instrumentu obiera się w miejscach możliwie spokojnych np. na chodnikach. Punkty nawiązania powinny być stałe i dogodne do ustawiania łaty niwelacyjnej. Niweluje się punkty poligonowe i pomiarowe, oś ulicy (co 50 *m* i na załomach spadku) i punkty na krawężnikach (ściekach), położone w tym samym przekroju poprzecznym, progi wchodowe i wjazdowe, progi skrajnych okien suterenowych poszczególnych domów, pokrywy objektów kanalizacyjnych i t. d. Jeżeli zdjęcie poziome ulic zostało już poprzednio wykonane, należy je zużytkować, znacząc zaniwelowane punkty na kopji zdjęcia, nowe punkty odmierza się od punktów zdjętych poprzednio. W braku zdjęcia poziomego ulicy trzeba zdjąć punkty niwelowane, zakładając odpowiednią podstawę (poligon). Jeżeli mamy wykonać niwelację tylko jednej ulicy, należy oprócz niej zaniwelować wyloty ulic sąsiednich na długości 30 *m*. Niwelację ciągów niwelacyjnych należy wyrównać między znakami wysokości i obliczyć wysokości zaniwelowanych punktów.

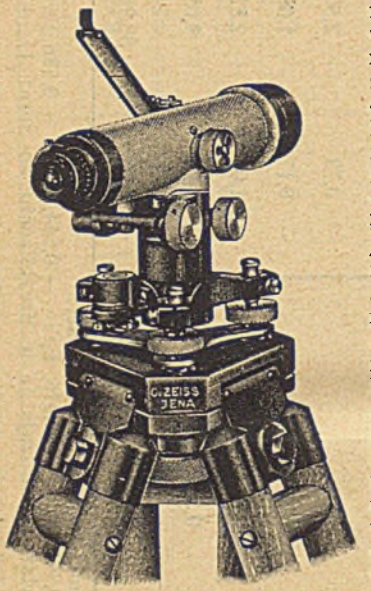


Fig. 622. Instrument niwelacyjny Zeissa IV do niwelacji zwykłej. Powiększenie lunety 25 ×, wartość kątowa libeli 30″ na 2 *mm*.

Niwelację ulic przeprowadzamy głównie w celu otrzymania ich p r o f i l ó w p o d ł u ż n y c h. Profil podłużny przedstawia przekrój pionowy ulicy wzdłuż osi, na który rzutujemy ważniejsze punkty ulicy, położone poza osią. Położenie każdego zaniwelowanego punktu profilu wyznaczamy zapomocą odległości rzutu tego punktu od punktu początkowego ulicy i zapomocą jego wysokości bezwzględnej. Profile podłużne rysuje się w skali odległości, odpowiadającej skali planu zdjęcia poziomego, a w skali wysokości zwykle 10 razy większej. Często używane są skale 1:1 000 i 1:100, 1:500 i 1:50.

Rysunek profilu podłużnego istniejącej ulicy zawiera: 1. Profil nawierzchni w osi ulicy (z zaznaczeniem ewentualnych przepustów lub mostów). 2. Rzuty prostokątne na powierzchnię profilu: krawężników chodników lub ścieków, zewnętrznych krawędzi budynków, wylotów granic własności parcel oraz ważniejszych punktów,

[1]) Por. P o d r ę c z n i k i n ż y n i e r s k i, tom I, str. 366.

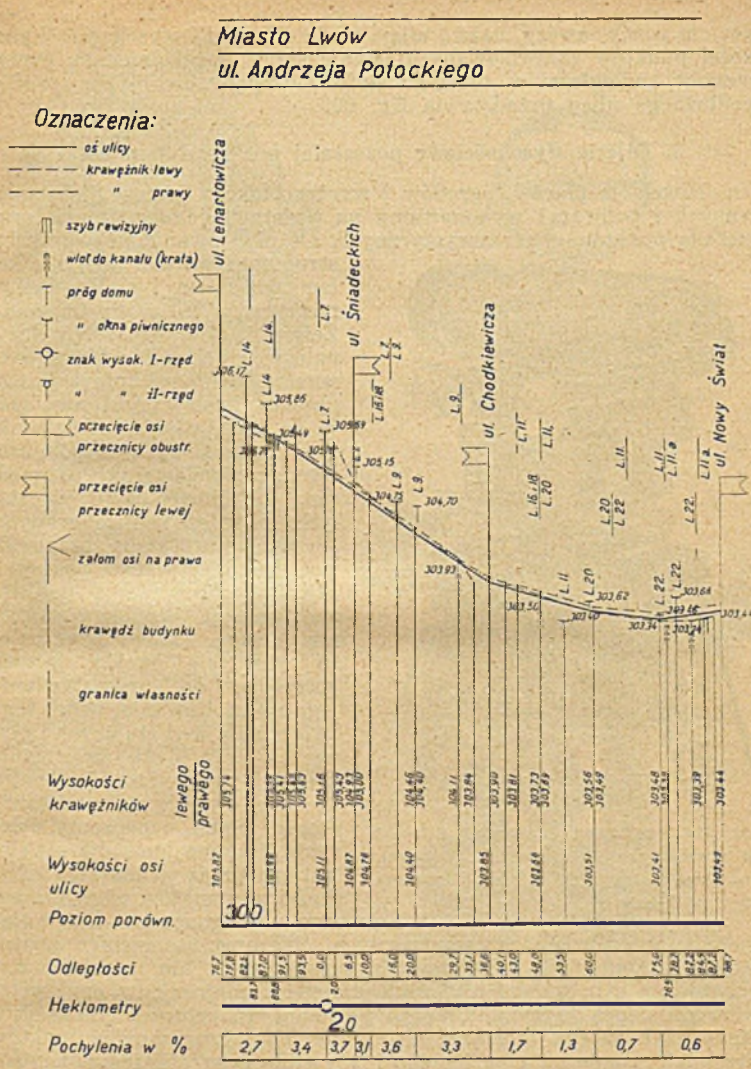


Fig. 623. Część profilu podłużnego ulicy Andrzeja Potockiego we Lwowie. (Skala wysokości 20 razy większa od skali odległości.)

jak znaki wysokości, progi domów i skrajnych okien suterenowych, pokrywy objektów kanalizacyjnych. 3. Punkty zmiany kierunku osi ulicy. 4. Punkty przecięcia osi ulicy z osiami przecznic. 5. Wysokości punktów zaniwelowanych. 6. Odległości rzutów wszystkich punktów, zaznaczonych na profilu, od punktu początkowego ulicy (profilu). 7. Pochylenia nawierzchni w osi ulicy. Prócz tego należy podać

poziom porównawczy, nazwę ulicy, skalę długości i wysokości. Wysokości punktów zaniwelowanych podaje się z uwzględnieniem centymetrów, odległości z uwzględnieniem decymetrów. Wzór profilu podłużnego ulicy przedstawia fig. 623.

3. Zdjęcie wysokościowe pozostałej powierzchni miasta.

Niwelację placów, ogrodów i wnętrz bloków (parcel niezabudowanych i podwórz) wykonywamy na podstawie danego planu oraz metodą punktów charakterystycznych. Do niwelowania używamy instrumentu niwelacyjnego z kołem poziomem i siatką tachymetryczną, n. p. instrumentu Zeissa I (fig. 624). Niwelację należy wykonać wogóle wewnątrz poligonu, otaczającego objekt niwelowany i nawiązać ją do znaków wysokości, punktów poligonowych i pomiarowych, zaniwelowanych poprzednio, lub innych punktów stałych, również zaniwelowanych. W tym celu trzeba przygotować kopje szkiców polowych zdjęcia poligonowego, na których znaczyć będziemy punkty niwelowane. Zaniwelować należy wszystkie punkty terenu, potrzebne do przedstawienia jego ukształtowania, prócz tego zwierciadła wód stojących i płynących oraz ślady zwierciadła wielkiej wody. Stosując metodę niwelowania na podstawie danego planu, oznaczamy położenie poziome punktów niwelowanych przez pomiar ich odległości od punktów zdjętych metodą poligonową. Zdejmując metodą punktów charakterystycznych, obieramy stanowiska instrumentu na punktach poligonowych, pomiarowych lub punktach wyznaczonych z poprzednich. Z tych stanowisk zdejmujemy punkty terenu zapomocą tachymetrji przy poziomej osi celowej. Na każdem stanowisku należy nawiązać się do innych wyznaczonych punktów przez odczytanie kąta poziomego i łaty (lub wysokości instrumentu).

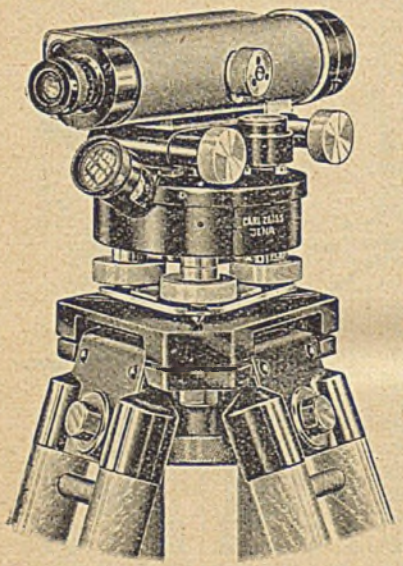


Fig. 624. Instrument niwelacyjny Zeissa I do niwelacji zwykłej, z kołem poziomem. Powiększenie lunety 25 ×, wartość kątowa libeli 30″ na 2 *mm*.

Niezabudowane lub rzadko zabudowane tereny miejskie (na przedmieściach), ukształtowane falisto (pagórkowate lub górzyste), zdejmuje się metodą tachymetryczną. Używa się tachymetru zwykłego z lunetą silnie powiększającą np. 28 razy (fig. 625 i 626) lub tachymetru autoredukcyjnego Hammera i Fennela[1]) (fig. 627 i 628). Tachymetr powinien być dokładnie zrektyfikowany[2]). Stałe tachymetryczne należy wyznaczyć bezpośrednio przed pomia-

[1]) Por. Schewior, Der Tachymeter Hammer-Fennel, część I, Kassel 1930.
[2]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 379.

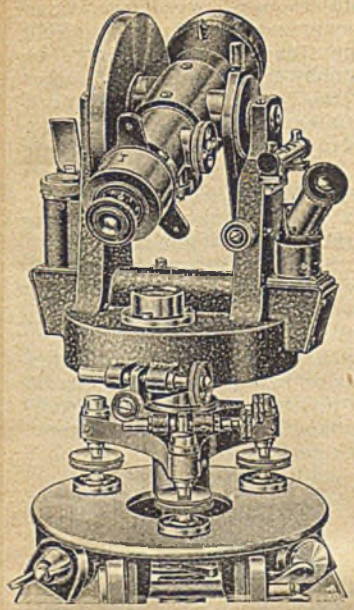


Fig. 625. Tachymetr Fennela. Obu koła odczytujemy zapomocą mikroskopu z pojedynczą kreską, który daje przez ocenę 1′ i umieszczony jest w obracalnym okularze. Luneta Wilda o powiększeniu 28 × posiada trzy stałe kreski odległości.

Fig. 626. Pole widzenia mikroskopu do odczytywania kątów tachymetru Fennela.
Odczyt koła poziomego 47° 26′
„ „ pionowego 25° 22,5′.

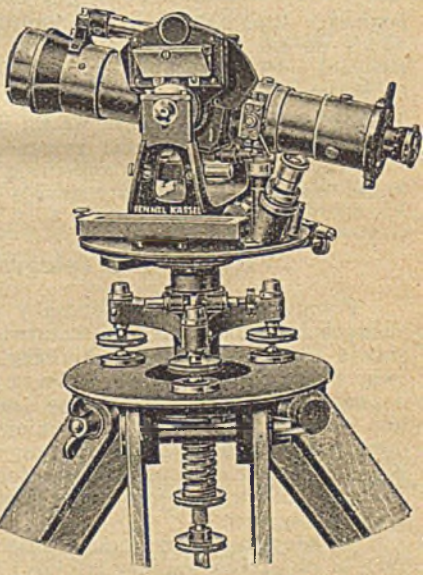


Fig. 627. Tachymetr autoredukcyjny Hammera i Fennela posiada lunetę Wilda z libelą niwelacyjną. Koło poziome odczytujemy zapomocą mikroskopu z pojedynczą kreską, dającego przez ocenę 1′. W okularze lunety widzimy krzywą odległości i krzywą wysokości, które wyznaczają nam na obrazie łaty dwa odcinki. Pierwszy z nich pomnożony przez 100 daje odległość poziomą, drugi zaś pomnożony przez 20 wysokość tachymetryczną.

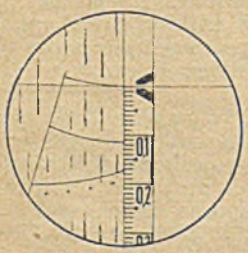


Fig. 628. Pole widzenia lunety tachymetru Hammera i Fennela.

$D_h = 0{,}115 \times 100 = 11{,}5\ m.$

$H = +0{,}173 \times 20 = +3{,}46\ m.$

rem[1]). Podstawą zdjęcia tachymetrycznego będą przedewszystkiem wierzchołki poligonów i punkty pomiarowe, nadające się do tego celu. Prócz tego wyznaczy się inne potrzebne stanowiska tachymetru zapomocą wcinania wprzód, metody biegunowej lub wcinania wstecz. Punkty, które będą stanowiskami tachymetrycznemi, należy zaniwelować. Na każdem stanowisku trzeba zmierzyć wysokość instrumentu i nawiązać się do dwóch punktów, danych na terenie i na planie. Należy sprawdzać odczyty na łacie lub tachymetrować punkty 2 razy w różnych pochyleniach lunety. Wykonać dokładny szkic terenu zdejmowanego, poznaczyć na nim punkty zdejmowane i nakreślić linje interpolacyjne dla warstwic[2]). Odległości i wysokości tachymetryczne oblicza się zapomocą tablic tachymetrycznych[3]) lub suwaka tachymetrycznego. Punkty zdjęte nanosi się na planie zapomocą kątomierza kartonowego, obok każdego punktu pisze się jego wysokość.

Wyniki niwelacji powierzchni miasta i ulic oraz tachymetrycznego zdjęcia miejskich terenów niezabudowanych służą do nakreślenia warstwic na planie (lub kopji planu) zdjęcia poligonowego. Odstęp pionowy warstwic zależy od spadków terenu i od skali planu. Dla planów w skali 1:1 000, gdy spadek terenu wynosi

poniżej	2%,	należy	stosować	odstęp	warstwic 0,25 *m*
od 2% do	4%,	„	„	„	„ 0,50 „
powyżej	4%,	„	„	„	„ 1 *m*
na stromym terenie		„	„	„	2 *m* do 5 *m*.

Punkty warstwic wyznacza się na linjach interpolacyjnych (narysowanych na szkicu zdjęcia) zapomocą siatki prostych równoległych w równych odstępach lub zapomocą pęku promieni, nakreślonych na kalce. Warstwice wyciąga i opisuje się sepią.

VIII. Zdjęcia fotogrametryczne miast.

Fotogrametrja podaje sposoby wykonywania planów (map) poziomych i wysokościowych (warstwicowych) w pewnej skali na podstawie zdjęć fotograficznych. Przy zdjęciach miast stosujemy metodę fotogrametrji lotniczej (aerofotogrametrji), która dozwala otrzymać szybko plany (mapy), nadające się do wielu celów technicznych gospodarki miejskiej, przedewszystkiem zaś do opracowania ogólowych planów regulacyjnych (zabudowania) miast. Zdjęcia lotnicze dają pełny obraz terenu tak pod względem rzutu poziomego jak i wysokości, odznaczający się wielkiem bogactwem zdjętych szczegółów.

Wykonywamy przeważnie zdjęcia prostopadłe, przy których oś objektywu kamery lotniczej zajmuje położenie w przybliżeniu pionowe, a klisza (film) położenie w przybliżeniu poziome. Poszczególne zdjęcia wykonywa się z tej samej wysokości, przyczem pokrywają się one częściowo. Prócz tego niektóre pojedyncze zdjęcia wykonać możemy przy dowolnie pochylonej osi objektywu kamery lotniczej, aby poznać na ich podstawie sposób zabudowania bloków, zabytki architektury, ocenić wysokości budynków i t. d.

---

[1]) Por. Podręcznik inżynierski, tom I, str. 390.

[2]) Por. tamże, str. 393.

[3]) Np. Jordan, Hilfstafeln für Tachymetrie, Stuttgart 1930.

Zdjęcia aerofotogrametryczne wykonywane są przez wykształconych w tym kierunku lotników (obserwatorów), ze specjalnych samolotów, zapomocą kamer fotograficznych lotniczych. W Polsce wykonywa je Wydział Aerofotogrametryczny Polskich Linij Lotniczych „Lot" („Fotolot"). Koszta tych zdjęć zależą od żądanej skali planów (map), kształtu granic zdejmowanego obszaru, metody opracowania planów i odległości zdejmowanego miasta od lotniska, w którem znajduje się samolot do zdjęć.

Na podstawie zdjęć fotogrametrycznych lotniczych możemy otrzymać: a) fotoszkic, b) fotoplan, c) fotomapę. a) Fotoszkic powstaje przez zestawienie odbitek fotograficznych zdjęć nieprzetworzonych. Jest on szkicem plastycznym terenu, nadającym się do celów orjentacyjnych. b) Fotoplan otrzymujemy przez przetworzenie zdjęć lotniczych na poziome w żądanej skali (zwykle 1:5 000). Przetwarzanie wykonywamy drogą optyczną, zapomocą przetworników, używając przytem punktów dostosowania, zdjętych zwykłemi metodami mierniczemi. Fotoplan, uzupełniony warstwicami na podstawie niwelacji powierzchniowej odnośnego terenu, służyć może do opracowania różnych projektów ogólowych. c) Fotomapa powstaje przez opracowanie w autografie, drogą optyczno-mechaniczną przy zastosowaniu stereoskopji, stereogramów t. j. dwóch zdjęć lotniczych tego samego terenu, wykonanych z różnych punktów. Przedstawia ona rzut poziomy zdjętych przedmiotów i warstwice terenu; wykonana w skali 1:2 500 lub większej, zastąpić może do pewnego stopnia mapę otrzymaną na podstawie zdjęcia poligonowego i niwelacyjnego, w zależności od celu użycia mapy i wymaganej dokładności zdjęcia.

Sposoby wykonania zdjęć fotogrametrycznych i opracowania odnośnych planów (map) podane są w rozdziale „Fotogrametrja lotnicza" (str. 2057) oraz w dziełach z zakresu fotogrametrji, wymienionych poniżej w wykazie literatury.

LITERATURA.

Literatura ogólna.

Jordan-Reinhertz-Eggert, Handbuch der Vermessungskunde, Stuttgart, Bd. I. 1920 (Ausgleichungs-Rechnung), Bd. II. 1931—1933 (Feld- u. Landmessung), Bd. III. 1923 (Landvermessung u. Erdmessung).

Kluźniak, Geodezja niższa, Warszawa 1928.

Gauss, Die trigonometrischen und polygonometrischen Rechnungen in der Feldmesskunst, Stuttgart 1922.

Weigel, Rachunek wyrównawczy wedle metody najmniejszych kwadratów, Lwów—Warszawa 1923.

Warchałowski, Rachunek wyrównania według metody najmniejszych kwadratów, Warszawa 1923.

Abendroth, Die Ausgleichungspraxis in der Landesvermessung, Berlin 1916.

Wilczkiewicz, Zasady zdjęć fotogrametrycznych, Lwów 1930.

Hugershoff, Photogrammetrie und Luftbildwesen, Wien 1930.

Gast, Vorlesungen über Photogrammetrie, Leipzig 1930.

Przepisy pomiarowe triangulacyjne i poligonowe, Warszawa 1928.

Literatura specjalna.

Abendroth, Der Landmesser im Städtebau, Berlin 1909.
Danger, Cours de topométrie urbaine, lever des plans de villes, Paris 1929.
Rohleder, Kommunale Bodenpolitik, Bd. I. Kommunales Vermessungswesen, Frankfurt a. M. 1930.
Mitchell, Use of geodetic control for city surveys, Washington 1923.
Przepisy obowiązujące przy wykonaniu pomiarów miast, Warszawa 1928. (Przepisy Ministerstwa Robót Publicznych z r. 1919 i 1920.)
Maksyś, Pomiary i plany sytuacyjne miast i osiedli, Warszawa 1932.
Liczne rozprawy, odnoszące się do zdjęć miast, zawierają roczniki czasopisma Zeitschrift für Vermessungswesen, Stuttgart.
Analizę czasu pracy przy zdejmowaniu miast podają: Niedzielski, Analiza cen przy pracach pomiarowych, Przegląd Mierniczy 1925, Nr. 12, str. 1. Danger, Cours de topométrie urbaine, 1929, str. 18. Ferber, w artykule „Stadtmessungen", w „Taschenbuch der Landmessung und Kulturtechnik", Stuttgart.

SPROSTOWANIE.

Wzory czwarty i piąty, podane w przypisie na stronie 3099, mają być następujące:

$$y_P - y_A = \frac{(y_B - y_A)\ ctg\ \alpha - (x_B - x_A)}{ctg\ \alpha + ctg\ \beta},$$

$$x_P - x_B = \frac{-(x_B - x_A)\ ctg\ \beta + (y_B - y_A)}{ctg\ \alpha + ctg\ \beta}.$$

POLITECHNIKA GDAŃSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA Oliwia

BG Politechniki Śląskiej
nr inw.: 102 - 130412
Dyr.1 130412